

Constructief rapport

25096

projectnaam Herbestemming Franciscus Kweekschool te Breda
onderdeel Rapport bouwaanvraag
datum 26-6-2017



kenmerk 25096 do rapport herbestemming.docx
revisie
status definitief
opgesteld Ing. R.G.L. (Rick) Geurts RC
gecontroleerd

Inhoudsopgave

	blz.	1 t/m	163
aantal bijlagen			4
Inhoudsopgave en revisiebeheer			2
1 Projectgegevens			3
2 Historie			4
2.1 Bouwmethodiek			4
3 Constructieve uitgangspunten herbestemming			6
3.1 Veiligheid anno 1920			6
3.2 Bepalen veiligheid van de bestaande constructie			8
3.3 NEN 8700			9
3.4 Belastingen			9
3.4.1 Lichte scheidingswanden			10
3.4.2 Brandwerendheid van de constructie			11
3.4.3 Fundering			11
4 Nieuwe constructie			12
4.1 Entresol			12
4.2 Wanden			14
4.2.1 Dragende wanden verwijderen			16
4.2.2 Stabiliteitswanden			16
4.3 Installaties			17
4.4 Overige onderdelen			17
5 Verbouwing kapel			18
5.1 Nieuwe vloer			18
6 Lijst met openstaande actiepunten volgende fase			20
7 Conclusie			

Bijlagen

- 1** Impressie archiefstukken
- 2** Gewichtsberekening standaard beuk oud versus nieuw
- 3** Berekening entresol (met uitvoer)
- 4** Berekening verwijderen wanden

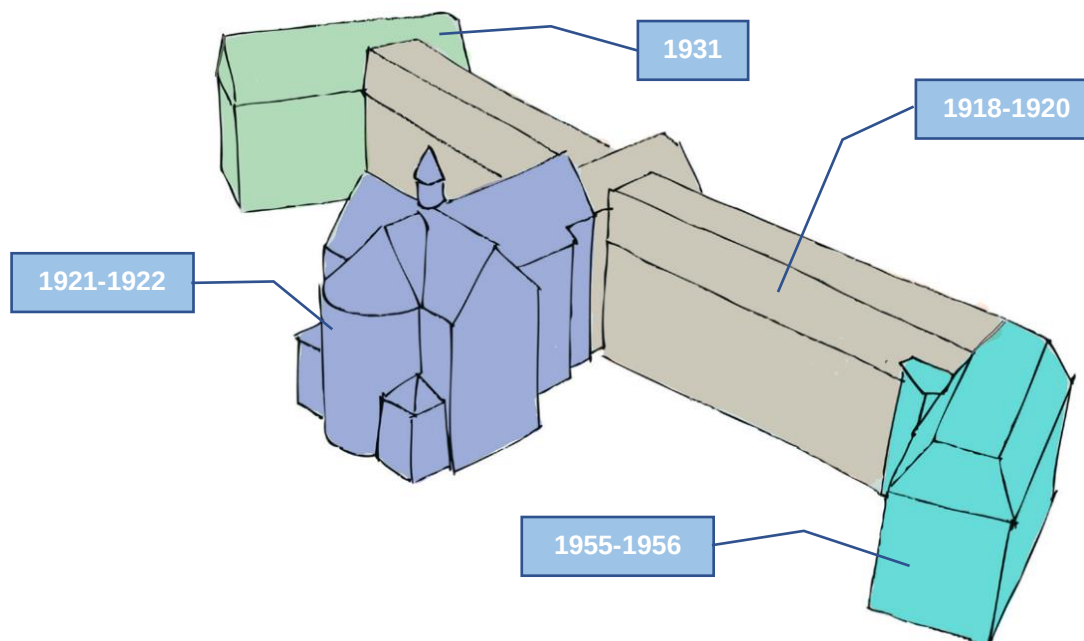
1 Projectgegevens

bouwproject	Het plan betreft een herbestemming van een kweekschool/klooster uit circa 1918 naar appartementen op de verdiepingen en een openbare functie op de begane grond en kapel. De buitengevels en gangen zijn beschermde Rijksmonumenten
opdrachtgever	Vrijborg Dhr. Michiel Tiggeloven Maurik 1 5261 NA Vught T 073 680 40 30 E m.tiggeloven@vrijborg.nl
architect	Houben & Van Mierlo Architecten Dhr. Joris van Gelder Gerard Philipslaan 71a 5616 TV Eindhoven T 040 236 78 58 E joris@houbenvanmierlo.nl
constructeur	Adams Bouwadviesbureau Dhr. Rick Geurts Postbus 75 6650 AB Druten T 0487 588 280 E rge@adamsbouwadvies.nl



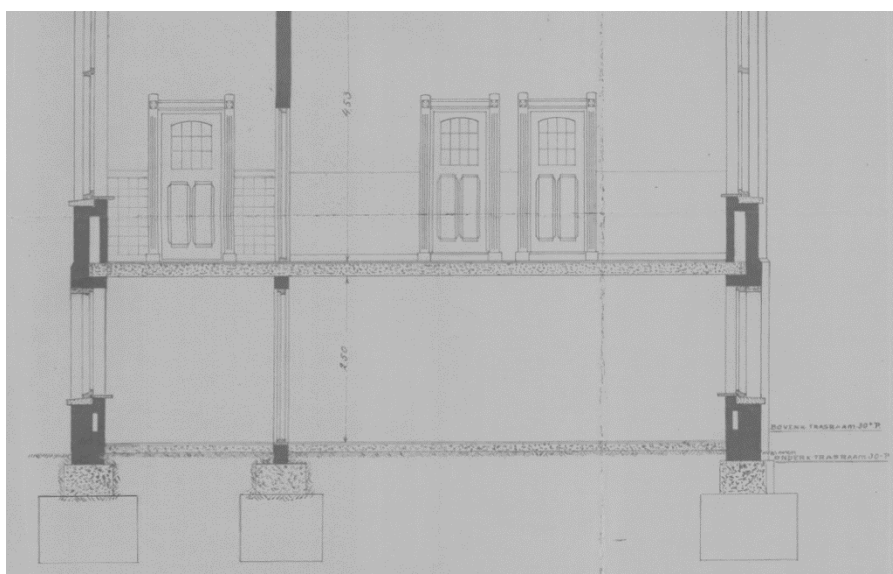
2 Historie

Het hoofdgebouw is het eerste onderdeel welke gebouwd is. Daarna zijn de kapel en beide vleugels aangebracht. Zie onderstaand overzicht voor de jaartallen:



2.1. Bouwmethodiek

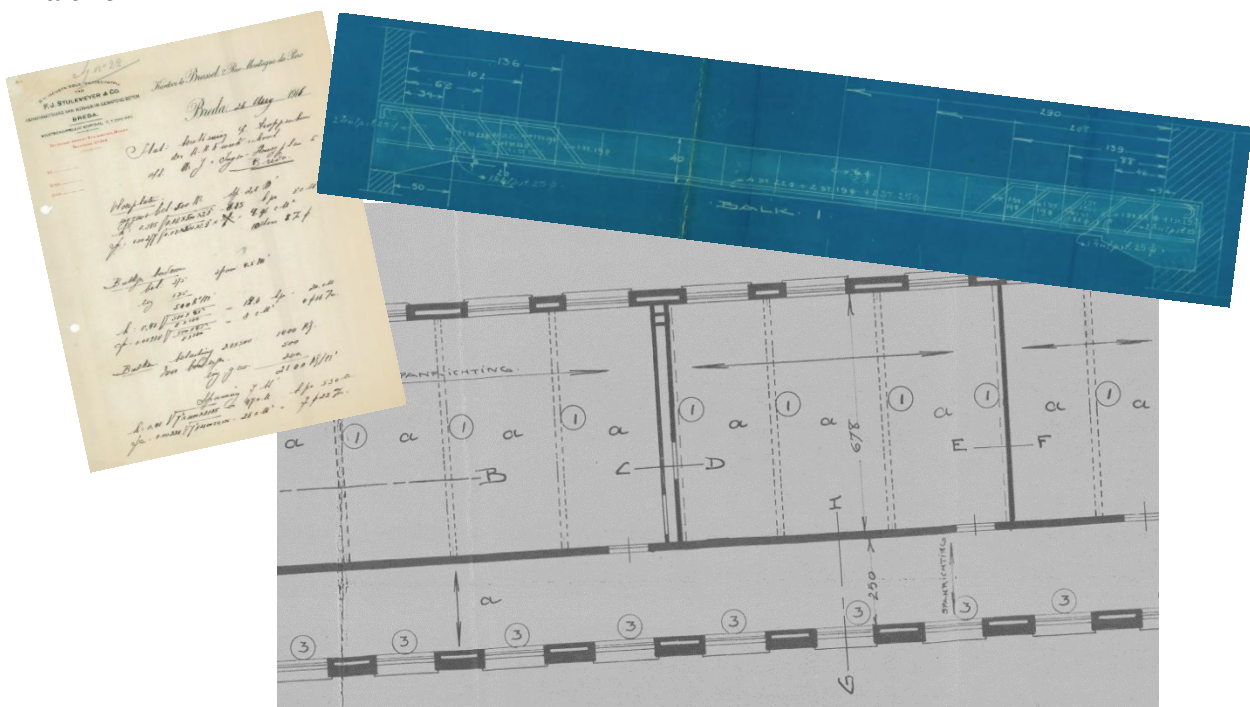
Gezien de grondslag was een fundering op staal mogelijk en dit hebben ze gerealiseerd door zogenaamde putringen van beton aan te brengen. Door deze van binnenuit uit te graven, zakten ze door hun eigen gewicht. Eenmaal op diepte worden deze volledig met beton gevuld. Over deze putringen is een doorgaande betonbalk aangebracht waarop het dragend metselwerk geplaatst is.



De onderste vloer (souterrain, nu begane grondvloer) is een stampbetonnen vloer op zand.

De dragende wanden zijn uitgevoerd in metselwerk. De gevels bestaan uit een spouwmuur met een binnenblad van 100 mm en een veel dikker (variërend) buitenblad om sprongen en decoratie te kunnen verwerken. De dragende wand in de gang (tussensteunpunt) is een wand met een dikte van 220 mm en eveneens gemetseld.

Alle bovenliggende vloeren zijn gemaakt in beton en bestaan uit een relatief dunne plaatvloer met ribben. Ter hoogte van elke metselwerkpenant in de gevels zit een rib onder de vloer. Dit is circa hart-op-hart 3,2 m. De ribben lopen alleen over de grote overspanning (van achtergevel naar gangwand) en ter plaatse van de gang overspant de vloer van voorgevel naar gangwand zonder ribben. Van deze betonvloeren met ribben, zijn er zowel wapeningstekeningen als -berekening aangetroffen in het archief.



In het dak zit per beuk (3,2 m) een houten kaspant die van gevel tot gevel overspant.

Beide aangebouwde vleugels zijn in het hierboven beschreven principe opgebouwd. Alleen de vleugel uit de jaren vijftig heeft in plaats van een dragende gangwand een kolommenrij van beton in het souterrain en de vleugel aan de andere zijde (1931) is gefundeerd op palen!

Zie in bijlage 1 een impressie van de aangetroffen archiefstukken.

3 Constructieve uitgangspunten herbestemming

Om te beschouwen of het huidige gebouw (casco) geschikt is voor zijn nieuwe functie en eventueel aanvullende belastingen, dient eerst een beschouwing gemaakt te worden van de toentertijd gerekende belastingen en veiligheden.

3.1. Veiligheid anno 1920

Het gebouw stamt uit begin vorige eeuw toen er net begonnen was met het voorschrijven van hoe gewapende betonconstructies uitgerekend moeten worden. We gaan er dan ook vanuit dat het gebouw berekend is conform de GVB1912 aangezien de berekeningen gedateerd zijn op 1916.

Om dit te toetsen, gaan wij de uitgangspunten behorende bij deze norm controleren met de aangetroffen berekeningen in het archief. Indien de uitgangspunten overeen komen, kunnen de concluderen dat de GVB1912 toegepast is.

Bij een uiteenzetting van de veiligheid in de diverse normen van de afgelopen 100 jaar, ontstaat het volgende verloop in veiligheid in de constructie:

BETON

Norm	Gemiddelde kubusdruksterkte (in N/mm ²)	Toelaatbare drukspanning (in N/mm ²)	Rekenwaarde druksterkte (in N/mm ²)	Veiligheidsfactor		
				γ_{mat}^*	γ_{bel}	γ_{totaal}
GBV 1912	15,8 – 26,3	3,0 – 4,0	-	-	-	5,3 – 6,6
GBV 1918	26,3	4,0	-	-	-	6,6
GBV 1930	21,0	4,0	-	-	-	5,3
GBV 1940	15,8 – 26,3	4,0 – 6,0	-	-	-	4,0 – 4,4
GBV 1950	15,8 – 26,3	4,0 – 6,0	-	-	-	4,0 – 4,4
GBV 1962	16,8 – 31,5	4,0 – 7,5	-	-	-	4,2 – 4,3
VB 1974	37,5 – 67,5 [#]	-	18,0 – 36,0 [#]	1,9 – 2,1	1,7	3,2 – 3,6
VB 1984	37,5 – 67,5 [#]	-	18,0 – 36,0 [#]	1,9 – 2,1	1,7	3,2 – 3,6
VBC 1995	33,0 – 73,0 [#]	-	15,0 – 39,0 [#]	1,9 – 2,2	1,2 – 1,5	2,6 – 3,0
EC 2012	38,0 – 63,0 [#]	-	16,7 – 30,0 [#]	2,1 – 2,3	1,2 – 1,5	2,8 – 3,1

STAAL

Norm	Gemiddelde treksterkte (in N/mm ²)	Toelaatbare trekspanning (in N/mm ²)	Rekenwaarde treksterkte (in N/mm ²)	Veiligheidsfactor		
				γ_{mat}^*	γ_{bel}	γ_{totaal}
GBV 1912	370 – 500	80 – 100 [#]	-	-	-	4,6 – 5,0
GBV 1918	360	120	-	-	-	3,0
GBV 1930	370 – 600	120 – 210	-	-	-	2,7 – 3,5
GBV 1940	350 – 600	120 – 190 [#]	-	-	-	2,6 – 2,9
GBV 1950	340 – 660	130 – 240 [#]	-	-	-	2,6 – 2,8
GBV 1962	340 – 580	130 – 260 [#]	-	-	-	2,2 – 2,6
VB 1974	340 – 580	-	190 – 435	1,3 – 1,8	1,7	2,2 – 3,1
VB 1984	340 – 580	-	190 – 435	1,3 – 1,8	1,7	2,2 – 3,1
VBC 1995	340 – 580	-	190 – 435	1,3 – 1,8	1,2 – 1,5	1,8 – 2,4
EC 2012	500 – 580	-	350 – 435	1,3 – 1,4	1,2 – 1,5	1,8 – 1,9

Hierbij hoort de volgende beschrijving:

¹⁾ In de tijd van de eerste normen (GBV 1912/1918) werden er nog geen verschillende betonsterkteklassen gedefinieerd. Er werd dan ook nog veelvuldig geëxperimenteerd naar invloeden van de verhoudingen tussen de verschillende 'ingrediënten'. Een aan te houden waarde voor drukvastheid wordt derhalve nog niet in de normen genoemd. P.W. Scharroo schrijft in zijn boek uit 1916 [33] dat er voor een gemiddelde drukvastheid na 28 dagen 150 – 250 kg/cm² kan worden aangenomen. De waarden voor de toelaatbare drukspanning van 30, 35 en 40 kg/cm² (GBV 1912) worden zo gekoppeld aan respectievelijk 150, 200 en 250 kg/cm². In 1924 vermeldt Scharroo een voor berekeningen aan te houden drukvastheid van 250 kg/cm². [36]

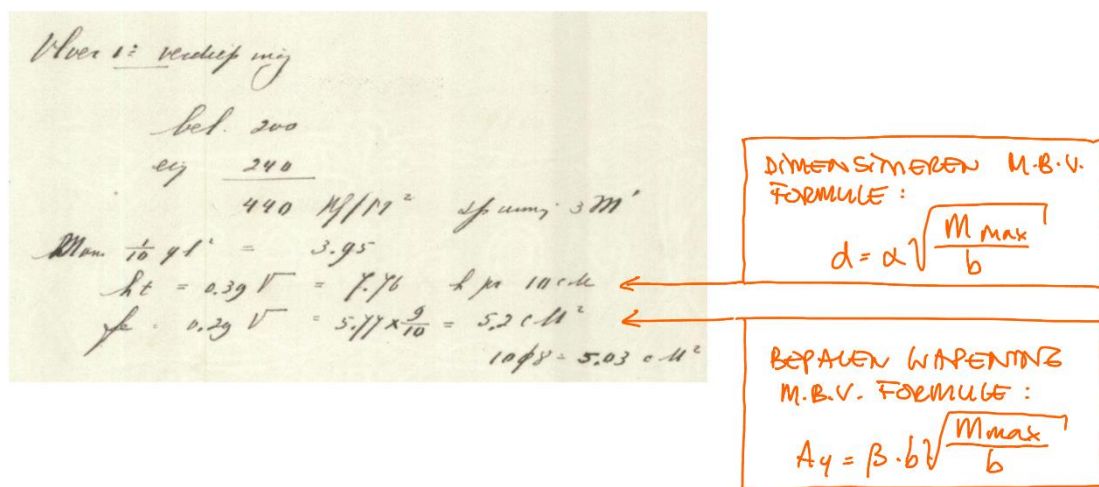
⁸⁾ De toelaatbare drukspanning is een begrip dat in de normen GBV 1912 t/m GBV 1962 wordt gebruikt en deze wordt voor elke betonsamenstelling in de norm specifiek genoemd. Tot 1974 werd voor de belasting die onder de toelaatbare drukspanning diende te blijven het werkelijke eigen gewicht en een ongunstig geschatte nuttige belasting gerekend.

¹⁾ In de GBV 1912 wordt de wapening onderverdeeld in drie soorten: vloeiijzer met een trekvastheid van ten minste 3700 kg/cm², 4400 kg/cm² en 5000 kg/cm². Een vloeiigrens wordt in deze norm nog niet genoemd.

⁹⁾ In de GBV 1912 wordt een verschil gemaakt voor de toe te laten trekspanningen in het ijzer voor platen en balken. Bij een minimale trekvastheid van 3700, 4400 of 5000 kg/cm², mag er bij platen een maximale trekspanning op worden toegelaten van respectievelijk 1000, 1100 of 1200 kg/cm² en bij balken van 800, 900 of 1000 kg/cm².

Oftewel; er werd gerekend met een (flink) gereduceerde toelaatbare drukspanning op beton en trekspanning op het betonstaal. Aan de belastingkant werd er met optredende warden gerekend zonder verhoging. Alle veiligheid zat daarmee aan de materiaalzijde.

We hebben in het archief berekeningen aangetroffen welke we kunnen toetsen aan bovenstaande uitgangspunten en de rekenformules die in die tijd gehanteerd werden voor betonberekeningen:



Over 1: verdiep mij

bel. 200

200

440 11/11²

afw. 3 m

M_{max} 10 q l² = 3.95

h c = 0.39 V = 8.76

h p 10 c h

p = 0.39 V = 5.77 x $\frac{9}{10}$ = 5.2 c h²

10 p h = 5.03 c h²

DIMENSIONEREN M.B.V. FORMULE:

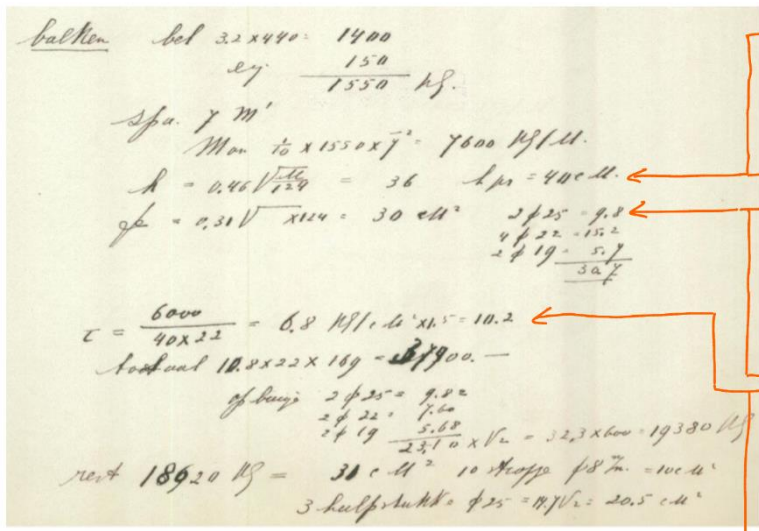
$$d = \alpha \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

BEPALEN WAPENTING M.B.V. FORMULE:

$$A_s = \beta \cdot b \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

De formules kloppen en er is inderdaad geen veiligheid gerekend over de belastingen. We kunnen echter niet achterhalen met welke gereduceerde spanningen er gerekend is aangezien de α en β in de formules bepaald worden met een tabel ten opzichte van de toegepaste beton- en staalsterkte. Deze tabel is helaas niet in ons bezit.

Ook de berekening van de vloerribben zijn volledig te herleiden:



DIMENSIONEREN M.B.V. FORMULE:

$$d = \alpha \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

BEPALLEN WAPENING M.B.V. FORMULE:

$$A_y = \beta \cdot b \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}}$$

BEREKENEN DWARSEL M.B.V. FORMULE:

$$\tau_{\max} = \frac{s}{2} \cdot \frac{V_{\max}}{A_{\text{tot}}}$$

Ook hier kunnen we niet achterhalen met welke gereduceerde spanningen gerekend is ten opzichte van de toegepaste beton- en staalsterkte. De exacte veiligheid op de constructie is daarmee niet precies te achterhalen!

3.2. Bepalen veiligheid van de bestaande constructie

Voor de toetsing van de nieuwe functie gaan we uit van de minimaal voorgeschreven waarden in de GVB1912.

BETON GVB1912 → GA UIT VAN DE MINIMAAL VOORGESCHREVEN WAARDE; TE TOETSEN IN DE BOUW

KUBUSDRUKSTERKTE
TOELAATBARE DRUKSPANNING

15,8 N/mm² *
3,0 N/mm²

↓

$\gamma = 5,3$

STAAL GVB1912 → IDEM; OOK TE TOETSEN IN DE BOUW.

GEM. TREKSTERKTE
TOELAATBARE TREKSPANNING

370 N/mm² *
80 N/mm²

↓

$\gamma = 4,6$

* of deze (minimale) waarden een correcte aanname zijn, dient in het werk getoetst te worden.

3.3. NEN 8700

We gaan het gebouw uitrekenen in de NEN8700. Hierbij hanteren de we volgende uitgangspunten:

te hanteren norm : NEN 8700 (t/m bouwbesluit 2003)
 veiligheidsklasse : CC2
 referentieperiode : 30 jaar

Het gebouw is ouder dan 15 jaar en daarom maken we het volgende onderscheid. Onderdelen van het bestaande casco gaan we op de nieuwe belastingen toetsen op NEN 8700 – **afkeuren**

		G	Q
Hieruit volgen de volgende veiligheidscombinaties:	6.10a	1,2	1,15
	6.10b	1,1	1,15

Eventueel vergelijken van belastingen op onderdelen (oud versus nieuw) dient te gebeuren zonder veiligheid aangezien er toentertijd ook zonder veiligheid gerekend is op belastingen.

Alle nieuwe onderdelen worden uitgerekend met de NEN 8700 – **verbouw**

		G	Q
Hieruit volgen de volgende veiligheidscombinaties:	6.10a	1,2	1,3
	6.10b	1,15	1,3

3.4. Belastingen

Vanuit de originele berekeningen zijn de volgende belastingen geteld (bron: archiefstukken)

			G	Q	ψ	P_d
bel-etage	eigen gewicht veranderlijk	d=100mm	2,40			
				2,00		
			2,40	2,00		4,40
eerste verdiepingsvloer	eigen gewicht veranderlijk	d=100mm	2,40			
				2,00		
			2,40	2,00		4,40
tweede verdiepingsvloer	eigen gewicht veranderlijk	d=100mm	2,40			
				3,00		
			2,40	3,00		5,40

De aanwezige afwerktagen zijn dus niet meegenomen in de belastingen en souperen daarmee een deel van de veranderlijke belasting óf de veiligheid op.

Vanuit de nieuwe functie en eisen worden er een aantal belastingen toegevoegd of zijn deze gewijzigd. Om 'appels met appels' te vergelijken, rekenen we de nieuwe belastingen eveneens zonder veiligheid uit (deze zit tenslotte in het materiaal bij dit casco)

			G	Q	ψ	ΣP _d
bel-etage (nieuw plan vd1)	eigen gewicht	d=100mm	2,40			
	bestaande afwerking	d=40mm	0,80			
	nieuwe afwerking*		0,30			
	LS wanden			0,80		
	veranderlijk			1,75	0,4	
			3,50	2,55		6,05
eerste verdiepingvloer (nieuw plan vd2)	eigen gewicht	d=100mm	2,40			
	bestaande afwerking	d=50mm	1,00			
	nieuwe afwerking*		0,30			
	LS wanden			0,80		
	veranderlijk			1,75	0,4	
			3,70	2,55		6,25
tweede verdiepingvloer (nieuw plan vd3)	eigen gewicht	d=100mm	2,40			
	bestaande afwerking	d=50mm	1,00			
	nieuwe afwerking*		0,30			
	LS wanden			0,80		
	veranderlijk			1,75	0,4	
			3,70	2,55		6,25

* gerekend met lichte egalisatielaag en houten vloer als afwerking

Ten opzichte van de gerekende belasting geeft de nieuwe functie en vloeropbouw een verhoging van maximaal **+42%**. Hierdoor zou theoretisch de minimale veiligheid afnemen van $\gamma=4,6$ naar $\gamma=4,18$. In mijn optiek is de nieuwe belasting en functie prima opneembaar zonder af te doen aan de veiligheid.

3.4.1. Lichte scheidingswanden

Voor bovenstaande opstelling van nieuwe belastingen is in overleg met de architect gekozen voor lichte scheidingswanden van metal stud. Zie onderstaande berekening van de gerekende klasse:

$$\begin{aligned}
 &\text{ISOVER: } \left. \begin{array}{l} 250 \text{ mm GCSWOL } 3,6 \text{ kg/m}^2 \\ 4 \times 12,5 \text{ mm G1PROC } 36,4 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} 40 \text{ kg/m}^2 \\
 &H_{\text{wand}} = 3,0 \text{ m} \rightarrow q_{\text{lijstlast}} = 3,0 \times 40 = 120 \text{ kg/m} = 1,2 \text{ kN/m} \\
 &\quad \uparrow \\
 &\quad \text{tot enkelvoud!} \\
 &\quad \downarrow \\
 &\quad [1,0 - 2,0] \\
 &\quad \downarrow \\
 &\quad q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3.4.2. Brandwerendheid bestaande constructie

Voor de brandwerendheid van de hoofddraagconstructie wordt een eis gesteld van 30 minuten (NEN 8700 – vluchteis).

Op de vloer dient er minimaal 6 mm dekking aanwezig te zijn en op de balken 11 mm om deze eis van 30 minuten te halen. Naar verwachting is deze benodigde dekking aanwezig, maar dit dient bevestigd te worden in de bouw.

3.4.3. Fundering

De voorbelasting wordt absoluut hoger. Welke gevolgen heeft dat voor de fundering? In bijlage 2 wordt een gewichtsberekening opgesteld voor een standaard beuk van 3,2 m in de bestaande en de nieuwe situatie.



	$F_{rep, bestaand}$	$F_{rep, nieuw}$	verschil
A	331,3 kN	362,2 kN	109%
B	377,5 kN	432,6 kN	115%
C	241,2 kN	254,0 kN	105%

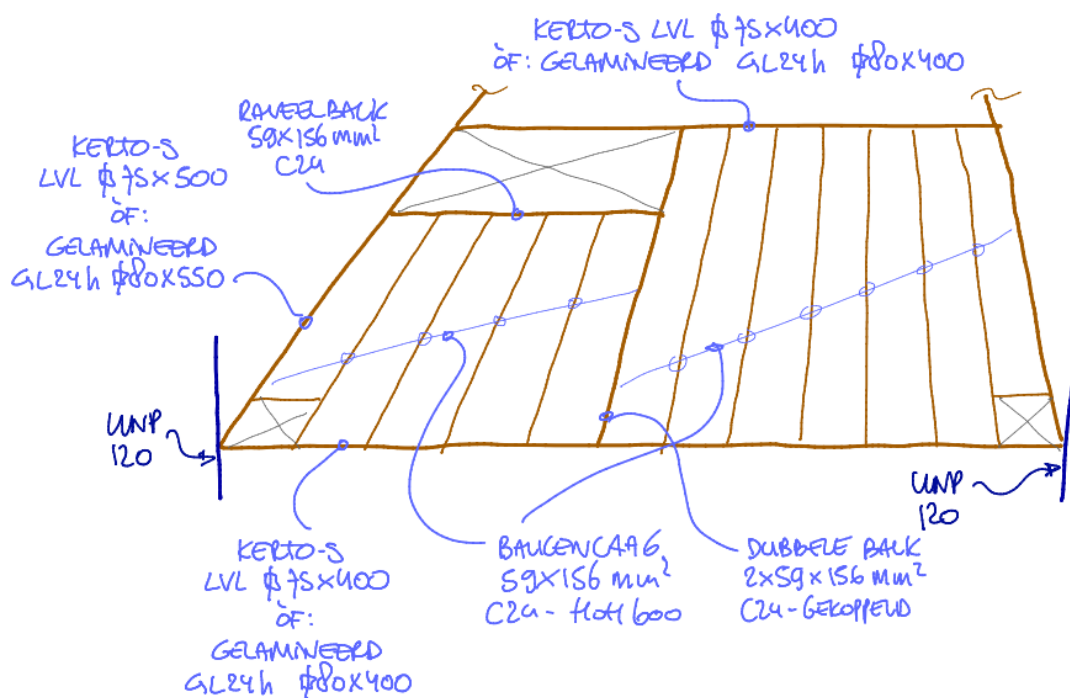
Voor de fundering is de nieuwe functie eveneens in mijn optiek prima opneembaar. Met een maximale verhoging van +15% wordt de fundering niet noemenswaardig extra belast.

4 Nieuwe constructie

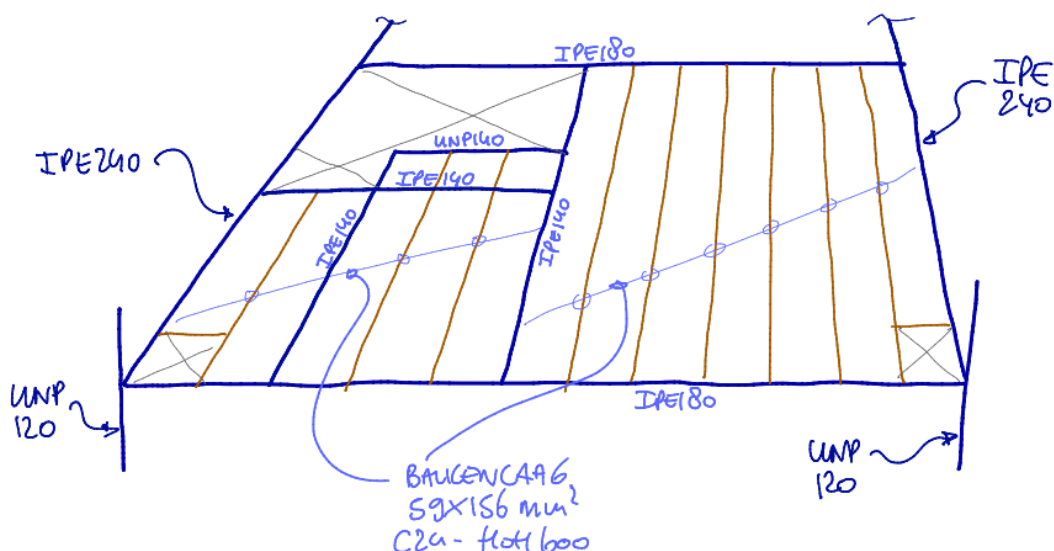
4.1. Entresol

De diverse appartementen hebben een zeer grote vrije hoogte en worden daarmee uitgebreid met een entresol aan de gangzijde. Deze dient in een zeer lichte constructie uitgevoerd te worden. Hiervoor zijn twee opties uitgewerkt in bijlage 3. Zie hieronder de resultaten:

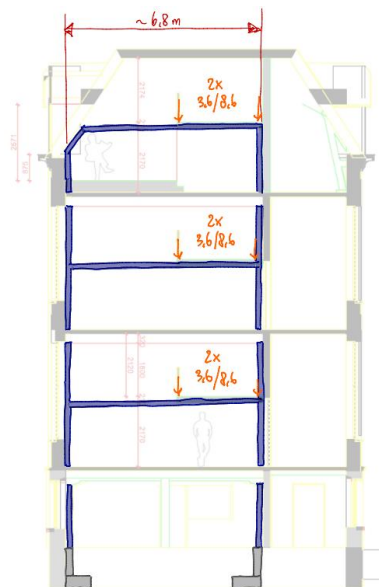
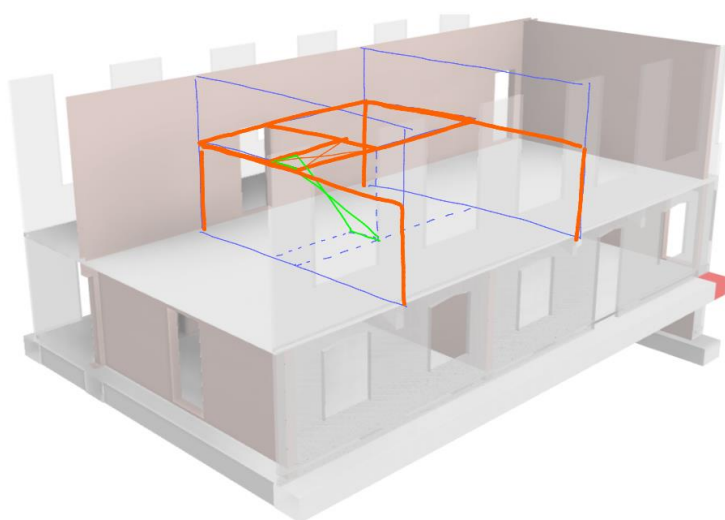
VARIANT (1) : HOUT + RECHTE TRAP :



VARIANT (2) : HOUT + STAGEN FRAME + TRAP MET HOEK :



Aangezien de reactiekrachten niet door de vloer of ribben opneembaar zijn, dienen deze krachten afgevoerd te worden richting de fundering. Een kolom op de uiteinde van de entresol toepassen (in de woningscheidende wand) is niet mogelijk aangezien de rib/vloer hier geen bovenwapening heeft. Het toevoegen van een doordragende kolom halverwege de overspanning zal voor de vloer met rib ook werken als steunpunt. Aangezien hier totaal geen bovenwapening in deze richting aanwezig is, zal de bestaande constructie gaan scheuren. Om dit laatste te voorkomen, gaan we deze kracht naar de achtergevel leiden.



Aan de binnenzijde van zowel het metselwerk gangzijde als tegen de penant van de achtergevel, gaan we een UNP140 opboren waartussen de ligger van de entresol opgehangen wordt. Deze kolom wordt op elke verdieping aangebracht en aan boven- en onderzijde goed aangesloten op de bestaande betonconstructie zodat de belasting rechtstandig doorgedragen wordt richting fundering.

Dit betekent nóg een extra belasting op de bestaande fundering bovenop de eerder genoemde verhoging uit de functiewijziging.



	$F_{rep, bestaand}$	$F_{rep, nieuw+entresol}$	verschil
A	331,3 kN	398,8 kN	120%
B	377,5 kN	543,5 kN	144%
C	241,2 kN	254,0 kN	105%

Met name de verhoging van de belasting op de fundering van de gang is een aanzienlijk verschil. Bijna factor anderhalf aan belasting!

Volgens het archief zijn de putringen onder beide gevels $\varnothing 1,5\text{m}$ en zijn hart-op-hart 1,6 m aangebracht. Onder de gangwand is een kleinere diameter toegepast $\varnothing 1,2\text{m}$ hart-op-hart 1,3 m. Deze gegevens dienen in het werk gecontroleerd te worden.

Dit leidt tot de volgende grondspanningen onder de putringen (zie bijlage 3 voor bepaling):

	A	$\sigma_{\text{grond,rep,bestaand}}$	$\sigma_{\text{grond,rep,nieuw}}$	verschil
A	1,77 m ²	93,6 kN/m ²	123,0 kN/m ²	131%
B	1,23 m ²	124,7 kN/m ²	233,0 kN/m ²	187%
C	1,77 m ²	68,1 kN/m ²	71,8 kN/m ²	105%

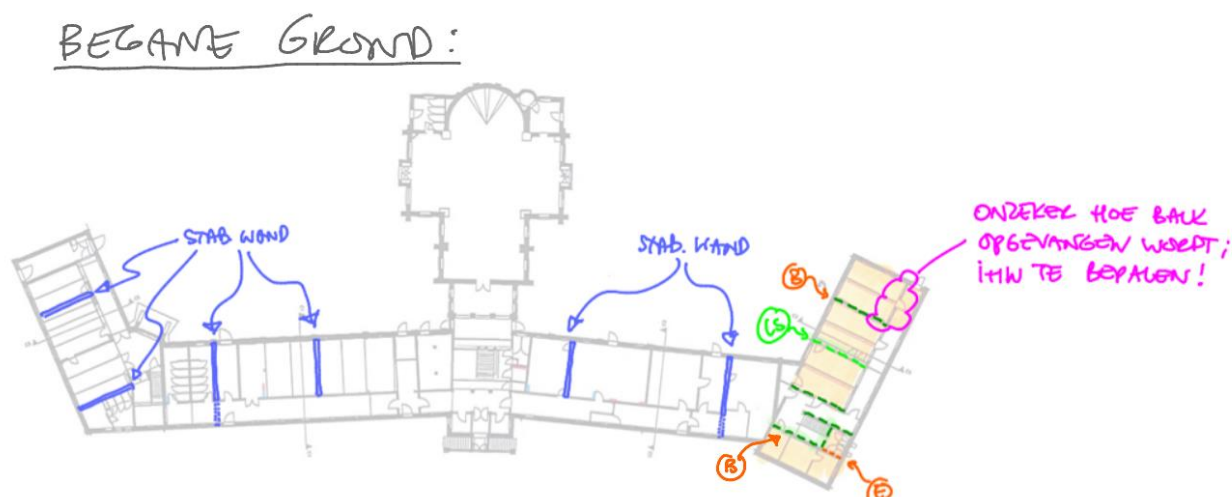
Of de nieuwe grondspanning opneembaar is, dient in het werk gecontroleerd te worden door middel van het uitvoeren van een grondonderzoek.

4.2. Wanden

In het huidige casco staan een aantal wanden onder de grote overspanning. In een aantal gevallen zijn deze dragend en in een enkel geval staat de wand onder de vloerrib en kan deze probleemloos verwijderd worden.

Aangezien er vanuit de appartemetenfunctie een aantal wanden de nieuwe indeling 'in de weg' staan, is er een beschouwing gemaakt welke wanden probleemloos verwijderd kunnen worden en welke dragend zijn en daarmee een opvang behoeven.

Zie hieronder de resultaten:



- (A) Kan eruit; hier zit een balk boven
- (B) Deze wand gebruiken voor stabiliteit
- (C) Wand kan vervallen; gelijkwaardige oplossing inbrengen als op begane grond (stalen balk plus twee kolommen)
- (D) Dit is nu een dragende wand; te vervangen door IPE300
- (E) Dit is een dragende wand; stalen ligger inbrengen n.t.b.

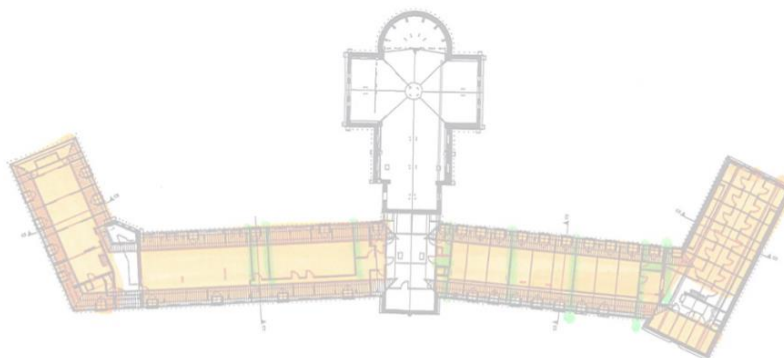
EERSTE VERDIEPING:



TWEEDE VERDIEPING:



DERDE VERDIEPING (ZOLDER):

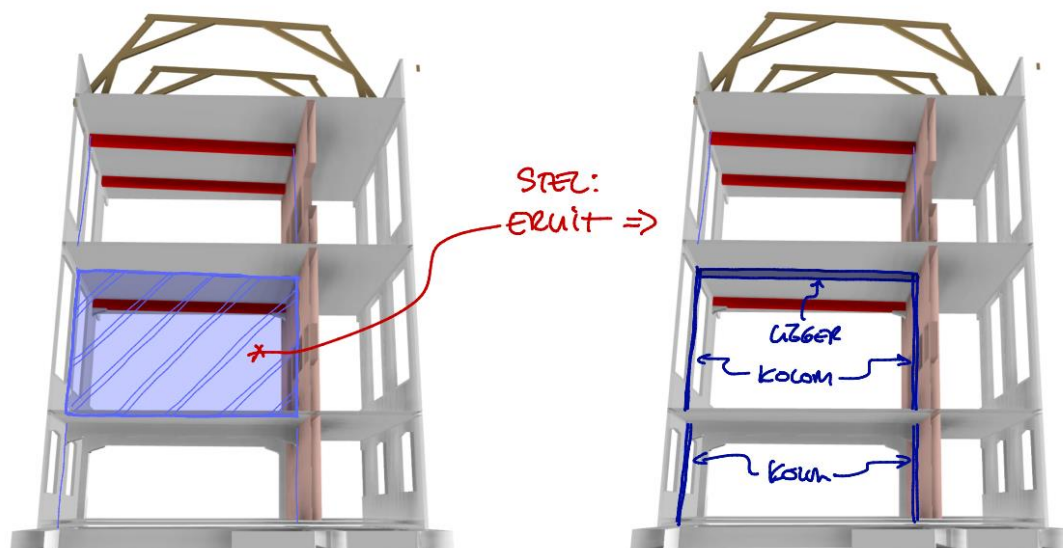


ALLE WANDEN
WITVOEGEN ALS
WICHTE SCHEIDINGS-
WAND (LS)

- (A) Kan eruit; hier zit een balk boven
- (B) Deze wand gebruiken voor stabiliteit
- (C) Wand kan vervallen; gelijkwaardige oplossing inbrengen als op begane grond (stalen balk plus twee kolommen)
- (D) Dit is nu een dragende wand; te vervangen door IPE300
- (E) Dit is een dragende wand; stalen ligger inbrengen n.t.b.

4.2.1. Dragende wanden verwijderen

Het betreft slechts enkele wanden, maar bij situatie D dient een stalen ligger ingebracht te worden bij het verwijderen van de wand.



In elke specifiek geval dient beschouwd te worden welke consequentie dit heeft voor de dimensionering van de kolom (in combinatie met de belasting uit de entresol). Dit zal bij de verdere engineering gebeuren. Voor de fundering heeft dit geen verdere consequenties.

Zie bijlage 4 voor het bepalen van de belastingen en de berekening van de ligger.

4.2.2. Stabiliteitswanden

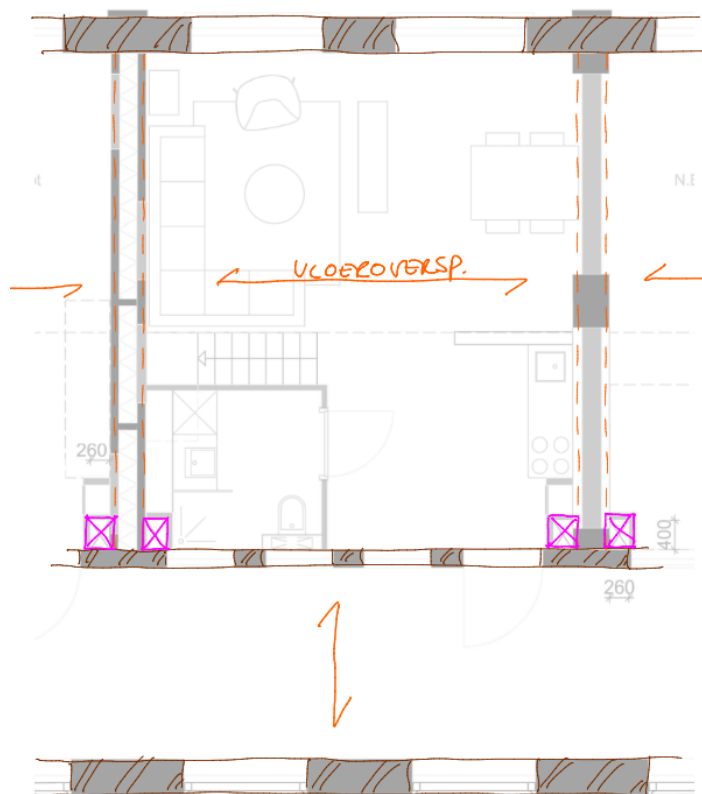
Doordat een aantal aanwezige wanden verwijderd worden, dient de stabiliteit in die richting op een andere manier gewaarborgd te worden.

Bij beschouwing op de voorgaande bladen, zijn ook een aantal nieuwe wanden ingebracht die de stabiliteit moeten waarborgen. Deze wanden staan allen recht boven elkaar en lopen door tot op de begane grond. Deze wanden dragen de vloer en vormen, inclusief het eigen gewicht van de wanden, een aanzienlijke lijnlast die niet door de stampbetonnen vloer op zand gedragen kan worden.

Onder deze wanden zal een nieuwe strokenfundering moeten komen. Een en ander afhankelijk van het nog uit te voeren geomechanisch onderzoek.

4.3. Installaties

In overleg met de installatieadviseur zijn voor de appartementen de schachten bepaald. Deze worden vanaf de zolderverdieping gevoed en lopen daarom tot de eerste verdieping (en incidenteel tot op de begane grond).



De schachten zijn gesitueerd in de oksel van de vloer met de dragende gangwand. Aangezien de vloer van de gang in de andere richting overspant, is de vloer van de woning over de dragende gangwand ingeklemd. Het maken van een gat naast deze wand aan weerskanten van de vloerrib is constructief het meest optimaal en behoeft geen verdere aanpassingen of voorzieningen.

4.4. Overige onderdelen

Me de voorgaande hoofdstukken is een principeopzet gedaan van de functiewijzigingen, nieuwe bouwkundige indeling en structurele inpassing van entresols.

Voor de twee vleugels geldt hetzelfde principe maar hier zitten kleine afwijkingen gezien de plattegrond en latere bouw. Aangezien we de hoofdstructuur nagenoeg intact laten, zijn het slechts kleine aanpassingen aan dragende onderdelen als bijvoorbeeld het maken van een sparing, of het plaatselijk ophangen van een klein tussenvloertje in de ruimte.

Dit maatwerk zal constructief nog verder uitgewerkt moeten worden en is in alle gevallen, voor zover bekend, haalbaar.

5 Verbouwing kapel

In de huidige plannen wordt de kapel herbestemd tot fitness-ruimte / sportschool / lichte horeca. Ook van dit deel zijn er originele berekeningen aangetroffen. Zie bijlage 1.

De kapel is iets later gebouwd (circa 1922) en valt daardoor waarschijnlijk onder de GVB1920. Ook hier zit de veiligheid in het beperken van de toelaatbare drukspanning van het beton en de trekspanning van het betonstaal.



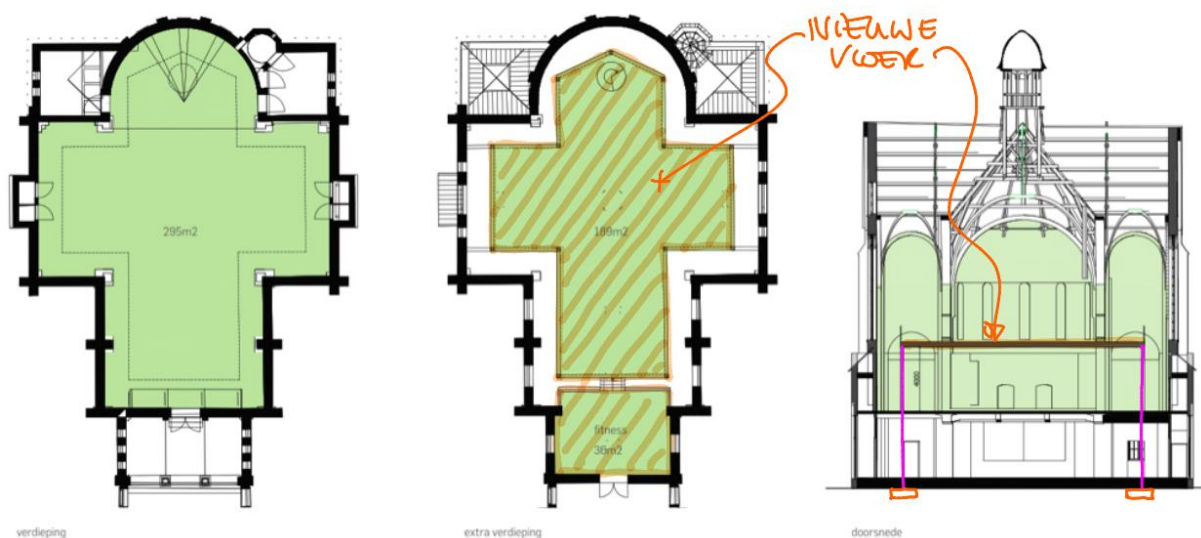
Belasting = 400 Kg. / $\leftarrow$ VB = 400 kg/m²
E.g. = 200 " = 600 Kg.
 $\leftarrow$ vloer 80 mm dik!

De bestaande verdiepingsvloeren zijn uitgerekend met een veranderlijke belasting van 400 kg/m². In mijn optiek is het hiermee niet reëel om te herbestemmen naar een functie waarbij én de permanente én de veranderlijke belasting toeneemt. Voor de bestaande verdieping is lichte horeca (= 4 kN/m²) haalbaar mits er niet al teveel gewicht toegevoegd wordt in de vorm van afwerkvloer en/of lichte scheidingswanden. Een functie voor fitness of sportschool vereist een veranderlijke belasting van 5 kN/m² (en een puntlast van 7 kN) en is in mijn optiek daarmee niet haalbaar voor de bestaande verdiepingsvloer.

De begane grond is wederom een stampbetonnen vloer op zand en hier is een fitness of sportschoolfunctie wél mogelijk.

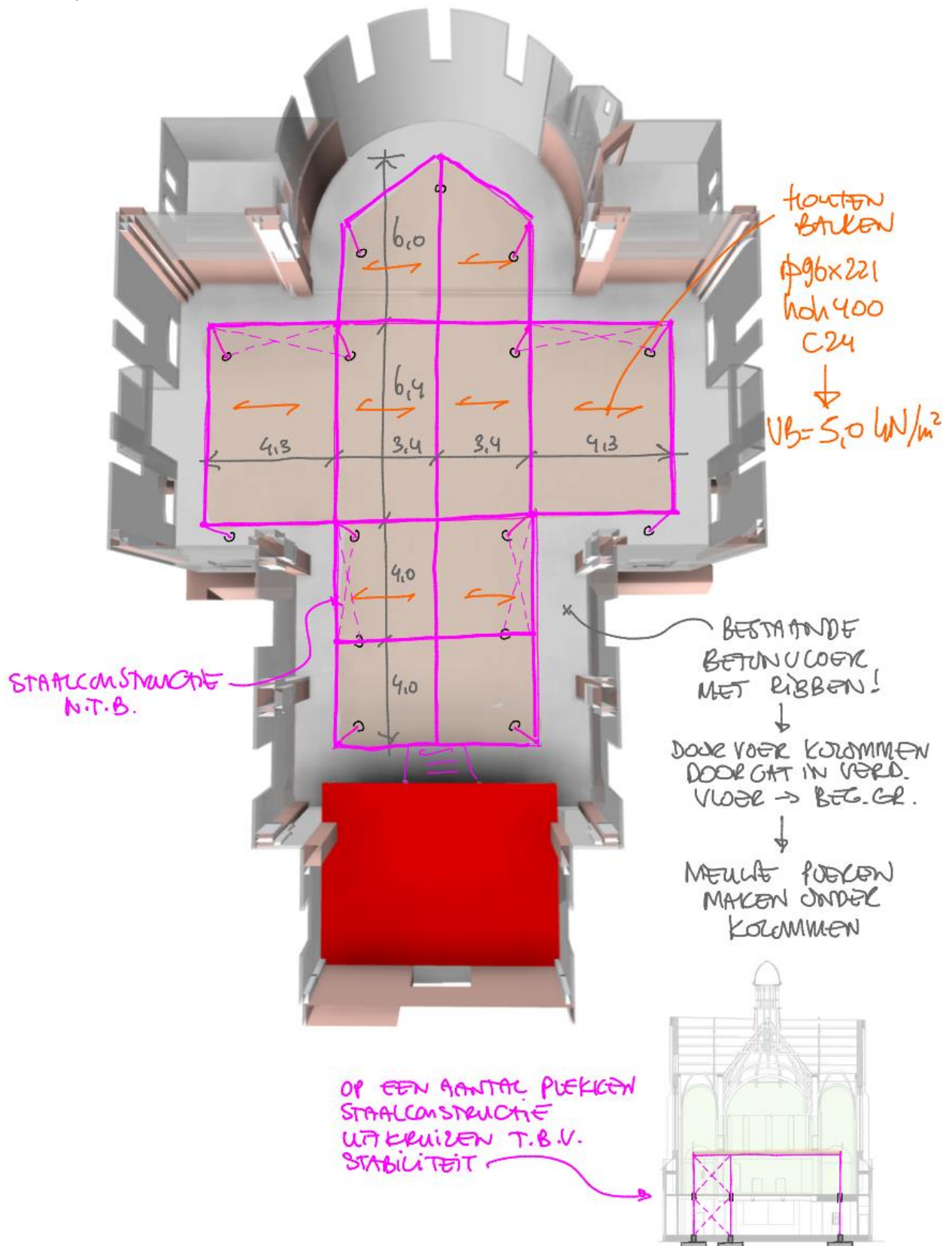
5.1. Nieuwe vloer

Gezien de aanwezige hoogte in de kapel is bedacht een extra vloer aan te brengen in de kapel. Deze kan logischerwijs nog alle bovengenoemde functies krijgen.



Constructief is het een en ander nog nader in te vullen, maar de vloer zal volledig los moeten staan van de bestaande constructie. Vooral nog is de nieuwe vloer bedacht in hout met een stalen frame op kolommen die door de bestaande vloer doorlopen richting de vaste grondslag.

Grove opzet:



De doorvoer van de nieuwe kolommen door een gat in de bestaande vloer naast de ribben! Eventueel horizontaal koppelen als steun voor de kolom.

Aangezien de contour van de nieuwe vloer ruim binnen de gevel blijft, kunnen de nieuwe kolommen los van de bestaande fundering opgevangen worden met nieuwe poeren. De begane grondvloer daarna aanhelen zodat de kolommen horizontaal 'vast' staan.

Qua stabiliteit van het geheel zal in overleg met de architect op een aantal posities windverbanden aangebracht moeten worden. Zie het overzicht op de vorige pagina voor een indicatie hiervan.

6 Lijst met openstaande actiepunten in de volgende fase

In dit rapport wordt een aantal maal aangegeven dat het een en ander nog in een volgende fase uitgezocht dient te worden. Voor de volledigheid heb ik deze punten in een overzicht gezet, zodat deze afgevinkt kunnen worden.

1. toegepaste betonsterkte (druk)
2. toegepaste betonstaalkwaliteit (trek)
3. aanwezige betondekking op verdiepingsvloer en ribben
4. afmeting en hart-op-hart afstanden putringen onder voor- en achtergevel en dragende gangwand
5. aanlegdiepte putringen
6. geomechanisch onderzoek naar opneembare grondspanning onder de putringen en eventueel nieuwe funderingen
7. diverse kleine constructieve onderdelen uitwerken

7 Conclusie

Het gedeeltelijk Rijks- en Gemeentemonument verkeert in een prima staat. Er zijn geen verzakkingen waarneembaar (visuele inspectie lintvoegen) en het casco vertoont nagenoeg geen scheurvorming. Hieruit kan ik concluderen dat het gebouw op een goede vaste grondslag staat en dat de belastingen van de afgelopen 100 jaar prima opneembaar geweest zijn.

De huidige functie van schoolgebouw toont mede aan dat een herbestemming naar appartementen prima haalbaar is. Dit wordt onderbouwd door de aangetroffen stukken in het archief waarmee we de veiligheid van het bestaande casco hebben kunnen beredeneren. Hieruit volgt dat een verhoging van de absolute belastingen zoals nu bedacht is, opneembaar is.

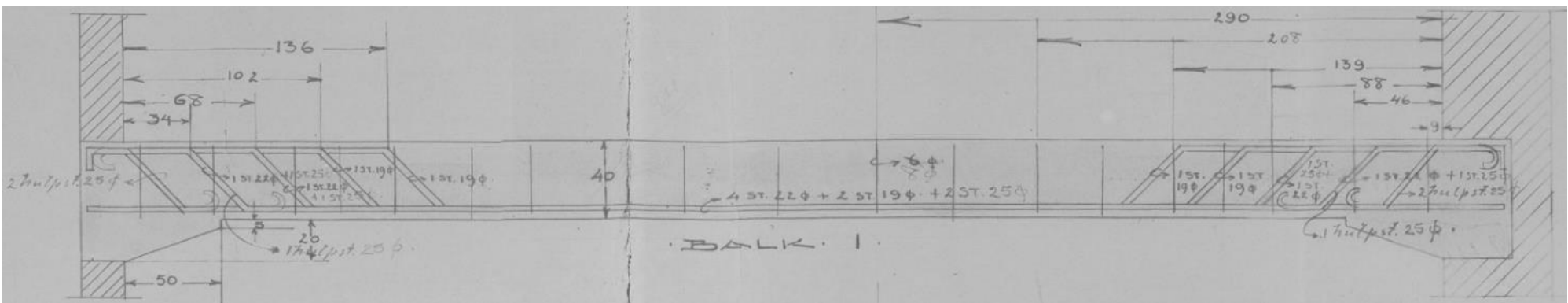
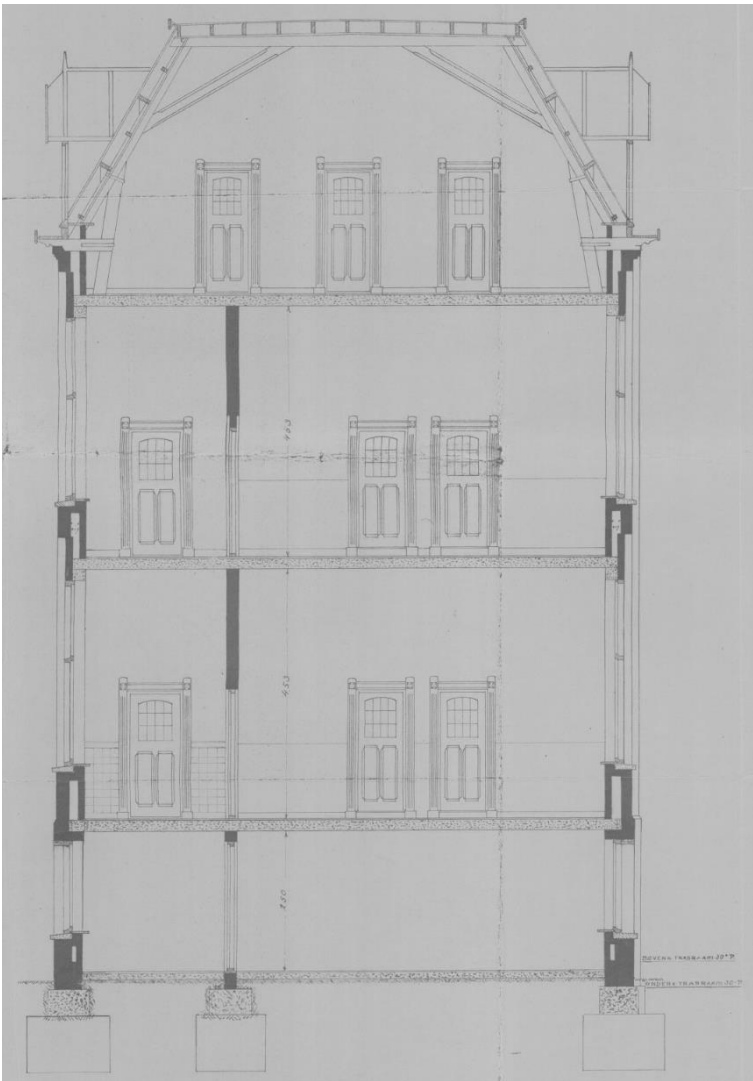
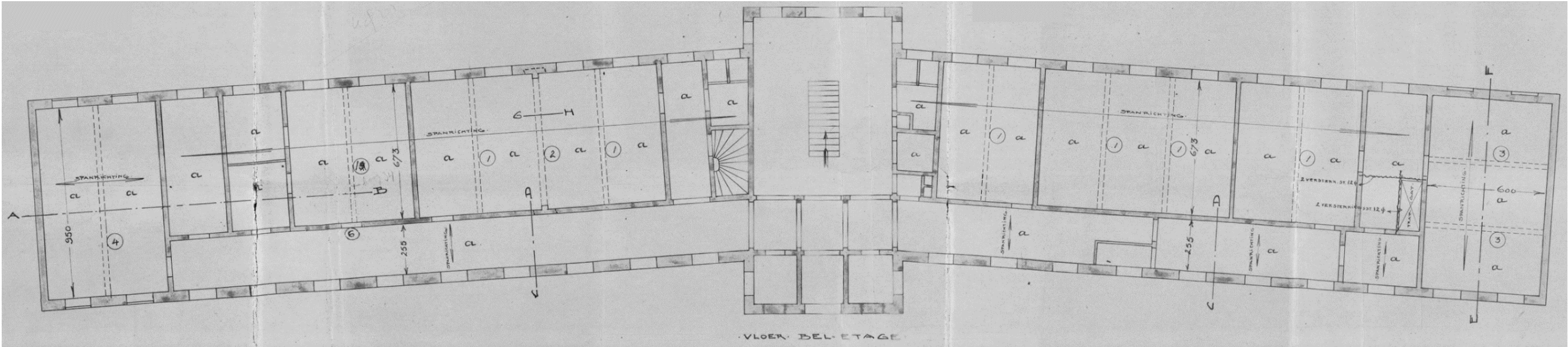
Een aantal zaken dient nog in een vervolgtraject uitgezocht te worden (zie hoofdstuk 6). Mochten hier (on)mogelijkheden uit volgen, zal dat te zijner tijd beschouwd en opgelost moeten worden.

De verdere engineering van de diverse onderdelen worden in de volgende fasen verder uitgewerkt evenals het maatwerk.

Met vriendelijke groet,

Adams Bouwadviesbureau bv
Ing. R.G.L. (Rick) Geurts RC

Hoofdgebouw (1918-1920)



N.V. INDUSTRIEEL MAATSCHAPPIJ
VAN
F. J. STULEMEYER & CO.
CONSTRUCTEURS VAN WERKEN IN GEWAPEND BETON
BRED A.
MAATSCHAPPELIJK KAPITAAL F. 1.000.000.
TELEGRAM ADRES: STULEMEYER, BRED A
TELEFOON N° 214.

Kantoor te Brussel, 2. Rue Montagne du Parc.

Breda, 11 Oct 1916

N°.....
STEN.....
DICT.....

Stat: Berekening der gew. betanvloer
en dapper. der R. K. Kweekschool
afk. Mr. J. v. Ingen-Housz p. lein te Breda

Vloer 2: Verdieping
vloerplaat
belasting 300
eig. gew. 240
540

Moment $\frac{1}{10} \times 540 \times 3 = 1620 \text{ kg/m}$
 $h = 0.39 \sqrt{M} = 8.55 \text{ kpm } 10 \text{ cm}$
 $f_c = 0.29 \sqrt{M} = 6.4 \text{ kpm } 13.8 \text{ cm} = 6.54 \text{ cm}$

balken belasting $3.2 \times 540 = 1730$
eig. gew. $\frac{170}{1900} \text{ kg/m}$

Lp. f m'
Mom. $\frac{1}{10} \times 1730 \times 7 = 1211 \text{ kg/m}$
 $h = 0.46 \sqrt{\frac{M}{123}} = 40 \text{ kpm } 95 \text{ cm}$
 $f_c = 0.0031 \sqrt{\frac{M}{123}} \times 123 = 33 \text{ cm}^2$
 $f_{p22} = 25.6$
 $2 \phi 19 = \frac{5.68}{32.28} \text{ cm}^2$

N.V. INDUSTRIEEL MAATSCHAPPIJ
VAN
F. J. STULEMEYER & CO.
CONSTRUCTEURS VAN WERKEN IN GEWAPEND BETON
BRED A.
MAATSCHAPPELIJK KAPITAAL F. 1.000.000.
TELEGRAM ADRES: STULEMEYER, BRED A
TELEFOON N° 214.

Kantoor te Brussel, 2. Rue Montagne du Parc.

Breda, 11 Oct 1916

N°.....
STEN.....
DICT.....

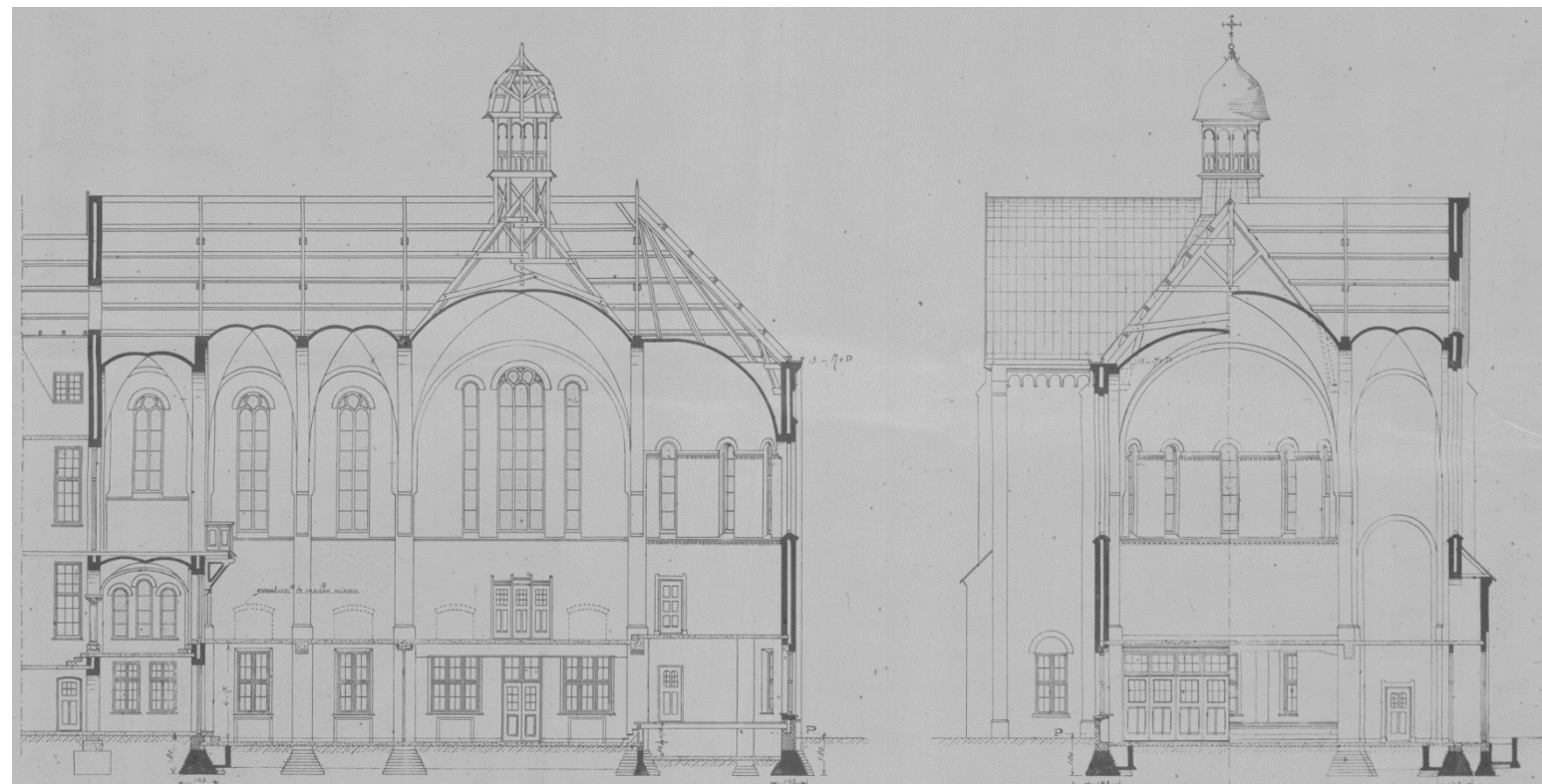
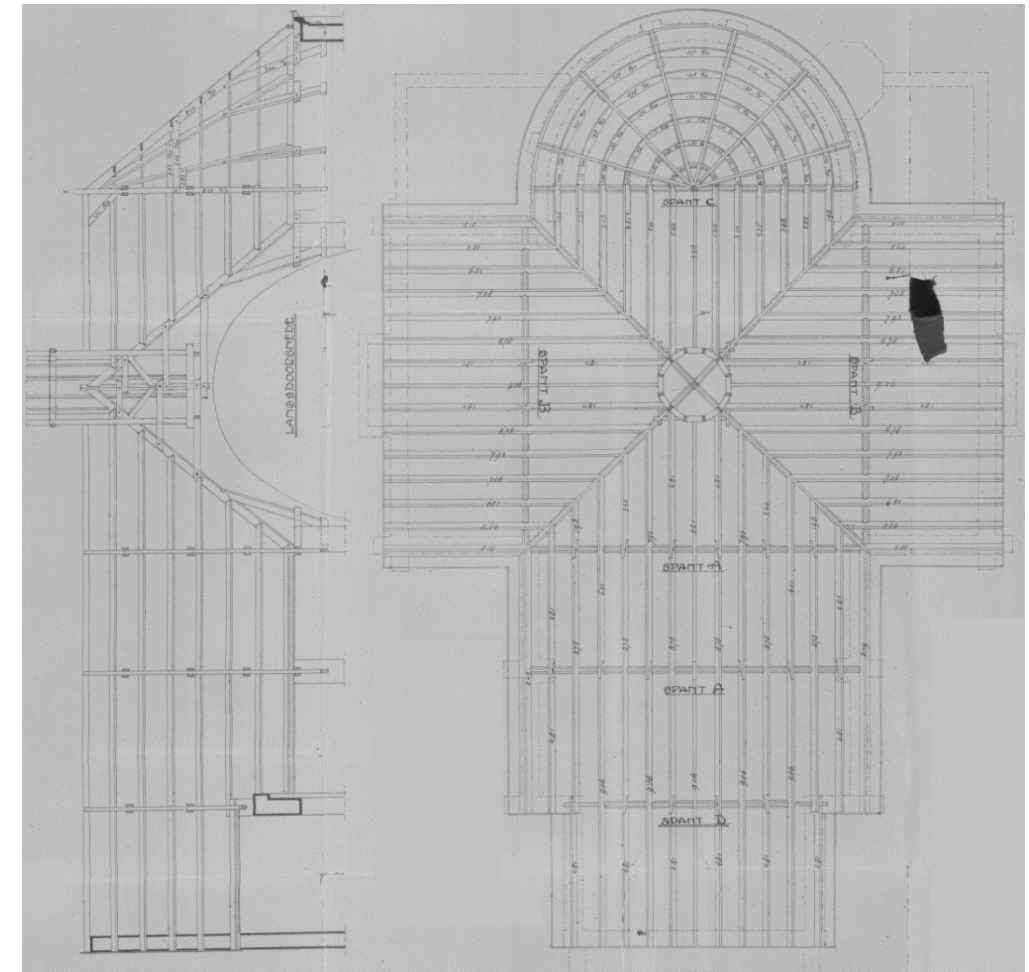
R. K. Kweekschool 2

$\tau = \frac{6.78 \times 1900}{25 \times 45} = 5.7 \text{ kg/cm}^2 \times 1.5 = 8.5 \text{ kg}$

Actual $8.5 \times 25 \times \frac{6.78}{4} = 36300 \text{ kg}$
op. lingen $5 \phi 22 = 19 \times \sqrt{2} = 26.5 \text{ cm}^2$
 $2 \phi 19 = 5.68 \sqrt{2} = 7.9 \text{ cm}^2$
 $34.4 \times 600 \text{ kg} = 20600 \text{ kg}$
rest $15700 \text{ kg} = 26 \text{ cm}^2 = 6 \text{ kpm } \phi 8$
 $+ 3 \text{ half kpm } \phi 25 = 14.7 \sqrt{2} = 20.5 \text{ cm}^2$

Balk van g. f. ~~veeg~~ spanning.
belasting 1900 kg.
Mom. $0.1 \times 1900 \times 7 = 1330 \text{ kg/m}$
 $h = 0.46 \sqrt{\frac{M}{124}} = 55 \text{ kpm } 60 \text{ cm}$
 $f_c = 0.0031 \sqrt{M} \times 124 = 45.2 \text{ cm}^2$
 $9 \phi 25 = 44.19 \text{ cm}^2 (\text{fy } 820)$
 $\tau = \frac{1900}{60 \times 45 \times 2} = 5 \text{ kg/cm}^2$
by specie van 135 kg/P.C of 4 H.L. 2+gr
is toe te late drukt 50 kg.
dan. $\tau = 5 \text{ kg}$. dus geen
rooieningen gevorderd.

This architectural floor plan depicts the interior of a church, oriented with the altar at the top. The plan is divided into several sections: a large nave with two rows of benches labeled 'BANKEN' and 'BANKEN'; a choir area labeled 'KOR' at the bottom; and an apse at the top containing an altar labeled 'ALTOAR' and a circular feature labeled 'KOR'. The plan includes numerous dimensions in meters (m) and centimeters (cm), such as '12.00 m' for the nave width and '12.00 m' for the choir width. Structural elements like columns and walls are indicated by thick lines, and furniture like benches and the altar are shown in detail. The drawing is a technical sketch with lines indicating structural elements and furniture placement.



NAAMLooZE VENNOOTSCHAP
INTERNATIONALE GEWAPENDBETON-BOUW
BREDa.

AvS/Sk. BREDa, 17 Januari 1922.

25/22

Statische berekeningen der gewapendbeton vloeren
voor de in aanbouw zijnde uitbreiding van de R.K.
Kweekschool te B R E D A .-

Vak A. Vierkant opgelegde vloeren. Spanning 3,07 M.

Belasting = 400 Kg. / M.
E.g. = 200 " = 600 Kg. M. = $1/30 q l^2 = 1/30 \times 600 \times 3,07^2 = 188 \text{ Kg.M.}$
h' = 4,7 cm. fy = 3 cm². Vloerdikte = 8 cm.
Netwapening 6 $\frac{1}{2}$ ϕ 8 mm.

Balken 5. Spanning 9,55 M. Vak A: $3 \times 3,07$

$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$
$\frac{3}{4}$	1	$\frac{3}{4}$
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$

Op te nemen vloergewicht :
 $2/3 \times 9 \times 9 \times 600 = 32400 \text{ Kg.}$
e.g. = $36 \times 225 = 8100 \text{ "}$
40500 Kg.
Belasting per M' = $40500 / 36 = 1125 \text{ Kg.}$
M. = $1/12 \times 1125 \times 9,55^2 = 8550 \text{ Kg.M.}$
h' = 32 cm. fy = 20 cm².
Balkafmetingen 45 $\times$ 25 cm.
Wapening 4 ϕ 22 + 1 ϕ 25 mm.
Opbuigen 2 ϕ 22 + 1 ϕ 25 mm. Console 13 cm.

By de inklemming in balk 1.
fy = $0,00094 \times 855000 = 14,8 \text{ cm}^2$.
f'y = $0,0021 \times 855000 - 0,0177 \times 52 \times 25 = 34,5 - 23,1 = 11,4 \text{ cm}^2$.

Bovenwapening 2 ϕ 22 + 1 ϕ 25 mm. + (1 ϕ 19 hulpstaaf). = 15,15.
Onderwapening 2 ϕ 22 + 1 ϕ 22 hulpstaaf. = 11,4 cm.

By de inklemming in balk 2.
fy = $0,00094 \times 855000 = 16,35 \text{ cm}^2$.
f'y = $0,0021 \times 855000 - 0,0177 \times 47 \times 25 = 38,2 - 20,8 = 17,4 \text{ cm}^2$.

Bovenwapening 2 ϕ 22 + 1 ϕ 25 + (2 ϕ 16 hulpstaven). = 16,51.
Onderwapening 2 ϕ 22 + (2 ϕ 25 hulpstaven). = 17,42.

Belasting balken 1. gelykmatig $\frac{40500}{8 \times 4 \times 9} = 563 \text{ Kg.}$
geconcentreerd $9/2 \times 1125 = 5050 \text{ Kg.}$ $\tau = 5,15$

Vakken B.

Vloervelden $3,075 \times 3,90 \text{ M.}$
Belasting = 600 Kg./M.
M₁ = $1/15 q l^2 \times \frac{b^2}{1^2 + b^2} = 1/15 \times 600 \times 15,2 \times \frac{89}{231 + 89} = 169 \text{ Kg.M.}$
M₂ = $1/15 q b^2 \times \frac{1^2}{1^2 + b^2} = 1/15 \times 600 \times 9,42 \times \frac{231}{231 + 89} = 271 \text{ Kg.M.}$
h' = 5,69 cm. fy = 4,32 cm². Wapening 9 ϕ 8 in de breedte.
h' = 4,48 cm. fy = 2,70 cm². " 6 ϕ 8 in de lengte.

NAAMLooZE VENNOOTSCHAP
INTERNATIONALE GEWAPENDBETON-BOUW
BREDa.

-2- BREDa, 17 Januari 1922.

Uitbreiding R.K.Kweekschool, Breda.

Belasting zyde 1 = $1/2 \times 600 \times 3,075 \times \frac{231}{231 + 89} = 665 \text{ Kg./M'}$.
" " b = $1/2 \times 600 \times 3,90 \times \frac{89}{231 + 89} = 326 \text{ " "}$

palk 6. Belasting balken $2 \times 665 = 1330 \text{ Kg./M'}$.
e.g. = 110 " " = 1440 Kg./M'.

Spanning 4,35 M.
M. = $1/12 \times 1440 \times 4,35^2 = 2870 \text{ Kg.M.}$
h' = 16,45 cm. fy = 8,2 cm². Balkafmetingen 36 $\times$ 20 cm.
Wapening 4 staven ϕ 16 mm. Opbuigen 2 ϕ 16 mm.

Oplegreactie = $2,8 \times 1440 = 2740 \text{ Kg.}$
 $\tau = \frac{2 \times 2740}{2 \times 30 \times 20} = 6,85 \text{ Kg./cm}^2$. Beugels ϕ 8 gewoon.

Boven steunpunten: fy = $0,00094 \times 227000 = 8,05 \text{ cm}^2$.
f'y = $0,0021 \times 227000 - 0,0177 \times 26,5 \times 20 = 18 - 9,4 = 8,6 \text{ cm}^2$.

By de steunpunten 2 ϕ 16)
boven 2 ϕ 16 - hulpstaven.
onder 2 ϕ 16)
1 ϕ 16 } hulpstaven.
1 ϕ 19 }

Belasting balk 1 van vak A.: gelykmatig = 326 Kg./M'.
geconcentreerd $2,8 \times 1440 = 2740 \text{ Kg.}$

Balken 1. Spanning 9,55 M.

Gelykmatige belasting:
van vak A = 563 Kg./M'.
" " B = 326 " " = 1774 Kg./M'.
eigengew. = 885 " " = 1774 Kg./M'.

M₁ = $1/10 \times 1774 \times 9,55^2 = 16150 \text{ Kg.M.}$
M₂ = $4/5 \times 7790 \times 3,24 = 20500 \text{ " "}$
M.totaal = 36750 Kg.M. van vak B. = 2740 Kg.

Flensbreedte = 1,50 M.
Balkafmetingen 58 $\times$ 55 cm.
fy = $0,00277 \times 3675000 \times 150 = 64,5 \text{ cm}^2$.
Wapening 8 staven ϕ 32. Opbuigen 4 ϕ 32 mm.
In lengte-richting van den balk aan beide zyden een console hoog 12 cm.
lang 47,5 cm.

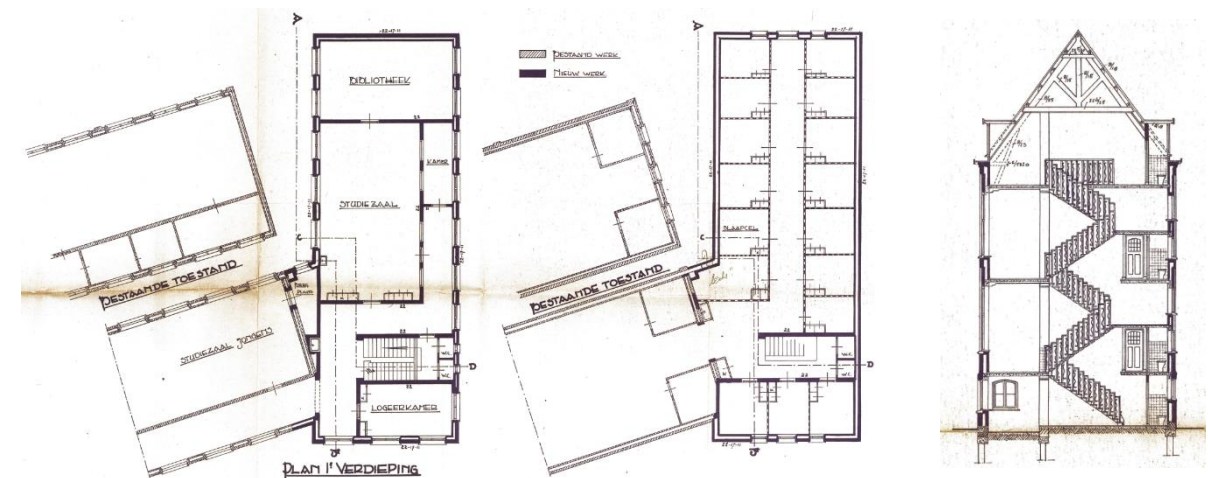
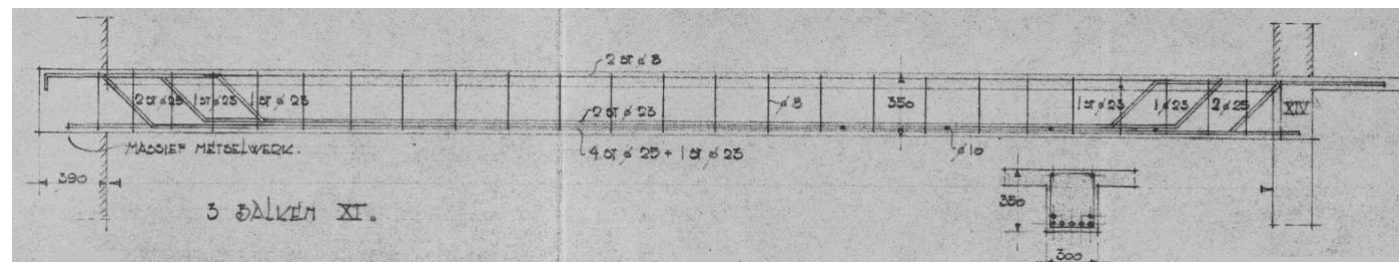
By de steunpunten :
fy = $0,00094 \times 3675000 = 38,2 \text{ cm}^2$.
f'y = $0,0021 \times 3675000 - 0,177 \times 64 \times 55 = 38,8 \text{ cm}^2$.

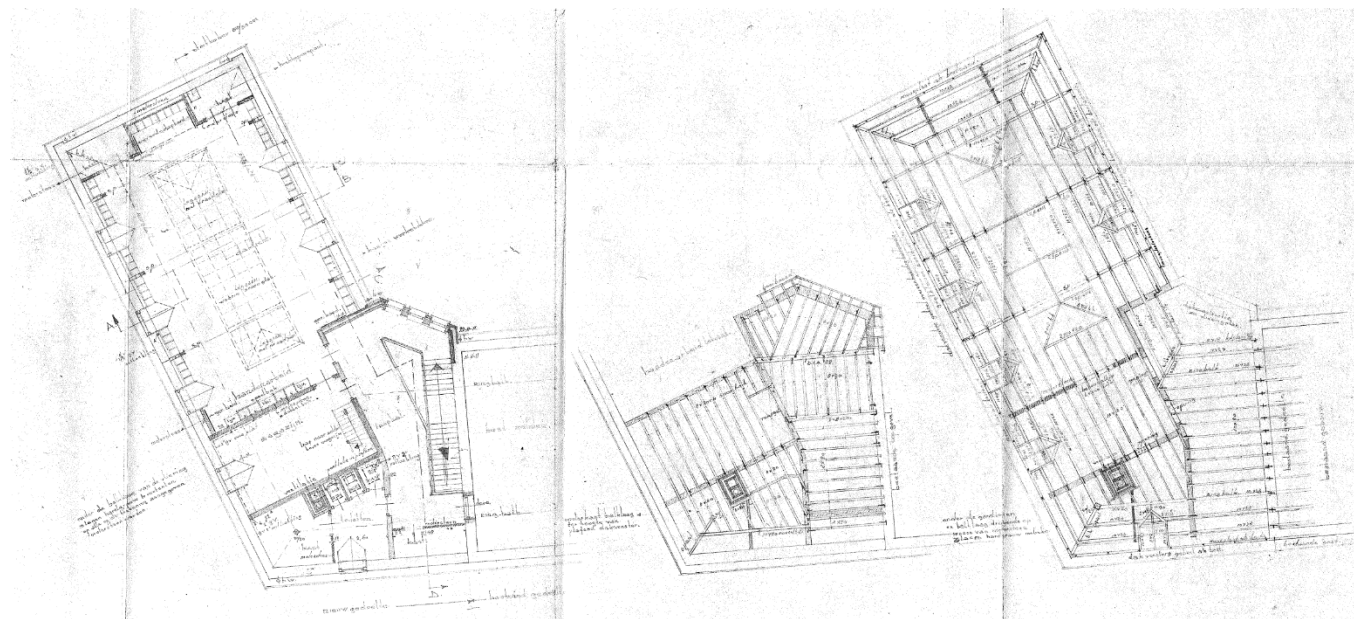
1. EINGANGSGESCHOSS

2. 1. STAGE

3. 2. STAGE

4. 3. STAGE



[illegible]

Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



A NEN 8700 EC_NL
Versie : 1.3.9 ; NDP : NL
printdatum : 23-06-2017

NEN8700

belastingfactoren 610a en 610b bestaande bouw

werk
werknummer
onderdeel

Herbestemming Kweekschool Breda
25096
bestaande constructie

invoer tbv belastingfactoren voor de formules 6.10a en 6.10b

toe te passen norm = NEN 8700 afkeuren (t/m BB2003, wind niet maatgevend)
veiligheidsklasse = CC2
correctiefactor ξ = 0,89

belastingfactoren

6.10a	$\gamma_G =$	1,20
	$\gamma_{Qi} =$	1,15
6.10b	$\xi \gamma_G =$	1,10
	$\gamma_{Qi} =$	1,15

invoer tbv belastingcombinaties

permanente belasting

momentane belasting voor formule 6.10a

extreme + momentane belasting voor formule 6.10b

belasting t.b.v. 6.10a =

belasting t.b.v. 6.10b =

G	=	3,70	kN
Q_{mom}	=	2,55	kN
Q_{extr}	=	1,02	kN
	=	7,37	kN
	=	5,24	kN

tabel met alle belastingfactoren NEN-EN 1990 (Eurocode) en NEN 8700

veiligheidsklasse	CC1				CC2				CC3			
formule	6.10a		6.10b		6.10a		6.10b		6.10a		6.10b	
	G	Q_{mom}	G	Q_{extr}	G	Q_{mom}	G	Q_{extr}	G	Q_{mom}	G	Q_{extr}
toe te passen norm	γ_G	γ_Q	$\xi \gamma_G$	γ_Q	γ_G	γ_Q	$\xi \gamma_G$	γ_Q	γ_G	γ_Q	$\xi \gamma_G$	γ_Q
eurocode nieuwbouw	1,22	1,35	1,08	1,35	1,35	1,50	1,20	1,50	1,49	1,65	1,32	1,65
NEN 8700 verbouw (vanaf BB2012, wind niet maatgevend)	1,15	1,10	1,05	1,10	1,30	1,30	1,15	1,30	1,40	1,50	1,25	1,50
NEN 8700 verbouw (vanaf BB2012, wind maatgevend)	1,15	1,20	1,05	1,20	1,30	1,40	1,15	1,40	1,40	1,60	1,25	1,60
NEN 8700 afkeuren (vanaf BB2012, wind niet maatgevend)	1,10	1,05	1,00	1,05	1,20	1,15	1,10	1,15	1,30	1,30	1,20	1,30
NEN 8700 afkeuren (vanaf BB2012, wind maatgevend)	1,10	1,10	1,00	1,10	1,20	1,30	1,10	1,30	1,30	1,50	1,20	1,50
NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)	1,15	1,10	1,05	1,10	1,20	1,30	1,15	1,30	1,20	1,50	1,20	1,50
NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind maatgevend)	1,15	1,20	1,05	1,20	1,20	1,40	1,15	1,40	1,20	1,50	1,20	1,50
NEN 8700 afkeuren (t/m BB2003, wind niet maatgevend)	1,10	1,05	1,00	1,05	1,20	1,15	1,10	1,15	1,20	1,30	1,20	1,30
NEN 8700 afkeuren (t/m BB2003, wind maatgevend)	1,10	1,10	1,00	1,10	1,20	1,30	1,10	1,30	1,20	1,50	1,20	1,50
alle belastingfactoren 1,00 (rep)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



A NEN 8700 EC_NL
Versie : 1.3.9 ; NDP : NL
printdatum : 23-06-2017

NEN8700

belastingfactoren 610a en 610b bestaande bouw

werk

Herbestemming Kweekschool Breda

werknummer

25096

onderdeel

ingebrachte constructie

invoer tbv belastingfactoren voor de formules 6.10a en 6.10b

toe te passen norm = NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)

veiligheidsklasse = CC2

correctiefactor ξ = 0,89

belastingfactoren

6.10a	$\gamma_G =$	1,20
	$\gamma_{Qi} =$	1,30
6.10b	$\xi \gamma_G =$	1,15
	$\gamma_{Qi} =$	1,30

invoer tbv belastingcombinaties

permanente belasting

momentane belasting voor formule 6.10a

extreme + momentane belasting voor formule 6.10b

belasting t.b.v. 6.10a =	1,20	3,70	+	1,30	2,55	=	7,76	kN
belasting t.b.v. 6.10b =	1,15	3,70	+	1,30	1,02	=	5,58	kN

tabel met alle belastingfactoren NEN-EN 1990 (Eurocode) en NEN 8700

veiligheidsklasse	CC1				CC2				CC3			
formule	6.10a		6.10b		6.10a		6.10b		6.10a		6.10b	
	G	Q _{mom}	G	Q _{extr}	G	Q _{mom}	G	Q _{extr}	G	Q _{mom}	G	Q _{extr}
toe te passen norm	γ_G	γ_Q	$\xi \gamma_G$	γ_Q	γ_G	γ_Q	$\xi \gamma_G$	γ_Q	γ_G	γ_Q	$\xi \gamma_G$	γ_Q
eurocode nieuwbouw	1,22	1,35	1,08	1,35	1,35	1,50	1,20	1,50	1,49	1,65	1,32	1,65
NEN 8700 verbouw (vanaf BB2012, wind niet maatgevend)	1,15	1,10	1,05	1,10	1,30	1,30	1,15	1,30	1,40	1,50	1,25	1,50
NEN 8700 verbouw (vanaf BB2012, wind maatgevend)	1,15	1,20	1,05	1,20	1,30	1,40	1,15	1,40	1,40	1,60	1,25	1,60
NEN 8700 afkeuren (vanaf BB2012, wind niet maatgevend)	1,10	1,05	1,00	1,05	1,20	1,15	1,10	1,15	1,30	1,30	1,20	1,30
NEN 8700 afkeuren (vanaf BB2012, wind maatgevend)	1,10	1,10	1,00	1,10	1,20	1,30	1,10	1,30	1,30	1,50	1,20	1,50
NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)	1,15	1,10	1,05	1,10	1,20	1,30	1,15	1,30	1,20	1,50	1,20	1,50
NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind maatgevend)	1,15	1,20	1,05	1,20	1,20	1,40	1,15	1,40	1,20	1,50	1,20	1,50
NEN 8700 afkeuren (t/m BB2003, wind niet maatgevend)	1,10	1,05	1,00	1,05	1,20	1,15	1,10	1,15	1,20	1,30	1,20	1,30
NEN 8700 afkeuren (t/m BB2003, wind maatgevend)	1,10	1,10	1,00	1,10	1,20	1,30	1,10	1,30	1,20	1,50	1,20	1,50
alle belastingfactoren 1,00 (rep)	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00



werk : **Herbestemming Kweekschool Breda**
 werkinummer : **25096**
 onderdeel : **bestaande belasting**

1. belastingen

			G	Q	ψ_0	
			[kN/m²]	[kN/m²]		
1.1 belastingaannamen vloeren e.d. kN/m²						
	helling van vlak					
1 dak	dakhelling: 45 gr. [kN/m ² dakvlak]					H
	plat dak met balken en beschot	0,30		0,42		
	H4: Daken met sneeuwbelasting onbelemmerd afglijden categorie: H		$\psi_t = 1,00$	v.b. = 0,25		
	Totaal dak :		0,42	0,25		
2 derde verdiepingsvloer (zold)						A
	beton (gewapend)	h/d = 100 mm		2,40		
	veranderlijke belasting	categorie: A	$\psi_t = 0,97$	v.b. = 3,00		
	Totaal derde verdiepingsvloer (zoldervloer) :		2,40	3,00	0,40	
3 tweede verdiepingsvloer						A
	beton (gewapend)	h/d = 100 mm		2,40		
	veranderlijke belasting	categorie: A	$\psi_t = 0,97$	v.b. = 2,00		
	Totaal tweede verdiepingsvloer :		2,40	2,00	0,40	
4 eerste verdiepingsvloer						A
	beton (gewapend)	h/d = 100 mm		2,40		
	veranderlijke belasting	categorie: A	$\psi_t = 0,97$	v.b. = 2,00		
	Totaal eerste verdiepingsvloer :		2,40	2,00	0,40	
5 begane grondvloer (souterrai)						A
	beton (ongewapend)	h/d = 100 mm		2,40		
	veranderlijke belasting	categorie: A	$\psi_t = 0,97$	v.b. = 2,00		
	Totaal begane grondvloer (souterrain) :		2,40	2,00	0,40	
6						
			$\psi_t =$			



1.2 eigen gewichten van materialen gevels en bouwmuren e.d. [kN/m²]

	% kozijnen	Buitenblad			Binnenblad				afw.	e.g.
		bakst	ispo	betimm.	bakst	L.beton	beton	houten bi.bl.		
		0,50 kN/m ²	20,00 kN/m ³	0,30 kN/m ²	0,50 kN/m ²	20,00 kN/m ³	16,00 kN/m ³	25,00 kN/m ³	0,50 kN/m ²	19,00 kN/m ³
21	gevel	38%	220		100				5	4,22 kN/m ²
22	dragende wand	25%			220				10	3,57 kN/m ²
23										kN/m ²
24										kN/m ²
25										kN/m ²
26										kN/m ²
27										kN/m ²
28										kN/m ²
29										kN/m ²
30										kN/m ²
31										kN/m ²
32										kN/m ²
33										kN/m ³
34										kN/m ²

1.3 eigen gewichten van materialen kolommen / balken e.d. [kN/m¹]

	beton			hout		staal	kalkzandsteen		aluminium	e.g.
	25,0 kN/m ³			4,5 kN/m ³		78,5 kN/m ³	18,5 kN/m ³		27,0 kN/m ³	
	afm b [mm]	afm h [mm]	diamtr [mm]	afm b [mm]	afm h [mm]	opp [mm ²]	afm b [mm]	afm h [mm]	opp [mm ²]	
35	vloerbalk	220	300							1,65 kN/m ¹
36										kN/m ¹
37										kN/m ¹
38										kN/m ¹
39										kN/m ¹
40										kN/m ¹
41										kN/m ¹
42										kN/m ¹
43										kN/m ¹
44										kN/m ¹
45										kN/m ¹
46										kN/m ¹
47										kN/m ¹
48										kN/m ¹



1.4 Belastingsfactoren en belastingen (Eurocode 0 en 1))

gevolgklasse	γ_{fg}	γ_{fq}	
CC1 - CC2 - CC3	1,00	1,00	SLS: Serviceability Limit State
	gunstig ongunstig	ongunstig gunstig	
CC2	0,9 1,00	1,00 0	ULS(a): Ultimate Limit State (formule 6.10a)
CC2	0,9 1,00	1,00 0	ULS(b): Ultimate Limit State (formule 6.10b)

1.5	Belastingen	categorie	G_k	Q_k	ψ_0	ψ_1	ψ_2	P_d [kN/m ²]	
					combinatie- waarde vb tbv gelijktijdigheid in uiterste grenstoestand	frequent aanwezige vb tbv bijv. elast. vervorming, scheurwijdte	quasi- blijvende vb tbv bijv. brand, kruip	ongunstig	stabiliteit / opdrijven
								6.10a 6.10b	
								1,00 G + 1,00 * Qcomb 1,00 * Qextr	1,00 G + 0,90 G
1	dak	H	0,42	0,25				0,4 0,7	0,4 0,4
2	derde verdiepingsvloer (zoldervloer)	A	2,40	3,00	0,40	0,50	0,30	3,6 5,4	3,6 2,2
3	tweede verdiepingsvloer	A	2,40	2,00	0,40	0,50	0,30	3,2 4,4	3,2 2,2
4	eerste verdiepingsvloer	A	2,40	2,00	0,40	0,50	0,30	3,2 4,4	3,2 2,2
5	begane grondvloer (souterrain)	A	2,40	2,00	0,40	0,50	0,30	3,2 4,4	3,2 2,2
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									
21	gevel; 220mm bakst; 100mm bakst; pui 38%		4,22					4,2 4,2	4,2 3,8
22	dragende wand; 220mm bakst; pui 25%		3,57					3,6 3,6	3,6 3,2
23									
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35	vloerbalk; beton b x h = 220 x 300 mm		1,65					1,7 1,7	1,7 1,5
36									
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									
45									
46									
47									
48									



standaard beuk 3,2m

F1 :		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * breedte lengte				G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven			
		kar.	kar.	factor						rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G +	0,90 G		
		[kN/m²]	[kN/m²]	comb.w	-	[m]	[m]	-		perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb	1,00 * Qgunstig		
dak		H	0,42	0,25		0,50	9,80	3,20	1	6,65			6,7	6,7	6,7	6,0		
derde verdiepingvloer (zoldervloer)		A	2,40	3,00	0,40	0,45	6,80	3,20	1	23,50	11,75	29,38	35,3	52,9	35,3	21,2		
tweede verdiepingvloer		A	2,40	2,00	0,40	0,45	6,80	3,20	1	23,50	7,83	19,58	31,3	43,1	31,3	21,2		
eerste verdiepingvloer		A	2,40	2,00	0,40	0,45	6,80	3,20	1	23,50	7,83	7,83	31,3	31,3	31,3	21,2		
gevel; 220mm bakst; 100mm bakst; p _i			4,22			1,00	13,50	3,20	1	182,17			182,2	182,2	182,2	164,0		
vloerbalk; beton b x h = 220 x 300 mm			1,65			0,45		6,80	3	15,15			15,1	15,1	15,1	13,6		
F 1										[kN]	274,5	27,4	56,8	301,9	331,3	301,9	247,0	
											UGT / Frequentie aanw		0,99	1,09				
afstand tot begin schema:										[m]								

F2 :	categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * breedte lengte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven		
	kar.	kar.	factor					rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G +	0,90 G	
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	comb.w	-	[m]	[m]	-	perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb	1,00 * Qgunstig	
derde verdiepingvloer (zoldervloer)	A	2,40	3,00	0,40	0,55	6,80	3,20	1	28,72	14,36	35,90	43,1	64,6	43,1	25,9
derde verdiepingvloer (zoldervloer)	A	2,40	3,00	0,40	0,55	2,80	3,20	1	11,83	5,91	5,91	17,7	17,7	17,7	10,6
tweede verdiepingvloer	A	2,40	2,00	0,40	0,55	6,80	3,20	1	28,72	9,57	23,94	38,3	52,7	38,3	25,9
tweede verdiepingvloer	A	2,40	2,00	0,40	0,55	2,80	3,20	1	11,83	3,94	3,94	15,8	15,8	15,8	10,6
eerste verdiepingvloer	A	2,40	2,00	0,40	0,55	6,80	3,20	1	28,72	9,57	9,57	38,3	38,3	38,3	25,9
eerste verdiepingvloer	A	2,40	2,00	0,40	0,55	2,80	3,20	1	11,83	3,94	3,94	15,8	15,8	15,8	10,6
dragende wand; 220mm bakst; pui 25		3,57			1,00	13,50	3,20	1	154,12			154,1	154,1	154,1	138,7
vloerbalk; beton b x h = 220 x 300 mrr		1,65			0,55		6,80	3	18,51			18,5	18,5	18,5	16,7
F 2 [kN]									294,3	47,3	83,2	341,6	377,5	341,6	264,9
									UGT / Frequentie aanw		1,00	1,10			
afstand tot vorige puntlast: 6.800 [m]															

F3 :		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * breedte lengte				G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar.	kar.	factor		[m]		[m]	-	rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G +	0,90 G
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	comb.w		-	[m]	[m]	-	perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb	1,00 * Qgunstig
dak		H	0,42	0,25		0,50	9,80	3,20	1	6,65			6,7	6,7	6,7	6,0
derde verdiepingvloer (zoldervloer)		A	2,40	3,00	0,40	0,45	2,80	3,20	1	9,68	4,84	12,10	14,5	21,8	14,5	8,7
tweede verdiepingvloer		A	2,40	2,00	0,40	0,45	2,80	3,20	1	9,68	3,23	8,06	12,9	17,7	12,9	8,7
eerste verdiepingvloer		A	2,40	2,00	0,40	0,45	2,80	3,20	1	9,68	3,23	3,23	12,9	12,9	12,9	8,7
gevel; 220mm bakst; 100mm bakst; p _i			4,22			1,00	13,50	3,20	1	182,17			182,2	182,2	182,2	164,0
		F 3 [kN]								217,9	11,3	23,4	229,1	241,2	229,1	196,1
										UGT / Frequentie aanw		0,99	1,05			
		afstand tot vorige puntlast: 2,800 [m]														

					ongunstig	stabiliteit / opdrijven	
		Σ G _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ 6.10a	Σ 6.10b	Σ Σ
		rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G + 0,90 G
		perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb 1,00 * Qgunstig
Totale belasting op standaard beuk 3,2m [kN]		787	86	163	873	950	873 708



1.2 eigen gewichten van materialen gevels en bouwmuren e.d. [kN/m²]

	% kozijnen	Buitenblad			Binnenblad				afw.	e.g.
		bakst	ispo	betimm.	bakst	L.beton	beton	houten bi.bl.		
		0,50 kN/m ²	20,00 kN/m ³	0,30 kN/m ²	0,50 kN/m ²	20,00 kN/m ³	16,00 kN/m ³	25,00 kN/m ³	0,50 kN/m ²	19,00 kN/m ³
21	gevel	38%	220		100				5	4,22 kN/m ²
22	dragende wand	25%			220				10	3,57 kN/m ²
23										kN/m ²
24										kN/m ²
25										kN/m ²
26										kN/m ²
27										kN/m ²
28										kN/m ²
29										kN/m ²
30										kN/m ²
31										kN/m ²
32										kN/m ²
33										kN/m ³
34										kN/m ²

1.3 eigen gewichten van materialen kolommen / balken e.d. [kN/m¹]

	beton			hout		staal	kalkzandsteen		aluminium	e.g.
	25,0 kN/m ³			4,5 kN/m ³		78,5 kN/m ³	18,5 kN/m ³		27,0 kN/m ³	
	afm b [mm]	afm h [mm]	diamtr [mm]	afm b [mm]	afm h [mm]	opp [mm ²]	afm b [mm]	afm h [mm]	opp [mm ²]	
35	vloerbalk	220	300							1,65 kN/m ¹
36										kN/m ¹
37										kN/m ¹
38										kN/m ¹
39										kN/m ¹
40										kN/m ¹
41										kN/m ¹
42										kN/m ¹
43										kN/m ¹
44										kN/m ¹
45										kN/m ¹
46										kN/m ¹
47										kN/m ¹
48										kN/m ¹



1.4 Belastingsfactoren en belastingen (Eurocode 0 en 1))

gevolgklasse	$\gamma_{f,g}$	$\gamma_{f,q}$	
CC1 - CC2 - CC3	1,00	1,00	SLS: Serviceability Limit State
	gunstig ongunstig	ongunstig gunstig	
CC2	0,9 1,00	1,00 0	ULS(a): Ultimate Limit State (formule 6.10a)
CC2	0,9 1,00	1,00 0	ULS(b): Ultimate Limit State (formule 6.10b)

1.5	Belastingen	categorie	G_k	Q_k	ψ_0	ψ_1	ψ_2	P_d [kN/m ²]	
					combinatie- waarde vb tbv gelijktijdigheid in uiterste grenstoestand	frequent aanwezige vb tbv bijv. elast. vervorming, scheurwijdte	quasi- blijvende vb tbv bijv. brand, kruip	ongunstig	stabiliteit / opdrijven
								6.10a 6.10b	
								1,00 G + 1,00 G +	1,00 G + 0,90 G
								1,00 * Qcomb 1,00 * Qextr	1,00 * Qcomb
1	dak	H	0,42	0,25				0,4 0,7	0,4 0,4
2	derde verdiepingsvloer (zoldervloer)	A	3,70	2,19	0,40	0,50	0,30	4,6 5,9	4,6 3,3
3	tweede verdiepingsvloer	A	3,70	2,19	0,40	0,50	0,30	4,6 5,9	4,6 3,3
4	eerste verdiepingsvloer	A	3,50	2,19	0,40	0,50	0,30	4,4 5,7	4,4 3,2
5	begane grondvloer (souterrain)	A	3,70	2,19	0,40	0,50	0,30	4,6 5,9	4,6 3,3
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									
21	gevel; 220mm bakst; 100mm bakst; pui 38%		4,22					4,2 4,2	4,2 3,8
22	dragende wand; 220mm bakst; pui 25%		3,57					3,6 3,6	3,6 3,2
23									
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35	vloerbalk; beton b x h = 220 x 300 mm		1,65					1,7 1,7	1,7 1,5
36									
37									
38									
39									
40									
41									
42									
43									
44									
45									
46									
47									
48									



standaard beuk 3,2m

F1 :		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte				breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven					
		kar.	kar.	factor		-	[m]	[m]	-				rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G +	0,90 G				
		[kN/m²]	[kN/m²]	comb.w									perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb	1,00 * Qgunstig				
dak		H	0,42	0,25		0,50	9,80	3,20	1				6,65			6,7	6,7	6,7	6,0				
derde verdiepingvloer (zoldervloer)		A	3,70	2,19	0,40	0,45	6,80	3,20	1				36,23	8,58	21,44	44,8	57,7	44,8	32,6				
tweede verdiepingvloer		A	3,70	2,19	0,40	0,45	6,80	3,20	1				36,23	8,58	21,44	44,8	57,7	44,8	32,6				
eerste verdiepingvloer		A	3,50	2,19	0,40	0,45	6,80	3,20	1				34,27	8,58	8,58	42,8	42,8	42,8	30,8				
gevel; 220mm bakst; 100mm bakst; pi			4,22			1,00	13,50	3,20	1				182,17			182,2	182,2	182,2	164,0				
vloerbalk; beton b x h = 220 x 300 mm			1,65			0,45		6,80	3				15,15			15,1	15,1	15,1	13,6				
F 1										[kN]	310,7	25,7	51,5	336,4	362,2	336,4	279,6						
											UGT / Frequentie aanw			0,99	1,07								
afstand tot begin schema:										[m]													

F2 :		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar.	kar.	factor						rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G +	0,90 G
		[kN/m²]	[kN/m²]	comb.w.	-	[m]	[m]	-		perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb	1,00 * Qgunstig
derde verdiepingvloer (zoldervloer)		A	3,70	2,19	0,40	0,55	6,80	3,20	1	44,28	10,48	26,21	54,8	70,5	54,8	39,9
derde verdiepingvloer (zoldervloer)		A	3,70	2,19	0,40	0,55	2,80	3,20	1	18,23	4,32	4,32	22,6	22,6	22,6	16,4
tweede verdiepingvloer		A	3,70	2,19	0,40	0,55	6,80	3,20	1	44,28	10,48	26,21	54,8	70,5	54,8	39,9
tweede verdiepingvloer		A	3,70	2,19	0,40	0,55	2,80	3,20	1	18,23	4,32	4,32	22,6	22,6	22,6	16,4
eerste verdiepingvloer		A	3,50	2,19	0,40	0,55	6,80	3,20	1	41,89	10,48	10,48	52,4	52,4	52,4	37,7
eerste verdiepingvloer		A	3,50	2,19	0,40	0,55	2,80	3,20	1	17,25	4,32	4,32	21,6	21,6	21,6	15,5
dragende wand; 220mm bakst; pui 25			3,57			1,00	13,50	3,20	1	154,12			154,1	154,1	154,1	138,7
vloerbalk; beton b x h = 220 x 300 mrr			1,65			0,55		6,80	3	18,51			18,5	18,5	18,5	16,7
F 2 [kN]										356,8	44,4	75,9	401,2	432,6	401,2	321,1
afstand tot vorige puntlast: 6,800 [m]										UGT / Frequentie aanw		1,00	1,08			

F3 :		categorie	G _k	Q _k	ψ ₀	factor * lengte	breedte	lengte	aantal	G _{rep}	Q _{rep}	Q _{rep}	6.10a	6.10b	stabiliteit / opdrijven	
		kar.	kar.	factor						rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G +	0,90 G
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	comb.w.	-	[m]	[m]	-		perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb	1,00 * Qgunstig
dak		H	0,42	0,25		0,50	9,80	3,20	1	6,65			6,7	6,7	6,7	6,0
derde verdiepingvloer (zoldervloer)		A	3,70	2,19	0,40	0,45	2,80	3,20	1	14,92	3,53	8,83	18,5	23,7	18,5	13,4
tweede verdiepingvloer		A	3,70	2,19	0,40	0,45	2,80	3,20	1	14,92	3,53	8,83	18,5	23,7	18,5	13,4
eerste verdiepingvloer		A	3,50	2,19	0,40	0,45	2,80	3,20	1	14,11	3,53	3,53	17,6	17,6	17,6	12,7
gevel; 220mm bakst; 100mm bakst; p _i			4,22			1,00	13,50	3,20	1	182,17			182,2	182,2	182,2	164,0
F 3 [kN]										232,8	10,6	21,2	243,4	254,0	243,4	209,5
										UGT / Frequentie aanw		1,00	1,04			
afstand tot vorige puntlast: 2,800 [m]																

					ongunstig	stabiliteit / opdrijven	
		Σ G _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ Q _{rep}	Σ 6.10a	Σ 6.10b	Σ Σ
		rep.	rep.	rep.	1,00 G +	1,00 G +	1,00 G + 0,90 G
		perm.	comb. (ψ ₀)	extr+comb(ψ ₀)	1,00 * Qcomb	1,00 Qextr+comb	1,00 * Qcomb 1,00 * Qgunstig
Totale belasting op standaard beuk 3,2m [kN]		900	81	149	981	1.049	981 810



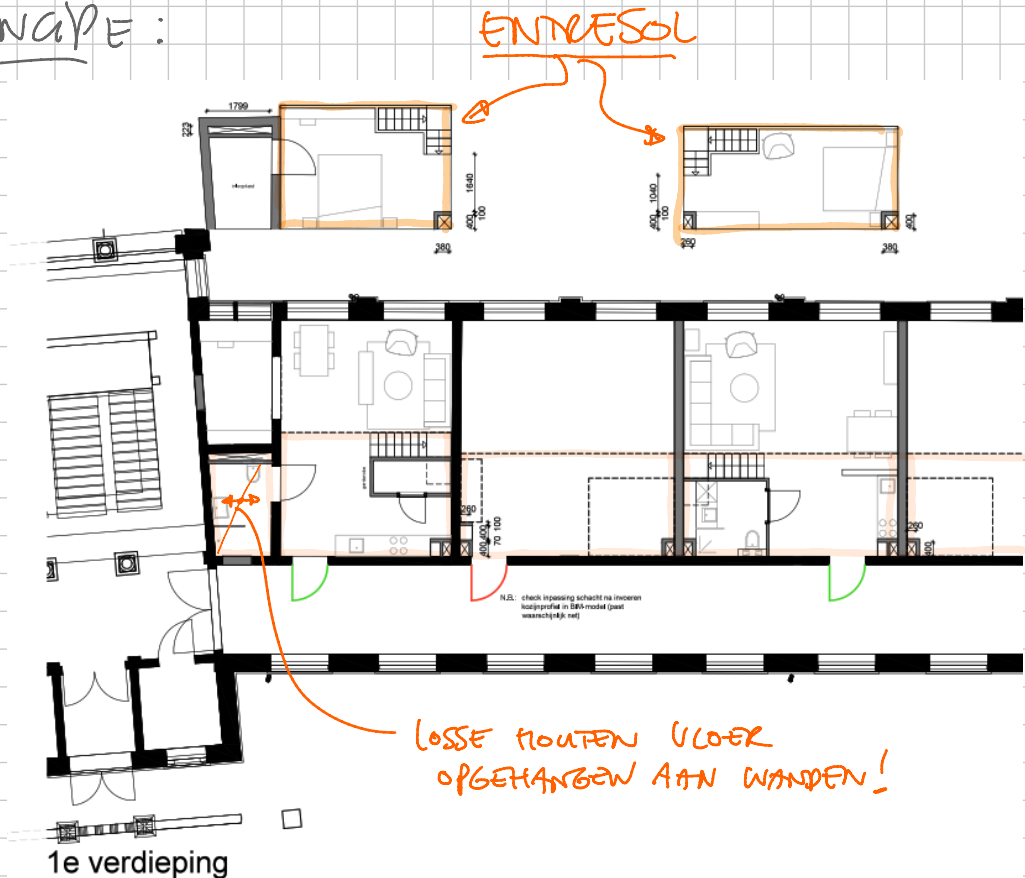
adams
bouwadviesbureau

CONSTRUCTIE ENTRESOL

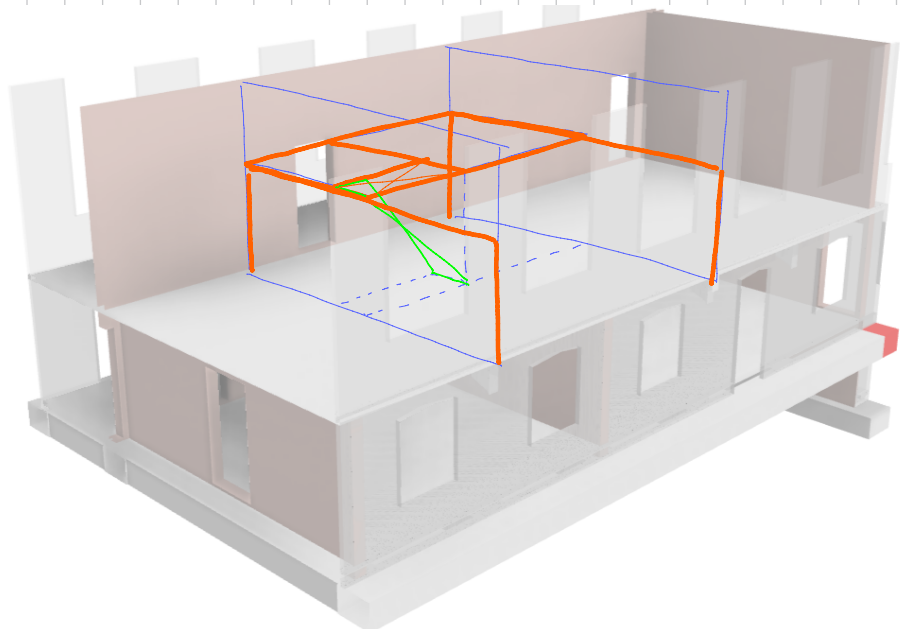
MET BOUWKUNDIG ONTWERP BEVAT PER APP. EEN ENTRESOL
HUIDIGE VLOER/BAUKEN NIET EXTRA BELASTEN!

GEHELE CONSTRUCTIE ENTRESOL SEPARAAT FUNDEREN

PRINCIPES:



OPHANGEN:





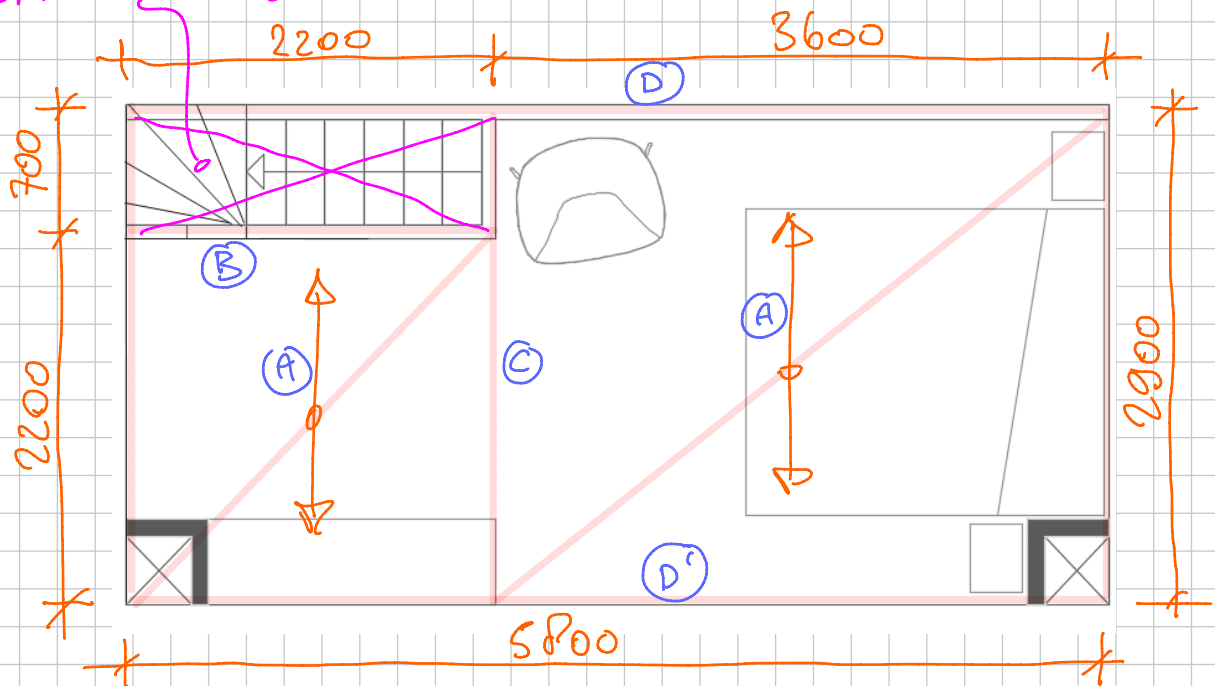
adams
bouwadviesbureau

VARIANT (1): UITWERKING IN HOUT

$$\psi_t = 0,97$$

GEWICHT:	BAUKENLAAG	}	0,55
	BESCHOT		
	PLAFOND		
	INSTALLATIES	=	0,15
	VER. BELASTING	=	1,75 $\rightarrow$ 1,69

LET OP: AUKEN BELASTING TRAPPENBANK MOEGLIJK!



(A) BAUKENLAAG: $\phi 59 \times 156 \text{ mm}^2$ hoh 600 mm C24.

(B) RAUWELBAK: BELASTING UIT TRAP ALS PUNTLAST MEENEMEN;

$$F_g = 1,9 \times 0,4 \times 0,5 = 0,38 \text{ kN}$$

$$F_q = 1,9 \times 0,4 \times 1,75 = 1,33 \text{ kN}$$

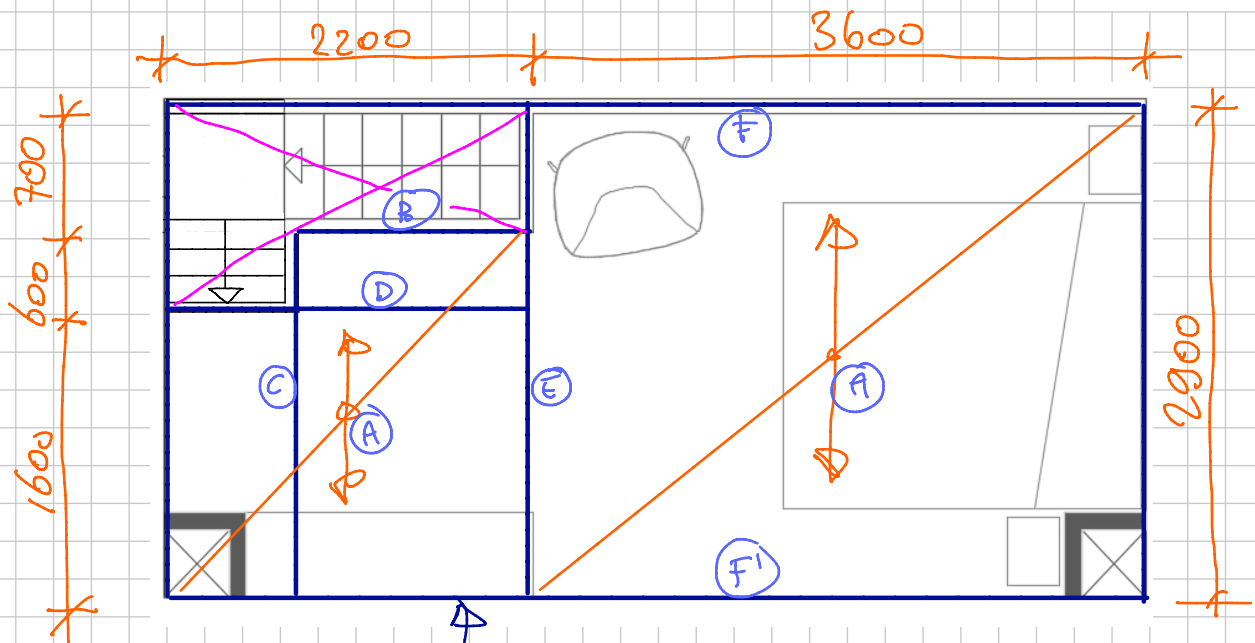
$$\phi 59 \times 156 \text{ mm}^2 - \text{C24: } \begin{matrix} R_a = 5,1 \text{ kN} \\ R_b = 4,3 \text{ kN} \end{matrix}$$

(C) RAUWELBAK: $2 \times \phi 59 \times 156 \text{ mm}^2$ C24 - GEKOPPELD!

(D) RAUWELBAK: KERNO-S LVL $\phi 75 \times 400$

OF: GELAMINEERD GL LVL $\phi 80 \times 400$.

VARIANT (2) : MIT WERKING IN STAAL

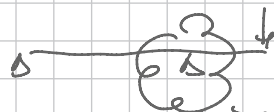


STAAL FRAME OM VORM
ENTRESOL TE KUNNEN
RECHTEREN!

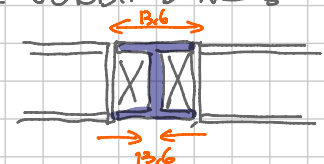
(A) BALKENLAGE : $159 \times 156 \text{ mm}^2$ hoh 600 mm C24.

(B) UNP 140 - S235 PRAKTISCH : $R_a = 3.0 \text{ kN}$
 $R_b = 0.8 \text{ kN}$

(C) IPE 140 - S235 PRAKTISCH : $R_a = -0.8 \text{ kN}$
 $R_b = 5.0 \text{ kN}$



MOMENT DOOR VERBINDING!
 $M_d = 1.9 \text{ kNm}$



(D) IPE 140 - S235 PRAKTISCH $R_a = 6.8 \text{ kN}$
 $R_b = 5.4 \text{ kN}$

(E) IPE 140 - S235 PRAKTISCH $R_a = 5.3 \text{ kN}$
 $R_b = 6.3 \text{ kN}$

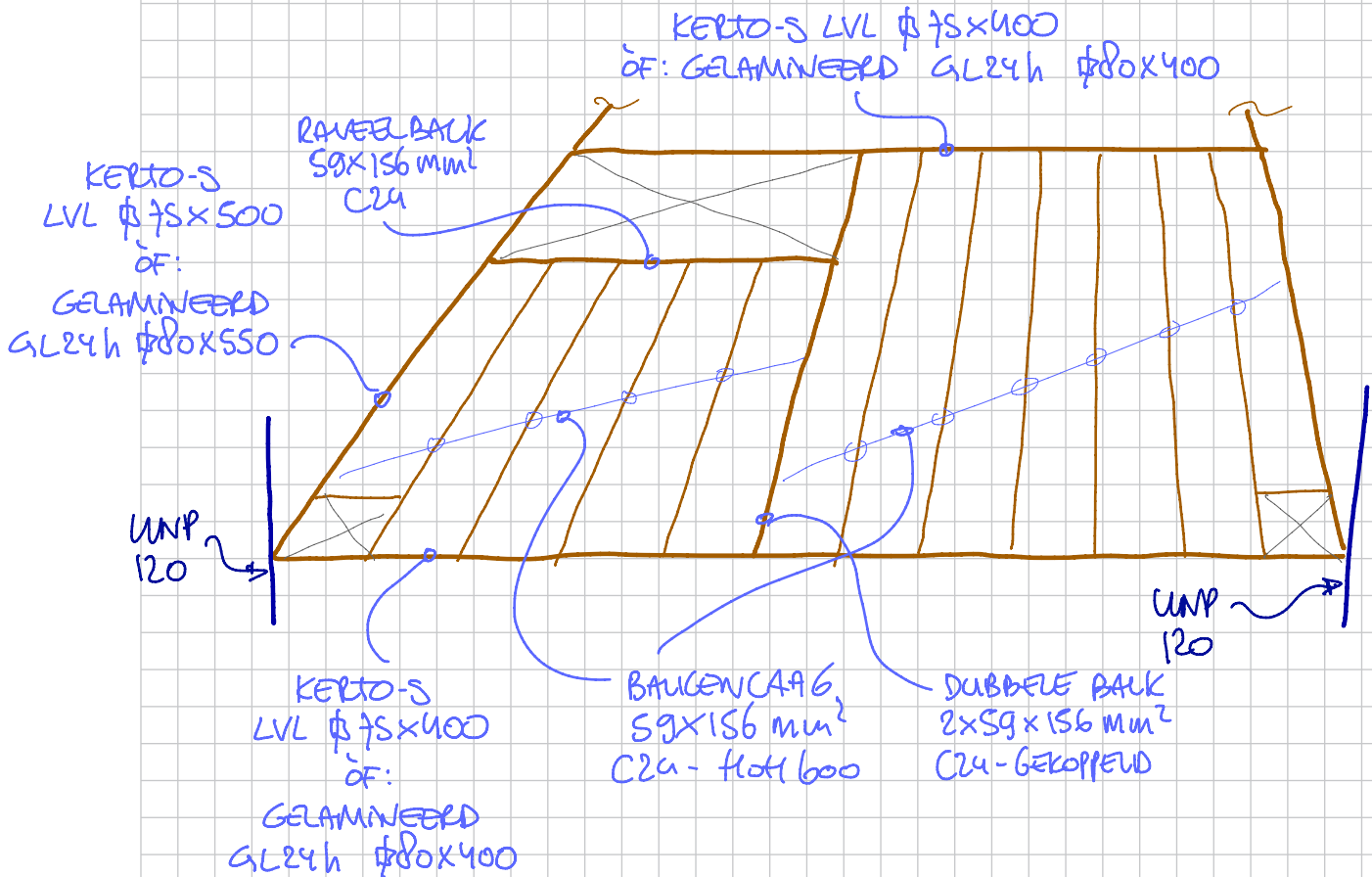
(F) IPE 180 - S235 $R_a = 9.2 \text{ kN}$
 $R_b = 13.7 \text{ kN}$



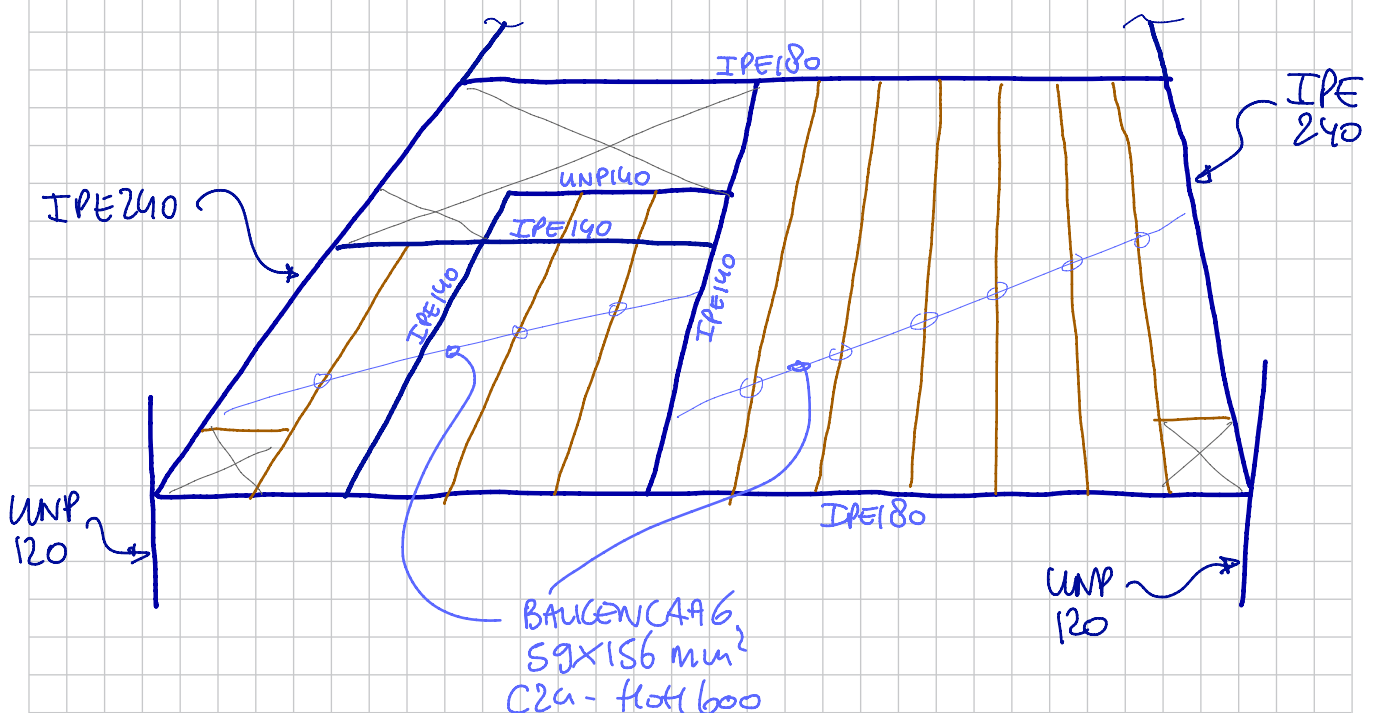
adams
bouwadviesbureau

RESULTATEN:

VARIANT (1): HOUT + RECHTE TRAP:



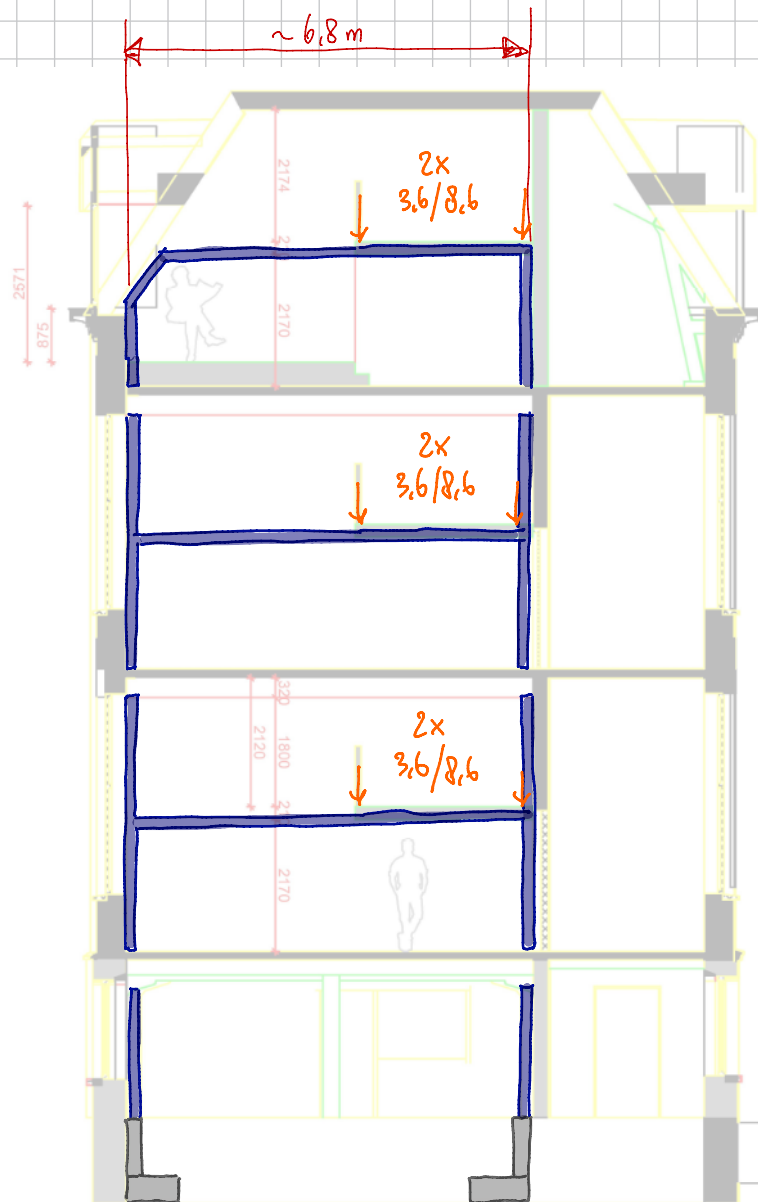
VARIANT (2): HOUT + STAGEN FRAME + TRAP MET HOEK:





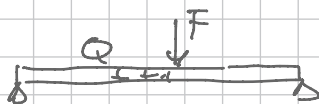
adams
bouwadviesbureau

OPVANG ENTRESOL :



BELASTING WIT ENTRESOL OP BALUK : $R_d = 13,7 \text{ kN} (3,6/8,6)$

LIGGER :



- ① KEREN S - LVL - 75x500
- ② GELAMINEERD - GL24h - 80x550
- ③ STAAL : IPE240 - S235

KOLM : $R_{d,max} = 20,7 + 13,7 = 34,4 \text{ kN} (14,1/28,6)$

UITVOEREN IN STAAL (OPGEBOORPE UNP)

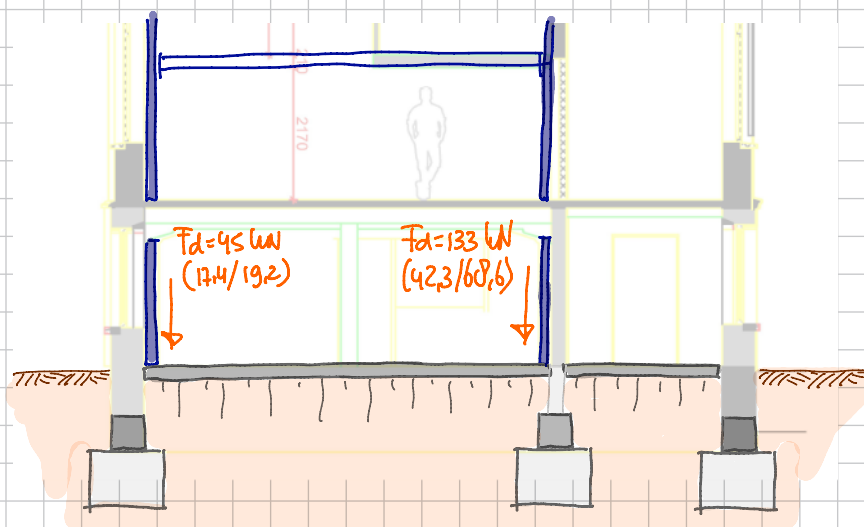
$$\begin{aligned} 3 \text{ VERDIEPINGEN : } G &= 3 \times 14,1 = 42,3 \\ Q &= 2,4 \times 28,6 = 68,6 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} G &= 3 \times 14,1 \\ Q &= 2,4 \times 28,6 \end{aligned}} \right\} F_d = 133 \text{ kN}$$

→ kies : UNP140 - S235



FUNDERING;

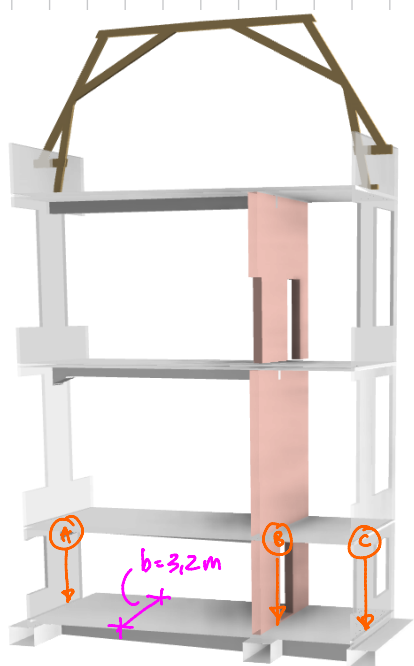
BELASTINGEN UIT KOLM ENTRESOL



BESTAANDE FUNDERING (OP BASIS VAN ARCHIEFSTUKKEN) BESTAAT UIT BETONNEN PUTTINGEN MET DAARBOVEN EEN DOORGAAENDE BETONBAALK. VLOER BEZANE GROND IS EEN STAMPBETONNEN VLOER OP ZAND.

FUNDERING ONDER MW-PENANT (ZIE UITVOER GEN.BER.)

VERGEELIJUNG VAN BELASTINGEN ZONDER VEILIGHEID:



	oud	nieuw casco + entresol	Σ nieuw
(A)	331,3	362,2 + 36,6	398,8
(B)	377,5	432,6 + 110,9	543,5
(C)	241,2	259,0 + 0	259,0

VERHOEGING	ALLEEN CASCO	+ ENTRESOL
(A)	+ 9%	+ 20%
(B)	+ 15%	+ 44%
(C)	+ 5%	+ 5%

VOLGENS ARCHIEF ZIJN DE PUTTINGEN
ONDER DE GEVELS $\phi 1,5$ m h.o.h. $1,6$ m
EN ONDER DE DRAGENDE TUSSENWAND $\phi 1,2$ m
h.o.h. $1,3$ m. DEZE AANNAMES/UITGANGSPUNTEN
DIENEN IN HET WERK GECONTROLEERD TE WORDEN.

IGL GRONDSPANNING PER $1,6$ m (HALVE BEUK).

	A	oud	σ_{grand}	$\sigma_{\text{d.grand}} \rightarrow \gamma=1,2$
(A)	$1,77 \text{ m}^2$	$331,3 \times \frac{1,6}{3,2}$	$93,6 \text{ kN/m}^2$	112 kN/m^2
(B)	$1,23 \text{ m}^2$	$377,5 \times \frac{1,3}{3,2}$	$124,7 \text{ kN/m}^2$	150 kN/m^2
(C)	$1,77 \text{ m}^2$	$241,2 \times \frac{1,6}{3,2}$	$68,1 \text{ kN/m}^2$	$81,8 \text{ kN/m}^2$

	A	^{nieuw} casco + entresol $\Sigma \text{h.o.w.}$	σ_{grand}	$\sigma_{\text{d.grand}} \rightarrow \gamma=1,2$
(A)	$1,77 \text{ m}^2$	$362,2 \times \frac{1,6}{3,2} + 36,6 = 217,7$	$123,0 \text{ kN/m}^2$	$147,6 \text{ kN/m}^2$
(B)	$1,23 \text{ m}^2$	$432,6 \times \frac{1,3}{3,2} + 110,9 = 286,6$	$233,0 \text{ kN/m}^2$	$280,0 \text{ kN/m}^2$
(C)	$1,77 \text{ m}^2$	$254,0 \times \frac{1,6}{3,2} + 0 = 127,0$	$71,8 \text{ kN/m}^2$	$86,2 \text{ kN/m}^2$

Bij het controleren van de bovenstaande
UITGANGSPUNTEN IN HET WERK, DIEN TEGEENS
EEN GRONDONDERZOEK UITGEVOERD TE WORDEN
OM TE BEPALEN OP BOVENSTAANDE MAX. GROND-
SPANNING OPNEEMBAAR IS.

INDIEN DIT HET GEVAL IS KUNNEN DE NIEUWE
KOLommen M.B.V. EEN OPSTORT GEFUNDEERD WORDEN
OP DE BESTAANDE PUTTINGEN!

balklaag in een houten vloer , berekening volgens eurocode 5

59 mm x 156 mm - 600 mm

naaldhout C24

werk = Herbestemming Kweekschool Breda
 werknummer = 25096
 onderdeel = entresol L=2.9

norm	NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)	ontwerplevensduur	=	50	jaar
ontwerplevensduur klasse	=	3	toepassing	gebouwen en andere gewone constructies	
gevolgklasse CC	=	CC2	belasting-	formule 6.10.a	formule 6.10.b
correctiefactor voor formule 6.10.b	ξ =	0,89	factoren	γ_{Gj} =	1,20 -
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage				$\gamma_{Q,1}$ =	1,30 -
				$\gamma_{Q,i}$ =	1,30 -
				$\gamma_{Q,i}$ =	1,30 -
gebuwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes				

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes

(gewichtsberekening)	$\psi_0 =$	0,4	-
(elastische doorbuiging)	$\psi_1 =$	0,5	-
(kruip)	$\psi_2 =$	0,3	-
reductiefactor vloerbelasting	$\psi =$	1,00	-

overige invoegegevens:

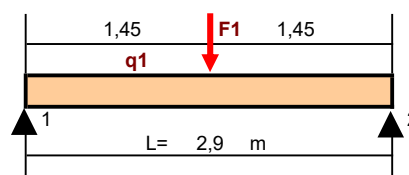
liggerlengte	L=	2,9	m
te dragen m' vloer (h.o.h.)	a=	0,6	m
opleglengte t.p.v. ondersteuning	b _o =	0	mm
dikte beplanking	t=	18	mm
elasticiteitsmodulus beplanking	E _{o,mean,k} =	5000	N/mm ²
breedte vloerveld (berekening trillingen)	b=	3,6	m

belastingen

eigen gewicht van de vloerconstructie	$G_{k,j} =$	0,70	kN/m ²
dominante belasting extreem	$Q_{k,1} =$	1,69	kN/m ²
verplaatsbare scheidingswanden	$Q_{k,1} =$	0	kN/m ²
puntlast	$F =$	2,91	kN

vervormingseisen en zeeg

toelaatbare einddoorbuiging	1:	250	* L
toelaatbare bijkomende doorbuiging	1:	333,3	* L
toegepaste zeeg	=	0	mm

berekening eigen gewicht vloerconstructie $G_{k,i}$ in kN/m^2

	d(m)	γ			
beplanking t	0,018	*	kN/m ³	=	0,00
		*	kN/m ³	=	0,00
		*	kN/m ³	=	0,00

	b(m)	h(m)	γ	/	hoh(m)	=	0,00
balken	0,059	0,156		/	0,6	=	0,00
tengels				/		=	0,00

$$= 0,00$$

totaal $G_{k,j}$ = 0,00

$$u_{\text{eind}} \leq 2900 / 250 = 11,6 \text{ mm}$$
$$u_{hi} \leq 2900 / 333.3 = 8.7 \text{ mm}$$

materiaalfactoren, hoogtefactor en modificatiefactoren

sterkteklasse	=	naaldhout C24
materiaal	=	gezaagd hout
houtbreedte	b=	59 mm
houthoogte	h=	156 mm
klimaatklasse	=	1
belastingduurklasse comb. veranderlijk	=	middellang

belastingduurklasse alleen permanent = blijvend
factor voor volume-effect s= 0,12 bij LVL

materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,30	-
hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_h =$	1,21	-
hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_h =$	1,00	-
modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,80	middellang
modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,65	middellang
modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,60	blijvend
modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,50	blijvend
modificatiefactor vervorming	$k_{def} =$	0,60	-
de eigen frequentie van de vloer	$f_1 =$	13	Hz

unity-checks

uiterste grenstoestand	buiging	0,77	dwarskr	0,28	bruikbaarheidsgrenstoestand	u_{eind}	0,72	0,85	u_{bij}	0,75	0,91
------------------------	---------	------	---------	------	-----------------------------	------------	------	------	-----------	------	------

materiaal- en profielgegevens

entresol L=2.9

			$f_{x;d}$	c	k_n of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x;rep}$	/	γ_M	middellang
buigsterkte	$f_{m;k}$	24 N/mm ²	$f_{m;d}$	1	1,00	0,80	24	/	1,30	= 14,77 N/mm ²
treksterkte	$f_{t0;k}$	14,5 N/mm ²	$f_{t0;d}$	1	1,00	1,21	0,80	14,5 /	1,30	= 10,75 N/mm ²
treksterkte	$f_{t90;k}$	0,4 N/mm ²	$f_{t90;d}$	1		0,65	0,4	/	1,30	= 0,20 N/mm ²
druksterkte	$f_{c0;k}$	21 N/mm ²	$f_{c0;d}$	1		0,80	21	/	1,30	= 12,92 N/mm ²
druksterkte	$f_{c90;k}$	2,5 N/mm ²	$f_{c90;d}$	1		0,80	2,5	/	1,30	= 1,54 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v;k}$	4 N/mm ²	$f_{v;d}$	1		0,80	4	/	1,30	= 2,46 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0;mean;k}$	11000 N/mm ²	$E_{0;mean;d}$	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350 kg/m ³	$E_{0,u;d}$	1		0,80	11000	/	1,30	= 6769 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	690 N/mm ²	G_d	1		1,00	690	/	1,00	= 690 N/mm ²

werknnummer

datum

blad

25096 - BIJLAGE 3



Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



H verdieping EC_NL
Versie : 4.8.10 ; NDP : NL
printdatum : 13-06-2017

elasticiteitsmodul naaldhout	$E_{90,mean;k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean;}$	1	1,00	370	/	1,00	=	370	N/mm ²
elasticiteitsmodul loofhout	$E_{90,mean;k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean;}$	1	1,00	370	/	1,00	=	370	N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	7400	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1	1,00	7400	/	1,00	=	7400	N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	59	156^3		=	1867	10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	156	59^3		=	267	10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	59	156^2		=	239	10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	156	59^2		=	91	10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$	=	1		59	156		=	92	10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{}$	(	1867	/	92	)	=	45,0 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{}$	(	267	/	92	)	=	17,0 mm

berekening belastingen

entresol L=2,9

q1	permanente belasting	$G_{kj} =$	0,6	*	0,70	=	0,42	kN/m'
	opgelegde belasting	$Q_{k1} =$	0,6	1,00	$\cdot (1,69 + 0)$	inclusief ψ_t	=	1,01 kN/m'
F1	spreiding puntlast	$l =$	$0,018^3 / 12 =$	5E-07	m ⁴	=	48,6	10 ⁴ mm ⁴
	$k_r = >0,33$ en $\leq 1,0$	$k_r =$	0,37	+	0,8	0,6	-	2430
	opgelegde belasting	$F_k =$	0,801	*	2,91	=	2,33	kN

berekende belasting

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

G_{kj}	(u_{on})	=	0,42	=	0,42	kN/m'
Q_{k1}	(u_{elas})	=	1,01	inclusief ψ_t	=	1,01 kN/m'
$k_{def} \cdot (G_{kj} + \psi_2 Q_{k1})$	(u_{kruip})	=	0,60	(0,42 + 0,30 1,01)	=	0,43 kN/m'
$F_k = k_r \cdot F$	(u_{elas})	=			=	2,33 kN

belastingen voor de uiterste grenstoestand, NEN-EN 1990 formules 6.10.a en 6.10.b

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,20	0,42	+	1,30	0,4	1,01	=	1,03	kN/m'
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,15	0,42	+	1,30	1,01		=	1,80	kN/m'

eigen gewicht + puntlast in het midden

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,20	0,42	=	0,50	kN/m'	$F_d =$	1,30	0,40	2,33	=	1,21	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,15	0,42	=	0,48	kN/m'	$F_d =$	1,30	2,33		=	3,03	kN

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$q_d =$	1,20	0,42	=	0,50	kN/m'	$F_d =$	1,30	0,40	2,91	=	1,51	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$q_d =$	1,15	0,42	=	0,48	kN/m'	$F_d =$	1,30	2,91		=	3,78	kN

$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$	$q_d =$	1,30	0,40	1,01	t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	0,53	kN/m'
$\gamma_{Q,1} Q_{k1}$	$q_d =$	1,30	1,01		t.b.v. berekening reductie dwarskracht	=	1,32	kN/m'

resultaten mechanica berekeningen

entresol L=2,9

reacties

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

G_{kj}	$R_{G,k,j} =$	0,5	0,42	2,9	=	0,61	kN
Q_{k1}	$R_{Q,k,j} =$	0,5	1,01	2,9	=	1,47	kN
$k_{def} \cdot (G_{kj} + \psi_2 Q_{k1})$	$R_{kruip} =$	0,5	0,43	2,9	=	0,63	kN

uiterste grenstoestand : eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = \frac{1}{2}$	1,03	2,9	=	1,50	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = \frac{1}{2}$	1,80	2,9	=	2,61	kN

uiterste genstoestand : eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$R_{Ed} = \frac{1}{2}$	0,50	2,9	+	1,51	(2,9 - 0,156)	/	2,9	=	2,16	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$R_{Ed} = \frac{1}{2}$	0,48	2,9	+	3,78	(2,9 - 0,156)	/	2,9	=	4,28	kN
									$R_{Ed} =$	4,28	kN

dwarskrachten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$\gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k1}$ (ULS1)	$V_{Ed} =$	1,50	-	(0,5 0,000 + 0,156)	*	0,53	=	1,41	kN
$\xi \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1}$ (ULS2)	$V_{Ed} =$	2,61	-	(0,5 0,000 + 0,156)	*	1,32	=	2,41	kN

werknnummer

datum

blad

eigen gewicht + puntlast vlak bij de oplegging

$$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ (ULS1)} \quad V_{Ed} = 2,16$$

$$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ (ULS2)} \quad V_{Ed} = 4,28$$

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

$$= 2,16 \text{ kN}$$

$$= 4,28 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \boxed{4,28} \text{ kN}$$

momenten

eigen gewicht + gelijkmatig verdeelde belasting

$$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ (ULS1)} \quad M_d = 0,125 \quad 1,03 \quad 2,9^2$$

$$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ (ULS2)} \quad M_d = 0,125 \quad 1,80 \quad 2,9^2$$

$$= 1,08 \text{ kNm}$$

$$= 1,89 \text{ kNm}$$

eigen gewicht + puntlast in het midden

$$\gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ (ULS1)} \quad M_d = 0,125 \quad 0,50 \quad 2,9^2 \quad + \quad 0,25 \quad 0,4 \quad 3,03 \quad 2,9 = 1,41 \text{ kNm}$$

$$\xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ (ULS2)} \quad M_d = 0,125 \quad 0,48 \quad 2,9^2 \quad + \quad 0,25 \quad 3,03 \quad 2,9 = 2,71 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,v} = \boxed{2,71} \text{ kNm}$$

vervormingen

$$G_{k,j} \quad u_{1,2} = 5 \quad 0,42 \quad 2900^4 / (384 \quad 11000 \quad 1867 \quad 10^4) = 1,88 \text{ mm}$$

$$Q_{k,1} \quad u_{1,2} = 5 \quad 1,01 \quad 2900^4 / (384 \quad 11000 \quad 1867 \quad 10^4) = 4,55 \text{ mm}$$

$$k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1}) \quad u_{1,2} = 5 \quad 0,43 \quad 2900^4 / (384 \quad 11000 \quad 1867 \quad 10^4) = 1,95 \text{ mm}$$

$$F_k = k_r * F \quad u_{1,2} = 2332 \quad 2900^3 / (48 \quad 11000 \quad 1867 \quad 10^4) = 5,77 \text{ mm}$$

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

$$\text{met q-belasting} \quad = 0,6 * (1,88 + 0,3 * 4,55 \text{ q-last}) = 1,95 \text{ mm}$$

$$\text{met puntlast} \quad = 0,6 * (1,88 + 0,3 * 5,77 \text{ F-last}) = 2,17 \text{ mm}$$

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

entresol L=2,9

combinatie	=	eg + q	eg + F
veld	=	$u_{1,2}$	$u_{1,2}$
$u_{on} = G_{k,j}$	=	1,88	1,88
$u_{elastisch} = Q_{k,1}$ of $k_r * F$	=	4,55	5,77
$u_{kruip} = k_{def} * (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1})$	=	1,95	2,17
$u_{zeeg} = \text{volgens opgave}$	=	0,00	0,00
$u_{eind} = u_{on} + u_{kruip} + u_{elastisch} - u_{zeeg}$	=	8,38	9,82
$u_{eind,toe} = u_{eind,toelaatbaar}$	=	11,60	11,60
$u.C. = u_{eind} / u_{toelaatbaar}$	=	0,72	0,85
$u_{bij} = u_{kruip} + u_{elastisch}$	=	6,50	7,94
$u_{bij,toe} = u_{bij,toelaatbaar}$	=	8,70	8,70
$u.C. = u_{bij} / u_{toelaatbaar}$	=	0,75	0,91

toetsingen uiterste grenstoestand

entresol L=2,9

art. 6.1.6 enkele buiging

$$\text{moment in y-richting} \quad M_{Ed,y} = \boxed{2,71} \text{ kNm} \quad W_y = 239 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 14,8 \text{ N/mm}^2 \quad b = 59 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 2,71 \cdot 10^6 / 239 \cdot 10^3 = 11,3 \text{ N/mm}^2 \quad h = 156 \text{ mm}$$

$$6,11 \quad \text{unity-check} \quad = \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 11,3 / 14,8 = \boxed{0,77}$$

art. 6.1.7 dwarskracht

$$\text{oplegbreedte ondersteuning} \quad b_r = 0 \text{ mm} \quad f_{v,d} = 2,46 \text{ N/mm}^2 \quad b = 59 \text{ mm}$$

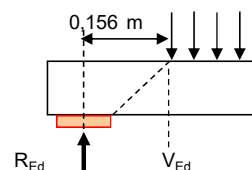
$$\text{niet gereduceerde dwarskracht} \quad V = R_{Ed} = 4,28 \text{ kN} \quad h = 156 \text{ mm}$$

$$\text{gereduceerde dwarskracht} \quad V_{Ed} = V - V_{red} = 4,28 \text{ kN}$$

$$\text{met} \quad V_{red} = (0,5 b_r + h) * q_d = (0,5 \cdot 0,000 + 0,156) * q_d = 0,156 q_d$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2 b h = \frac{3 \cdot 4,28 \cdot 1000}{2 \cdot 59 \cdot 156} = 0,70 \text{ N/mm}^2$$

$$6,13 \quad \text{unity-check} \quad = \tau_d / f_{v,d} = 0,70 / 2,46 = \boxed{0,28}$$





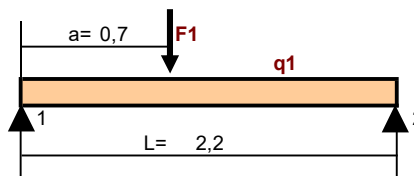
ligger op 2 steunpunten met q- en puntlast , houten balk :

59 x 156
naaldhout C24

werk = Herbestemming Kweekschool Breda
 werknummer = 25096
 onderdeel = raveelbalk B

norm	NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)		ontwerplevensduur	=	50	jaar
ontwerplevensduur klasse	=	3	toepassing:	gebouwen en andere gewone constructies		
veiligheidsklasse	=	CC2	belastingfactoren			
correctiefactor voor formule 6.10.b	ξ =	0,89	formule 6.10.a	$\gamma_{G,j}$ =	1,20	-
de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage				$\gamma_{Q,i}$ =	1,30	-
gebouwcategorie	A: woon- en verblijfsruimtes			$\gamma_{Q,i}$ =	1,30	-
(gewichtsberekening)	ψ_0 =	0,4 -	formule 6.10.b	$\xi \gamma_{G,j}$ =	1,15	-
(elastische doorbuiging)	ψ_1 =	0,5 -		$\gamma_{Q,i}$ =	1,30	-
(kruip)	ψ_2 =	0,3 -		$\gamma_{Q,i}$ =	1,30	-
reductiefactor vloerbelasting	ψ_i =	1,00 -	formule 6.10.a en b	$\gamma_{G,i}$ =	0,90	(gunstig)

liggerlengte	L=	2,2	m
staaflengte z-richting,ongesteund	L _z =	2,2	m
aangrijpingspunt belasting		aan drukzijde	
wijze van steunen		gesteund	
aangrijpingspunt van steunen		aan drukzijde	
toelaatbare einddoorbuiging	1:	250	* L
toelaatbare bijkomende doorbuiging	1:	333	* L
toegepaste zeeq		0	mm



belastingen en combinaties

raveelbalk B

q1:

permanente belasting	G _{k,j}	0,77	kN/m	G _{k,j} : (incl.e.g.)	0,77	=	0,77	kN/m'					
opgelegde belasting exteem+mom.	ΣQ _{extr+mom}	1,86	kN/m	STR/GEO γ _{Gj}	G _{k,j}	+	γ _Q ΣQ _{mom}						
opgelegde belasting momentaan	ΣQ _{mom}	0,74	kN/m	6.10.a:	1,20	0,77	+	1,30 0,74 = 1,89 kN/m'					
gewogen momentaanfactor ΣQ _{k,1}	ψ _{0,i}	0,4	-	STR/GEO ξγ _{Gj}	G _{k,j}	+	γ _Q ΣQ _{extr+mom}						
gewogen momentaanfactor ΣQ _{k,i}	ψ _{0,i}	0,4	-	6.10.b:	1,15	0,77	+	1,30 1,86 = 3,30 kN/m'					
quasie-permanente factor ΣQ _{k,1}	ψ _{2,i}	0,3	-	EQU	1,10	G _{k,j}	+	1,50 ΣQ _{extr+mom}					
quasie-permanente factor ΣQ _{k,i}	ψ _{2,i}	0,3	-	6.10:	1,10	0,77	+	1,50 1,86 = 3,64 kN/m'					
				EQU en STR/GEO	0,9 G _{k,j}	=	0,9	0,77 = 0,69 kN/m'					
ΣQ _{k,1}	= (	ΣQ _{extr+mom}	-	ΣQ _{mom}) /	(1-ψ _{0,1})	= (	1,86	-	0,74) / (1-	0,4)	=	1,87 kN/m'	
ΣQ _{k,i}	= (	ΣQ _{extr+mom}	-	ΣQ _{k,1}) /	ψ _{0,i}	= (	1,86	-	1,87) /	0,4	=	-0,02 kN/m'	
kruip = k _{def}	(G _{k,j} +ψ _{2,1} Q _{k,1} +ψ _{2,i} Q _{k,i})	=	0,60	(	0,77	+	0,3	1,87	+	0,3	-0,02)	=	0,80 kN/m'

F1:

permanente belasting	$G_{k,j} = 0,38$ kN	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	0,38	=	0,38	kN			
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} = 1,33$ kN	STR/GEO	$\gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	ΣQ_{mom}	=	
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} = 0,53$ kN	6.10.a:	1,20	0,38	+	1,30	0,53	=	1,15 kN
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{0,1} = 0,4$ -	STR/GEO	$\xi \gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$	+	γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$		
gewogen momentaanfactor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} = 0,4$ -	6.10.b:	1,15	0,38	+	1,30	1,33	=	2,17 kN
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} = 0,3$ -	EQU	1,10	$G_{k,j}$	+	1,50	$\Sigma Q_{extr+mom}$		
quasie-permanente factor $\Sigma Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} = 0,3$ -	6.10:	1,10	0,38	+	1,50	1,33	=	2,41 kN
plaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links)	$a = 0,7$ m	EQU en STR/GEO		$0,9 G_{k,j}$	=	0,9	0,38	=	0,34 kN
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			=	1,33	-	0,53	$)/(1 - 0,4)$	=	1,33 kN
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			=	1,33	-	1,33	$)/(0,4)$	=	-0,01 kN
$kruip = k_{def} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	= 0,60 (0,38		+	0,3	1,33	+	0,3	-0,01	= 0,47 kN

materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren

raveelbalk B

sterkteklasse	=	naaldhout C24	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,30	-
materiaal	=	gezaagd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_h =$	1,21	-
houtbreedte	b=	59 mm	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_h =$	1,00	-
houthoogte	h=	156 mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,80	middellang
klimaatklasse	=	1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,65	middellang
belastingduurklasse comb. veranderlijk	=	middellang	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,60	blijvend
E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)		nee -	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,50	blijvend
factor voor volume-effect	s=	0.12 bij LVL	modificatiefactor vervorming	$k_{def} =$	0.60	-

 $\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule

6.32

unity-checks

ULS	buiging	0,80	dwarskracht	0,31	stabiliteit	0,80	SLS	u_{eind}	0,80	u_{bij}	0,84
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

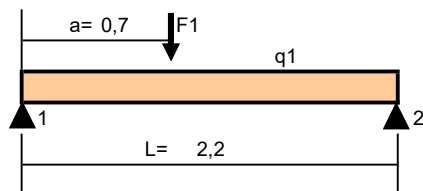
materiaal- en profielgegevens

raveelbalk B

			$f_{x;d}$	c	k_h of k_l	k_{mod}	$f_{x;rep}$	/	γ_M	middellang	
buigsterkte	$f_{m;k}$	24	N/mm ²	$f_{m;d}$	1	1,00	0,80	24	/	1,30	= 14,77 N/mm ²
treksterkte	$f_{t;0;k}$	14,5	N/mm ²	$f_{t;0;d}$	1	1,00	1,21	0,80	14,5 /	1,30	= 10,75 N/mm ²
treksterkte	$f_{t;90;k}$	0,4	N/mm ²	$f_{t;90;d}$	1		0,65	0,4	/	1,30	= 0,20 N/mm ²
druksterkte	$f_{c;0;k}$	21	N/mm ²	$f_{c;0;d}$	1		0,80	21	/	1,30	= 12,92 N/mm ²
druksterkte	$f_{c;90;k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c;90;d}$	1		0,80	2,5	/	1,30	= 1,54 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v;k}$	4	N/mm ²	$f_{v;d}$	1		0,80	4	/	1,30	= 2,46 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean;k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean;d}$	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,u;d}$	1		0,80	11000	/	1,30	= 6769 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	690	N/mm ²	G_d	1		1,00	690	/	1,00	= 690 N/mm ²
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean;k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean;d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean;k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean;d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	7400	N/mm ²	$E_{0,05;d}$	1		1,00	7400	/	1,00	= 7400 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	* $\frac{1}{12} bh^3$	=	1		$\frac{1}{12}$	59	156 ³		= 1867 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	* $\frac{1}{12} hb^3$	=	1		$\frac{1}{12}$	156	59 ³		= 267 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	* $\frac{1}{6} bh^2$	=	1		$\frac{1}{6}$	59	156 ²		= 239,3 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	* $\frac{1}{6} hb^2$	=	1		$\frac{1}{6}$	156	59 ²		= 90,5 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	*bh	=	1			59	156		= 92,0 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$	=	$\sqrt{ (I_y / A)}$	=	$\sqrt{ (I_y / A)}$	(	1867	/	92	)	= 45,0 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$	=	$\sqrt{ (I_z / A)}$	=	$\sqrt{ (I_z / A)}$	(	267	/	92	)	= 17,0 mm

resultaten mechanica berekeningen

raveelbalk B



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,77	0,38	-1,11	0,97	1,11	0,97
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	1,86	1,33	-2,95	2,47	2,95	2,47
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	0,80	0,47	-1,19	1,02	1,19	1,02
ULS(1) 6.10.a	1,89	1,15	-2,86	2,44	2,86	2,44
ULS(2) 6.10.b	3,30	2,17	-5,11	4,32	5,11	4,32
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$ 5,11	kN	$R_{Ed} =$ 5,11	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	0,61	0,94	1,5
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	1,64	0,87	3,9
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	0,0	0,0	0,66	0,91	1,6
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	1,58	0,91	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	2,83	0,89	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$ 0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$ 2,8	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

raveelbalk B

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	= $G_{k,j}$	= 1,5
$u_{elastisch}$	= $Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	= 3,9
u_{kruip}	= $k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	= 1,6
u_{zeeg}	= volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	= $u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 7,0
$u_{eind,toe}$	= $u_{eind,toelaatbaar}$	= 8,8

werknnummer

datum

blad



u.c.	=	$u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	=	0,80
u_{bij}	=	$u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}}$	=	5,5
$u_{\text{bij,toe}}$	=	$u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	=	6,6
u.c.	=	$u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	=	0,84

toetsingen uiterste grenstoestand

raveelbalk B

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting	$M_{\text{Ed,y}}$	=	2,8	kNm	W_y	=	239	cm ³	$f_{m,y,d}$	=	14,8	N/mm ²	b=	59	mm	h=	156	mm
----------------------	-------------------	---	-----	-----	-------	---	-----	-----------------	-------------	---	------	-------------------	----	----	----	----	-----	----

$$\sigma_{m,y,d} = M_{\text{Ed,y}} / W_y = 2,8 \cdot 10^6 / 239 \cdot 10^3 = 11,8 \text{ N/mm}^2$$

6.11 unity-check $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 11,8 / 14,8 = 0,80$ -

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning	b_r =	80	mm	$f_{v,d}$ =	2,46	N/mm ²	b=	59	mm
rekenwaarde q-last op balk	q_d =	1,89	kN/m'				h=	156	mm
niet gereduceerde dwarskracht	V=	5,1	kN						

$$V_{\text{red}} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 156) \cdot 1,89 = 0,37 \text{ kN}$$

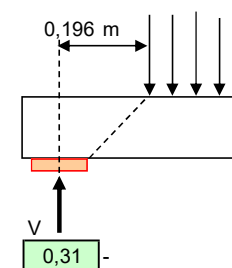
$$V_{\text{Ed}} = V - V_{\text{red}} = 5,11 - 0,37 = 4,74 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 3 V_{\text{Ed}} / 2bh = 3 \cdot 4,74 / (2 \cdot 59 \cdot 156) = 0,77 \text{ N/mm}^2$$

6.13 unity-check $\tau_d / f_{v,d} = 0,77 / 2,46 = 0,31$ -

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

6.33 $\sigma_{m,d} / (k_{\text{krit}} f_{m,d}) = 11,8 / (1,00 \cdot 14,8) = 0,80$ -



 $\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule

6.32

unity-checks

ULS	buiging	0,45	dwarskracht	0,16	stabiliteit	0,45	SLS	u_{eind}	0,77	u_{bij}	0,58
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

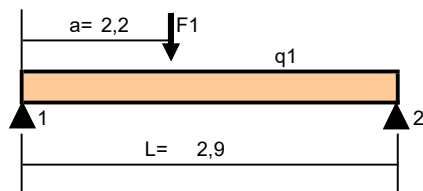
materiaal- en profielgegevens

raveling C

			$f_{x,d}$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M		kort		
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,90	24	/	1,30	= 16,62	N/mm ²	
treksterkte	$f_{t,0,k}$	14,5	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,05	0,90	14,5	/	1,30	= 10,53	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	$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,90	21	/	1,30	= 14,54	N/mm ²	
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,90	2,5	/	1,30	= 1,73	N/mm ²	
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,90	4	/	1,30	= 2,77	N/mm ²	
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11000	/	1,00	= 11000	N/mm ²	
volumieke massa	ρ_k	350	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,90	11000	/	1,30	= 7615	N/mm ²	
glijdingsmodulus	G_k	690	N/mm ²	G_d	1		1,00	690	/	1,00	= 690	N/mm ²	
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370	N/mm ²	
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean,k}$	370	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	370	/	1,00	= 370	N/mm ²	
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	7400	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	7400	/	1,00	= 7400	N/mm ²	
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$	=	1		$\frac{1}{12}$	118	156^3		= 3733	$10^4 mm^4$	
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1		$\frac{1}{12}$	156	118^3		= 2136	$10^4 mm^4$	
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1		$\frac{1}{6}$	118	156^2		= 478,6	$10^3 mm^3$	
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1		$\frac{1}{6}$	156	118^2		= 362,0	$10^3 mm^3$	
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$	=	1			118	156		= 184,1	$10^2 mm^2$	
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$			=	$\sqrt{\quad}$		(	3733	/	184	) =	45,0	mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$			=	$\sqrt{\quad}$		(	2136	/	184	) =	34,1	mm

resultaten mechanica berekeningen

raveling C



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,42	3,60	-1,48	3,34	1,48	3,34
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	1,01	0,00	-1,46	1,46	1,46	1,46
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	0,43	2,16	-1,15	2,27	1,15	2,27
ULS(1) 6.10.a	1,02	4,32	-2,53	4,76	2,53	4,76
ULS(2) 6.10.b	1,80	4,14	-3,60	5,74	3,60	5,74
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$ 5,74	kN	$R_{Ed} =$ 5,74	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	2,24	2,20	3,9
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	1,06	1,45	2,3
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	0,0	0,0	1,48	2,20	2,8
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	3,08	2,20	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	3,62	2,01	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$ 0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$ 3,6	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

raveling C

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	= $G_{k,j}$	= 3,9
$u_{elastisch}$	= $Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	= 2,3
u_{kruip}	= $k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	= 2,8
u_{zeeg}	= volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	= $u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 8,9
$u_{eind,toe}$	= $u_{eind,toelaatbaar}$	= 11,6

werknnummer

datum

blad



u.c.	=	$u_{eind} / u_{eind, toelaatbaar}$	=	0,77
u_{bij}	=	$u_{elastisch} + u_{kruip}$	=	5,0
$u_{bij, toe}$	=	$u_{bij, toelaatbaar}$	=	8,7
u.c.	=	$u_{bij} / u_{bij, toelaatbaar}$	=	0,58

toetsingen uiterste grenstoestand

raveling C

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting

$$M_{Ed,y} = 3,6 \text{ kNm} \quad W_y = 479 \text{ cm}^3 \quad f_{m,y,d} = 16,6 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 118 \text{ mm} \\ h = 156 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{Ed,y} / W_y = 3,6 \cdot 10^6 / 479 \cdot 10^3 = 7,6 \text{ N/mm}^2$$

$$6.11 \text{ unity-check} \quad \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 7,6 / 16,6 = 0,45$$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning

$$b_r = 80 \text{ mm}$$

$$f_{v,d} = 2,77 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 118 \text{ mm}$$

rekenwaarde q-last op balk

$$q_d = 1,02 \text{ kN/m'}$$

$$h = 156 \text{ mm}$$

niet gereduceerde dwarskracht

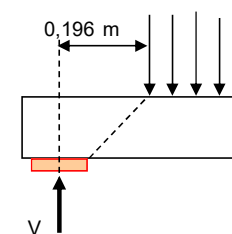
$$V = 5,7 \text{ kN}$$

$$V_{red} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 156) \cdot 1,02 = 0,20 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V - V_{red} = 5,74 - 0,20 = 5,54 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 3 V_{Ed} / 2bh = \frac{3 \cdot 5,54}{2 \cdot 118 \cdot 156} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

$$6.13 \text{ unity-check} = \tau_d / f_{v,d} = 0,45 / 2,77 = 0,16$$

**art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk**

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{krit} f_{m,d}) = 7,6 / (1,00 \cdot 16,6) = 0,45$$



houten ligger op 2 steunpunten met 2 q-lasten en 1 F-last

75 x 400

Kerto S balk

werk = Herbestemming Kweekschool Breda
 werknummer = 25096
 onderdeel = raveelbalk D in Kerto

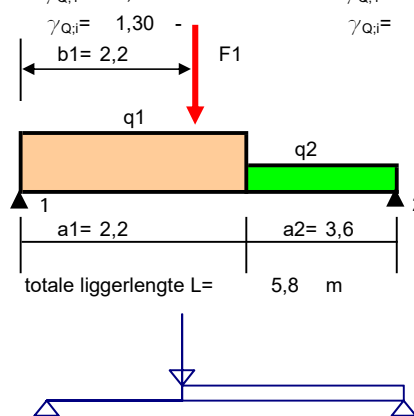
norm	NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)	ontwerplevensduur	=	50	jaar
ontwerplevensduur klasse	=	3	toepassing:	gebouwen en andere gewone constructies	
veiligheidsklasse	=	CC2	belastingfactoren		
correctiefactor voor formule 6.10.b	$\xi =$	0,89	6.10a	$\gamma_{Gi} =$	1,20 - 6.10b $\xi \gamma_{Gi} =$ 1,15 -

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

gebouwcategorie A: woon- en verblijfsruimtes

- (gewichtsberekening)
- (elastische doorbuiging)
- (kruip)
- reductiefactor vloerbelasting
- lengte q_1
- lengte q_2
- afstand F_1 tot steunpunt 1
- staaf lengte z-richting, ongesteund
- aangrijpingspunt van de belasting
- wijze van steunen
- aangrijpingspunt van de steunen
- toelaatbare einddoorbuiging veld 1
- bijkomende doorbuiging veld 1
- toegepaste zeeq veld 1

$\psi_0 =$	0,4	-
$\psi_1 =$	0,5	-
$\psi_2 =$	0,3	-
$\psi_i =$	1,00	-
a1=	2,2	m
a2=	3,6	m
b1=	2,2	m
L _z =	5,8	m
aan drukzijde gesteund		
aan drukzijde		
1:	250	* L
1:	333	* L
	0	mm


$$L = a_1 + a_2 = 5,8 \text{ m}$$

belastingen en combinaties

raveelbalk D in Kerto

permanente belasting	$G_{k,j}$	1,02	kN/m	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	1,02	=	1,02	kN/m'	
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom}$	2,45	kN/m	STR/GEO γ_{Gj}	$G_{k,j}$	+	$\gamma_Q \Sigma Q_{mom}$		
opgelegde belasting momentaan	ΣQ_{mom}	0,98	kN/m	6.10.a:	1,20	1,02	+	1,30 0,98 = 2,50 kN/m'	
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1}$	0,4	-	STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$	$G_{k,j}$	+	$\gamma_Q \Sigma Q_{extr+mom}$		
gewogen momentaanfactor ΣQ_{ki}	$\psi_{0,i}$	0,4	-	6.10.b:	1,15	1,02	+	1,30 2,45 = 4,36 kN/m'	
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1}$	0,3	-	EQU	1,1	$G_{k,j}$	+	1,5 $\Sigma Q_{extr+mom}$	
quasie-permanente factor ΣQ_{ki}	$\psi_{2,i}$	0,3	-	6.10:	1,1	1,02	+	1,5 2,45 = 4,80 kN/m'	
				EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	=	0,9 1,02 = 0,92 kN/m'		
$\Sigma Q_{k,1}$	= ($\Sigma Q_{extr+mom}$ - ΣQ_{mom}) / (1- $\psi_{0,1}$)			= (2,45 - 0,98) / (1- 0,4)				= 2,45 kN/m'	
$\Sigma Q_{k,i}$	= ($\Sigma Q_{extr+mom}$ - $\Sigma Q_{k,1}$) / $\psi_{0,i}$			= (2,45 - 2,45) / 0,4				= 0,00 kN/m'	
kruiip = k_{def} ($G_{k,j}$ + $\psi_{2,1}Q_{k,1}$ + $\psi_{2,i}Q_{k,i}$)	=	0,60	(1,02 + 0,3 2,45 + 0,3 0,00)					= 1,05 kN/m'	

F1:

permanente belasting	G _{k,j} =	4,78	kN		G _{k,j} : (incl.e.g.)	4,78				=	4,78	kN
opgelegde belasting exteem+mom.	ΣQ _{extr+mom} =	0	kN		STR/GEO	γ _{Gj}	G _{k,j}	+	γ _Q	ΣQ _{mom}		
opgelegde belasting momentaan	ΣQ _{mom} =	0	kN		6.10.a:	1,20	4,78	+	1,30	0	=	5,74 kN
gewogen momentaanfactor ΣQ _{k1}	ψ _{0,i} =	0,4	-		STR/GEO	ξ γ _{Gj}	G _{k,j}	+	γ _Q	ΣQ _{extr+mom}		
gewogen momentaanfactor ΣQ _{ki}	ψ _{0,i} =	0,4	-		6.10.b:	1,15	4,78	+	1,30	0	=	5,50 kN
quasie-permanente factor ΣQ _{k1}	ψ _{2,i} =	0,3	-		EQU	1,1	G _{k,j}	+	1,5	ΣQ _{extr+mom}		
quasie-permanente factor ΣQ _{ki}	ψ _{2,i} =	0,3	-		6.10:	1,1	4,78	+	1,5	0	=	5,26 kN
					EQU en STR/GEO		0,9 G _{k,j}	=	0,9	4,78	=	4,30 kN
ΣQ _{k,1}	= (	ΣQ _{extr+mom}	-	ΣQ _{mom}) /	(1-ψ _{0,1})	= (	0	-	0	)/ (1-	0,4)	= 0,00 kN
ΣQ _{k,i}	= (	ΣQ _{extr+mom}	-	ΣQ _{k,1}) /	ψ _{0,i}	= (	0	-	0,00	)/	0,4	= 0,00 kN
kruipt = k _{def} (G _{k,i} +ψ _{2,1} Q _{k,1} +ψ _{2,i} Q _{k,i})=		0,60	(	4,78	+ 0,3	0,00 +	0,3	0,00	) =			2,87 kN

materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren

raveelbalk D in Kerto

sterkteklasse	= Kerto S balk	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$	1,20	-
materiaal	= LVL (kerto)	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_h =$	1,18	-
houtbreedte	b= 75 mm	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_h =$	1,00	-
houthoogte	h= 400 mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$	0,80	middellang
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$	0,65	middellang

werknnummer

datum

blad



Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



H ligger 2 spt 2 q-lasten EC_NL

Versie : 2.2.10 ; NDP : NL

printdatum : 21-06-2017

belastingduurklasse comb. veranderlijk

= middellang

modificatiefactor sterkte

k_{mod} = 0,60 blijvend

E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)

nee

modificatiefactor treksterkte

k_{mod} = 0,50 blijvend

factor voor volume-effect

s= 0,12 bij LVL

modificatiefactor vervorming

k_{def} = 0,60 -

$\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule

unity-checks

ULS	buiging	0,51	dwarskracht	0,22	stabiliteit	0,51	SLS	u_{eind}	0,80	u_{bij}	0,66
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

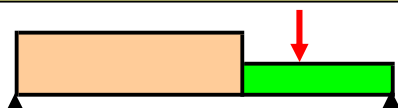
materiaal- en profielgegevens

raveelbalk D in Kerto

				$f_{x,d}$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M	middellang
buigsterkte	$f_{m,k}$	28	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,80	28	/	1,20	= 18,67 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	19	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,18	0,80	19	/	= 14,96 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	6	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,65	6	/	1,20	= 3,25 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	19	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,80	19	/	1,20	= 12,67 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	9	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,80	9	/	1,20	= 6,00 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4,5	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,80	4,5	/	1,20	= 3,00 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	10000	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	10000	/	1,00	= 10000 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	480	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,80	10000	/	1,20	= 6667 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	600	N/mm ²	G_d	1		1,00	600	/	1,00	= 600 N/mm ²
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean,k}$	2400	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	2400	/	1,00	= 2400 N/mm ²
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean,k}$	2400	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	2400	/	1,00	= 2400 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	8300	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	8300	/	1,00	= 8300 N/mm ²
traagheidsmoment	I_y	1	* $1/12 bh^3$		=	1	$1/12$	75	400 ³		= 40000 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	I_z	1	* $1/12 hb^3$		=	1	$1/12$	400	75 ³		= 1406 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	W_y	1	* $1/6 bh^2$		=	1	$1/6$	75	400 ²		= 2000,0 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	W_z	1	* $1/6 hb^2$		=	1	$1/6$	400	75 ²		= 375,0 10 ³ mm ³
oppervlak	A	1	*bh		=	1		75	400		= 300,0 10 ² mm ²
traagheidsstraal	i_y	$\sqrt{I_y / A}$			=	$\sqrt{}$	(	40000	/	300	) = 115,5 mm
traagheidsstraal	i_z	$\sqrt{I_z / A}$			=	$\sqrt{}$	(	1406	/	300	) = 21,7 mm

resultaten mechanischeberekeningen

raveelbalk D in Kerto



STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)			reactie (kN)	
	q1	q2	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$		R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,00	1,02	4,78	4,1	4,3		4,1	4,3
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,00	2,45	0,00	2,7	6,1		2,7	6,1
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,00	1,05	2,87	3,0	3,7		3,0	3,7
6.10a	0,00	2,50	5,74	6,4	8,4		6,4	8,4
6.10b	0,00	4,36	5,50	8,3	12,9		8,3	12,9
maatgevende waarden				V_{Ed}	12,9	kN	R_{Ed}	12,9 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)		positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$		uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	9,0		2,20	7,1
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	7,6		3,32	6,2
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,0	0,0	6,5		2,28	5,3
6.10a	0,0	0,0	14,0		2,45	
6.10b	0,0	0,0	19,1		2,84	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st}$	0,0 kNm	$M_{Ed,v}$	19,1 kNm		

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

raveelbalk D in Kerto

combinatie = alles volbelast

veld = $u_{1,2}$

u_{on} = $G_{k,j}$ = 7,1

werknummer

datum

blad



Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



H ligger 2 stpt 2 q-lasten EC_NL

Versie : 2.2.10 ; NDP : NL

printdatum : 21-06-2017

$u_{\text{elastisch}}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	$= 6,2$
u_{kruip}	$= k_{\text{def}} \cdot (G_{k1} + \psi_{2,Q_{k,1}} + \psi_{2,Q_{k,i}})$	$= 5,3$
u_{zeeg}	$= \text{volgens opgave}$	$= 0,0$
u_{eind}	$= u_{\text{on}} + u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}} + u_{\text{zeeg}}$	$= 18,6$
u_{bij}	$= u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}}$	$= 11,6$
$u_{\text{eind,toe}}$	$= u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	$= 23,2$
U.C.	$= u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	$= 0,80$
$u_{\text{bij,toe}}$	$= u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$= 17,4$
U.C.	$= u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$= 0,66$

toetsingen uiterste grenstoestand

raveelbalk D in Kerto

art. 6.1.6 enkele buiging

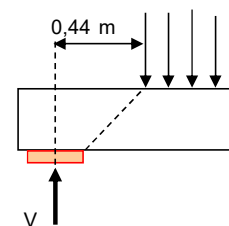
moment in y-richting	$M_{\text{Ed,y}} = 19,1 \text{ kNm}$	$W_y = 2000 \text{ cm}^3$	$f_{m,y,d} = 18,7 \text{ N/mm}^2$	$b = 75 \text{ mm}$
				$h = 400 \text{ mm}$
				$= 9,6 \text{ N/mm}^2$
6.11 unity-check	$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	$= 19,11 \cdot 10^6 / 2000 \cdot 10^3$	$= 9,6 / 18,7$	$= 0,51$

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning	$b_r = 80 \text{ mm}$	$f_{v,d} = 3,00 \text{ N/mm}^2$	$b = 75 \text{ mm}$
rekenwaarde q-last op balk	$q_d = 0,00 \text{ kN/m'}$		$h = 400 \text{ mm}$
niet gereduceerde dwarskracht	$V = 12,9 \text{ kN}$		

$V_{\text{red}} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d$	$= (0,5 \cdot 0,08 + 0,4) \cdot 0,00$	$= 0,00 \text{ kN}$
$V_{\text{Ed}} = V - V_{\text{red}}$	$= 12,90 - 0,00$	$= 12,90 \text{ kN}$
$\tau_d = 3 V_{\text{Ed}} / 2bh$	$= \frac{3 \cdot 12,90}{2 \cdot 75 \cdot 400}$	$= 0,65 \text{ N/mm}^2$

6.13	unity-check	$= \tau_d / f_{v,d}$	$= 0,65 / 3,00$	$= 0,22$
------	-------------	----------------------	-----------------	----------



art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

6.33	$\sigma_{m,d} / (k_{\text{krit}} f_{m,d})$	$= 9,6 / (1,00 \cdot 18,7)$	$= 0,51$
------	--	-----------------------------	----------

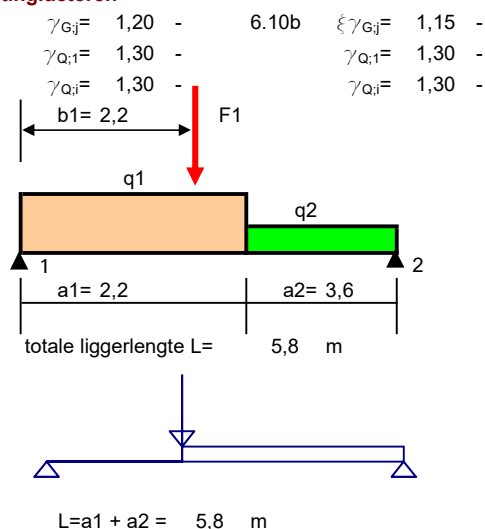
**houten ligger op 2 steunpunten met 2 q-lasten en 1 F-last****80 x 400**
GL 24h

werk = **Herbestemming Kweekschool Breda**
 werknummer = **25096**
 onderdeel = **raveelbalk D in gelamineerd**

norm **NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)** ontwerplevensduur = **50** jaar
 ontwerplevensduur klasse = **3** toepassing: gebouwen en andere gewone constructies
 veiligheidsklasse = **CC2**
 correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi =$ **0,89** belastingfactoren

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlagegebouwcategorie **A: woon- en verblijfsruimtes**

(gewichtsberekening) $\psi_0 =$ **0,4** -
 (elastische doorbuiging) $\psi_1 =$ **0,5** -
 (kruip) $\psi_2 =$ **0,3** -
 reductiefactor vloerbelasting $\psi_i =$ **1,00** -
 lengte q1 $a_1 =$ **2,2** m
 lengte q2 $a_2 =$ **3,6** m
 afstand F1 tot steunpunt 1 $b_1 =$ **2,2** m
 staafnagte z-richting, ongesteund $L_z =$ **5,8** m
 aangrijpingspunt van de belasting
 wijze van steunen **aan drukzijde**
 aangrijpingspunt van de steunen **aan drukzijde**
 toelaatbare einddoorbuiging veld 1 **1: 250** * L
 bijkomende doorbuiging veld 1 **1: 333** * L
 toegepaste zeeg veld 1 **0** mm

**belastingen en combinaties**

raveelbalk D in gelamineerd

permanente belasting	$G_{k,j} =$ 1,02 kN/m	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	1,02	=	1,02	kN/m'
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} =$ 2,45 kN/m	STR/GEO $\gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$ + γ_Q	ΣQ_{mom}		
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} =$ 0,98 kN/m	6.10.a: 1,20	1,02 + 1,30	0,98	=	2,50 kN/m'
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1} =$ 0,4 -	STR/GEO $\xi \gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$ + γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$		
gewogen momentaanfactor ΣQ_{ki}	$\psi_{0,i} =$ 0,4 -	6.10.b: 1,15	1,02 + 1,30	2,45	=	4,36 kN/m'
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1} =$ 0,3 -	EQU 1,1	$G_{k,j}$ + 1,5	$\Sigma Q_{extr+mom}$		
quasie-permanente factor ΣQ_{ki}	$\psi_{2,i} =$ 0,3 -	6.10: 1,1	1,02 + 1,5	2,45	=	4,80 kN/m'
		EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	= 0,9	1,02	= 0,92 kN/m'
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			= (2,45 - 0,98) / (1 - 0,4)			= 2,45 kN/m'
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			= (2,45 - 2,45) / 0,4			= 0,00 kN/m'
kruip = $k_{def} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60		(1,02 + 0,3	2,45 + 0,3	0,00)	= 1,05 kN/m'

F1:

permanente belasting	$G_{k,j} =$ 4,78 kN	$G_{k,j}$: (incl.e.g.)	4,78	=	4,78	kN
opgelegde belasting exteem+mom.	$\Sigma Q_{extr+mom} =$ 0 kN	STR/GEO $\gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$ + γ_Q	ΣQ_{mom}		
opgelegde belasting momentaan	$\Sigma Q_{mom} =$ 0 kN	6.10.a: 1,20	4,78 + 1,30	0	=	5,74 kN
gewogen momentaanfactor ΣQ_{k1}	$\psi_{0,1} =$ 0,4 -	STR/GEO $\xi \gamma_{G,j}$	$G_{k,j}$ + γ_Q	$\Sigma Q_{extr+mom}$		
gewogen momentaanfactor ΣQ_{ki}	$\psi_{0,i} =$ 0,4 -	6.10.b: 1,15	4,78 + 1,30	0	=	5,50 kN
quasie-permanente factor ΣQ_{k1}	$\psi_{2,1} =$ 0,3 -	EQU 1,1	$G_{k,j}$ + 1,5	$\Sigma Q_{extr+mom}$		
quasie-permanente factor ΣQ_{ki}	$\psi_{2,i} =$ 0,3 -	6.10: 1,1	4,78 + 1,5	0	=	5,26 kN
		EQU en STR/GEO	0,9 $G_{k,j}$	= 0,9	4,78	= 4,30 kN
$\Sigma Q_{k,1} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{mom}) / (1 - \psi_{0,1})$			= (0 - 0) / (1 - 0,4)			= 0,00 kN
$\Sigma Q_{k,i} = (\Sigma Q_{extr+mom} - \Sigma Q_{k,1}) / \psi_{0,i}$			= (0 - 0,00) / 0,4			= 0,00 kN
kruip = $k_{def} (G_{k,j} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,i} Q_{k,i})$	0,60		(4,78 + 0,3	0,00 + 0,3	0,00)	= 2,87 kN

materiaal-, hoogte- en modificatiefactoren

raveelbalk D in gelamineerd

sterkteklasse	= GL 24h	materiaalfactor sterkte	$\gamma_M =$ 1,25 -
materiaal	= gelamineerd hout	hoogtefactor treksterkte; breedte	$k_h =$ 1,10 -
houtbreedte	$b =$ 80 mm	hoogtefactor buigsterkte; hoogte	$k_h =$ 1,04 -
houthoogte	$h =$ 400 mm	modificatiefactor sterkte	$k_{mod} =$ 0,80 middellang
klimaatklasse	= 1	modificatiefactor treksterkte	$k_{mod} =$ 0,65 middellang

werknummer

datum

blad



Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



H ligger 2 spt 2 q-lasten EC_NL

Versie : 2.2.10 ; NDP : NL

printdatum : 21-06-2017

belastingduurklasse comb. veranderlijk

= middellang

modificatiefactor sterkte

k_{mod} = 0,60 blijvend

E en G corrigeren tgv art. 2.3.2.2(2)

nee

modificatiefactor treksterkte

k_{mod} = 0,50 blijvend

factor voor volume-effect

s= 0,12 bij LVL

modificatiefactor vervorming

k_{def} = 0,60 -

$\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule

unity-checks

ULS	buiging	0,56	dwarskracht	0,27	stabiliteit	0,56	SLS	u_{eind}	0,65	u_{bij}	0,54
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

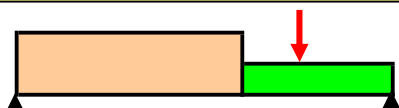
materiaal- en profielgegevens

raveelbalk D in gelamineerd

				$f_{x,d} =$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M		middellang
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,04	0,80	24	/	1,25	=	16,00 N/mm ²
treksterkte	$f_{t;0,k}$	19,2	N/mm ²	$f_{t;0,d}$	1	1,00	1,10	0,80	19,2 /	1,25	=	13,52 N/mm ²
treksterkte	$f_{t;90,k}$	0,5	N/mm ²	$f_{t;90,d}$	1		0,65	0,5	/	1,25	=	0,26 N/mm ²
druksterkte	$f_{c;0,k}$	24	N/mm ²	$f_{c;0,d}$	1		0,80	24	/	1,25	=	15,36 N/mm ²
druksterkte	$f_{c;90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c;90,d}$	1		0,80	2,5	/	1,25	=	1,60 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,80	3,5	/	1,25	=	2,24 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11500	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11500	/	1,00	=	11500 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	385	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,80	11500	/	1,25	=	7360 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	650	N/mm ²	G_d	1		1,00	650	/	1,00	=	650 N/mm ²
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean;}$	1		1,00	300	/	1,00	=	300 N/mm ²
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean,k}$	300	N/mm ²	$E_{90,mean;}$	1		1,00	300	/	1,00	=	300 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	9600	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	9600	/	1,00	=	9600 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	* $1/12 bh^3$	=	1	$1/12$	80	400 ³			=	42667 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	* $1/12 hb^3$	=	1	$1/12$	400	80 ³			=	1707 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	* $1/6 bh^2$	=	1	$1/6$	80	400 ²			=	2133,3 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	* $1/6 hb^2$	=	1	$1/6$	400	80 ²			=	426,7 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	*bh	=	1		80	400			=	320,0 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$			=	$\sqrt{}$	(	42667	/	320	)	=	115,5 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$			=	$\sqrt{}$	(	1707	/	320	)	=	23,1 mm

resultaten mechanischeberekeningen

raveelbalk D in gelamineerd



STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	q2	F1	V _{1,2}	V _{2,1}	R ₁	R ₂
G _{k,j}	0,00	1,02	4,78	4,1	4,3	4,1	4,3
Q _{k1} + ψ _{0,i} · Q _{k,i}	0,00	2,45	0,00	2,7	6,1	2,7	6,1
k _{def} · (G _{kj} + ψ ₂ Q _{k,1} + ψ ₂ Q _{k,i})	0,00	1,05	2,87	3,0	3,7	3,0	3,7
6.10a	0,00	2,50	5,74	6,4	8,4	6,4	8,4
6.10b	0,00	4,36	5,50	8,3	12,9	8,3	12,9
maatgevende waarden				V _{Ed} =	12,9	kN	R _{Ed} = 12,9 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)		positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$		uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	9,0		2,20	5,7
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	7,6		3,32	5,1
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,0	0,0	6,5		2,28	4,4
6.10a	0,0	0,0	14,0		2,45	
6.10b	0,0	0,0	19,1		2,84	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$	0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$	19,1	kNm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

raveelbalk D in gelamineerd

combinatie = alles volbelast

veld = $u_{1,2}$

$u_{on} = G_{k,j}$ = 5,7

werknummer

datum

blad



Adams Bouwadviesbureau

Druten

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017



H ligger 2 stpt 2 q-lasten EC_NL

Versie : 2.2.10 ; NDP : NL

printdatum : 21-06-2017

$u_{\text{elastisch}}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	$=$	5,1
u_{kruip}	$= k_{\text{def}} \cdot (G_{k1} + \psi_{2,Q_{k,1}} + \psi_{2,Q_{k,i}})$	$=$	4,4
u_{zeeg}	$=$ volgens opgave	$=$	0,0
u_{eind}	$= u_{\text{on}} + u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}} + u_{\text{zeeg}}$	$=$	15,2
u_{bij}	$= u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}}$	$=$	9,4
$u_{\text{eind,toe}}$	$= u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	$=$	23,2
U.C.	$= u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	$=$	0,65
$u_{\text{bij,toe}}$	$= u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$=$	17,4
U.C.	$= u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$=$	0,54

toetsingen uiterste grenstoestand

rafeelbalk D in gelamineerd

art. 6.1.6 enkele buiging

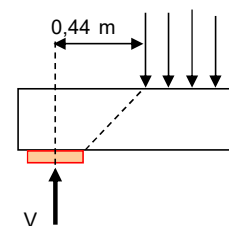
moment in y-richting	$M_{\text{Ed,y}} =$	19,1	kNm	$W_y =$	2133	cm ³	$f_{m,y,d} =$	16,0	N/mm ²	$b =$	80	mm
										$h =$	400	mm
	$\sigma_{m,y,d} =$	$M_{\text{Ed,y}} / W_y$	$=$	19,11	10 ⁶	$/$	2133	10 ³	$=$	9,0	N/mm ²	
6.11 unity-check	$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	$=$	9,0	$/$	16,0	$=$			$=$	0,56	-	

art. 6.1.7 dwarskracht

oplegbreedte ondersteuning	$b_r =$	80	mm	$f_{v,d} =$	2,24	N/mm ²	$b =$	80	mm
rekenwaarde q-last op balk	$q_d =$	0,00	kN/m'				$h =$	400	mm
niet gereduceerde dwarskracht	$V =$	12,9	kN						

$V_{\text{red}} =$	$(0,5 b_r + h) \cdot q_d$	$=$	(0,5	0,08	$+$	0,4	)	$\cdot$	0,00	$=$	0,00	kN
$V_{\text{Ed}} =$	$V - V_{\text{red}}$	$=$	12,90	$-$	0,00					$=$	12,90	kN
$\tau_d =$	$3 V_{\text{Ed}} / 2bh$	$=$	3	12,90	1000					$=$	0,60	N/mm ²
			2	80	400	1						

6.13	unity-check	$=$	$\tau_d / f_{v,d}$	$=$	0,60	$/$	2,24	$=$	0,27	-
------	-------------	-----	--------------------	-----	------	-----	------	-----	------	---



art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

6.33	$\sigma_{m,d} / (k_{\text{krit}} f_{m,d})$	$=$	9,0	$/$	(1,00	16,0	)	$=$	0,56	-
------	--	-----	-----	-----	--------	------	---	-----	------	---

**stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: UNP 160**werk **Herbestemming Kweekschool Breda**werknummer **25096**onderdeel **balk B**materiaal **S235**klasse **1** flensdikte **<40****kerngegevens**norm: **NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)**ontwerplevensduur klasse = **3**gevolgklasse **CC2**correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi =$ **0,89**

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur = **50** jaar

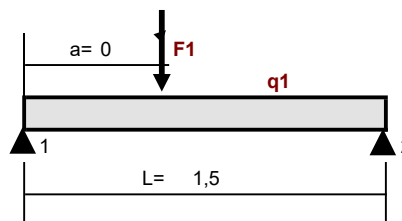
toepassing gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren

 $\gamma_{Gj} =$ 1,20 $\xi \gamma_{Gj} =$ 1,15 $\gamma_{M0} =$ 1,00 - $\gamma_{Q,1} =$ 1,30 $\gamma_{Q,1} =$ 1,30 $\gamma_{M1} =$ 1,00 - $\gamma_{Q,i} =$ 1,30 $\gamma_{Q,i} =$ 1,30 $\gamma_{M2} =$ 1,25 -kipcontrole uitschakelen? **nee**eigen gewicht ligger automatisch berekenen **ja****diverse factoren**gebouwcategorie **A: woon- en verblijfsruimtes**(gewichtsberekening) $\psi_0 =$ 0,4 -(elastische doorbuiging) $\psi_1 =$ 0,5 -(kruip) $\psi_2 =$ 0,3 -reductiefactor vloerbelasting $\psi_t =$ 1,00 -

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I =$ 925 cm⁴ $\Sigma g =$ 0,19 kN/m' $\Sigma W_{pl} =$ 138 cm³ $\Sigma A =$ 24,0 cm² $\Sigma W_{el} =$ 116 cm³ $E =$ 2E+05 N/mm²liggerlengte **L = 1,5** m
toelaatbare einddoorbuiging 1: **250** * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: **333** * L
toegepaste zeeg **0** mm**belastingen en combinaties**

balk B

q1:permanente belasting $G_{k,j} =$ **0,21** kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,21 + 0,19 = 0,40 kN/m'opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ **0,51** kN/m **STR/GEO** γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ **0,2** kN/m 6.10.a: 1,20 0,40 + 1,30 0,20 = 0,74 kN/m'**STR/GEO** $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 0,40 + 1,30 0,51 = 1,12 kN/m'

F1:permanente belasting $G_{k,j} =$ **0,38** kN $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,38 = 0,38 kNopgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ **1,33** kN **STR/GEO** γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ **0,53** kN 6.10.a: 1,20 0,38 + 1,30 0,53 = 1,15 kNplaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links) $a =$ **0** m **STR/GEO** $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 0,38 + 1,30 1,33 = 2,17 kN

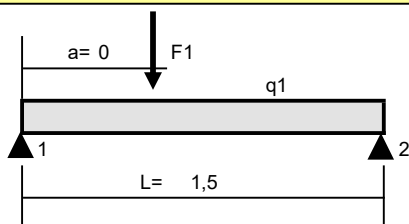
unity-checks

er worden geen verstijvingsschotjes toegepas zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

UGT	buiging	0,01	dwarskracht	0,02	onderflensinklemming	0,04	kip	0,01	BGT	u_{eind}	0,01	u_{bij}	0,00
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

balk B



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,40	0,38	-0,7	0,3	0,7	0,3

**Adams Bouwadviesbureau****Druten**

Gebruikslicentie COMMERCIELE-versie tot 1-10-2017

S ligger 2 stpt EC_NL
Versie : 4.10.10 ; NDP : NL
printdatum : 21-06-2017

$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,51	1,33	-1,7	0,4	1,7	0,4
ULS(1) 6.10.a	0,74	1,15	-1,7	0,6	1,7	0,6
ULS(2) 6.10.b	1,12	2,17	-3,0	0,8	3,0	0,8
maatgevende waarden	$V_{Ed} = $ 3,0 kN			$R_{Ed} = $ 3,0 kN		

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	0,1	0,75	0,0
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	0,1	0,75	0,0
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	0,2	0,75	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	0,3	0,75	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} = $ 0,0 kNm		$M_{Ed,v} = $ 0,3 kNm		

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

balk B

belastinggevallen en combinaties

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	=	$G_{k,j}$
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
u_{zeeg}	=	volgens opgave
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$
U.C.	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$
u_{bij}	=	$u_{elastisch}$
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$
U.C.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

balk B

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	0,3	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{0,3}{32,4}$	=	0,01 -
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	3,0	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,0}{181,0}$	=	0,02 -
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	3,0	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,0}{74,2}$	=	0,04 -
	R_2	=	0,8	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{0,8}{74,2}$	=	0,01 -
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	0,3	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{0,3}{32,4}$	=	0,01 -
opleglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	=	N_{Ed}	$ / (\beta \quad b \quad f_b)$					
	R_1	=	3,0 10^3	$ / ($	1,34	65	2,62	$)$	= 13 mm
	R_2	=	0,8 10^3	$ / ($	1,34	65	2,62	$)$	= 4 mm

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

balk B

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	0,3 kNm	profiel	=	UNP 160	A	=	24,0 cm ²
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{f,red}$	=	0,0 cm ²	kwaltiteit	=	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}	=	138,0 cm ³
				t_f	=	65 mm	$W_{el,min}$	=	116,0 cm ³
				t_f	=	10,5 mm	$W_{ef,min}$	=	116,0 cm ³
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{0,3}{32,4}$	A_f	=	6,5	1,1	=	6,8 cm ²

werknnummer

datum

blad



$$M_{c,Rd} = 32,4 \quad A_{f,net} = 6,825 - 0,0 = 6,8 \text{ cm}^2$$

(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138,0 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 32,4 \text{ kNm}$$

rekenwaarde dwarskracht	$V_{Ed} = 3,0 \text{ kN}$	profiel	= UNP 160	A	= 24,0 cm ²
profiel	gewalste I en H profielen	kwaliteit	= S235	γ_{M0}	= 1,00 -
hoogte van het lijf	$h_w = 139 \text{ mm}$	f_y	= 235 N/mm ²	I_y	= 925 cm ⁴
factor in formules gelast profiel	$\eta = 1$	b	= 65 mm	t_f	= 10,5 mm
		h	= 160 mm	t_w	= 7,5 mm
dikte in beschouwde punt	t = 6 mm	S_y	= 69 cm ³	I_t	= 7,4 cm ⁴
		h_w	= 160	-	10,5
		afrondingstraal in profiel	r	=	10,5 mm

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{3,0}{181,0} = 0,02 -$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{1334 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 181,0 \text{ kN}$$

(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:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{3}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,02 -$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_y t} = \frac{3,0 \cdot 69 \cdot 10^2}{925 \cdot 6} = 4 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w > 0,6 \quad \frac{3,0 \cdot 10^3}{1043} = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b t_f = 65 \cdot 10,5 = 6,825 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w t_w = 139 \cdot 7,5 = 10,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 6,825 / 10,4 = 0,7 -$$

$$\text{waarde voor } \tau_{Ed} \text{ waarmee mag worden gerekend voor I en H-} = 3 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{139}{7,5} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 18,5 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooien hoeft niet te worden berekend

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

$$(3) \text{ a } \text{ gewalste I en H profiel: } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \\ A_v = 2400 - 2 \cdot 65 \cdot 10,5 + (7,5 + 2 \cdot 10,5) \cdot 10,5 = 1334$$

**stalen ligger op 2 steunpunten met een overstek****1xprofiel 1: IPE 140**werk **Herbestemming Kweekschool Breda**werknummer **25096**onderdeel **balk C**materiaal **S235**klasse **1** flensdikte **<40****kerngegevens**norm **NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)**ontwerplevensduur klasse = **3**gevolgklasse **CC2**correctiefactor voor formule 6.10.b $x =$ **0,89**

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur = **50** jaar

toepassing gebouwen en andere gewone constructies

6.10a 6.10b 6.1 partiële factoren

 $\gamma_{GJ} =$ 1,20 $\xi \gamma_{GJ} =$ 1,15 $\gamma_{M0} =$ 1,00 - $\gamma_{Q,1} =$ 1,30 $\gamma_{Q,1} =$ 1,30 $\gamma_{M1} =$ 1,00 - $\gamma_{Q,d} =$ 1,30 $\gamma_{Q,d} =$ 1,30 $\gamma_{M2} =$ 1,25 -kipcontrole uitschakelen? **nee**eigen gewicht ligger automatisch berekenen **ja****diverse factoren**gebouwcategorie **A: woon- en verblijfsruimtes**(gewichtsberekening) $\psi_0 =$ 0,4 -(elastische doorbuiging) $\psi_1 =$ 0,5 -(kruip) $\psi_2 =$ 0,3 -reductiefactor vloerbelasting $\psi_t =$ 1,00 -

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belas

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I =$ 541 cm⁴ $\Sigma g =$ 0,13 kN/m' $\Sigma W_{pl} =$ 88 cm³ $\Sigma A =$ 16,4 cm² $\Sigma W_{el} =$ 77 cm³ $E =$ 2E+05 N/mm²liggerlengte $L1 =$ 1,6 mlengte overstek $L2 =$ 0,6 m

toelaatbare einddoorbuiging veld 1 1: 250 * L

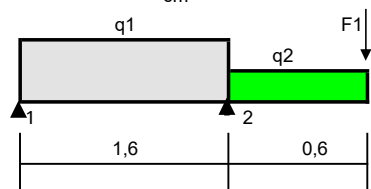
bijkomende doorbuiging veld 1 1: 333,3 * L

toelaatbare einddoorbuiging uitkraging 1: 125 * L

bijkomende doorbuiging uitkraging 1: 167 * L

toegepaste zeeg veld 1 0 mm

toegepaste zeeg veld 2 (knoop 3) 0 mm

**belastingen en combinaties**

balk C

q1:permanente belasting $G_{k,j} =$ 0,42 kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,42 + 0,13 = 0,55 kN/m'opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ 1 kN/m **STR/GEO** $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ 0,4 kN/m 6.10a: 1,20 0,55 + 1,30 0,40 = 1,18 kN/m'**STR/GEO** $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10b: 1,15 0,55 + 1,30 1,00 = 1,93 kN/m'

EQU 1,1 $G_{k,j}$ + 1,50 $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10: 1,1 0,55 + 1,50 1,00 = 2,10 kN/m'

EQU en STR/GEO 0,9 $G_{k,j}$ = 0,9 0,55 = 0,49 kN/m'**q2:**permanente belasting $G_{k,j} =$ 0,21 kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,21 + 0,13 = 0,34 kN/m'opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ 0,5 kN/m **STR/GEO** $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ 0,2 kN/m 6.10a: 1,20 0,34 + 1,30 0,20 = 0,67 kN/m'**STR/GEO** $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10b: 1,15 0,34 + 1,30 0,50 = 1,04 kN/m'

EQU 1,10 $G_{k,j}$ + 1,50 $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10: 1,10 0,34 + 1,50 0,50 = 1,12 kN/m'

EQU en STR/GEO 0,9 $G_{k,j}$ = 0,9 0,34 = 0,31 kN/m'**F1:**permanente belasting $G_{k,j} =$ 2,5 kN $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 2,5 = 2,50 kNopgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ 0 kN **STR/GEO** $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ 0 kN 6.10a: 1,20 2,5 + 1,30 0 = 3,00 kN**STR/GEO** $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10b: 1,15 2,5 + 1,30 0 = 2,88 kN

EQU 1,1 $G_{k,j}$ + 1,5 $\Sigma Q_{extr+mom}$



$$6.10: \quad 1,1 \quad 2,5 \quad + \quad 1,5 \quad 0 \quad = \quad 2,75 \quad \text{kN}$$

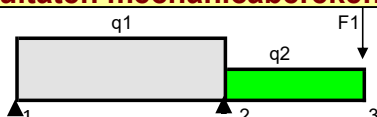
$$\text{EQU en STR/GEO} \quad 0,9 \quad G_{k,j} \quad = \quad 0,9 \quad 2,5 \quad = \quad 2,25 \quad \text{kN}$$

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

ULS	buiging	0,09	dwarskracht	0,03	onderflensinklemming	0,25	kip	0,11	SLS	u_{eind}	0,12	u_{bij}	0,03
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	-------------------	------	------------------	------

resultaten mechanica berekeningen

balk C



er komt trek op één van de steunpunten!

EQU (groep A)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)			reactie (kN)	
	q1	q2	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	$V_{2,3}$	R_1	R_2
6.10 overstek volbelast	0,49	1,12	2,8	0,8	1,6	-3,4	-0,8	5,0

STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)			reactie (kN)	
	q1	q2	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	$V_{2,3}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,55	0,34	2,50	0,5	1,4	-2,7	-0,5	4,1
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	1,00	0,50	0,00	-0,7	0,9	-0,3	0,7	1,2
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (veld 1)	1,00	0,00	0,00	-0,8	0,8	0,0	0,8	0,8
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (veld 2)	0,00	0,50	0,00	0,1	0,1	-0,3	-0,1	0,4
6.10a (alles volbelast)	1,18	0,67	3,00	0,3	2,1	-3,4	-0,3	5,5
6.10b (alles volbelast)	1,93	1,04	2,88	-0,3	2,7	-3,5	0,3	6,2
6.10a (veld 1 volbelast)	1,18	0,31	2,25	-0,1	1,8	-2,4	0,1	4,3
6.10b (veld 1 volbelast)	1,93	0,31	2,25	-0,7	2,4	-2,4	0,7	4,9
6.10a (veld 2 volbelast)	0,49	0,67	3,00	0,8	1,6	-3,4	-0,8	5,0
6.10b (veld 2 volbelast)	0,49	1,04	2,88	0,8	1,6	-3,5	-0,8	5,1

maatgevende waarden

$$V_{Ed} = 3,5 \text{ kN}$$

$$R_{Ed,max} = 6,2 \text{ kN}$$

$$R_{Ed,min} = -0,8 \text{ kN}$$

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)			veldmoment (kNm)	positie $M_{\text{veld,max}}$ (m)	vervorming (mm)	
	M_1	M_2	M_3	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$	u_3
$G_{k,j}$	0,0	-1,6	0,0	#N/B	n.v.t.	-0,2	0,6
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (alles volbelast)	0,0	-0,1	0,0	0,3	0,74	0,1	-0,1
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (veld 1 volbelast)	0,0	0,0	0,0	0,3	0,80	0,1	-0,1
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (veld 2 volbelast)	0,0	-0,1	0,0	#N/B	n.v.t.	0,0	0,0
6.10a (alles volbelast)	0,0	-1,9	0,0	#N/B	n.v.t.		
6.10b (alles volbelast)	0,0	-1,9	0,0	0,0	0,18		
6.10a (veld 1 volbelast)	0,0	-1,4	0,0	0,0	0,06		
6.10b (veld 1 volbelast)	0,0	-1,4	0,0	0,1	0,35		
6.10a (veld 2 volbelast)	0,0	-1,9	0,0	#N/B	n.v.t.		
6.10b (veld 2 volbelast)	0,0	-1,9	0,0	#N/B	n.v.t.		

maatgevende waarden

$$M_{Ed,st} = 1,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,v} = 0,3 \text{ kNm}$$

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

balk C

belastinggevallen en combinaties

veld		alles volbelast	veld 1 volbelast	veld 2 volbelast
u_{on}	$= G_{k,j}$	$= u_{1,2} \quad u_3$	$u_{1,2} \quad u_3$	$u_{1,2} \quad u_3$
$u_{\text{elastisch}}$	$= Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (volbelast)	$= -0,2 \quad 0,6$	$-0,2 \quad 0,6$	$-0,2 \quad 0,6$
u_{zeeg}	$=$ volgens opgave	$= 0,1 \quad -0,1$	$0,1 \quad -0,1$	$0,0 \quad 0,0$
u_{eind}	$= u_{on} + u_{\text{elastisch}} + u_{\text{zeeg}}$	$= 0,0 \quad 0,0$	$0,0 \quad 0,0$	$0,0 \quad 0,0$
u_{bij}	$= u_{\text{elastisch}}$	$= -0,1 \quad 0,5$	$-0,1 \quad 0,5$	$-0,2 \quad 0,6$
$u_{\text{eind,toe}}$	$= u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	$= 0,1 \quad -0,1$	$0,1 \quad -0,1$	$0,0 \quad 0,0$
$u.c.$	$= u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	$= 6,4 \quad 4,8$	$6,4 \quad 4,8$	$6,4 \quad 4,8$
$u_{\text{bij,toe}}$	$= u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$= 0,02 \quad 0,10$	$0,02 \quad 0,10$	$0,03 \quad 0,12$
$u.c.$	$= u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$= 4,8 \quad 3,6$	$4,8 \quad 3,6$	$4,8 \quad 3,6$
$u.c.$	$= u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	$= 0,01 \quad 0,02$	$0,02 \quad 0,03$	$0,00 \quad 0,01$

**toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)**

balk C

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	1,9	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{1,9}{20,8}$	=	0,09	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	3,5	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{3,5}{103,3}$	=	0,03	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	0,7	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{0,7}{25,0}$	=	0,03	-
	R_2	=	6,2	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,2}{25,0}$	=	0,25	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	1,9	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{1,9}{17,9}$	=	0,11	-
opleglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	=	N_{Ed}	$/ (\beta \quad b \quad f_b)$						
	$R_1 \quad l_{opleg}$	=	0,7 10^3	$/ (1,34 \quad 73 \quad 2,62)$						
	$R_2 \quad l_{opleg}$	=	6,2 10^3	$/ (1,34 \quad 73 \quad 2,62)$						

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

balk C

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	1,9 kNm	profiel	=	IPE 140	A	=	16,4 cm ²
reductie flensdoorsnede (boutg)	$A_{f,red}$	=	0,0 cm ²	kwali	=	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}	=	88,3 cm ³
				b	=	73 mm	$W_{el,min}$	=	77,3 cm ³
				t_f	=	6,9 mm	$W_{ef,min}$	=	77,3 cm ³
				A_f	=	7,3	0,7	=	5,0 cm ²
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{1,9}{20,8}$	=	0,09	-	$A_{f,net}$	=	5,037 - 0,0 = 5,0 cm ²

(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \quad f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \quad 235 \quad 10^{-3}}{1,00} = 20,8 \text{ kNm}$$

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

<= 0 %

lintvoegen: >=6,0 mm en <=15 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

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

$$2.4.3(1) \text{ bepaling rekenwaarde van de druksterkte } f_d = f_k / \gamma_M = 5,8 / 2,2 = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

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

opmerking

**stalen ligger 2 steunpunten, twee q-lasten en één F-last 1xprofiel 1: HE160A**werk **Herbestemming Kweekschool Breda**werknummer **25096**onderdeel **balk D**materiaal **S235**klasse **1** flensdikte **<40****kerngegevens**norm **NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)**ontwerplevensduur klasse = **3**gevolgklasse = **CC2**correctiefactor voor formule 6.10.b x= **0,89**

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

diverse factoren**A: woon- en verblijfsruimtes**

gebouwcategorie

(gewichtsrekening) $\psi_0 = 0,4$ -(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -reductiefactor vloerbelasting $\psi_t = 1,00$ -lengte belasting q1 a1= **0,7** mlengte belasting q2 a2= **1,5** msfaatnd F1 tot stpt 1 b1= **0,7** mtoelaatbare einddoorbuiging veld 1 1: **250** * Lbijkomende doorbuiging veld 1 1: **333,3** * Ltoegepaste zeeg veld 1 **0** mmontwerplevensduur = **50** jaar

toepassing gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren

 $\gamma_{Gj} = 1,20$ $\xi \gamma_{Gj} = 1,15$ $\gamma_{M0} = 1,00$ - $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{M1} = 1,00$ - $\gamma_{Qj} = 1,30$ $\gamma_{Qj} = 1,30$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -

kipcontrole uitschakelen?

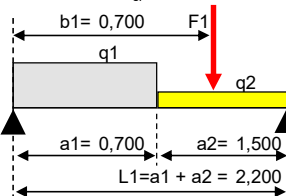
nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I = 1673$ cm⁴ $\Sigma g = 0,30$ kN/m' $\Sigma W_{pl} = 245$ cm³ $\Sigma A = 38,8$ cm² $\Sigma W_{el} = 220$ cm³ E = **210000** N/mm²

werkelijk schema (op schaal)

belastingen en combinaties

balk D

q1:permanente belasting $G_{k,j} = 0,56$ kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,56 + 0,30 = 0,86 kN/m'opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} = 1,35$ kN/m **STR/GEO** γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 0,54$ kN/m 6.10.a: 1,20 0,86 + 1,30 0,54 = 1,74 kN/m'**STR/GEO** $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 0,86 + 1,30 1,35 = 2,75 kN/m'

q2:permanente belasting $G_{k,j} = 0,77$ kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,77 + 0,30 = 1,07 kNopgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} = 1,86$ kN/m **STR/GEO** γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 0,744$ kN/m 6.10.a: 1,20 1,07 + 1,30 0,74 = 2,26 kN**STR/GEO** $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 1,07 + 1,30 1,86 = 3,65 kN

F1:permanente belasting $G_{k,j} = 4,17$ kN $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 4,17 = 4,17 kNopgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} = 0$ kN **STR/GEO** γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 0$ kN 6.10.a: 1,20 4,17 + 1,30 0,00 = 5,00 kN**STR/GEO** $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

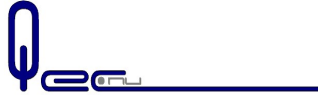
6.10.b: 1,15 4,17 + 1,30 0,00 = 4,80 kN

unity-checks**er worden geen verstijvingsschotjes toegepast zie ook de invoercellen verderop in deze berekening**

ULS	buiging	0,07	dwarskracht	0,04	onderflensinklemming	0,15	kip	0,08	SLS	u_{eind}	0,05	u_{bij}	0,02
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

balk D



STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	q2	F1	V _{1,2}	V _{2,1}	R ₁	R ₂
G _{k,j}	0,86	1,07	4,17	-3,9	2,5	3,9	2,5
Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i}	1,35	1,86	0,00	-1,7	2,0	1,7	2,0
6.10.a	1,74	2,26	5,00	-5,6	4,0	5,6	4,0
6.10.b	2,75	3,65	4,80	-6,8	5,4	6,8	5,4

maatgevende waarden

V_{Ed} = 6,8 kNR_{Ed} = 6,8 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie M _{veld,max} (m)	vervorming (mm)
	M ₁	M ₂	M _{1,2}	uit R ₁	u _{1,2}
G _{k,j}	0,0	0,0	2,5	0,70	0,3
Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i}	0,0	0,0	1,1	1,13	0,2
6.10.a	0,0	0,0	3,5	0,70	
6.10.b	0,0	0,0	4,1	0,71	

maatgevende waarden

M_{Ed,st} = 0,0 kNmM_{Ed,v} = 4,1 kNm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

balk D

belastinggevallen en combinaties

veld	=	u _{1,2}
u _{on}	= G _{k,j}	= 0,3
u _{elastisch}	= Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i} (volbelast)	= 0,2
u _{zeeg}	= volgens opgave	= 0,0
u _{eind}	= u _{on} + u _{elastisch} + u _{zeeg}	= 0,5
u _{bij}	= u _{elastisch}	= 0,2
u _{eind,toe}	= u _{eind,toelaatbaar}	= 8,8
u.c.	= u _{eind} / u _{eind,toelaatbaar}	= 0,05
u _{bij,toe}	= u _{bij,toelaatbaar}	= 6,6
u.c.	= u _{bij} / u _{bij,toelaatbaar}	= 0,02

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

balk D

buiging, art 6.2.5	M _{Ed}	=	4,1	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{4,1}{57,6}$	=	0,07	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V _{Ed}	=	6,8	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,8}{179,6}$	=	0,04	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R ₁	=	6,8	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,8}{43,8}$	=	0,15	-
	R ₂	=	5,4	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,4}{43,8}$	=	0,12	-
kip, art. 6.3.2	M _{Ed}	=	4,1	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{4,1}{52,7}$	=	0,08	-
opleglengte, art. 6.9 EC steen	I _{opleg}	=	N _{Ed}	/ (	β	b	f _b	)		
	R ₁	I _{opleg}	=	6,8 · 10 ³	/ (	1,34	160	2,62	)	= 12 mm
	R ₂	I _{opleg}	=	5,4 · 10 ³	/ (	1,34	160	2,62	)	= 10 mm

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

balk D

rekenwaarde moment	M _{Ed}	=	4,1 kNm	profiel	=	HE160A	A	=	38,8 cm ²
reductie flensdoorsnede (boutg: A _{f,red}	=	0,0 cm ²		kwalitei	=	S235	γ _{M0}	=	1,00 -
				f _y	=	235 N/mm ²	γ _{M2}	=	1,25 -
				f _u	=	360 N/mm ²	W _{pl}	=	245,1 cm ³
				b	=	160 mm	W _{el,min}	=	220,1 cm ³
				t _f	=	9 mm	W _{ef,min}	=	220,1 cm ³

de boutgaten mogen worden verwaarloosd



$$6.12 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1,0 = \frac{4,1}{57,6} = 0,07 \quad - \quad A_f = 16,0 \quad 0,9 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 14,4 \quad - \quad 0,0 = 14,4 \text{ cm}^2$$

(2) voor doorsnede klasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{245,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 57,6 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0,9 \cdot f_u \cdot 10^{-3}}{\gamma_{M2}} = \frac{14,4 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 3,7 \text{ kN}$$

$$\frac{A_f \cdot f_y \cdot 10^{-3}}{\gamma_{M0}} = \frac{14,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 3,4 \text{ kN}$$

art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving)

balk D

rekenwaarde moment	$V_{Ed} = 6,8 \text{ kN}$	profiel	$= \text{HE160A}$	$A = 38,8 \text{ cm}^2$
profiel	gewalste I en H profielen	kwaliteit	$= \text{S235}$	$\gamma_{M0} = 1,00$
		$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	$I_y = 1673 \text{ cm}^4$	
factor in formules gelast profiel	$\eta = 1$	$b = 160 \text{ mm}$	$t_f = 9 \text{ mm}$	
		$h = 152 \text{ mm}$	$t_w = 6 \text{ mm}$	
dikte in beschouwde punt	$t = 6 \text{ mm}$	$S_y = 123 \text{ cm}^3$	$I_t = 12,2 \text{ cm}^4$	
		$h_w = 152$	$9 \cdot 2 = 134 \text{ mm}$	
		reken met hoogte van het lijf	$h_w = 134 \text{ mm}$	
		afroningstraal in profiel	$r = 15 \text{ mm}$	

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 1,0 = \frac{6,8}{179,6} = 0,04$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{1324 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 179,6 \text{ kN}$$

(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 plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{8,4}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,06$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_y t} = \frac{6,8 \cdot 123 \cdot 10^2}{1673 \cdot 6} = 8 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w > 0,6 \quad \frac{6,8 \cdot 10^3}{804} = 8 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b t_f = 160 \cdot 9 = 14,4 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w t_w = 134 \cdot 6 = 8,0 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 14,4 / 8,0 = 1,8$$

$$\text{waarde voor } \tau_{Ed} \text{ waarmee mag worden gerekend voor I en H-pr} = 8 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{134}{6} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 22,3 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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



stalen ligger op 2 steunpunten met twee F-lasten en een q-last over de gehele lengte

1xprofiel 1: IPE 140

werk

Herbestemming Kweekschool Breda

werknummer

25096

onderdeel

balk E

materiaal S235

klasse 1

flensdikte <40

kerngegevens

norm NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)

ontwerplevensduur klasse = 3

gevolgklasse = CC2

correctiefactor voor formule 6.10.b x= 0,89

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur

= 50 jaar

toepassing

gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren

 $\gamma_{Gj} = 1,20$ $\xi \gamma_{Gj} = 1,15$ $\gamma_{M0} = 1,00$ - $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{M1} = 1,00$ - $\gamma_{Qj} = 1,30$ $\gamma_{Qj} = 1,30$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -

kipcontrole uitschakelen?

nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

diverse factoren

gebouwcategorie

A: woon- en verblijfsruimtes

(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ -(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -reductiefactor vloerbelasting $\psi_t = 1,00$ -

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I = 541 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,13 \text{ kN/m'}$ $\Sigma W_{pl} = 88 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 16,4 \text{ cm}^2$ $\Sigma W_{el} = 77 \text{ cm}^3$ $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

liggerlengte

L1= 2,9 m

toelaatbare einddoorbuiging veld 1

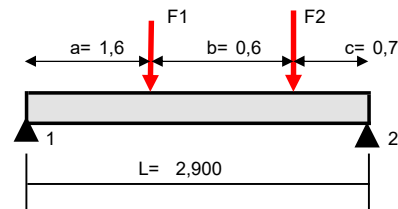
1: 250 * L

bijkomende doorbuiging veld 1

1: 333,3 * L

toegepaste zeeg veld 1

0 mm



belastingen en combinaties

balk E

q1:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 0,42 \text{ kN/m}$

opgelegde belasting exteem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} = 1,014 \text{ kN/m}$

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = 0,4056 \text{ kN/m}$ $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,42 + 0,13 = 0,55 kN/m'STR/GEO γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom}

6.10.a: 1,20 0,55 + 1,30 0,41 = 1,19 kN/m'

STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 0,55 + 1,30 1,01 = 1,95 kN/m'

F1:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 4,5 \text{ kN}$

opgelegde belasting exteem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} = \text{kN}$

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = \text{kN}$

afstand uit linker steunpunt

a= 1,6 m

 $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 4,5 = 4,50 kNSTR/GEO γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom}

6.10.a: 1,20 4,50 + 1,30 0,00 = 5,40 kN

STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 4,50 + 1,30 0,00 = 5,18 kN

F2:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 0,67 \text{ kN}$

opgelegde belasting exteem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} = \text{kN}$

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = \text{kN}$

afstand van F1 tot F2

b= 0,6 m

 $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,67 = 0,67 kNSTR/GEO γ_{Gj} $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom}

6.10.a: 1,20 0,67 + 1,30 0,00 = 0,80 kN

STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15 0,67 + 1,30 0,00 = 0,77 kN

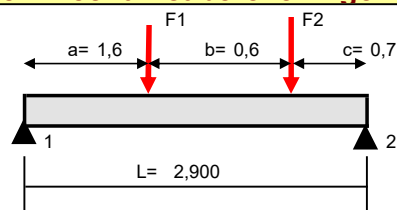
unity-checks

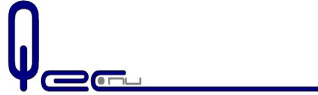
er worden geen verstijvingsschotjes toegepast zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

ULS	buiging	0,29	dwarskracht	0,06	onderflensinklemming	0,25	kip	0,53	SLS	u_{eind}	0,30	u_{bij}	0,09
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

balk E





STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	F2	V _{1,2}	V _{2,1}	R ₁	R ₂
G _{k,j}	0,55	4,50	0,67	-3,0	3,8	3,0	3,8
Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i}	1,01	0,00	0,00	-1,5	1,5	1,5	1,5
6.10.a	1,19	5,40	0,80	-4,3	5,3	4,3	5,3
6.10.b	1,95	5,18	0,77	-5,3	6,3	5,3	6,3
maatgevende waarden				V _{Ed} =	6,3	R _{Ed} =	6,3
					kN		kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie M _{veld,max} (m)	vervorming (mm)
	M ₁	M ₂	M _{1,2}	uit R ₁	u _{1,2}
G _{k,j}	0,0	0,0	4,1	1,60	2,6
Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i}	0,0	0,0	1,1	1,45	0,8
6.10.a	0,0	0,0	5,4	1,60	
6.10.b	0,0	0,0	6,0	1,60	
maatgevende waarden	M _{Ed,st} =	0,0	M _{Ed,v} =	6,0	
		kNm		kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

balk E

belastinggevallen en combinaties

veld	=	u _{1,2}
u _{on}	=	G _{k,j}
u _{elastisch}	=	Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i} (volbelast)
u _{zeeg}	=	volgens opgave
u _{eind}	=	u _{on} + u _{elastisch} + u _{zeeg}
u _{bij}	=	u _{elastisch}
u _{eind,toe}	=	u _{eind,toelaatbaar}
u.c.	=	u _{eind} / u _{eind,toelaatbaar}
u _{bij,toe}	=	u _{bij,toelaatbaar}
u.c.	=	u _{bij} / u _{bij,toelaatbaar}

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

balk E

buiging, art 6.2.5	M _{Ed}	=	6,0	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,0}{20,8}$	=	0,29	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V _{Ed}	=	6,3	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,3}{103,3}$	=	0,06	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R ₁	=	5,3	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{5,3}{25,0}$	=	0,21	-
	R ₂	=	6,3	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,3}{25,0}$	=	0,25	-
kip, art. 6.3.2	M _{Ed}	=	6,0	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{6,0}{11,5}$	=	0,53	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	I _{opleg}	=	N _{Ed}	/ (	β	b	f _b	)		
	R ₁	I _{opleg}	=	5,3 · 10 ³	/ (	1,34	73	2,62	)	= 21 mm
	R ₂	I _{opleg}	=	6,3 · 10 ³	/ (	1,34	73	2,62	)	= 24 mm

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

balk E

a) 0,2% buigend moment, enkelzijdig, rekenen met gecombineerde proefgegevens												
rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	6,0	kNm	profiel	=	IPE 140	A	=	16,4	cm ²	
reductie flensdoorsnede (boutg:	$A_{f,red}$	=	0,0	cm ²	kwaliteit	=	S235	γ_{M0}	=	1,00	-	
					f_y	=	235	N/mm ²	γ_{M2}	=	1,25	-
					f_u	=	360	N/mm ²	W_{pl}	=	88,3	cm ³
					b	=	73	mm	$W_{el,min}$	=	77,3	cm ³
					t_f	=	6,9	mm	$W_{ef,min}$	=	77,3	cm ³
de boutgaten mogen worden verwaarloosd												

de boutgaten mogen worden verwaarloosd



$$6.12 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1,0 = \frac{6,0}{20,8} = 0,29 - \quad A_f = 7,3 \quad 0,7 = 5,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 5,037 - 0,0 = 5,0 \text{ cm}^2$$

(2) voor doorsnede klasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \quad 235 \quad 10^{-3}}{1,00} = 20,8 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_{f,net}}{\gamma_{M2}} \frac{0,9 f_u}{10^{-3}} = \frac{5,0 \quad 0,9 \quad 360 \quad 10^{-3}}{1,25} = 1,3 \text{ kN}$$

$$\frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} 10^{-3} = \frac{5,037 \quad 235 \quad 10^{-3}}{1,00} = 1,2 \text{ kN}$$

art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving)

balk E

rekenwaarde dwarskracht	$V_{Ed} = 6,3 \text{ kN}$	profiel	$= \text{IPE 140}$	A	$= 16,4 \text{ cm}^2$
profiel	gewalste I en H profielen	kwaliteit	$= \text{S235}$	γ_{M0}	$= 1,00$
		f_y	$= 235 \text{ N/mm}^2$	I_y	$= 541 \text{ cm}^4$
factor in formules gelast profiel	$\eta = 1$	b	$= 73 \text{ mm}$	t_f	$= 6,9 \text{ mm}$
		h	$= 140 \text{ mm}$	t_w	$= 4,7 \text{ mm}$
dikte in beschouwde punt	$t = 6 \text{ mm}$	S_y	$= 44 \text{ cm}^3$	I_t	$= 2,5 \text{ cm}^4$
		h_w	$= 140$	$2 = 126,2 \text{ mm}$	
		reken met hoogte van het lijf	h_w	$= 126,2 \text{ mm}$	
		afronddingstraal in profiel	r	$= 7 \text{ mm}$	

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 1,0 = \frac{6,3}{103,3} = 0,06 -$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{762 \quad 235 \quad 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 103,3 \text{ kN}$$

(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 plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{10,6}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,08 -$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_y t} = \frac{6,3 \quad 44 \quad 10^2}{541 \quad 6} = 9 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w > 0,6 \quad \frac{6,3 \quad 10^3}{593,1} = 11 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b t_f = 73 \quad 6,9 = 5,037 \quad 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w t_w = 126,2 \quad 4,7 = 5,9 \quad 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 5,037 / 5,9 = 0,8 -$$

$$\text{waarde voor } \tau_{Ed} \text{ waarmee mag worden gerekend voor I en H-pr} = 11 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{126,2}{4,7} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 26,9 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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

**stalen ligger 2 steunpunten, twee q-lasten en één F-last 1xprofiel 1: IPE 180**

werk

Herbestemming Kweekschool Breda

werknummer

25096

materiaal S235

onderdeel

balk F

klasse 1

flensdikte <40

kerngegevens

norm NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)

ontwerplevensduur klasse = 3

gevolgklasse = CC2

correctiefactor voor formule 6.10.b x= 0,89

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

diverse factoren

A: woon- en verblijfsruimtes

gebouwcategorie

(gewichtsberekening)

 $\psi_0 = 0,4$

(elastische doorbuiging)

 $\psi_1 = 0,5$

(kruip)

 $\psi_2 = 0,3$

reductiefactor vloerbelasting

 $\psi_t = 1,00$

lengte belasting q1

a1= 2,2 m

lengte belasting q2

a2= 3,6 m

sfaatnd F1 tot stpt 1

b1= 2,2 m

toelaatbare einddoorbuiging veld 1

1: 250 * L

bijkomende doorbuiging veld 1

1: 333,3 * L

toegepaste zeeg veld 1

0 mm

ontwerplevensduur

= 50 jaar

toepassing

gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a

6.10.b

6.1 partiële factoren

 $\gamma_{Gj} = 1,20$ $\xi \gamma_{Gj} = 1,15$ $\gamma_{M0} = 1,00$ $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{M1} = 1,00$ $\gamma_{Qj} = 1,30$ $\gamma_{Qj} = 1,30$ $\gamma_{M2} = 1,25$

kipcontrole uitschakelen?

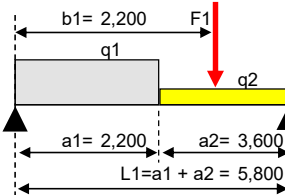
nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belasting

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I = 1317$ $\Sigma g = 0,19$ $\Sigma A = 23,9$ $\Sigma W_{pl} = 166$ $\Sigma A = 23,9$ $E = 210000$ $\Sigma W_{el} = 146$ $\Sigma A = 23,9$ $E = 210000$ 

werkelijk schema (op schaal)

belastingen en combinaties

balk F

q1:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 0$ kN/m

opgelegde belasting exteem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} = 0$ kN/m

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = 0$ kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.)

0

+

0,19

=

0,19 kN/m'

STR/GEO γ_{Gj} $G_{k,j}$

+

 γ_Q ΣQ_{mom}

6.10.a: 1,20

0,19

+

1,30

0,00

= 0,23 kN/m'

STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$

+

 γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15

0,19

+

1,30

0,00

= 0,22 kN/m'

q2:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 1,015$ kN/m

opgelegde belasting exteem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} = 2,4505$ kN/m

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} = 0,9802$ kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.)

1,015

+

0,19

=

1,20 kN

STR/GEO γ_{Gj} $G_{k,j}$

+

 γ_Q ΣQ_{mom}

6.10.a: 1,20

1,20

+

1,30

0,98

= 2,72 kN

STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$

+

 γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15

1,20

+

1,30

2,45

= 4,57 kN

F1:

permanente belasting

 $G_{k,j} = 5,25$ kN

opgelegde belasting exteem+mom.

 $\Sigma Q_{extr+mom} =$ kN

opgelegde belasting momentaan

 $\Sigma Q_{mom} =$ kN $G_{k,j}$: (incl.e.g.)

5,25

=

5,25 kN

STR/GEO γ_{Gj} $G_{k,j}$

+

 γ_Q ΣQ_{mom}

6.10.a: 1,20

5,25

+

1,30

0,00

= 6,30 kN

STR/GEO $\xi \gamma_{Gj}$ $G_{k,j}$

+

 γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,15

5,25

+

1,30

0,00

= 6,04 kN

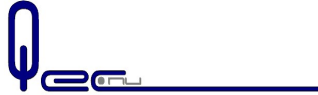
unity-checks

er worden geen verstijvingsschotjes toegepast zie ook de invoercellen verderop in deze berekening

ULS	buiging	0,53	dwarskracht	0,09	onderflensinklemming	0,55	kip	0,62	SLS	u_{eind}	0,90	u_{bij}	0,52
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

resultaten mechanica berekeningen

balk F



STR/GEO (groep B)

belastinggeval / combinatie	belastingen			dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	q2	F1	V _{1,2}	V _{2,1}	R ₁	R ₂
G _{k,j}	0,19	1,20	5,25	-4,9	5,1	4,9	5,1
Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i}	0,00	2,45	0,00	-2,7	6,1	2,7	6,1
6.10.a	0,23	2,72	6,30	-7,3	9,2	7,3	9,2
6.10.b	0,22	4,57	6,04	-9,2	13,7	9,2	13,7

maatgevende waarden

V_{Ed} = 13,7 kNR_{Ed} = 13,7 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie M _{veld,max} (m)	vervorming (mm)
	M ₁	M ₂	M _{1,2}	uit R ₁	u _{1,2}
G _{k,j}	0,0	0,0	10,4	2,20	11,8
Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i}	0,0	0,0	7,6	3,32	9,0
6.10.a	0,0	0,0	15,7	2,40	
6.10.b	0,0	0,0	20,6	2,80	

maatgevende waarden

M_{Ed,st} = 0,0 kNmM_{Ed,v} = 20,6 kNm

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

balk F

belastinggevallen en combinaties

veld	=	u _{1,2}
u _{on}	=	G _{k,j}
u _{elastisch}	=	Q _{k1} + $\psi_{0,i}$ · Q _{k,i} (volbelast)
u _{zeeg}	=	volgens opgave
u _{eind}	=	u _{on} + u _{elastisch} + u _{zeeg}
u _{bij}	=	u _{elastisch}
u _{eind,toe}	=	u _{eind,toelaatbaar}
u.c.	=	u _{eind} / u _{eind,toelaatbaar}
u _{bij,toe}	=	u _{bij,toelaatbaar}
u.c.	=	u _{bij} / u _{bij,toelaatbaar}

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

balk F

buiging, art 6.2.5	M _{Ed}	=	20,6	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{20,6}{39,1}$	=	0,53	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V _{Ed}	=	13,7	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{13,7}{152,0}$	=	0,09	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R ₁	=	9,2	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{9,2}{25,1}$	=	0,37	-
	R ₂	=	13,7	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{13,7}{25,1}$	=	0,55	-
kip, art. 6.3.2	M _{Ed}	=	20,6	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{20,6}{33,2}$	=	0,62	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	I _{opleg}	=	N _{Ed}	/ (	β	b	f _b	)		
	R ₁	I _{opleg}	=	9,2 · 10 ³	/ (	1,34	91	2,62	)	= 29 mm
	R ₂	I _{opleg}	=	13,7 · 10 ³	/ (	1,34	91	2,62	)	= 43 mm

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

balk F

rekenwaarde moment	M _{Ed}	=	20,6 kNm	profiel	=	IPE 180	A	=	23,9 cm ²
reductie flensdoorsnede (boutg: A _{f,red}	=	0,0 cm ²		kwalitei	=	S235	γ _{M0}	=	1,00 -
				f _y	=	235 N/mm ²	γ _{M2}	=	1,25 -
				f _u	=	360 N/mm ²	W _{pl}	=	166,4 cm ³
				b	=	91 mm	W _{el,min}	=	146,3 cm ³
				t _f	=	8 mm	W _{ef,min}	=	146,3 cm ³

de boutgaten mogen worden verwaarloosd



$$6.12 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} < 1,0 = \frac{20,6}{39,1} = 0,53 \quad - \quad A_f = 9,1 \quad 0,8 = 7,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{f,net} = 7,28 \quad - \quad 0,0 = 7,3 \text{ cm}^2$$

(2) voor doorsnede klasse 1 en 2

$$6.13 \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 39,1 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_{f,net}}{\gamma_{M2}} \cdot f_u \cdot 10^{-3} = \frac{7,3 \cdot 0,9 \cdot 360 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 1,9 \text{ kN}$$

$$\frac{A_f f_y \cdot 10^{-3}}{\gamma_{M0}} = \frac{7,28 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 1,7 \text{ kN}$$

art. 6.2.6 dwarskracht (afschuiving)

balk F

rekenwaarde moment	$V_{Ed} = 13,7 \text{ kN}$	profiel	$= \text{IPE 180}$	$A = 23,9 \text{ cm}^2$
profiel	gewalste I en H profielen	kwaliteit	$= \text{S235}$	$\gamma_{M0} = 1,00$
		$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	$I_y = 1317 \text{ cm}^4$	
factor in formules gelast profiel	$\eta = 1$	$b = 91 \text{ mm}$	$t_f = 8 \text{ mm}$	
		$h = 180 \text{ mm}$	$t_w = 5,3 \text{ mm}$	
dikte in beschouwde punt	$t = 6 \text{ mm}$	$S_y = 83 \text{ cm}^3$	$I_t = 4,8 \text{ cm}^4$	
		$h_w = 180$	$2 = 164 \text{ mm}$	
		reken met hoogte van het lijf	$h_w = 164 \text{ mm}$	
		afroningstraal in profiel	$r = 9 \text{ mm}$	

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 1,0 = \frac{13,7}{152,0} = 0,09$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{1120 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 152,0 \text{ kN}$$

(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 plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{15,8}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,12$$

algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I_y t} = \frac{13,7 \cdot 83 \cdot 10^2}{1317 \cdot 6} = 14 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w > 0,6 \quad \frac{13,7 \cdot 10^3}{869,2} = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b t_f = 91 \cdot 8 = 7,28 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w t_w = 164 \cdot 5,3 = 8,7 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 7,28 / 8,7 = 0,8$$

$$\text{waarde voor } \tau_{Ed} \text{ waarmee mag worden gerekend voor I en H-pr} = 16 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{164}{5,3} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 30,9 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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

 $\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule

6.32

unity-checks

ULS	buiging	0,55	dwarskracht	0,26	stabiliteit	0,55	SLS	u_{eind}	0,72	u_{bij}	0,70
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

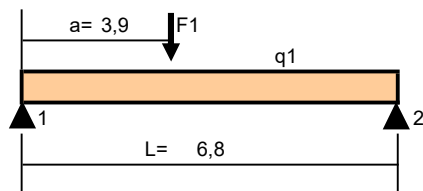
materiaal- en profielgegevens

ophangbalk entresol A

				$f_{x;d}$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M		middellang	
buigsterkte	$f_{m,k}$	44	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,00	0,80	44	/	1,20	=	29,33 N/mm ²	
treksterkte	$f_{t;0,k}$	35	N/mm ²	$f_{t;0,d}$	1	1,00	1,17	0,80	35	/	1,20	=	27,34 N/mm ²
treksterkte	$f_{t;90,k}$	0,8	N/mm ²	$f_{t;90,d}$	1		0,65	0,8	/	1,20	=	0,43 N/mm ²	
druksterkte	$f_{c;0,k}$	35	N/mm ²	$f_{c;0,d}$	1		0,80	35	/	1,20	=	23,33 N/mm ²	
druksterkte	$f_{c;90,k}$	6	N/mm ²	$f_{c;90,d}$	1		0,80	6	/	1,20	=	4,00 N/mm ²	
schuifsterkte	$f_{v,k}$	4,1	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,80	4,1	/	1,20	=	2,73 N/mm ²	
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	13800	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	13800	/	1,00	=	13800 N/mm ²	
volumieke massa	ρ_k	480	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,80	13800	/	1,20	=	9200 N/mm ²	
glijdingsmodulus	G_k	600	N/mm ²	G_d	1		1,00	600	/	1,00	=	600 N/mm ²	
elasticiteitsmodu naaldhout	$E_{90,mean,k}$	430	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	430	/	1,00	=	430 N/mm ²	
elasticiteitsmodu loofhout	$E_{90,mean,k}$	430	N/mm ²	$E_{90,mean,d}$	1		1,00	430	/	1,00	=	430 N/mm ²	
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05,k}$	11600	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	11600	/	1,00	=	11600 N/mm ²	
traagheidsmoment	$I_y =$	1	$\cdot \frac{1}{12} bh^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	80	500 ³	=	83333	10 ⁴ mm ⁴		
traagheidsmoment	$I_z =$	1	$\cdot \frac{1}{12} hb^3$	=	1	$\frac{1}{12}$	500	80 ³	=	2133	10 ⁴ mm ⁴		
weerstandsmoment	$W_y =$	1	$\cdot \frac{1}{6} bh^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	80	500 ²	=	3333,3	10 ³ mm ³		
weerstandsmoment	$W_z =$	1	$\cdot \frac{1}{6} hb^2$	=	1	$\frac{1}{6}$	500	80 ²	=	533,3	10 ³ mm ³		
oppervlak	$A =$	1	$\cdot bh$	=	1		80	500	=	400,0	10 ² mm ²		
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$	=	$\sqrt{}$	(	83333	/	400	)	=	144,3	mm		
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$	=	$\sqrt{}$	(	2133	/	400	)	=	23,1	mm		

resultaten mechanica berekeningen

ophangbalk entresol A



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,50	7,20	-4,77	5,83	4,77	5,83
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,00	17,20	-7,34	9,86	7,34	9,86
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	0,30	7,42	-4,18	5,27	4,18	5,27
ULS(1) 6.10.a	0,60	17,58	-9,54	12,12	9,54	12,12
ULS(2) 6.10.b	0,58	30,64	-15,02	19,53	15,02	19,53
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$ 19,53	kN	$R_{Ed} =$ 19,53	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	14,80	3,90	5,2
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	28,61	3,90	9,5
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	0,0	0,0	14,03	3,90	4,8
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	32,64	3,90	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	54,21	3,90	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$ 0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$ 54,2	kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ophangbalk entresol A

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	= $G_{k,j}$	= 5,2
$u_{elastisch}$	= $Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	= 9,5
u_{kruip}	= $k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,1} + \psi_{2,j} Q_{k,i})$	= 4,8
u_{zeeg}	= volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	= $u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 19,5
$u_{eind,toe}$	= $u_{eind,toelaatbaar}$	= 27,2

werknnummer

datum

blad



u.c.	=	$u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	=	0,72
u_{bij}	=	$u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}}$	=	14,3
$u_{\text{bij,toe}}$	=	$u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	=	20,4
u.c.	=	$u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	=	0,70

toetsingen uiterste grenstoestand

ophangbalk entresol A

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting	$M_{\text{Ed,y}} =$	54,2	kNm	$W_y =$	3333	cm ³	$f_{m,y,d} =$	29,3	N/mm ²	$b =$	80	mm	$h =$	500	mm
----------------------	---------------------	------	-----	---------	------	-----------------	---------------	------	-------------------	-------	----	----	-------	-----	----

$$\sigma_{m,y,d} = M_{\text{Ed,y}} / W_y = 54,2 \cdot 10^6 / 3333 \cdot 10^3 = 16,3 \text{ N/mm}^2$$

$$6.11 \text{ unity-check } \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 16,3 / 29,3 = 0,55$$

art. 6.1.7 dwarskracht

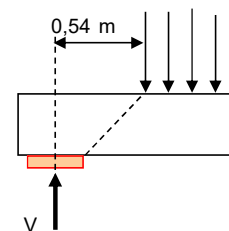
oplegbreedte ondersteuning	$b_r =$	80	mm	$f_{v,d} =$	2,73	N/mm ²	$b =$	80	mm
rekenwaarde q-last op balk	$q_d =$	0,58	kN/m'				$h =$	500	mm
niet gereduceerde dwarskracht	$V =$	19.5	kN						

$$V_{\text{red}} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 500) \cdot 0,58 = 0,31 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed}} = V - V_{\text{red}} = 19,53 - 0,31 = 19,22 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 3 V_{\text{Ed}} / 2bh = \frac{3 \cdot 19,22}{2 \cdot 80 \cdot 500} = 0,72 \text{ N/mm}^2$$

$$6.13 \text{ unity-check } \tau_d / f_{v,d} = 0,72 / 2,73 = 0,26$$

**art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk**

$$6.33 \sigma_{m,d} / (k_{\text{krit}} f_{m,d}) = 16,3 / (1,00 \cdot 29,3) = 0,55$$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkracht	$N_{Ed} =$	0	kN	$W_y =$	3333	cm ³	$f_{c,0,k} =$	35,0	N/mm ²	$b =$	80	mm
moment	$M_{y,Ed} =$	54,2	kNm	$A =$	400,0	cm ²	$f_{c,0,d} =$	23,3	N/mm ²	$h =$	500	mm
staaf lengte z-richting, ongesteund	$l_z =$	3900	mm				$f_{m,k} =$	44	N/mm ²	$I_z =$	2133	cm ⁴
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05} =$	11600	N/mm ²				$f_{m,y,d} =$	29,3	N/mm ²	$i_z =$	23,1	mm
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,d} =$	13800	N/mm ²						$\lambda_z =$	168,9	-	
glijdingsmodulus	$G_{0,05} = E_{0,05} / 16 =$	725	N/mm ²				modificatiefactor vervorming		$K_{def} =$	0,6	-	
factor quasi-blijvende belasting	$\psi_2 =$	0,3	-				factor voor rechtheid (6.29)		$\beta_c =$	0,1	-	
balk- en belastingtype	2 steunpunten + q-last											
aangrijpingspunt belasting	aan drukzijde											
wijze van steunen	ongesteund											

druk	$\sigma_{c,0,d} = N_{\text{Ed}} / A$	=	0	10^3	/	400,0	10^2	=	0,0	N/mm ²
buiging y	$\sigma_{m,y,d} = M_{y,\text{Ed}} / W_y$	=	54,2	10^6	/	3333	10^3	=	16,3	N/mm ²

$$2.10 E_{0,05,\text{fin}} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{\text{def}}) = 11600 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 9831 \text{ N/mm}^2$$

$$2.11 G_{0,05,\text{fin}} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{\text{def}}) = 725 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 614 \text{ N/mm}^2$$

$$6.30 \lambda_{\text{rel},m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,\text{crit}}} = \sqrt{44 / 25,7} = 1,31$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \sigma_{m,\text{crit}} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{\text{tor}}) / (I_{\text{ef}} W_y)}$$

$$\sigma_{m,\text{crit}} = \pi \sqrt{(11600 \cdot 2133 \cdot 10^4 \cdot 725 \cdot 7673,6 \cdot 10^4) / (4510 \cdot 3333 \cdot 10^3)} = 24,5 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \sigma_{m,\text{crit}} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{\text{ef}}) = 0,78 \cdot 80^2 \cdot 11600 / (500 \cdot 4510) = 25,7 \text{ N/mm}^2$$

rekenen met: $\sigma_{m,\text{crit}} = 25,7 \text{ N/mm}^2$

bij in trekzone gesteunde staven: (staat niet in de eurocode)

$$\sigma_{m,\text{crit}} = (G_{0,05} I_{\text{tor}} / E_{0,05} + 3,2 h^2 I_z / L_{\text{ef}}^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

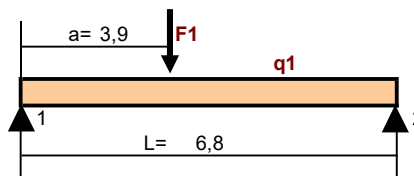
$$\sigma_{m,\text{crit}} = (7673,6 \cdot 10^4 / 16 + 3,2 \cdot 500^2 \cdot 2133 \cdot 10^4 / 4510^2) \cdot 4 \cdot 11600 / (80 \cdot 500^3) = 26,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{\text{tor}} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0,63 b/h + 0,525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{\text{tor}} = \frac{1}{3} \cdot 80^3 \cdot 500 \{ 1 - 0,63 \cdot 80 / 500 + 0,525 (80 / 500)^5 \} \cdot 10^{-4} = 7673,6 \text{ cm}^4$$



$$\begin{aligned} \text{en } I_{ef} &= a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 3900 + 2 \cdot 500 = 4510 \text{ mm} \\ 6.22 \quad \lambda_{rel,z} &= \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,05})} = 168,9 / \pi \cdot \sqrt{(35,0 / 11600)} = 2,953 - \\ 6.26 \quad k_{c,z} &= 1 / \{ k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)} \} = 1 / \{ 4,99 + \sqrt{(4,99^2 - 2,953^2)} \} = 0,11 \\ 6.28 \quad k_z &= 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (2,953 - 0,3) + 2,953^2) = 4,99 \\ 6.34 \quad k_{crit} &= 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1 = 1,00 \\ k_{crit} &= 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \quad k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,31 = 0,58 \\ k_{crit} &= 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m} \quad k_{crit} = 1 / 1,31^2 = 0,58 \\ &\text{als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt } k_{crit} = 1,0 \quad \text{maatgevende waarde } k_{crit} = 1,00 - \\ 6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) &= 16,3 / (1,00 \cdot 29,3) = 0,55 \end{aligned}$$



 $\sigma_{m,crit}$ berekenen met formule

6.32

unity-checks

ULS	buiging	0,87	dwarskracht	0,29	stabiliteit	0,87	SLS	u_{eind}	0,65	u_{bij}	0,63
-----	---------	------	-------------	------	-------------	------	-----	------------	------	-----------	------

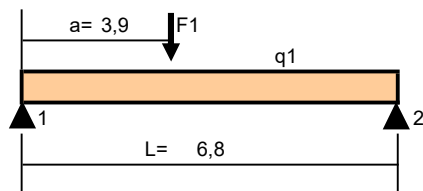
materiaal- en profielgegevens

ophangbalk entresol B

				$f_{x,d}$	c	k_h of k_l^{**}	k_{mod}	$f_{x,rep}$	/	γ_M	middellang
buigsterkte	$f_{m,k}$	24	N/mm ²	$f_{m,d}$	1	1,01	0,80	24	/	1,25	= 15,49 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,0,k}$	19,2	N/mm ²	$f_{t,0,d}$	1	1,00	1,10	0,80	19,2	/	= 13,52 N/mm ²
treksterkte	$f_{t,90,k}$	0,5	N/mm ²	$f_{t,90,d}$	1		0,65	0,5	/	1,25	= 0,26 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,0,k}$	24	N/mm ²	$f_{c,0,d}$	1		0,80	24	/	1,25	= 15,36 N/mm ²
druksterkte	$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²	$f_{c,90,d}$	1		0,80	2,5	/	1,25	= 1,60 N/mm ²
schuifsterkte	$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²	$f_{v,d}$	1		0,80	3,5	/	1,25	= 2,24 N/mm ²
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,k}$	11500	N/mm ²	$E_{0,mean,d}$	1		1,00	11500	/	1,00	= 11500 N/mm ²
volumieke massa	ρ_k	385	kg/m ³	$E_{0,u,d}$	1		0,80	11500	/	1,25	= 7360 N/mm ²
glijdingsmodulus	G_k	650	N/mm ²	G_d	1		1,00	650	/	1,00	= 650 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	$E_{0,05,k}$	9600	N/mm ²	$E_{0,05,d}$	1		1,00	9600	/	1,00	= 9600 N/mm ²
traagheidsmoment	$I_y =$	1	* $1/12 bh^3$	=	1		$1/12$	80	550 ³		= 110917 10 ⁴ mm ⁴
traagheidsmoment	$I_z =$	1	* $1/12 hb^3$	=	1		$1/12$	550	80 ³		= 2347 10 ⁴ mm ⁴
weerstandsmoment	$W_y =$	1	* $1/6 bh^2$	=	1		$1/6$	80	550 ²		= 4033,3 10 ³ mm ³
weerstandsmoment	$W_z =$	1	* $1/6 hb^2$	=	1		$1/6$	550	80 ²		= 586,7 10 ³ mm ³
oppervlak	$A =$	1	*bh	=	1			80	550		= 440,0 10 ² mm ²
traagheidsstraal	$i_y = \sqrt{(I_y / A)}$			=	$\sqrt{\quad}$		(	110917	/	440	) = 158,8 mm
traagheidsstraal	$i_z = \sqrt{(I_z / A)}$			=	$\sqrt{\quad}$		(	2347	/	440	) = 23,1 mm

resultaten mechanica berekeningen

ophangbalk entresol B



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,50	7,20	-4,77	5,83	4,77	5,83
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,00	17,20	-7,34	9,86	7,34	9,86
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,30	7,42	-4,18	5,27	4,18	5,27
ULS(1) 6.10.a	0,60	17,58	-9,54	12,12	9,54	12,12
ULS(2) 6.10.b	0,58	30,64	-15,02	19,53	15,02	19,53
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$	19,53 kN	$R_{Ed} =$	19,53 kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	14,80	3,90	4,7
$Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	28,61	3,90	8,6
$k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	0,0	0,0	14,03	3,90	4,3
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	32,64	3,90	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	54,21	3,90	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$	0,0 kNm	$M_{Ed,v} =$	54,2 kNm	

toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ophangbalk entresol B

veld	=	$u_{1,2}$
u_{on}	= $G_{k,j}$	= 4,7
$u_{elastisch}$	= $Q_{k1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,i}$	= 8,6
u_{kruip}	= $k_{def} \cdot (G_{k,j} + \psi_2 Q_{k,1} + \psi_2 Q_{k,i})$	= 4,3
u_{zeeg}	= volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	= $u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 17,6
$u_{eind,toe}$	= $u_{eind,toelaatbaar}$	= 27,2

werknnummer

datum

blad



u.c.	=	$u_{\text{eind}} / u_{\text{eind,toelaatbaar}}$	=	0,65
u_{bij}	=	$u_{\text{elastisch}} + u_{\text{kruip}}$	=	12,9
$u_{\text{bij,toe}}$	=	$u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	=	20,4
u.c.	=	$u_{\text{bij}} / u_{\text{bij,toelaatbaar}}$	=	0,63

toetsingen uiterste grenstoestand

ophangbalk entresol B

art. 6.1.6 enkele buiging

moment in y-richting	$M_{\text{Ed,y}} =$	54,2	kNm	$W_y =$	4033	cm ³	$f_{\text{m,y,d}} =$	15,5	N/mm ²	$b =$	80	mm	$h =$	550	mm
----------------------	---------------------	------	-----	---------	------	-----------------	----------------------	------	-------------------	-------	----	----	-------	-----	----

$$\sigma_{\text{m,y,d}} = M_{\text{Ed,y}} / W_y = 54,2 \cdot 10^6 / 4033 \cdot 10^3 = 13,4 \text{ N/mm}^2$$

$$6.11 \text{ unity-check } \sigma_{\text{m,y,d}} / f_{\text{m,y,d}} = 13,4 / 15,5 = 0,87$$

art. 6.1.7 dwarskracht

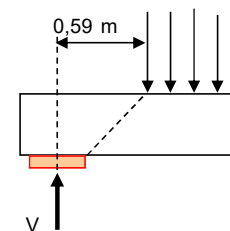
oplegbreedte ondersteuning	$b_r =$	80	mm	$f_{v,d} =$	2,24	N/mm ²	$b =$	80	mm
rekenwaarde q-last op balk	$q_d =$	0,58	kN/m'				$h =$	550	mm
niet gereduceerde dwarskracht	$V =$	19.5	kN						

$$V_{\text{red}} = (0,5 b_r + h) \cdot q_d = (0,5 \cdot 80 + 550) \cdot 0,58 = 0,34 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed}} = V - V_{\text{red}} = 19,53 - 0,34 = 19,19 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 3 V_{\text{Ed}} / 2bh = \frac{3 \cdot 19,19}{2 \cdot 80 \cdot 550} = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

$$6.13 \text{ unity-check } \tau_d / f_{\text{v,d}} = 0,65 / 2,24 = 0,29$$

**art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk**

$$6.33 \sigma_{\text{m,d}} / (k_{\text{krit}} f_{\text{m,d}}) = 13,4 / (1,00 \cdot 15,5) = 0,87$$

art. 6.3.3 liggers onderworpen aan buiging of aan buiging en druk

drukkraft	$N_{Ed} =$	0	kN	$W_y =$	4033	cm ³	$f_{c;0;k} =$	24,0	N/mm ²	$b =$	80	mm
moment	$M_{y;Ed} =$	54,2	kNm	$A =$	440,0	cm ²	$f_{c;0;d} =$	15,4	N/mm ²	$h =$	550	mm
staaf lengte z-richting,ongesteund	$l_z =$	3900	mm				$f_{m;k} =$	24	N/mm ²	$I_z =$	2347	cm ⁴
elasticiteitsmodulus	$E_{0,05} =$	9600	N/mm ²				$f_{m;y;d} =$	15,5	N/mm ²	$i_z =$	23,1	mm
elasticiteitsmodulus	$E_{0,mean,d} =$	11500	N/mm ²							$\lambda_z =$	168,9	-
glijdingsmodulus	$G_{0,05} = E_{0,05} / 16 =$	600	N/mm ²				modificatiefactor vervorming			$K_{def} =$	0,6	-
factor quasi-blijvende belasting	$\psi_2 =$	0,3	-				factor voor rechtheid (6.29)			$\beta_c =$	0,1	-
balk- en belastingtype	2 steunpunten + q-last											
aangrijpingspunt belasting	aan drukzijde											
wijze van steunen	ongesteund											

druk	$\sigma_{\text{c,0,d}} = N_{\text{Ed}} / A$	=	$0 \cdot 10^3$	/	$440,0 \cdot 10^2$	=	0,0	N/mm ²
buiging y	$\sigma_{\text{m,y,d}} = M_{\text{y,Ed}} / W_y$	=	$54,213 \cdot 10^6$	/	$4033 \cdot 10^3$	=	13,4	N/mm ²

$$2.10 E_{0,05,\text{fin}} = E_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{\text{def}}) = 9600 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 8136 \text{ N/mm}^2$$

$$2.11 G_{0,05,\text{fin}} = G_{0,05} / (1 + \psi_2 K_{\text{def}}) = 600 / (1 + 0,30 \cdot 0,60) = 508 \text{ N/mm}^2$$

$$6.30 \lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{f_{\text{m,k}} / \sigma_{\text{m,crit}}} = \sqrt{24 / 18,9} = 1,13$$

bij aan de drukzijde of neutrale lijn gesteunde staven

$$6.31 \sigma_{\text{m,crit}} = \pi \sqrt{(E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{\text{tor}}) / (I_{\text{ef}} W_y)}$$

$$\sigma_{\text{m,crit}} = \pi \sqrt{(9600 \cdot 2347 \cdot 10^4 \cdot 600 \cdot 8526,8 \cdot 10^4) / (4610 \cdot 4033 \cdot 10^3)} = 18,1 \text{ N/mm}^2$$

of bij gezaagd hout met een rechthoekige doorsnede

$$6.32 \sigma_{\text{m,crit}} = 0,78 b^2 E_{0,05} / (h I_{\text{ef}}) = 0,78 \cdot 80^2 \cdot 9600 / (550 \cdot 4610) = 18,9 \text{ N/mm}^2$$

rekenen met: $\sigma_{\text{m,crit}} = 18,9 \text{ N/mm}^2$

bij in trekzone gesteunde staven: (staat niet in de eurocode)

$$\sigma_{\text{m,crit}} = (G_{0,05} I_{\text{tor}} / E_{0,05} + 3,2 h^2 I_z / L_{\text{ef}}^2) \cdot 4 \cdot E_{0,05} / (b h^3)$$

$$\sigma_{\text{m,crit}} = (8526,8 \cdot 10^4 / 16 + 3,2 \cdot 550^2 \cdot 2347 \cdot 10^4 / 4610^2) \cdot 4 \cdot 9600 / (80 \cdot 550^3)$$

$$\sigma_{\text{m,crit}} = 18,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{met } I_{\text{tor}} = \frac{1}{3} b^3 h \{ 1 - 0,63 b/h + 0,525 (b/h)^5 \}$$

$$I_{\text{tor}} = \frac{1}{3} \cdot 80^3 \cdot 550 \{ 1 - 0,63 \cdot 80 / 550 + 0,525 (80 / 550)^5 \} \cdot 10^{-4} = 8526,8 \text{ cm}^4$$



$$\text{en } I_{ef} = a \cdot I_z + n \cdot h = 0,9 \cdot 3900 + 2 \cdot 550 = 4610 \text{ mm}$$

$$6.22 \quad \lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot \sqrt{(f_{c,0,k} / E_{0,05})} = 168,9 / \pi \cdot \sqrt{(24,0 / 9600)} = 2,688$$

$$6.26 \quad k_{c,z} = 1 / \{ k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2)} \} = 1 / \{ 4,23 + \sqrt{(4,23^2 - 2,688^2)} \} = 0,13$$

$$6.28 \quad k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,1 \cdot (2,688 - 0,3) + 2,688^2) = 4,23$$

$$6.34 \quad k_{crit} = 1 \text{ als } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \quad k_{crit} = 1 = 1,00$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} \text{ als } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \quad k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,13 = 0,71$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \text{ als } 1,4 < \lambda_{rel,m} \quad k_{crit} = 1 / 1,13^2 = 0,79$$

$$\text{als de balk aan de drukzijde volledig is gesteund geldt } k_{crit} = 1,0 \quad \text{maatgevende waarde } k_{crit} = 1,0$$

$$6.33 \quad \sigma_{m,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) = 13,4 / (1,00 \cdot 15,5) = 0,87$$

**stalen ligger op 2 steunpunten met een q- en een F-last 1xprofiel 1: IPE 240**werk **Herbestemming Kweekschool Breda**werknummer **25096**onderdeel **ophangbalk entresol C**materiaal **S235**klasse **1** flensdikte **<40****kerngegevens**norm: **NEN 8700 afkeuren (vanaf BB2012, wind maatgevend)**ontwerplevensduur klasse = **3**gevolgklasse **CC2**correctiefactor voor formule 6.10.b $\xi =$ **0,89**

de waarde van ksi volgt uit de Nationale Bijlage

ontwerplevensduur = **50** jaar

toepassing gebouwen en andere gewone constructies

6.10.a 6.10.b 6.1 partiële factoren

 $\gamma_{G,j} = 1,20$ $\xi \gamma_{G,j} = 1,10$ $\gamma_{M0} = 1,00$ - $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{Q,1} = 1,30$ $\gamma_{M1} = 1,00$ - $\gamma_{Q,2} = 1,30$ $\gamma_{Q,2} = 1,30$ $\gamma_{M2} = 1,25$ -

kipcontrole uitschakelen?

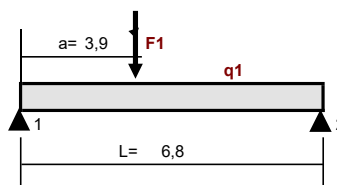
nee

eigen gewicht ligger automatisch berekenen

ja**diverse factoren**gebouwcategorie **A: woon- en verblijfsruimtes**(gewichtsberekening) $\psi_0 = 0,4$ -(elastische doorbuiging) $\psi_1 = 0,5$ -(kruip) $\psi_2 = 0,3$ -reductiefactor vloerbelasting $\psi_t = 1,00$ -

traagheidsmoment en weerstandsmoment in richting van de belast

belasting profiel 1: sterke as

 $\Sigma I = 3892 \text{ cm}^4$ $\Sigma g = 0,31 \text{ kN/m'}$ $\Sigma W_{pl} = 367 \text{ cm}^3$ $\Sigma A = 39,1 \text{ cm}^2$ $\Sigma W_{el} = 324 \text{ cm}^3$ $E = 2E+05 \text{ N/mm}^2$ liggerlengte **L= 6,8** m
toelaatbare einddoorbuiging 1: **250** * L
toelaatbare bijkomende doorbuiging 1: **333** * L
toegepaste zeeg **0** mm**belastingen en combinaties**

ophangbalk entresol C

q1:permanente belasting $G_{k,j} = 0,5$ kN/m $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 0,5 + 0,31 = 0,81 kN/m'opgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} =$ kN/m STR/GEO $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} =$ kN/m 6.10.a: 1,20 0,81 + 1,30 0,00 = 0,97 kN/m'STR/GEO $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,10 0,81 + 1,30 0,00 = 0,89 kN/m'

F1:permanente belasting $G_{k,j} = 7,2$ kN $G_{k,j}$: (incl.e.g.) 7,2 = 7,20 kNopgelegde belasting exteem+mom. $\Sigma Q_{extr+mom} = 17,2$ kN STR/GEO $\gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q ΣQ_{mom} opgelegde belasting momentaan $\Sigma Q_{mom} = 6,88$ kN 6.10.a: 1,20 7,2 + 1,30 6,88 = 17,58 kNplaats puntlast vanaf steunpunt 1 (links) $a = 3,9$ m STR/GEO $\xi \gamma_{G,j}$ $G_{k,j}$ + γ_Q $\Sigma Q_{extr+mom}$

6.10.b: 1,10 7,2 + 1,30 17,2 = 30,28 kN

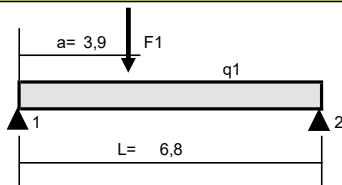
unity-checks

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

UGT	buiging	0,64	dwarskracht	0,08	onderflensinklemming	0,75	kip	0,77	BGT	u_{eind}	0,80	u_{bij}	0,65
-----	---------	------	-------------	------	----------------------	------	-----	------	-----	------------	------	-----------	------

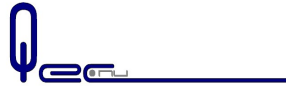
resultaten mechanica berekeningen

ophangbalk entresol C



belastinggeval / combinatie	belastingen		dwarskracht (kN)		reactie (kN)	
	q1	F1	$V_{1,2}$	$V_{2,1}$	R_1	R_2
$G_{k,j}$	0,81	7,20	-5,8	6,9	5,8	6,9
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,00	17,20	-7,3	9,9	7,3	9,9
ULS(1) 6.10.a	0,97	17,58	-10,8	13,4	10,8	13,4
ULS(2) 6.10.b	0,89	30,28	-15,9	20,4	15,9	20,4
maatgevende waarden			$V_{Ed} =$ 20,4	kN	$R_{Ed} =$ 20,4	kN

belastinggeval / combinatie	steunpuntmoment (kNm)		veldmoment (kNm)	positie $M_{veld,max}$ (m)	vervorming (mm)
	M_1	M_2	$M_{1,2}$	uit R_1	$u_{1,2}$
$G_{k,j}$	0,0	0,0	16,5	3,90	8,3
$Q_{k1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	0,0	0,0	28,6	3,90	13,4
ULS(1) 6.10.a	0,0	0,0	34,7	3,90	
ULS(2) 6.10.b	0,0	0,0	55,4	3,90	
maatgevende waarden	$M_{Ed,st} =$ 0,0	kNm	$M_{Ed,v} =$ 55,4	kNm	



toetsingen bruikbaarheidsgrenstoestand

ophangbalk entresol C

belastinggevallen en combinaties

veld		=	$u_{1,2}$
u_{on}	=	$G_{k,j}$	= 8,3
$u_{elastisch}$	=	$Q_{k,1} + \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$	= 13,4
u_{zeeg}	=	volgens opgave	= 0,0
u_{eind}	=	$u_{on} + u_{elastisch} + u_{kruip} + u_{zeeg}$	= 21,7
$u_{eind,toe}$	=	$u_{eind,toelaatbaar}$	= 27,2
U.C.	=	$u_{eind} / u_{eind,toelaatbaar}$	= 0,80
u_{bij}	=	$u_{elastisch}$	= 13,4
$u_{bij,toe}$	=	$u_{bij,toelaatbaar}$	= 20,4
U.C.	=	$u_{bij} / u_{bij,toelaatbaar}$	= 0,65

toetsingen uiterste grenstoestand (samenvatting)

ophangbalk entresol C

buiging, art 6.2.5	M_{Ed}	=	55,4	6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{55,4}{86,2}$	=	0,64	-
dwarskracht, art. 6.2.6	V_{Ed}	=	20,4	6.17	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{20,4}{259,5}$	=	0,08	-
onderflensinklemming, art. 6.3.1	R_1	=	15,9	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{15,9}{27,3}$	=	0,58	-
	R_2	=	20,4	6.46	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{20,4}{27,3}$	=	0,75	-
kip, art. 6.3.2	M_{Ed}	=	55,4	6.54	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{55,4}{71,8}$	=	0,77	-
oplegglengte, art. 6.9 EC steen	l_{opleg}	=	N_{Ed}	$l / (\beta \quad b \quad f_b)$						
	$R_1 \quad l_{opleg}$	=	15,9 10^3	$l / (1,34 \quad 120 \quad 2,62)$						= 38 mm
	$R_2 \quad l_{opleg}$	=	20,4 10^3	$l / (1,34 \quad 120 \quad 2,62)$						= 48 mm

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

ophangbalk entresol C

rekenwaarde moment	M_{Ed}	=	55,4 kNm	profiel	=	IPE 240	A	=	39,1 cm ²
reductie flensdoorsnede (boutgat)	$A_{f,red}$	=	0,0 cm ²	kwaliiteit	=	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}	=	366,6 cm ³
				b	=	120 mm	$W_{el,min}$	=	324,3 cm ³
				t_f	=	9,8 mm	$W_{ef,min}$	=	324,3 cm ³
6.12	$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$	=	$\frac{55,4}{86,2}$	A_f	=	12,0	1,0	=	11,8 cm ²
				$A_{f,net}$	=	11,76	-	0,0	= 11,8 cm ²

(2) voor doorsnedeklasse 1 en 2

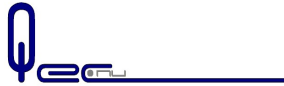
6.13	$M_{c,Rd}= M_{pl,Rd}= \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{MO}} = \frac{366,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 86,2 \text{ kNm}$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							</
------	---	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

$$6.17 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 = \frac{20,4}{259,5} = 0,08 -$$

$$6.18 \quad V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0}} / \sqrt{3} = \frac{1913 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,00} / \sqrt{3} = 259,5 \text{ kN}$$

(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 plooiën volgens hoofdstuk 5 van EN 1993-1-5 van toepassing is:

$$6.19 \quad \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} = \frac{15}{235 / (\sqrt{3} \cdot 1,00)} = 0,11 -$$



algemeen geldt:

$$6.20 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{I_y} \frac{S}{t} = \frac{20,4}{3892} \frac{183 \cdot 10^2}{6} = 16 \text{ N/mm}^2$$

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

$$6.21 \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \text{ indien } A_f / A_w > 0,6 \frac{20,4 \cdot 10^3}{1366} = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$A_f = b \cdot t_f = 120 \cdot 9,8 = 11,76 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_w = h_w \cdot t_w = 220,4 \cdot 6,2 = 13,7 \cdot 10^2 \text{ cm}^2$$

$$A_f / A_w = 11,76 / 13,7 = 0,9$$

$$\text{waarde voor } \tau_{Ed} \text{ waarmee mag worden gerekend voor I en H-I} = 15 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \text{ dus } \frac{220,4}{6,2} > 72 \frac{1,00}{1,00} \text{ eis } 35,5 > 72,0$$

conclusie: weerstand tegen plooiën hoeft niet te worden berekend

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

$$(3) \text{ a) gewalste I en H profiel } A_v = \frac{A}{A_v} = \frac{3910}{3910} = 1,0 \quad b) \quad t_f + (t_w + 2r) = 9,8 + (6,2 + 2 \cdot 15) = 35,5$$

$$6.54 \quad \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 = \frac{49,0}{71,8} = 0,68 \quad \text{gebruik bij formule 6.56 kromme a}$$

$$6.55 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1} = 0,834 \cdot 366,6 \cdot 235 \cdot 10^6 / 1,00 = 71,8 \text{ kNm}$$

$$6.56 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{0,821 + \sqrt{(0,821^2 - 0,729^2)}} = 0,834$$

maatgevende waarde $\chi_{LT} = 0,834$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2)] + \lambda_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (0,729 - 0,2)] + 0,729 = 0,821$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{(W_y \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{(366,6 \cdot 235 \cdot 10^3 / 162)} = 0,729$$

$$12.2.7 \quad M_{cr} = M_{ke} = k_{red} C / I_g \cdot \sqrt{(E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t)} = 1,00 \cdot \frac{14}{6800} \cdot \sqrt{(284 \cdot 80769 \cdot 12,9 \cdot 10^8)} = 162 \text{ kNm}$$

NEN 6771

$$b) \text{ dubbel-symmetrische profielen: } h / t_f \leq 75 = \frac{240}{10} = 24,5$$

aan deze eis wordt voldaan

$$c) \text{ dubbel-symmetrische profielen: } \alpha = h t_f^{12} / t_w^3 b^2 \leq 575 = \frac{240 \cdot 9,8 \cdot 10^{12}}{6,2^3 \cdot 120 \cdot 6800^2} = 1779$$

aan deze eis wordt niet voldaan

$$k_{red} = \text{als } h / t_w > 75: k_{red} = -5,4 \cdot 10^{-5} \alpha + 1,03 = -5,4 \cdot 10^{-5} \cdot 1779 + 1,03 = 0,934$$

$$h / t_w = \frac{240}{6,2} = 38,71 \quad \alpha = 1779 \text{ eis } < 5000 \quad \text{conclusie: } k_{red} = 1,00$$

toepassingsgebied voor art. 12.2.1 NEN 6770

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

NEN 6771

$$C = \pi \frac{1,731 \cdot 6800}{3400} \left[\sqrt{1 + \frac{9,870 \cdot 908,0^2}{3400^2}} (-0,021^2 + 1) + \pi \frac{-0,021 \cdot 908,0}{3400} \right] = 14,0$$

$$12.2.11.b \quad S = \frac{h}{2} \sqrt{\left(\frac{E_d}{G_d} \frac{I_z}{I_t} \right)} = \frac{240}{2} \sqrt{\left(\frac{2E+05}{80769} \frac{283,6}{12,9} \right)} = 908,0$$

benadering geldt alleen voor I-profielen



prismatische op druk belaste staaf (centrisch belaste staalkolom)

UNP 140

werk Herbestemming Kweekschool Breda

werknummer

25096

onderdeel

kolom

uc y-richting 0,43

uc z-richting 0,36

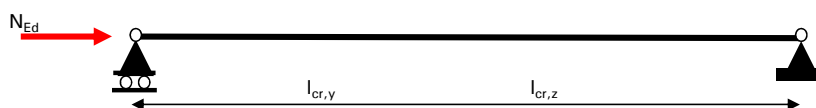
materiaal S235

klasse 1 flensdikte <40

art. 6.3.1 prismatische op druk belaste staven

kolom

rekenwaarde normaalkracht	N_{Ed}	=	135	kN	profiel	=	UNP 140	E	=	210000	N/mm ²
kniklengte y-richting	$l_{cr,y}$	=	4200	mm	kwalite	=	S235	A	=	20,4	cm ²
kniklengte z-richting	$l_{cr,z}$	=	1000	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 buis			nee		i_y	=	54,5	mm	i_z	=	17,5
					kromme	=	c		kromme	=	c



y-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, C = \frac{135}{311} = 0,43$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_y A f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,649 \cdot 20,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 311,1 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \quad \chi_y = \frac{1}{0,989 + \sqrt{(0,989^2 - 0,821^2)}} = 0,649$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_y - 0,2) + \lambda] = 0,5 [1 + 0,49 (0,821 - 0,2) \cdot 0,821^2] = 0,989$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_y = \lambda_y / \lambda_1 = 77,1 / 93,9 = 0,821$$

$$N_{cr} = A f_y / \lambda_y^2 = 20,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 0,821^2 = 710,8 \text{ kN (ter informatie)}$$

$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 135 / 710,8 = 0,190$$

$$6.52 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_T = \sqrt{(A f_y / N_{cr})} = \sqrt{(20,4 \cdot 10^2 \cdot 235 / 710,8 \cdot 10^3)} = 0,821$$

$$6.53 \quad \text{bij klasse 4 geldt: } \lambda_T = \sqrt{(A_{eff} f_y / N_{cr})} = \sqrt{(20,4 \cdot 10^2 \cdot 235 / 710,8 \cdot 10^3)} = 0,821$$

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

z-richting

$$6.46 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, C = \frac{135}{374} = 0,36$$

$$6.47-48 \quad N_{b,Rd} = \chi_z A f_y / \gamma_{M1} = N_{b,Rd} = 0,781 \cdot 20,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 1,00 = 374 \text{ kN}$$

$$6.49 \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_z^2}} \leq 1,0 \quad \chi_z = \frac{1}{0,784 + \sqrt{(0,784^2 - 0,607^2)}} = 0,781$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda_z - 0,2) + \lambda] = 0,5 [1 + 0,49 (0,607 - 0,2) \cdot 0,607^2] = 0,784$$

$$6.50 \quad \text{bij klasse 1, 2 en 3 geldt: } \lambda_z = \lambda_z / \lambda_1 = 57,0 / 93,9 = 0,607$$

$$N_{cr} = A f_y / \lambda_z^2 = 20,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1} / 0,607^2 = 1300 \text{ kN (ter informatie)}$$

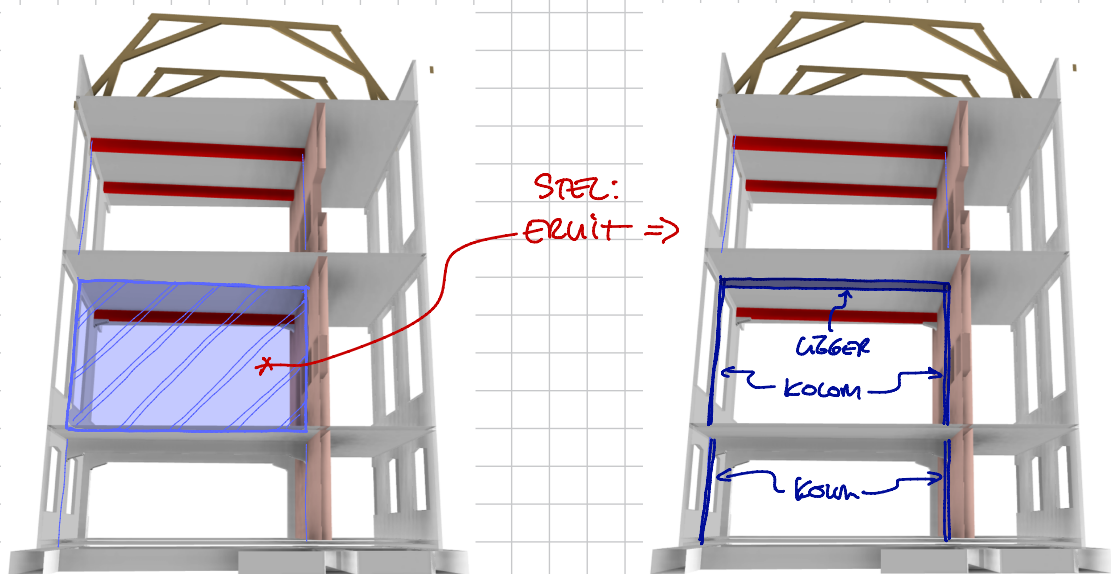
$$(4) N_{Ed} / N_{cr} = 135 / 1300 = 0,104$$



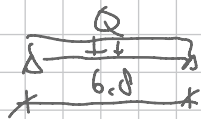
BESTAANDE WANDEN :

IN HET HUIDIGE GEBOUW STAAN EEN AANTAL
METSSELWERKWANDEN TUSSEN GANG EN GEVEL
DIE MOGELIJK DRAGEND ZIJN. VANUIT
HET ARCHIEF Blijkt DAT HIER GEEN VOER-
BAUK AANGEBRACHT IS EN DAT DE WAND
INDERDAAD DRAAGT.

WANNEER DEZE WAND WEG MOET OM BOUWKUNDIGE
REDEN, KAN DEZE VERVANGEN WORDEN DOOR
EEN PORTAAL.



BELASTING VAN 3,2 m VOERVELD MOET OPGENOMEN
WORDEN DOOR DE LIGGER:



$$G = 3,2 \times 3,7 = 11,8 \text{ kN/m'}$$

$$Q = 3,2 \times 2,19 = 7,0 \text{ kN/m'}$$

WIE UITVOER DEZ VOLGENDE BLADEN: IPE300-S355

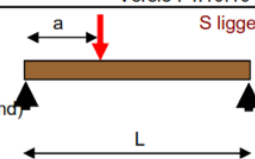
$$R_a = R_b = 78,7 \text{ kN} (41,6/23,7)$$

DE KOLM TEGEN DE MW PENDANT VAN DE
ENTRESOL DIENT DEZE BELASTING AANVULLEND
OP TE NEMEN; MOGELIJK MOET DEZE VERZAAFD
WORDEN → N.T.B.

→ GEEN CONSEQUENTIE VOOR DE FUNDERING.



BEREKENING LIGGER:

Adams Bouwadviesbureau			Versie : 4.10.10 ; NDP : NL			printdatum : 23-06-2017				
opvang vloer bij slopen wand						profiel 1 IPE 300				
Herbestemming Kweekschool Breda						profiel 2				
25096						$M_{Ed,max}$ 46,3				
NEN 8700 verbouw (t/m BB2003, wind niet maatgevend)						$V_{Ed,max}$ 46,3				
A: woon- en verblijfsruimtes						$R_{Ed,max}$ 46,3				
ontwerplevensduur 50 jaar						u_{eind} 3,7				
veiligheidsklasse CC2 -						u_{bij} 1,3				
buiging	0,21	dwarskracht	0,09	onderflensinklemming	0,05	kip	0,21	BGT	0,23	0,17
opmerking										
materiaal S355			liggerlengte L 4 m			resultaten				
klasse 1 -			q1 G_{rep} 11,8 kN/m			$M_{Ed,stpt,max}$ 0,0 kNm				
f_y 355 N/mm ²			$Q_{extr+mom}$ 7 kN/m			$M_{Ed,veld,max}$ 46,3 kNm				
E 210000 N/mm ²			Q_{mom} 2,8 kN/m			$M_{c,Rd}$ 223,1 kNm				
doorbuiging eind 1: 250 * L			F1 G_{rep} 0 kN			$M_{b,Rd}$ 222,3 kNm				
doorbuiging bij 1: 500 * L			$Q_{extr+mom}$ 0 kN			$V_{Ed,max}$ 46,3 kN				
zeeg veld 0 mm			Q_{mom} 0 kN			$V_{c,Rd}$ 526,1 kN				
profiel 1 IPE 300			a=afstand tot stpt 1 0 m			$R_{Ed,max}$ 46,3 kN				
richting sterke as						$N_{b,Rd}$ 898,4 kN				
aantal 1xprofiel 1:						doorbuiging u_{eind} 3,7 mm				
profiel 2						doorbuiging u_{bij} 1,3 mm				
richting										
aantal										

DE AANWELIGE WANDEN ZOLGEN OOK VOOR STABILITEIT → ZIE DE BESCHOUWING EN TOEVOEGING VAN WANDEN OP DE VOLGENDE PAGINA'S

BEGANE GROND:

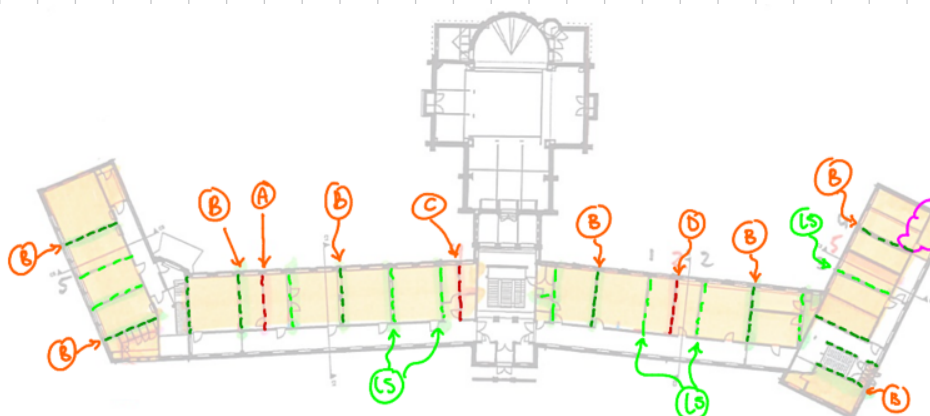


- (A) Kan eruit; hier zit een balk boven
- (B) Deze wand gebruiken voor stabiliteit
- (C) Wand kan vervallen; gelijkwaardige oplossing inbrengen als op begane grond (stalen balk plus twee kolommen)
- (D) Dit is nu een dragende wand; te vervangen door IPE300
- (E) Dit is een dragende wand; stalen ligger inbrengen n.t.b.



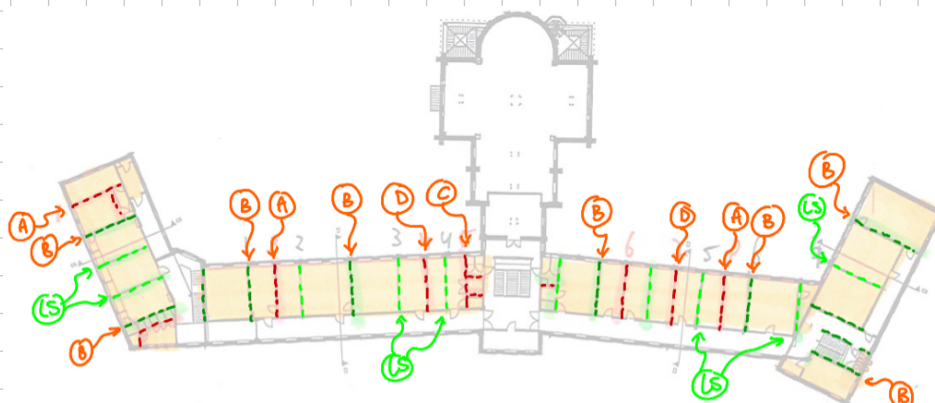
adams
bouwadviesbureau

EERSTE VERDIEPING:

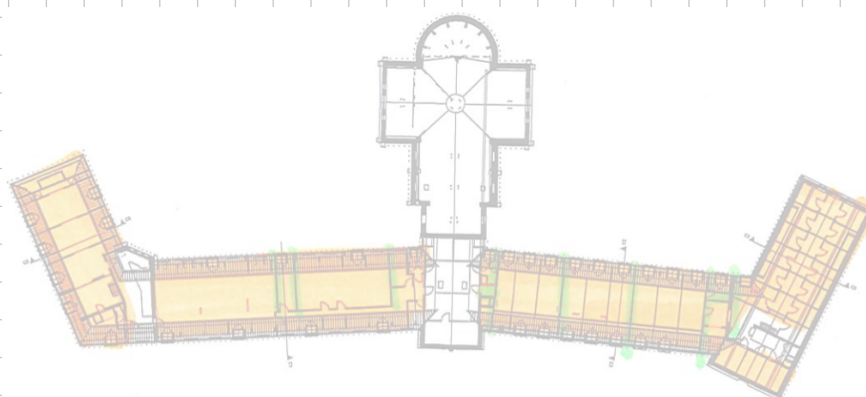


ONZEKER HOE BALK
OPGEVANGEN WORDT;
IN TW TE BEPALEN!

TWEEDE VERDIEPING:



DERDE VERDIEPING (ZOLDER):



ALLE WANDEN
UITVOEREN ALS
LICHTE SCHEIDINGS-
WAND (LS)

- (A) Kan eruit; hier zit een balk boven
- (B) Deze wand gebruiken voor stabiliteit
- (C) Wand kan vervallen; gelijkwaardige oplossing inbrengen als op begane grond (stalen balk plus twee kolommen)
- (D) Dit is nu een dragende wand; te vervangen door IPE300
- (E) Dit is een dragende wand; stalen ligger inbrengen n.t.b.