

RIBBMC1

beginnen met construeren

constructierapport carport

Carel Weber

0822436

28-10-2010

Inhoudsopgave

<i>Conclusie</i>	2
1.0 Inleiding	3
1.1 Algemeen	3
1.2 Situering bouwwerk	3
1.3 Controlerende Instanties	3
1.4 Algemeen uitgangspunten	3
2.0 Gebouwomschrijving	4
2.1 Algemeen	4
2.2 Opzet / Draagstructuur	4
2.3 Constructieve Uitgangspunten	4
2.4 Geometrie bouwwerk	4
3.0 Constructieve uitgangspunten	4
3.1 Algemeen	4
3.2 Materialen	4
4.0 Tekeningen	5
4.1 Schematisering vooraanzicht	5
4.2 Schematisering zijaanzicht	5
4.3 Schematisering bovenaanzicht	5
4.4 Schematisering primaire ligger	5
4.5 Schematisering secundaire ligger	5
5.0 Uitwerkingen per element	6
5.1 Vooraanzicht	6
5.2 Zijaanzicht	8
5.3 Bovenaanzicht	12
5.4 Secundaire ligger	12
5.5 Primaire ligger	13

Conclusie

De conclusie voor de berekeningen staan vermeld bij de elementen.

De carport kan niet uit een totale houten constructie bestaan met een houten balk van 75 x 200. De primaire balken kunnen dit niet aan. Voor de primaire balken worden IPE 160 profielen gebruikt. De zijn akkoord op alle berekeningen.

De secundaire balken kunnen wel gebruik maken van de houten balken van 75 x 200.

1 Inleiding

- 1.1 *Algemeen*
project : Nieuwbouw Carport Rotterdam
in opdracht van : Hogeschool Rotterdam - IBB
onze opdracht : Het verzorgen van de gehele constructieadvies t.b.v.
het bouwwerk
in dit rapport : Berekening staalconstructie
Berekening houtconstructie
- 1.2 *Situering bouwwerk* : Wijnbrugstraat te Rotterdam
- 1.3 *Controlerende instanties* : De constructieve stukken worden ter beoordeling ingediend bij:
Hogeschool Rotterdam - IBB
Afdeling constructie - ribBMC01
De heer M.J. Roos
- 1.4 *Algemene uitgangspunten* : De van toepassing zijnde normen en voorschriften
- TGB1990
- Algemeen NEN6700 / 6702
- Geotechniek NEN6740 / 6743 / 6744
- Hout NEN6760
- Staal NEN6770 / 6771 / 6772
- Beton NEN6720

2.0 Gebouwomschrijving

2.1 *Algemeen*

Bij het bestaande gebouw aan de Wijnbrugstraat te Rotterdam zal een carport worden gebouwd. De carport komt geheel los te staan van de bestaande bebouwing. De carport biedt onderdak aan 1 voertuig.

2.2 *Opzet / Draagstructuur*

De fundatie van dit bouwwerk wordt verzorgd door een in het werk gestorte betonvloer die op staal is gefundeerd. De opbouw is een combinatie van een houten dakconstructie en stalen standers.

2.3 *Constructieve uitgangspunten*

fundering	:	op staal
vloer	:	in het werk gestorte betonvloer, dik 150 mm
dak	:	houten balklaag voor secundaire liggers en stalen liggers voor primaire liggers
gevels	:	stalen standers

2.4 *Geometrie bouwwerk*

hoogste dakrand	:	2,4 m + bouwpeil
grootste breedte	:	3,8 m
grootste lengte	:	9,6 m
dakhelling	:	afschot

3.0 Constructieve uitgangspunten

3.1 *Algemeen*

indeling bouwwerk in	:	n.t.b.
referentieperiode	:	n.t.b.
belastingfactoren	:	n.t.b.
windgebied	:	n.t.b.

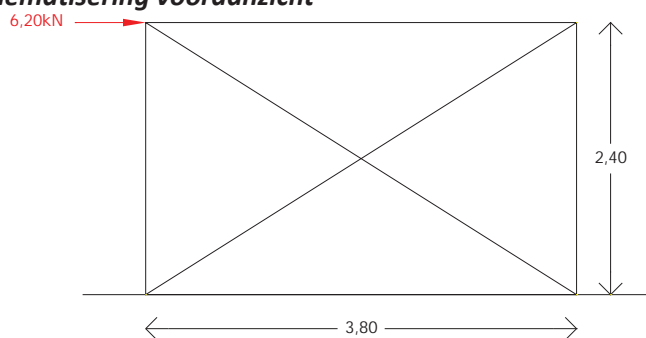
3.2 *Materialen*

constructiestaal	:	stalen ligger IPE 160
fundatie-bouten sterkteklasse	:	n.t.b.
montage-bouten sterkteklasse	:	n.t.b.
houtklasse	:	ongeschaafd hout 75 x 200
betonklasse	:	n.t.b.
wapeningstaal	:	n.t.b.

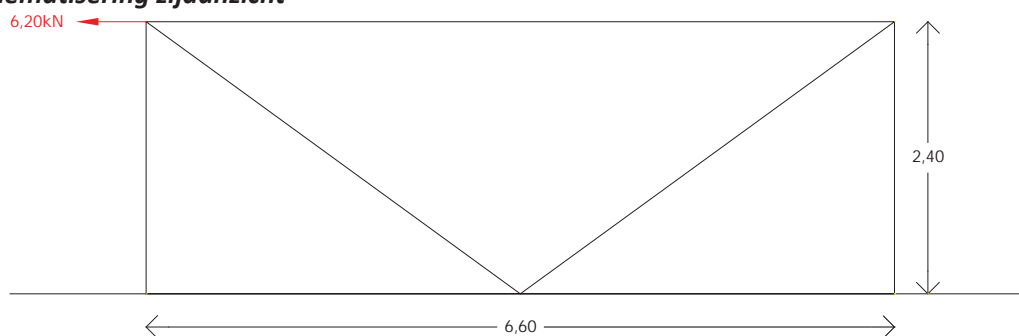
4.0 Tekeningen

Alle tekeningen zijn op schaal 1:50.

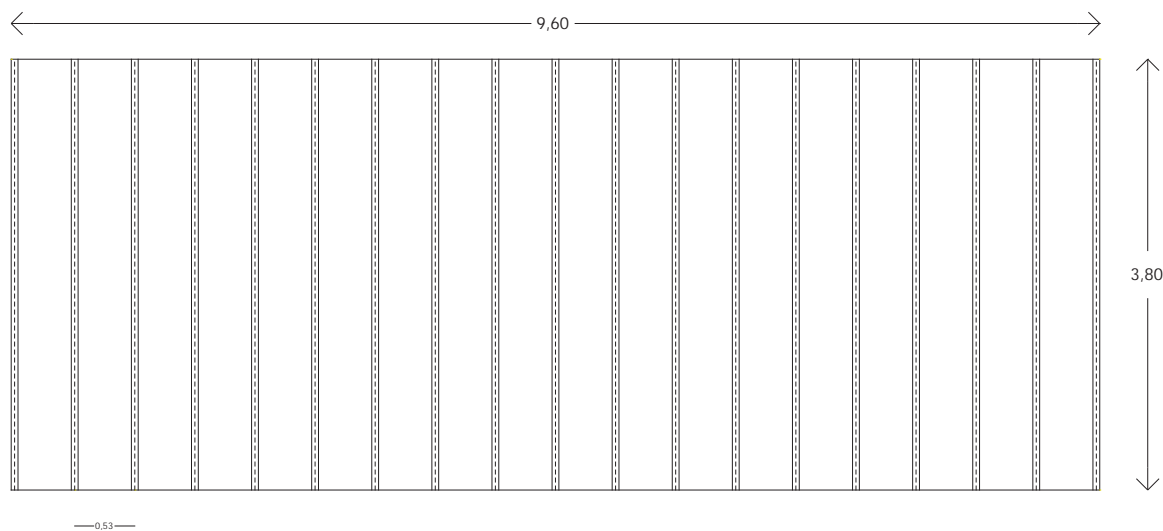
4.1 schematisering vooraanzicht



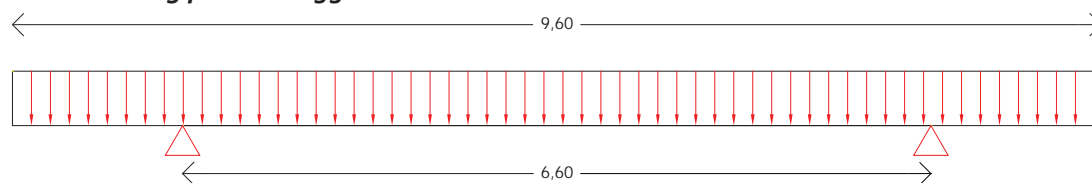
4.2 schematisering zijaanzicht



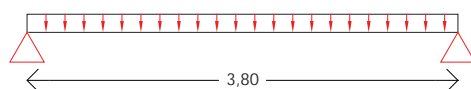
4.3 schematisering bovenaanzicht



4.4 schematisering primaire ligger



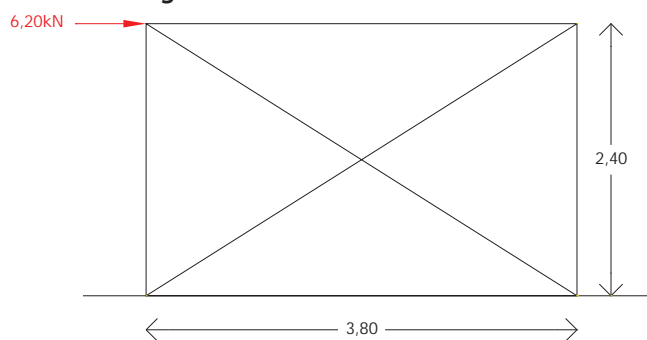
4.5 schematisering secundaire ligger



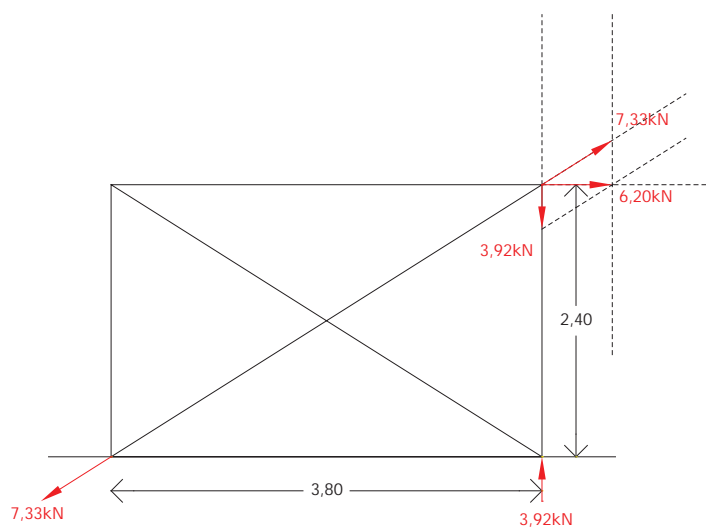
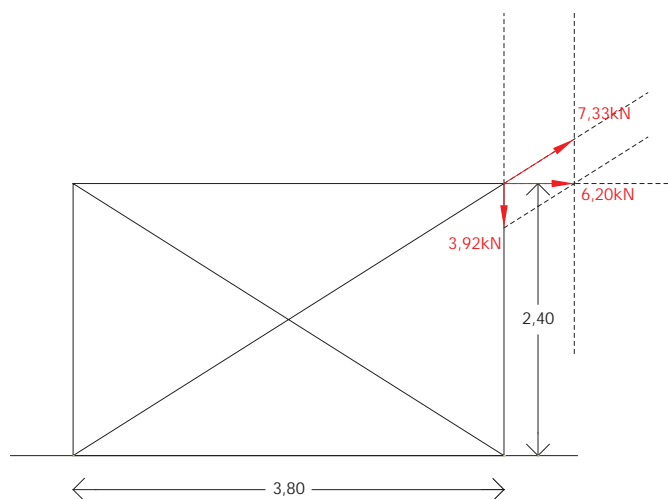
5.0 Uitwerkingen per element

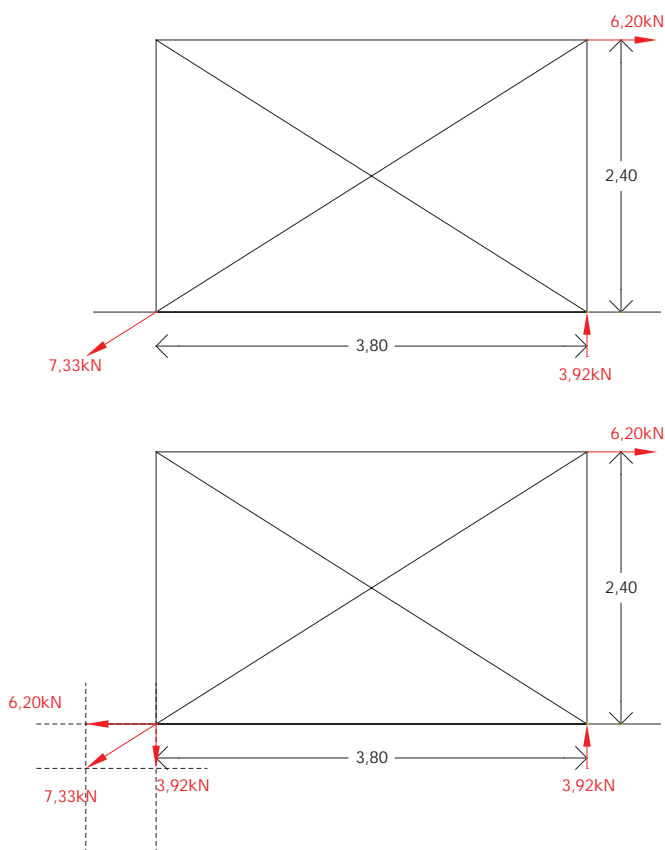
5.1.0 vooraanzicht

5.1.1 schematisering



5.1.2 lastenschema





5.1.3 berekeningen van de reactiekrachten

berekening van hoek α en β

$$\text{hoek } \alpha = \tan \alpha = 2,4 / 3,8$$

$$\alpha = 32,3^\circ$$

$$\text{hoek } \beta = 90^\circ - 32,3^\circ$$

$$\beta = 57,7^\circ$$

F_{wind} ontbinden in F_{c1} en F_{c2}

$$F_{c1} = \tan \alpha * 6,2 \text{ meter}$$

$$F_{c1} = \tan 32,3^\circ * 6,2 \text{ meter}$$

$$F_{c1} = 3,9 \text{ kN}$$

$$F_{c2} = 6,2 \text{ meter} / \cos \alpha$$

$$F_{c2} = 6,2 \text{ meter} / \cos 32,3^\circ$$

$$F_{c2} = 7,3 \text{ kN}$$

Actie is reactie

$$F_{Rbv} = -3,9 \text{ kN}$$

$$F_{Ra} = -7,3 \text{ kN}$$

F_{Ra} ontbinden in F_{Rah} en F_{Rav}

$$F_{Rah} = -6,2 \text{ kN}$$

$$F_{Rav} = 3,9 \text{ kN}$$

5.1.4 controle

globaal assenstelsel, oplegreactie

op druk belast

$$\Sigma F_v = 3,9 \text{ kN} - 3,9 \text{ kN} = 0$$

$$\Sigma F_h = -6,2 \text{ kN} + 6,2 \text{ kN} = 0$$

lokaal assenstelsel, staaf a

op trek belast

$$\Sigma F_v = 7,3 \text{ kN} - 7,3 \text{ kN} = 0$$

5.1.5 berekeningen van de spanning en verlening

De stalen staaf a wordt op trek belast

berekening lengtestaaf a

$$\begin{aligned} AB^2 + BC^2 &= a^2 \\ (3,8)^2 + (2,4)^2 &= a^2 \\ 14,44 + 5,76 &= a^2 \\ a^2 &= 20,2 \\ a &= \sqrt{20,2} \\ a &= 4,5 \text{ meter} \end{aligned}$$

de diameter van staaf a = 113 mm
 de doorsnede van staaf a = πr^2
 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
 $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
 De normaalkracht van staaf a = 7,3 kN

$$\pi \cdot (56,5)^2 = 10029 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= F_{Ra} / A \\ \sigma_t &= 7300 \text{ N} / 10029 \text{ mm}^2 \\ \sigma_t &= 0,728 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{U.C.} = 0,728 / 235 \leq 1$$

Staaf a is op sterkte akkoord

verlenging van staaf a

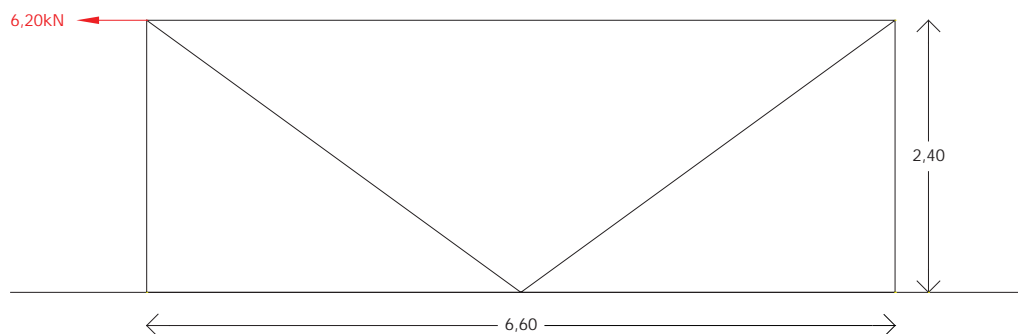
$$\begin{aligned} \Delta l &= F \cdot L / E \cdot A \\ \Delta l &= 7300 \text{ N} \cdot 4500 \text{ mm} / 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10029 \\ \Delta l &= 32,84 \cdot 10^6 / 210,609 \cdot 10^7 \\ \Delta l &= 0,015 \text{ mm} \end{aligned}$$

de rek van staaf a

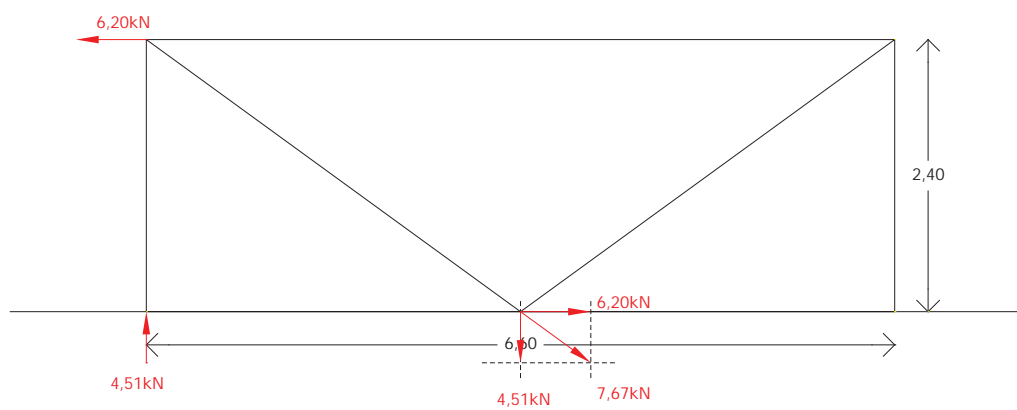
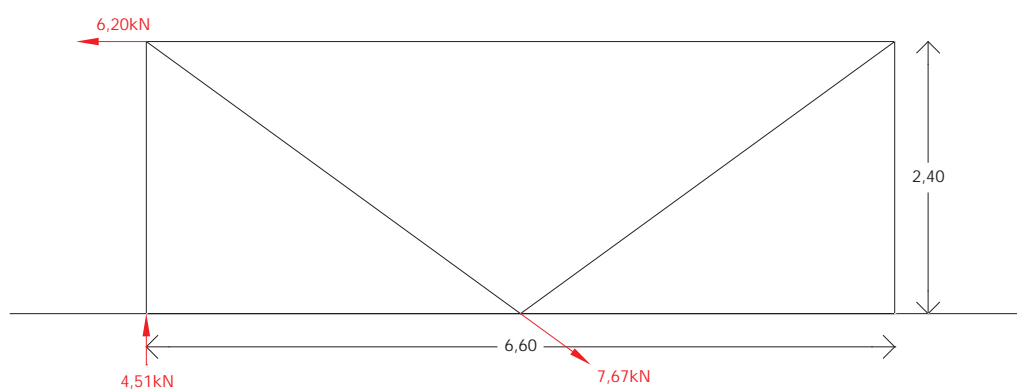
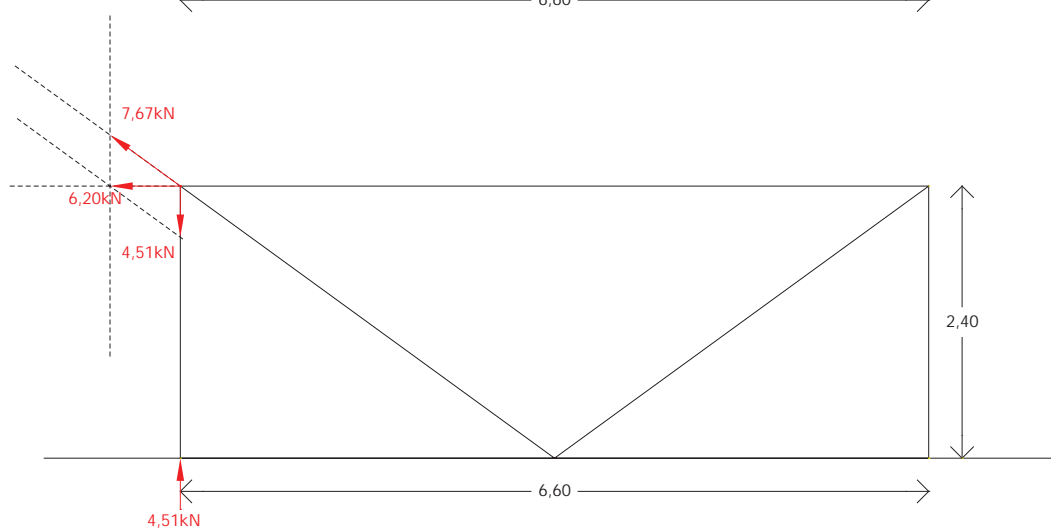
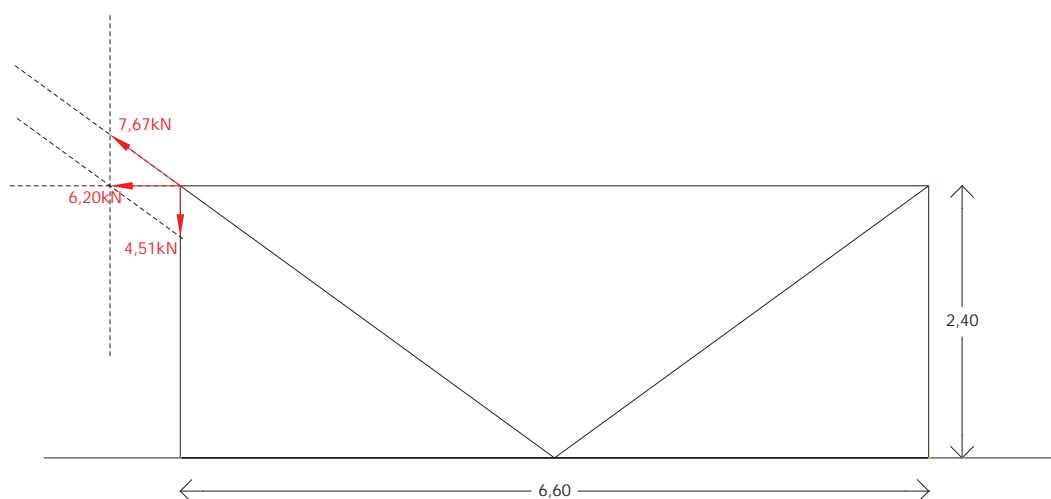
$$\begin{aligned} \epsilon &= \Delta l / l \\ \epsilon &= 0,015 / 4500 \\ \epsilon &= 0,000003333 \\ \epsilon &= 3,333 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

5.2.0 zijaanzicht

5.2.1 schematisering



5.2.2 lastenschema



5.2.3 *berekeningen van de reactiekrachten*

berekening van hoek α en β

$$\begin{aligned} \text{hoek } \alpha &= \tan \alpha = 2,4 / 3,3 \\ \alpha &= 36^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{hoek } \beta &= 90^\circ - 36^\circ \\ \beta &= 54^\circ \end{aligned}$$

F_{wind} ontbinden in F_{c1} en F_{c2}

$$\begin{aligned} F_{i1} &= \tan \alpha * 6,2 \text{ meter} \\ F_{i1} &= \tan 36^\circ * 6,2 \text{ meter} \\ F_{i1} &= 4,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{i2} &= 6,2 \text{ meter} / \cos \alpha \\ F_{i2} &= 6,2 \text{ meter} / \cos 36^\circ \\ F_{i2} &= 7,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Actie is reactie

$$\begin{aligned} F_{\text{Rev}} &= -4,5 \text{ kN} \\ F_{\text{Rf}} &= -7,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

F_{Rf} ontbinden in F_{Rfh} en F_{Rfv}

$$F_{\text{Rfh}} = -6,2 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Rfv}} = 4,5 \text{ kN}$$

5.2.4 *controle*

globaal assenstelsel, oplegreactie

$$\begin{aligned} \Sigma F_v &= 4,5 \text{ kN} - 4,5 \text{ kN} = 0 \\ \Sigma F_h &= -6,2 \text{ kN} + 6,2 \text{ kN} = 0 \end{aligned}$$

op druk belast

lokaal assenstelsel, staaf c

$$\Sigma F_v = 7,7 \text{ kN} - 7,7 \text{ kN} = 0$$

op trek belast

5.2.5 berekeningen van de spanning en verleniging

De stalen staaf c wordt op trek belast

berekening lengtestaaf c

$$\begin{aligned} AB^2 + BC^2 &= c^2 \\ (3,3)^2 + (2,4)^2 &= c^2 \\ 10,89 + 5,76 &= c^2 \\ c^2 &= 16,65 \\ c &= \sqrt{16,65} \\ c &= 4,08 \text{ meter} \end{aligned}$$

de diameter van staaf c = 113 mm

de doorsnede van staaf c = πr^2

$$\pi \cdot (56,5)^2 = 10029 \text{ mm}^2$$

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

De normaalkracht van staaf c = 7,7 kN

$$\begin{aligned} \sigma_t &= F_{Ra} / A \\ \sigma_t &= 7700 \text{ N} / 10029 \text{ mm}^2 \\ \sigma_t &= 0,768 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{U.C.} = 0,768 / 235 \leq 1$$

Staf c is op sterkte akkoord

verlenging van staaf a

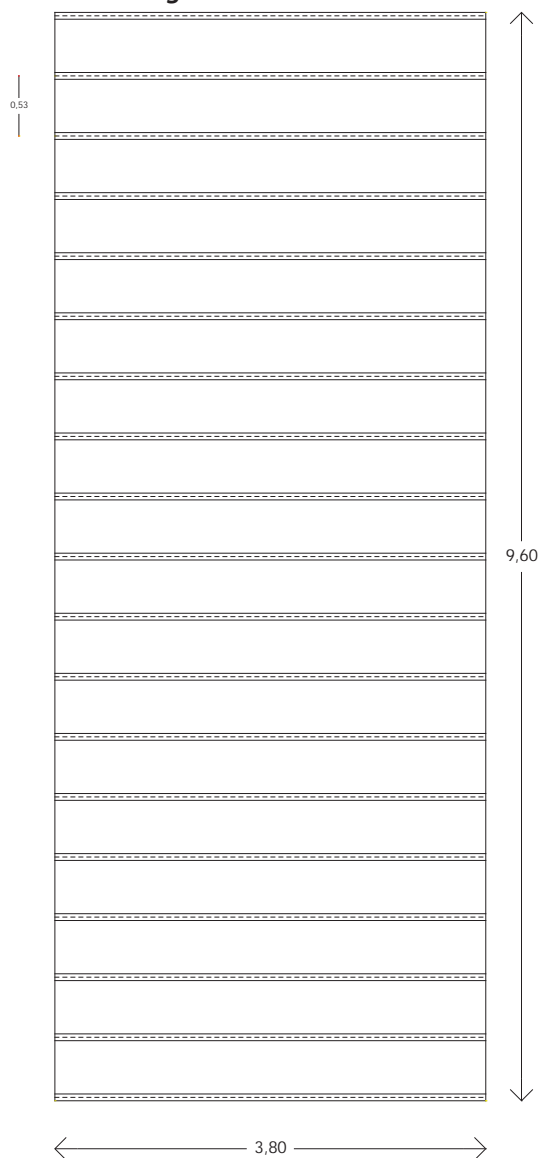
$$\begin{aligned} \Delta l &= F \cdot L / E \cdot A \\ \Delta l &= 7700 \text{ N} \cdot 4080 \text{ mm} / 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10029 \\ \Delta l &= 31,416 \cdot 10^6 / 210,609 \cdot 10^7 \\ \Delta l &= 0,015 \text{ mm} \end{aligned}$$

de rek van staaf c

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \Delta l / l \\ \varepsilon &= 0,015 / 4500 \\ \varepsilon &= 0,000003333 \\ \varepsilon &= 3,333 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

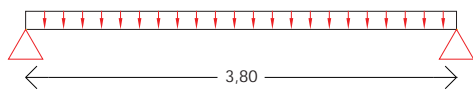
5.3 bovenaanzicht

5.3.1 schematisering



5.4 secundaire ligger

5.4.1 lastenschema



16 houten liggers met h.o.h. afstand van 53 mm, de afmetingen voor de secundaire ligger is 200 x 75 x 3800, $f_y = 12 \text{ N/mm}^2$, $f_v = 2,4 \text{ N/mm}^2$ $F = 1 \text{ kN}$ en $q = 0,8 \text{ kN/m}$

5.4.2 berekeningen

$$Q = q \cdot l$$

$$Q = 0,8 \cdot 3,8$$

$$Q = 3,04 \text{ kN}$$

$$\Sigma M \text{ t.o.v. } A = 0$$

$$F_A = 1/2 q l$$

$$F_A = 1/2 \cdot 0,8 \cdot 3,8$$

$$F_A = 1,52 \text{ kN}$$

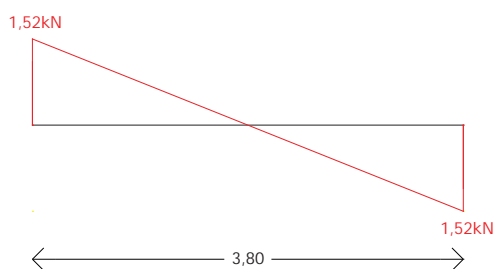
$$\Sigma F_v = 0$$

$$F_B = 1/2 q l$$

$$F_B = 1/2 \cdot 0,8 \cdot 3,8$$

$$F_B = 1,52 \text{ kN}$$

5.4.3 dwarskrachtenlijn



$$D_1 = 1,52 \text{ kN}$$

$$D_2 = 1,52 \text{ kN} - 3,04 \text{ kN} = -1,52 \text{ kN}$$

$$D_{\max} = 1,52 \text{ kN}$$

5.4.4 berekening afschuiving secundaire ligger

doorsnede

$$A = 75 * 200 = 15000 \text{ mm}^2$$

gemiddelde afschuifspanning

$$T_{\text{gemid}} = V_{\text{max}} / A$$

$$T_{\text{gemid}} = 1520 / 15000$$

$$T_{\text{gemid}} = 0,101 \text{ N/mm}^2$$

maximale afschuifspanning

$$T_{\text{max}} = 1,5 * V_{\text{max}} / A$$

$$T_{\text{max}} = 1,5 * 1520 / 15000$$

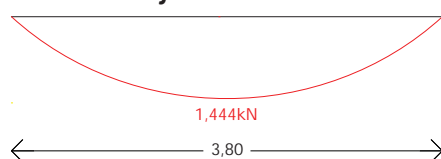
$$T_{\text{max}} = 0,152 \text{ N/mm}^2$$

5.4.5 controle

$$\text{U.C.} = 0,152 / 2,4 = 0,063 \leq 1$$

ligger op afschuiving akkoord

5.4.6 momentkrachtlijn



$$M_{\text{max}} = 1/8ql^2$$

$$M_{\text{max}} = 1/8 * 0,8 * 3,8^2$$

$$M_{\text{max}} = 1,444 \text{ kNm}$$

5.4.7 weerstandsmoment

$$W_y = 1/6bh^2$$

$$W_y = 1/6 * 75 * 200^2$$

$$W_y = 500 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_b = M_{\text{max}} / f_y$$

$$W_b = 1444000 / 12$$

$$W_b = 120,3 * 10^3 \text{ mm}^3$$

5.4.8 buigspanning

$$\sigma = M_{\text{max}} / W_y$$

$$\sigma = 14,44 * 10^5 / 500 * 10^3$$

$$\sigma = 2,888 \text{ N/mm}^2$$

5.4.9 controle

$$\text{U.C.} = 2,888 / 12 = 0,24 \leq 1$$

ligger op buigsterkte akkoord

5.4.10 traagheidsmoment

$$I = 1/12bh^3$$

$$I = 1/12 * 75 * 200^3$$

$$I = 500 * 10^5 \text{ mm}^4$$

5.4.11 doorbuiging

$$u = 5 * q * L^4 / 384EI$$

$$u = 5 * 0,8 * 3800^4 / 384 * 9000 * 500 * 10^5$$

$$u = 4,83 \text{ mm}$$

$$u_{\text{max}} = 0,003 * L$$

$$u_{\text{max}} = 0,003 * 3800$$

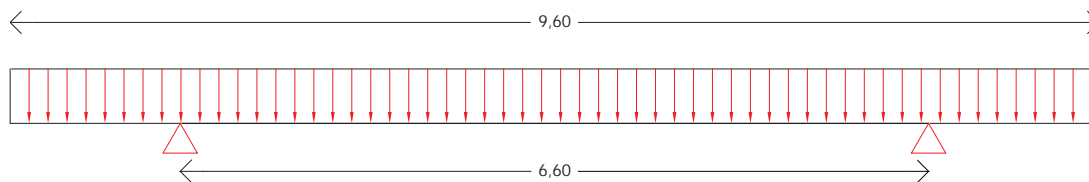
$$u_{\text{max}} = 11,4 \text{ mm}$$

5.4.12 conclusie

De houtenbalk met afmeting 75 bij 200 voldoet aan de eisen.

5.5 primaire ligger

5.5.1 lastenschema



q wordt bepaald uit de reactiekracht van de secundaire ligger, $q = 1,52 \text{ kN/m}$

5.5.2 berekeningen

$$Q_1 = q * l = 1,52 * 1,5 = 2,28 \text{ kN}$$

$$Q_2 = q * l = 1,52 * 6,6 = 10,032 \text{ kN}$$

$$Q_3 = q * l = 1,52 * 1,5 = 2,28 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{totaal}} = 14,592 \text{ kN}$$

$$\Sigma M \text{ t.o.v. } A = 0$$

$$F_A = 1/2 ql$$

$$F_A = 1/2 * 1,52 * 9,6$$

$$F_A = 7,296 \text{ kN}$$

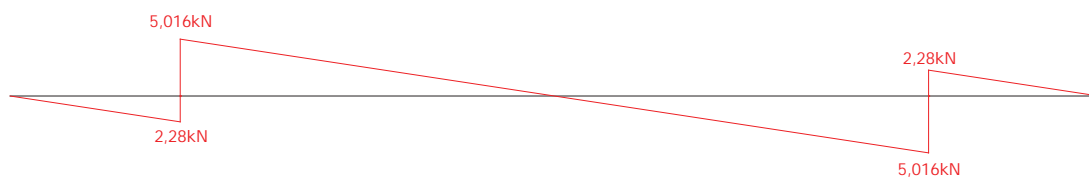
$$\Sigma F_v = 0$$

$$F_B = 1/2 ql$$

$$F_B = 1/2 * 1,52 * 9,6$$

$$F_B = 7,296 \text{ kN}$$

5.5.3 dwarskrachtlijn



$$D_1 = 2,28 \text{ kN}$$

$$D_2 = 2,28 \text{ kN} - 7,296 \text{ kN} = -5,016 \text{ kN}$$

$$D_3 = -5,016 \text{ kN} + 10,032 \text{ kN} = 5,016 \text{ kN}$$

$$D_4 = 5,016 \text{ kN} - 7,296 \text{ kN} = -2,28 \text{ kN}$$

$$D_5 = -2,28 \text{ kN} + 2,28 \text{ kN} = 0 \text{ kN}$$

$$D_{\text{max}} = 5,016 \text{ kN}$$

5.5.4 berekening afschuiving primaire ligger

doorsnede houten plak

$$A = 75 * 200 = 15000 \text{ mm}^2$$

gemiddelde afschuifspanning

$$T_{\text{gemid}} = V_{\text{max}} / A$$

$$T_{\text{gemid}} = 5016 / 15000$$

$$T_{\text{gemid}} = 0,3344 \text{ N/mm}^2$$

maximale afschuifspanning

$$T_{\text{max}} = 1,5 * V_{\text{max}} / A$$

$$T_{\text{max}} = 1,5 * 5016 / 15000$$

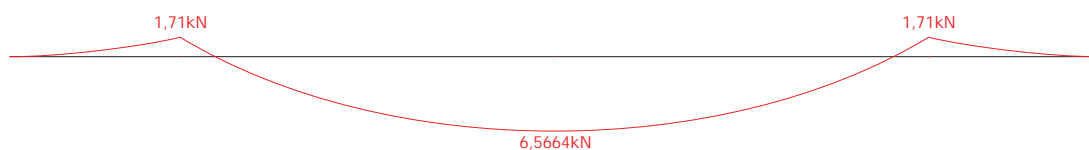
$$T_{\text{max}} = 0,5016 \text{ N/mm}^2$$

5.5.5 controle

$$U.C. = 0,5016 / 1 \leq 1$$

ligger op afschuiving akkoord

5.5.6 momentkrachtlijn



$$M_1 = -1/2ql^2$$

$$M_1 = -1/2 * 1,52 * (1,5)^2$$

$$M_1 = -1,71 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -1,71 + 1/2ql^2$$

$$M_2 = -1,71 + 1/2 * 1,52 * (3,3)^2$$

$$M_2 = 6,5664 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 6,5664 \text{ kNm}$$

5.5.7 weerstandsmoment

$$W_y = 1/6bh^2$$

$$W_y = 1/6 * 75 * 200^2$$

$$W_y = 500 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_b = M_{\max} / f_y$$

$$W_b = 656,64 * 10^4 / 12$$

$$W_b = 547,2 * 10^3 \text{ mm}^3$$

5.5.8 buigspanning

$$\sigma = M_{\max} / W_y$$

$$\sigma = 656,64 * 10^4 / 500 * 10^3$$

$$\sigma = 13,1328 \text{ N/mm}^2$$

5.5.9 controle

$$U.C. = 13,1328 / 12 = 1,0944 \leq 1$$

ligger op buigsterkte **niet** akkoord

5.5.10 traagheidsmoment

$$I = 1/12bh^3$$

$$I = 1/12 * 75 * 200^3$$

$$I = 500 * 10^5 \text{ mm}^4$$

5.5.11 doorbuiging

$$u = 5 * q * L^4 / 384EI$$

$$u = 5 * 1,52 * 6600^4 / 384 * 9000 * 500 * 10^5$$

$$u = 83,45 \text{ mm}$$

$$u_{\max} = 0,003 * L$$

$$u_{\max} = 0,003 * 6600$$

$$u_{\max} = 19,8 \text{ mm}$$

5.5.12 controle

$$U.C. = 83,45 / 19,8 = 4,2146 \leq 1$$

ligger op doorbuiging **niet** akkoord

5.5.13 weerstandsmoment IPE

$$W_b = M_{\max} / \sigma$$

$$W_b = 656,64 \cdot 10^4 / 235$$

$$W_b = 27,94 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Het IPE profiel moet goter of gelijk zijn aan IPE 100

doorbuiging

$$u_{\max} = 0,1 \cdot (M_{\max} \cdot L^2) / EI$$

$$19,8 = 0,1 \cdot 656,64 \cdot 10^4 \cdot 6600^2 / 210 \cdot 10^3 \cdot I$$

$$I = 687,908 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

keuze voor IPE 160

$$u = 0,1 \cdot (M_{\max} \cdot L^2) / EI$$

$$u = 0,1 \cdot 656,64 \cdot 10^4 \cdot 6600^2 / 210 \cdot 10^3 \cdot 869 \cdot 10^4$$

$$u = 15,67 \text{ mm}$$

controle

$$U.C. = 15,67 / 19,8 = 0,7914 \leq 1$$

IPE 160 op doorbuiging akkoord