

|

**CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON**

**Deel 1. Ongewapende dragende en niet-dragende  
Scheidingsconstructies (blokken)**

**Datum: januari 2008**

**Algemene informatie bij deze uitgave**

Dit rapport is een herziening van het BKB rapport nr. 0254/95 d.d. september 1995 en is gebaseerd op de Technische grondslagen voor bouwconstructies – TGB 1990 – Steenconstructies – Basiseisen en bepalingsmethoden april 2005

**Niets uit dit drukwerk mag worden verveelvoudigd en/of openbaar gemaakt doormiddel van druk, fotokopie, microfilm of op welke andere wijze ook, zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van de uitgever, noch mag het zonder een dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waardoor het is vervaardigd.**

<b>INHOUD</b>	<b>pagina</b>
<b>1. INLEIDING</b>	<b>4</b>
<b>2. CELLENBETON EN ZIJN EIGENSCHAPPEN</b>	<b>5</b>
<b>3. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN</b> met ec-methode in NEN 6790:2005	<b>7</b>
3.1 Algemeen	7
3.2 Voorbeeld berekening uiterste opneembare normaaldrukkracht	8
3.3 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen	9
3.3.1 Toetsing normaalkracht	10
<b>4. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN</b> Art. 11.2.5 NEN 6790:2005	<b>12</b>
4.2 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen	15
4.2.1 Beschrijving rekenmethode	15
4.2.2 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woningen	17
4.2.3 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woongebouwen	20
<b>5. WINDBELASTING</b>	<b>26</b>
<b>6. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN OP WIND BELAST</b>	<b>30</b>
6.1 Algemeen	30
6.2 Voorbeeld berekening dragende wanden op wind belast	31
<b>7. ONTWERPEN VAN NIET-DRAGENDE WANDEN</b>	<b>34</b>
7.1 Berekeningswijze en ontwerptabellen voor massieve niet dragende buitenwanden	34
7.2 Berekeningswijze niet-dragende binnenspouwbladen	36
7.2.1 Voorbeeldberekening waarbij de bijdrage van het buitenspouwblad niet wordt verwaarloosd	37
<b>8. STABILITEIT VAN CELLENBETONCONSTRUCTIES</b>	<b>41</b>
8.1 Algemeen	41
8.2 Toelichting berekeningsmethode aan de hand van rekenvoorbeeld	42
8.3 Ontwerpregels voor het beschouwen van de stabiliteit	53
<b>Bijlage A</b> <b>Ontwerpgrafieken niet-dragende wanden</b> Gebouwhoogte $\leq 10$ M	<b>55</b>

## 1. INLEIDING

Xella Nederland b.v. te Vuren biedt met YTONG oplossingen voor vrijwel elk bouwdeel en zelfs voor complete casco's. Om het voor de constructeur gemakkelijk te maken heeft Xella handzame- en gebruiksvriendelijke ontwerptabellen (toepassingsvoorbeelden) opgesteld voor de constructieve toepassing van cellenbeton in dragende- en niet-dragende wanden, uitgevoerd in YTONG cellenbetonblokken.

Uitgangspunten zijn de KOMO-attesten-met-productcertificaat en de hierin opgenomen gebruikswaarden en toepassingsvoorwaarden. Dit rapport is een nadere uitwerking van de in de desbetreffende attesten-met-certificaat opgenomen toepassingsvoorbeelden.

Uitgangspunten (normen) voor het construeren zijn verder:

NEN 6700; TGB 1990 Algemene basiseisen  
NEN 6702; TGB 1990 belastingen en vervormingen augustus 2007  
NEN 6790; TGB 1990 Steenconstructies april 2005

Dit rapport werd mede mogelijk gemaakt door advisering van Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V. te Rijswijk (Z.H.)

### N.B.

Dit rapport beperkt zich tot de constructieve aspecten en gaat niet in op de andere aspecten, zoals bouwfysische en esthetische zaken.

De in dit rapport vermelde dikte-afmetingen weerspiegelen de leveringssituatie van een moment. Daar ontwikkelingen op de markt de leverbare dikte-afmetingen bepalen, zal de gebruiker van dit rapport, uitgaande van de constructief minimaal noodzakelijke diktemaat, zijn keus moeten maken uit de op dat moment op de markt aangeboden dikte-afmetingen.

**2. CELLENBETON EN ZIJN EIGENSCHAPPEN**

Door Xella Nederland b.v. worden op verschillende productiebedrijven diverse typen cellenbeton vervaardigd. De verschillende typen en de daarbij behorende eigenschappen zijn opgenomen in de desbetreffende KOMO-attesten-met-productcertificaat.

Een overzicht van de belangrijkste cellenbeton-eigenschappen zijn weergegeven in de tabel 1.

Tabel 1 - *Materiaaleigenschappen van cellenbeton*

Eigenschappen	type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600	G5/800
Volumieke massa droog in kg/m <sup>3</sup>	370 +/- 50	450 +/- 50	575 +/- 50	750 +/- 50
gemiddelde kubusdruksterkte in N/mm <sup>2</sup> (f <sub>b</sub> )	2,3	3,5	4,5	5,6
representatieve druksterkte in N/mm <sup>2</sup> (f <sub>rep</sub> )	1,62	2,32	2,87	3,46
rekenwaarde van de druksterkte in N/mm <sup>2</sup> (f <sub>d</sub> )	0,9	1,29	1,6	1,92
rekenwaarde van de buigtreksterkte in N/mm <sup>2</sup> (f <sub>m;d</sub> ) (zowel loodrecht als evenwijdig aan de lintvoeg)	0,14	0,19	0,24	0,29
rekenwaarde van de schuifsterkte in N/mm <sup>2</sup> (f <sub>v;d</sub> )	0,14	0,19	0,24	0,29
rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus in N/mm <sup>2</sup> (E) (zowel loodrecht als evenwijdig aan de lintvoeg)	1100	1500	2125	3000
rekenwaarde van de lineaire uitzettingscoëfficiënt (α) in K <sup>-1</sup>	8 x 10 <sup>-6</sup>	8 x 10 <sup>-6</sup>	8 x 10 <sup>-6</sup>	8 x 10 <sup>-6</sup>

De in de tabel genoemde materiaaleigenschappen zijn bepaald overeenkomstig NEN-EN 771-4 en NEN 6790-2005.

## Verklaringen gehanteerde materiaaleigenschappen

- Volumieke massa droog in  $\text{kg/m}^3$  art. 5.4.1 NEN-EN 771-4

- gemiddelde kubusdruksterkte in  $\text{N/mm}^2$  ( $f'_b$ ) art. 9.1.3 NEN 6790:2005

- representatieve druksterkte in  $\text{N/mm}^2$  ( $f'_{\text{rep}}$ ) art. 9.1.3 NEN 6790:2005

$$f'_{\text{rep}} = K f'_b{}^\alpha f'_m{}^\beta$$

waarin:  $K$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  zijn constanten resp. 0,8; 0,85; 0 (tabel 1 NEN 6790:2005)

$f'_m$  is de gemiddelde druksterkte van de lijm mortel  $\geq 12 \text{ N/mm}^2$

- rekenwaarde van de druksterkte in  $\text{N/mm}^2$  ( $f'_d$ ) art. 9.1.1 NEN 6790:2005

$$f'_d = f'_{\text{rep}} / \gamma_m$$

waarin:  $\gamma_m$  is de materiaalfactor ( $\gamma_m = 1,8$ )

- rekenwaarde van de buigtreksterkte in  $\text{N/mm}^2$  ( $f_{m;d}$ ) art 9.2 NEN 6790:2005

$$f_{m;d} = f_{m;\text{rep}} / \gamma_m$$

waarin:  $f_{m;\text{rep}} = 0,15 f'_{\text{rep}}$   
 $\gamma_m$  is de materiaalfactor ( $\gamma_m = 1,8$ )

- rekenwaarde van de schuifsterkte in  $\text{N/mm}^2$  ( $f_{v;d}$ ) art. 9.3 NEN 6790:2005

$$f_{v;d} = f_{v;\text{rep}} / \gamma_m$$

waarin  $f_{v;\text{rep}} = f_{m;\text{rep}}$  art 9.3.2.2  
 $\gamma_m$  is de materiaalfactor ( $\gamma_m = 1,8$ )

- rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus van metselwerk van cellenbeton ( $E$ ) art. 9.4.1 NEN 6790:2005

$$E = 5(\rho_m - 150)$$

Waarin  $\rho_m$  is de volumieke massa van cellenbeton in  $\text{kg/m}^3$

**3. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN met  $e_c$ -methode in NEN 6790:2005**

**3.1 Algemeen**

Ter vereenvoudiging mag de bepaling van de respons in centrisch en excentrisch gedrukte wanden, kolommen en stabiliteitskernen worden beperkt tot de berekening van de maatgevende doorsneden. Art. 10.3.5 NEN 6790:2005. Deze berekeningsmethode wordt de  $e_c$ -methode genoemd.

De maatgevende doorsneden moet daarbij berekend worden op:

- de rekenwaarde van de normaaldrukkracht  $N'_{d}$ , bepaald met de lineaire-elasticiteitstheorie
- de rekenwaarde van het buigend moment  $M_d$ , waarvoor geldt  $M_d = N'_{d} e_t$  waarbij de rekenwaarde van  $e_t$  is gebaseerd op de eerste-orde-excentriciteit  $e_o$  en de toelagexcentriciteit  $e_c$ .

De totale excentriciteit moet worden bepaald uit:

$$e_t = \xi (e_o + e_c) \geq e_o$$

waarin:

$e_o$  is de eerste-orde-excentriciteit in de doorsnede. Voor wanden in geschoorde raamwerken dient een  $e_o$  aangehouden te worden van  $1/300 l \geq 10$  mm. Hierin is  $l$  de wandhoogte in mm.

$e_c$  is de toelagexcentriciteit.

$$e_c = 3(1,5 h + e_o) (\rho l_c / (100 h))^2$$

waarin:

$h$  is de wanddikte

$e_o$  is de grootste waarde van de eerste-orde-excentriciteit over de hoogte

$\rho$  is de reductiefactor voor de kniklengte  
voor tweezijdig gesteunde wanden geldt:  $\rho = 1$

$l_c$  is de kniklengte van de wand  
en kan gelijkgesteld worden aan  $l$ , (= wandhoogte) als  $e_o$  de voorgeschreven minimale excentriciteit betreft.

$\xi$  is een factor ter bepaling van de totale optredende excentriciteit ( $e_t$ )  
indien  $e_1$  (de kleinste eerste-orde-excentriciteit) gelijk is aan  $e_o$  geldt:  $\xi = 1$

voorwaarde is:  $e_t \leq e_u$

$e_u$  is uiterste toelaatbare excentriciteit in de wand  
voor cellenbeton kan  $e_u$  worden bepaald met de volgende uitdrukking:

$$e_u = 0,5 h - 0,55 \frac{N'_{u;d}}{b \cdot f'_d}$$

waarin:

$N'_{u;d}$  is de rekenwaarde van de uiterst opneembare normaaldrukkracht in de doorsnede bij een excentriciteit  $e_t$

$b$  is de afmeting van de doorsnede, loodrecht op  $h$  gemeten

$f'_d$  is de rekenwaarde van de druksterkte van het metselwerk

**3.2 Voorbeeldberekening uiterste opneembare normaaldrukkracht**

Stel:

Type cellenbeton: G4/600  
 Wanddikte: h : 100 mm  
 Wandhoogte: l : 2500 mm

$$f'_d = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$e_o = \frac{1}{300} l \geq 10 \text{ mm}: 10 \text{ mm}$$

$$e_c = 3(1,5 h + e_o) (\rho l_c / (100 h))^2: 30 \text{ mm}$$

$$e_t = e_o + e_c: 40 \text{ mm}$$

$e_u$  is uiterste toelaatbare excentriciteit in de wand

$$e_u = e_t = 0,5 h - 0,55 \frac{N'_{u,d}}{b \cdot f'_d} = 40$$

$$N'_{u,d} = 29,1 \text{ kN/m}^1 \text{ wand}$$

Tabel 2 -  $N'_{u,d}$ : Rekenwaarde uiterst opneembare normaalkracht in kN/m voor de verschillende sterkteklassen en dikten c.q. lengten

**Wandhoogte 2500 mm**

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	16,4	23,5	29,1	34,9
125	47,1	67,5	83,8	100,5
150	74,3	106,5	132,1	158,5
175	99,5	142,6	176,9	212,3
200	123,5	177,0	219,5	263,5
240	160,3	229,8	285,0	341,9
250	169,3	242,6	300,9	361,1
300	213,4	305,9	379,4	455,3

**Wandhoogte 2750 mm**

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	6,1	8,7	10,8	12,9
125	39,0	55,9	69,3	83,2
150	67,6	96,9	120,2	144,2
175	93,8	134,4	166,7	200,1
200	118,5	169,9	210,7	252,8
240	156,2	223,8	177,6	333,1
250	165,3	236,9	293,9	352,7
300	210,1	301,2	373,5	448,2

Voor tussenliggende wandhoogten kan rechtlijnig worden geïnterpoleerd.



**3.3 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen**

**Uitgangspunten**

Bij de berekening zijn de volgende uitgangspunten in acht genomen, te weten:

- Er wordt uitgegaan van twee bouwlagen met een zolderverdieping.
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand wordt in rekening gebracht, te weten: 2,00 kN/m<sup>1</sup>
- Bij alle wanden wordt gerekend op een verzwakking van maximaal 20% door de gemiddelde wandbelasting met een factor <sup>1</sup>/<sub>0,8</sub> te vermenigvuldigen.
- Bij de dimensionering wordt alleen gelet op de sterkte.  
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidwering kunnen leiden tot grotere afmetingen (zie hiervoor het desbetreffende attest-met-certificaat).

De volgende rekenbelastingen worden gehanteerd:

- *Bij toepassing van cellenbetonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	
Zoldervloer (dikte = 240 mm)			
Eigengewicht	1,62 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>3,42 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 240 mm)	1,62 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>3,42 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	

- *Bij toepassing van betonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	4,80 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>6,60 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	4,80 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>6,60 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	

- *Bij toepassing van kanaalplaatvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	3,75 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>5,55 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	3,75 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>5,55 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	

Hierin is ψ de momentaanfactor voor de variabele belasting uit NEN 6702:2007.

### 3.3.1 Toetsing normaalkracht

De toetsing van de normaalkracht is gebaseerd op de eis dat het quotiënt van de rekenwaarde van de normaalkracht  $N'_d$  en de modelfactor  $\gamma_M$  kleiner dan of maximaal gelijk dient te zijn aan de uiterst opneembare normaalkracht  $N'_{ud}$ , (art. 11.2.1 van NEN 6790:2005).

De modelfactor  $\gamma_M$  wordt bepaald volgens art. 11.1.2 van NEN 6790:2005 en is gelijk aan 1,3 (voor constructies van gebouwen met een bouwwerkhoogte tot 11 m boven maaiveld)

$\gamma_M = 1,0$  voor alle overige gevallen

In iedere doorsnede moet zijn voldaan aan:

$$N'_d / \gamma_M \leq N'_{ud}$$

waarin:

$N'_d$  is de rekenwaarde van de optredende normaaldrukkracht

$N'_{ud}$  is de rekenwaarde van de grootste van de uiterst opneembare normaaldrukkracht

$\gamma_M$  is de modelfactor

*Voorbeeld:*

Bepaal de wanddikte van een eindwand van een woning (hoogte = 2500 mm) op zowel verdieping als beganegrond: De overspanning van de vloer is 6,00 m (kanaalplaatvloer). Gebouwhoogte ≤ 11 m. De constructie van de woning dient te worden beschouwd in veiligheidsklasse 2 met de volgende belastingsfactoren (tabel 2 NEN 6702:2007):

Permanent:  $\gamma_{f,g} = 1,2$

Variabel:  $\gamma_{f,q} = 1,3$

a.	op verdieping:			
	permanent:	$((1,00 + 5,55) \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$		32,5 kN
	veranderlijk:	$((0 \cdot 1,00 + 1,75) \cdot 0,5 \cdot 6) \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$		8,5 kN
			N'd	41,0 kN
b.	op beganegrond:			
	extra bij verdieping:			
	permanent:	$(5,55 \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$		28,0 kN
	veranderlijk:	$0,4 \cdot 1,75 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$		3,4 kN
			N'd	31,4 kN

De factor 1,25 brengt de invloed van eventuele openingen in de wand in rekening.

Het quotiënt van de rekenwaarde van de normaalkracht en de modelfactor op het beganegrondniveau is  $(41,0 + 31,4) / 1,3 = 55,7$  kN/m

Op de verdieping:  $41,0 / 1,3 = 31,5$  kN/m

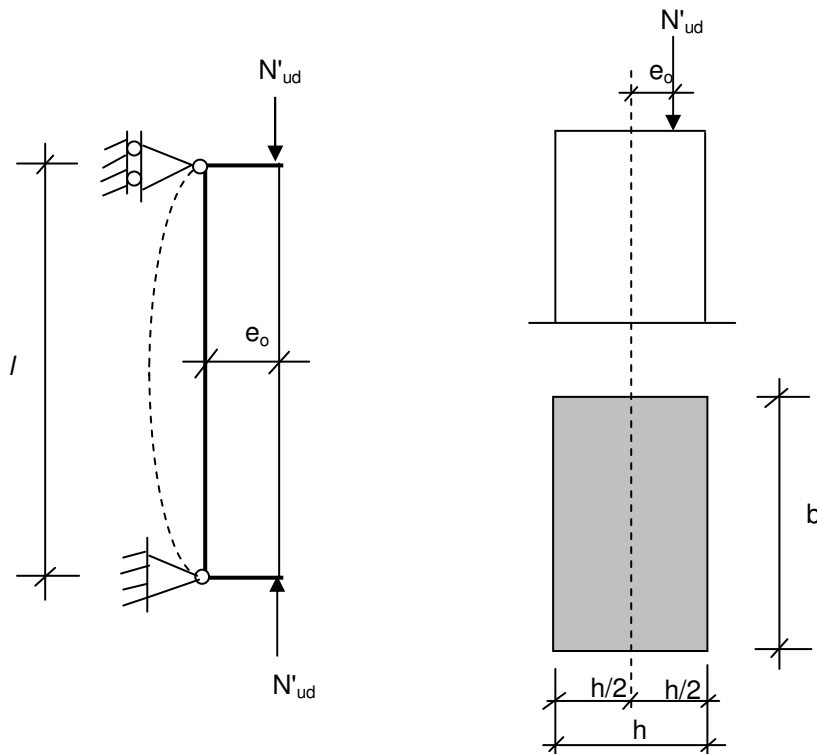
De wanden dienen dus minimaal 125 mm dik te zijn (verdieping G2/400; beganegrond G3/500)

*De kleinste waarde van de dikten berekend met de methoden omschreven in paragrafen 3.2. en 4.1 mag aangehouden worden.*

4. ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN CONFORM ART. 11.2.5 NEN 6790:2005

4.1 Algemeen

Voor onderstaande diktebepaling is gebruikgemaakt van de vereenvoudigde bepaling van de respons van op druk en buiging belaste gesteunde passieve of neutrale wanden of kolommen met een over de hoogte constante eerste orde-excentriciteit  $e_o$  volgens art. 11.2.5 van NEN 6790:2005. Voorwaarde is dat de doorsnede van de wand of kolom rechthoekig is. Een passieve of neutrale wand is een wand die deel uitmaakt van een geschoorde constructie. Het betreft dus wanden die geen actieve bijdrage aan de stabiliteit van de constructie leveren.



Figuur 1 - Schematisering tweezijdig gesteunde wand of kolom

Voor deze passieve of neutrale wanden of kolommen (zie figuur 1) mag voor de bepaling van de uiterst opneembare normaaldrukkraft gebruik worden gemaakt van de formule:

$$N'_{u;d} = \alpha f'_d b h$$

Waarin:

$N'_{u;d}$  is de rekenwaarde van de, bij het optredende buigend moment, uiterst opneembare normaal drukkraft;

$f'_d$  is de rekenwaarde voor de druksterkte van het metselwerk;

$b$  is de afmeting van de dwarsdoorsnede, loodrecht op  $h$  gemeten;

$h$  is de totale hoogte van de dwarsdoorsnede, gemeten in de buigingsrichting;

$\alpha$  is de reductiefactor, volgens tabel 3;

$e_o$  is de eerste orde excentriciteit; hiervoor geldt minimaal de grootste waarde van  $l / 300$  en 10 mm;

$\lambda$  is de slankheid;  $\lambda = l / h$

$l$  is de afstand tussen de horizontale steunen aan de bovenzijde en de onderzijde

Tabel 3 - waarden van  $\alpha$  <sup>1)</sup>

$e_0/h$	waarden van $\alpha$ voor						
	$\lambda = 0$	$\lambda = 5$	$\lambda = 10$	$\lambda = 15$	$\lambda = 20$	$\lambda = 25$	$\lambda = 30$
0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,82	0,53	0,37
0,05	0,86	0,85	0,79	0,68	0,54	0,37	0,26
0,10	0,74	0,72	0,66	0,55	0,40	0,26	0,18
0,15	0,63	0,61	0,55	0,43	0,27	0,17	0,12
0,20	0,54	0,52	0,44	0,30	0,17	0,11	0,07
0,25	0,45	0,43	0,33	0,17	0,10	0,06	0,04
0,30	0,36	0,33	0,20	0,09	0,05	0,03	0,02
0,35	0,27	0,22	0,09	0,04	0,02	0,01	0,01
0,40	0,18	0,10	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
0,45	0,09	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<sup>1)</sup> voor tussenliggende waarden van  $\lambda$  en  $e_0/h$  mag rechtlijnig worden geïnterpoleerd

$\alpha$ -waarden uit bovenstaande tabel t.b.v. de diverse wanddikten

(wandhoogte 2500 mm,  $e_0 = 10$  mm)

t.b.v. 100 mm wand: $e_0/h = 0,10$ ;	$\lambda = 2500 / 100 = 25$ ;	$\alpha = 0,260$
t.b.v. 125 mm wand: $e_0/h = 0,08$ ;	$\lambda = 2500 / 125 = 20$ ;	$\alpha = 0,456$
t.b.v. 150 mm wand: $e_0/h = 0,067$ ;	$\lambda = 2500 / 150 = 16,7$ ;	$\alpha = 0,598$
t.b.v. 175 mm wand: $e_0/h = 0,057$ ;	$\lambda = 2500 / 175 = 14,3$ ;	$\alpha = 0,684$
t.b.v. 200 mm wand: $e_0/h = 0,05$ ;	$\lambda = 2500 / 200 = 12,5$ ;	$\alpha = 0,735$
t.b.v. 240 mm wand: $e_0/h = 0,042$ ;	$\lambda = 2500 / 240 = 10,4$ ;	$\alpha = 0,828$
t.b.v. 250 mm wand: $e_0/h = 0,04$ ;	$\lambda = 2500 / 250 = 10$ ;	$\alpha = 0,832$
t.b.v. 300 mm wand: $e_0/h = 0,033$ ;	$\lambda = 2500 / 300 = 8,3$ ;	$\alpha = 0,887$

(wandhoogte 2750 mm,  $e_0 = 10$  mm)

t.b.v. 100 mm wand: $e_0/h = 0,10$ ;	$\lambda = 2750 / 100 = 27,5$ ;	$\alpha = 0,220$
t.b.v. 125 mm wand: $e_0/h = 0,08$ ;	$\lambda = 2750 / 125 = 22$ ;	$\alpha = 0,395$
t.b.v. 150 mm wand: $e_0/h = 0,067$ ;	$\lambda = 2750 / 150 = 18,3$ ;	$\alpha = 0,548$
t.b.v. 175 mm wand: $e_0/h = 0,057$ ;	$\lambda = 2750 / 175 = 15,7$ ;	$\alpha = 0,653$
t.b.v. 200 mm wand: $e_0/h = 0,05$ ;	$\lambda = 2750 / 200 = 13,8$ ;	$\alpha = 0,708$
t.b.v. 240 mm wand: $e_0/h = 0,042$ ;	$\lambda = 2750 / 240 = 11,5$ ;	$\alpha = 0,810$
t.b.v. 250 mm wand: $e_0/h = 0,04$ ;	$\lambda = 2750 / 250 = 11$ ;	$\alpha = 0,814$
t.b.v. 300 mm wand: $e_0/h = 0,033$ ;	$\lambda = 2750 / 300 = 9,2$ ;	$\alpha = 0,881$

Tabel 4 -  $N'_{ud}$ : Rekenwaarde uiterst opneembare normaalkracht in kN/m voor de verschillende sterkteklassen en dikten c.q. lengten ( $e_0 = 10$  mm)

**Wandhoogte 2500 mm**

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	23,4	33,5	41,6	49,9
125	51,3	73,5	91,2	109,4
150	80,7	115,7	143,5	172,3
175	107,7	154,3	191,4	229,7
200	132,3	189,6	235,2	282,2
240	178,8	256,2	317,8	381,4
250	187,2	268,3	332,8	399,4
300	239,4	343,1	425,6	510,7

**Wandhoogte 2750 mm**

Dikte (mm)	Type cellenbeton			
	G2/400	G3/500	G4/600;700	G5/800
100	19,8	28,4	35,2	42,2
125	44,5	63,1	79,0	94,9
150	74,0	106,1	131,5	157,8
175	102,8	147,4	182,8	219,4
200	127,4	182,5	226,4	271,7
240	175,0	250,8	311,0	373,3
250	183,2	262,6	325,8	390,9
300	238,0	341,0	423,0	507,6

Voor tussenliggende wandhoogten kan rechtlijnig worden geïnterpoleerd.

4.2 Ontwerpen van dragende wanden in eengezinswoningen

4.2.1 Beschrijving rekenmethode

Bij de berekening zijn de volgende uitgangspunten in acht genomen, te weten:

- Er wordt uitgegaan van twee bouwlagen met een zolderverdieping.
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand wordt in rekening gebracht, te weten: 2,00 kN/m<sup>1</sup>
- Bij alle wanden wordt gerekend op een verzwakking van maximaal 20% door de gemiddelde wandbelasting met een factor <sup>1</sup>/<sub>0,8</sub> te vermenigvuldigen.
- Bij de dimensionering wordt alleen gelet op de sterkte.  
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidwering kunnen leiden tot zwaardere afmetingen (zie hiervoor het desbetreffende attest-met-certificaat).

De volgende rekenbelastingen worden gehanteerd:

- *Bij toepassing van cellenbetonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	
Zoldervloer (dikte = 240 mm)			
Eigengewicht	1,62 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>3,42 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 240 mm)	1,62 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>3,42 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	

- *Bij toepassing van betonvloeren:*

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	4,80 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>6,60 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	4,80 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>6,60 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	

- Bij toepassing van kanaalplaatvloeren:

Dakbelasting:			
Eigengewicht	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,00 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0)
	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>	
Zoldervloer (dikte = 200 mm)			
Eigengewicht	3,75 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>5,55 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	
Verdiepingsvloer:			
Eigengewicht (dikte = 200 mm)	3,75 kN/m <sup>2</sup>		
Veranderlijke belasting		1,75 kN/m <sup>2</sup>	(ψ = 0,4)
Afwerking (50 mm cement)	1,00 kN/m <sup>2</sup>		
Separatiewanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>		
	<u>5,55 kN/m<sup>2</sup></u>	<u>1,75 kN/m<sup>2</sup></u>	

*Voorbeeld:*

Bepaal de wanddikte van een eindwand van een woning (hoogte = 2500 mm) op zowel verdieping als beganegrond: De overspanning van de vloer is 6,00 m (kanaalplaatvloer). Gebouwhoogte ≤ 11 m. De constructie van de woning dient te worden beschouwd in veiligheidsklasse 2 met de volgende belastingsfactoren (tabel 2 NEN 6702:2007):

Permanent:  $\gamma_{f;g} = 1,2$

Variabel:  $\gamma_{f;q} = 1,3$

a. op verdieping:			
permanent:	$((1,00 + 5,55) \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$	32,5 kN	
veranderlijk:	$((0 \cdot 1,00 + 1,75) \cdot 0,5 \cdot 6) \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	8,5 kN	
		<u>          </u>	
		N'd	41,0 kN
b. op beganegrond:			
extra bij verdieping:			
permanent:	$(5,55 \cdot 0,5 \cdot 6 + 2,00) \cdot 1,25 \cdot 1,2 =$	28,0 kN	
veranderlijk:	$0,4 \cdot 1,75 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,25 \cdot 1,3 =$	3,45 kN	
		<u>          </u>	
		N'd	31,4 kN

De factor 1,25 brengt de invloed van eventuele openingen in de wand in rekening.

Het quotiënt van de rekenwaarde van de normaalkracht en de modelfactor op het beganegrondniveau is  $(41,0 + 31,4) / 1,3 = 55,7$  kN/m

Op de verdieping:  $41,0 / 1,3 = 31,5$  kN/m

De wand op de beganegrond dient dus minimaal 125 mm dik te zijn (G3/500)

De wand op de verdieping dient minimaal 100 mm te zijn (G3/500)

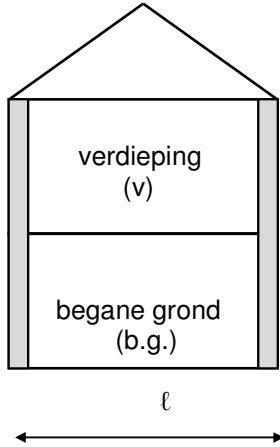
*De kleinste waarde van de dikten berekend met de methoden omschreven in paragrafen 3.2. en 4.1 mag aangehouden worden.*



4.2.2 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woningen

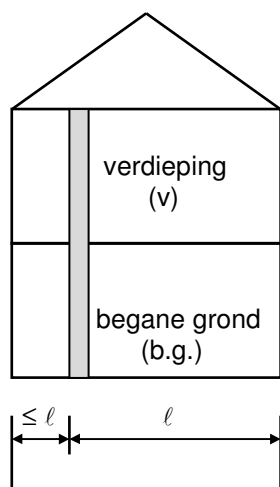
Hierna zijn ontwerptabellen opgenomen voor passieve en neutrale wanden in woongebouwen. De uitgangspunten uit paragraaf 4.2.1 zijn op de tabellen van toepassing.

Tabel 5 - Minimale wanddikte, situatie 1: Eindwanden (gebouwhoogte  $\leq 11$  m)



		minimale wanddikte in mm											
vloerover- spanning	bouw laag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$l < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	-	-	-	-	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 6,75$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	150	125	125	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 6$ m	v	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 5,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	150	125	125	125	125	125	125	100
$l < 4,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	125	100
$l < 4$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
$l < 3,5$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
$l < 3$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100

Tabel 6 - Minimale wanddikte, situatie 2: Tussenwand-vloeroverspanning aan weerszijden ongelijk (gebouwhoogte  $\leq 11$  m)



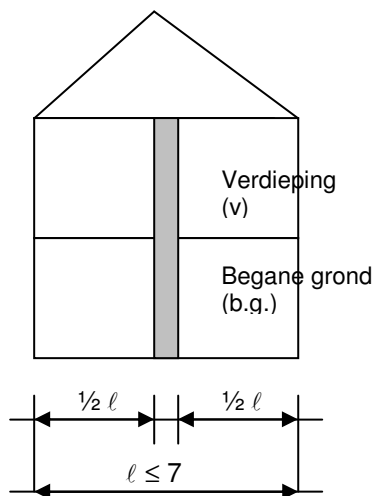
minimale wanddikte in mm													
vloeroverspanning	bouwlaag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$l < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	125	100	125	125	100	100
	b.g.	-	-	-	-	175	150	125	125	150	150	125	125
$l < 6,75$ m	v	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
	b.g.	150	125	125	100	175	150	125	125	150	125	125	125
$l < 6$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	125	125	125	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 5,5$ m	v	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	125	125	125	125
$l < 4,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	125	125	125	100
$l < 4$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	125	125	125	125	100
$l < 3,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
$l < 3$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100

dakbelasting wordt op eindwanden afgedragen

$e_0 = 10$  mm

belasting op wand is  $\frac{5}{8} \cdot Q \cdot l$

Tabel 7 - Minimale wanddikte, situatie 3: Tussenwand-vloeroverspanning aan weerszijden gelijk (gebouwhoogte  $\leq 11$  m)



minimale wanddikte in mm													
vloeroverspanning	bouwlaag	cellenbetonvloer				betonvloer				kanaalplaatvloer			
		wandkwaliteit				wandkwaliteit				wandkwaliteit			
		G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$l < 7$ m	v	-	-	-	-	125	125	125	100	125	125	100	100
	b.g.	-	-	-	-	175	150	125	125	150	150	125	125
$l < 6,75$ m	v	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
	b.g.	125	125	125	100	175	150	125	125	150	125	125	125
$l < 6$ m	v	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100
	b.g.	125	125	125	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 5,5$ m	v	100	100	100	100	125	125	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	150	125	125	125
$l < 4,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	125	100	100	150	125	125	125	125	125	125	100
$l < 4$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	125	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	125	125	125	125	100
$l < 3,5$ m	v	100	100	100	100	125	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	125	100	125	125	100	100
$l < 3$ m	v	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	b.g.	125	100	100	100	125	125	100	100	125	125	100	100

$e_0 = 10$  mm

belasting op wand is  $\frac{5}{8} \cdot Q \cdot l$

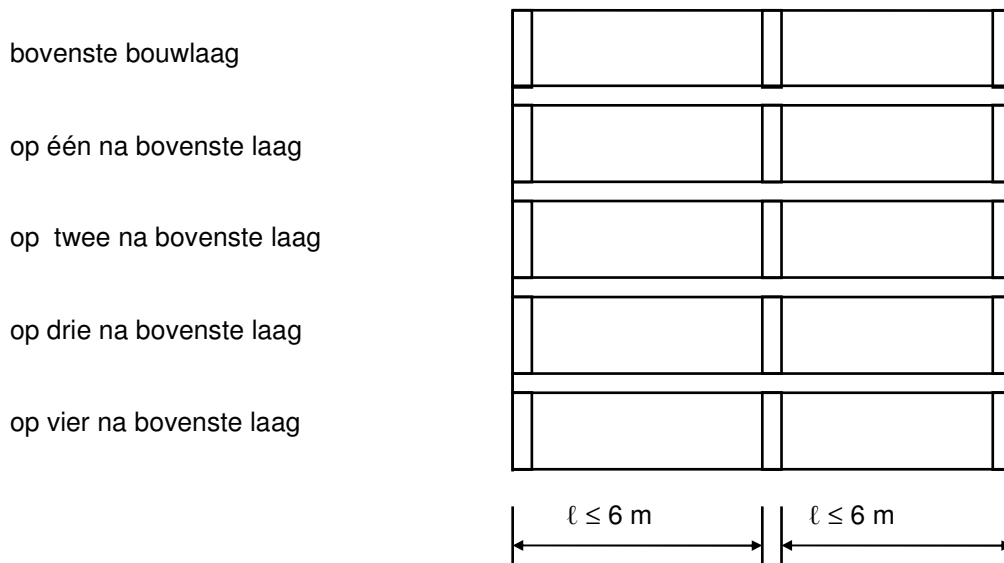
**4.2.3 Ontwerptabellen voor dragende wanden in woongebouwen**

De minimale wanddikte van dragende wanden in de categorie woongebouwen van 11 tot en met 20 m is bepaald voor de genoemde "basisgevallen". Bij de berekening van de ontwerptabellen zijn de volgende uitgangspunten in acht genomen, te weten:

- Er wordt gerekend met vijf bouwlagen
- De belasting van het dak wordt gelijkgesteld aan die voor de vloeren.
- Het eigengewicht van de bedoelde dragende wand is gesteld op 2,00 kN/m<sup>1</sup> wandlengte.
- Bij alle wanden wordt gerekend op een verzwakking van maximaal 20% door de gemiddelde wandbelasting met een factor  $1 / 0,8 = 1,25$  te vermenigvuldigen.
- De verdiepinghoogte is 2500 mm.
- Bij de dimensionering wordt alleen gelet op sterkte.  
Eisen ten aanzien van bijvoorbeeld geluidswering kunnen leiden tot zwaardere afmetingen (zie hiervoor het desbetreffende attest-met-certificaat).

Voorbeeld:

*Situatieschets*



- De vloerbelasting  $p_t$  bestaat uit het eigengewicht van de vloer + de veranderlijke belasting  
 $p_{g;rep} + p_{q;rep} = 5,40 + 1,75 = 7,15 \text{ kN/m}^2$

betonvloer: dik 150 mm	3,60 kN/m <sup>2</sup>	
separatie wanden	0,80 kN/m <sup>2</sup>	
afwerking:	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
variabele belasting:	1,75 kN/m <sup>2</sup>	( $\psi = 0,4$ )

- De overspanning aan beide zijden van het tussensteunpunt  $l < 6 \text{ m}$ .

- De constructie van het woongebouw dient te worden beschouwd in veiligheidsklasse 3 met de volgende belastingsfactoren (tabel 2 NEN 6702:2007):

Permanent:  $\gamma_{f,g} = 1,2$

Variabel:  $\gamma_{f,q} = 1,5$

Bepaal de wanddikte van het tussensteunpunt:

De belasting voor de bovenste bouwlaag is:

permanentebelasting:  $(5,40 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12 + 2,00) \cdot 1,2 \cdot 1,25$  : 63,75 kN  
 veranderlijke belasting:  $(1,75 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12) \cdot 1,5 \cdot 1,25$  : 24,61 kN

totaal : 88,36 kN

De belasting per overige bouwlaag is:

permanentebelasting:  $(5,40 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12 + 2,00) \cdot 1,2 \cdot 1,25$  : 63,75 kN  
 veranderlijke belasting:  $(0,4 \cdot 1,75 \cdot \frac{5}{8} \cdot 12) \cdot 1,5 \cdot 1,25$  : 9,84kN

totaal : 73,59 kN

- De factor 1,25 brengt de invloed van eventuele openingen in de wand in rekening

De uikers opneembare normaalkracht is:  $N'_{u,d} = \alpha \cdot f'_d \cdot b \cdot h$

Bepaal  $\alpha$ -waarde uit tabel 3 (paragraaf 4.1)

Voor de excentriciteit ( $e_0$ ) wordt 10 mm aangehouden (symmetrische tussenwand)

t.b.v. 100 mm wand:  $\lambda = 2500 / 100 = 25$ ;  $\alpha = 0,260$   
 t.b.v. 125 mm wand:  $\lambda = 2500 / 125 = 20$ ;  $\alpha = 0,456$   
 t.b.v. 150 mm wand:  $\lambda = 2500 / 150 = 16,7$ ;  $\alpha = 0,598$   
 t.b.v. 175 mm wand:  $\lambda = 2500 / 175 = 14,3$ ;  $\alpha = 0,684$   
 t.b.v. 200 mm wand:  $\lambda = 2500 / 200 = 12,5$ ;  $\alpha = 0,735$   
 t.b.v. 240 mm wand:  $\lambda = 2500 / 240 = 10,4$ ;  $\alpha = 0,828$   
 t.b.v. 250 mm wand:  $\lambda = 2500 / 250 = 10$ ;  $\alpha = 0,832$   
 t.b.v. 300 mm wand:  $\lambda = 2500 / 300 = 8,3$ ;  $\alpha = 0,887$

Tabel 8 -  $N'_{u,d}$ : Rekenwaarde uiterst opneembare normaalrukkracht in kN/m<sup>1</sup> ten behoeve van cellenbetonwanden van woongebouwen > 11 m bouwwerkhoogte (symmetrische tussenwanden:  $e_0 = 10$ )

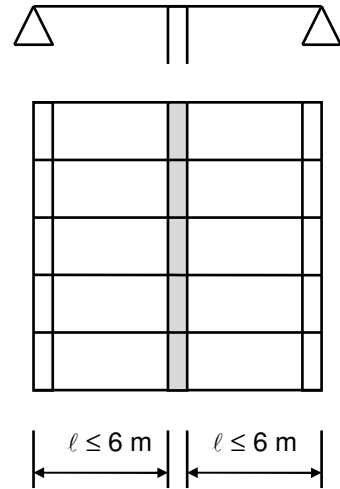
dikte wand in mm	type cellenbeton			
	G2/400 $f'_d = 0,9 \text{ N/mm}^2$	G3/500 $f'_d = 1,26 \text{ N/mm}^2$	G4/600, G4/700 $f'_d = 1,6 \text{ N/mm}^2$	G5/800 $f'_d = 1,92 \text{ N/mm}^2$
100	23,4	33,5	41,6	49,9
125	51,3	73,5	91,2	109,4
150	80,7	115,7	143,5	172,3
175	107,7	154,3	191,4	229,7
200	132,3	189,6	235,2	282,2
240	178,8	256,2	317,8	381,4
250	187,2	268,3	332,8	399,4
300	239,4	343,1	425,6	510,7

In navolgende tabellen zijn de diverse dikten per bouwlaag opgegeven.

## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

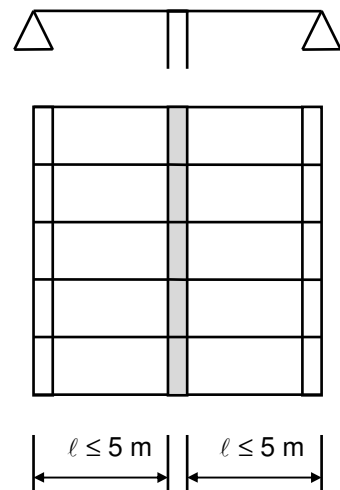
*Tabel 9 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning  $\leq 6$  m aan weerszijden gelijk,  $p_t \leq 7,15$  kN/m<sup>2</sup>*

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	175	150	125	125
op één na bov. Bouwl.	240	200	175	150
op twee na	300	240	240	200
op drie na	-	300	240	240
op vier na	-	-	300	250



*Tabel 10 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning  $\leq 5$  m aan weerszijden gelijk,  $p_t \leq 7,15$  kN/m<sup>2</sup>*

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	150	150	125	125
op één na bov. Bouwl.	240	175	150	150
op twee na	300	240	200	175
op drie na	-	250	240	200
op vier na	-	300	250	240

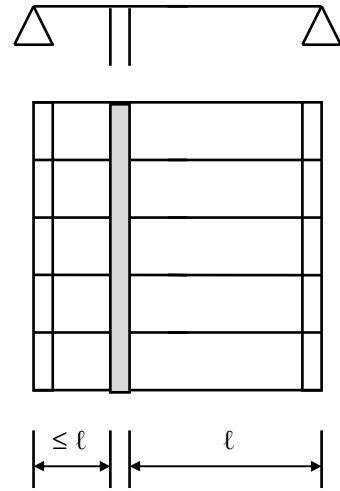


belasting op tussenwanden:  $5/8 \cdot Q \cdot \ell$

## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

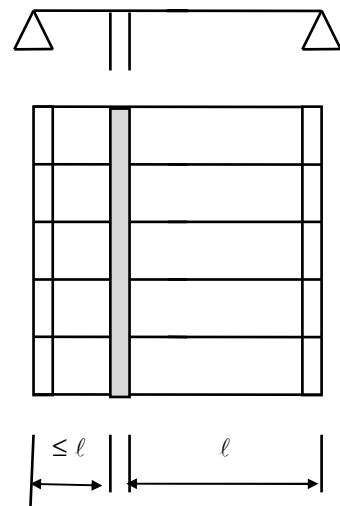
Tabel 11 - Minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning  $\leq 8$  m aan weerszijden ongelijk,  $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	150	125	125	125
op één na bov. Bouwl.	200	150	150	150
op twee na	240	200	175	150
op drie na	300	240	200	175
op vier na	-	250	240	200



Tabel 12 - minimale wanddikte. Tussenwand, vloeroverspanning  $\leq 6,75$  m aan weerszijden ongelijk,  $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	125	125
op één na bov. Bouwl.	175	150	150	125
op twee na	240	175	150	150
op drie na	250	200	175	175
op vier na	300	240	200	175

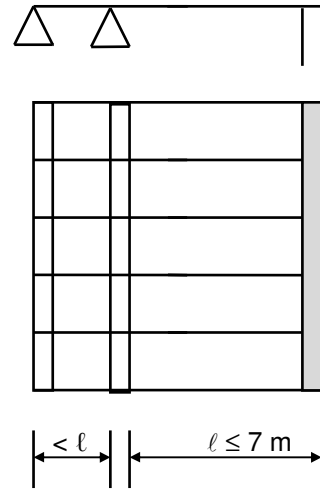


belasting op tussenwanden:  $5/8 \cdot Q \cdot \ell$

## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

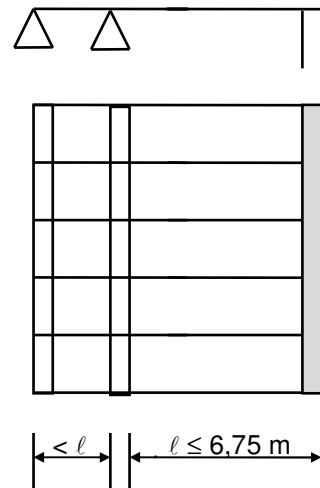
*Tabel 13 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning  $\leq 7$  m,  
 $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$*

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	125	100
op één na bov. Bouwl.	150	150	125	125
op twee na	200	150	150	150
op drie na	240	175	175	150
op vier na	250	200	175	175



*Tabel 14 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning  $\leq 6,75$  m,  
 $p_t \leq 7,15 \text{ kN/m}^2$*

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	150	125	125
op twee na	200	150	150	150
op drie na	240	175	175	150
op vier na	250	200	175	175



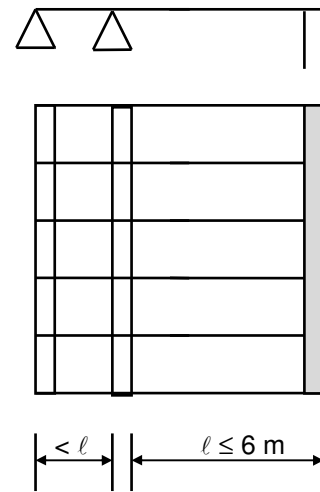
belasting op eindwanden:  $0,5 \cdot Q \cdot \ell$



## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

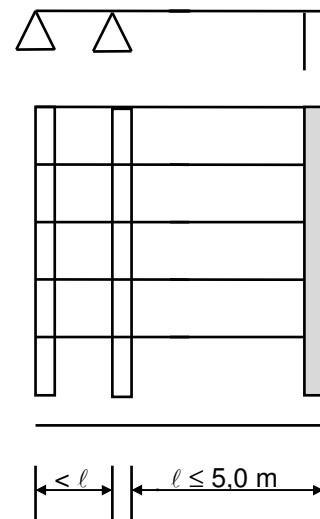
*Tabel 15 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning  $\leq 6$  m,  
 $p_t \leq 7,15$  kN/m<sup>2</sup>*

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	125	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	175	150	150	125
op drie na	200	175	150	150
op vier na	240	200	175	150



*Tabel 16 - Minimale wanddikte. Eindwand, vloeroverspanning  $\leq 5$  m,  
 $p_t \leq 7,15$  kN/m<sup>2</sup>*

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	150	150	150
op vier na	240	175	150	150



belasting op eindwanden:  $0,5 \cdot Q \cdot l$

## 5. WINDBELASTING

Artikel 8.6.1.3 van de NEN 6702:2007 vermeldt dat bouwwerken en onderdelen van bouwwerken berekend moeten zijn op windbelasting. De ongunstigste combinatie van gelijktijdig optredende windbelastingen  $p_{rep}$  moet in rekening zijn gebracht.

De windbelasting moet als volgt zijn bepaald:

$$p_{rep} = C_{dim} \cdot C_{index} \cdot C_{eq} \cdot \phi_t \cdot p_w$$

$p_{rep}$  is de windbelasting door winddruk, windzuiging, windwrijving en over- en onderdruk, in  $\text{kN/m}^2$ ;

$C_{dim}$  is een factor, die de afmetingen van een bouwwerk in rekening brengt;

$C_{index}$  zijn windvormfactoren; deze kunnen zijn:

$C_{pe}$  voor externe druk of zuiging op vlakken;

$C_{pe,loc}$  voor lokale situaties in vlakken;

$C_{pi}$  voor interne over- of onderdruk;

$C_f$  voor wrijving

$C_t$  voor een combinatie van voornoemde vormfactoren op een zodanige wijze, dat de totale windbelasting als één geheel wordt beschouwd;

$C_{eq}$  is een drukvereffeningsfactor;

$\phi_t$  is de vergrotingsfactor, die de dynamische invloed van wind in de windrichting op het bouwwerk in rekening brengt;

$p_w$  is de extreme waarde van de stuwdruk.

$C_{dim}$  is een reductiefactor, teneinde in rekening te brengen, dat een bouwwerk van zekere afmetingen de invloed van de windvlagen niet tegelijkertijd over de gehele oppervlakte zal ondervinden.

Bovenstaande factor wordt bepaald conform bijlage A.2 van NEN 6702:2007.

De invloed van deze reductie is groter naarmate het gebouw breder en hoger is.

Een gebouw van 10 m hoog een 20 m lang c.q. breed heeft een  $C_{dim}$ -factor van 0,93.

Gezien de betrekkelijk geringe reductie wordt in onze berekening c.q. tabellen  $C_{dim}$  is 1 aangehouden.

$C_{dim}$  is 1 omdat slechts een klein geveldeel wordt beschouwd, geen geheel.

$C_{index}$  is een windvormfactor ten behoeve van winddruk, zuiging, over- en onderdruk en wrijving. In het algemeen kan bij gesloten gebouwen aangehouden worden:

$$C_{index} = C_{pe} + C_{pi}$$

$$C_{pe} = \begin{array}{l} 0,8 \text{ (druk);} \\ -0,4 \text{ (zuiging aan lijzijde);} \\ \text{op vlakken evenwijdig aan de windrichting;} \\ C_{pe} = -0,4 \text{ tot } -0,8; \end{array}$$

$$C_{pi} = \begin{array}{l} 0,3 \text{ (overdruk);} \\ -0,3 \text{ (onderdruk)} \end{array}$$

In de meeste gevallen kunnen we dus volstaan met  $C_{index} = 0,8 + 0,3 = 1,1$

$C_{eq}$  is een reductiefactor (drukvereffeningsfactor) voor gevels en dakconstructies, waarbij de grote lichtdoorlatendheid van een laag niet de volledige windbelasting op de betreffende laag zal werken. De drukvereffeningsfactor kan ook worden toegepast bij buigslappe lagen op een vrijwel dichte onderlaag, zoals b.v. een folie op een dakbeschot.

Door verplaatsing van de buigslappe laag ontstaat een onderdruk, waardoor het effect van windzuiging wordt gereduceerd (art. 8.6.5. NEN 6702:2007 – toelichting)

In bovenstaand geval kunnen we denken aan spouwmuren en pannendaken.

Het feit echter, dat de factor afhankelijk is van de lucht doorlatende openingen is het in de praktijk erg verschillend.

In de berekening is derhalve voor  $C_{eq}$  de waarde 1 aangehouden.

$\phi_1$  is een vergrotingsfactor om de dynamische invloed van de wind in rekening te brengen. De vergrotingsfactor, bij windbelasting evenwijdig aan de windrichting is gerelateerd aan de afmetingen van een bouwwerk en voorts aan de eigen frequentie en dempingsmaat van de trillingsvorm, die door de wind uit de beschouwde richting wordt aangestoten (turbulentie). Dit wordt bepaald conform bijlage A4 (NEN 6702:2007)

In afwijking hiervan mag voor  $\phi_1$  de waarde 1 zijn aangehouden, indien het bouwwerk voldoet aan beide onderstaande voorwaarden:

- De bouwwerkhoogte h is kleiner dan 50 m
- De verhouding h/b is kleiner dan 5 m; hierin is b de gemiddelde breedte van het bouwwerk loodrecht op de windrichting.

In verband met het bovenstaande kan worden gesteld, dat in het algemeen voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 50 m en een hoogte/breedteverhouding kleiner dan 5 de formule wordt vereenvoudigd tot:

$$p_{rep} = C_{index} \cdot p_w$$

$$C_{index} \text{ is: } 0,8 + 0,3 \cdot (*) = 1,1$$

\*) Over- c.q. onderdruk ten behoeve van *onderdelen* van het gebouw.

Voor het berekenen van de stabiliteit van de constructie dient ook de zuiging in rekening gebracht te worden.

$p_w$  is de door de wind veroorzaakte stuwdruk en is ontleend aan tabel A.1 (NEN 6702:2007)

Ten behoeve van de bepaling van de stuwdruk zijn de gebieden I, II en III onderscheiden, zoals aangegeven in figuur A.1 (NEN 6702:2007)

Ten aanzien van de ligging van bouwwerken moet voor de bepaling van de windbelasting onderscheid zijn gemaakt tussen bouwwerken in *bebouwde* omgeving en *onbebouwde* omgeving.

$$p_{wd} \text{ (rekenwaarde voor de windbelasting) } = \gamma_{f,q} \cdot p_{rep} \quad (\gamma_{f,q} = 1,3 \cdot ^*); \quad \text{NEN 6702:2007 art. 5.1.2)}$$

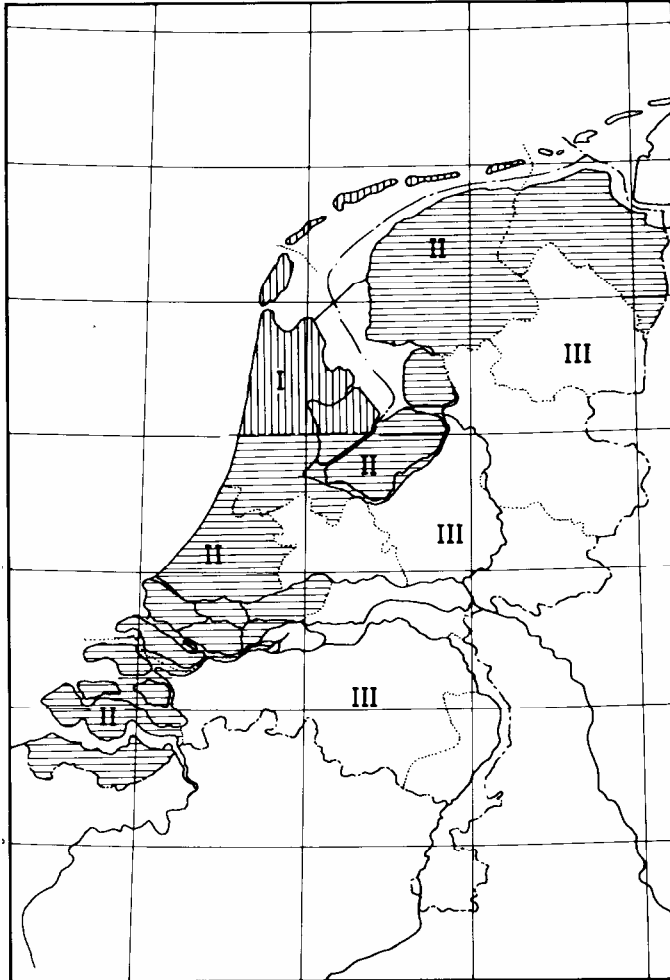
\*) factor 1,3 geldt alleen wanneer belasting door personen niet maatgevend is

Tabel 17 - Windbelasting

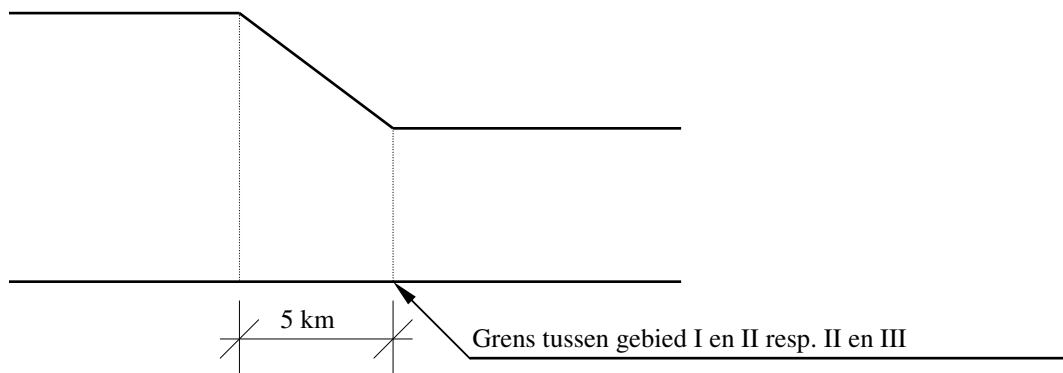
gebouwhoogte	$p_{wd}$ kN/m <sup>2</sup>					
	gebied I		gebied II		gebied III	
	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd
h tot en met 10 m	1,00	1,52	0,84	1,26	0,72	1,04
h tot en met 20 m	1,59	1,84	1,33	1,57	1,13	1,33

Figuren, tabellen, behorend bij de bepaling van de windbelasting

Waarden voor de stuwdruk



**Verdeling van Nederland in drie gebieden t.a.v. de te hanteren stuwdruk**  
(figuur A.1 - NEN 6702:2007)



**Interpolatie van de stuwdruk bij overgang tussen twee gebieden**  
(figuur A.2 - NEN 6702:2007)

## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

**Tabel 18 - Door wind veroorzaakte extreme waarde van de stuwdruk  $p_w$  als functie van de hoogte boven het aansluitende terrein**

h in m	$p_w$ kN/m <sup>2</sup>					
	gebied I		gebied II		gebied III	
	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd
≤ 2	0,64	0,64	0,54	0,54	0,46	0,46
3	0,70	0,64	0,54	0,54	0,46	0,46
4	0,78	0,64	0,62	0,54	0,49	0,46
5	0,84	0,64	0,68	0,54	0,55	0,48
6	0,90	0,64	0,73	0,54	0,59	0,46
7	0,95	0,64	0,78	0,54	0,63	0,46
8	0,99	0,64	0,81	0,54	0,67	0,46
9	1,02	0,64	0,85	0,54	0,70	0,46
10	1,06	0,70	0,88	0,59	0,73	0,50
11	1,09	0,76	0,91	0,64	0,76	0,54
12	1,12	0,81	0,94	0,68	0,78	0,58
13	1,14	0,86	0,96	0,72	0,80	0,61
14	1,17	0,90	0,99	0,76	0,82	0,64
15	1,19	0,94	1,01	0,79	0,84	0,67
16	1,21	0,98	1,03	0,82	0,86	0,70
17	1,23	1,02	1,05	0,85	0,88	0,72
18	1,25	1,05	1,07	0,88	0,90	0,75
19	1,27	1,08	1,09	0,90	0,91	0,77
20	1,29	1,11	1,10	0,93	0,93	0,79
25	1,37	1,23	1,18	1,03	1,00	0,88
30	1,43	1,34	1,24	1,12	1,06	0,95
35	1,49	1,43	1,30	1,20	1,11	1,02
40	1,54	1,50	1,35	1,26	1,15	1,07
45	1,58	1,57	1,39	1,32	1,19	1,12
50	1,62	1,62	1,43	1,37	1,23	1,16
55	1,66	1,66	1,46	1,42	1,26	1,20
60	1,69	1,69	1,50	1,46	1,29	1,24
65	1,73	1,73	1,53	1,50	1,32	1,27
70	1,76	1,76	1,56	1,54	1,34	1,31
75	1,78	1,78	1,58	1,57	1,37	1,33
80	1,81	1,81	1,61	1,60	1,39	1,36
85	1,83	1,83	1,63	1,63	1,41	1,39
90	1,86	1,86	1,65	1,65	1,43	1,41
95	1,88	1,88	1,68	1,68	1,45	1,44
100	1,90	1,90	1,70	1,70	1,47	1,46
110	1,94	1,94	1,74	1,74	1,51	1,50
120	1,98	1,98	1,77	1,77	1,54	1,54
130	2,01	2,01	1,80	1,80	1,57	1,57
140	2,04	2,04	1,83	1,83	1,60	1,60
150	2,07	2,07	1,86	1,86	1,62	1,62

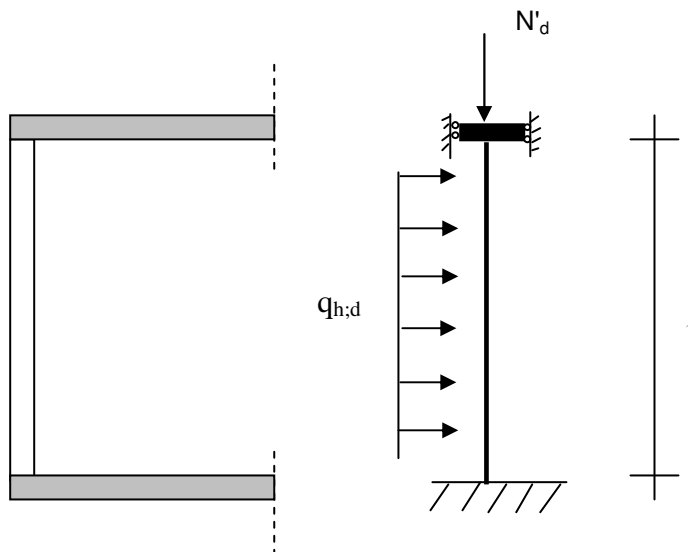
Bij tussengelegen waarden van h mag voor de bepaling van  $p_w$  lineair zijn geïnterpoleerd.

## 6 ONTWERPEN VAN DRAGENDE WANDEN OP WIND BELAST

### 6.1 Algemeen

Bij gevels met een dragend binnenspouwblad moeten de momenten als gevolg van windbelasting opgenomen worden door een verplaatsing (excentriciteit) van de drukkracht in het binnenspouwblad van de gevel. In tegenstelling tot de berekening van niet-dragende, op wind belaste gevels mag bij dragende wanden niet worden gerekend op de buigtreksterkte van de beide materialen (art. 11.3 NEN 6790-2005). Bij dragende gevels moet de windbelasting in zijn geheel opgenomen worden door het dragende binnenspouwblad dit intengstelling tot niet-dragende gevelwanden.

Bij dragende gevels belast op wind wordt meestal de volgende schematisering toegepast:



De dragende wand is aan zowel de onder- als aan de bovenzijde ingeklemd gedacht. Vervolgens kan met behulp van de lineaire elasticiteitstheorie de momentverdeling in de wand worden bepaald. Nadat de momenten zijn berekend, kunnen de excentriciteiten in de wand worden bepaald. Er is dan sprake van een wand met een verlopende excentriciteit. Ten gevolge van de aanwezige normaalkracht kunnen de excentriciteiten door het tweede-orde effect nog worden vergroot.

We kunnen in dit geval  $e_c$  bepalen door gebruik te maken van art. 10.4 (NEN 6790:2005)

Deze formules luiden als volgt:

$$e_t = \xi (e_o + e_c) \geq e_o$$

waarin:

$\xi$  is  $0,5 (1 + e_t/e_o) \geq 0,75$

$e_o$  is de grootste eerste-orde excentriciteit in de wand.

$e_1$  is de excentriciteit in het midden van de hoogte indien  $e_o$  optreedt aan één der beide uiteinden en is de grootste van de aan de beide uiteinden optredende excentriciteiten indien  $e_o$  niet aan één der beide uiteinden optreedt.

$e_c$  is de toeslag excentriciteit waarvoor geldt:

$$e_c = 3 (1,5 h + e_o) \cdot (\ell_c / (100 h))^2$$

$h$  is de dikte van de beschouwde wand

$\ell_c$  is de kniklengte van de beschouwde wand (kniklengte is halve verdiepinghoogte fig. 8 NEN 6790:2005)

**6.2 Voorbeeld berekening dragende wand op wind belast**

Stel: Woongebouw bestaat uit 5 verdiepingen (gebouwhoogte is 15 m; wandhoogten zijn 2,5 m)  
 Veiligheidsklasse 3 (NEN 6702:2007)

De wand die berekend moet worden, is een dragend binnenspouwblad op wind belast.

Belasting gegevens t.b.v. het verticaal draagvermogen van de wand:

Betonvloer 150 mm dik:	$150 \times 2,4 \times 10^{-2} =$	3,60 kN/m <sup>2</sup>
Afwerking 50 mm:	$50 \times 2,0 \times 10^{-2} =$	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Separatie:		0,80 kN/m <sup>2</sup>
-----		
Permanent belasting:	$G_{rep}$	5,40 kN/m <sup>2</sup>
Variabele belasting:	$Q_{rep}$	1,75 kN/m <sup>2</sup>
Eigengewicht wand:	2,00 kN/m <sup>1</sup>	
Vloeroverspanning:	6,00 m	

*Noot: We gaan er van uit dat de dakbelasting gelijk is aan de vloerbelasting.*

Rekenwaarde belasting per m<sup>1</sup> wand per verdieping:

Voor permanente belasting:  $(G_{rep} \cdot 0,5 \cdot 6,00 + 2,00) \cdot \gamma_{f,g} = 21,84 \text{ kN}$   
 Voor variabele belasting:  $(Q_{rep} \cdot 0,5 \cdot 6,00) \cdot \gamma_{f,q} = 7,88 \text{ kN}$

-----  
**29,72 kN**

$\gamma_{f,g} = 1,2$  (tabel 2 NEN 6702:2007)

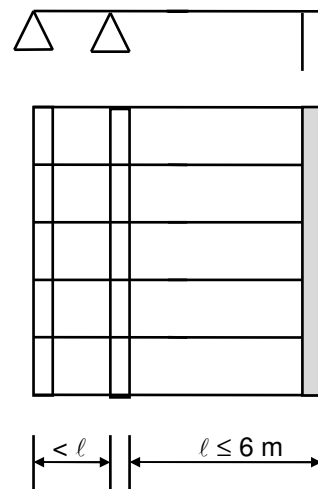
$\gamma_{f,q} = 1,5$  (tabel 2 NEN 6702:2007)

Bij de op windbelaste wanden wordt geen rekening gehouden met sparingen (factor 1,25)

De minimale wanddikte t.b.v. de opneembare normaalkracht volgt uit tabel 4.

Tabel 19

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	125	100	100	100
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	175	150	150
op vier na	240	175	175	150



Het moment van de windbelasting moet vervolgens opgenomen worden door de excentriciteit van de drukkracht. Deze drukkracht is uitsluitend gebaseerd op de permanente belasting.

Rekenwaarde drukkracht-belasting per m<sup>1</sup> wand per verdieping:

$$\text{Voor permanente belasting: } (G_{\text{rep}} \cdot 0,5 \cdot 6,00 + 2,00) \cdot \gamma_{f,g} = \mathbf{16,38 \text{ kN}}$$

$$\gamma_{f,g} = 0,9 \text{ (tabel 2 NEN 6702:2007)}$$

De windbelasting volgens NEN 6702:2007 is in het voorbeeld gebaseerd op een onbebouwde situatie in gebied II:

$$p_w = 1,01 \text{ kN/m}^2 \text{ (gebouwhoogte 15 m) Tabel A1 NEN 6702:2007}$$

$$p_{\text{rep}} = C_{\text{index}} \cdot p_w = (0,8+0,3) \cdot 1,01 = 1,11 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\text{wd}} = p_{\text{rep}} \cdot \gamma_{f,q} (1,5) = \mathbf{1,67 \text{ kN/m}^2}$$

Resume:	Normaalkracht N' <sub>d</sub> :	16,38 kN/m
	Windbelasting:	1,67 kN/m <sup>2</sup>
	Kwaliteit wand:	G4/600
	Wanddikte:	125 mm
	Wandhoogte:	2500 mm

Door de windbelasting worden de volgende momenten veroorzaakt:

$$M_{s;d} = - \frac{1}{12} p_{\text{wd}} \cdot \ell^2 : \quad -0,8698 \text{ kNm/m}$$

$$M_{v;d} = \frac{1}{24} p_{\text{wd}} \cdot \ell^2 : \quad 0,4349 \text{ kNm/m}$$

Deze momenten resulteren in de volgende excentriciteiten:

$$e_0 = M_{s;d} / N'_d = \quad 0,0531 \text{ m}$$

$$e_1 = M_{v;d} / N'_d = \quad -0,0266 \text{ m}$$

noot: e<sub>1</sub> is negatief omdat het moment hier tegengesteld van teken is t.o.v. het moment ter plaatse van e<sub>0</sub>

Berekening van het tweede effect:

$$\xi = 0,5 (1 + e_1/e_0) = 0,25 \geq 0,75$$

$$\xi = 0,75$$

$$e_c = 3 (1,5 h + e_0) \cdot (\ell_c / (100 h))^2$$

$$e_c = 0,006 \text{ m}$$

$$e_t = \xi (e_0 + e_c) = 0,0394 \text{ m} \geq e_0$$

$$e_t = 0,0531 \text{ m}$$

De totale excentriciteit (e<sub>t</sub>) is gelijk aan de eerste orde excentriciteit. (e<sub>0</sub>)

Het tweede orde effect is in de betreffende situatie dus te verwaarlozen.

De maximaal optredende excentriciteit in het betreffende geval is dus gelijk aan: **53,1 mm**.

De uiterst opneembare excentriciteit is gelijk aan:

$$e_u = 0,5 h - 0,55 \frac{N'_d}{b \cdot f'_d} = \mathbf{64,99 \text{ mm}}$$

De uiterst opneembare excentriciteit is groter dan de optredende excentriciteit.

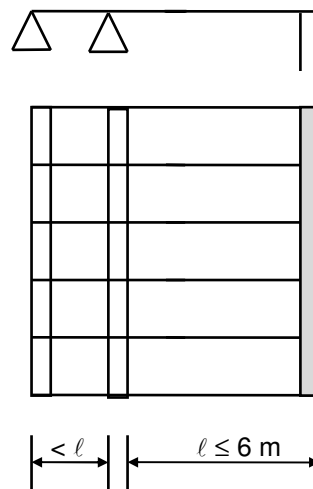
De voorgeschreven windbelasting kan dus door de beschouwde wand worden opgenomen.



Minimale dikten bij bovenstaande windbelasting situatie

Tabel 20

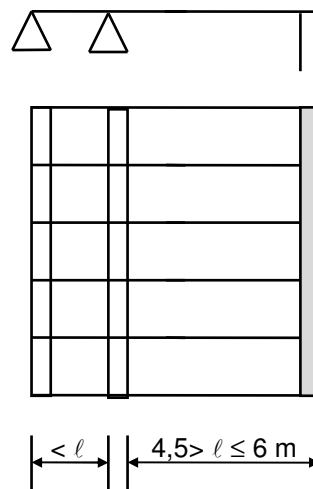
bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	150	150	125	125
op één na bov. Bouwl.	100	100	100	100
op twee na	100	100	100	100
op drie na	125	100	100	100
op vier na	125	100	100	100



Ongunstigste wanddikte is maatgevend:

Tabel 21

bouwlaag	minimale wanddikte in mm			
	G2/400	G3/500	G4/600 G4/700	G5/800
bovenste bouwlaag	150	150	125	125
op één na bov. Bouwl.	150	125	125	125
op twee na	175	150	125	125
op drie na	200	175	150	150
op vier na	240	175	175	150



Note:

Bij een overspanning  $< 4,50$  m wordt de capaciteit van de wand voor de windbelasting te klein als gevolg van minder bovenbelasting.

Afhankelijk ook van de toegepaste kwaliteit cellenbetonwand, c.q. het vloergewicht kan het zijn dat de bovenstaande wanddikten onvoldoende blijken.

Bij onvoldoende bovenbelasting mag vervolgens de uiterst opneembare normaalkracht berekend worden door rekening te houden met de treksterkte (art. 11.2.4 NEN 6790:2005). Uitsluitend bij passieve en neutrale wanden.

**7. ONTWERPEN VAN NIET-DRAGENDE WANDEN**

De minimale wanddiktes voor de verschillende cellenbetontypes zijn berekend met de volgende uitgangspunten:

- De rekenwaarde van de buigtreksterkte is ontleend aan tabel 1;
- Een verdiepinghoogte tot 3,00 m;
- De op windbelaste wand is tweezijdig (onder- en bovenzijde) gesteund \*);
- De windbelasting is bepaald conform NEN 6702:2007

\*) voor diktebepaling van meerzijdig gesteunde binnen- en buitenwanden zie: Bijlage A (blz. 55)

**7.1 Berekeningswijze en ontwerptabellen voor massieve niet-dragende buitenwanden**

Voor het toetsen van een niet-dragende gevelwand samengesteld uit cellenbetonblokken, kan gebruik worden gemaakt van artikel 11.3 van NEN 6790:2005. De gevelwand is immers een niet-dragende wand belast door wind.

Omdat er bij cellenbeton geen verschil is in grootte van de buigtreksterkte loodrecht op de lintvoeg of evenwijdig aan de lintvoeg kan, als de bijdrage van de normaalkracht wordt verwaarloosd, de toets voor de momenten in alle richtingen worden samengevat als:

$$M_d \leq M_u$$

waarin:

$M_d$  is de rekenwaarde van het optredend buigend moment t.g.v. de windbelasting

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

$M_u$  is de rekenwaarde van het uiterst opneembare moment waarvoor geldt:

$$M_u = f_{m,d} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma_M$$

$f_{m,d}$  is de rekenwaarde van de buigtreksterkte van cellenbeton in  $N/mm^2$  (Tabel 1)

$b$  is de afmeting van de beschouwde doorsnede loodrecht op de buigingsrichting, in mm

$h$  is de afmeting van de beschouwde doorsnede in de buigingsrichting, in mm

$\gamma_M$  is de modelfactor volgens artikel 11.1.2 (NEN 6790:2005)

1,3 voor woningen en woongebouwen tot een bouwwerkgte van 11 m boven maaiveld en voor wanden, waar geen andere belasting aangrijpt dan de windbelasting;

1,0 voor overige gevallen.

**Tabel 22 - Minimale dikte massieve enkelbladige niet-dragende buitenwand veiligheidsklasse 2 (NEN 6702:2007 Tabel 1 en art. 5.1.2:  $\gamma_{f,q} = 1,3$ )**

wandhoogte is 2,50 m

gebouw hoogte	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	175	150	125	125	150	125	125	100	150	125	125	100
$h \leq 10$ m	175	150	125	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 15$ m	240	200	175	150	200	175	175	150	200	175	150	150
$h \leq 20$ m	240	240	200	175	240	200	175	150	200	175	175	150
$h \leq 25$ m	250	240	200	175	240	200	175	150	240	200	175	150
$h \leq 30$ m	300	240	200	200	240	240	200	175	240	200	175	150
$h \leq 35$ m	300	240	240	200	250	240	200	175	240	200	175	175
$h \leq 40$ m	300	240	240	200	300	240	200	175	250	200	175	175

## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

### wandhoogte is 2,70 m

minimale diktes	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	175	150	175	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 10$ m	200	175	150	125	175	150	125	125	150	150	125	125
$h \leq 15$ m	240	200	200	175	240	200	175	150	200	175	150	150
$h \leq 20$ m	300	240	200	175	240	200	200	175	240	200	175	150
$h \leq 25$ m	300	240	240	200	250	240	200	175	240	200	175	175
$h \leq 30$ m	300	240	240	200	300	240	200	200	240	240	200	175
$h \leq 35$ m	300	250	240	200	300	240	200	200	250	240	200	175
$h \leq 40$ m	300	300	240	240	300	240	240	200	250	240	200	175

### wandhoogte is 3,00 m

minimale diktes	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	200	175	150	150	175	150	150	125	175	150	125	125
$h \leq 10$ m	200	175	150	150	200	175	150	125	175	150	150	125
$h \leq 15$ m	300	240	200	200	240	240	200	175	240	200	175	175
$h \leq 20$ m	300	250	240	200	300	240	200	200	240	240	200	175
$h \leq 25$ m	300	300	240	240	300	240	240	200	300	240	200	175
$h \leq 30$ m	-	300	240	240	300	250	240	200	300	240	200	200
$h \leq 35$ m	-	300	250	240	300	300	240	240	300	240	240	200
$h \leq 40$ m	-	300	250	240	-	300	240	240	300	240	240	200

### wandhoogte is 2,50 m

minimale diktes	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	200	175	150	125	175	150	125	125	150	125	125	100
$h \leq 10$ m	200	175	175	150	200	175	150	150	175	150	150	125
$h \leq 15$ m	240	240	200	175	240	200	175	175	240	175	175	150
$h \leq 20$ m	250	240	200	175	240	200	200	175	240	200	175	150
$h \leq 25$ m	300	240	200	200	240	240	200	175	240	200	175	175
$h \leq 30$ m	300	240	200	200	250	240	200	175	240	200	175	175
$h \leq 35$ m	300	240	240	200	250	240	200	175	240	240	200	175
$h \leq 40$ m	300	240	240	200	300	240	200	200	240	240	200	175

### wandhoogte is 2,70 m

minimale diktes	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	200	175	150	150	175	150	150	125	175	150	125	125
$h \leq 10$ m	240	200	175	150	200	175	150	150	200	175	150	125
$h \leq 15$ m	300	240	200	200	240	240	200	175	240	200	175	175
$h \leq 20$ m	300	240	240	200	250	240	200	175	240	200	200	175
$h \leq 25$ m	300	240	240	200	300	240	200	200	250	240	200	175
$h \leq 30$ m	300	250	240	200	300	240	240	200	250	240	200	175
$h \leq 35$ m	300	250	240	240	300	240	240	200	300	240	200	175
$h \leq 40$ m	300	300	240	240	300	240	240	200	300	240	200	200

wandhoogte is **3,00 m**

minimale diktes	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5	G2	G3	G4	G5
$h \leq 5$ m	240	200	175	150	200	175	150	150	175	150	150	125
$h \leq 10$ m	240	240	200	175	240	200	175	175	240	175	175	150
$h \leq 15$ m	300	250	240	200	300	240	240	200	300	240	200	175
$h \leq 20$ m	300	300	240	240	300	240	240	200	300	240	200	200
$h \leq 25$ m	-	300	240	240	300	300	240	200	300	240	240	200
$h \leq 30$ m	-	300	240	240	300	300	240	240	300	240	240	200
$h \leq 35$ m	-	300	250	240	300	300	240	240	300	250	240	200
$h \leq 40$ m	-	300	250	240	-	300	240	240	300	250	240	200

## 7.2 Berekeningswijze niet-dragende binnenspouwbladen

Binnenspouwbladen kunnen worden toegepast in diverse cellenbetonkwaliteiten (zie tabel 1). Voorwaarde is echter, dat de daarbij behorende buigtreksterkte ( $f_{m,d}$ ) niet wordt overschreden.

De binnenspouwbladen zijn niet vloerdragend, maar dienen de windbelasting conform NEN6702:2007 te dragen.

De binnenspouwbladen kunnen worden toegepast in diverse hoogtes, mits uit de berekeningen blijkt, dat bij de verschillende cellenbetonkwaliteiten genoemde rekenwaarden niet overschreden worden.

De verankering van het buitenspouwblad aan het binnenspouwblad dient plaats te vinden overeenkomstig de vigerende voorschriften. (art 11.8 NEN 6790:2005)

Cellenbeton binnenspouwbladen kunnen op twee manieren berekend worden, te weten:

- de bijdrage van het opnemen van de windbelasting van het buitenspouwblad wordt **niet** verwaarloosd.
- de bijdrage van het opnemen van de windbelasting van het buitenspouwblad wordt verwaarloosd.

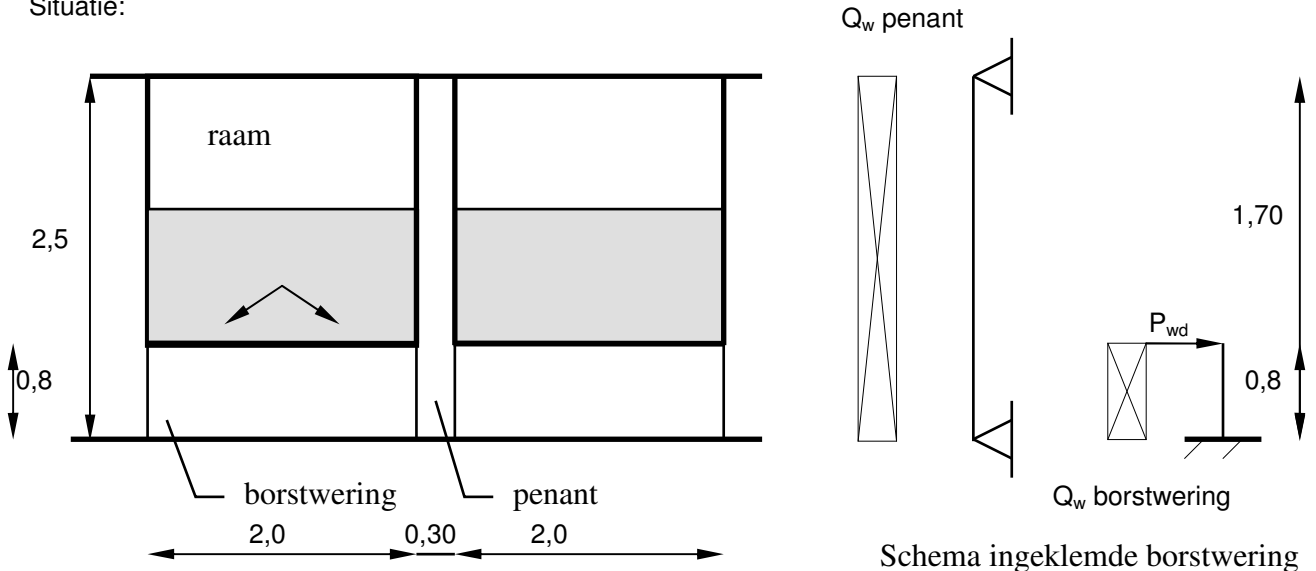
De binnenspouwbladen worden op de vloer verlijmd of in de specie gezet. Aan de bovenzijde wordt de bevestiging uitgevoerd middels ankers en een elastische voeg.

Borstweringen worden middels lijm/specie op de vloer geplaatst zodanig dat er sprake is van een ingeklemde borstwering.

Borstweringen worden aan beide zijden gedilateerd en verankerd aan de penanten.

7.2.1 Voorbeeld berekening waarbij de bijdrage van het buitenspouwblad niet wordt verwaarloosd (situatie a)

Situatie:



Aanzicht gevel

Stel: gebouwhoogte 7 m.

De windbelasting:  $p_{wd}$  is:  $0,66 \text{ kN/m}^2$  (bebouwde situatie; gebied III)

In het voorbeeld is de tussenpenantbreedte  $0,30 \text{ m}$

De tussenpenant wordt berekend als zijnde een tweezijdig gesteunde wand.

De borstwering daarentegen wordt, gezien de hoogte-afmeting en de manier van inbouwen, als ingeklemd berekend.

De helft van de windbelasting op het raam wordt door de borstwering opgenomen. De andere helft wordt door de bovenliggende vloer gedragen.

Uitgangspunten wanneer de bijdrage van het buitenspouwblad **niet** wordt verwaarloosd.

- Bij de berekening van de krachtverdeling gaan we uit van de E-modulus verhouding buitenblad : binnenblad.
- Het buitenblad is  $100 \text{ mm}$  dik (baksteen E-modulus is  $5000 \text{ N/mm}^2$ )
- Het buitenblad dient over tenminste twee bouwlagen door te lopen.
- Beschouwd wordt een niet-dragende spouwmuur, waarbij het binnenspouwblad scharnierend aan de vloeren is bevestigd, uitgezonderd de borstweringen\*)
- \* ) uitgangspunt is dat de sterkte van de voeg betonvloer-cellenbeton de gelijke sterkte heeft als de voegen tussen de blokken.
- De benodigde dikte van het binnenspouwblad wordt bepaald door het spanningscriterium van zowel binnen- als buitenblad.

De windbelasting  $p_{wd} : Q_{w1} + Q_{w2} = 658 \text{ N/m}^2$

De verhouding middels de E-modulus:  $Q_{w1} : Q_{w2} = E_1 \cdot d_1^3 : E_2 \cdot d_2^3$

$Q_{w1}$	= windbelasting op buitenblad	
$Q_{w2}$	= windbelasting op binnenblad	
$E_1$	= E-modulus baksteen buitenblad	: 5000 N/mm <sup>2</sup>
$d_1$	= dikte buitenblad	: 100 mm
$E_2$	= E-modulus binnenblad (G4/600)	: 2125 N/mm <sup>2</sup>
$d_2$	= dikte binnenblad	: 100 mm

$$Q_{w1} : Q_{w2} = 5000 \cdot 100^3 : 2125 \cdot 100^3$$

$$Q_{w2} = 2125 \cdot 100^3 / (2125 \cdot 100^3 + 5000 \cdot 100^3) \cdot 658 = 196 \text{ N/mm}^2$$

$$Q_{w1} = 658 - 196 = 462 \text{ N/mm}^2$$

**Momentbepaling binnenblad (borstwering):**

$$M \text{ ten gevolge van } Q_{w2} = \frac{1}{2} \cdot Q_{w2} \cdot l^2 \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 196 \cdot 0,8^2 \cdot 2 = 125,56 \text{ Nm}$$

$$M \text{ ten gevolge van } P_{wd} = P_{wd} \cdot l = (0,5 \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot 196) \cdot 0,8 = 266,81 \text{ Nm}$$

$$M_d = 392,37 \text{ Nm}$$

$$M_d \leq M_u$$

waarin:

$M_d$  is de rekenwaarde van het optredend buigend moment t.g.v. de windbelasting  
 $M_d = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$

$M_u$  is de rekenwaarde van het uiterst opneembare moment waarvoor geldt:

$$M_u = f_{m,d} \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot \gamma_M$$

$f_{m,d}$  is de rekenwaarde van de buigtreksterkte van de cellenbeton in N/mm<sup>2</sup> (zie tabel 1)

$b$  is de afmeting van de beschouwde doorsnede loodrecht op de buigingsrichting, in mm.

$h$  is de afmeting van de beschouwde doorsnede in de buigingsrichting, in mm.

$\gamma_M$  is de modelfactor volgens artikel 11.1.2 van NEN 6790:2005:

1,3 voor woningen en woongebouwen tot een bouwwerhoogte van 11 m boven maaiveld en voor wanden, waar geen andere belasting aangrijpt dan de windbelasting.  
 1,0 voor overige gevallen.

$$M_u = 0,24 \cdot \frac{1}{6} \cdot 2000 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 1040 \text{ Nm} > M_d$$

**Momentbepaling buitenblad (borstwering): \*)**

$$M \text{ ten gevolge van } Q_{w1} = \frac{1}{2} \cdot Q_{w1} \cdot l^2 \cdot b = \frac{1}{2} \cdot 462 \cdot 0,8^2 \cdot 2 = 295,43 \text{ Nm}$$

$$M \text{ ten gevolge van } P_{wd} = P_{wd} \cdot l = (0,5 \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot 462) \cdot 0,8 = 627,80 \text{ Nm}$$

$$M_d = 923,33 \text{ Nm}$$

\*) Borstwering dient voldoende verankerd te worden aan ondersteuning c.q. vloer zodat moment opgenomen kan worden.

Stel: buigtreksterkte metselwerk is 0,22 N/mm<sup>2</sup>

$$M_u = 0,22 \cdot \frac{1}{6} \cdot 2000 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 953,33 \text{ Nm} = M_d$$

**Momentbepaling binnenblad (penant):**

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 196 \cdot 2,5^2 \cdot 0,3 = 45,98 \text{ Nm}$$

$$M_u = 0,24 \cdot \frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 156,00 \text{ Nm} > M_d$$

**Momentbepaling buitenblad (penant):**

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 462 \cdot 2,7^2 \cdot 0,3 = 126,19 \text{ Nm}$$

$$M_u = 0,22 \cdot \frac{1}{6} \cdot 300 \cdot 100^2 \cdot 1,3 \cdot 10^{-3} = 143,00 \text{ Nm} > M_d$$

Bovenstaande berekening laat zien dat het buitenspouwblad maatgevend is. Het buitenspouwblad moet een minimale buigtreksterkte hebben van 0,22 N/mm<sup>2</sup>.

**Tabel 23 - Minimale dikte niet-dragende binnenspouwbladen  
veiligheidsklasse 2 (NEN 6702:2007 Tabel 1 en art. 5.1.2:  $\gamma_{f,q} = 1,3$ )**

wandhoogte is 2,50 m; borstweringhoogte is 0,80 m

gebouw hoogte	gebied I bebouwd				gebied II bebouwd				gebied III bebouwd			
	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800
h ≤ 5 m	175	150	150	125	150	125	125	125	125	100	100	100
h ≤ 10 m	175	150	150	125	175	125	125	125	150	125	125	100
h ≤ 15 m	240	200	200	175	240	175	175	175	200	175	175	150
h ≤ 20 m	300	200	200	200	240	200	200	175	240	175	175	175
h ≤ 25 m	300	240	240	200	240	200	200	175	240	200	200	175
h ≤ 30 m	300	240	240	200	250	200	200	200	240	200	200	200
h ≤ 35 m	300	240	240	200	300	240	240	200	240	200	200	200
h ≤ 40 m	300	250	240	200	300	240	240	200	300	200	200	200
h ≤ 45 m	300	250	240	240	300	240	240	200	300	200	200	200
h ≤ 50 m	300	300	240	240	300	240	240	200	300	240	240	200

## CONSTRUEREN IN YTONG-CELLENBETON

**wandhoogte is 2,50 m; borstweringhoogte is 0,80 m**

gebouw hoogte	gebied I onbebouwd				gebied II onbebouwd				gebied III onbebouwd			
	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800	G2/400	G3/600	G4/600	G5/800
$h \leq 5$ m	200	175	175	150	175	150	150	125	150	125	125	125
$h \leq 10$ m	240	175	175	175	200	175	175	150	200	150	150	125
$h \leq 15$ m	300	240	240	200	240	200	200	175	240	175	175	175
$h \leq 20$ m	300	240	240	200	250	200	200	200	240	200	200	175
$h \leq 25$ m	300	240	240	200	300	240	240	200	240	200	200	175
$h \leq 30$ m	300	240	240	200	300	240	240	200	250	200	200	175
$h \leq 35$ m	300	240	240	200	300	240	240	200	250	200	200	200
$h \leq 40$ m	300	250	240	240	300	240	240	200	300	240	240	200
$h \leq 45$ m	300	250	240	240	300	240	240	200	300	240	240	200
$h \leq 50$ m	300	300	240	240	300	240	240	200	300	240	240	200



## **8 STABILITEIT VAN CELLENBETONCONSTRUCTIES**

### **8.1 Algemeen**

Voor het verzekeren van de stabiliteit van cellenbetonconstructies zijn twee constructieonderdelen van belang:

- de vloeren; de horizontale schijven
- de stabiliteitswanden; de verticale schijven

De horizontale schijven zorgen ervoor dat alle horizontale belastingen die op het gebouw worden uitgeoefend - deze belastingen kunnen worden veroorzaakt door wind, maar ook door scheefstand van constructieonderdelen - naar de verticale schijven kunnen worden afgevoerd.

De verticale schijven moeten de horizontale belastingen vervolgens afdragen naar de fundering.

De vloeren van cellenbeton bestaan uit losse geprefabriceerde elementen die dus een schijf moeten vormen. De vloeren worden derhalve onderling gekoppeld door een volgestorte voeg. Bij een rij woningen mag worden aangenomen dat de schijfwerking\*) van de vloer in dit soort gevallen voldoende zal zijn.

\*) volgens CUR-rapport 136 (par. 5.1) behoeft voor eengezinswoningen de schijfwerking niet te worden gecontroleerd.

Voor de rekenregels en toetsing van de doorsnedecapaciteit kan gebruik worden gemaakt van NEN 6790-2005.

Van belang is de sterkte van de penanten in verband met het overbrengen van de schuifkrachten. Dit is het geval bij toepassing van stabiliteitswanden, en als de windbelasting in horizontale richting moet worden afgedragen.

#### **Stabiliteit:**

In eerdere publicaties van YTONG werd bij het toetsen van de stabiliteit geen rekening gehouden met het tweede-orde effect.

Gesteld werd dat als er aan een aantal voorwaarden werd voldaan er bij het toetsen van de stabiliteit van een constructie niet hoeft te worden uitgegaan van het aanpendelen van de niet gestabiliseerde constructie.

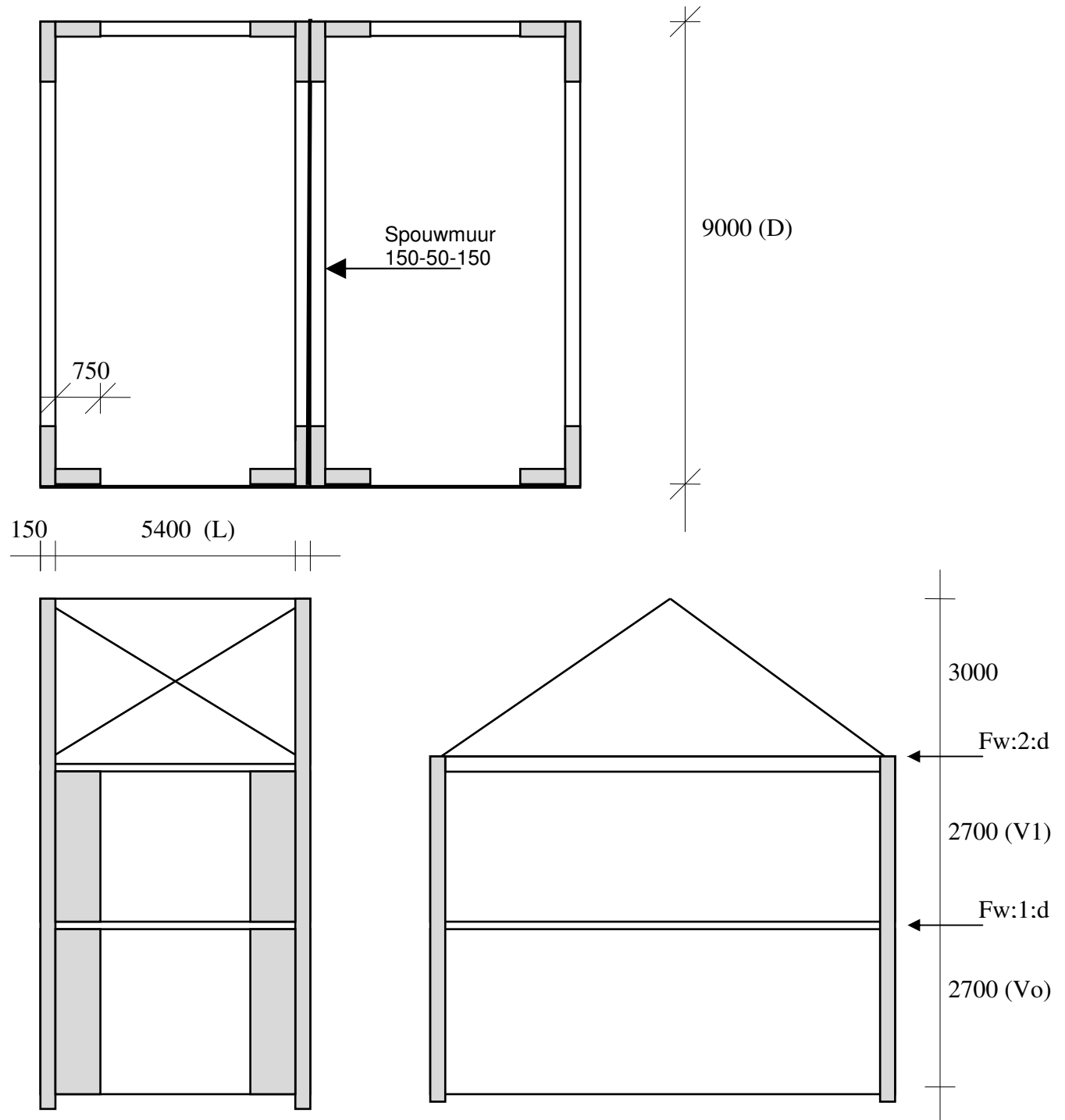
Voorwaarden werden gesteld aan:

- de kernen
- het raamwerk
- de vloeren

Bij het beschouwen van de stabiliteit van cellenbetonconstructies kan het tweede-orde effect achterwege worden gelaten, wanneer er met behulp van de theorie van het neutrale raamwerk wordt aangetoond dat er daadwerkelijk geen aanpendeling van de bouwmuren aan de stabiliteitskernen optreedt. Op basis van art. 11.7 van NEN 6790 dient een toets uitgevoerd te worden.

In de volgende paragraaf is een voorbeeldberekening opgenomen voor een rij eengezinswoningen waarbij de stabiliteit wordt ontleend aan kleine stijve kernen en waarbij wordt aangetoond dat er geen tweede-orde effect optreedt door aanpendeling van de bouwmuren.

8.2 Toelichting berekeningsmethode aan de hand van rekenvoorbeeld



Overzicht van de beschouwde rij woningen

Vloeren	YTONG cellenbeton dik 240 mm, kwal. G4/600
Ankerloze scheidingswand	YTONG cellenbeton afm. 150 - 50 - 150 mm
Binnenspouwblad kopgevel	YTONG cellenbeton dik 150 mm
Penanten in langsegevel	YTONG cellenbeton dik 150 mm

De stabiliteit van deze twee woningen wordt gecontroleerd aan de hand van de theorie zoals omschreven in NEN 6790:2005

Veiligheidsklasse 2

De volgende gewichten zijn in de berekening aangehouden:

Vloer:	eigengewicht	1,62 kN/m <sup>2</sup>	(6,75 kN/m <sup>3</sup> )
	scheidingswanden	0,30 kN/m <sup>2</sup>	
	afwerking	1,00 kN/m <sup>2</sup>	
		2,92 kN/m <sup>2</sup>	
Dak:	eigengewicht	0,65 kN/m <sup>2</sup>	
Wanden:	eigen gewicht	6,75 kN/m <sup>3</sup>	
	dik 150 mm bouwmuur/penant	1,01 kN/m <sup>2</sup>	

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

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

Voor de toegepaste cellenbeton (zie tabel 1) geldt:

$$f_d = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vvd} = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

### Belastingen:

De belastingen t.g.v. de wind: (zie hoofdstuk 5)

Windgebied II, bebouwd

$$p_w = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{dim} = 0,95$$

$$C_{index} = 0,8 + 0,4 = 1,2$$

$$p_{rep} = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 0,56 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

Rekenwaarde van de windbelasting op de tweede verdiepingvloer:

$$F_{w;2;d} = \gamma_{f;q} \cdot D \cdot (\frac{1}{2} \cdot V_2 + \frac{1}{2} \cdot V_1) p_w$$

$$= 1,3 \cdot 9 (\frac{1}{2} \cdot 3,0 + \frac{1}{2} \cdot 2,7) 0,64 = 21,3 \text{ kN} =$$

$$Q_{p2} = 5,3 \text{ kN per penant (4 penanten; 2 per woning)}$$

Rekenwaarde van de windbelasting op de eerste verdiepingvloer:

$$F_{w;1;d} = \gamma_{f;q} \cdot D \cdot (\frac{1}{2} \cdot V_0 + \frac{1}{2} \cdot V_1) p_w$$

$$= 1,3 \cdot 9 (\frac{1}{2} \cdot 2,7 + \frac{1}{2} \cdot 2,7) 0,64 = 20,2 \text{ kN} =$$

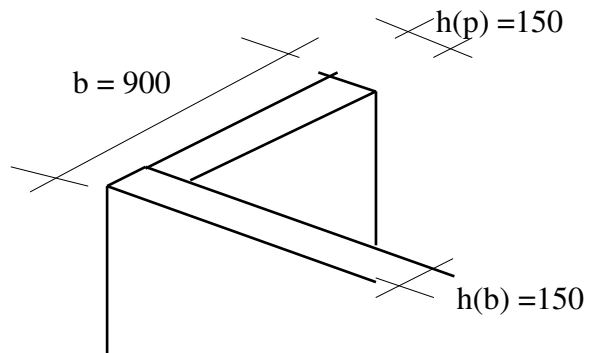
$$Q_{p1} = 5,0 \text{ kN per penant (4 penanten; 2 per woning)}$$

### Controle van de sterkte:

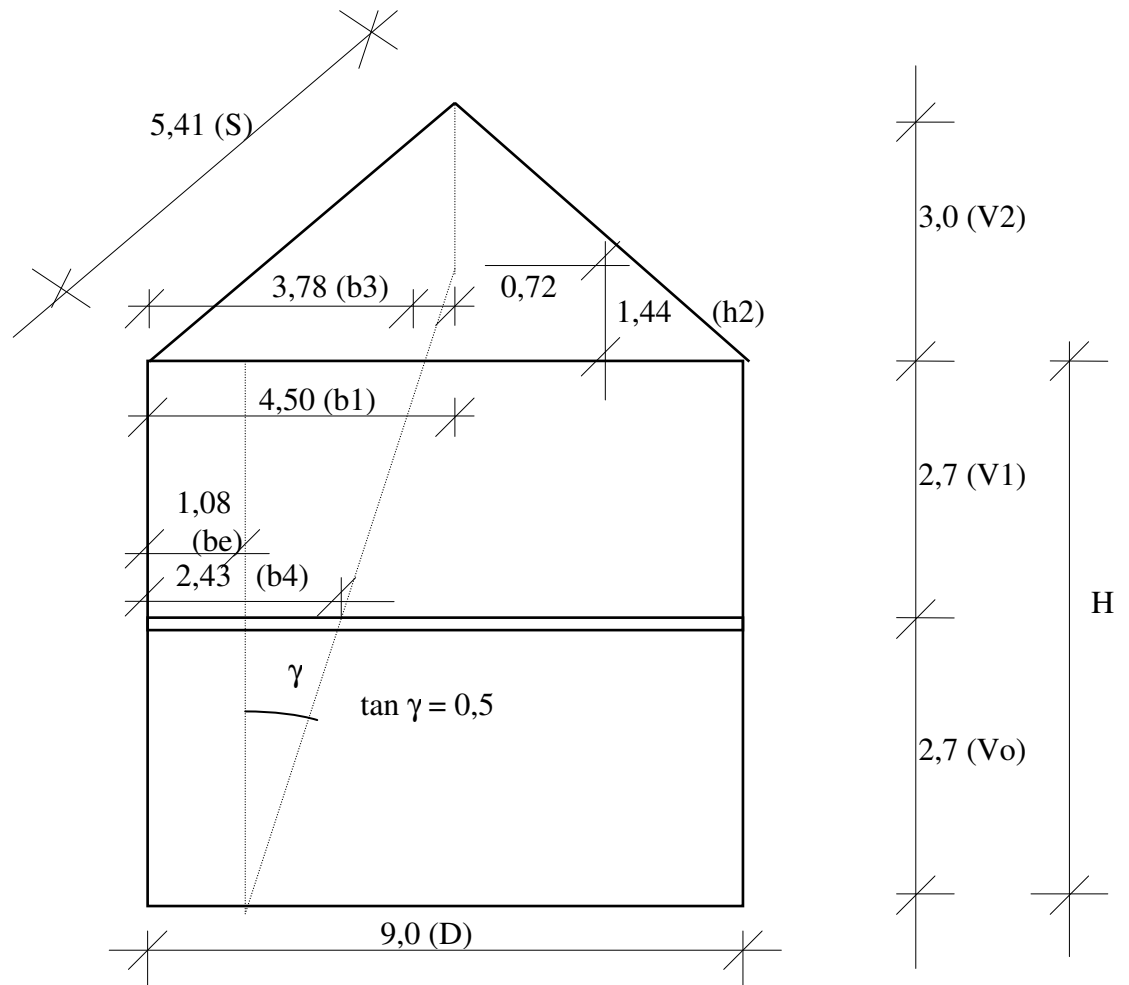
Gewicht van de penant is gelijk aan:

$$G_d = (V_0 + V_1) b \cdot h(p) \cdot s_g \cdot 0,9$$

$$5,4 \cdot 0,9 \cdot 0,15 \cdot 6,75 \cdot 0,9 = 4,4 \text{ kN}$$



Bepaling van de maximaal te activeren schuifkracht  $T_d$ :



Meewerkende breedte  $be = 0,2 H = 0,2 \cdot 5,4 = 1,08$

Beschikbaar in de bouwmuur:

uit dakvlak:	$0,9 \cdot (L / 2) \cdot S \cdot eig$ $0,9 \cdot 5,4 / 2 \cdot 5,41 \cdot 0,65 =$	8,5 kN
uit topdriehoek:	$0,9 \cdot (b1 \cdot V2 - b2 \cdot h2) / 2 \cdot eig =$ $0,9 \cdot (4,5 \cdot 3 - 0,72 \cdot 1,44) / 2 \cdot 1,01 =$	5,7 kN
uit vloeren:	$0,9 \cdot (b3 + b4) \cdot 0,5 \cdot L \cdot eig =$ $0,9 \cdot (3,78 + 2,43) \cdot 0,5 \cdot 5,4 \cdot 2,92 =$	44,1 kN
uit wanden:	$0,9 \cdot (Vo + V1) \cdot (b3 - be) \cdot 0,5 \cdot eig =$ $0,9 \cdot 5,4 \cdot (3,78 - 1,08) \cdot 0,5 \cdot 1,01 =$ $0,9 \cdot (2,7 + 2,7) \cdot be \cdot 0,5 \cdot eig =$ $0,9 \cdot 5,4 \cdot 1,08 \cdot 0,5 \cdot 1,01 =$	6,7 kN <u>5,3 kN</u>
	$T_d$	70,3 kN

Controle schuifkracht penant - bouwmuur

Volgens NEN 6790 art 11.6.2 kan de eerste verdiepingsvloer de uvelwerking overdragen. Voor een vloer van cellenbeton moet deze waarde gesteld worden op 30 kN. Het restant moet worden opgenomen door de loodvoeg tussen bouwmuur en penant.

Er moet worden voldaan aan:

$$\frac{F_{v;d}}{\gamma_M} \leq F_{v;u} + \Sigma F_{vl;u}$$

$$\gamma_M = 1,0$$

$$F_{v;u} = (V_0 + V_1) \cdot b \cdot f_{v,v;d} = 5,4 \cdot 0,15 \cdot 0,24 \cdot 10^3 = 194,40 \text{ kN}$$

$$F_{vl;u} \text{ de uvelwerking van cellenbetonvloer} = \frac{30,00 \text{ kN}}{224,40 \text{ kN}}$$

De sommatie van de capaciteit van de loodvoeg en de eerste verdiepingsvloer is groter dan de beschikbare normaalkracht (224,40 kN > 70,3 kN). De beschikbare normaalkracht is dus maatgevend.

Eisen aan de kern:

Berekening van de benuttingsgraad:

$$\alpha = (T_d + G_d) / (b \cdot h_{(p)} \cdot f_d) = (70,3 + 4,4) \cdot 10^3 / (900 \cdot 150 \cdot 1,6) = 0,346$$

Berekening van het moment in de uiterste grenstoestand t.g.v. verschillende belastingen:

$$M_d = Q_{p2} \cdot (V_0 + V_1) + Q_{p1} \cdot V_0 - T_d \cdot (b - h_{(p)}) / 2 =$$

$$5,3 \cdot 5,4 + 5,0 \cdot 2,7 - 70,3 \cdot \frac{(0,9 - 0,15)}{2} = 16,0 \text{ kNm}$$

Voor cellenbeton geldt voor de berekening van de momentcapaciteit van de penant in de uiterste grenstoestand

$$M_u = 0,4 \alpha (1 - \alpha) h_{(p)} \cdot b^2 \cdot f'_d$$

$$0,4 \cdot 0,346 (1 - 0,346) \cdot 150 \cdot 900^2 \cdot 1,6 \cdot 10^{-6} = 17,60 \text{ kNm}$$

$$M_u > M_d$$

Controle horizontale schuifkracht penant - fundering:

$$\tau_d = (Q_{p2} + Q_{p1}) / (h_{(p)} \cdot b) = (5,3 + 5,0) \cdot 10^3 / (150 \cdot 900) = 0,077 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vvd} = 0,24 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d \leq f_{vvd} + 0,2 N'_d/A$$

**De penanten zijn voldoende sterk**

Controle verplaatsingseis

Bij de berekening van de rotatiestijfheid van de fundering wordt aangenomen dat deze gelijk is aan:

$$C = \frac{3 EI L}{(L - h_{\text{bouwmuur}} - l_{\text{penant}})^2}$$

waarin:

EI is de buigstijfheid van de niet onderheide funderingsbalk onder de langsgewel

$$E_f = 3,6 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{bron VBC 1995, tabel 15})$$

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 0,35 \cdot 0,45^3 / 12 = 2,66 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \quad (\text{afm. funderingsbalk } 350 \cdot 450 - \text{C20/25})$$

$$EI = 3,6 \cdot 2,66 \cdot 10^3 = 9,57 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2$$

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

$$L = 5,75 \text{ m}$$

$h_{\text{bouwmuur}}$  is dikte van bouwmuur

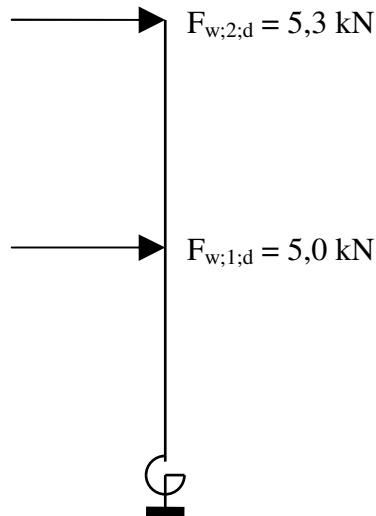
$l_{\text{penant}}$  is penantlengte

$$C = 3 \cdot 9,57 \cdot 10^3 \cdot 5,75 / (5,75 - 0,15 - 0,75)^2 = 7016,69 \text{ kNm/rad}$$

De stijfheid van de penanten in de uiterste grenstoestand kan volgens CUR-rapport 94-4 worden benaderd met de volgende formule:

$$EI = 150 \cdot f_d \cdot b \cdot d_k^3 = 150 \cdot 1600 \cdot 0,15 \cdot 0,9^3 = 26244 \text{ kNm}^2$$

*Berekening van de optredende uitbuiging:*



Schema

*Verplaatsing t.p.v. de eerste verdiepingvloer:*

$$\delta_1 = \frac{(F_{w;1;d} + F_{w;2;d}) V_0^3}{3 EI} + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^3}{2 EI} + \frac{(F_{w;2;d} \cdot (V_0 + V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_0)}{C_v} V_0$$

$$\delta_1 = \frac{(5,0 + 5,3) 2,7^3}{3 \cdot 26,2 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot 2,7^3}{2 \cdot 26,2 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot (2,7 + 2,7) + 5,0 \cdot 2,7}{7016,69} \cdot 2,7 = 0,021 \text{ m}$$

$$\phi_1 = \frac{(F_{w;1;d} + F_{w;2;d}) \cdot V_0^2}{2 EI} + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^2}{EI} + \frac{(F_{w;2;d} \cdot (V_0 + V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_0)}{C_v}$$

$$\phi_1 = \frac{(5,0 + 5,3) \cdot 2,7^2}{2 \cdot 26,2 \cdot 10^3} + \frac{5,3 \cdot 2,7^2}{26,2 \cdot 10^3} + \frac{(5,3 \cdot (2,7 + 2,7) + 5,0 \cdot 2,7)}{7016,69} = 0,0090 \text{ rad}$$

Verplaatsing ter plaatse van de tweede verdiepingvloer:

$$\begin{aligned} \delta_{\text{top}} &= \delta_1 + \phi_1 \cdot V_1 + \frac{F_{w;2;d} \cdot V_1^3}{3 EI} \\ &= 0,021 + 0,0090 \cdot 2,7 + \frac{5,3 \cdot 2,7^3}{3 \cdot 26,2 \cdot 10^3} = 0,046 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\delta_2 = \delta_{\text{top}} - \delta_1 = 0,046 - 0,021 = 0,026 \text{ m}$$

Berekening van de uiterste verplaatsing van de dragende wanden:

Beschouwing van de eerste verdieping:

N' <sub>d</sub> :	dak:	0,9 · ½ L · eig.dak · S / ½ D	
		0,9 · 2,7 · 0,65 · 5,41 / 4,5 =	1,90 kN/m
	wand:	0,9 · eig.wand · V <sub>2</sub> / 2	
		0,9 · 1,01 · 3 / 2 =	1,37 kN/m
	vloer:	0,9 · ½ L · eig.vloer	
		0,9 · 2,7 · 2,92 =	7,10 kN/m
			10,36 kN/m

G <sub>d</sub> (wand) :	V <sub>1</sub> · eig.wand	
	2,7 · 1,01 =	2,73 kN/m

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

(toelichting: de vloerplaten zijn over de gehele dikte van de wand opgelegd)

$$\lambda = V_1 / h = 2,7 / 0,150 = 18$$

$$\alpha = \frac{G_d + N'_d}{f'_d \cdot b \cdot h} = \frac{(2,73 + 10,36) \cdot 10^3}{1,6 \cdot 1000 \cdot 150} = 0,0546$$

Uit bijgaande grafieken (NEN 6790 art. 11.2.3) volgt dat e<sub>0</sub> gelijk is aan 0,458 · h

$$e_0 = 0,458 \cdot 150 = 68,7 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N'_d + G_d) - e_1 \cdot N'_d}{N'_d + (G_d / 2)} = \frac{68,7 (10,36 + 2,73) - 0}{10,36 + (2,73 / 2)} = 76,7 \text{ mm}$$

De optredende verplaatsing op de eerste verdieping is gelijk aan: 26,0 mm ( $\delta_2$ )

$$\delta_2 < \delta_u$$

Er treedt op de eerste verdieping dus geen aanpendeling van de belasting op.

Beschouwing van de beganegrond:

$N'_d$ :	boven:	$N'_d + G_d = 10,36 + 2,73 =$	13,09 kN/m
	1 <sup>e</sup> verdiepingsvloer:	$0,9 \cdot \frac{1}{2} L \cdot \text{eig.vloer} =$	<u>7,10 kN/m</u>
			20,19 kN/m

$G_d$	Wand $V_o$		2,73 kN/m
-------	------------	--	-----------

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

$$\lambda = V_o / d = 18$$

$$\alpha = \frac{N'_d + G_d}{f'_d \cdot b \cdot h} = 0,096$$

Uit grafiek volgt dat  $e_0$  is:  $0,425 \cdot h = 63,8 \text{ mm}$

$$\delta_u = \frac{e_0 (N'_d + G_d) - e_1 \cdot N'_d}{N'_d + (G_d / 2)} = \frac{68,12 (20,19 + 2,73) - 0}{20,19 + (2,73 / 2)} = 67,8 \text{ mm}$$

De optredende verplaatsing op de beganegrond is gelijk aan: 21,0 mm ( $\delta_1$ )

$$\delta_1 < \delta_u$$

er treedt dus geen aanpendeling van de belasting op.

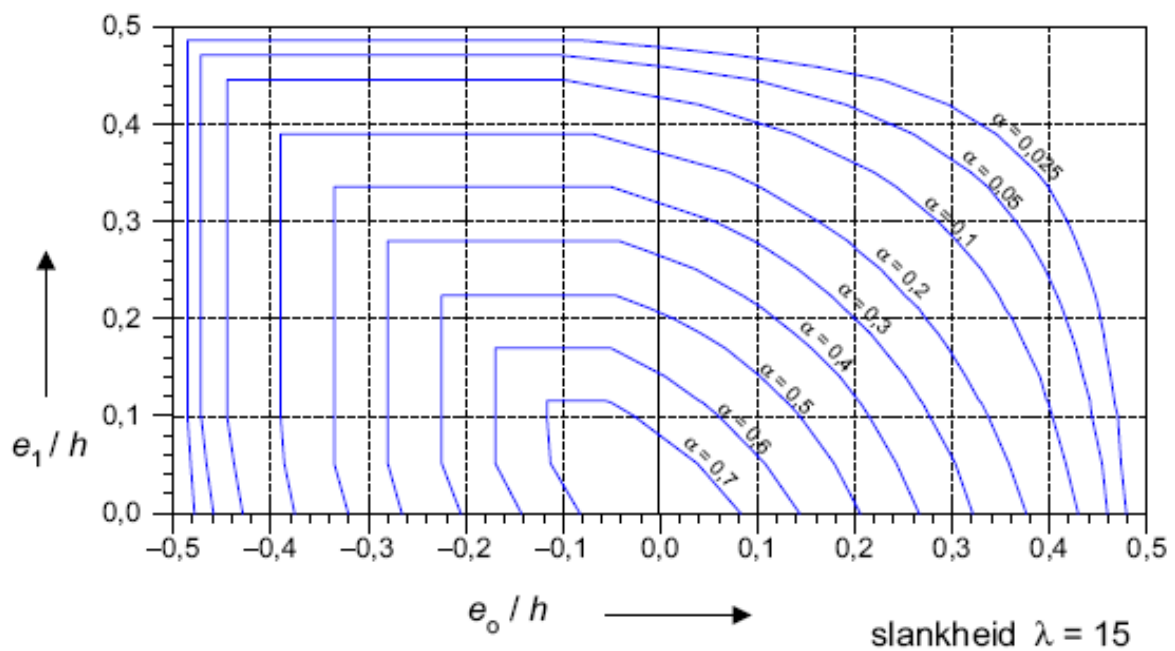
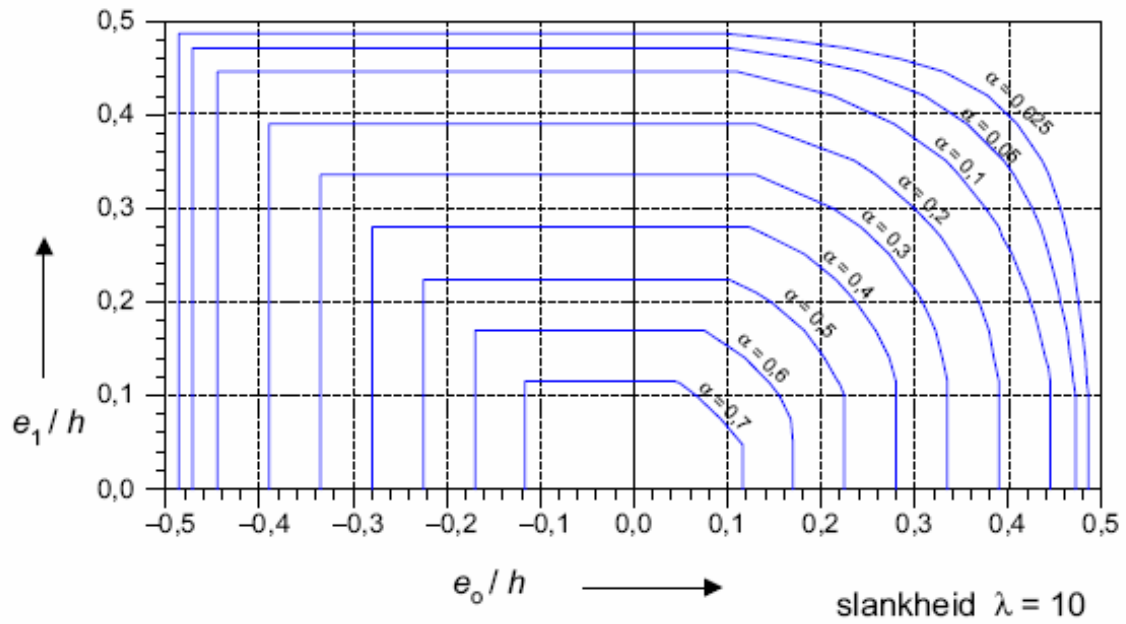
Geconcludeerd kan worden dat de optredende verplaatsingen zodanig klein zijn dat de aanname dat geen aanpendeling optreedt, welke is gedaan bij de sterktecontrole, juist is. De rij woningen is stabiel.

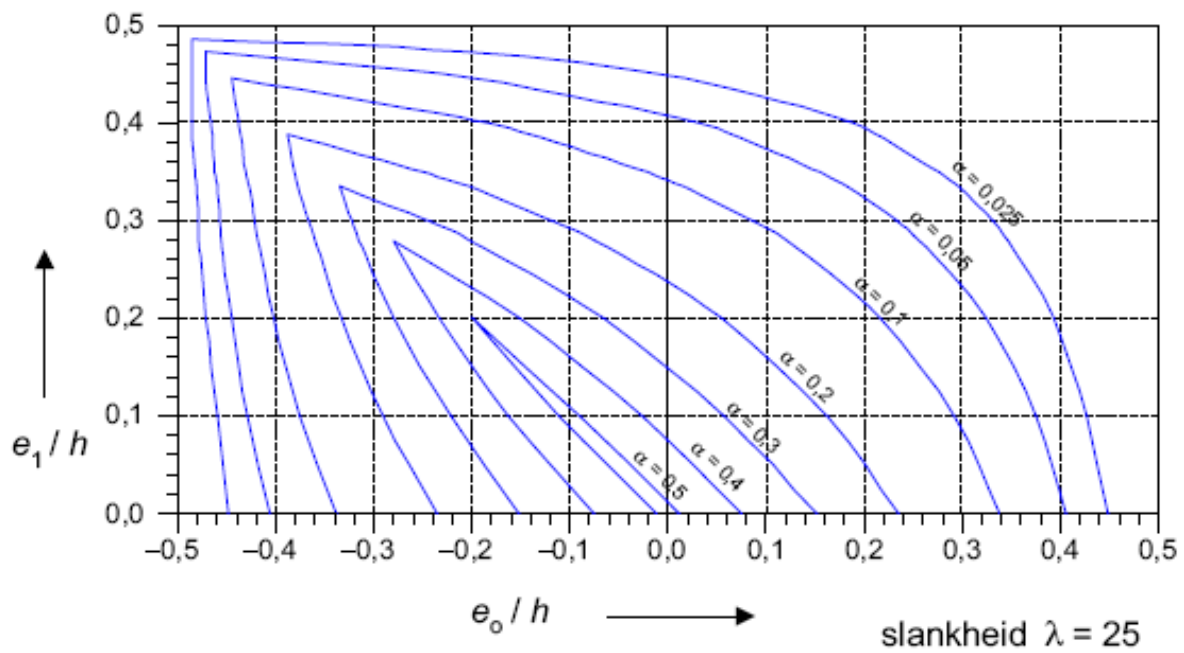
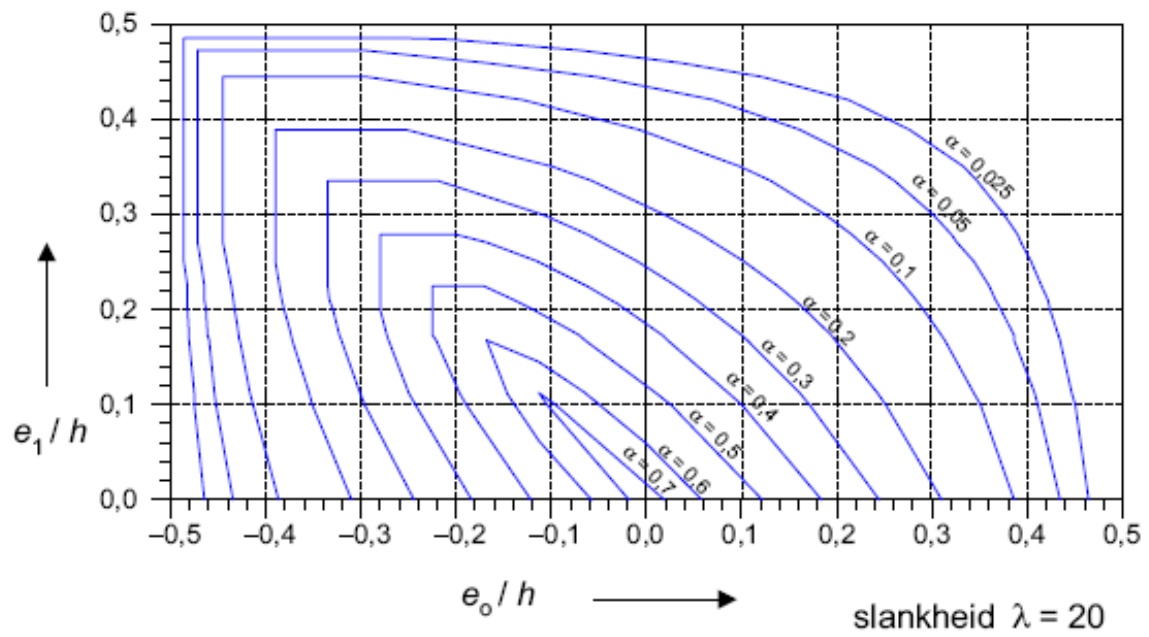


Grafieken voor het bepalen van de uiterst opneembare excentriciteit (NEN 6790:2005)

Verklaring van variabelen:

- $\alpha$  is de benuttingsgraad van de wand,  $\alpha = N'_d / (b h f_b)$ ;
- $e_1$  is de excentriciteit aan één van de twee uiteinden van de beschouwde staaf;
- $e_0$  is de excentriciteit aan het andere uiteinde dan waar  $e_1$  is beschouwd;
- $h$  is de totale hoogte van de betondoorsnede;
- $b$  is de breedte van de betondoorsnede
- $f_b$  is de rekenwaarde van de druksterkte van de beton
- $\lambda$  is de slankheid van de beschouwde wand;  $\lambda = \rho \cdot l / h$
- $\rho$  is de reductiefactor voor de kniklengte, bepaald volgens art. 10.4.2.2; NEN6790:2005
- $l$  is de hoogte van de wand tussen de vloeren





Controle berekening kantelveiligheid penanten:

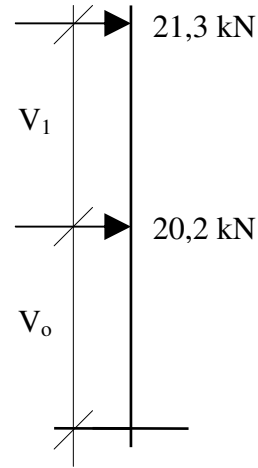
Rekenwaarde van de windbelasting op de tweede verdiepingvloer ( $F_{w;2;d}$ ) : 21,3 kN (zie pag. 43)

Rekenwaarde van de windbelasting op de eerste verdiepingvloer ( $F_{w;1;d}$ ) : 20,2 kN (zie pag. 43)

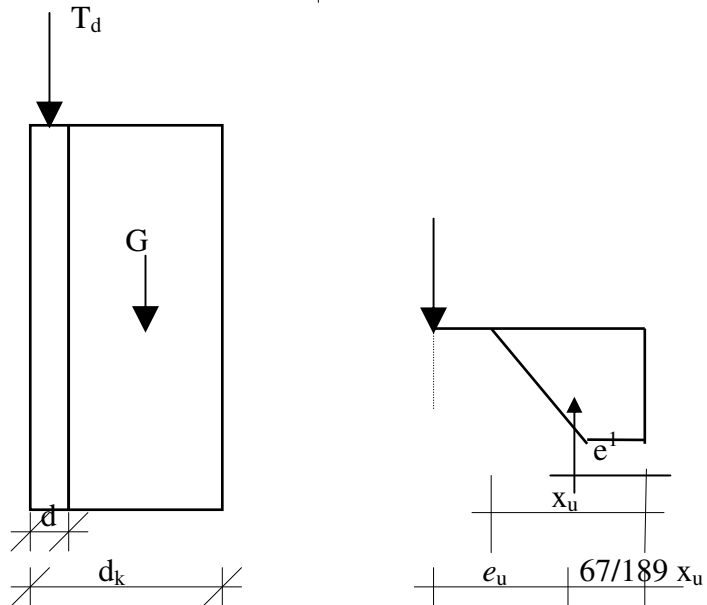
**Optredend windmoment  $M_d$ :**

$$F_{w;2;d} \cdot (V_0 + V_1) + F_{w;1;d} \cdot V_1$$

$$21,3 \cdot 5,4 + 20,2 \cdot 2,7 = 169,40 \text{ kNm}$$



**Berekening tegenwerkend moment  $M_u$ :**



$$e_u = 0,5 d - 0,55 \frac{N'_d}{b \cdot f'_d}$$

$$T_d + G = 70,3 + 3,7 = 74 \text{ kN}$$

$$e^1 = \{74 \cdot 10^3 / (150 \cdot 1,6)\} \cdot 0,55 = 170 \text{ mm}$$

$$M_u = \frac{(d_k - \frac{1}{2}d - e^1)}{1000} \cdot T_d + \frac{\left[ \frac{(d_k - d)}{2} - e^1 \right]}{1000} \cdot G$$

$$M_u = (900 - 75 - 170) / 1000 \cdot 70,3 + [ \{ (900 - 150) / 2 - 170 \} \cdot 3,7 ] / 1000 = 46,8 \text{ kNm}$$

$$M_u = 46,05 + 0,759 = 46,8 \text{ kNm} \times 4 \text{ kernen} = 187,2 \text{ kNm} > 169,4 \text{ kNm}$$

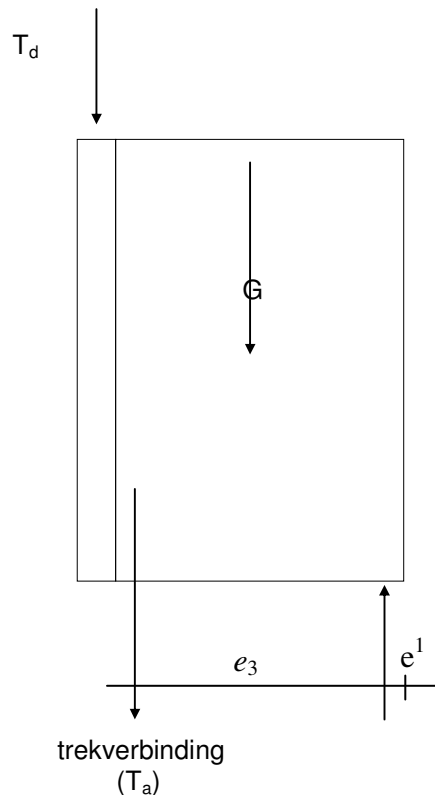
(woningen zijn stabiel)

**Opmerking**

Is het bijvoorbeeld uit bouwkundige overwegingen niet mogelijk om voldoende stabiliteit te realiseren, dan zijn de volgende maatregelen mogelijk:

- toepassing van een groter aantal kernen per woning,
- toepassing van bredere kernen,
- toepassing van zwaardere vloeren, waardoor het tegenwerkende moment ( $M_u$ ) - dank zij de grotere 'bovenbelasting' - wordt vergroot,
- het toepassen van een trekverbinding tussen kern en fundering, eventueel ook tussen kern beganegrond en kern verdieping, waardoor het tegenwerkende moment ( $M_u$ ) kan vergroot worden met:

$\Delta M_u = T_a \cdot e_3$  , waarin  $T_a$  is opneembare trekkracht  
 $e_3$  is de excentriciteit van de trekkracht  $T_a$  t.o.v. het zwaartepunt van de drukzone, dat op afstand  $e^1$  vanaf de rand ligt. Bij de bepaling van  $e^1$  moet ook rekening worden gehouden met de normaalkracht  $T_a$



Bovengenoemde afwijkende gevallen zullen - uitgaande van de algemene richtlijnen - geval voor geval moeten worden berekend.

### 8.3 Ontwerpregels voor het beschouwen van de stabiliteit

Gebaseerd op de hiervoor uitgevoerde voorbeeldberekening is een aantal berekeningen uitgevoerd waarbij het aantal woningen in een rij, het windgebied en de voorwaarde bebouwd/onbebouwd zijn gevarieerd.

Uit deze berekeningen is per situatie de benodigde som van de werkzame breedten van de penanten bepaald die nodig is om de stabiliteit van de beschouwde rij woningen te waarborgen.

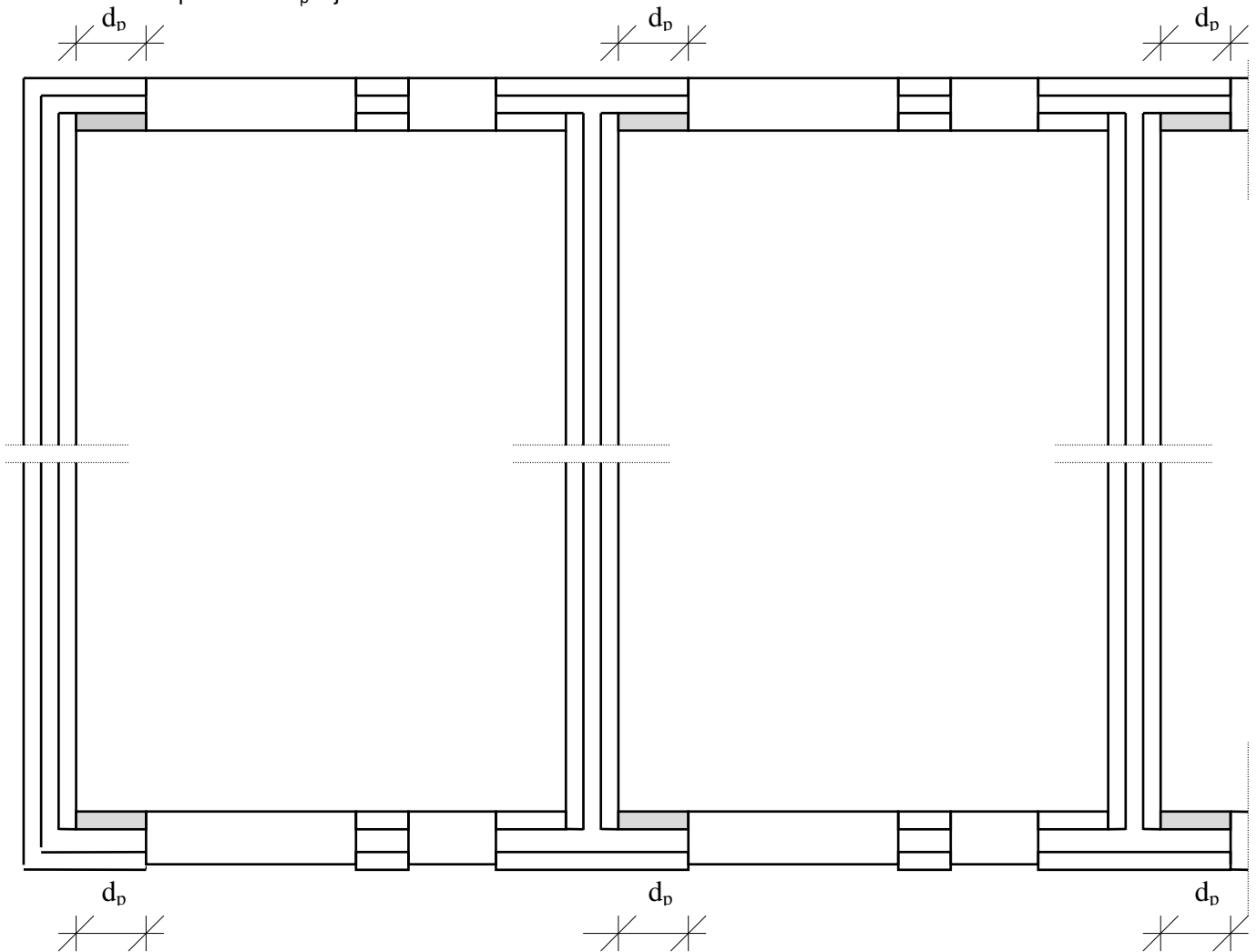
Analoog aan artikel 3.2.1. van NPR 6791 mag worden aangenomen dat de stabiliteit van een rij eengezinswoningen is gewaarborgd als wordt voldaan aan de volgende voorwaarden:

- a. de eengezinswoningen bestaan uit twee bouwlagen met een gemiddelde verdiepingshoogte van 2,7 meter en een kapverdieping met een maximale hoogte van 4 meter;
- b. de diepte van de woningen is niet groter dan 9,0 meter;
- c. de dragende wanden worden uitgevoerd in cellenbeton blokken met een minimale dikte van 150 mm in de kwaliteit G4/600;
- d. de dragende wanden zijn over de volle hoogte verstijfd door gefundeerde penanten uitgevoerd in cellenbeton cascopanelen, die vol en zat aan de bouwmuur zijn verlijmd en zodanig dat de rekenwaarde van de schuifsterkte van de voeg ten minste  $0,125 \text{ N/mm}^2$  bedraagt, de minimale afmeting van de penanten is 750 mm;
- e. de woningen zijn via de vloeren zodanig doorgekoppeld tot eenheden, dat per vloer een horizontale trek- of drukkracht kan worden overgebracht van 6 kN/m, de permanente belasting op de vloeren is tenminste gelijk aan  $2,9 \text{ kN/m}^2$  (incl. eig.), de overspanning van de vloeren is tenminste gelijk aan 5,4 m.
- f. de som van de werkzame breedten van de penanten,  $\Sigma d_p$ , is per rij en per windrichting ten minste gelijk aan de in de tabel gegeven waarde, de minimale afmeting van een werkzame penant is gelijk aan 750 mm. De werkzame breedten voor één windrichting zijn in onderstaande figuur weergegeven.
- g. De afmeting van de funderingsbalk is: 350 x 450 mm (b x h) ; de betonsterkteklasse is C20/25

Tabel 24: Som van de benodigde werkzame breedte van penanten  $d_p$

windgebied		type vloer	
		cellenbeton, dikte minimaal 240 mm	kanaalplaatvloer, e.g. minimaal 3,7 kN/m <sup>2</sup>
I	bebouwd	4,0 m	3,4 m
	onbebouwd	6,3 m	5,0 m
II	bebouwd	3,4 m	3,0 m
	onbebouwd	5,2 m	4,3 m
III	bebouwd	2,9 m	2,9 m
	onbebouwd	4,3 m	3,6 m

Werkzame penanten  $d_p$  bij wind van links naar rechts



**Bijlage A: ONTWERPGRAFIEKEN NIET-DRAGENDE WANDEN; GEBOUWHOOGTE  $\leq 10$  M**

**A. BUITENWANDEN: KWALITEIT G4/600; categorie bebouwde situatie**

Grafiek 1: vierzijdig gesteund  
 Grafiek 2: driezijdig gesteund  
 Grafiek 3: tweezijdig gesteund

**B. BINNENWANDEN: KWALITEIT G4/600; categorie bebouwde situatie**

Grafiek 4: vierzijdig gesteund  
 Grafiek 5: driezijdig gesteund  
 Grafiek 6: tweezijdig gesteund

**C. BUITENWANDEN: KWALITEIT G4/600; categorie onbebouwde situatie**

Grafiek 7: vierzijdig gesteund  
 Grafiek 8: driezijdig gesteund  
 Grafiek 9: tweezijdig gesteund

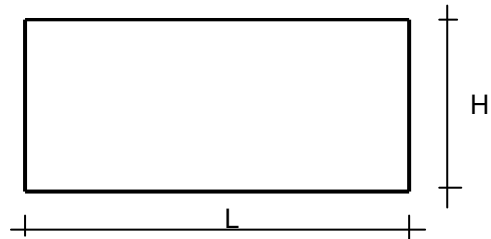
**D. BINNENWANDEN: KWALITEIT G4/600; categorie onbebouwde situatie**

Grafiek 10: vierzijdig gesteund  
 Grafiek 11: driezijdig gesteund  
 Grafiek 12: tweezijdig gesteund

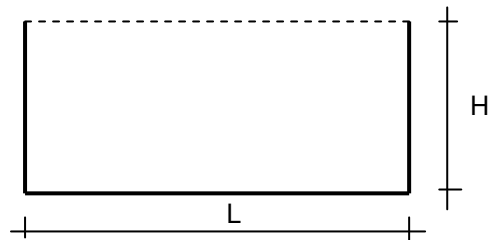
Werkwijze wanddiktebepaling:

- Bepaal van de wand de lengte / hoogte verhouding ( $L / H$ )
- Bepaal met de gevonden " $L / H$ " – waarde in de grafieken de factor  $d / H$  (dikte/Hoogte)
- Bepaal de theoretische dikte van de wand ( $d$ ) door de hoogte van de wand te vermenigvuldigen met de gevonden  $d / H$  – factor. (betonkalender)

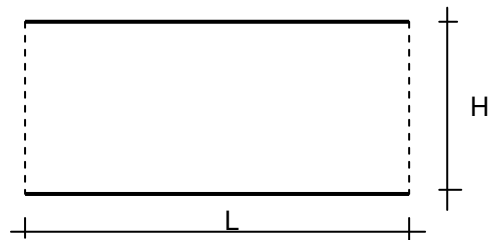
schema: vierzijdig gesteunde wand

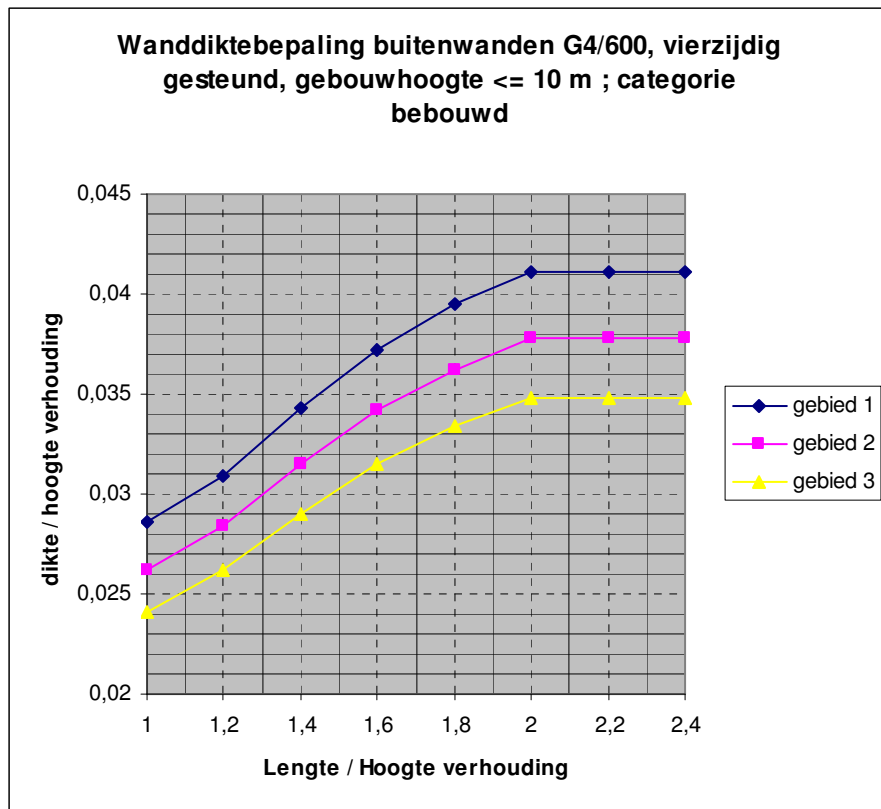


schema: driezijdig gesteunde wand

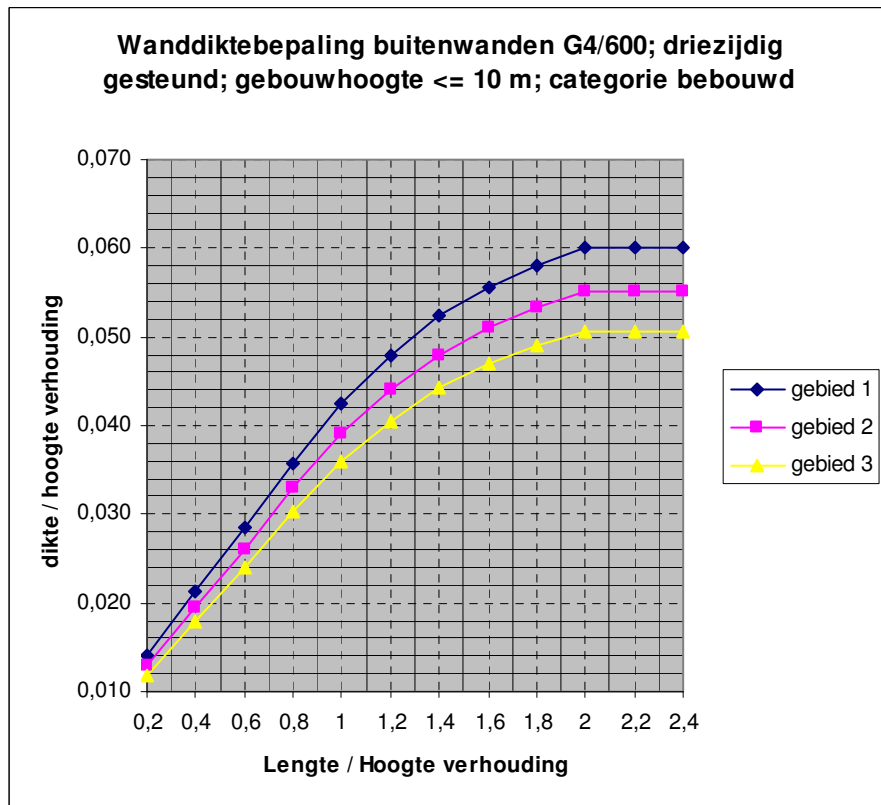


schema: tweezijdig gesteunde wand



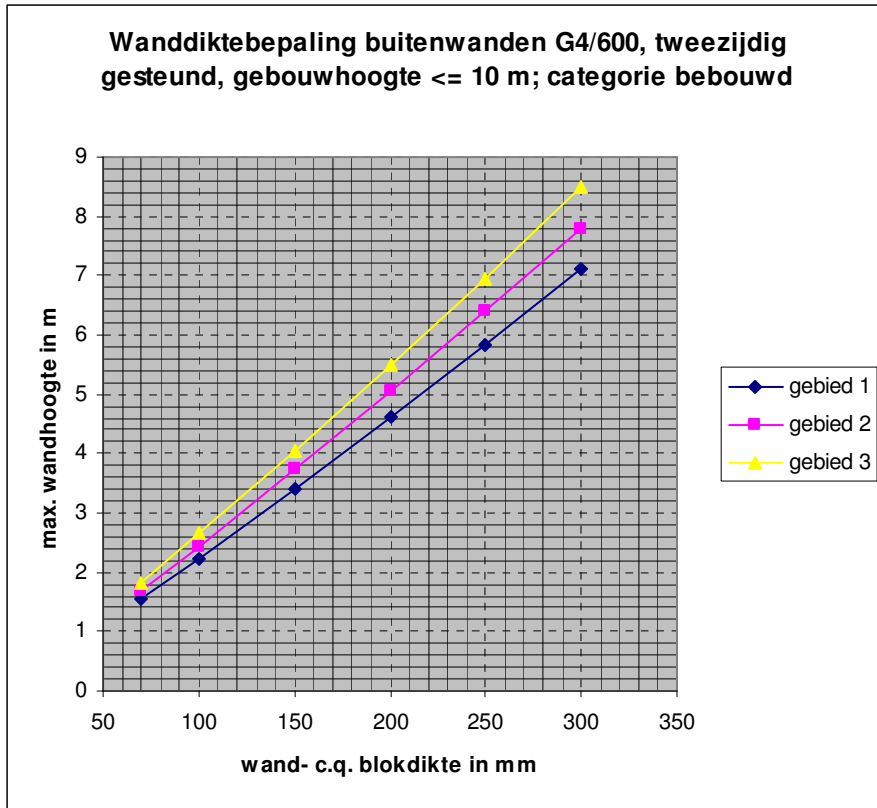


Grafiek 1

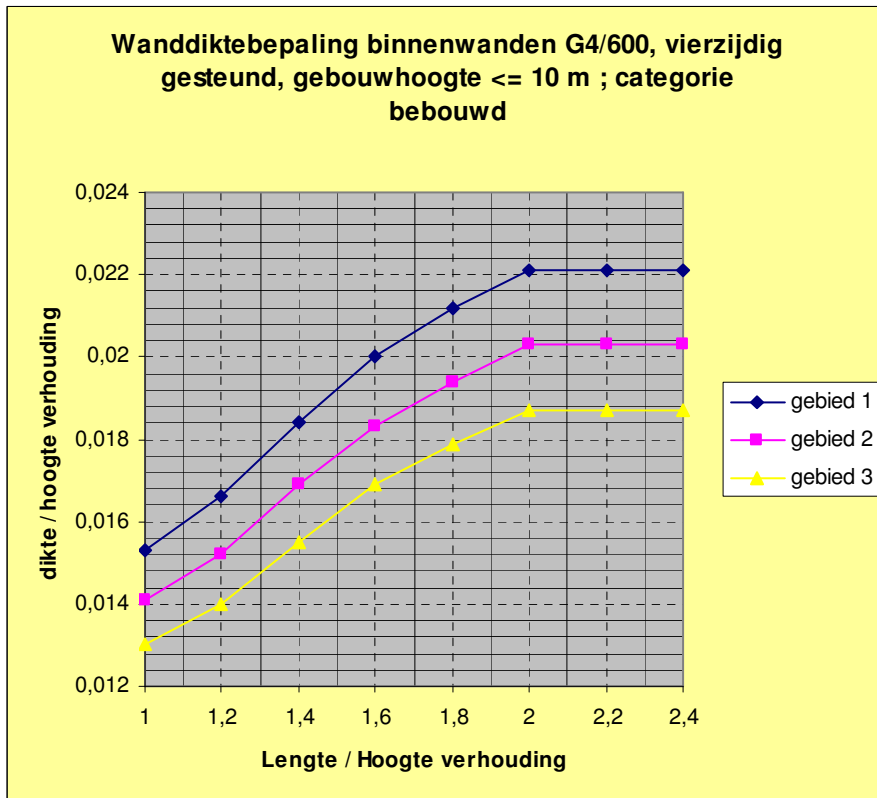


Grafiek 2

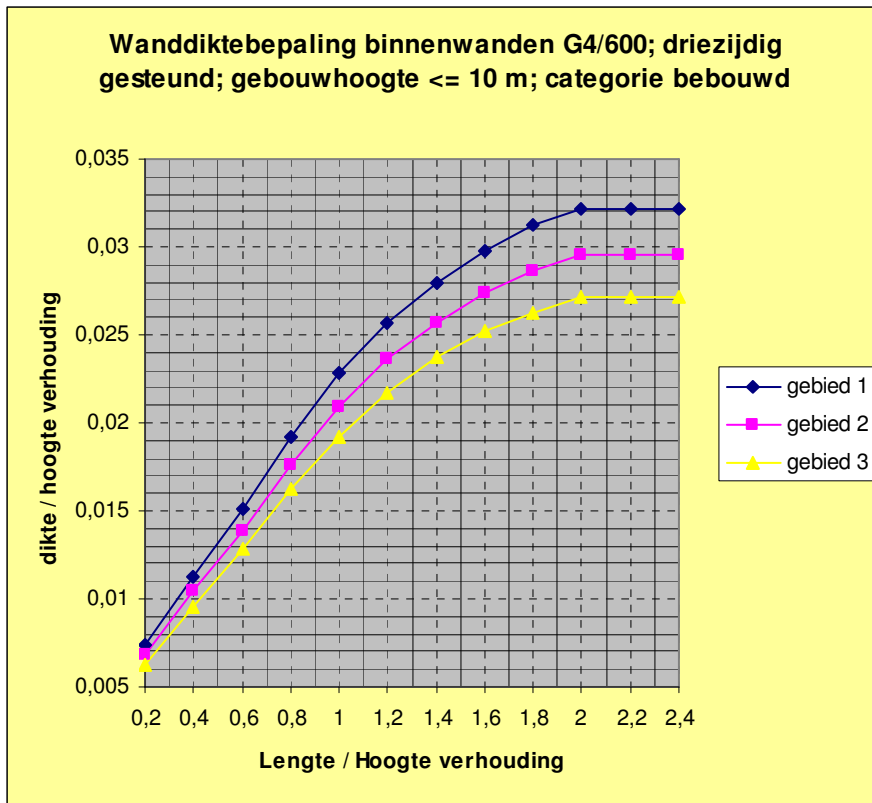




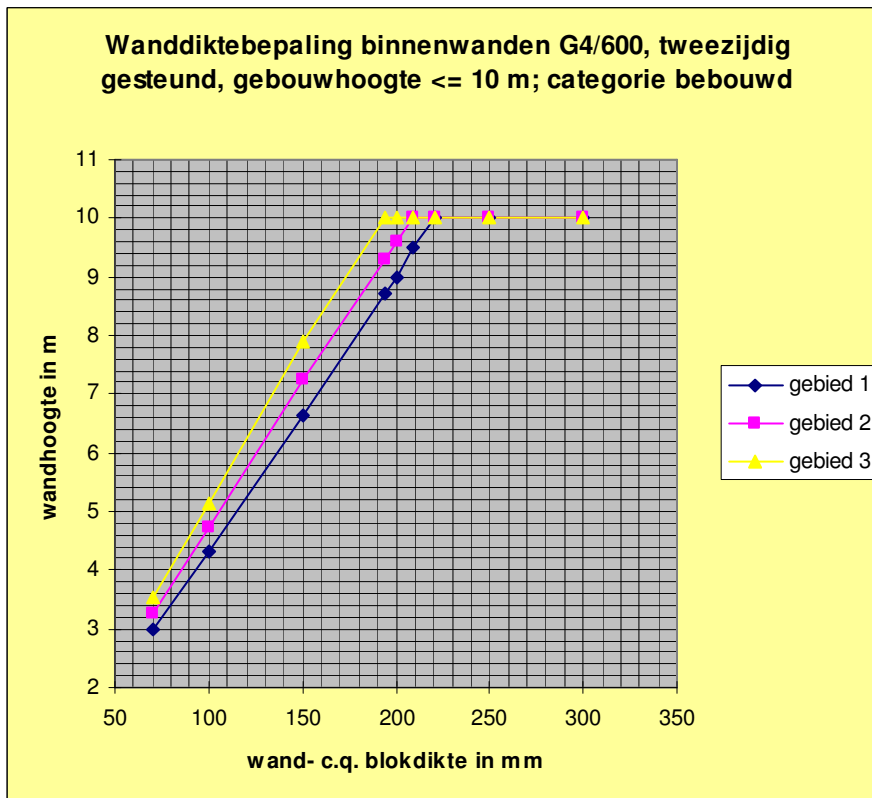
Grafiek 3



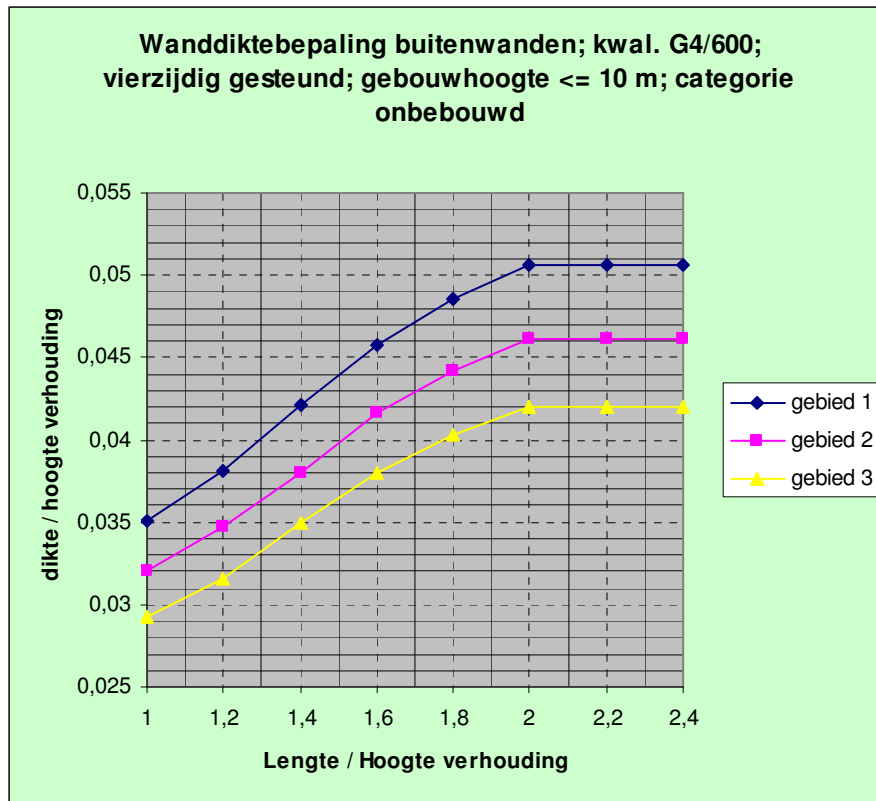
Grafiek 4



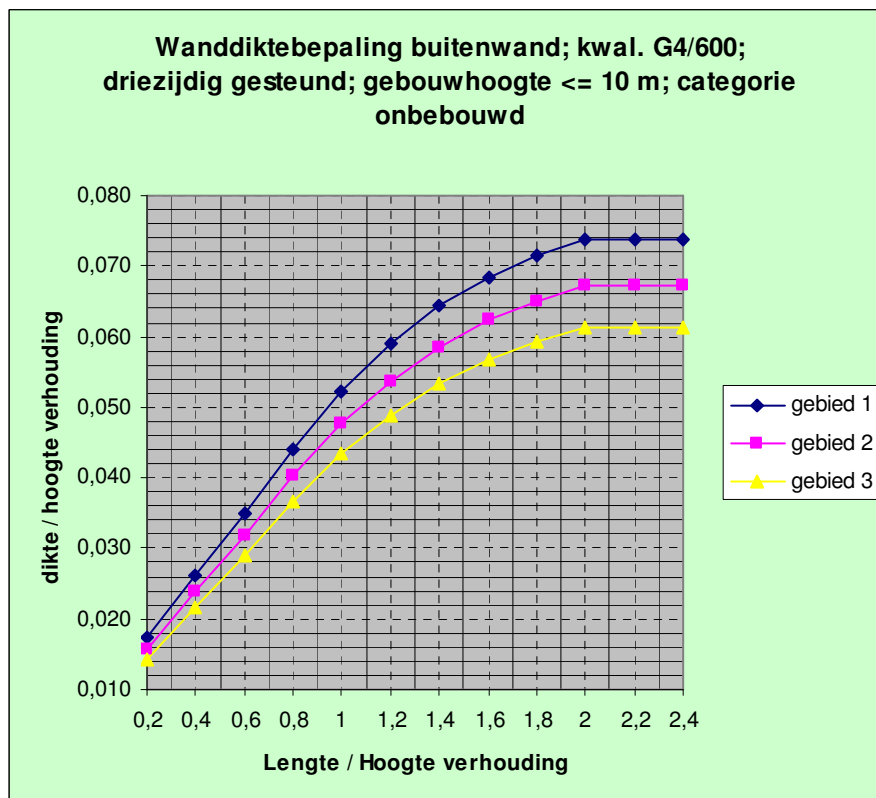
Grafiek 5



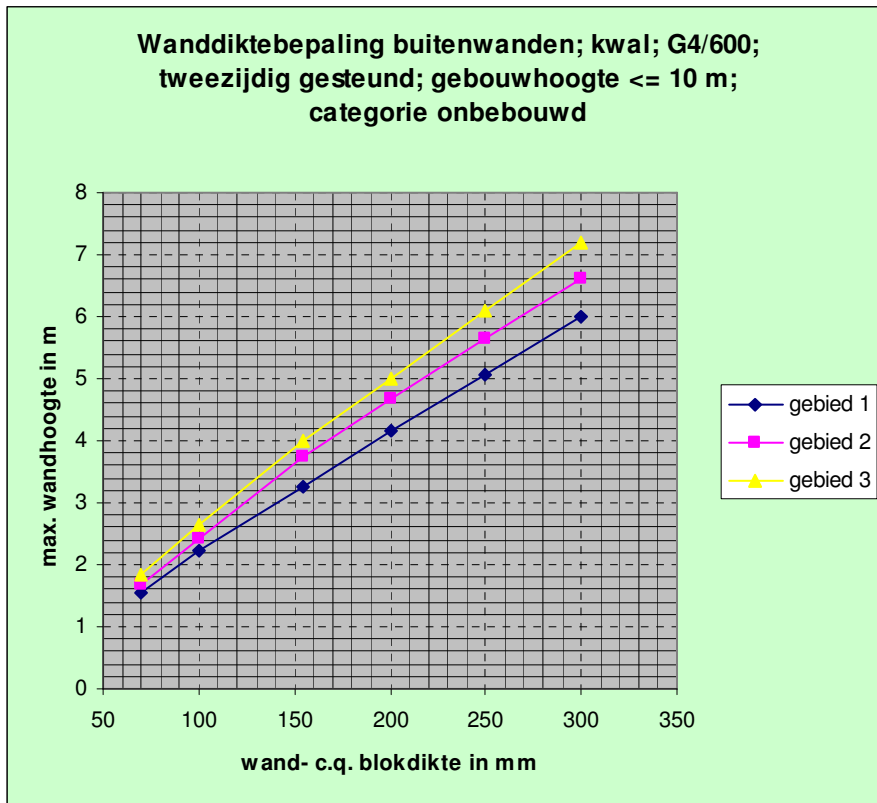
Grafiek 6



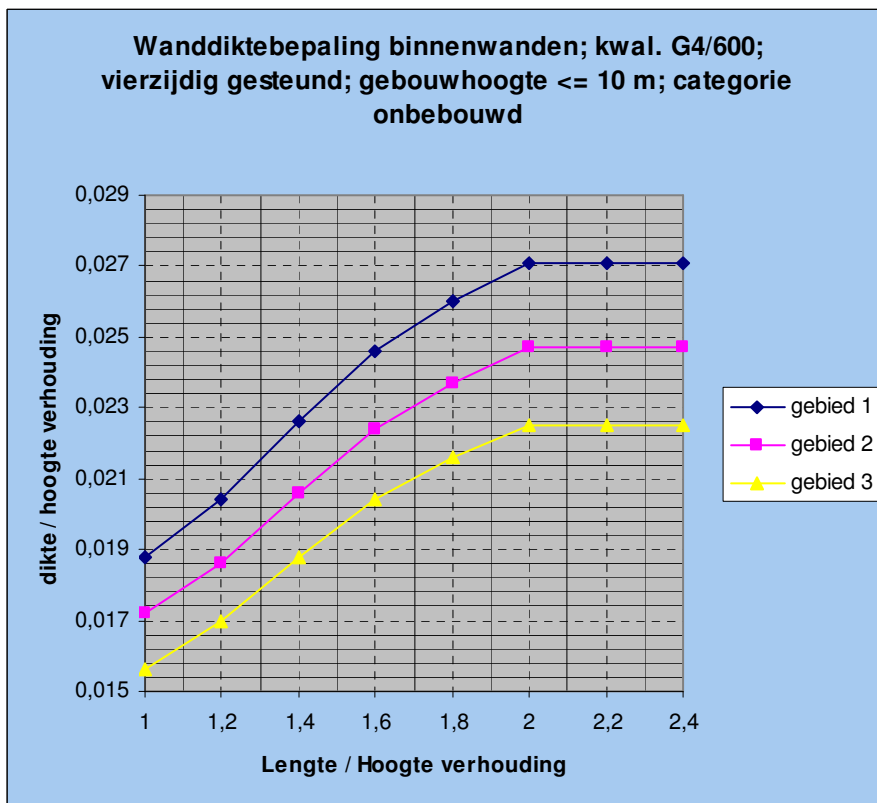
Grafiek 7



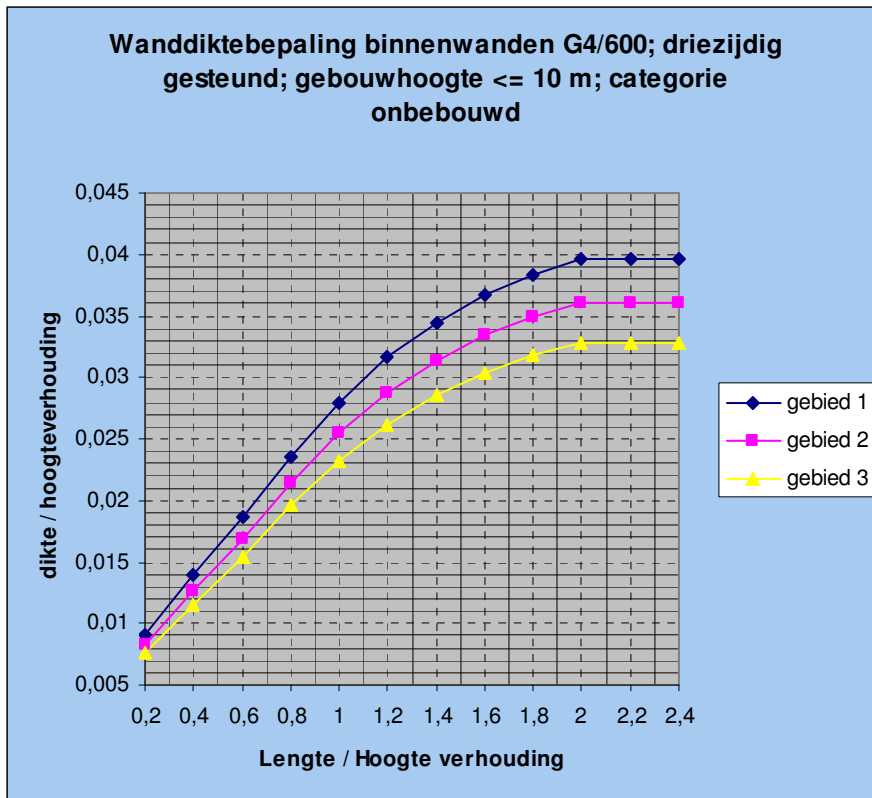
Grafiek 8



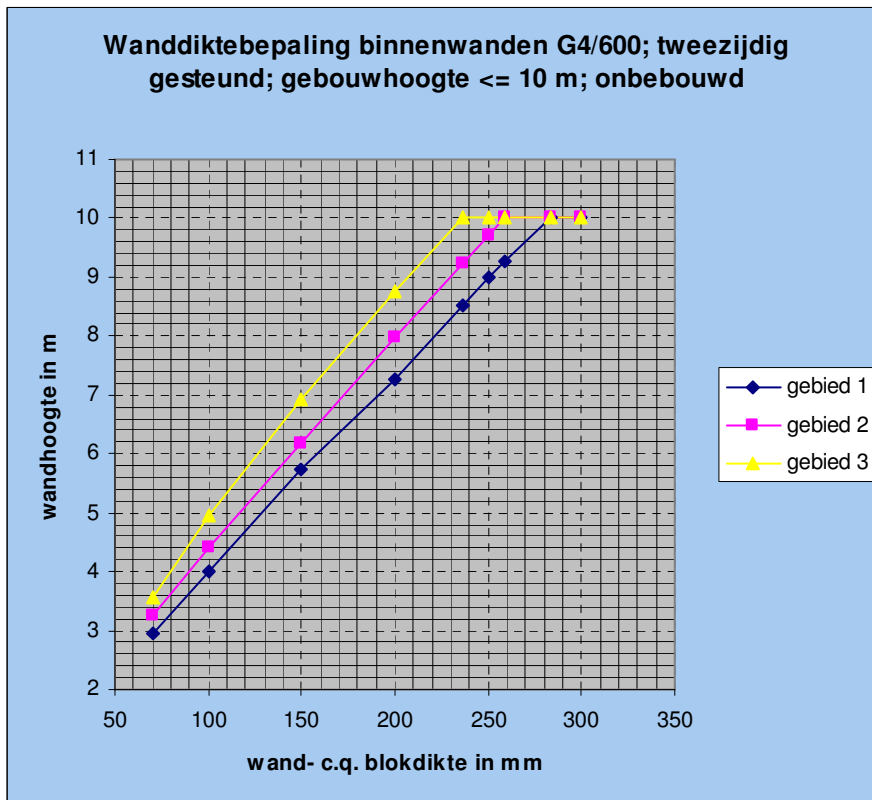
Grafiek 9



Grafiek 10



Grafiek 11



Grafiek 12