

Constructieberekening

Project: Mobiele bar "Niemandland"
Datum: 30-3-2018

ALGEMENE GEGEVENS:

Normen

Bij de berekeningen is uitgegaan van de volgende normen

NEN-EN 1990 Eurocode 0 - Grondslagen voor het constructief ontwerp
NEN-EN 1991 Eurocode 1 - Ontwerp en berekening van belastingen op constructies
NEN-EN 1992 Eurocode 2 - Ontwerp en berekening van betonconstructies
NEN-EN 1993 Eurocode 3 - Ontwerp en berekening van staalconstructies
NEN-EN 1994 Eurocode 4 - Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies
NEN-EN 1995 Eurocode 5 - Ontwerp en berekening van houtconstructies
NEN-EN 1996 Eurocode 6 - Ontwerp en berekening van metselwerkconstructies
NEN-EN 1997 Eurocode 7 - Geotechnisch ontwerp

Indeling van het bouwwerk

Ontwerplevensduur 5 jaar
tijdelijk gebouw

Materialen

Hout: C18, standaard bouwhout

Staalconstructies, staalkwaliteit S235

Belastingoverzicht:

Plat dak

eigen gewicht dak $G_k = 0,16 \text{ KN/m}^2$

belasting personen $Q_k = 2,5 \text{ KN/m}^2$

puntlast $F = 2 \text{ KN}$

Gewichten stalen randligger in
constructie container

		G	Q
plat dak	$0,16 \times 1,2 =$	0,2	
	$2,5 \times 1,2 =$		3,00 KN/m1
		0,20 KN/m1	3,00 KN/m1

Gewichten op kolommen achtergevel

		G	Q
plat dak	$1,3 \times 1,2 \times 0,16 =$	0,25	
	$1,3 \times 1,2 \times 2,5 =$		3,90 KN/m1
		0,25 KN/m1	3,90 KN/m1

Totale belasting incl. veiligheid aangehouden op 6 KN per kolom

balklaag in een plat dak
berekening volgens eurocode 5
46 mm x 121 mm - 610 mm

naaldhout C18

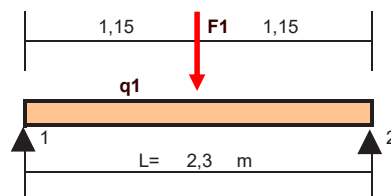
 werk = niemandslad dakterras
 werknummer = dakterras
 onderdeel = ligger onder dak

 norm Eurocode NIEUWBOUW
 ontwerplevensduur klasse = 1
 gevolgklasse = CC1
 correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi = 0,89$

 ontwerplevensduur = 5 jaar
 toepassing : tijdelijke constructies
 belasting- factoren
 formule 6.10.a
 $\gamma_{G,j} = 1,22$
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$
 formule 6.10.b
 $\xi \gamma_{G,j} = 1,08$
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$
 $\gamma_{Q,i} = 1,35$
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

 gebouwcategorie H: daken
 $\psi_0 =$ (gewichtsberekening) = 0
 $\psi_1 =$ (elastische doorbuiging) = 0
 $\psi_2 =$ (kruip) = 0
 $\psi_t = 1 + (1 - 0) / 9 \cdot \ln(5 / 50) = 0,74$
overige invoergegevens:

 liggerlengte (theoretische overspanning) L = 2,3 m
 te dragen m' dak (h.o.h. balken) a = 0,61 m
 opleglengte t.p.v. ondersteuning b_r = 50 mm
 dikte beplanking t = 18 mm
 elasticiteitsmodulus beplanking E_{o,mean,k} = 5000 N/mm²
belastingen

 eigen gewicht van de dakconstructie G_{k,j} = 0,16 kN/m²
 personen Q_{k,1} = 2,50 kN/m²
 regen 0,00 m * 10 kN/m³ = Q_{k,1} = 0,00 kN/m²
 sneeuw 0,00 0,80 0,36 = Q_{k,1} = 0,00 kN/m²
 puntlast F = 2 kN

 berekening eigen gewicht dakconstructie G_{k,j} in kN/m²

	d(m)	γ		
beplanking t	0,018	*	6,5	kN/m ³ = 0,12
plafond	0	*	9,0	kN/m ³ = 0,00
overige		*		kN/m ³ = 0,00
	b(m)	h(m)	γ	/ hoh(m)
balken	0,046	0,121	5,0	/ 0,61 = 0,05
n.t.b.			/	= 0,00

overige belastingen

 totaal G_{k,j} = 0,16

vervormingseisen en zeeg

 toelaatbare einddoorbuiging 1: 200 * L
 toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: 200 * L
 toegepaste zeeg = 0 mm

 $u_{eind} \leq 2300 / 200 = 11,5$ mm
 $u_{bij} \leq 2300 / 200 = 11,5$ mm

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

ligger onder dak

 sterkteklasse = naaldhout C18
 materiaal = gezaagd hout
 houtbreedte b = 46 mm
 houthoogte h = 121 mm
 klimaatklasse = 1
 belastingduurklasse comb. veranderlijk = kort
 factor voor volume-effect s = 0,12 bij LVL
 materiaalfactor sterkte $\gamma_M = 1,30$
 hoogtefactor treksterkte; breedte k_h = 1,27
 hoogtefactor buigsterkte; hoogte k_h = 1,04
 modificatiefactor sterkte k_{mod} = 0,90 kort
 modificatiefactor treksterkte k_{mod} = 0,80 kort
 modificatiefactor vervorming k_{def} = 0,60

resultaten

M _{Ed}	1,43
u.c.	0,98

V _{Ed}	2,68
u.c.	0,31

u _{eind}	10,0	7,7
u.c.	0,87	0,67

u _{bij}	9,4	7,1
u.c.	0,82	0,61


materiaal- en profielgegevens

ligger onder dak

			$f_{x,d} =$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M		kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,04	0,90	18	/	1,30	= 13,01 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,27	0,90	10 /	1,30	= 8,77 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,2	/	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	3,4	/	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	9000	/	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	9000	/	1,30	= 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	6000	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	6000	/	1,00	= 6000 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} b h^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	46	121 ³	=	679	10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} h b^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	121	46 ³	=	98	10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} b h^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	46	121 ²	=	112	10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} h b^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	121	46 ²	=	43	10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	$\cdot b h$	=	1		46	121	=	56	10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{\quad}$	(	679	/	56	)	= 34,9 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{\quad}$	(	98	/	56	)	= 13,3 mm

berekening belastingen

ligger onder dak

q1	permanente belasting	$G_{k,j}=$	0,610	*	0,16				=	0,10	kN/m'			
	opgelegde belasting	$Q_{k1}=$	0,610	*	2,50	maatgevende belasting t.g.v.:	personen		=	1,53	kN/m'			
F1	spreiding puntlast	$I=$	$0,018^3 / 12 =$	5E-07	$m^4 =$	48,6	$10^4 mm^4$	$EI=$	5000	5E-07	$10^6=$	2430	kNm ²	
	$k_r = >0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r=$	0,37	+	0,8	0,610	-	2430	/	50000		=	0,81	-
	opgelegde belasting	$F_k=$	0,81	*	2,00				=	1,62	kN			

belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, NEN-EN 1995 formules 2.2 t/m 2.5

$G_{k,j}$	(u_{on})	=		0,10				=	0,10	kN/m'		
$Q_{k,1}$	(u_{elas})	=		1,53				=	1,53	kN/m'		
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_{/2} Q_{k,1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(	0,10	+	0,00	1,53	)	=	0,06	kN/m'
$F_k = k_r * F$	(u_{elas})	=						=	1,62	kN		

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b (resp. ULS1 en ULS2)

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,10	+	1,35	0	1,53		=	0,12	kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,10	+	1,35	1,53		personen	=	2,17	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,10	=	0,12	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	1,62	=	0,00	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,10	=	0,11	kN/m'	$F_d =$	1,35	1,62		=	2,19	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,10	=	0,12	kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	2,00	=	0,00	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,10	=	0,11	kN/m'	$F_d =$	1,35	2,00		=	2,70	kN

$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$q_d =$	1,35	0,00	1,53	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,00	kN
$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$q_d =$	1,35	1,53		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	2,06	kN

resultaten mechanica berekeningen

ligger onder dak

reacties

karakteristieke waarden t.b.v. afdracht naar andere constructieonderdelen

G_{kj}	$R_{G,kj} =$	0,5	0,10	2,300	=	0,11	kN
$\psi_t \cdot Q_{k1}$	$R_{Q,kj} =$	0,5	1,53	2,300	=	1,75	kN
$k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,06	2,300	=	0,07	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,12	2,300	=	0,14	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	2,17	2,300	=	2,49	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,12	2,300	+	0,00	(2,300 - 0,121) / 2,300	=	0,14	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,11	2,300	+	2,70	(2,300 - 0,121) / 2,300	=	2,68	kN
									$R_{Ed} =$ 2,68 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_f + h) * q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,14	-	(0,5 0,050 + 0,121) *	0,00	=	0,14	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,49	-	(0,5 0,050 + 0,121) *	2,06	=	2,19	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,14	=	0,14	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,68	=	2,68	kN
					$V_{Ed} =$ 2,68 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,12	2,300 ²	=	0,08	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	2,17	2,300 ²	=	1,43	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j}G_{kj}+\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d=$	0,125	0,12	2,300 ²	+	0,25	0	2,19	2,300	=	0,08	kNm
$\xi\gamma_{G,j}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d=$	0,125	0,11	2,300 ²	+	0,25	2,19	2,300		=	1,33	kNm
											$M_{Ed,y}=$	1,43 kNm

vervormingen

G_{kj}	$u_{1,2} =$	5	0,10	2300 ⁴ /	(384 9000 679 10 ⁴)	=	0,6	mm
$\psi_t \cdot Q_{k1}$	$u_{1,2} =$	5	1,53	2300 ⁴ /	(384 9000 679 10 ⁴)	=	9,1	mm
$k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,06	2300 ⁴ /	(384 9000 679 10 ⁴)	=	0,4	mm
$F_k = k_r * F$	$u_{1,2} =$		1619	2300 ³ /	(48 9000 679 10 ⁴)	=	6,7	mm

alternatieve berekening kruip:

met q-belasting	=	0,6	*	(0,6	+	0	*	9,1	q-last	)	=	0,4	mm
met puntlast	=	0,6	*	(0,6	+	0	*	6,7	F-last	)	=	0,4	mm

toetsingen uiterste grenstoestand

ligger onder dak

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting $M_{Ed,y} = 1,43 \text{ kNm}$ $W_y = 112 \text{ cm}^3$ $f_{m,y,d} = 13,0 \text{ N/mm}^2$ $b = 46 \text{ mm}$ $h = 121 \text{ mm}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{1,43 \cdot 10^6}{112 \cdot 10^3} = 12,8 \text{ N/mm}^2$$

6,11 unity-check $= \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{12,8}{13,0} = 0,98$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning $b_r = 50 \text{ mm}$ $f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2$ $b = 46 \text{ mm}$ $h = 121 \text{ mm}$

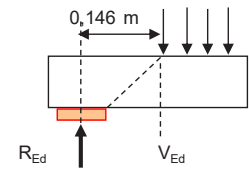
niet gereduceerde dwarskracht $V = R_{Ed} = 2,68 \text{ kN}$

gereduceerde dwarskracht $V_{Ed} = V - V_{red} = 2,68 \text{ kN}$

met $V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,121) \cdot q_d = 0,146 q_d$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 2,68 \cdot 1000}{2 \cdot 46 \cdot 121} = 0,72 \text{ N/mm}^2$$

6,13 unity-check $= \frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,72}{2,35} = 0,31$

**toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand**

ligger onder dak

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	u _{1,2}	u _{1,2}
u _{on} = G _{k,j}	=	0,59	0,59
u _{elastisch} = Q _{k1} resp. k _r * F	=	9,09	6,71
u _{kruip} = k _{def} * (G _{k,j} + 1/2 Q _{k,1})	=	0,35	0,35
u _{zeeg} = volgens opgave	=	0,00	0,00
u _{eind} = u _{on} + u _{kruip} + u _{elastisch} - u _{zeeg}	=	10,04	7,66
u _{eind,toe} <= 2300 / 200 = 11,50 mm	=	11,50	11,50
u.c. = u _{eind} / u _{toelaatbaar}	=	0,87	0,67
u _{bij} = u _{kruip} + u _{elastisch}	=	9,45	7,07
u _{bij,toe} <= 2300 / 200 = 11,50 mm	=	11,50	11,50
u.c. = u _{bij} / u _{toelaatbaar}	=	0,82	0,61

opmerking

stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: K.60.0x60.0x4.0

 werk **niemandsland dakterras**
 werknummer **dakterras**
 onderdeel **randligger container**

 materiaal **S235**
 klasse **3** flensdikte **<40**
kerngegevens

 norm: **Eurocode NIEUWBOUW**
 ontwerplevensduur klasse = **1**
 gevolgklasse **CC1**
 correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi =$ **0,89**
 de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

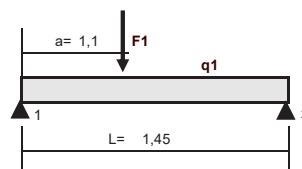
 ontwerplevensduur = **5** jaar

 toepassing tijdelijke constructies
 6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren
 $\gamma_{GJ} = 1,22$ $\xi \gamma_{GJ} = 1,08$ $\gamma_{M0} = 1,00$ -
 $\gamma_{Q,1} = 1,35$ $\gamma_{Q,1} = 1,35$ $\gamma_{M1} = 1,00$ -
 $\gamma_{Q,2} = 1,35$ $\gamma_{Q,2} = 1,35$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -
 kipcontrole uitschakelen? **nee**
 eigen gewicht ligger automatisch berekenen **ja**
diverse factoren

 gebouwcategorie **C: bijeenkomstgebouw**
 (gewichtsberekening) $\psi_0 =$ **0,4** -
 (elastische doorbuiging) $\psi_1 =$ **0,7** -
 (kruip) $\psi_2 =$ **0,6** -
 reductiefactor vloerbelasting $\psi_t =$ **0,85** -

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belast

 belasting profiel 1: sterke as
 $\Sigma I =$ **44** cm⁴ $\Sigma g =$ **0,07** kN/m'
 $\Sigma W_{pl} =$ **18** cm³ $\Sigma A =$ **8,6** cm²
 $\Sigma W_{el} =$ **15** cm³ $E =$ **2E+05** N/mm²

 liggerlengte **L = 1,45** m
 toelaatbare einddoorbuiging **1: 150** * L
 toelaatbare bijkomende doorbuiging **1: 150** * L
 toegepaste zeeg **0** mm

belastingen en combinaties

randligger container

q1:

 permanente belasting $G_{kj} =$ **3,9** kN/m G_{kj} : (incl.e.g.) **3,9** + **0,07** = **3,97** kN/m'
 opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ **3,9** kN/m STR/GEO γ_{GJ} G_{kj} + γ_Q ΣQ_{mom}
 opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ **3,9** kN/m 6.10.a: **1,22** **3,97** + **1,35** **3,90** = **10,09** kN/m'
 STR/GEO $\xi \gamma_{GJ}$ G_{kj} + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$
 6.10.b: **1,08** **3,97** + **1,35** **3,90** = **9,55** kN/m'

F1:

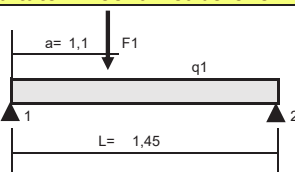
 permanente belasting $G_{kj} =$ **1** kN G_{kj} : (incl.e.g.) **1** = **1,00** kN
 opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ **1** kN STR/GEO γ_{GJ} G_{kj} + γ_Q ΣQ_{mom}
 opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ **1** kN 6.10.a: **1,22** **1** + **1,35** **1** = **2,57** kN
 plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links) $a =$ **1,1** m STR/GEO $\xi \gamma_{GJ}$ G_{kj} + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$
 6.10.b: **1,08** **1** + **1,35** **1** = **2,43** kN

unity-checks er worden geen verstijvingsschotjes toegepa: zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

UGT	buiging	0,91	dwarskracht	0,17	onderflensinklemming	0,19	kip	0,91	BGT	u_{lind}	0,61	u_{bij}	0,30
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

randligger container



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
G_{kj}	3,97	1,00	-3,1	3,6	3,1	3,6
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	3,90	1,00	-3,1	3,6	3,1	3,6
ULS(1) 6.10.a	10,09	2,57	-7,9	9,3	7,9	9,3
ULS(2) 6.10.b	9,55	2,43	-7,5	8,8	7,5	8,8
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$ 9,3	kN	$R_{Ed} =$ 9,3	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{vield,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
G_{kj}	0,0	0,0	1,2	0,79	3,0
$Q_{k1} + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	1,2	0,79	2,9
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	3,1	0,79	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	3,0	0,79	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$ 0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$ 3,1	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

randligger container

belastinggevallen en combinaties

veld	=	$u_{1,2}$	
u_{on}	=	$G_{k,j}$	= 3,0
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	= 2,9
u_{zeeg}	=	volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 5,9
$u_{eind,loe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$	= 9,7
U.C.	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$	= 0,61
u_{bij}	=	$u_{elastisch}$	= 2,9
$u_{bij,loe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$	= 9,7
U.C.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$	= 0,30

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

randligger container

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	3,1	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,1}{3,4}$	=	0,91	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	9,3	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{9,3}{53,0}$	=	0,17	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	7,9	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{7,9}{48,9}$	=	0,16	-
	R_2	=	9,3	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{9,3}{48,9}$	=	0,19	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	3,1	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,1}{3,4}$	=	0,91	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	R_1	l_{opleg}	=	N_{Ed}	/ (	β	b	f_b	)	
	R_2	l_{opleg}	=	$7,9 \cdot 10^3$	/ (	1,34	60	2,89	)	= 34 mm
		l_{opleg}	=	$9,3 \cdot 10^3$	/ (	1,34	60	2,89	)	= 40 mm

art. 6.2.5 buigend moment, enkele buiging, rekenen met gecombineerde profielgegevens

randligger container

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	3,1	kNm	profiel	=	K.60.0x60.0x4.0 A	=	8,6	cm ²
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{f,red}$	=	0,0	cm ²	kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00
de boutgaten mogen worden verwaarloosd										
					f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M2}	= 1,25
					f_u	=	360	N/mm ²	W_{pl}	= 17,6
					b	=	60	mm	$W_{el,min}$	= 14,5
					t_f	=	4	mm	$W_{el,min}$	= 14,5
					A_f	=	6,0	0,4		= 2,4
					$A_{f,net}$	=	2,4	-	0,0	= 2,4

$$6.12 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{3,1}{3,4} = 0,91$$

(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 4,1 \text{ kNm}$$

voor doorsnedeklasse 3

$$6.14 \quad M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 3,4 \text{ kNm}$$

voor doorsnedeklasse 4

$$6.15 \quad M_{c,Rd} = M_{ef,Rd} = \frac{W_{ef,min} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 3,4 \text{ kNm}$$

6.16 (4) gaten voor verbindingsmiddelen mogen worden verwaarloosd als:

$$\frac{A_{f,net}}{\gamma_{M2}} \frac{0,9 f_u \cdot 10^{-3}}{1,25} = \frac{2,4 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 0,6 \text{ kN}$$

$$\frac{A_f f_y \cdot 10^{-3}}{\gamma_{M0}} = \frac{2,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 0,6 \text{ kN}$$

**art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving)**

randligger container

rekenwaarde dwarskracht	V_{Ed}	=	9,3	kN	profiel	=	K.60.0x60.0x4.0 A	=	8,6	cm ²		
profiel	gewalste I en H profielen				kwaliiteit	=	S235	γ_{MO}	=	1,00	-	
hoogte van het lijf	h_w	=	52	mm	f_y	=	235	N/mm ²	I_y	=	44	cm ⁴
factor in formules gelast profiel	η	=	1	-	b	=	60	mm	t_f	=	4	mm
					h	=	60	mm	t_w	=	4	mm
dikte in beschouwde punt	t	=	6	mm	S_y	=	0	cm ³	I_t	=	70,2	cm ⁴
					h_w	=	60	-	4	=	52	mm
					afrondingstraal in profiel	r	=	0	mm			

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{9,3}{53,0} = 0,17$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{391 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 53,0 \text{ kN}$$

(4) Om de rekenwaarde van de elastische weerstand tegen dwarskracht $V_{c,Rd}$ te toetsen mag, voor een kritiek punt van de doorsnede, het volgende criterium zijn gebruikt tenzij het toetsen op plooien volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{45}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,33$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \frac{S}{t} = \frac{9,3}{44} \frac{0 \cdot 10^2}{6} = 0 \text{ N/mm}^2$$

(5) Voor I- of H-profielen mag de schuifspanning in het lijf als volgt zijn bepaald:

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w \geq 0,6 = \frac{9,3 \cdot 10^3}{208} = 45 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b t_f = 60 \cdot 4 = 2,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w t_w = 52 \cdot 4 = 2,1 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 2,4 / 2,1 = 1,2$$

$$\text{waarde voor } \tau_{Ed} \text{ waarmee mag worden gerekend voor I en H-profiel} = 45 \text{ N/mm}^2$$

6.22 (6) Bovendien behoort, voor lijven zonder dwarsverstijvers, de weerstand tegen plooien door afschuiving volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 te zijn bepaald indien

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{52}{4} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 13,0 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooien hoeft niet te worden berekend

$$\text{met } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,00$$

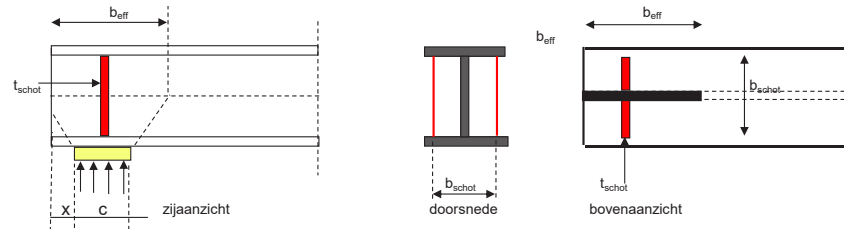
(3) a	gewalste I en H profielen	$A_y = A$	-2	b	t_f	$+$	$(t_w + 2r)$	t_f		
		$A_y = 855$	-2	60	4	$+$	$(4 + 2 \cdot 0)$	4	=	391
(3) b	gewalste U en C profielen	$A_y = A$	-2	b	t_f	$+$	$(t_w + r)$	t_f		
		$A_y = 855$	-2	60	4	$+$	$(4 + 0)$	4	=	391
(3) c	gewalste T profielen	$A_y = 0,9$		A	-	b	t_f			
		$A_y = 0,9$		855	-	60	4		=	553,5
(3) d	gelast I,H, buis, // lijf	$A_y = \eta$	Σ	$(h_w t_w)$						
		$A_y = 1$		$(52 \cdot 4)$					=	208
(3) e	gelast I,H, buis, // flens	$A_y = A$	-	Σ	$(h_w t_w)$					
		$A_y = 855$	-	Σ	$(52 \cdot 4)$				=	647
(3) f1	gewalste rh buis // hoogl	$A_y = A$	h	$/$	$(b + h)$					
		$A_y = 855$	60	$/$	$(60 + 60)$				=	427,5
(3) f2	gewalste rh buis // breec	$A_y = A$	b	$/$	$(b + h)$					
		$A_y = 855$	60	$/$	$(60 + 60)$				=	427,5
(3) g	ronde buisprofielen	$A_y = 2$	A	$/$	π					
		$A_y = 2$	855	$/$	π				=	544,3

art. 6.3.1 onderflensinklemming (gaffeloplegging)

randligger container

rekenwaarde oplegreactie	N_{Ed}	=	9,3	kN	profiel	=	K.60.0x60.0x4.0 E	=	210000	N/mm ²
extra normaalkracht in oplegging	N_{extra}	=	0	kN	kwaliteit	=	S235			
oplegglengte	c	=	100	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	= 1,00 -
totale dikte schotjes	t_{schot}	=	0	mm	y-richting			z-richting		
totale breedte schotjes (incl. lijf)	b_{schot}	=	0,0	mm	h	=	60	mm	b	= 60 mm
zijkaant oplegging c tot eind ligger	x	=	0,0	mm	kromme	=	c	t_w	=	4 mm

er worden geen verstijvingsschotjes toegepast



NEN 6770 art 12.2.4

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= 0,5 \sqrt{(h^2 + c^2)} + x + c/2 = 0,5 \sqrt{(60,0^2 + 100,0^2)} + 0,0 + 100 / 2 = 108,3 \text{ mm} \\
 b_{eff} &< \sqrt{(h^2 + c^2)} = \sqrt{(60^2 + 100^2)} = 116,6 \text{ mm} \\
 \text{kniklengte y-richting } l_{cr,y} &= 2 \cdot 60 = 120,0 \text{ mm} \\
 \text{doorsnede } A &= b_{eff} t_w + (b_{schot} - t_w) t_{schot} = 108,3 \cdot 4 + (0,0 - 4) \cdot 0 = 4,33 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \\
 I &= 1/12 (t_{schot} b_{schot}^3 + (b_{eff} - t_{schot}) t_w^3) = 1/12 (0 \cdot 0,0^3 + (108,3 - 0) \cdot 4^3) = 0,058 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \\
 \text{traagheidsstraal } i &= \sqrt{I / A} = \sqrt{(0,058 \cdot 10^4 / 4 \cdot 10^2)} = 1,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed} + N_{extra}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{9,3 + 0,0}{48,9} = 0,19 -$$

$$6.47-6.48 \quad N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,481 \cdot 4,3 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 48,9 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad \chi = \frac{1}{1,334 + \sqrt{(1,334^2 - 1,107^2)}} = 0,481 -$$

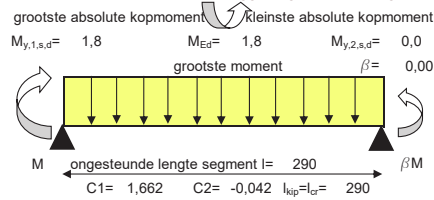
$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \phi = 0,5 [1 + 0,49 (1,107 - 0,2) + 1,107^2] = 1,334 -$$

$$\begin{aligned}
 6.50 \quad \lambda_y &= l_{cr,y} / i_y = 120 / 1,2 = 103,9 - \\
 \lambda_1 &= \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{(2 \cdot 10^5 / 235)} = 93,9 - \\
 \bar{\lambda}_y &= \lambda_y / \lambda_1 = 103,9 / 93,9 = 1,107 -
 \end{aligned}$$

$$\text{gemiddelde oplegspanning} = 9,3 \cdot 10^3 / (60 \cdot 100) = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

art. 6.3.2 prismatische op buiging belaste staven (kip) Kipcontrole gebeurt altijd met alleen profiel 1

randligger container

schema van het te controleren liggesegment tussen gaffels of kipsteunen

invoergegevens tbc kipcontrole

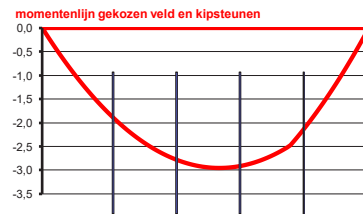
basisgeval uit NEN 6771 tabel 10, q-last en kopmomenten
 momentenverloop **parabool scharnierend**
 soort profiel **gewalste I- en H-profielen**
 aangrijpingspunt belasting **zwaartepunt bovenflens**
 wijze zijdelingse steunen **tussen 2 gaffels**

aanvullende invoer via een liggeberekeningen:

invoer van de kipsteunen **door gelijkmatige verdeling**
 te controleren veld **veld 1**
 grenstoestand **UGT2 vol - 6.10.b**

aantal kipsteunen **n = 4**
 te controleren liggedeelte (tussen de kipsteunen) **1**

reductie weerstandsmoment	$W_{red} = 0,0$ cm ³
reductie doorsnede	$A_{red} = 0,0$ cm ²
profiel	= K.60.0x60.0x4.0 E
kwaliiteit	= S235 A
f_y	= 235 N/mm ² G
h	= 60 mm γ_{M1}
t_f	= 4 mm b
I_y	= 44 cm ⁴ t_w
i_y	= 22,6 mm I_z
$W_{y,el}$	= 14,5 cm ³ i_z
$W_{y,pl}$	= 17,6 cm ³ I_t
$W_{y,eff}$	= 14,5 cm ³ h/b
plaats van de horizontale kipsteunen bij liggeberekeningen	
$C_{kip,links}$	= 0,00 * 1450 = 0 mm
$C_{kip,rechts}$	= 0,20 * 1450 = 290 mm
l	= 290 - 0 = 290 mm



$M_{y,1,s,d} = 1,8$ $M_{y,2,s,d} = 0,0$ $M_{Ed} = 1,8$ kNm
 $l_g = 1450$

"tekenafpraak" getekende momentenlijn wijkt af van de mechanische berekening

kipcontrole algemeen: **0,52** kipcontrole gewalst profi **0,52**

NEN 6771 art.12.2.5.3 bepaling vervangende ongesteunde kiplengte

tussen twee gaffels $l_{kip} = l_{st} = 290$ mm
 tussen een gaffel en een kipsteun of tussen twee kipsteunen
 $l_{kip} = (1,4 - 0,8\beta) l_{st}$ echter $1,0 \leq l_{kip} / l_{st} \leq 1,4$
 $f_2 = (1,4 - 0,8\beta) = (1,4 - (0,00)) = 1,40$

deze factor is niet van toepassing, zodat $f_2 = 1,00$

Er wordt gerekend met de volgende gegevens:

lengte liggesegment tussen de gaffels $l_g = 1450$ mm
 ongesteunde horizontale lengte $l = 290$ mm
 rekenwaarde buigend moment $M_{Ed} = 1,8$ kNm
 kopmoment met grootste absolute waarde $M_{y,1,s,d} = 1,8$ kNm
 kopmoment met kleinste absolute waarde $M_{y,2,s,d} = 0,0$ kNm

$l_{st} = f_1 l = 1,00 \cdot 290 = 290$ mm
 $l_{kip} = f_2 l_{st} = 1,00 \cdot 290 = 290$ mm
 reken met een ongesteunde lengte $l_{kip} = l_{cr} = 290$ mm
 afstand horizontale steun 1 v.a linker steunpunt 0,00 m
 afstand horizontale steun 2 v.a linker steunpunt 0,29 m

invloedsfactor uit tabel C1 $C_1 = 1,66$ -
 invloedsfactor uit tabel C $-1 \cdot 0,042$ $C_2 = -0,04$ -
 verhouding $\varphi = \beta = M_{y,2,s,d} / M_{y,1,s,d} = 0,00$ -
 tabel 10, q-last en kopmomenten $B^* = 0,95$

$$\text{factor } B^* = \frac{8}{8 + \frac{M}{q l_{st}^2}} = \frac{8}{8 + \frac{1,8}{9,6 \cdot 0,290^2}} = 0,95$$

toetsing kip art. 6.3.2.2 kipprommen - Algemeen let op: de waarden voor C1 en C2 moet uit de tabellen 9 t/m 13 worden

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{1,8}{3,4} = 0,52$$

gebruik bij formule 6.56 kromme a

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 14,5 \cdot 235 \cdot 10^{-6} / 1,00 = 3,4 \text{ kNm}$$

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,485 + \sqrt{0,485^2 - 0,050^2}} = 1,033$$

maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,050 - 0,2) + 0,050^2] = 0,485$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}} = \sqrt{14,5 \cdot 235 \cdot 10^{-3} / 1381} = 0,050$$



$$12.2.7 \quad M_{\alpha} = M_{ke} = k_{red} C / I_g \cdot \sqrt{(E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t)} = 1,00 \cdot \frac{28}{1450} \cdot \sqrt{(2E+05 \cdot 44 \cdot 80769 \cdot 70,2 \cdot 10^8)} = 1381 \text{ kNm}$$

NEN 6771

$$b) \text{ dubbel-symmetrische profielen : } h / t_f \leq 75 = \frac{60}{4} = 15,0 \text{ -}$$

aan deze eis wordt voldaan

$$c) \text{ dubbel-symmetrische profielen : } \alpha = h t_f 10^{12} / t_w^3 b I^2 \leq 575 = \frac{60 \cdot 4 \cdot 10^{12}}{4^3 \cdot 60 \cdot 1450^2} = 29727 \text{ -}$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h / t_w > 75: k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 29727 + 1,03 = -0,575$$

$$h / t_w = \frac{60}{4} = 15 \quad \alpha = 29727 \text{ eis } < 5000 \quad \text{conclusie: } k_{red} = 1,00 \text{ -}$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

$$12.2.5.3 \quad C = \pi \frac{C_1 I_g}{I_{kip}} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{\pi^2 S^2}{I_{kip}^2} \left(C_2^2 + 1 \right) + \pi \frac{C_2 S}{I_{kip}} \right)} \right]$$

NEN 6771

$$C = \pi \frac{1,662 \cdot 1450}{290} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{9,870 \cdot 38,1^2}{290^2} \left(-0,042^2 + 1 \right) + \pi \frac{-0,042 \cdot 38,1}{290} \right)} \right] = 27,8 \text{ -}$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d I_z}{G_d I_t} \right)} = \frac{60}{2} \sqrt{\left(\frac{2E+05 \cdot 43,6}{80769 \cdot 70,2} \right)} = 38,1 \text{ -}$$

benadering geldt alleen voor I-profielen

toetsing kip art. 6.3.2.3 kipprommen voor gewalste profielen of equivalente gelaste profielen

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{1,777}{3,4} = 0,52 \text{ -}$$

gebruik bij formule 6.57 kromme b

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_y f_y / \gamma_{M1} \quad M_{b,Rd} = 1,000 \cdot 14,5 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 3,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\alpha} = 1381 \quad \chi_{LT} = 0,05 \quad \text{als bij berekening 6.3.2.2 kipprommen algemeen}$$

$$6.57 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \chi_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,441 + \sqrt{(0,441^2 - 0,75 \cdot 0,050^2)}} = 1,000 \text{ -}$$

$$\chi_{LT} \leq 1 / \sqrt{\lambda_{LT}^2} = 1 / \sqrt{0,05^2} = 404,7 \text{ -}$$

maatgevende waarde $\chi_{LT} = 1,000 \text{ -}$

$$6.58 \quad \chi_{LT,mod} = \chi_{LT} / f = 1,000 / 1,00 = 1,000 \text{ -}$$

reken met $\chi_{LT,mod} = 1,000 \text{ -}$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\chi_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0 \quad f = 1 - 0,5(1 - 0,94) [1 - 2,0(0,050 - 0,8)^2] = 1,004 \text{ -}$$

kip $\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\chi_{LT} - \chi_{LTd}) + \beta \chi_{LT}^2] \quad \Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,34 (0,05 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,05^2] = 0,441 \text{ -}$

NEN-EN 1996-1-1 art. 6.3.1 invoer t.b.v. bepaling druksterkte metselwerk voor berekening van de opleglengte

materiaal	= baksteen	
gemiddelde druksterkte steen	$f_b = 15 \text{ N/mm}^2$	
soort mortel	= metselmortel	
de steen wordt ingedeeld in categorie	= II	
doorgaande mortelvoeg // aan vlak van de wand?	= nee	3.6.2.1(6)
perforaties in steen	$\leq 0 \%$	lintvoegen: $\geq 6,0 \text{ mm}$ en $\leq 15 \text{ mm}$
gemiddelde druksterkte mortel	$f_m = 7,5 \text{ N/mm}^2$	$N_{Rdc} = \beta A_b f_d$
hoogte van wand tot niveau onder de last	$h_c = 2800 \text{ mm}$	
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak link	$a_{1,l} = 500 \text{ mm}$	
afstand einde wand tot zijkant rand oplegvlak rech	$a_{1,r} = 500 \text{ mm}$	

3.6.1.2 karakteristieke druksterkte van metselwerk m.u.v. "shell bedded" metselwerk op basis van samenstellende materialen

$$3.1 \quad f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta} = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 15^{0,65} \cdot 7,5^{0,25} = 5,8 \text{ N/mm}^2$$

K

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,0 = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

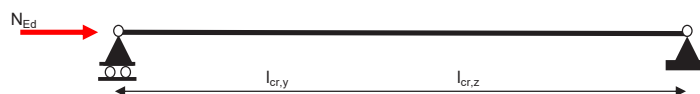
$$\beta = \text{kleinste waarde van } 1,25 + a_1 / 2 h_c \text{ en } 1, = 1,25 + 500 / 2 \cdot 2800 = 1,34 \text{ -}$$

reken met $\beta = 1,34 \text{ -}$

opmerking

prismatische op druk belaste staaf (centrisch belaste staalkolom)**K.40.0x40.0x3.2**werk **niemandsland dakterras**werknummer **dakterras**onderdeel **kolommen achterzijde**uc y-richting **0,23**uc z-richting **0,23**materiaal **S235**klasse **3** flensdikte **<40****art. 6.3.1 prismatische op druk belaste staven** **kolommen achterzijde**

rekenwaarde normaalkracht	N_{Ed}	=	6	kN	profiel	=	K.40.0x40.0x3.2 E	=	210000	N/mm ²		
kniklengte y-richting	$l_{cr,y}$	=	2500	mm	kwaliteit	=	S235	A	=	4,7	cm ²	
kniklengte z-richting	$l_{cr,z}$	=	2500	mm	f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M1}	=	1,00	-
reductie doorsnede	A_{red}	=	0	cm ²	y-richting	=			z-richting	=		
kipkromme aanpassen naar warmgewalste buizen		=	nee		i_y	=	14,9	mm	i_z	=	14,9	mm
					kromme	=	c		kromme	=	c	

**y-richting**

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{6}{26} = \boxed{0,23} -$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_y A f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,238 \cdot 4,7 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 26,1 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \quad \chi_y = \frac{1}{2,475 + \sqrt{2,475^2 - 1,782^2}} = 0,238 -$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,5 [1 + 0,49 (1,782 - 0,2) + 1,782^2] = 2,475 -$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_y = \lambda_y / \lambda_1 = 167,3 / 93,9 = 1,782 -$$

$$N_{cr} = A f_y / \lambda_y^2 = 4,7 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,782^2 = 34,49 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 6 / 34,49 = 0,174$$

$$6.51 \quad \text{voor klasse 4 geldt: } \lambda_y = \lambda_y \sqrt{A_{eff} / A} / \lambda_1 = 167,3 \sqrt{4,7 / 4,7} / 93,9 = 1,782 -$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = \pi \sqrt{2E+05} / 235 = 93,9 \quad A_{eff} = 4,7 - 0,0 = 4,7 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_y = l_{cr,y} / i_y = 2500 / 14,9 = 167,3 - \quad \lambda_z = l_{cr,z} / i_z = 2500 / 14,9 = 167,3 -$$

relatieve slankheid bij torsiestabiliteit en torsieknikstabiliteit:

$$6.52 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_1 = \sqrt{A f_y / N_{cr}} = \sqrt{4,7 \cdot 10^2 \cdot 235 / 34,49 \cdot 10^3} = 1,782 -$$

$$6.53 \quad \text{bij klasse 4 geldt: } \lambda_1 = \sqrt{A_{eff} f_y / N_{cr}} = \sqrt{4,7 \cdot 10^2 \cdot 235 / 34,49 \cdot 10^3} = 1,782 -$$

conclusie: hier komt hetzelfde uit als uit formule 6.50. en 6.51

z-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{6}{26} = \boxed{0,23} -$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_z A f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,238 \cdot 4,7 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 26 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_z^2}} \leq 1,0 \quad \chi_z = \frac{1}{2,475 + \sqrt{2,475^2 - 1,782^2}} = 0,238 -$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 (1,782 - 0,2) + 1,782^2] = 2,475 -$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_z = \lambda_z / \lambda_1 = 167,3 / 93,9 = 1,782 -$$

$$N_{cr} = A f_y / \lambda_z^2 = 4,7 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,782^2 = 34,49 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 6 / 34,49 = 0,174$$

$$\text{bij klasse 4 geldt: } \lambda_z = \lambda_z \sqrt{A_{eff} / A} / \lambda_1 = 167,3 \sqrt{4,7 / 4,7} / 93,9 = 1,782$$

opmerking

naaldhout C18

randliqger verzwaring dubbele deur

u.c.	0,42	0,20
------	------	------


materiaal- en profielgegevens

randligger verzwarend dubbele deur

			$f_{x,d} =$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M		kort
buigsterkte	$f_{m,k}$	18	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	10	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,16	0,90	10 /	1,30	= 8,04 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,80	0,4	/	1,30	= 0,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	18	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	18	/	1,30	= 12,46 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,2	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,2	/	1,30	= 1,52 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	3,4	/	1,30	= 2,35 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	9000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	9000	/	1,00	= 9000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	320	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	9000	/	1,30	= 6231 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	560	N/mm ²	G_d	1		1,00	560	/	1,00	= 560 N/mm ²
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	300	/	1,00	= 300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	6000	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	6000	/	1,00	= 6000 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} b h^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	71	171^3	=	2958	10^4 mm^4
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} h b^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	171	71^3	=	510	10^4 mm^4
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} b h^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	71	171^2	=	346	10^3 mm^3
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} h b^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	171	71^2	=	144	10^3 mm^3
oppervlak	$A =$	1	$\cdot b h$	=	1		71	171	=	121	10^2 mm^2
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{\quad}$	(	2958	/	121	)	= 49,4 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{\quad}$	(	510	/	121	)	= 20,5 mm

berekening belastingen

randligger verzwarend dubbele deur

q1	permanente belasting	$G_{k,j}=$	1,200	*	0,17					=	0,20	kN/m'	
	opgelegde belasting	$Q_{k1}=$	1,200	*	2,50	maatgevende belasting t.g.v.:	personen			=	3,00	kN/m'	
F1	spreiding puntlast	$l=$	$0,018^3 / 12 =$	5E-07	$m^4 =$	48,6	$10^4 mm^4$	$EI=$	5000	5E-07	$10^6=$	2430	kNm ²
	$k_r = >0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r=$	0,37	+	0,8	1,200	-	2430	/	50000	=	1,00	-
	opgelegde belasting	$F_k=$	1,00	*	2,00					=	2,00	kN	

belastingen voor de bruikbaarheidsgrenstoestand, NEN-EN 1995 formules 2.2 t/m 2.5

$G_{k,j}$	(u_{on})	=	0,20					=	0,20 kN/m'		
$Q_{k,1}$	(u_{elas})	=	3,00					=	3,00 kN/m'		
$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(	0,20	+	0,00	3,00	)	=	0,12 kN/m'
$F_k = k_r * F$	(u_{elas})	=								=	2,00 kN

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b (resp. ULS1 en ULS2)

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,20	+	1,35	0	3,00			=	0,24 kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,20	+	1,35	3,00		personen		=	4,27 kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,20	=	0,24 kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	2,00	=	0,00 kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,20	=	0,22 kN/m'	$F_d =$	1,35	2,00		=	2,70 kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,22	0,20	=	0,24 kN/m'	$F_d =$	1,35	0,00	2,00	=	0,00 kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}$ en $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,08	0,20	=	0,22 kN/m'	$F_d =$	1,35	2,00		=	2,70 kN

 $\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$ $q_d =$ 1,35 0,00 3,00 t.b.v. berekening reductie dwarskracht $\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$ $q_d =$ 1,35 3,00 t.b.v. berekening reductie dwarskracht

resultaten mechanaberekeningen

randligger verzwaring dubbele deur

reacties

karakteristieke waarden t.b.v. afdracht naar andere constructieonderdelen

G_{kj}	$R_{G,kj} =$	0,5	0,20	2,400	=	0,24	kN
$\psi_t \cdot Q_{k1}$	$R_{Q,kj} =$	0,5	3,00	2,400	=	3,60	kN
$k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,12	2,400	=	0,14	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,24	2,400	=	0,29	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	4,27	2,400	=	5,12	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = 1/2$	0,24	2,400	+	0,00	(2,400 - 0,171) / 2,400	=	0,29	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = 1/2$	0,22	2,400	+	2,70	(2,400 - 0,171) / 2,400	=	2,77	kN
									$R_{Ed} =$ 5,12 kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$V_{red} = (0,5 b_f + h) * q_d$$

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,29	-	(0,5 0,050 + 0,171) * 0,00	=	0,29	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	5,12	-	(0,5 0,050 + 0,171) * 4,05	=	4,33	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

geen dwarskrachtreductie t.g.v. het eigen gewicht!

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	0,29	=	0,29	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,77	=	2,77	kN
					$V_{Ed} =$ 4,33 kN

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d =$	0,125	0,24	2,400 ²	=	0,18	kNm
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d =$	0,125	4,27	2,400 ²	=	3,07	kNm

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j}G_{kj}+\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k1}$ (ULS1)	$M_d=$	0,125	0,24	$2,400^2$	+	0,25	0	2,70	2,400	=	0,18	kNm
$\xi\gamma_{G,j}G_{kj}+\gamma_{Q,1}Q_{k1}$ (ULS2)	$M_d=$	0,125	0,22	$2,400^2$	+	0,25	2,70	2,400		=	1,78	kNm
											$M_{Ed,y}=$	3,07 kNm

vervormingen

G_{kj}	$u_{1,2} =$	5	0,20	2400 ⁴ / (384 9000 2958 10 ⁴)	=	0,3	mm
$\psi_t \cdot Q_{k1}$	$u_{1,2} =$	5	3,00	2400 ⁴ / (384 9000 2958 10 ⁴)	=	4,9	mm
$k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1})$	$u_{1,2} =$	5	0,12	2400 ⁴ / (384 9000 2958 10 ⁴)	=	0,2	mm
$F_k = k_r * F$	$u_{1,2} =$		2000	2400 ³ / (48 9000 2958 10 ⁴)	=	2,2	mm

alternatieve berekening kruip: = $k_{def} * (G_{kj} + \psi_2 Q_{k,1})$

met q-belasting	=	0,6	*	(0,3 + 0 * 4,9 q-last)	=	0,2	mm
met puntlast	=	0,6	*	(0,3 + 0 * 2,2 F-last)	=	0,2	mm

toetsingen uiterste grenstoestand

randligger verzwarende dubbele deur

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting $M_{Ed,y} = 3,07 \text{ kNm}$ $W_y = 346 \text{ cm}^3$ $f_{m,y,d} = 12,5 \text{ N/mm}^2$ $b = 71 \text{ mm}$ $h = 171 \text{ mm}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed,y}}{W_y} = \frac{3,07 \cdot 10^6}{346 \cdot 10^3} = 8,9 \text{ N/mm}^2$$

6,11 unity-check $= \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 8,9 / 12,5 = 0,71$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning $b_r = 50 \text{ mm}$ $f_{v,d} = 2,35 \text{ N/mm}^2$ $b = 71 \text{ mm}$ $h = 171 \text{ mm}$

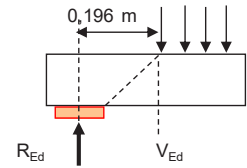
niet gereduceerde dwarskracht $V = R_{Ed} = 5,12 \text{ kN}$

gereduceerde dwarskracht $V_{Ed} = V - V_{red} = 4,33 \text{ kN}$

met $V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 0,050 + 0,171) \cdot q_d = 0,196 q_d$

$$\tau_d = \frac{3 V_{Ed}}{2 b h} = \frac{3 \cdot 4,33 \cdot 1000}{2 \cdot 71 \cdot 171} = 0,53 \text{ N/mm}^2$$

6,13 unity-check $= \tau_d / f_{v,d} = 0,53 / 2,35 = 0,23$

**toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand**

randligger verzwarende dubbele deur

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
$u_{on} = G_{k,j}$	=	0,33	0,33
$u_{elastisch} = Q_{k1}$ resp. $k_r \cdot F$	=	4,87	2,16
$u_{kruip} = k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	0,20	0,20
$u_{zeeg} = \text{volgens opgave}$	=	0,00	0,00
$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	=	5,39	2,69
$u_{eind,toe} \leq \frac{2400}{200} = 12,00 \text{ mm}$	=	12,00	12,00
$u.c. = u_{eind} / u_{toelaatbaar}$	=	0,45	0,22
$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$	=	5,06	2,36
$u_{bij,toe} \leq \frac{2400}{200} = 12,00 \text{ mm}$	=	12,00	12,00
$u.c. = u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	=	0,42	0,20

opmerking