

Innhold

Vedlegg 1 — Tverrsnittsklassifisering platebærer	3
Vedlegg 2 — Kapasitetsberegning platebærer, snitt 3	11
Vedlegg 3 — Kapasitetsberegning dekke, i felt	43
Vedlegg 4 — Statikkontroll	51
Vedlegg 5 — Oversiktstegning bru	57
Vedlegg 6 — Eidet FBT	59
Vedlegg 7 — Elementer dekke	61
Vedlegg 8 — Eidet dekke	63
Vedlegg 9 — Armeringstegning dekke	65
Vedlegg 10 — Eidet platebærer	67
Vedlegg 11 — Variasjon bjelkepåstøp	69
Vedlegg 12 — Montasje av elementer	71

NB!

Sidetall i topptekst gjelder for hele vedleggspermen.

Sidetall i bunntekst gjelder for hvert enkelt vedlegg.

Tverrsnittsklassifisering

Generelt:

Tverrsnittsklassifiseringen gjøres iht. NS-EN 1993-1-1. Steghøyden er konstant, mens flensbredden er varierende. Dette medfører at vi må utføre flere tverrsnittsklassifiseringer hva gjelder flensen.

Materialdata:

Flytespenning: $f_y := 355$

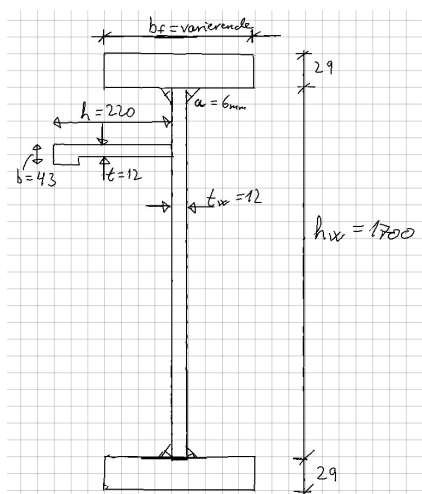
Elastisitetsmodul: $E := 210000$

Tverrrkontraksjonstall: $\nu := 0.3$

Materialfaktor: $\gamma_{M1} := 1.1$

Flytespenningsforhold: $\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.814$

Tverrsnittsdata:



Steghøyde: $h_w := 1700$

Stegtykkelse: $t_w := 12$

a-mål: $a := 6$

Flensbredde: $b_f := \text{"varierende"}$

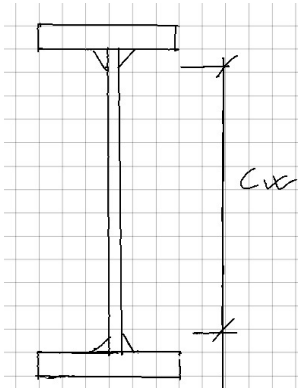
Flenstykkelse: $t_f := 29$

Stiverens lengde: $h := 220$

Stiverens tykkelse: $t := 12$

Stiverens endetykkelse: $b := 43$

Stiverens endelengde: $b_l := 31$

Tverrsnittsklasse for steget:

Slankhet:

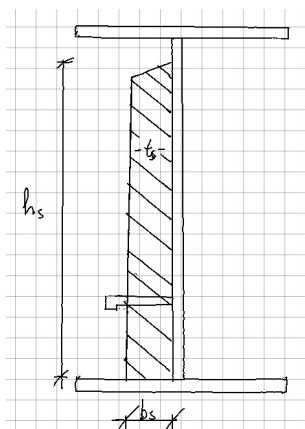
$$c_w := h_w - (2 \cdot a) = 1.688 \cdot 10^3$$

$$\lambda_w := \frac{c_w}{t_w \cdot \epsilon} = 172.891$$

Steget er utsatt for ren bøyning. EC3-1-1, tabell 5.2 gir da:

if $\lambda_w \leq 72$	= "Tverrsnittsklasse 4"
"Tverrsnittsklasse 1"	
also if $72 < \lambda_w \leq 83$	
"Tverrsnittsklasse 2"	
also if $83 < \lambda_w \leq 124$	
"Tverrsnittsklasse 3"	
else	
"Tverrsnittsklasse 4"	

Steget er altså i tverrsnittsklasse 4 pga. den høye slankheten.

Tverrsnittsklasse for tverrstivere:

Tykkelse stiver: $t_s := 10$

Bredde på stiveren: $b_s := 150$

Høyde på stiveren: $h_s := 1634$

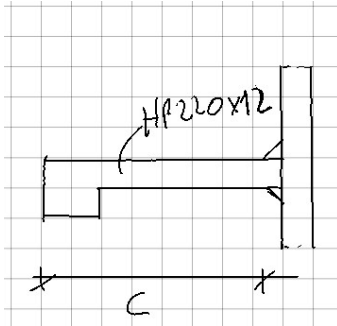
$$c_s := h_s - a = 1.628 \cdot 10^3$$

Slankhet: $\lambda_s := \frac{b_s}{t_s \cdot \epsilon} = 18.436$

Steget er utsatt for ren bøyning. EC3-1-1, tabell 5.2 gir da:

if $\lambda_s \leq 72$	= "Tverrsnittsklasse 1"
"Tverrsnittsklasse 1"	
also if $72 < \lambda_w \leq 83$	
"Tverrsnittsklasse 2"	
also if $83 < \lambda_w \leq 124$	
"Tverrsnittsklasse 3"	
else	
"Tverrsnittsklasse 4"	

Tverrsnittsklasse for langsgående stiver:



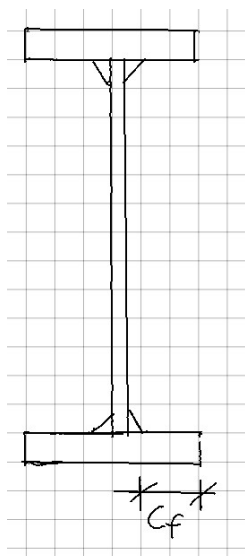
$$c := h - b_l - a = 183$$

Slankhet:

$$\lambda_s := \frac{c}{t \cdot \epsilon} = 18.743$$

Flensen er utsatt for rent trykk. EC3-1-1, tabell 5.2 gir da:

if $\lambda_s \leq 9$	= "Tverrsnittsklasse 3"
"Tverrsnittsklasse 1"	
also if $9 < \lambda_s \leq 10$	
"Tverrsnittsklasse 2"	
also if $10 < \lambda_s \leq 14$	
"Tverrsnittsklasse 3"	
else	
"Tverrsnittsklasse 4"	

Tverrsnittsklasse for flens i snitt 6-7:

Flensbredde i snitt 2-3: $b_f := 550$

Dette gir: $c_f := \frac{b_f - t_w - (2 \cdot a)}{2} = 263$

Slankhet: $\lambda_f := \frac{c_f}{t_f \cdot \varepsilon} = 11.146$

Flensen er utsatt for rent trykk. EC3-1-1, tabell 5.2 gir da:

if $\lambda_f \leq 9$	= "Tverrsnittsklasse 3"
"Tverrsnittsklasse 1"	
also if $9 < \lambda_f \leq 10$	
"Tverrsnittsklasse 2"	
also if $10 < \lambda_f \leq 14$	
"Tverrsnittsklasse 3"	
else	
"Tverrsnittsklasse 4"	

Flensen i snitt 6-7 er altså i tverrsnittsklasse 3.

Tverrsnittsklasse for flens i snitt 3:

Flensbredde i snitt 3: $b_f := 700$

Dette gir: $c_f := \frac{b_f - t_w - (2 \cdot a)}{2} = 338$

Slankhet: $\lambda_f := \frac{c_f}{t_f \cdot \varepsilon} = 14.325$

Flensen er utsatt for rent trykk. EC3-1-1, tabell 5.2 gir da:

if $\lambda_f \leq 9$	= "Tverrsnittsklasse 4"
"Tverrsnittsklasse 1"	
also if $9 < \lambda_f \leq 10$	
"Tverrsnittsklasse 2"	
also if $10 < \lambda_f \leq 14$	
"Tverrsnittsklasse 3"	
else	
"Tverrsnittsklasse 4"	

Flensen i snitt 3 er altså i tverrsnittsklasse 4.

Tverrsnittsklasse for flens i snitt 5:

Flensbredde i snitt 3-4: $b_f := 400$

Dette gir: $c_f := \frac{b_f - t_w - (2 \cdot a)}{2} = 188$

Slankhet: $\lambda_f := \frac{c_f}{t_f \cdot \varepsilon} = 7.968$

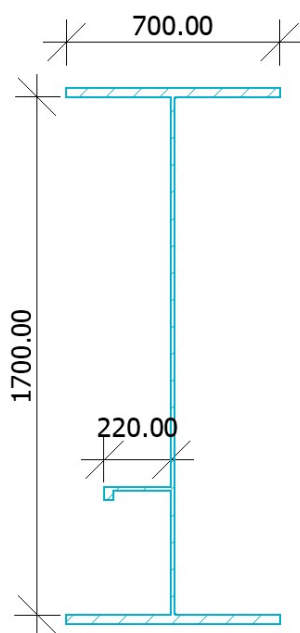
Flensen er utsatt for rent trykk. EC3-1-1, tabell 5.2 gir da:

if $\lambda_f \leq 9$	= "Tverrsnittsklasse 1"
"Tverrsnittsklasse 1"	
also if $9 < \lambda_f \leq 10$	
"Tverrsnittsklasse 2"	
also if $10 < \lambda_f \leq 14$	
"Tverrsnittsklasse 3"	
else	
"Tverrsnittsklasse 4"	

Flensen i snitt 5 er altså i tverrsnittsklasse 1.

Kapasitetsberegning platebærer

Snitt 3- LT 1



Redusert momentkapasitet:

$$M_{v.Rd} := 12220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse:

$$p := 86.9\%$$

Enhets-definisjoner:

Lengdeenheter: mm

Areal: mm²

Krefter: N

Moment: Nmm

Spenninger: N/mm²Tregghetsmomenter, I: mm⁴Motstandsmomenter, W: mm³Materialdata:

Flytespenning:

$$f_y := 355$$

Elastisitetsmodul:

$$E := 210000$$

Tverrkontraksjonstall:

$$\nu := 0.3$$

Materialfaktor:

$$\gamma_{M1} := 1.1$$

Flytespenningsforhold:

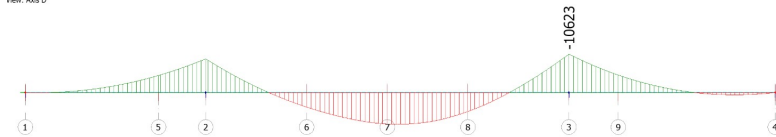
$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.814$$

Lastvirkninger i snittet:

$$M_{Ed} := -10623 \cdot 10^6$$

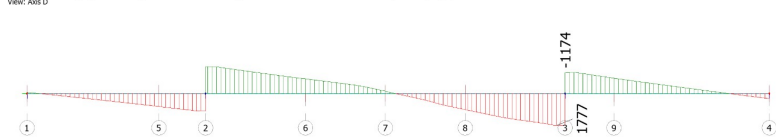
$$V_{Ed} := 1777 \cdot 10^3$$

Eurocode (NA; Norwegian) code: Cracking considered - 2nd order theory - Load combinations - Stattemoment D3 - Bars, HY - Graph - [kNm]
View: Axis D



Momentdiagram for mest ugunstig lasttilfelle for moment i snitt 3.

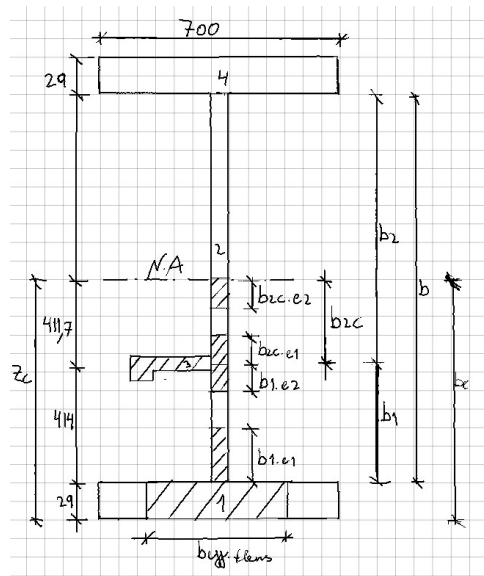
Eurocode (NA; Norwegian) code: Cracking considered - 2nd order theory - Load combinations - Stattemoment D3 - Bars, TZ - Graph - [kN]
View: Axis D



Skjærkraftdiagram for mest ugunstig lasttilfelle for moment i snitt 3.

Tverrsnittsdata:

Steghøyde:	$b := 1700$
Stegsone 1:	$b_1 := 414$
Stegsone 2:	$b_2 := 1286$
Flensbredde:	$b_f := 700$
Trykksonehøyde:	$b_c := 854.7$
Trykksonehøyde av stegsone 2:	$b_{2c} := 411.7$
Stegtykkelse:	$t_w := 12$
Flenstykkelse:	$t_f := 29$
Høyde tverrsnitt:	$h := 1758$



2. arealmoment stiver:	$I_{y.stiver} := 434313$	(FEM-Design)
	$I_{z.stiver} := 17016657$	(FEM-Design)

Areal av stiver:	$A_{stiver} := 3601$
Areal tverrsnitt uten stiver:	$A_I := (2 \cdot t_f \cdot b_f) + (t_w \cdot b) = 6.1 \cdot 10^4$

Areal av tverrsnitt:	$A := A_I + A_{stiver} = 6.46 \cdot 10^4$
----------------------	---

Nøytralaksebeliggenhet (fra bunn av nederste flens):

$$z_c := \frac{\left(b_f \cdot t_f \cdot \frac{t_f}{2}\right) + \left(t_w \cdot b \cdot \left(\frac{b}{2} + t_f\right)\right) + (A_{stiver} \cdot (t_f + b_1)) + \left(b_f \cdot t_f \cdot \left(b + t_f + \frac{t_f}{2}\right)\right)}{(2 \cdot t_f \cdot b_f) + (A_{stiver}) + (t_w \cdot b)} = 854.7$$

Momentkapasitet

2. arealmoment om y-akse av tverrsnittet:

$$I_1 := \left(\frac{1}{12} \cdot b_f \cdot t_f^3 \right) + \left(\left(z_c - \frac{t_f}{2} \right)^2 \cdot t_f \cdot b_f \right)$$

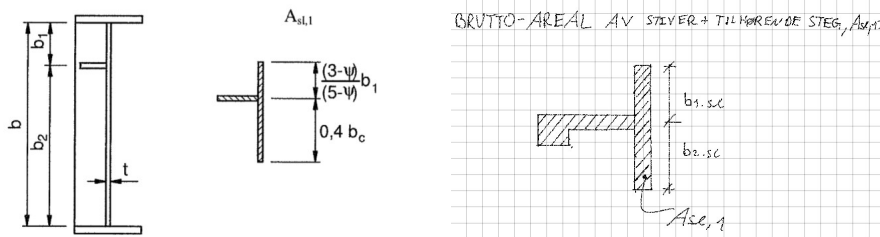
$$I_2 := \left(\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot b^3 \right) + \left(\left(z_c - \frac{b}{2} - t_f \right)^2 \cdot t_w \cdot b \right)$$

$$I_3 := (I_{y, \text{stiver}}) + ((b_{2c})^2 \cdot A_{\text{stiver}})$$

$$I_4 := \left(\frac{1}{12} \cdot b_f \cdot t_f^3 \right) + \left(\left(z_c - b - t_f - \frac{t_f}{2} \right)^2 \cdot t_f \cdot b_f \right)$$

$$I_y := I_1 + I_2 + I_3 + I_4 = 3.591 \cdot 10^{10}$$

Tverrsnittsdata på effektiv del av langsgående stiver og tilhørende effektive deler av steget, $A_{sl,1}$ (Kapittel A.2 i EC3-1-5) :



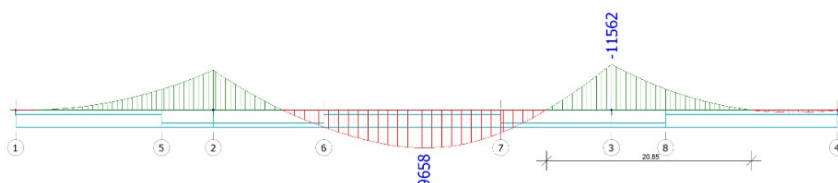
$$b_{2.sl} := 0.4 \cdot b_{2c} = 164.68$$

Siden $b_{1.sl}$ avhenger av spenningsforhold så finner man denne senere, sammen med $b_{1.sl,eff}$. Men siden b_c er kjent, kan $b_{2.sl}$ finnes med en gang. Når det kommer til $b_{1.sl,eff}$ og $b_{2.sl,eff}$, så finner man disse med samme formler, men man må først ha funnet $b_{1,eff}$ og $b_{2,eff}$.

Shear lag:

Vi kan neglisjere shear-lag dersom $b_0 < L_e/50$ (EC3-1-5, 3.1(1))

Eurocode (NA: Norwegian) code: Cracking considered - 2nd order theory - Load combinations - 5 - Støttemoment D3 - Bars, M_y' - Graph - [kNm]
View: Axis D



Figuren viser avstand mellom momentnullpunkt i snitt 3.

Avstand mellom momentnullpunkt i
snitt 3:

$$L_e := 20850$$

Utstikkende lengde på flens:

$$b_0 := \frac{b_f}{2} - \frac{t_w}{2} = 344$$

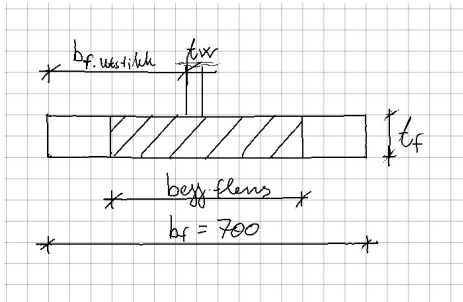
Kontroll:

$$\begin{array}{l|l} \text{if } b_0 < \frac{L_e}{50} & = \text{"Shear lag neglisjeres"} \\ \parallel & \\ \text{"Shear lag neglisjeres"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"Shear lag må tas hensyn til"} & \end{array}$$

Kontrollen viser at forholdet $L_e/50$ er større enn lengden på utstikkende flens. Vi trenger derfor ikke å ta hensyn til shear lag.

Beregning av effektivt tverrsnitt:

Effektiv bredde av trykkflensen:



Siden spenningen er den samme på begge ender av flensen, så vil spenningsforholdet bli lik 1. Bruker videre tabell 4.2 i EC3-1-5 for beregning av den effektive bredden.

Spenningsforhold:

$$\psi_{flens} := 1$$

Knekkfaktor (lest av fra tabell 4,2 i EC3-1-5):

$$k_{\sigma} := 0.43$$

Utstikkende lengde av flensen:

$$b_{f.utstikk} := \frac{b_f - t_w}{2} = 344$$

Slankhet (EC3-1-5, 4.4(2)):

$$\lambda_p := \frac{b_{f.utstikk}}{t_f \cdot 28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = 0.783$$

Reduksjonsfaktor for ivaretaking av fare for lokal knekking (EC3-1-5, 4.4(2), likning (4.3)):

$$\rho := \begin{cases} \lambda_p \leq 0.748 & \parallel 1.0 \\ \text{else} & \parallel \min\left(\frac{\lambda_p - 0.188}{\lambda_p^2}, 1\right) \end{cases} = 0.971$$

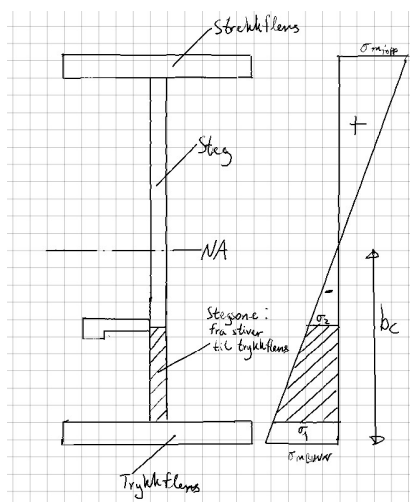
Effektiv bredde av utstikkende flens (EC3-1-5, tabell 4.2):

$$b_{f.utstikk.eff} := \rho \cdot b_{f.utstikk} = 333.889$$

Total effektiv bredde trykkflens:

$$b_{eff.flens} := (b_{f.utstikk.eff} \cdot 2) + t_w = 679.778$$

Stegsonen fra stiver til trykkflens, b1:



Figuren viser spenningsfordelingen i stegsone b1.



Gjeldende spenningsfordeling og tilhørende formler fra tabell 4.1 i EC3-1-5.

$$z_{bunn} := z_c = 854.696$$

$$\sigma_{M.bunn} := \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_{bunn} = -252.87$$

Bruker formlikhet på spenningsfordelingen:

$$\sigma_{1.1} := \frac{\sigma_{M.bunn}}{b_c} \cdot (b_c - t_f) = -244.291$$

$$\sigma_{1.2} := \frac{\sigma_{M.bunn}}{b_c} \cdot (b_c - t_f - b_1) = -121.805$$

Spenningsforhold:

$$\psi_1 := \frac{\sigma_{1.2}}{\sigma_{1.1}} = 0.499$$

Knekkfaktor (Tabell 4,1 i EC3-1-5):

$$k_{\sigma 1} := \frac{8.2}{(1.05 + \psi_1)} = 5.295$$

Slankhet (EC3-1-5, 4.4(2)):

$$\lambda_{p1} := \frac{b_1}{t_w \cdot 28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma 1}}} = 0.649$$

Reduksjonsfaktor for ivaretaking av fare for lokal knekking (EC3-1-5, 4.4(2)):

$$\rho_1 := \begin{cases} \lambda_{p1} \leq 0.673 & \rho_1 = \lambda_{p1}^2 \\ \text{else} & \rho_1 = 1.0 \end{cases} = 1$$

Beregner så den effektive bredden av trykksonen til steget, beff, iht. EC3-1-5 tabell 4.1:

$$b_{1.eff} := \rho_1 \cdot b_1 = 414$$

Fordeling av den effektive bredden (formler fra EC3-1-5, tabell 4.1):

$$b_{1.e1} := \frac{2}{5 - \psi_1} \cdot b_{1.eff} = 183.943$$

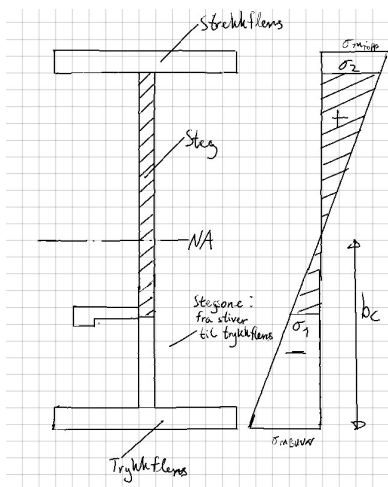
$$b_{1.e2} := b_{1.eff} - b_{1.e1} = 230.057$$

Iht. figur A.2 i EC3-1-5 får vi at b1.sl og b1.sl.eff er:

$$b_{1.sl} := \frac{(3 - \psi_1)}{(5 - \psi_1)} \cdot b_1 = 230.057$$

$$b_{1.sl.eff} := \frac{(3 - \psi_1)}{(5 - \psi_1)} \cdot b_{1.eff} = 230.057$$

Stegsonen fra stiver til strekkflens, b2:



Gjeldende spenningsfordeling og tilhørende formel fra tabell 4.1 i EC3-1-5.

$$z_{topp} := -(h - z_c) = -903.304$$

$$\sigma_{M.topp} := \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_{topp} = 267.251$$

Figuren viser spenningsfordelingen i stegsone b2.

Bruker formlikhet på spenningsfordelingen:

$$\sigma_{2.2} := \frac{\sigma_{M.topp}}{(h - z_c)} \cdot (h - z_c - t_f) = 258.671$$

$$\sigma_{2.1} := \frac{\sigma_{M.bunn}}{z_c} \cdot (z_c - t_f - b_1) = -121.805$$

Spenningsforhold:

$$\psi_2 := \frac{\sigma_{2.1}}{\sigma_{2.2}} = -0.471$$

Knekkfaktor (Tabell 4,1 i EC3-1-5):

$$k_{\sigma_2} := 7.81 - 6.29 \cdot \psi_2 + 9.78 \cdot \psi_2^2 = 12.94$$

Slankhet (EC3-1-5, 4.4(2)):

$$\lambda_{p2} := \frac{b_2}{t_w \cdot 28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma_2}}} = 1.289$$

Reduksjonsfaktor (EC3-1-5, 4.4(2)):

$$\rho_2 := \begin{cases} \text{if } \lambda_{p2} \leq 0.673 \\ \parallel 1.0 \\ \text{else} \\ \parallel \min \left(\frac{\lambda_{p2} - 0.055 \cdot (3 + \psi_2)}{\lambda_{p2}^2}, 1 \right) \end{cases} = 0.692$$

Beregner så den effektive bredden av trykksonen til steget, b_{eff} , iht. EC3-1-5 tabell 4.1:

$$b_{2c.eff} := \rho_2 \cdot b_{2c} = 284.873$$

$$b_{c.eff} := b_{2c.eff} + b_{1.eff} = 698.873$$

Fordeling av den effektive bredden i trykksonen (EC3-1-5, tabell 4.1):

$$b_{2c.e1} := 0.4 \cdot b_{2c.eff} = 113.949$$

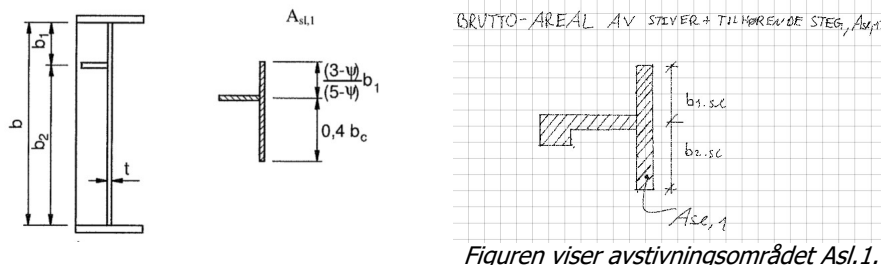
$$b_{2c.e2} := 0.6 \cdot b_{2c.eff} = 170.924$$

Iht. figur A.2 i EC3-1-5 får vi da:

$$b_{2.sl} := 0.4 \cdot b_c = 341.88$$

$$b_{2.sl.eff} := 0.4 \cdot b_{c.eff} = 279.549$$

Parametre for avstivningsområdet, Asl.1:



Brutto avstivningsareal:

$$A_{sl.1} := (A_{stiver}) + (b_{1.sl} \cdot t_w) + (b_{2.sl} \cdot t_w) = 1.046 \cdot 10^4$$

Effektivt areal av avstivningsområdet:

$$A_{sl.1.eff} := (A_{stiver}) + (b_{1.sl.eff} \cdot t_w) + (b_{2.sl.eff} \cdot t_w)$$

$$A_{sl.1.eff} = 9.716 \cdot 10^3$$

I henhold til EC3-1-5 kapittel 4.5.2 (platelik knekking) og 4.5.3 (søylelik knekking) så får vi samme verdi for β_{AC} :

$$\beta_{AC} := \frac{A_{sl.1.eff}}{A_{sl.1}} = 0.929$$

2. arealmoment, I_z , for avstivningsområdet, om en akse parallelt med steget gjennom tverrsnittets arealsenter (EC3-1-5, 4.5.3(3)):

Diagram showing the cross-section of the stiffening area with dimensions: $b_{1.sl} = 230,057$ mm, $b_{2.sl} = 341,88$ mm, and $t_w = 12$ mm. The area $A_{se,1}$ is indicated.

Neutralsakse beliggenhet: $y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$

$$y_c = \frac{(12 \text{ mm} \cdot 571,937 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm}) + (147,219 \text{ mm} \cdot 560 \text{ mm}^2)}{(12 \text{ mm} \cdot 571,937 \text{ mm}) + (560 \text{ mm}^2)}$$

$$= 54,597 \text{ mm}$$

2. arealmoment om z-akse:

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 571,937 \text{ mm} \cdot (12 \text{ mm})^3 + (54,597 \text{ mm} - 6 \text{ mm})^2 \cdot 12 \text{ mm} \cdot 571,937 \text{ mm}$$

$$= 1,63 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_{stiver} + (54,597 - 147,219)^2 \cdot 560$$

$$= 4,791 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow I_{se,1} = I_z = I_1 + I_2 = 6,421 \cdot 10^7$$

Bildet viser utregning av treghetsmoment av avstivningsområdet, Asl.1.

Leser av verdien på $I_{sl.1}$ fra utregningen på bildet:

$$I_{sl.1} := 6.421 \cdot 10^7$$

Betrakter mulighetene for global knekking av det avstiva området, Asl.1

Betrakter her muligheten for global knekking ved å finne en reduksjonsfaktor, ρ_c , som tar hensyn til plateknekkning og søyleknekkning av det avstivede området, samt eventuell fare for interaksjon mellom dem.

Reduksjonsfaktor for effekt av plateknekkning, χ_p :

Siden vi kun har en langsgående stiver, så kan vi betrakte stiveren som søyle på elastisk underlag (EC3-1-5, A.2.1(1)). Her står det at man kan bruke A.2.2 til å finne elastisk kritisk spenning. Altså blir $\sigma_{cr.p} = \sigma_{cr.sl}$:

Avstand mellom vertikalstivere: $a := 1250$

$$\text{EC3-1-5, A.2.2 (1):} \quad a_c := 4.33 \cdot \sqrt[4]{I_{sl.1} \cdot b_1^2 \cdot \frac{b_2^2}{b \cdot t_w^3}} = 6.831 \cdot 10^3$$

Kritisk spenning for plateknekkning
(EC3-1-5, A.2.2(1)):

$$\sigma_{cr.sl} := \begin{cases} \text{if } a < a_c \\ \left\| \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_{sl.1}}{A_{sl.1} \cdot a^2} + \frac{E \cdot t_w^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl.1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \frac{1.05 \cdot E}{A_{sl.1}} \cdot \frac{\sqrt[2]{I_{sl.1} \cdot t_w^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \right\| \end{cases}$$

$$\sigma_{cr.p} := \sigma_{cr.sl} = 8.148 \cdot 10^3$$

Relativ plateslankhet til
ekvivalent plate iht.
likning (4.7) i EC3-1-5:

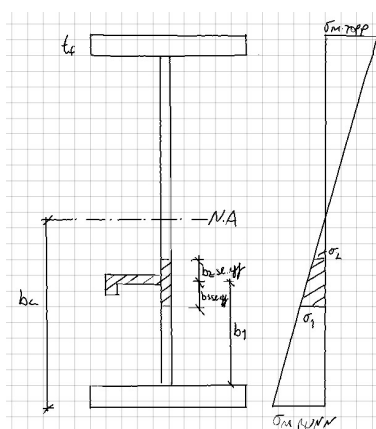
$$\lambda_p := \sqrt[2]{\frac{\beta_{AC} \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}} = 0.201$$

Spenningsforhold i
avstivningsområdet:

$$\sigma_1 := \frac{\sigma_{M.bunn}}{b_c} \cdot (b_c - t_f - b_1 + b_{1.sl.eff})$$

$$\sigma_2 := \frac{\sigma_{M.bunn}}{b_c} \cdot (b_c - t_f - b_1 - b_{2.sl.eff})$$

$$\psi := \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 0.206$$



Tegning av spenningsfordeling ved
avstivningsområdet.

Reduksjonsfaktor iht.
EC3-1-5 kapittel 4.4(2):

$$\chi_p := \left| \begin{array}{l} \text{if } \lambda_p \leq 0.673 \\ \parallel 1.0 \\ \text{else} \\ \parallel \min \left(\frac{\lambda_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2}, 1 \right) \end{array} \right| = 1$$

Reduksjonsfaktor for effekt av søyleknekking, χ_c :

Beregner reduksjonsfaktor for avstivet plate betraktet som søyle. Den lineariserte elastiske knekkspenning av den avstivede platen betraktet som en søyle finnes ved at man antar at understøttingen langs platens langsgående sidekanter neglisjeres (EC3-1-5, 4.5.3(1)).

Avstand mellom tverrstivere:

$$a := 1250$$

Kritisk spenning for søyleknekking.

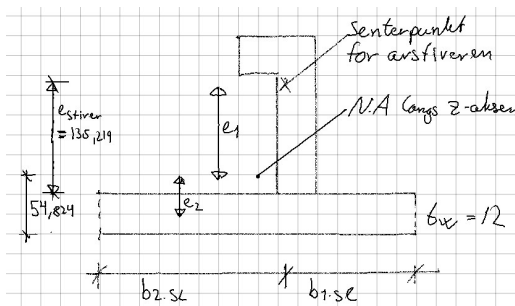
Setter $\sigma_{cr.sl} = \sigma_{cr.c}$ (EC3-1-5, 4.5.3(3)):

$$\sigma_{cr.c} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl.1}}{A_{sl.1} \cdot a^2} = 8.139 \cdot 10^3$$

Relativ søyleslankhet (EC3-1-5, likning (4.11)):

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{\beta_{AC} \cdot f_y}{\sigma_{cr.c}}} = 0.201$$

Finner formfeilfaktor, α , iht. EC3-1-5 kapittel 4.5.3(5):



Tegning av avstiveren med nødvendige størrelser for beregning av formfeilfaktor (tegnet ut ifra figur A.1 i EC3-1-5).

Avstand fra bjelkesteg til arealsenter på stiver (avlest fra FEM-Design):

$$e_{stiver} := 135.219$$

Avstand fra senter plate til arealsenter på avstivet plate:

$$e_2 := 48.824$$

Avstand fra arealsenter for stiver til arealsenter på avstivet plate:

$$e_1 := e_{stiver} - e_2 + \frac{t_w}{2} = 92.395$$

Treghetsradius:

$$i := \sqrt{\frac{I_{sl.1}}{A_{sl.1}}} = 78.333$$

Vi får:

$$e := \max(e_1, e_2) = 92.395$$

Imperfeksjonsfaktor, α , fra
EC3-1-5 kapt. 4.5.3 (5):

$$\alpha := 0.49 \quad (\text{knekkurve c, åpne stivere})$$

Finner formfeilfaktoren fra
likning 4.12:

$$\alpha_e := \alpha + \frac{0.09}{\frac{i}{e}} = 0.596$$

Reduksjonsfaktoren for effekt av søyleknekking skal beregnes etter EC3-1-1, kapittel 6.3.1.2 (EC3-1-5, 4.5.3(5)).

EC3-1-1, 6.3.1.2(1):

$$\phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha_e \cdot (\lambda_c - 0.2) + \lambda_c^2) = 0.521$$

Beregner reduksjonsfaktoren
(EC3-1-1, likning (6.49)):

$$\chi_c := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_c^2}} = 0.999$$

Endelig reduksjonsfaktor, ρ_c , iht. EC3-1-5, 4.5.4 :

Interaksjonsfaktor:
$$\xi := \max \left(0, \min \left(\frac{\sigma_{cr.p}}{\sigma_{cr.c}} - 1, 1 \right) \right) = 0.001$$

(4.13):
$$\rho_c := (\chi_p - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = 0.999$$

Dvs.: neglisjerbar reduksjon av avstivningsområdet:

$$\rho_c := 1$$

Redusert, effektivt areal av avstivningsområdet:

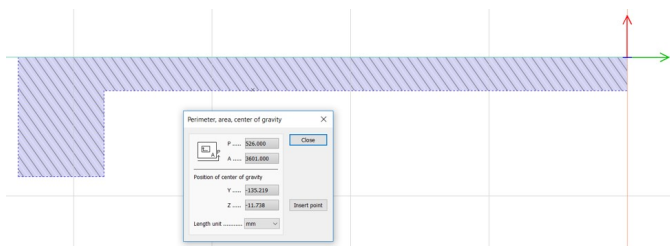
Redusert, effektivt
areal av
avstivningsområdet:

$$A_{sl.1.eff.red} := A_{sl.1.eff} = 9.716 \cdot 10^3$$

Redusert, effektivt
areal av stiver:

$$A_{stiver.eff} := A_{stiver} = 3.601 \cdot 10^3$$

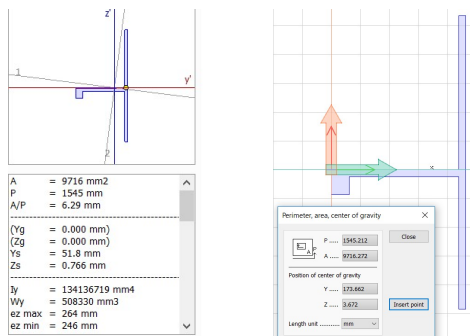
Info om avstivers nøytralaksebeliggenhet
før redusering av tverrsnittet:



Vi ser her at tyngdepunktet er plassert 11.738mm fra toppkant på avstiver, dvs. at den ligger 0.262mm opp fra underkant.

$$z_{uk} := 0.262$$

Info om avstivningsområdet:



Leser av i FEM-Design at arealtregghetsmomentet til det reduserte, effektive arealet av avstivningsområdet er:

$$I_{y.avstivning.eff} := 134136719$$

Avstand fra tyngdepunkt av stiver til tyngdepunkt av avstivningsområdet:

$$z_{uk.NA} := 11.928 + 3.672 = 15.6$$

Avstand fra nøytralakse til lokal nøytralakse for avstivningsområde:

$$d_{avstivning} := z_{c.etter} - t_f - b_1 - z_{uk.NA} = 407.651$$

Vi kan nå finne arealtregghetsmomentet til det effektive, reduserte tverrsnittet:

$$I_{1,eff} := \frac{1}{12} \cdot b_{eff,flens} \cdot t_f^3 + \left(z_{c,etter} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \cdot b_{eff,flens} \cdot t_f = 1.43 \cdot 10^{10}$$

$$I_{2,eff} := \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (b_{1,e1})^3 + \left(b_1 - \frac{b_{1,e1}}{2} + b_{2c} + e \right)^2 \cdot t_w \cdot b_{1,e1} = 1.232 \cdot 10^9$$

$$I_{3,eff} := I_{y,avstivning,eff} + (d_{avstivning}^2 \cdot A_{sl,1,eff,red}) = 1.749 \cdot 10^9$$

$$I_{4,eff} := \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h - z_c - t_f + b_{2c,e2})^3 + \left(\frac{(h - z_c - t_f + b_{2c,e2})}{2} - b_{2c,e2} - e \right)^2 \cdot t_w \cdot (h - z_c - t_f + b_{2c,e2})$$

$$I_{5,eff} := \frac{1}{12} \cdot b_f \cdot t_f^3 + \left(b + t_f + \frac{t_f}{2} - z_{c,etter} \right)^2 \cdot b_f \cdot t_f = 1.562 \cdot 10^{10}$$

$$I_{y,eff} := I_{1,eff} + I_{2,eff} + I_{3,eff} + I_{4,eff} + I_{5,eff} = 3.55 \cdot 10^{10}$$

Effektivt motstandsmoment, $W_{y.el.eff}$:

Største avstand fra nøytralakse til ytterkant flens (med ny plassering av nøytralaksen):

$$z_{maks} := h - z_{c.etter} = 891.749$$

$$W_{y.el.eff} := \frac{I_{y.eff}}{z_{maks}} = 3.981 \cdot 10^7$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := W_{y.el.eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.285 \cdot 10^{10}$$

Momentkapasiteten i snitt 3 er altså 12850 kNm.

Kontroll momentkapasitet:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{-M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0 \\ \quad \parallel \text{ "Ok" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Ikke ok" } \end{array} \right| = \text{"Ok"}$$

Momentkapasiteten i snitt 3 er tilstrekkelig.

Skjærkapasitet

Kontroll mot skjærkneking:

Siden steget er i tverrsnittsklasse 4 og utsatt for skjær, må en slankhetskontroll utføres for å kontrollere mot skjærkneking.

Beregner sidekantforhold:

Avstand mellom vertikalstivere: $a := 1250$

Steghøyde: $h_w := 1700$

Vi får da sidekantforholdet: $\alpha := \frac{a}{h_w} = 0.735$

Finner knekktall for skjærkneking:

I EC3-1-5 kapittel 5.3(4) står det at man skal redusere 2.arealmomentet om z-aksen til den langsgående stiveren med 1/3 ved beregning av knekktallet.

Stiverens 2.arealmoment om z-akse: $I_{sl} := I_{z.stiver} = 1.702 \cdot 10^7$

Redusert 2.arealmoment: $I_{sl.red} := \frac{1}{3} \cdot I_{sl} = 5.672 \cdot 10^6$

Skjærknekkingskonstant (EC3-1-5, likning (A.5)):

$$k_{\tau sl} := \max \left(9 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl.red}}{t_w^3 \cdot h_w} \right)^3}, \frac{2.1}{t_w} \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl.red}}{h_w}} \right)$$

Knekktalet (EC3-1-5, A.3(2)):

$$k_{\tau} := \begin{cases} \text{if } \alpha \geq 3 \\ \left\| 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau sl} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \cdot \frac{I_{sl.red}}{t_w^3 \cdot h_w}}{\alpha^2} + 2.2 \cdot \sqrt[2]{\frac{I_{sl.red}}{t_w^3 \cdot h_w}} \right\| \end{cases} = 19.452$$

Korreksjonsfaktor:

$$\eta := 1.2 \quad (\text{EC3-1-5, NA.5.1})$$

Kontroll mot skjærknekking:

Steg med vertikale stivere (EC3-1-5, 5.1(2)):

$$\begin{cases} \text{if } \frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt[2]{k_{\tau}} \\ \left\| \text{“Ingen skjærknekking”} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{“Skjærknekking vil forekomme”} \right\| \end{cases} = \text{“Skjærknekking vil forekomme”}$$

Slankhetskontrollen viser altså at skjærknekking vil forekomme for steget.

Reduksjonsfaktor for effekt av skjærknekking:

Beregner relativ slankhet:

Kritisk skjærspenning
(EC3-1-5, likning 5.4):

$$\sigma_E := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2}$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_E = 183.964$$

Relativ slankhet
(EC3-1-5, 5.3(5)):

$$\lambda_w := \frac{h_w}{37.4 \cdot t_w \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = 1.056$$

Reduksjonsfaktor for effekt av skjærknekking:

EC3-1-5, tabell 5.1:

$$\chi_w := \begin{array}{l} \text{if } \lambda_w < \frac{0.83}{\eta} \\ \parallel \eta \\ \text{also if } \frac{0.83}{\eta} \leq \lambda_w < 1.08 \\ \parallel \frac{0.83}{\lambda_w} \\ \text{else} \\ \parallel \frac{1.37}{(0.7 + \lambda_w)} \end{array} = 0.786$$

Skjærkapasitet uten flensbidrag:

EC3-1-5, likning (5.2):
$$V_{bw.Rd} := \frac{\chi_w \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt[2]{3} \cdot \gamma_{M1}} = 2.989 \cdot 10^6$$

Flensbidrag til skjærkapasiteten:

Momentkapasitet til flensene:
$$M_{f.Rd} := b_f \cdot t_f \cdot (h_w + t_f) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.133 \cdot 10^{10}$$

Beregner flensbidraget iht.
EC3-1-5, 5.4(1):

$$c := a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_{eff.flens} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{t_w \cdot h_w^2 \cdot f_y} \right) = 345.47$$

$$V_{bf.Rd} := \frac{b_{eff.flens} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f.Rd}} \right)^2 \right) = 6.435 \cdot 10^4$$

Vi får altså et negativt flensbidrag, i og med at momentpåkjenningen er større enn flensenes momentkapasitet.

Total skjærkapasitet:

EC3-1-5, 5.2(1):
$$V_{b.Rd} := \min \left(V_{bw.Rd} + V_{bf.Rd}, \frac{\eta \cdot f_y \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt[2]{3} \cdot \gamma_{M1}} \right) = 3.053 \cdot 10^6$$

Kontroll skjærkapasitet:

EC3-1-5, 5.5(1):

if $\frac{V_{Ed}}{V_{b.Rd}} \leq 1.0$	= "Ok"
"Ok"	
else	
"Ikke ok"	

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b.Rd}} = 0.582$$

Skjærkapasiteten i snitt 3 er tilstrekkelig.
Utnyttelse: 58.2%

Interaksjonskontroll

Sjekker interaksjonen mellom skjær og moment i opplegget i snitt 3, i og med at det oppstår et stort moment og en stor skjærkraft her. Gjør interaksjonskontrollen iht. kapittel 6.2.8(2) i EC3-1-1.

Skjærareal (EC3-1-1, 6.2.6(3)): $A_v := \eta \cdot b \cdot t_w = 2.448 \cdot 10^4$

Plastisk skjærkapasitet
(EC3-1-1, 6.2.6(2)): $V_{pl.Rd} := A_v \cdot \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M1}} = 4.561 \cdot 10^6$

EC3-1-1, 6.2.8(3): $\rho := \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} - 1\right)^2 = 0.049$

Redusert flytegrense blir da: $f_{yv} := (1 - \rho) \cdot f_y = 337.688$

Redusert momentkapasitet: $M_{v.Rd} := W_{y.el.eff} \cdot \frac{f_{yv}}{\gamma_{M1}} = 1.222 \cdot 10^{10}$

Kontroll av redusert momentkapasitet:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{-M_{Ed}}{M_{v.Rd}} \leq 1.0 \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Ok"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Ikke ok"} \end{array} \right| = \text{"Ok"}$$

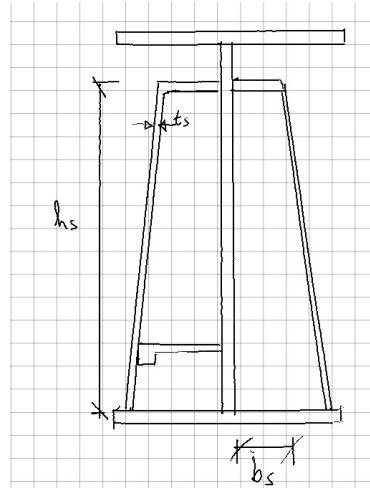
Kapasiteten i snitt 3 er tilstrekkelig.
Utnyttelse: 86.9%

Kontroll av tverrstivere

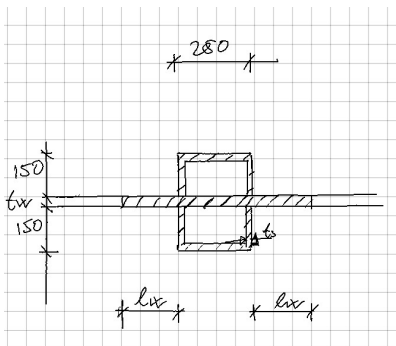
I oppleggene er det lagt inn tversgående stivere. Disse må kontrolleres for stivhetskrav, torsjonsknekking og kapasitet.

Tverrsnittsdata:

Tykkelse stiver: $t_s := 10$
 Bredde på stiveren: $b_s := 150$
 Høyde på stiveren: $h_s := 1634$



Areal av avstiver med tilhørende del av steg:



Iht. EC3-1-5, 9.1: $l_w := 15 \cdot \varepsilon \cdot t_w = 146.451$

Setter: $l_w := 146$

Areal av stiver med tilhørende stegdeler:

$$A_{st} := (t_w \cdot (250 - 2 \cdot t_s)) + (2 \cdot l_w \cdot t_w) + (2 \cdot t_s \cdot b_s) + (2 \cdot t_s \cdot 250) = 1.426 \cdot 10^4$$

Nøytralaksebeliggenhet (fra bunn):

$$y_{c.st} := \frac{\left(t_s \cdot b_s \cdot \frac{b_s}{2} \right) + \left((l_w + l_w + t_s) \cdot t_w \cdot \left(b_s + \frac{t_w}{2} \right) \right)}{(t_s \cdot b_s) + ((l_w + l_w + t_s) \cdot t_w)} = 132.288$$

2. arealmoment om x-akse:

$$I_{st.x} := \left(\frac{1}{12} \cdot t_s \cdot b_s^3 + \left(y_{c.st} - \frac{b_s}{2} \right)^2 \cdot t_s \cdot b_s \right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 290 \cdot t_w^3 + \left(b_s + \frac{t_w}{2} - y_{c.st} \right)^2 \cdot 290 \cdot t_w \right)$$

2. arealmoment om y-akse:

$$I_{st.y} := \frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (l_w + l_w + t_s)^3 = 2.754 \cdot 10^7$$

Kontroll mot torsjonsknekking:

I og med at profilet er lukket (kasseprofil) så vil det ikke kunne oppstå torsjonsknekking, og vi kan da konkludere med at kravet til torsjonsknekking er oppfylt.

Kontroll av stivhetskrav for tverrstiverne:

(EC3-1-5, 9.2.1):	if $I_{st.y} \geq 0.75 \cdot h_w \cdot t_w^3$	= "Ok"
	"Ok"	
	else	
	"Ikke ok"	

Aksialkraft som virker på tverrstiver:

$$\lambda_w := 172.9 \quad (\text{slankhet til steg, fra tverrsnittsklassifiseringen})$$

Kraft som virker på stiver, som skyldes strekkfeltet i stegpanelet:

$$N_{st.ten} := V_{Ed} - \left(\frac{1}{\lambda_w^2} \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \right) = 1.777 \cdot 10^6$$

Vi får at:

$$\sigma_{com.maks} := \frac{-M_{Ed}}{I_{y,eff}} \cdot (z_c - t_f) = 247.075$$

Trykkflens og steg er i klasse 4, og vi tar da hensyn til reduksjon:

$$A_c := (b_{eff.flens} \cdot t_f) + (t_w \cdot b_e) = 2.81 \cdot 10^4$$

Ekvivalent aksialkraft i platebærerens trykksone blir da (formel fra "Ståkonstruksjoner"-boka til Per Kr. Larsen):

$$N_{Ed} := \frac{1}{2} \cdot \sigma_{com.maks} \cdot A_{st} = 1.762 \cdot 10^6$$

Ekvivalent aksialkraft grunnet formavvik:

Iht. EC3-1-5, 9.2.1, må en ta hensyn til formavviket i steget som skaper en ekvivalent aksialkraft i stiveren.

EC3-1-5, likning (9.1):
$$\sigma_m := \frac{\sigma_{cr.c}}{\sigma_{cr.p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{a} \right) = 1.657$$

EC3-1-5, 9.2.1(6):
$$\Delta N_{st} := \sigma_m \cdot \frac{b^2}{\pi^2} = 4.851 \cdot 10^5$$

Total aksialkraft i stiveren:
$$N_{st} := N_{st.ten} + \Delta N_{st} = 2.262 \cdot 10^6$$

Stiverens kritiske kraft:
$$N_{cr.st} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st.x}}{h_s^2} = 7.556 \cdot 10^6$$

(antar da knekk lengde på stiver lik lengde av stiver)

Kontroll av tilleggsutbøyning og maksimal spenning:

Tverrstiverne dimensjoneres etter 2.ordens teori, og skal etter NS-EN 1993-1-5 tilfredsstille følgende kriterier:

Maks spenning i stiver: $\sigma_{maks} \leq f_d$

Maks tilleggsdeformasjon: $\Delta w \leq b/300$

Kontroll tilleggsdeformasjon:

$$\Delta w := \frac{1}{300} \cdot \frac{1}{\frac{I_{st.x}}{N_{st}} - 1} = 0.001$$

(EC3-1-5, 9.2.1(4)):

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \Delta w < \frac{1}{300} \\ \parallel \text{ "Ok" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "Ikke ok" } \end{array} \right| = \text{"Ok"}$$

Kontroll av maksimal spenning:

Maks avstand fra stivers
arealsenter til ytterste fiber:

$$e_{maks} := \left(b_s + \frac{t_w}{2} \right) - y_{c.st} = 23.712$$

Formavvik:

$$w_0 := \min \left(\frac{b_1}{300}, \frac{b}{300} \right) = 1.38$$

Maks spenning:

$$\sigma_{maks} := \frac{N_{st}}{A_{st}} + \left(\frac{N_{st.ten} \cdot w_0}{I_{st.x}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{st.ten}}{N_{cr.st}}} \cdot e_{maks} \right) = 166.389$$

(EC3-1-5, 9.2.1(4)):

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{maks} < \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\ \parallel \text{ "Ok" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "Ikke ok" } \end{array} \right| = \text{"Ok"}$$

Tverrstiverne har iht. EC3-1-5 tilstrekkelig med kapasitet.

Kapasitetsberegning plate tverr- retning midt plate i felt:

C30/37 betong med B500NC armering.

Materialfaktorer:

$\alpha_{cc} := 0.85$ NA.3.1.6(1)

$\gamma_c := 1.5$ NA.2.4.2.4

$\gamma_s := 1.15$ NA.2.4.2.4

Betongparametere B30:

Karakteristisk trykkfasthet: $f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$

Middelverdi trykkfasthet: $f_{cm} := 38 \frac{N}{mm^2}$

Middelverdi aksialtrekkfasthet: $f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$

$$f_{ctk_{0.05}} := 2 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctk_{0.95}} := 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

Elastisitetsmodul betong: $E_{cm} := 33000 \frac{N}{mm^2}$

Trykktøyning i betong ved største spenning: $\varepsilon_{c1} := 0.0022$

Tøyningsgrense for trykk i betong: $\varepsilon_{cu1} := 0.0035$

Trykktøyning i betong ved største spenning: $\varepsilon_{c2} := 0.002$

Tøyningsgrense for trykk i betong: $\varepsilon_{cu2} := 0.0035$

Trykktøyning i betong ved største spenning: $\varepsilon_{c3} := 0.00175$

Tøyningsgrense for trykk i betong: $\varepsilon_{cu3} := 0.0035$

Armering tverretning (Fra FEM- Design etter verifisering):

$$A_{sl_{topp}} := 424 \text{ } mm^2$$

$$A_{sl_{bunn}} := 1947 \text{ } mm^2$$

Armeringsparametere B500C:

Karakteristisk flytespenning: $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{N}{mm^2}$

E- modul stål: $E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$

Flytetøyning: $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.2 \cdot 10^{-3}$

Geometri enveis-plate:

Høyde: $h := 250 \text{ mm}$ Største kamstr: $\phi := 16 \text{ mm}$

Bredde: $b := 1000 \text{ mm}$

Overdekning topp: $c_{topp} := 40 \text{ mm}$

Overdekning bunn: $c_{bunn} := 25 \text{ mm}$

Effektiv høyde til strekkarm: $d := h - c_{bunn} - \frac{\phi}{2} = 217 \text{ mm}$

Trykksonehøyde: $x := 0.412 \cdot d = 89.4 \text{ mm}$ (Sørensen tab. 4.2)

Indre momentarm: $\lambda := 0.8 \quad 3.1.7(3)$
 $z := d - \left(\frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 181.2 \text{ mm}$

Avstand h' mellom trykk- og strekkarmering $h' := d - c_{bunn} = 192 \text{ mm}$

Kontroll indre mom.arm: $z_2 := 0.835 \cdot d = 181.2 \text{ mm}$

$$k_1 := 0.275$$

Momentkapasitet pr. m:

Betongtrykksoneens
momentkapasitet:

$$M_{C.Rd.x} := k_1 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Strekksonekapasitet:

$$M_{S.Rd.x} := \max(A_{sl_{topp}}, A_{sl_{bunn}}) \cdot f_{yd} \cdot z = 153 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Tilnærmet strekksonekap,
minste armeringsside:)

$$M_{Rd} := \min(A_{sl_{topp}}, A_{sl_{bunn}}) \cdot f_{yd} \cdot z = 33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Trykkarmeringskapasitet:)

$$\Delta M_{Rd} := \min(A_{sl_{topp}}, A_{sl_{bunn}}) \cdot f_{yd} \cdot h' = 35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet pr. m:Skjærstrekk- kapasitet:

parametere:

$$d_y := d = 217 \text{ mm}$$

$$d_x := h - 60 \text{ mm} - \frac{16}{2} \text{ mm} = 182 \text{ mm}$$

effektiv dybde:

$$d_{eff} := \frac{d_x + d_y}{2} = 199.5 \text{ mm} \quad (6.32)$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2\right) = 2 \quad (6.2.2(1))$$

Armeringsforhold for
strekkarmering:

$$\rho_L := \min\left(\frac{A_{sl_{bunn}}}{b \cdot d_{eff}}, 0.02\right) = 9.8 \cdot 10^{-3} \quad (6.2.2(1))$$

Antatt tilslag $D < 16 \text{ mm}$

$$k_2 := 0.15 \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{NA.6.2.2(1)})$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = (1 \cdot 10^{-1}) \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (\text{NA. 6.2.2(1)})$$

$$v_{min} := 0.035 \left(\frac{N}{\text{mm}^2}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.542 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{NA.6.3.N})$$

$$\text{Skjærstrekk- kapasitet:} \quad V_{Rd.c} := \max\left(C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d_{eff}, v_{min} \cdot b \cdot d_{eff}\right) \quad (6.2.2)$$

$$V_{Rd.c} = 123 \text{ kN} \quad [\text{pr/m}]$$

Det positive bidraget fra aksial- trykkraft er mikroskopisk og ses bort fra i kapasiteten [konservativt]

Skjærtrykk- kapasitet:

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.528 \quad (\text{NA. 6.6.N})$$

Skjærtrykk- kapasitet: $V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b \cdot d_{eff} \cdot v \cdot f_{cd} = 895.4 \text{ kN} \quad [\text{pr/m}]$

Under/over-armert tv.snitt:

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{cu1} + \varepsilon_{yd}} \right) = (4.19 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{sb} \geq \max(A_{sl_{bunn}}, A_{sl_{topp}}) \\ \quad \parallel \text{ "Normalarmert" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Overarmert" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Normalarmert" }$$

Rissviddeberegning etter (7.3.4):

Armeringsforhold: $\rho := \frac{\max(A_{sl_{bunn}}, A_{sl_{topp}})}{b \cdot d} = 9 \cdot 10^{-3}$

Materialstivhetsforhold: $\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.1$

Trykksoneandel av effektiv høyde (lign 5.5 Sørensen): $\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.28$

"Ekvivalent armeringstregghetsmoment": $I_s := \max(A_{sl_{bunn}}, A_{sl_{topp}}) \cdot (1 - \alpha) \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot d^2$
 $I_s = (6 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$

Bøystivhet for stadium II: $EI := E_s \cdot I_s = (1.2 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$
 $I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (3.6 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$

Kjapp kontroll av riktig EI: $I_c \cdot E_{cm} = (1.2 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$

Påkjenning:

$$Mx.Ed := 52 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [\text{pr/m}] \quad [+]$$

$$Mx.Ek := 50 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad [+]$$

Rissvidden w_k beregnes etter (7.8) der $w_k = S_{r,\max}(e_{sm} - e_{cm})$

Absoluttverdi av største tillatte spenning i armering:

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{Mx.Ek \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI} = 130.5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.1$$

Effektivt høyde av betongstrekksonen:

$$h_{c,eff} := \min \left(2.5 \cdot (h - d), \left(\frac{h - x}{3} \right), \frac{h}{2} \right) \quad (7.3.2(3))$$

$$h_{c,eff} = 53.5 \text{ mm}$$

Effektivt areal av betongstrekksonen:

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = (5.4 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (7.3.2(3))$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{\max(A_{sl_{bunn}}, A_{sl_{topp}})}{A_{c,eff}} = 3.6 \cdot 10^{-2} \quad ((7.10))$$

Antas som langvarig belastning gir:

$$k_t := 0.4 \quad (7.3.4(2))$$

Kamstål:

$$k_1 := 0.8$$

Bøyning gir:

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4 \quad (\text{NA7.3.4})$$

$$k_4 := 0.425$$

Senteravstand:

$$CC := 102 \text{ mm} \quad 5 \cdot \left(c_{bunn} + \frac{\varnothing}{2} \right) = 165 \text{ mm}$$

Siden CC er mindre enn < 165mm blir rissavstand:

$$S_{r,\max} := k_3 \cdot c_{bunn} + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing}{\rho_{p,eff}} = 159.8 \text{ mm}$$

Tøyningsdifferanse:

$$\Delta\varepsilon := \max \left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

$$\Delta\varepsilon = 4.6 \cdot 10^{-4}$$

Rissvidde blir da:

$$W_k := S_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.07 \text{ mm}$$

Tillatt rissvidde settes konservativt til 0.3, grunnet dekkets oppbygning med elementer er forbisett: (Tabell NA.7.1N)

Tillegg:

Momentkapasitet med delvis utnyttet trykksone:

Delvis utnyttet trykksone:

$$c := 0.17$$

$$z_3 := \left(1 - c \cdot \frac{M_x \cdot Ed}{M_{C,Rd,x}} \right) \cdot dy = 208.3 \text{ mm}$$

Strekksonekapasitet med delvis utnyttet trykksone:

$$M_{Rd,x} := \max(A_{sl_{topp}}, A_{sl_{bunn}}) \cdot f_{yd} \cdot z_3 = 176.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse med delvis utnyttet trykksone:

$$U_{tt} := \frac{M_x \cdot Ed}{M_{Rd,x}} \cdot 100 = 29.5 \% \quad \text{VS} \quad 29\% \text{ FEM-D}$$

Resultatene stemmer overens.

Interaksjon M og N:

$$d_2 := h - d = 33 \text{ mm}$$

$$\frac{d_2}{h} = 0.1$$

$$w := \frac{f_{yd} \cdot (A_{sl_{bunn}} + A_{sl_{topp}})}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.24$$

$$m_1 := \frac{M_{S.Rd.x}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = 0.14$$

Leser av n fra m-n diagram
for $d_2/h=0.2$:

$$n := 0.22$$

$$N_{Rd.x} := n \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h = 935 \text{ kN}$$

Statikkontroll av FEM-Design

Lokal
elementstivhetsmatrise:

$$k_e(x, ei, ea) := \frac{ei}{x^3} \cdot \begin{bmatrix} \frac{x^2 \cdot ea}{ei} & 0 & 0 & -\left(\frac{x^2 \cdot ea}{ei}\right) & 0 & 0 \\ 0 & 12 & -6 \cdot x & 0 & -12 & -6 \cdot x \\ 0 & -6 \cdot x & 4 \cdot x^2 & 0 & 6 \cdot x & 2 \cdot x^2 \\ -\left(\frac{x^2 \cdot ea}{ei}\right) & 0 & 0 & \frac{x^2 \cdot ea}{ei} & 0 & 0 \\ 0 & -12 & 6 \cdot x & 0 & 12 & 6 \cdot x \\ 0 & -6 \cdot x & 2 \cdot x^2 & 0 & 6 \cdot x & 4 \cdot x^2 \end{bmatrix}$$

Transformasjonsmatrise:

$$t(u) := \begin{bmatrix} \cos(u) & \sin(u) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin(u) & \cos(u) & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos(u) & \sin(u) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin(u) & \cos(u) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Global
elementstivhetsmatrise:

$$k_{te}(x, ei, ea, u) := t(u)^T \cdot k_e(x, ei, ea) \cdot t(u)$$

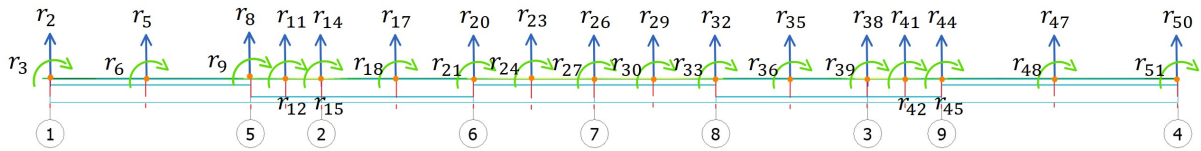
Lokal lastvektor:

$$S_0(x, p_z, P_z, x0) := \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ -\left(\frac{p_z \cdot x}{2}\right) & -P_z \cdot (1-x0)^2 \cdot (1+2 \cdot x0) \\ \frac{p_z \cdot x^2}{12} & P_z \cdot x \cdot x0 \cdot (1-x0)^2 \\ 0 & 0 \\ -\frac{p_z \cdot x}{2} & -P_z + P_z \cdot (1-x0)^2 \cdot (1+2 \cdot x0) \\ -\frac{p_z \cdot x^2}{12} & -(P_z \cdot x \cdot x0^2 \cdot (1-x0)) \end{bmatrix}$$

Global lastvektor:

$$S_{t0}(x, p_z, P_z, x0, u) := t(u)^T \cdot S_0(x, p_z, P_z, x0)$$

Illustrasjon med alle elementer og frihetsgrader. Alle aksiale frihetsgrader er utelatt da disse for enkelhets skyld settes lik null.



Arealtreghetsmoment:

$$I_{300} := 17940608342$$

$$I_{400} := 22275704817$$

$$I_{700} := 35280992654$$

$$[mm^4]$$

$$I(b, b_{min}, b_{max}, I_{min}, I_{max}) := \frac{(I_{max} - I_{min}) \cdot (b - b_{min})}{b_{max} - b_{min}} + I_{min}$$

$$I_{300} = 17940608342$$

$$I_{325} := I(325, 300, 400, I_{300}, I_{400}) = 19024382460.75$$

$$I_{350} := I(350, 300, 400, I_{300}, I_{400}) = 20108156579.5$$

$$I_{375} := I(375, 300, 400, I_{300}, I_{400}) = 21191930698.25$$

$$I_{400} = 22275704817$$

$$[mm^4]$$

$$I_{475} := I(475, 400, 700, I_{400}, I_{700}) = 25527026776.25$$

$$I_{550} := I(550, 400, 700, I_{400}, I_{700}) = 28778348735.5$$

$$I_{625} := I(625, 400, 700, I_{400}, I_{700}) = 32029670694.75$$

Inngangsdata

$$NEL := 16 \quad NNOD := 3 \cdot NEL + 3 = 51 \quad NDOF := 6 \cdot NEL = 96$$

$$L_{tot} := 83.61 \cdot 10^3 \quad E := 2.1 \cdot 10^5$$

Frihetsgrader
som nulles
(i tillegg til
aksiale
frihetsgrader)

$$NRAND := 4$$

$$IRAND := [2 \ 14 \ 38 \ 50]^T$$

Alle aksial-
frihetsgradene
som skal
nulles ut
legges til

$$jrand := NRAND + 1, NRAND + 2 \dots NRAND + NEL + 1$$

$$IRAND_{jrand} := 3 \cdot (jrand - NRAND - 1) + 1$$

IRAND er en
peker for
hvilke
frihetsgrader
som skal
nulles

$$IRAND^T = [2 \ 14 \ 38 \ 50 \ 1 \ 4 \ 7 \ 10 \ 13 \ 16 \ 19 \ 22 \ \dots]$$

Data for
lengde, EI og
EA

$$iel := 1, 2 \dots NEL$$

$$EA_{iel} := 10^6$$

$$U_{iel} := 0$$

$$EI := [I_{325} \ I_{375} \ I_{475} \ I_{625} \ I_{625} \ I_{475} \ I_{475} \ I_{625} \ I_{625} \ I_{475} \ I_{475} \ I_{625} \ I_{625} \ I_{475} \ I_{375} \ I_{325}]^T \cdot E$$

$$l := [14.85 \ 5.26 \ 11.255 \ 8.995 \ 8.995 \ 11.255 \ 5.5 \ 17.5]^T \cdot 10^3$$

$$L := \begin{bmatrix} \frac{l_1}{2} & \frac{l_1}{2} & \frac{l_2}{2} & \frac{l_2}{2} & \frac{l_3}{2} & \frac{l_3}{2} & \frac{l_4}{2} & \frac{l_4}{2} & \frac{l_5}{2} & \frac{l_5}{2} & \frac{l_6}{2} & \frac{l_6}{2} & \frac{l_7}{2} & \frac{l_7}{2} & \frac{l_8}{2} & \frac{l_8}{2} \end{bmatrix}^T$$

$$i := 1, 2 \dots 6 \quad j := 1, 2 \dots 6$$

Elementstivhetsmatrisene: $KE_{6 \cdot (iel-1) + i, 6 \cdot (iel-1) + j} := k_{te} \left(L_{iel}, EI_{iel}, EA_{iel}, U_{iel} \right)_{i,j}$

Topologimatriser: $A_{NDOF, NNOD} := 0$

$$A_{6 \cdot (iel-1) + i, 3 \cdot (iel-1) + i} := 1$$

Konstruksjonens stivehtsmatrise: $K := A^T \cdot KE \cdot A$

Primærløsning: $SE0_{6 \cdot (iel-1) + i, 1} := S_0 \left(L_{iel}, -10, 0, 0 \right)_{i,1}$

Lastvektor: $R := -A^T \cdot SE0$

Randbetingelser: $m := 1, 2 \dots NNOD$

$$NRANDTOT := NRAND + NEL + 1 = 21$$

$$jrand := 1, 2 \dots NRANDTOT$$

$$K_{IRAND_{jrand}, m} := \delta \left(IRAND_{jrand}, m \right)$$

$$K_{m, IRAND_{jrand}} := K_{IRAND_{jrand}, m}$$

$$R_{IRAND_{jrand}, 1} := 0$$

Løsning lignings-system: $r := K^{-1} \cdot R$

Elementkrefter og forskyvinger: $v := A \cdot r$

$$velement_{i, iel} := v_{6 \cdot (iel-1) + i, 1}$$

$$S := KE \cdot v + SE0$$

$$Selement_{i, iel} := S_{6 \cdot (iel-1) + i, 1}$$

Resultater:

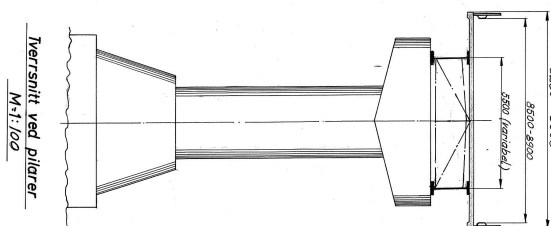
$$Selement = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0.1 & -0.1 & 0.2 & 0.1 & 0.1 \\ 0 & 45.9 & -459.5 & -770.7 & -1151.1 & -177.4 & 479.7 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.1 & 0.1 & 0.2 & -0.1 & -0.1 & 0 \\ -45.9 & 459.5 & 770.7 & 1151.1 & 177.4 & -479.7 & -777.1 \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10^3 \text{ kN} \\ 10^3 \text{ kN} \\ \text{kNm} \\ 10^3 \text{ kN} \\ 10^3 \cdot \text{kN} \\ \text{kNm} \end{bmatrix}$$

$$Selement = \begin{bmatrix} \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0.044 & -0.001 & -0.046 & -0.091 & -0.148 \\ & 777.126 & 872.29 & 765.179 & 455.794 & -216.218 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0.001 & 0.046 & 0.091 & 0.148 & 0.204 \\ -872.29 & -765.179 & -455.794 & 216.218 & 1204.917 & \dots \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10^3 \text{ kN} \\ 10^3 \text{ kN} \\ \text{kNm} \\ 10^3 \text{ kN} \\ 10^3 \cdot \text{kN} \\ \text{kNm} \end{bmatrix}$$

$$Selement = \begin{bmatrix} \dots & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0.167 & 0.14 & 0.112 & 0.025 \\ -1204.917 & -782.413 & -435.535 & 165.045 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & -0.14 & -0.112 & -0.025 & 0.063 \\ 782.413 & 435.535 & -165.045 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 10^3 \text{ kN} \\ 10^3 \text{ kN} \\ \text{kNm} \\ 10^3 \text{ kN} \\ 10^3 \cdot \text{kN} \\ \text{kNm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \text{Aksial} \\ \text{Skjær} \\ \text{Moment} \\ \text{Aksial} \\ \text{Skjær} \\ \text{Moment} \end{bmatrix}$$

Forskyvninger:

$$velement = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 2 & 1 & 0 & -6 & -13 & -17 & -18 & -17 & -13 & -6 & 0 & 1 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 2 & 1 & 0 & -6 & -13 & -17 & -18 & -17 & -13 & -6 & 0 & 1 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} [mm]$$



Tverrsnitt ved pilarer

[illegible]

Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 18/10-77

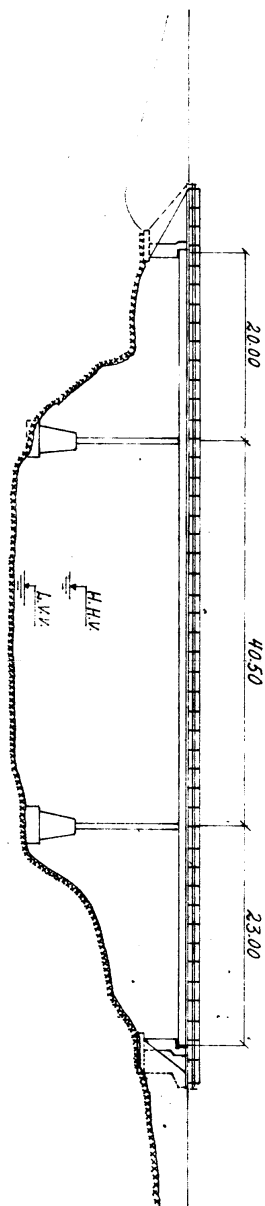
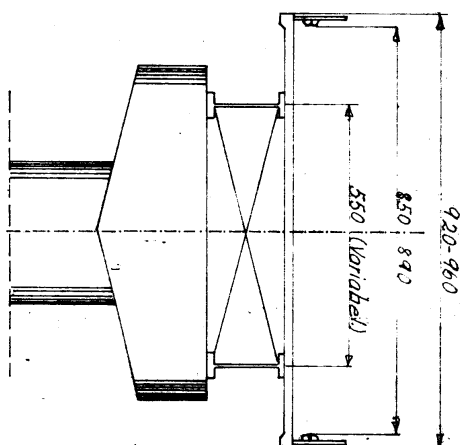
22

Anthony Quinn

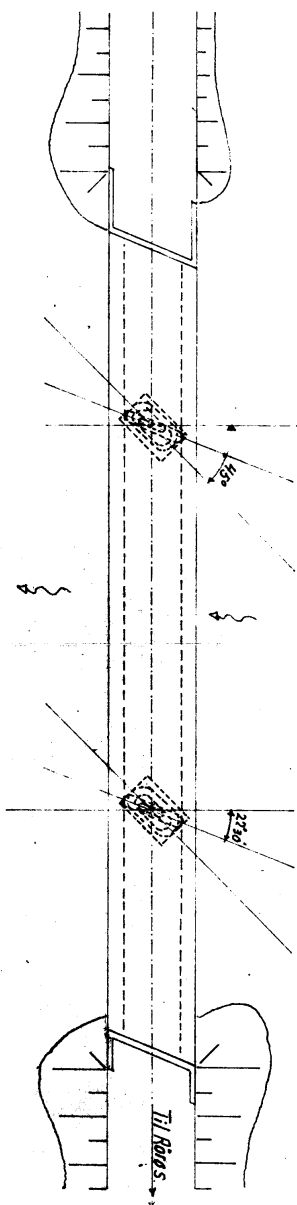
God bless Ireland.

Ferdigbrutegning

Eidet bru Riks. veg. 30		15		1971		Måle nr. 596	
Hedmark og Høysjø-Ross-Skogen		Kilometering (delingsdel)		Byggenr.		Tegnings M = 1:100	
Fylke		Herred		Bygd		68 U 301/19	
Sør-Trøndelag		Rien		10,2 km for Holtådal			
Brukssystem Kontinuerlige platebærere i 3 spenn							
Kontrollasjon (materialer) Brukplate av spennbetongelementer. 251k platebærere H=1600.							
Brudette Arm. bet. Sliredekte Astalt							
Underbygning (materialer) Landkar og pilorer av arm. bet.							
Fundamentering Betongfundamenter på fjell.							
Spennvidde $L_{sp} = 20,0 + 40,5 + 23,0 \text{ m}$ $L_f = 84,21 \text{ m}$							
Kurveutv. b =		0,40 m		Gangbaner G =		m	
Fri bredde over fering		Fri bredde over rekkv.		Fri høyde over pl.		Fri høyde \varnothing bru	
8,70 m		∞ m		∞ m		Fritt seilsp	
Konstruert for lastkl.		1/1958		Endringer av lastkl./akseler.		m	
Konstruert for akseltrykk:		13,000 tonn					
Overbygning: Vegdekketarets bruk, Oslo							
Konstruert av:		Sør-Trøndelag vegvesen.		Bygd av:		Sør-Trøndelag vegvesen.	
Opriss M = 1:500							



Grunntiss M = 1:500



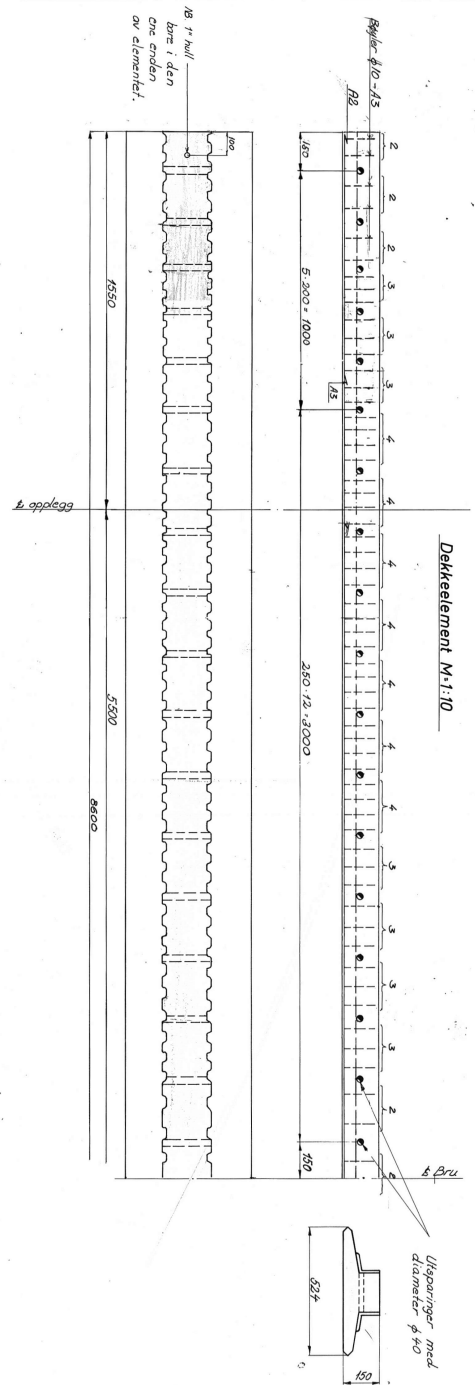
Skisse vegbrunnur:

Blaenert
nr. 28

R. A. 14000. 12-60.

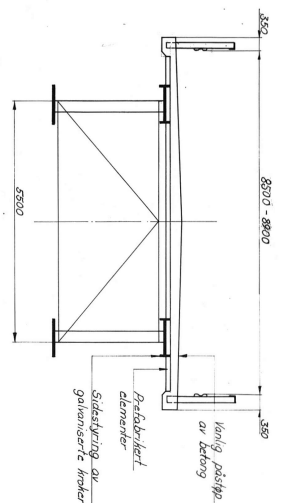
Forsterket/Un.:

Tegnet den 197-1978
av: S. Schistad

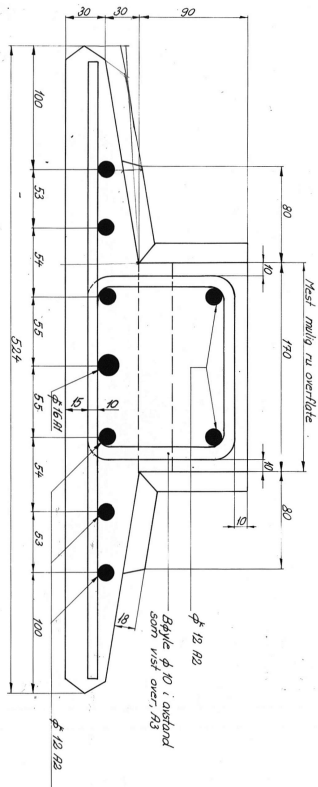


Dekkelement M=1:10

Utsparinger med diameter $\phi 40$

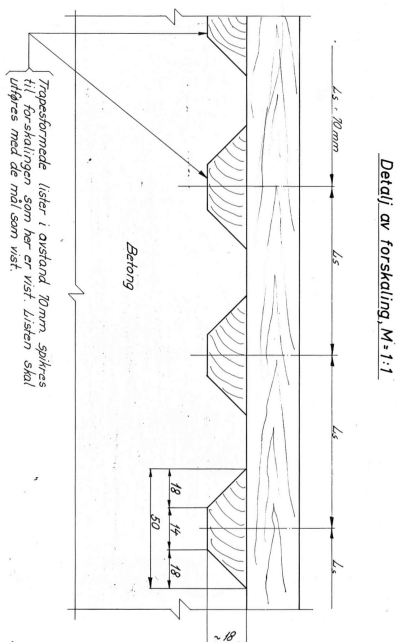


Bruterversnitt M 1:50
(mellom pilar og søndre landkar)

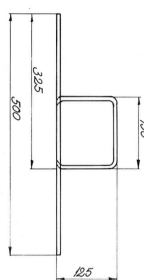


Tverrsnitt av element med armering

M=1:2



Detalj av forskaling, $M=1:1$



Detalj av bøyte $\phi 10, A3$

Materialiste for el clement

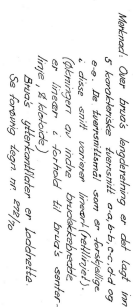
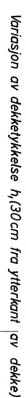
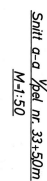
style	material	designer	country	length cm	waist cm	length cm	waist cm	style
91	1	element	USA	153	102.7	102.7	105.40	65.00
92	8	—	USA	85.60	28.88	74.0	60.8	25.00
93	105	—	USA	97.0	36.77	0.6	89.6	51.37

Elementære elementarkonstruktioner
 Elementarkonstruktionen på elementene udføres efter Norsk
 Byggeteknikkens modelregler, retningslinjer for bygnings-
 elementer og byggelementkonstruktioner §7, punkt 5
 nygældig udgave.

Elementerne stiftes af betong B-350.
 Porcelæn 4 %.

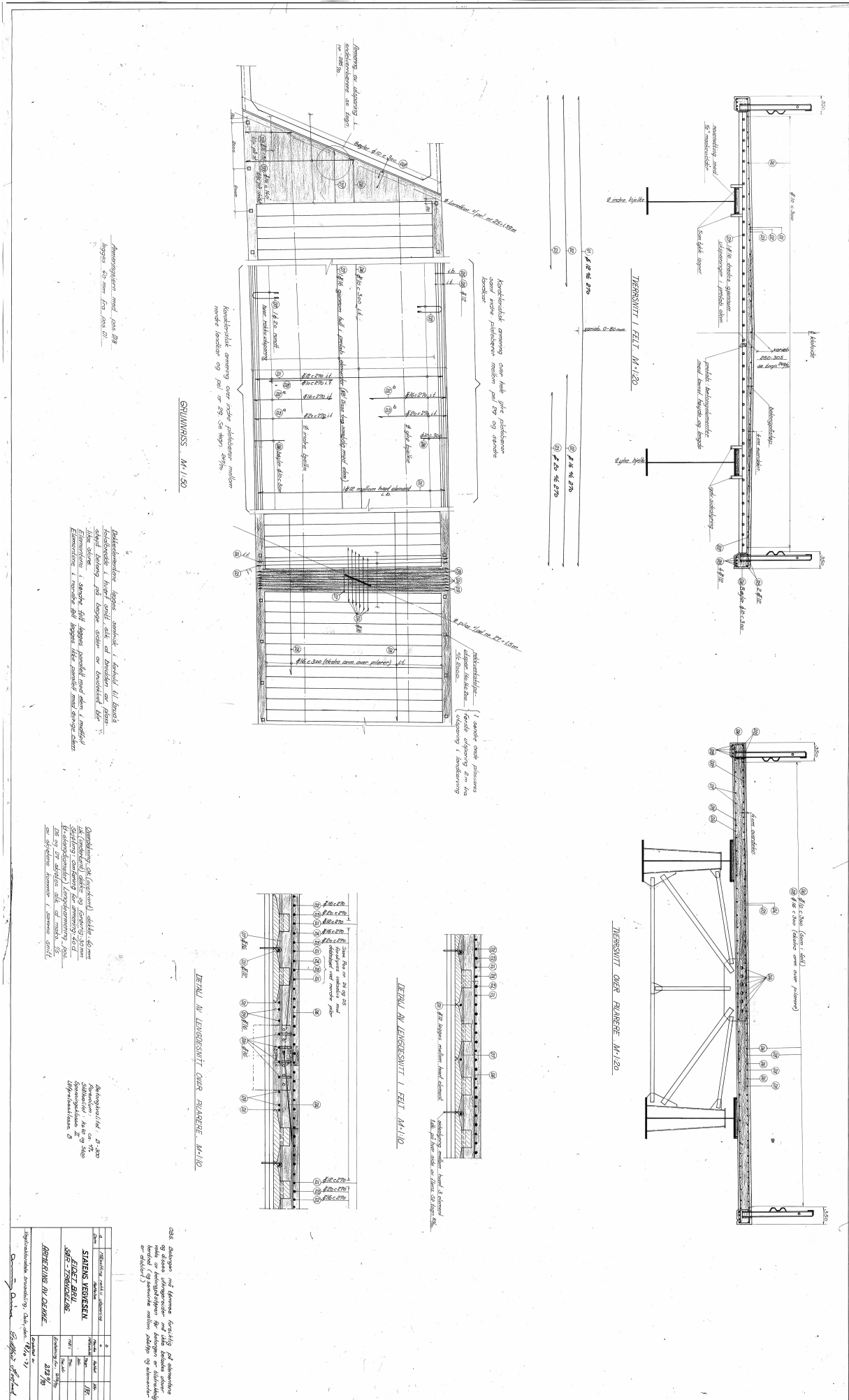
Spænningsklasse I.

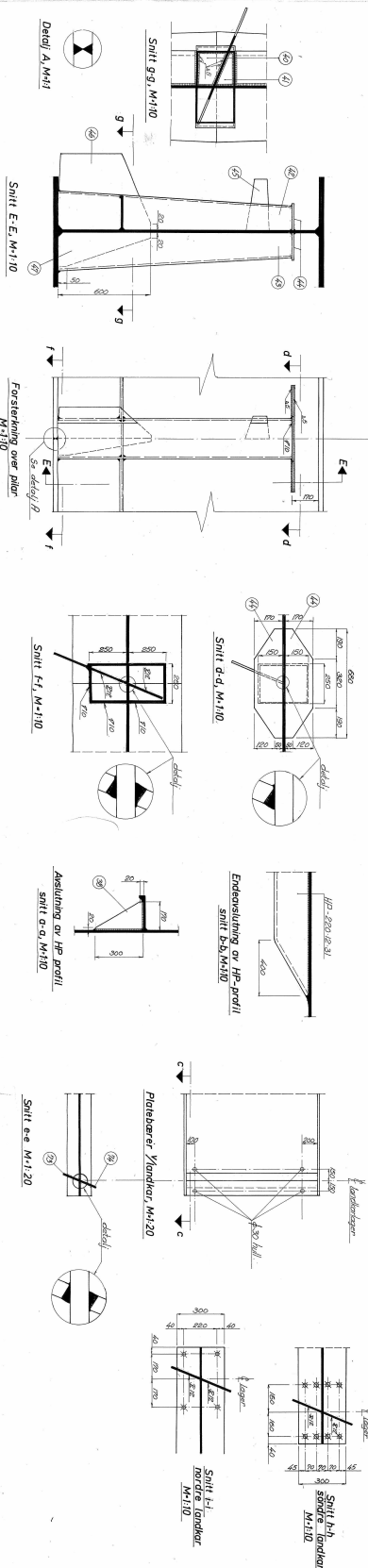
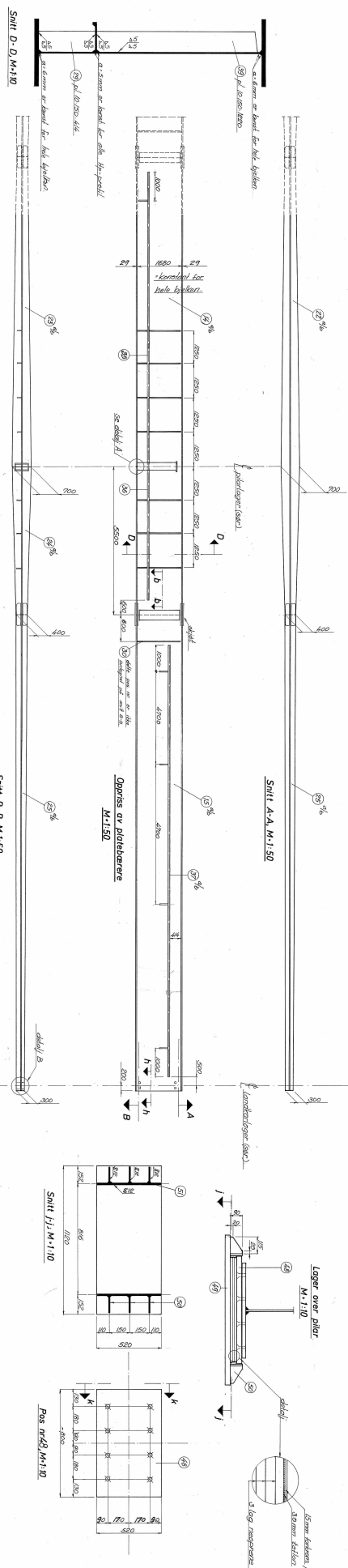
Dato		Fristidde		B	
STATENS VEGVESSEN					
EIDET BRU					
SØR-TRONDELAG FYLKE					
Målt i	1:40	Klasse			
	1:47	Tidspunkt			
	1:57	Tempo			
	1:59	St.			
Målt i	1:59	Tempo			
	1:58	St.			
Elevens navn _____					
425 / 69					
Erstatning kr _____					



MS! Delvis på grunn av feil i platebrennes vertikallinje, er dekketrekanten på denne tegning kun veiledende. Kalkylegren for overflate på ferdigstopp dekte, skal stemme overens med tegning nr 289/70.

[illegible]





Rel. m.	Byelike	a	b
27+15m	inche	40	30
	4ftre	40	30
31+20	inche	40	40
	4ftre	40	30

Snitt k-k, M=1:10

[illegible]

