

Stabilisering, avstiving og annen "moro" =

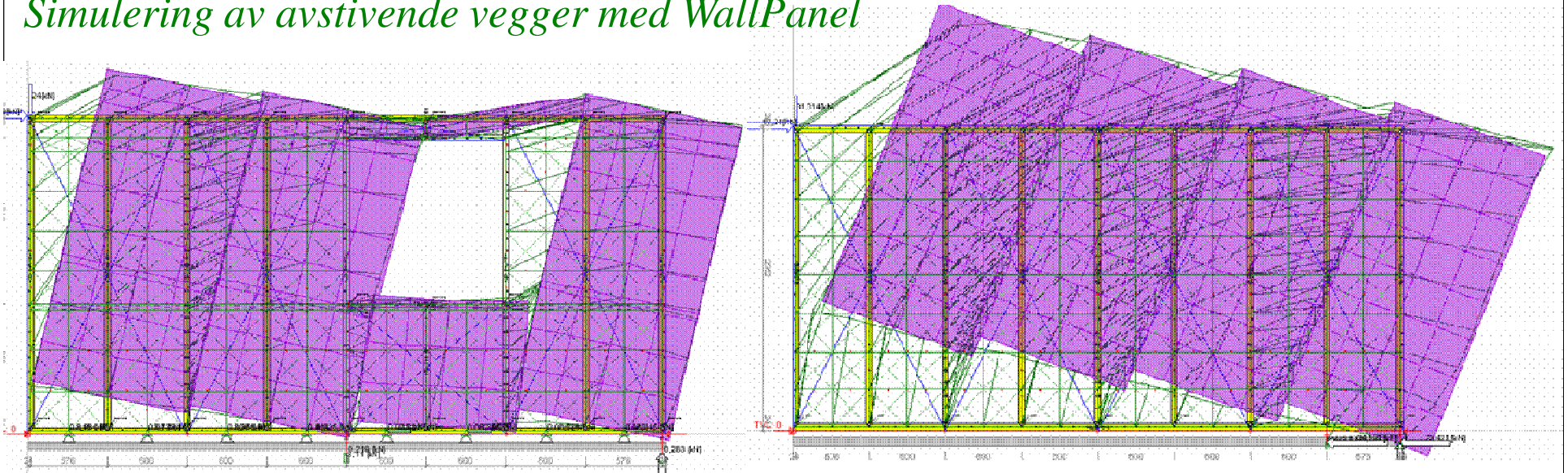
- Test av 2 taksriver - masteroppgave UMB
Eurocode 5 - trykk tvers på fiberretning,
- regler
 - bakgrunn
 - forsøksresultater

Nils Ivar Bovim

UMB, Institutt for Matematiske realfag og Teknologi

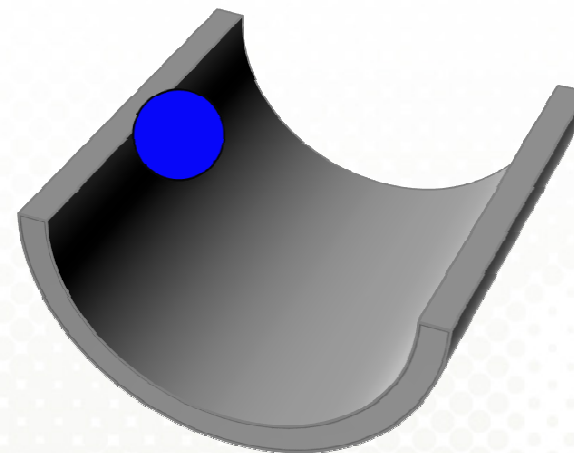
Egen rådgivende ingeniør virksomhet for trekonstruksjoner

Simulering av avstivende vegger med WallPanel



Stabilitet – hva er det?

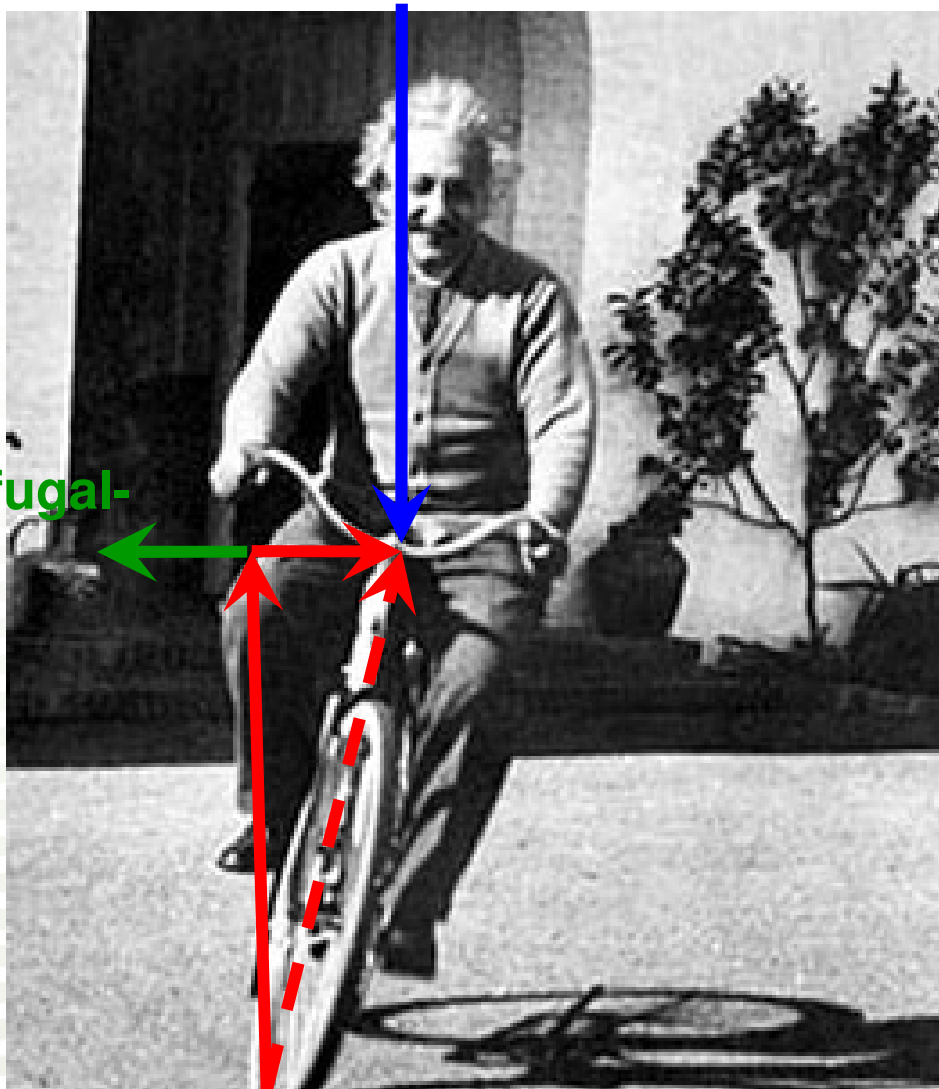
- Konstruksjonen er **stabil** hvis den returnerer til utgangspunktet



- Den er **ustabil** hvis den stadig beveger seg bort fra utgangspunktet (ofte med aksellererende eller selvforsterkende bevegelse)



Sentrifugal-
kraft



Likevekt oppnås når kreftene er i balanse

Einstein (på bildet) er i labil likevekt.

Dersom geometrien eller farten (og dermed sentrifugalkraften) endres uavhengig av hverandre vil han være i ubalanse.

Deformasjoner forut for brudd

- Labil likevekt
- Økt utbøyning pga langvarig last (kryp) vil kunne gi brudd



Avstiving og stabilitet – enkelt-elementer

Avstiving og stabilitet omfatter tiltak på flere nivåer:

1. Elementer i en konstruksjon med liten stivhet vil kunne:
Knekke ved trykkpåkjenning / **Vippe** ved bøyning:

- Trykk medfører utbøyning pga. eksentrisiteter og retthets-avvik
- Gir økt eksentrisitet og utbøyning osv.
- Stabilitetsbrudd når konstruksjonen ikke er stiv nok!

2. **Vanndam på flate tak** med liten stivhet kan medføre "stabilitets"-fenomen av samme slag:

- Bøyemomentet øker pga vanndam på midten, som fører til økt nedbøyning osv. Medfører brudd hvis bjelken ikke er stiv nok!



- **Tiltak:**

1. Økt stivhet eller avstiving(er)
Avstiving og innfestinger må også ha tilstrekkelig dimensjon!
2. Økt stivhet og / eller bedre fall mot sluk (IKKE SPAR PÅ ANTALL SLUK!)

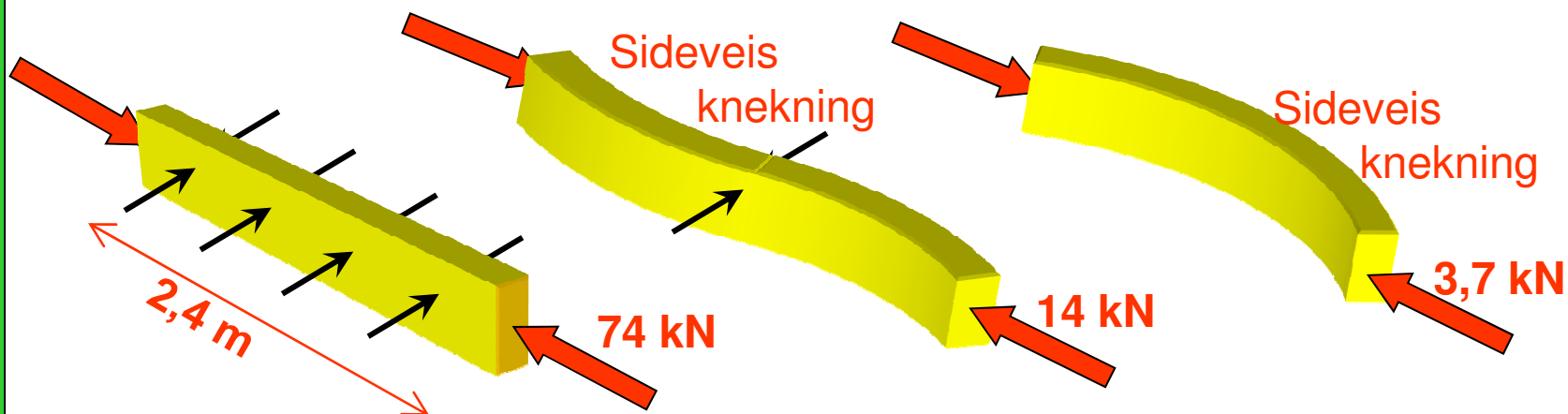
- Tiltakene krever oppfølging og kontroll!

- Manglende tiltak / avstiving er som regel katastrofalt!

Effekt av sideveis avstiving ved trykk 36 x 98 mm

Eksempel for C24 kar. verdier:

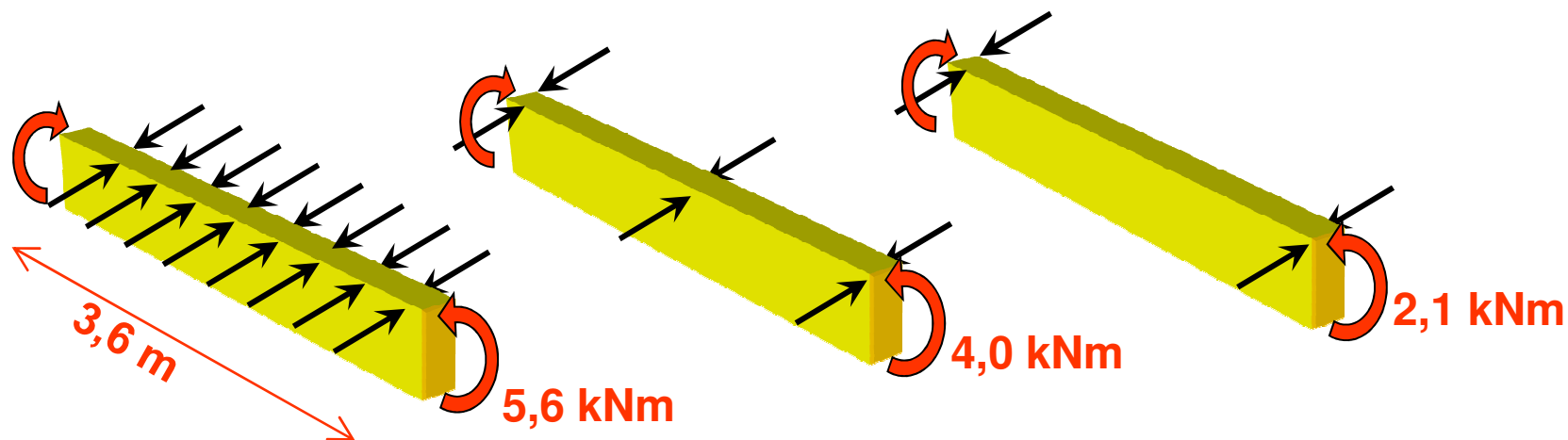
- Trykk N_{avstivet} parallelt med lengderetningen av planke
 $N_{\text{avstivet}} = 36 \times 98 \times 21 \text{ N} = \mathbf{74 \text{ kN}}$, (100 %)
 men bare når planken er hindret i å knekke ut sideveis
- Trykk $N_{\text{knekk,1}}$ parallelt med lengderetningen av 2,4 m planke
 $N_{\text{knekk,1}} = 36 \times 98 \times 21 \times 0,19 \text{ N} = \mathbf{14,1 \text{ kN}}$, (19 %)
 med 1 avstiving på midten (slankhet $\lambda = 115$)
- Trykk $N_{\text{knekk,0}}$ parallelt med lengderetningen av 2,4 m planke
 $N_{\text{knekk,0}} = 36 \times 98 \times 21 \times 0,05 \text{ N} = \mathbf{3,7 \text{ kN}}$, (5 %)
 dvs uavstivet sideveis (slankhet $\lambda = 231$)



Effekt av vippeavstiving ved bøyning 36 x 198 mm

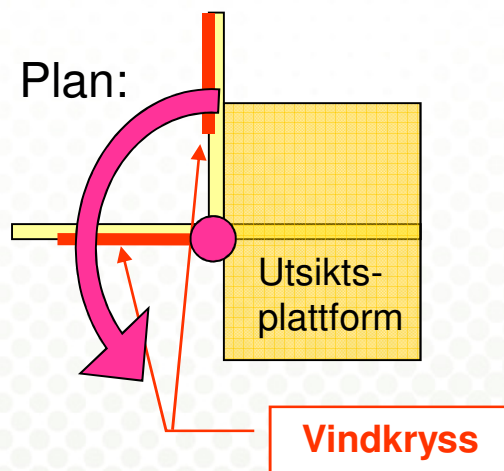
Eksempel for C24 kar. verdier:

- Bøyning M_{avstivet} om sterk akse av planke
 $M_{\text{avstivet}} = 1/6 \times 36 \times 198^2 \times 24 \text{ Nmm} = \mathbf{5,6 \text{ kNm}}$, (100 %)
 men bare når planken er hindret i å knekke ut sideveis
- Bøyning $M_{\text{vipp,1}}$ om sterk akse av 3,6 m planke
 $M_{\text{vipp,1}} = 1/6 \times 36 \times 198^2 \times 24 \times 0,70 \text{ Nmm} = \mathbf{4,0 \text{ kNm}}$, (71 %)
 med 1 avstiving i overkant på midten (slankhet $\lambda_m = 1,16$)
- Bøyning $M_{\text{vipp,0}}$ om sterk akse av 3,6 m planke
 $M_{\text{vipp,0}} = 1/6 \times 36 \times 198^2 \times 24 \times 0,37 \text{ Nmm} = \mathbf{2,1 \text{ kNm}}$, (38 %)
 dvs uavstivet sideveis (slankhet $\lambda_m = 1,64$)

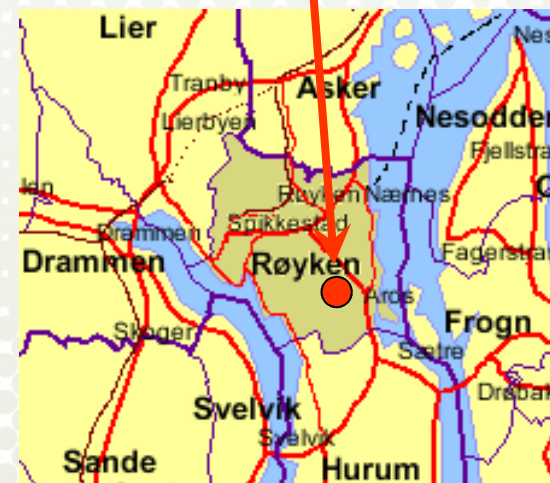


Utsiktstårn ved den designpremierte Rv. 23 Røyken

- Hva er problemet ?



- **Oppleggsreaksjonene for de avstivende vindkryssene skjærer i ett punkt, konstruksjonen er ikke avstivet mot rotasjon !**
- Tårnet kan lett settes i store svingninger om skjæringspunktet for vindkryssene !
- **Det hjelper ikke med mange avstivninger, hvis reaksjonskreftene møtes i ett punkt !**



Skadeeksempel – stabilitet



Tredelt gurt er mye mykere enn en massiv (uspikret bare $1/27$ -del)



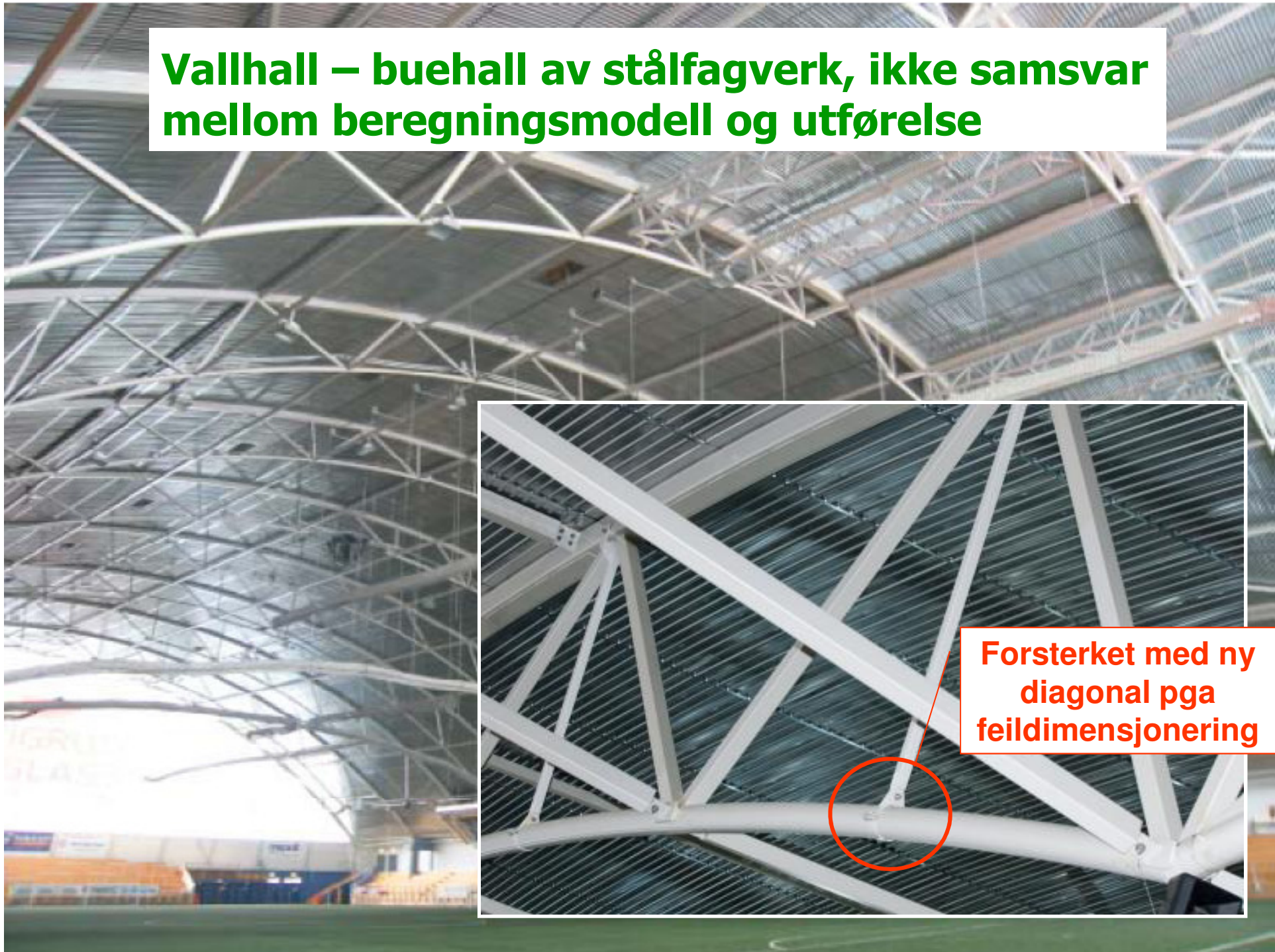
Her kan vi se noen avstivningsplater!

Manglende stabilitet i montasjefasen

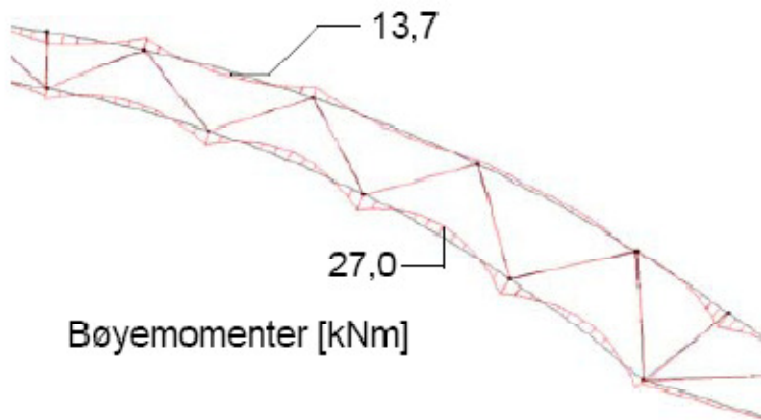
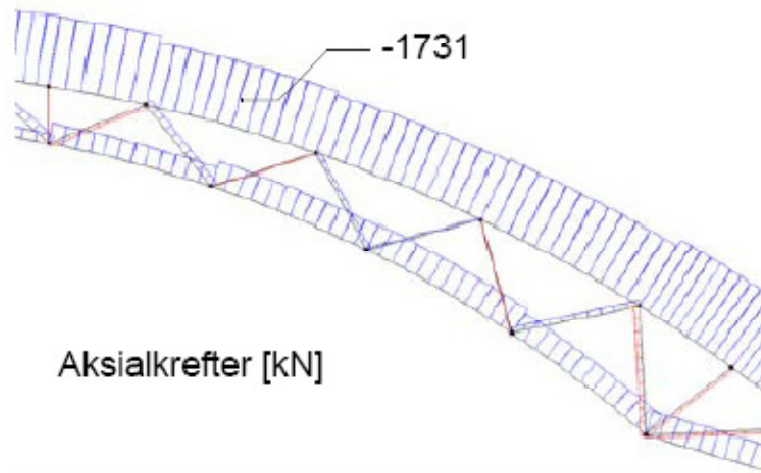


Her ligger resten av de avstivende platene !

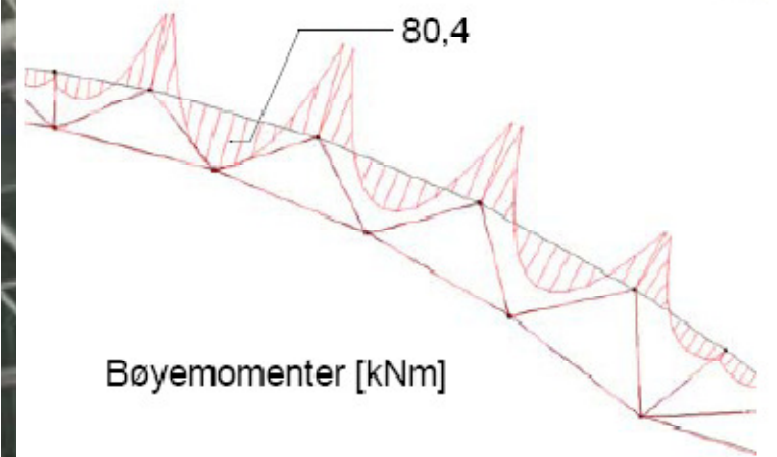
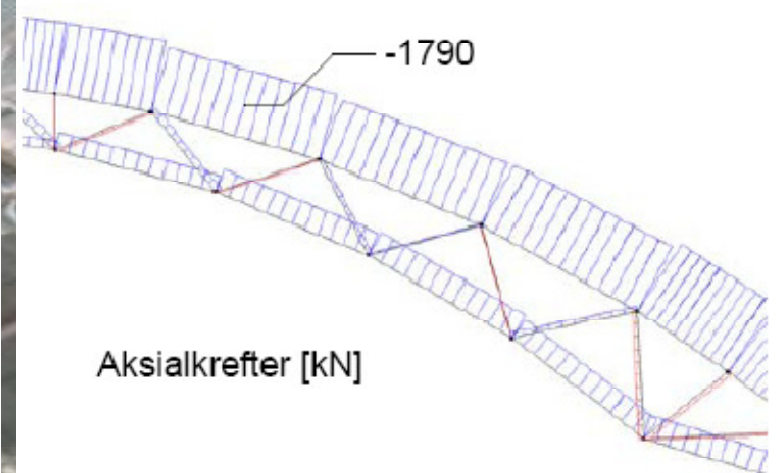
Vallhall – buehall av stålfagverk, ikke samsvar mellom beregningsmodell og utførelse



Sammenligning: Beregning med rette og krumme gurter



Modell med krumme gurter



Modell med rette gurter

OBS! Konstruksjonen ble beregnet med rette gurter, men utført med krumme gurter !

Haller med stålrammer

- Stålrammer (hovedsakelig importert) i haller og driftsbygninger har igjen vist manglende stabilisering mot vipping av rammehjørnene
- Samme problem har opptrådt tidligere
- Produsentene har sveiset på en "stiver" der beregningene viser at det skulle være fastholding mot vipping
- Dette har medført brudd i flere ridehaller og driftsbygninger ved langt lavere snølast enn hallens oppgitte bæreevne
- Det står **en mengde slike konstruksjoner** rundt om i Norge



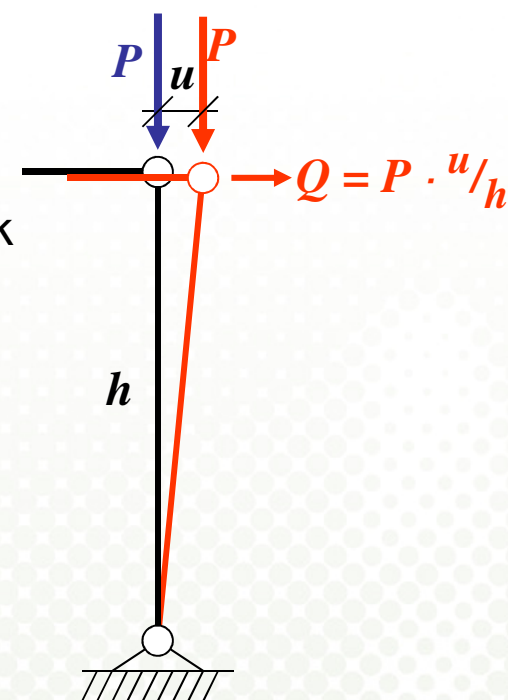
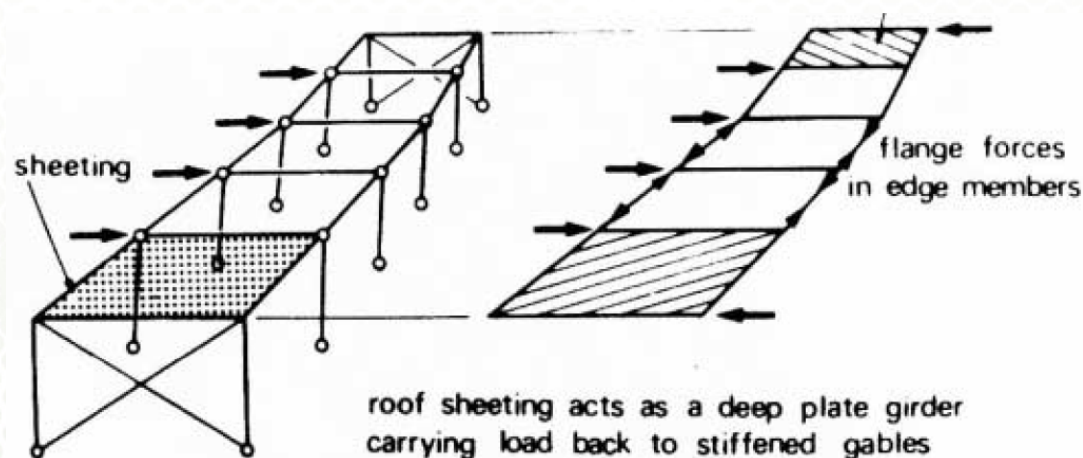
Skjevstilling av konstruksjoner NS 3490, pkt. 9.3.4 (3)

- Det skal ikke regnes mindre skjevstilling enn 1% av dimensjonerende verdi for vertikale laster
- I kombinasjon med vind regnes minste skjevstillingslast lik 0,5% av vertikale laster
- Ikke skjevstillingslast ved ulykkeslast eller seismisk påvirkning.



Avstiving av bygg

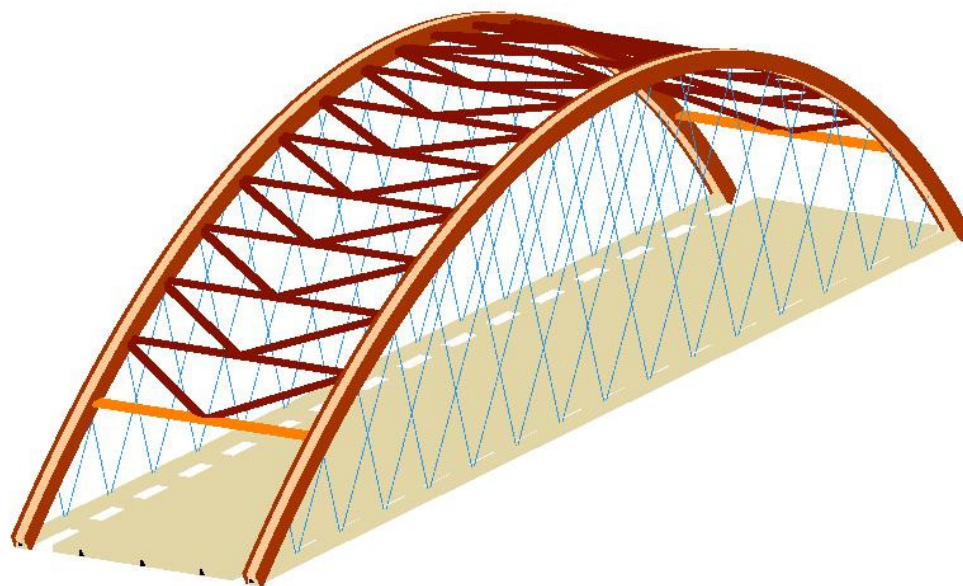
- Utbøyning av vindfagverk eller skivekonstruksjon kan føre til økte skivekrefter fra skråstilling
- Skiver gir som regel mindre utbøyning enn vindfagverk



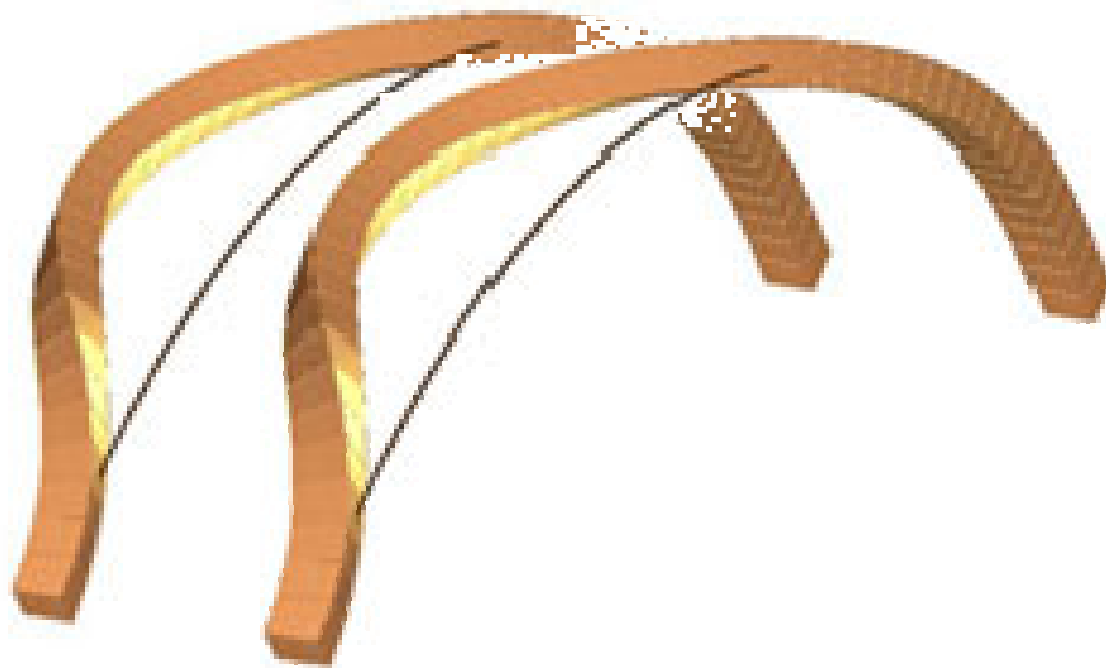
Eksempel:

- Maks. anbefalt utbøyning av skivekonstruksjon $L/500$
- For et bygg med $L=40$ m blir det $u=80$ mm utbøyning på midten
- Med vegg høyde $h=3,5$ m blir skjevstillingskraften på **2,3% av vertikalkraften**
- Dvs. skivelasten øker og dette medfører økt utbøyning osv.
Med så myk taks kive ville vi fått økning av skivelast på midten med ca. 20% og betydelig tillegg utbøyning
- Takskiven i vårt eksempel er betydelig stivere og gir tilleggslast på ca. 8 %

Uavstivede trykkelementer kan knekke og vippe ut av planet

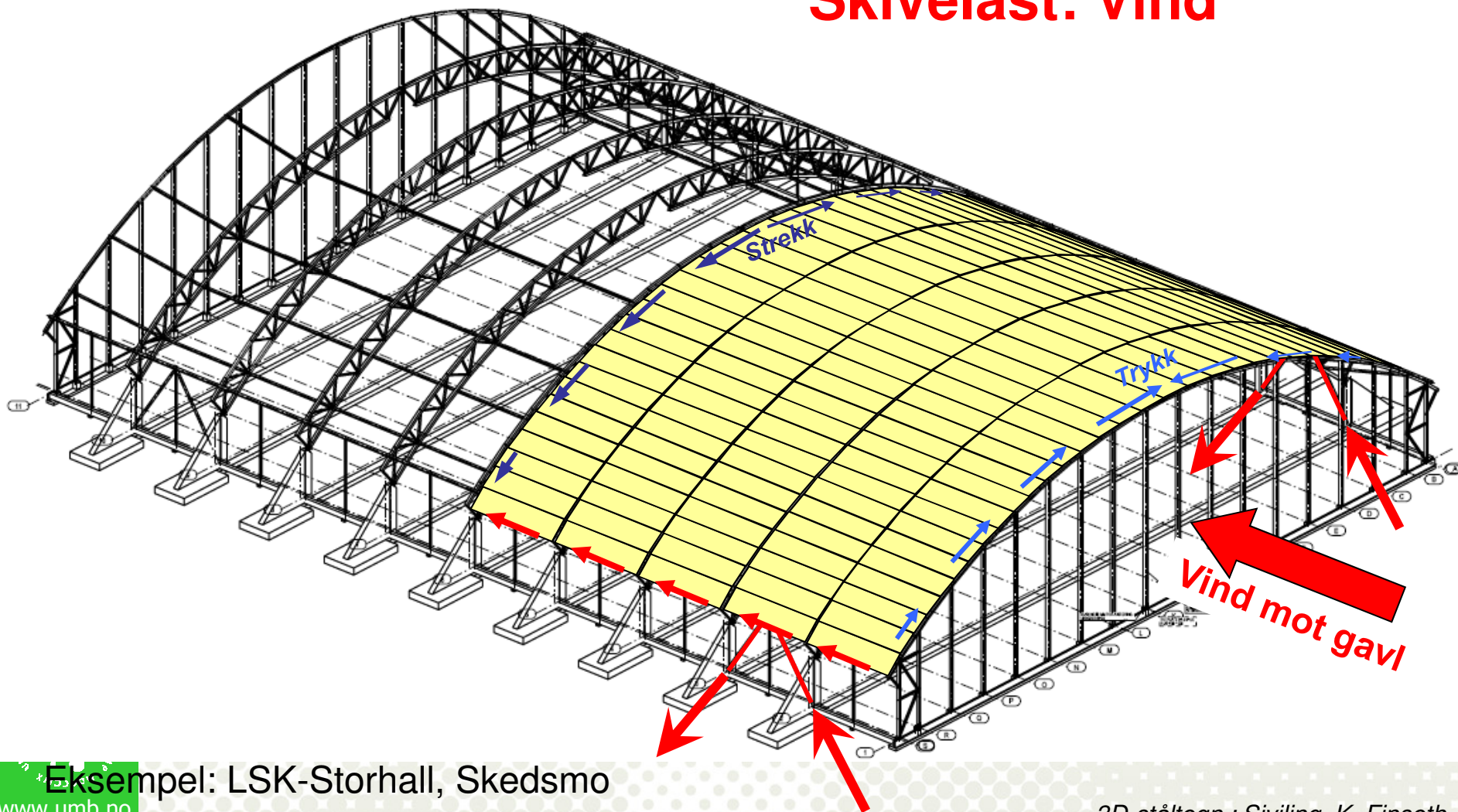


Derfor må det benyttes avstivende fagverk i bueplanet



Takskiver i buehall

Skivelast: Vind



Belastning på stabiliserende konstruksjon

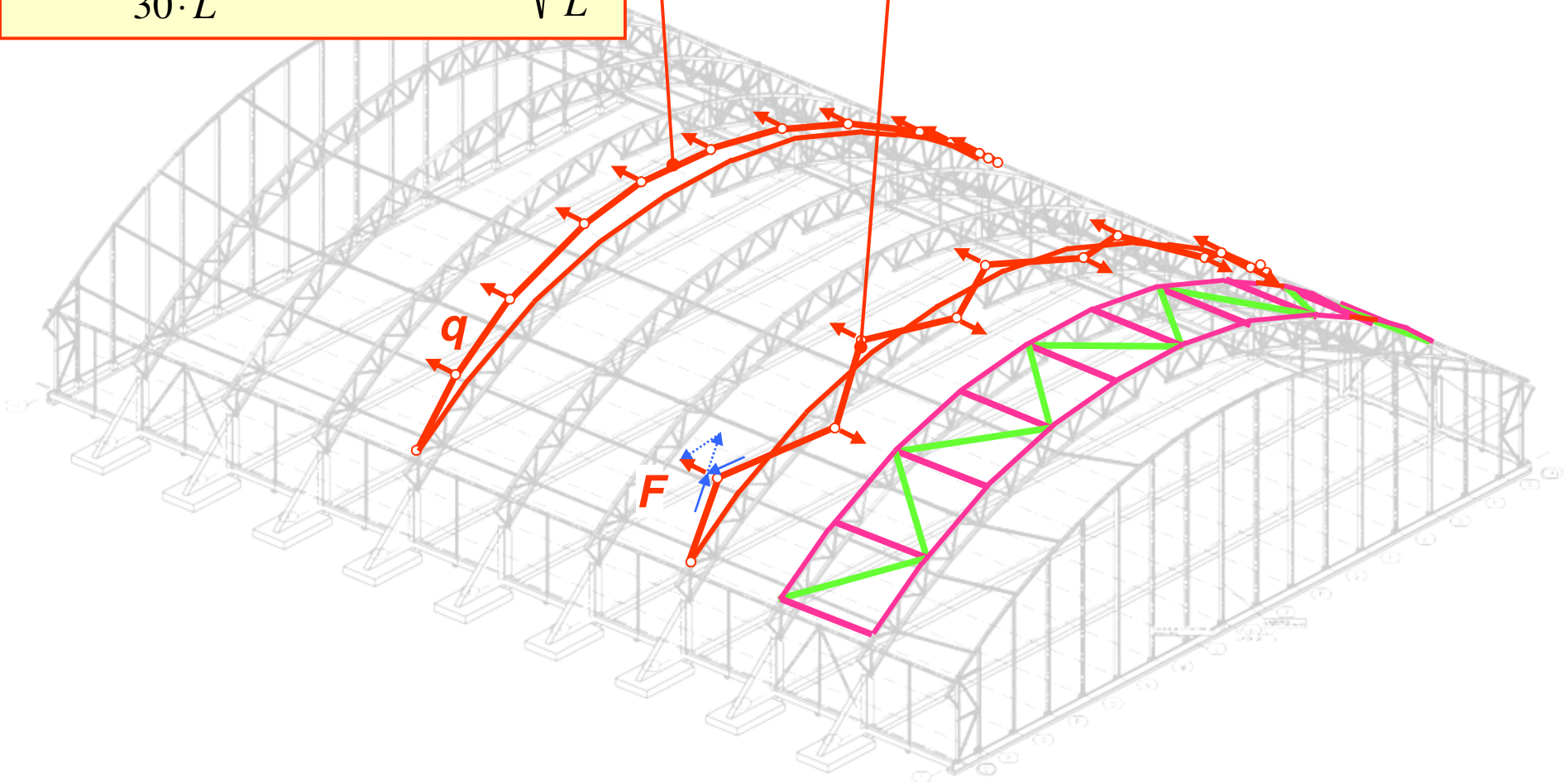
Ugunstigste form på forhåndsutbøyning mht. den stabiliserende konstruksjon (fagverk eller skive)

$$q = k_1 \cdot \frac{N}{30 \cdot L} \quad \text{og} \quad k_1 = \min\left(1,0; \sqrt{\frac{15}{L}}\right)$$

Ugunstigste form på forhåndsutbøyning mht. dimensjoner i innfesting og overførings-elementer

$$F = k_2 \cdot N$$

k_2 er 1 – 2% avh. av montasjenøyaktighet



Eksempel: LSK-Storhall, Skedsmo

Masteroppgave UMB 2009 – Forsøk med 2 stk. 50 m² takskiver

Test av skruer for elementskjøter og for feste av elementer til limtre-bærekonstruksjon.

Tester i full skala for å dokumentere stivhets- og styrkeegenskapene for skivekonstruksjoner med to typer takelementer.

Studenter: Eigil Furulund og Kristian Thorrud

Veileder: Nils Ivar Bovim

Samarbeidspartner: Lett-Tak Systemer AS, Larvik

Elementer løftes inn i lab'en



Montasje i lab



Ferdig prøvestykke på 50 m²



Masteroppgave UMB 2009 – Forsøk med 2 stk. 50 m² takskiver

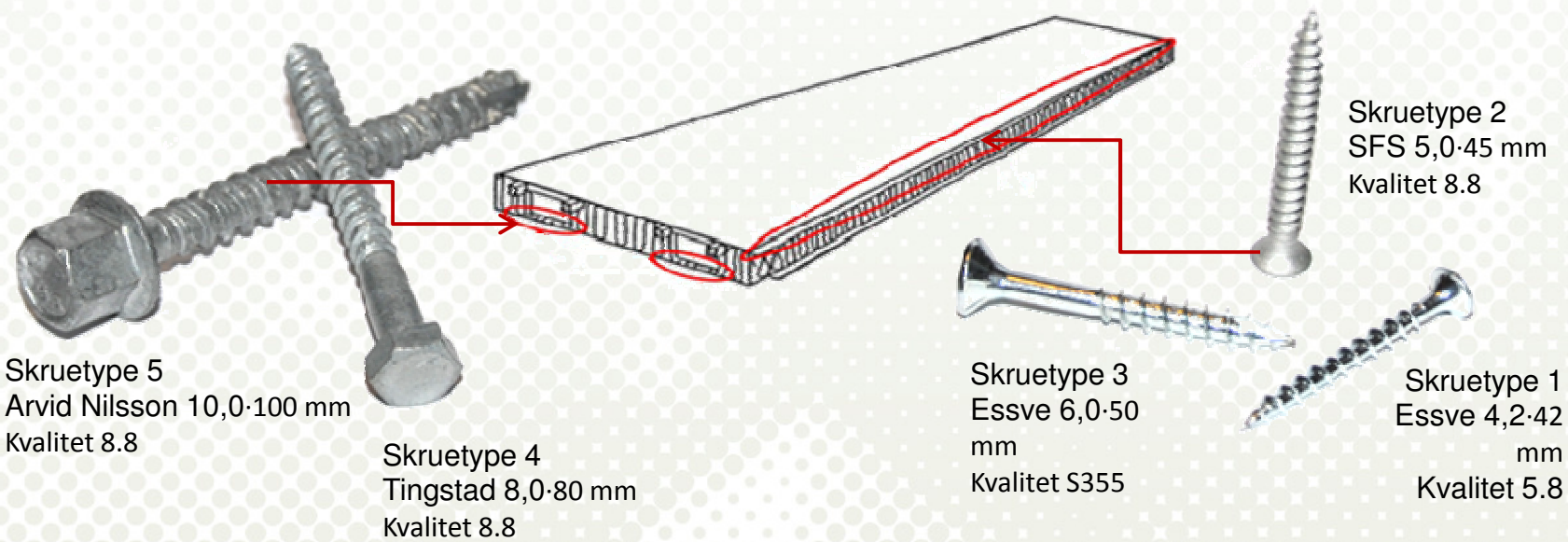


Test av enkeltforbindere

Test av tre ulike plateskruer i enkeltsnittede forbindelser og to forskjellige kryssfinértykkelser, 15 og 21 mm.

Treskruer

Plateskruer



Skruetype 5
Arvid Nilsson 10,0-100 mm
Kvalitet 8.8

Skruetype 4
Tingstad 8,0-80 mm
Kvalitet 8.8

Skruetype 3
Essve 6,0-50 mm
Kvalitet S355

Skruetype 2
SFS 5,0-45 mm
Kvalitet 8.8

Skruetype 1
Essve 4,2-42 mm
Kvalitet 5.8

Skjærbelastede plateskruer, lasker av kryssfinér



4,2-42 mm skruer

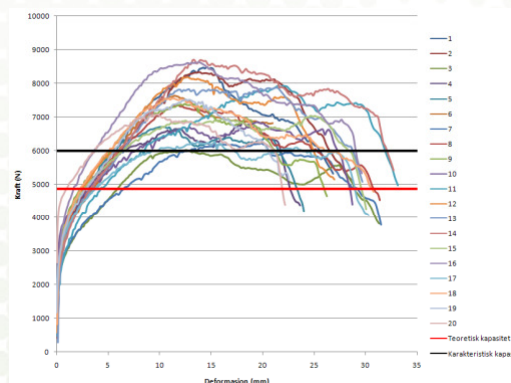
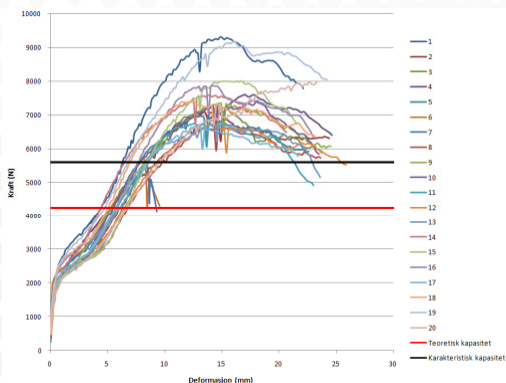
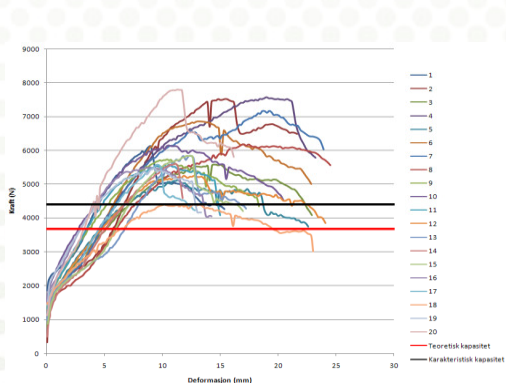


5,0-45 mm skruer

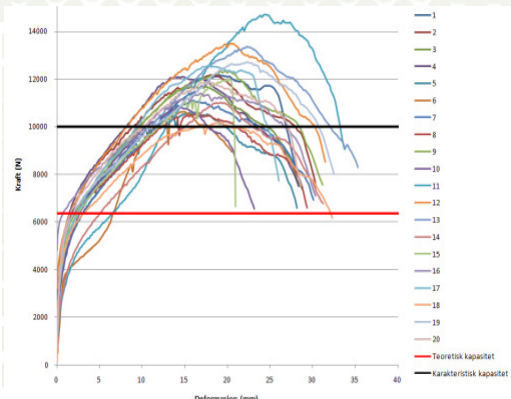
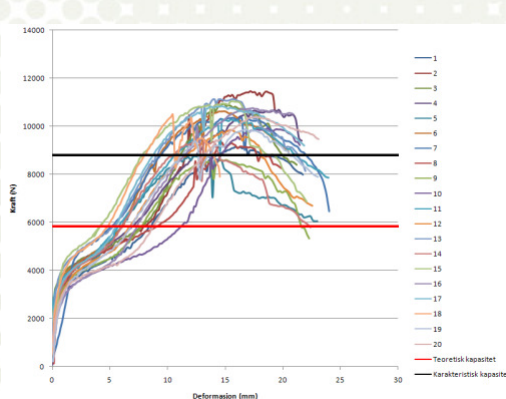
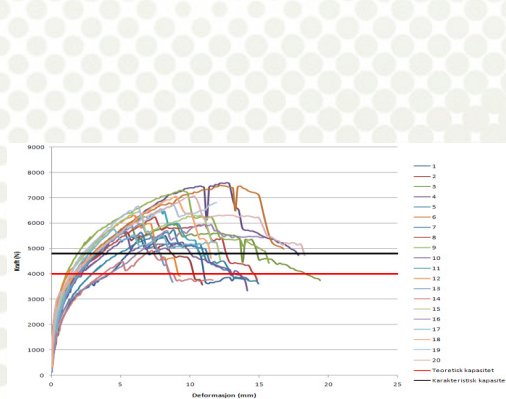


6,0-50 mm skruer

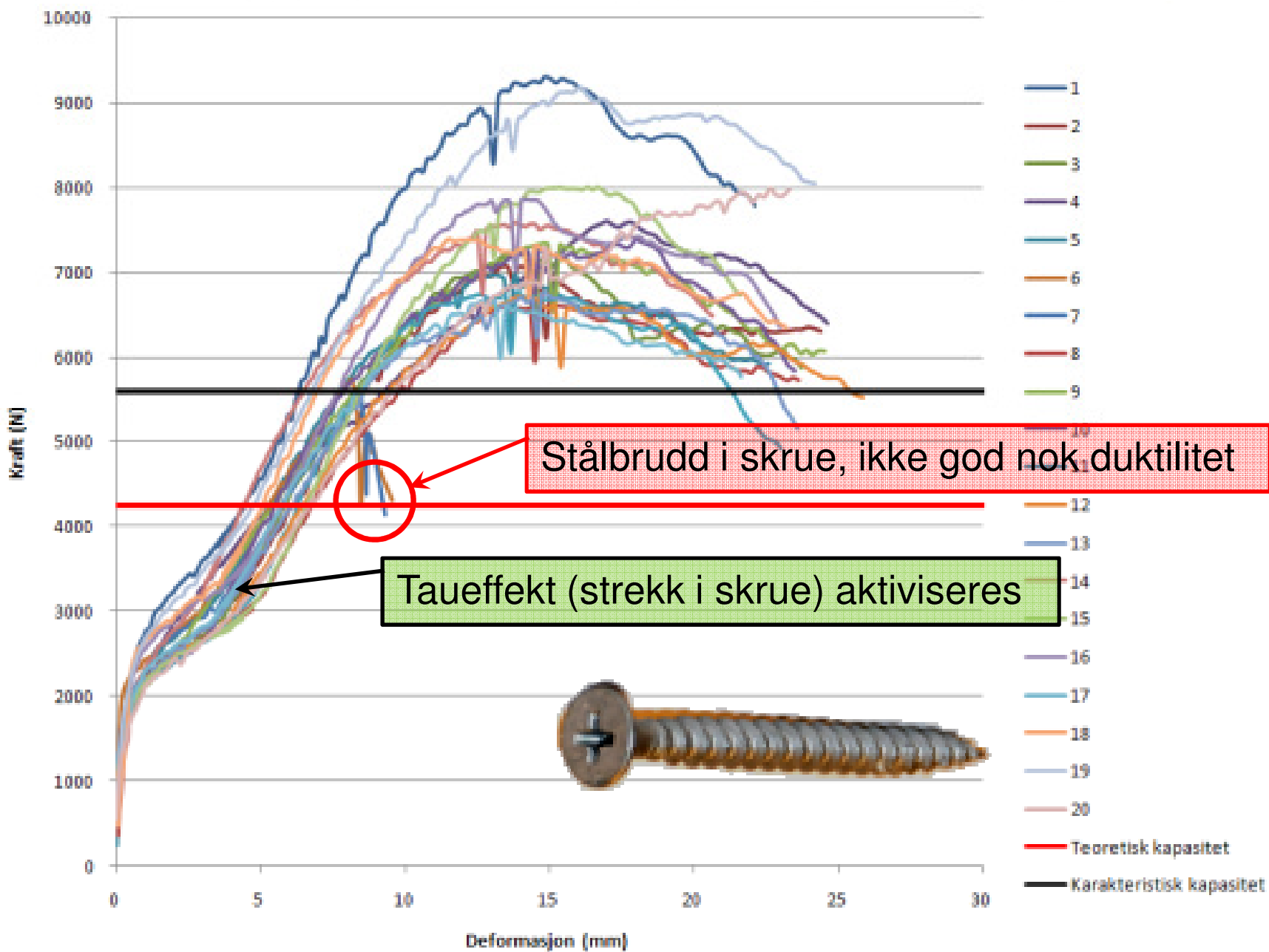
15 mm finér



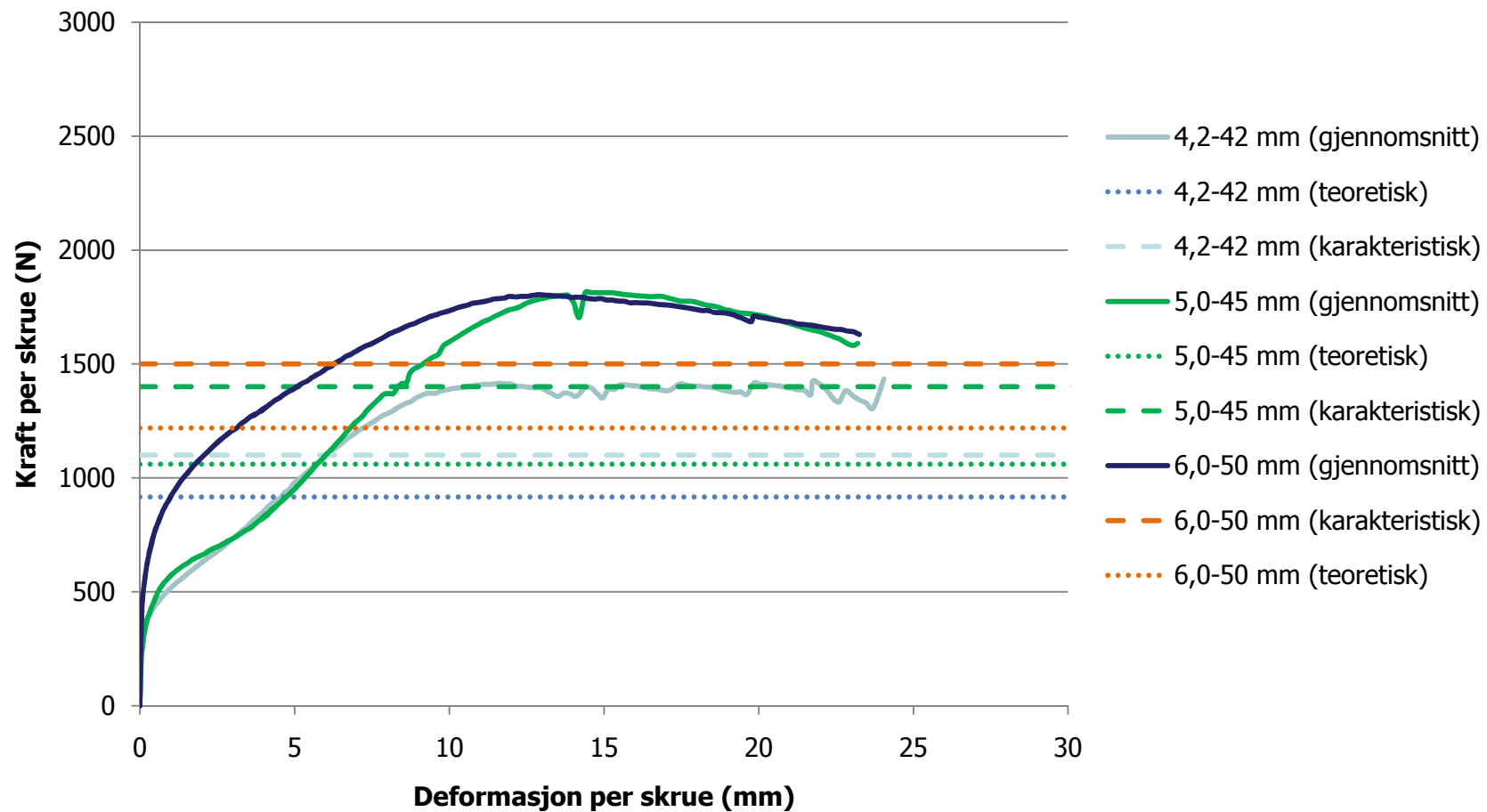
21 mm finér



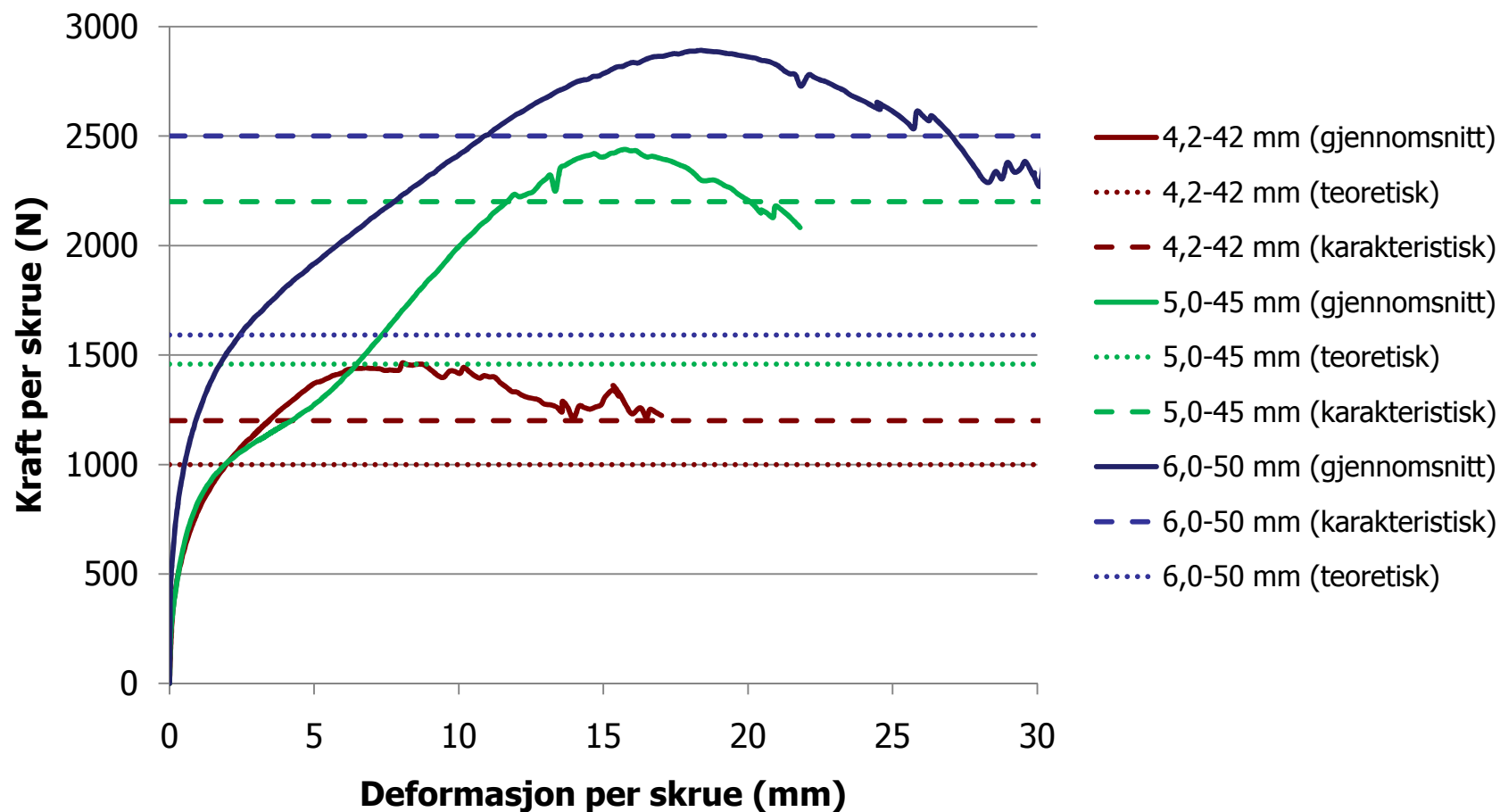
Tverrbelastede 5,0 x 45 mm skruer, lasker av 15 mm finér



Plateskruer i 15 mm finér

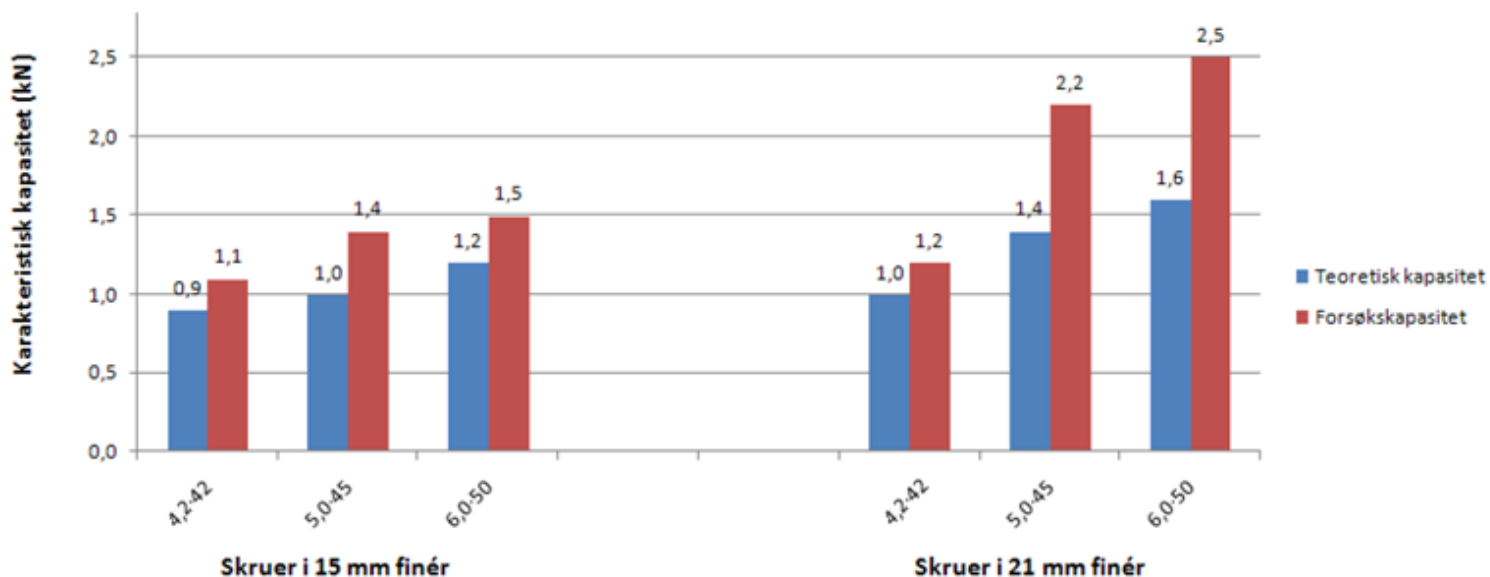


Plateskruer i 21 mm finér



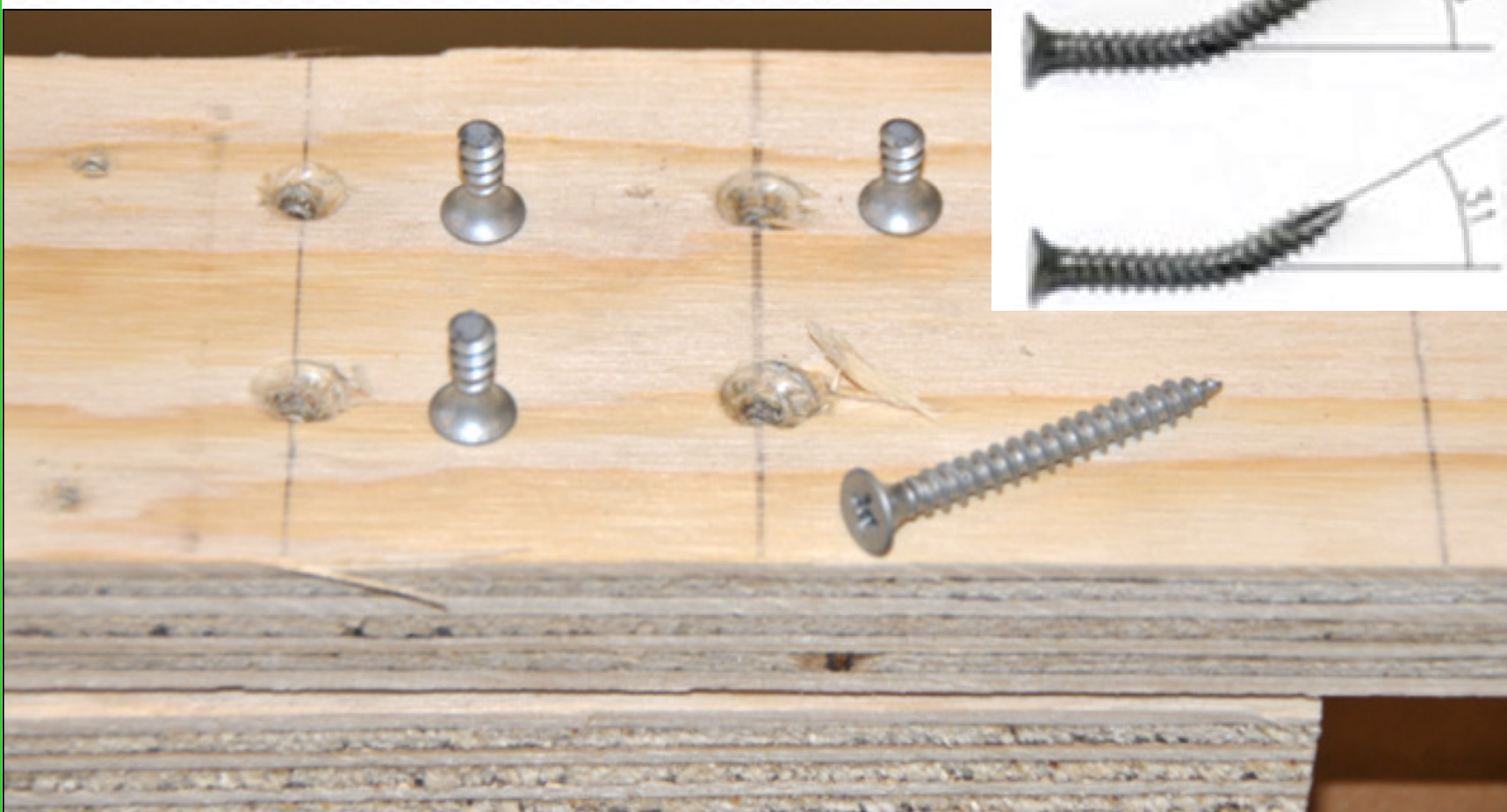
Plateskruer i finér

Forsøkene viser høyere kapasiteter enn teoretisk (EC 5) for samtlige forbindere.



Skruer i skivekonstruksjoner

- Noen skruer får sprøe brudd, de tåler ikke bøyning !
- Test alltid noen skruer for hånd for tilstrekkelig duktilitet !
- Kan de bøyes 20-25° uten brudd er de ok !

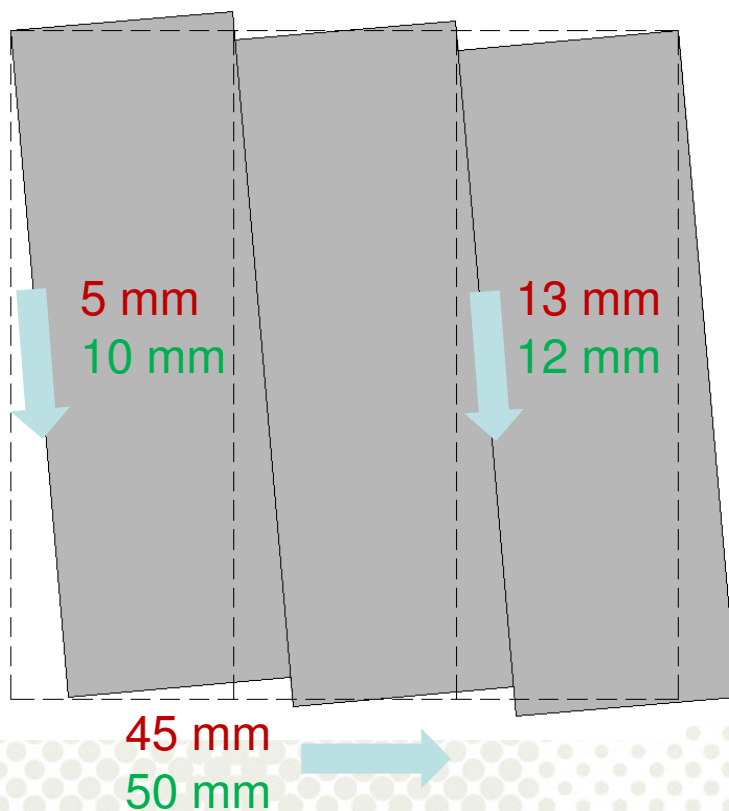


Bruddeformasjoner

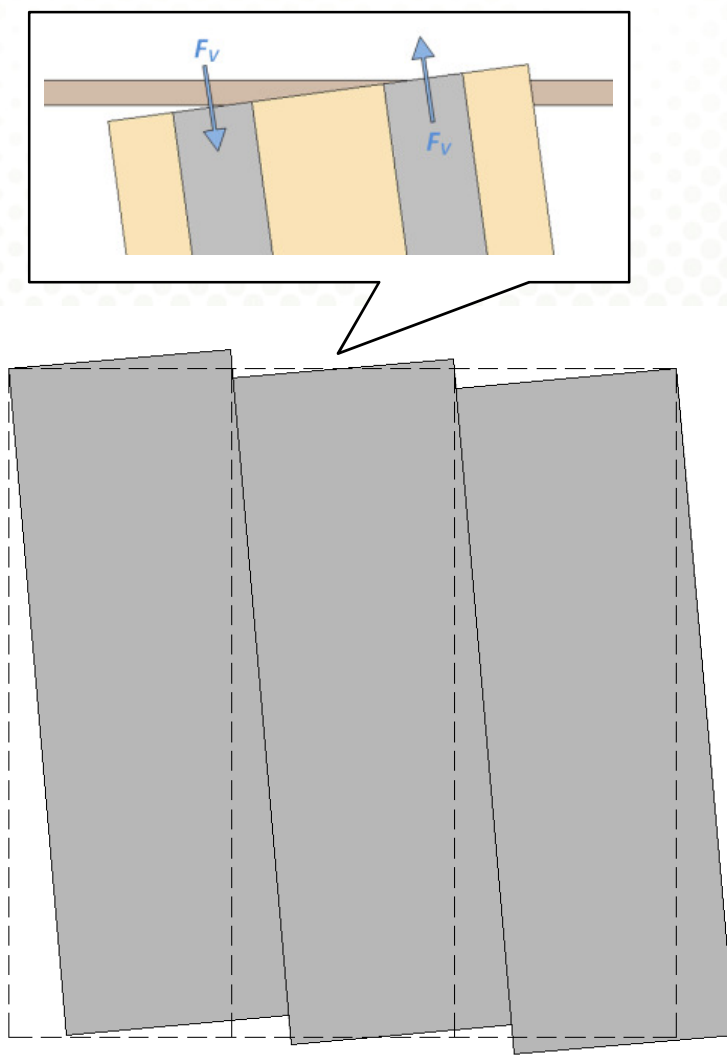
3 stk. 10,0-100 mm treskruer i hver gavlprofil
 200 mm senteravstand i finérskjøtene

Bruddlast Skruer

210 mm elementer: 8,3 kN/m 4,2-42 mm
 310 mm elementer: 10 kN/m 5,0-45 mm



Økt kapasitet i innfestingen



Testene av taksriver med både 210 og 310 mm elementer viser at bruddstyrken er ca. 50 % høyere enn teorien.

Kreftene påtvinger limtrerammen deformasjon til et parallellogram. Rotasjonen av elementenes gavler, på tvers av oppleggsbjelkene, gir aksial-krefter i de langsgående stålprofilene.

Kraftparet (F_v) gir også skjærkrefter i innfestingen mot limtrebjelkene.

Skjærkreftene avlaster skjærstrømmen i elementskjøtene, og gir dermed økt skivekapasitet.

Konklusjon – Skiver av takelementer

- ✓ Bruddstyrke for testede skivekonstruksjon er nesten 50 % høyere enn de teoretiske kapasitetene for både 210 og 310 mm elementer.
- ✓ Bruddene skjedde duktilt, og kom som forventet etter at plateskruene ble dratt ut av laskene.
- ✓ Ved bruk av elementer med 15 mm kryssfinér i takskive anbefales det tykkere lasker (eks. 21 mm finer) i elementskjøtene for å øke kapasitet og stivhet i laskeskjøter mellom elementene.

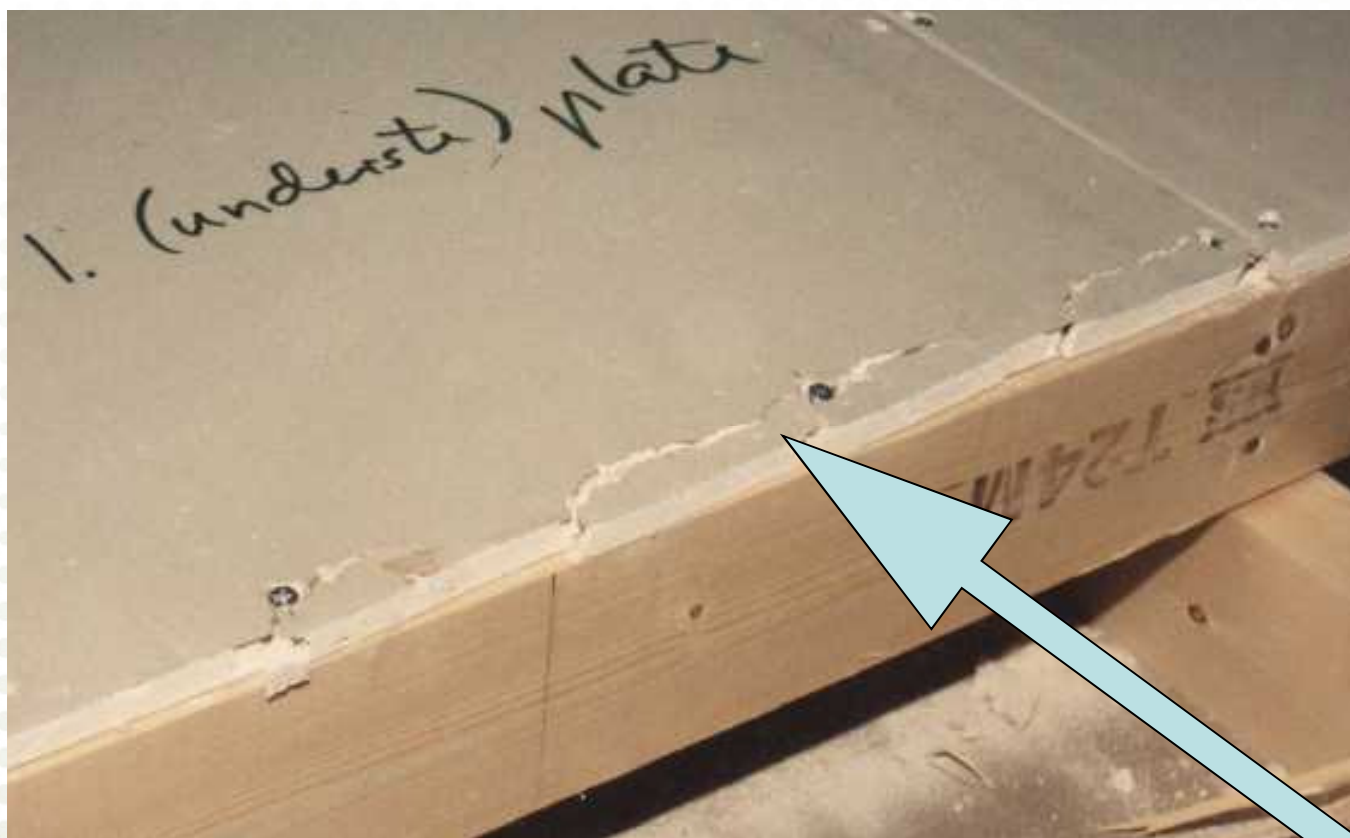
Eks. skivekapasitet – kN pr.meter oppleggslengde

Platetype, Spikertype Spikeravstand langs kanter / inne på platen	Dim. skjærkapasitet i skiveplanet i bruddgrensetilstand
9 mm gips GU , skiferspiker 2,5-35 Spikeravstand 100 / 250 mm	3,0 kN/m
13 mm gipsplater innv. , gipsplatespiker 2,3-35 Spikeravstand 100 / 200 mm	5,0 kN/m
13 mm gipsplater innv. , gipsplateskruer 3,0-38 Skrueavstand 200 / 300 mm	3,5 kN/m
12 mm Asfalt Vindtett fiberpl , skiferspiker 2,8-45 Spikeravstand 100 / 300 mm	5,0 kN/m
12 mm Asfalt Vindtett fiberpl , skiferspiker 2,8-45 Spikeravstand 150 / 200 mm	3,3 kN/m
12 mm sponplater innv. , platespiker 2,3-40 Spikeravstand 100 / 200 mm	7,0 kN/m
11 mm trefiberplater innv. , platespiker 2,3-40 Spikeravstand 100 / 200 mm	7,0 kN/m
Hor.skive av Lett-Tak elementer , skruer 4,2 (5,0) Skrueavstand elementskjøt100 mm (67 mm)	15,0 kN/m (30 kN/m)

Dobbel plate, den indre er mest effektiv



Prøving av veggskive med gipsplater



33

Trebaserte plater får vanligvis ikke oppsprekking langs kanten (her gips), forbindelsene er det svake punkt

Klassisk teori for skiver

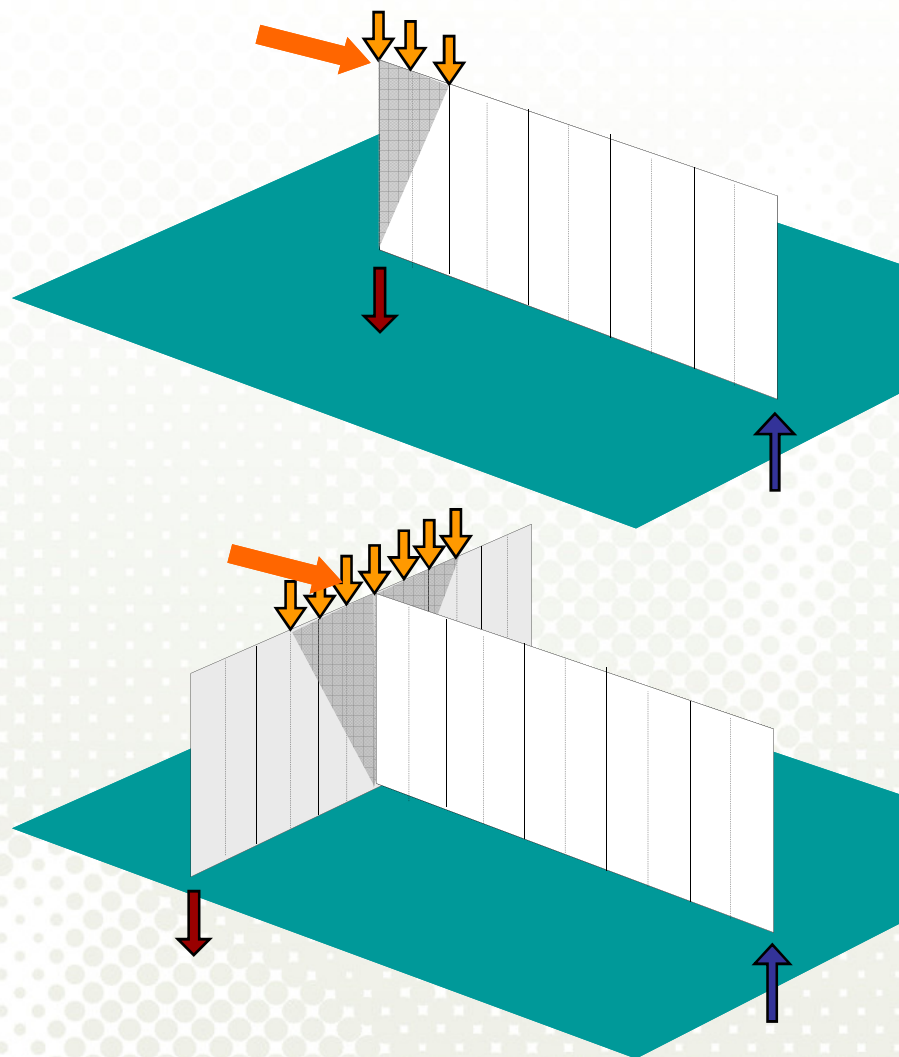
- Avstivende felt begrenses av vinduer og døråpninger
- Forankringskreftene er like stor i alle punkter
- Like store som i hver ende av hel vegg

Kapasitet $\frac{3}{5}$ av hel vegg
Forankringer **3 X** hel vegg

Kapasitet $\frac{4}{5}$ av hel vegg
Forankringer **2 X** hel vegg

Effekt av vertikal last

- Vertikal last gir et viktig bidrag for å redusere forankringsbehovet
- Nesten ingen studier med kombinasjon av horisontal og vertikal belastning er gjennomført
- Andelen av vertikallast som bidrar til å motvirke oppløft:
 - Øker når innfestingens stivhet reduseres
 - Øker når platene festes med flere skruer/spiker
 - Øker når det benyttes plater som gir bedre skruestivhet
- På tversgående vegg bidrar følgende effekter i tillegg:
 - T-vegg mye bedre enn hjørne
 - Kontinuerlig toppsvill



Beregning av deformasjon av trebasert skive

Det er fire forhold som bidrar til deformasjonen:

1. $W_{fl,b}$ - Bøyedeforimasjon dvs. tøyning av strekk- og trykkflens
2. $W_{web,s}$ - Skjærdeforimasjon fra skjærtøyning av livet (dvs. platene)
3. $W_{fl,b,j}$ - Bøyedeforimasjon fra glidning i skjøter i flensene
4. $W_{web,s,j}$ - Skjærdeforimasjon fra glidning i forbindelser mellom platene

Vi skal se på en forenklet beregning og bidraget fra hvert av disse forholdene.

Formlene er basert på forskyvninger og forbinderstivheter gitt i Eurokode 5.

I beregningseksemplet er det kun tatt hensyn til skivebelastning fra vind tvers på bygget. Dermed er effekten av lastens varighet på deformasjonen (såkalt krep) – uttrykt ved faktoren k_{cr} i NS 3470-1 og $(1 + \psi_2 k_{def})$ i EC5 være lik 1,0.

Bøyedeformasjon fra tøyning av strekk- og trykkflens $w_{fl,b}$

Ser bort fra platenes bidrag til bøyestivheten (tar kun med flensenes aksialstivhet og bidraget fra "Steiner's sats"):

$$w_{fl,b} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4 \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{384 \cdot EI_{fl}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4 \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{384 \cdot E \cdot 2 \cdot A_{fl} \cdot \left(\frac{H_{tot}}{2}\right)^2} = \frac{q \cdot L^4 \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{38,4 \cdot E \cdot A_{fl} \cdot H_{tot}^2}$$

Eksempel: 20 x 40 m bygning med horisontal takskive av 12 mm OSB.
Flenser 48 x 223 mm C24, med 5 x 50 mm treskruer $f_{u,k}=400$ N/mm² med c/c-avst.=100 mm
Skivelast fra vind $q_{F,u} = 8,82$ kN/m (bruddgrense)
Skivelast fra vind $q_{F,s} = 5,88$ kN/m (bruksgrense)

$$w_{fl,b} = \frac{q \cdot L^4 \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{38,4 \cdot E \cdot A_{fl} \cdot H_{tot}^2} = \frac{5,88 \cdot 40000^4 \cdot 1,0}{38,4 \cdot 11000 \cdot 48 \cdot 223 \cdot 20000^2} = 8,3 \text{ mm}$$

Skjærdeformasjon fra skjærtøyning av plater $w_{web,s}$

Beregner skjærdeformasjon med enhetslast-metoden

$$w_{web,s} = (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) \int \frac{V_0 \cdot V_1}{G_{sk} \cdot A_{web}} ds = \frac{q \cdot L^2 \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{8 \cdot G_{sk} \cdot A_{web}} \cong \frac{q \cdot L^2 \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}{8 \cdot G_{sk} \cdot t_{pl} \cdot H_{pl}}$$

Eksempel forts.:

20 x 40 m bygg med horisontal takskive av 12 mm OSB.

Platetykkelse $t_{pl} = 12$ mm, skjærmodul for plater $G = 350$ N/mm²

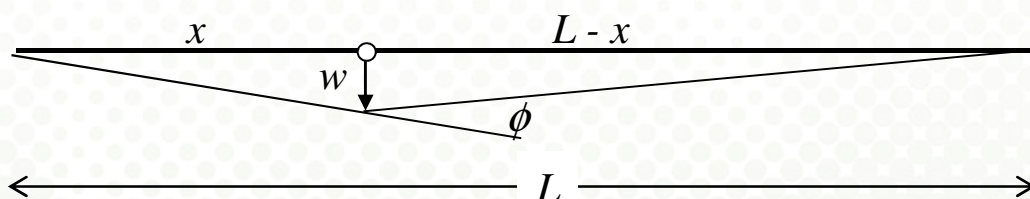
$$w_{web,s} \cong \frac{5,88 \cdot 40000^2 \cdot 1,0}{8 \cdot 350 \cdot 12 \cdot 22447} = 12,5 \text{ mm}$$

Bøyedeformasjon, skjøter i strekk- og trykkflens $w_{fl,b,j}$

Deformasjon av skrue i brukstilstand EC5

$$w_{skrue} = \frac{F_{ser}}{K_{ser}} \approx \frac{F_k}{(1,35 \cdot 1,30) \cdot K_{ser}} = \frac{F_k}{1,75 \cdot K_{ser}} = \frac{1131 \cdot 1,2}{1,75 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23}} = \frac{1131 \cdot 1,2}{1,75 \cdot 420^{1,5} \cdot \frac{5,0}{23}} = 0,41 \text{ mm}$$

Utføres skjøten som en laskeskjøt oppstår det glidning i 2 forbindelser



$$\phi_{fl,b,j} = \frac{w_{skrue}}{H_{tot}} = \frac{w_{fl,j}}{H_{tot}}$$

$$w_{fl,b,j} = \frac{\phi_{fl,j} \cdot (L-x) \cdot x}{L} = \frac{w_{fl,j} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{cr}) \cdot (L-x) \cdot x}{L \cdot H_{tot}} \cong 0,2 \cdot \frac{n \cdot L}{H_{tot}} \cdot w_{fl,j} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{cr})$$

Den nokså grovt tilnærmede overgangen av uttrykket ovenfor er basert på at

$$\frac{(L-x) \cdot x}{L \cdot H_{tot}} = \frac{(1 - x/L) \cdot x/L \cdot L}{H_{tot}} = \frac{(1 - \chi) \cdot \chi}{n} \cdot \frac{n \cdot L}{H_{tot}} \cong 0,2 \cdot \frac{n \cdot L}{H_{tot}} \quad (n \text{ er antall skjøter})$$

Når skjøtene er plassert med lik avstand får vi for $n = 1$ til 10 :

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$(1 - \chi) \cdot \chi / n$	0,250	0,222	0,208	0,200	0,194	0,190	0,188	0,185	0,183	0,182

Vi kunne ha benyttet en mer nøyaktig forenkling i stedet for 0,2: $0,18 + 0,11 \cdot e^{-0,43 \cdot n}$
 Avviket for denne formelen blir mindre enn 2% i forhold til tabellen

Bøyedeformasjon, skjøter i strekk- og trykkflens $w_{fl,b,j}$

Eksempel forts.

Deformasjon av en lasket hullplate-forbindelse med 5 mm treskruer i bruksgrensetilstanden er iflg EC5 w_{forb}

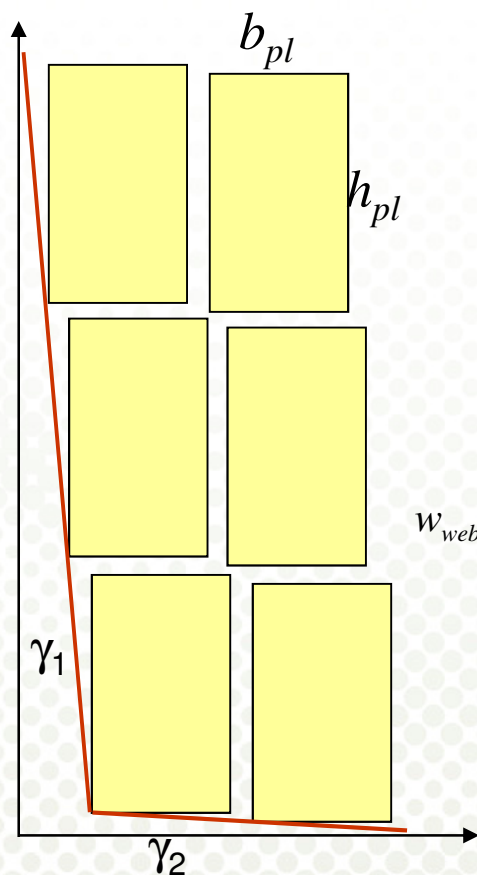
$$w_{forb} = \frac{F_{ser}}{K_{ser}} \approx \frac{F_k}{(1,35 \cdot 1,30) \cdot K_{ser}} = \frac{F_k}{1,75 \cdot K_{ser}} = \frac{1880}{1,75 \cdot 2 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23}} = \frac{1880}{1,75 \cdot 2 \cdot 420^{1,5} \cdot \frac{5,0}{23}} = 0,29 \text{ mm}$$

Men fordi vi har laskeskjøter må deformasjonen dobles.

Vi forutsetter at vi får i alt 7 skjøter:

$$w_{fl,b,j} \cong 0,2 \cdot \frac{n \cdot L}{H_{tot}} \cdot w_{fl,j} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{cr}) = 0,2 \cdot \frac{7 \cdot 40000}{20000} \cdot 2 \cdot 0,29 \cdot 1,0 = 1,6 \text{ mm}$$

Deformasjon fra glidning mellom platene $w_{web,s,j}$



Total skjærvinkel γ pga glidning av forbindelsene:

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2$$

Hvis forbindelsene i finerskjøtene har kapasitet proporsjonal med skjærkraften og glidning av forbindelsene i bruksgrensetilstanden er w_{forb} får vi

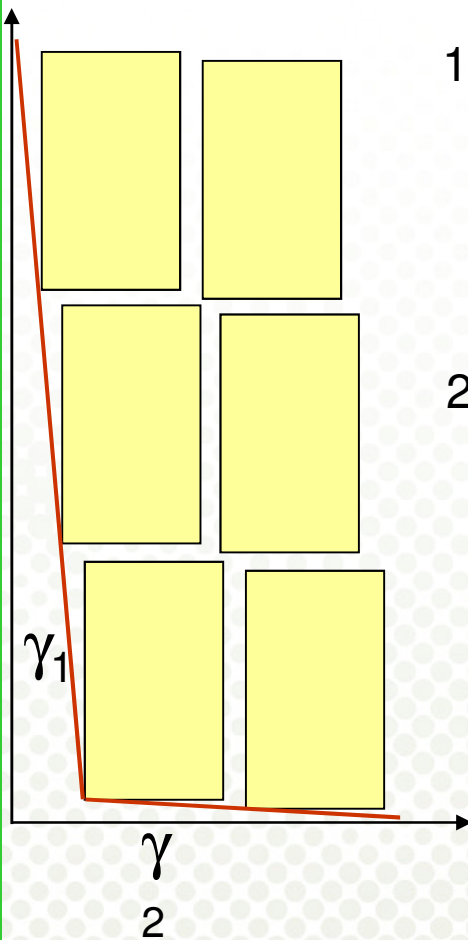
$$w_{web,s,j} = \frac{\gamma \cdot L}{2} = \left(\frac{w_{forb}}{h_{pl}} + \frac{w_{forb}}{b_{pl}} \right) \cdot \frac{L}{2} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) = \frac{(1 + \beta) \cdot L}{2 \cdot b_{pl}} \cdot w_{forb} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

der

β er forholdet mellom platebredde og platehøyde, dersom $h_{pl} = H_{tot}$ settes $\beta = 0$

b_{pl} , h_{pl} er hhv platebredde og platehøyde

$$w_{forb} = \frac{F_{ser}}{K_{ser}} \approx \frac{F_k}{(1,35 \cdot 1,30) \cdot K_{ser}} = \frac{F_k}{1,75 \cdot K_{ser}} = \frac{1131 \cdot 1,2}{1,75 \cdot \rho_m^{1,5} \cdot \frac{d}{23}} = \frac{1131 \cdot 1,2}{1,75 \cdot 420^{1,5} \cdot \frac{5,0}{23}} = 0,41 \text{ mm}$$



Deformasjon fra glidning mellom platene $w_{web,s,j}$

1. Når forbinderavstanden er omvendt proporsjonal med skjærkraften blir deformasjon pga glidning i forbindelsene:

$$w_{web,s,j} = \frac{(1 + \beta) \cdot L}{2 \cdot b_{pl}} \cdot w_{forb} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

2. Når forbinderavstanden er **konstant og lik nødvendig forbinderavstand ved skiveopplegget** blir deformasjon pga glidning i forbindelsene halvert i forhold til pkt. 1, dvs.:

$$w_{web,s,j} = \frac{(1 + \beta) \cdot L}{4 \cdot b_{pl}} \cdot w_{forb} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

der

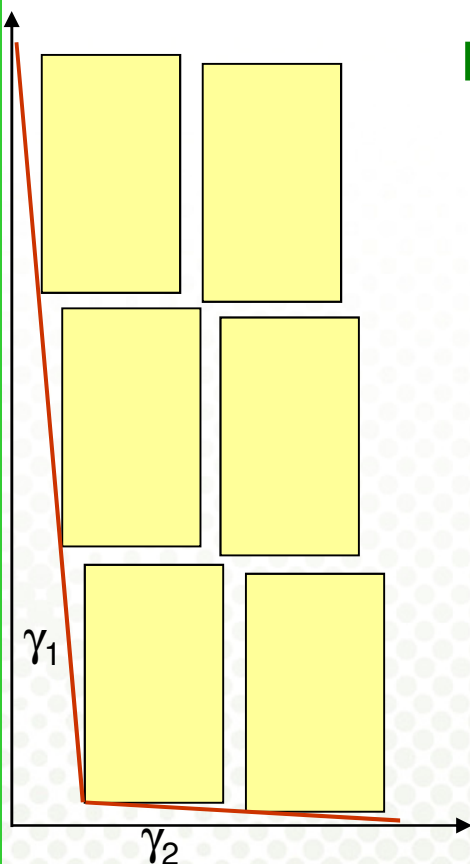
β er forholdet mellom platebredde og platehøyde, dersom $h_{pl} = H_{tot}$ settes $\beta = 0$

b_{pl} , h_{pl} er hhv platebredde og platehøyde

w_{forb} er forbindernes deformasjon i brukstilstanden

Ved kraftoverføring i plateskjøter via 2 forbindelser må deformasjonen w_{forb} dobles, se figur til venstre!





Deformasjon fra glidning mellom platene $w_{web,s,j}$

Eksempel: 20 x 40 m bygg med horisontal takskive av 12 mm OSB med 1,2 x 2,4 m plateformat, $w_{forb} = 0,41$ mm i brukstilstanden og kraftoverføring via 2 forbindelser i skjøtene:

Konstant forbinderavstand og laskeskjøt gir:

$$w_{web,s,j} = \frac{(1 + \beta) \cdot L}{4 \cdot b_{pl}} \cdot w_{forb} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{cr})$$

$$w_{web,s,j} = \frac{(1 + 0,5) \cdot 40000}{4 \cdot 1200} \cdot 2 \cdot 0,41 \cdot 1,0 = 10,4 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = 8,3 + 12,5 + 1,6 + 10,4 = 32,8 \text{ mm}$$

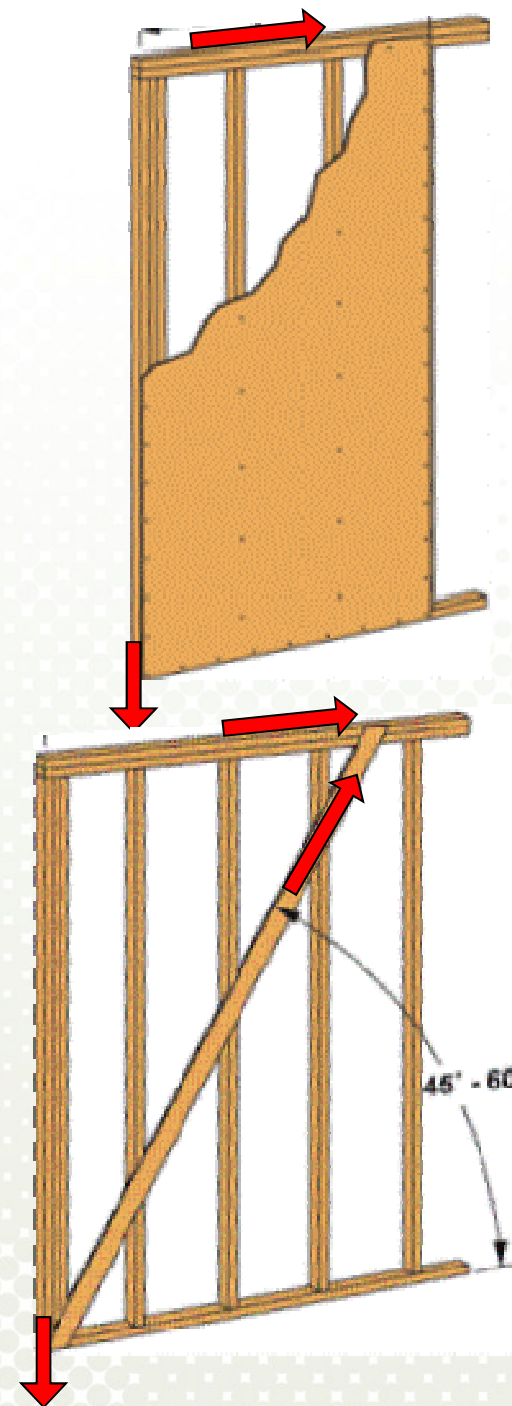
Som svarer til en utbøyning lik $L / 1220$ i bruksgrensetilstanden

Merk at skjærdeformasjonen ($12,5 + 10,4 = 22,9$ mm) i dette eksemplet er over dobbelt så stor som bøyedeformasjonen ($8,3 + 1,6 = 9,9$ mm), når det tas hensyn til glidning i forbindelsene.

Skiver eller vindkryss ?

1. Stabilisering av bygninger med trebaserte skivekonstruksjoner egner seg godt sammen med lette bindingsverkkonstruksjoner. Skivekonstruksjonene fordeler forankringskreftene langs bygningsdelenes render.
2. Avstiving med vindkryss konsentrerer kreftene i vegg hjørner og -ender. Her kreves det større virkesdimensjoner for å få plass til forbindelsene.

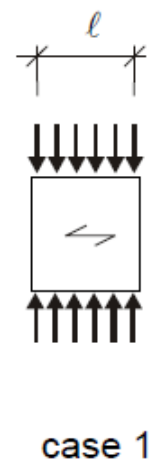
I begge tilfeller kreves forankringer til fundament eller underliggende etasje for å hindre oppløft av avstivningskonstruksjonene.



Trykk tvers på fibrene – nye regler i NS-EN 1995-1-1

Viktige observasjoner fra forsøk:

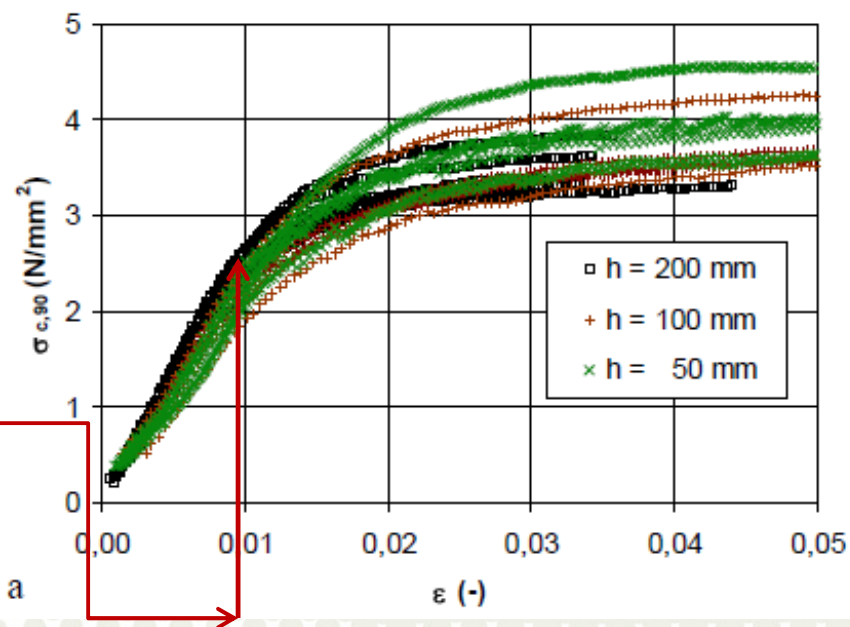
- For prøvestykker der trykkflate og svill-lengde er like, opptrer det trykkbrudd med relativt lave verdier. Ingen lastøkning oppnås etter sammentrykningsbrudd
- Prøvestykkets høyde betyr svært lite for bruddspenningen, se diagram til høyre
- Spenningen er følgelig – og ikke uventet – tilnærmet konstant over hele prøvestykket
- Proporsjonalitetsgrensen for deformasjoner ligger på ca.1% tøyning. Ved spenning svarende til 2 % tøyning øker deformasjonene dramatisk



Prøvemethode for $f_{c,90,k}$ i hht EN ???

Tester viser 5%-fraktilverdier på (95% av resultatene ligger høyere enn denne verdien) :

$$f_{c,90,k} = 2,7 - 3,6 \text{ N/mm}^2$$



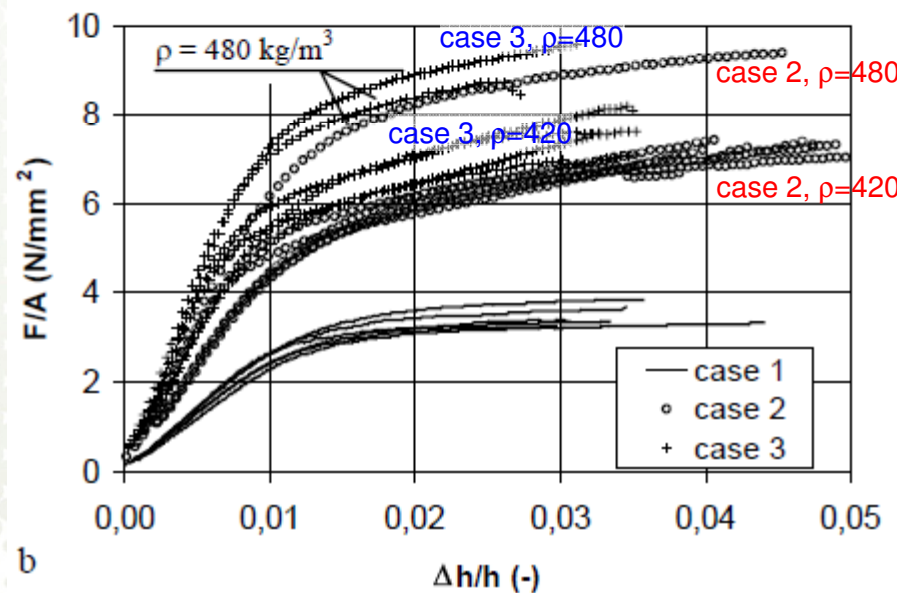
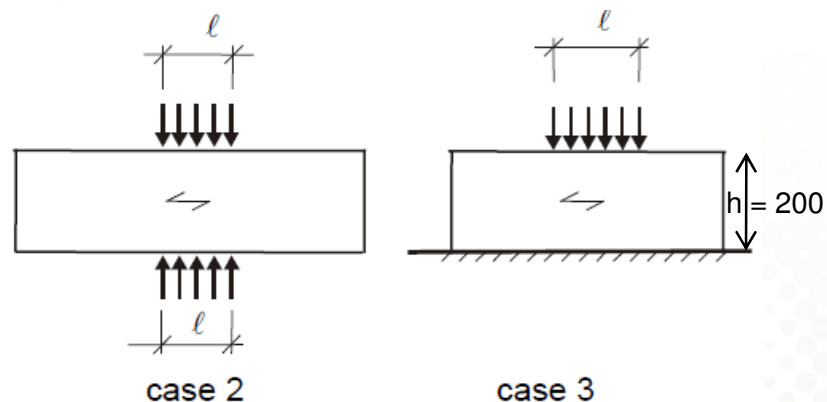
Spennings - tøyingsdiagram

Trykk tvers på fibrene – delvis belastet prøvestykke

Viktige observasjoner fra forsøk med prøvestykker der trykkflaten dekker bare en del av prøvestykket

- Trykkspenningen på y-akse gjelder lokalt trykk under lasten ($b \times l$)
- Først opptrer det et lokalt trykkbrudd under platen, deretter får man en lastøkning og økte deformasjoner.
- Virkesender og -deler utenfor trykkflaten gir økt bruddlast (case 2 og 3 sml. med case 1)
- Det viser seg at for aktuelle treslag kan effekten av økt trykkflate uttrykkes som

$$A_{ef} = b \cdot \left[l + \min(30; l; a_{venstre}; \frac{l_{1,venstre}}{2}) + \min(30; l; a_{høyre}; \frac{l_{1,høyre}}{2}) \right]$$

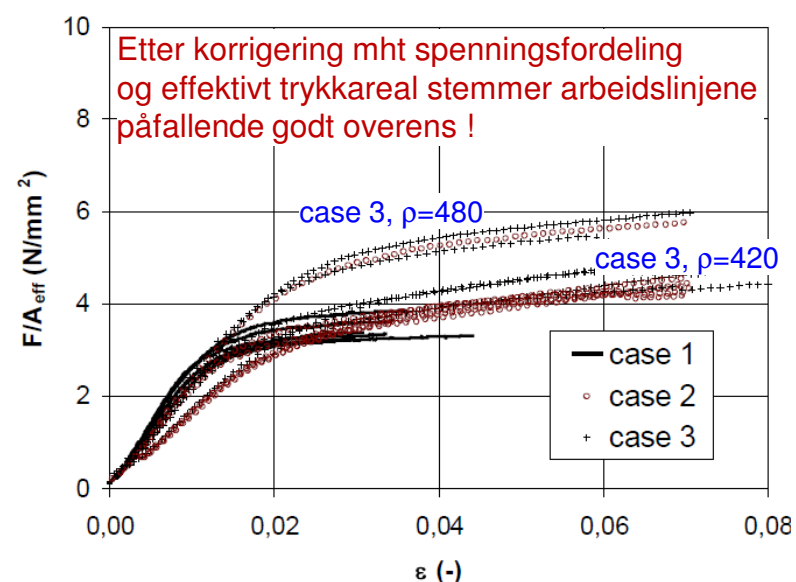
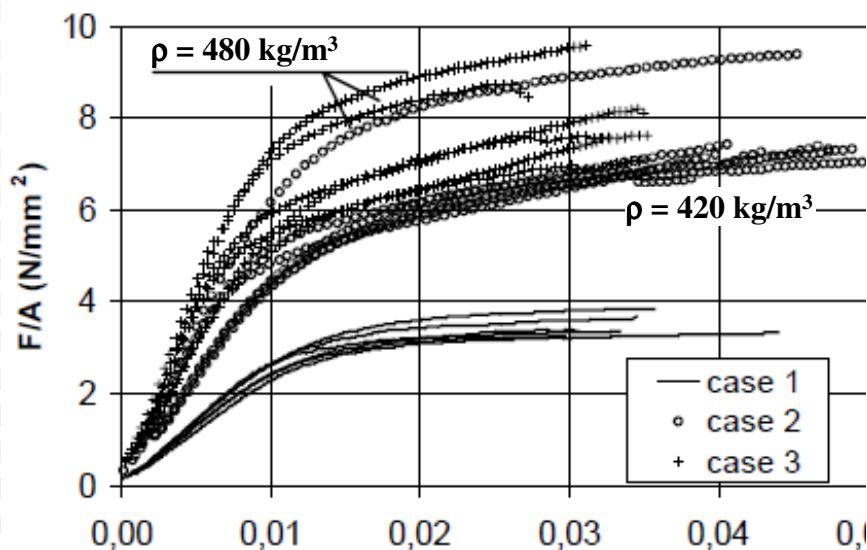
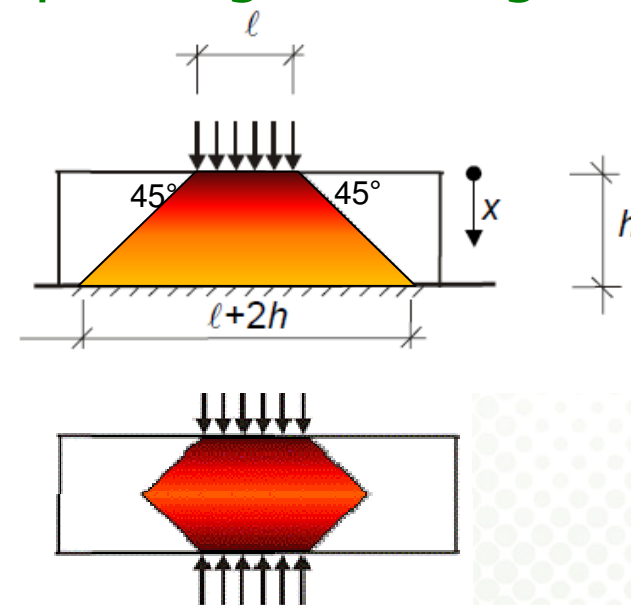


Spennings – tøyingsdiagram
Virkestykkelse $h = 200$ mm

Tverrtrykk tester – omregning pga spenningsfordeling

Vi tar hensyn til at spenningen spres 45° ut fra oppleggsflaten

- Dermed vil spenningen og relativ sammentrykning avta fra trykkflaten og innover i prøvestykket
- Korrigerer sammentrykningen tilsvarende jevnt fordelt spenning som case 1 og trykkspenning tilsvarende A_{ef}
- Resultat for 200 mm høyt prøvestykke er vist i figurene nedenfor



Trykk tvers på fibrene – nye regler i NS-EN 1995-1-1

- a) For midtopplegg i kontinuerlige bjelker og andre steder der tverrtrykkbrudd medfører at bæreevnen reduseres utføres kontroll i bruddgrensetilstanden :

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{b \cdot A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

der $k_{c,90} = 1,0$ og effektiv trykkflate A_{ef} er:

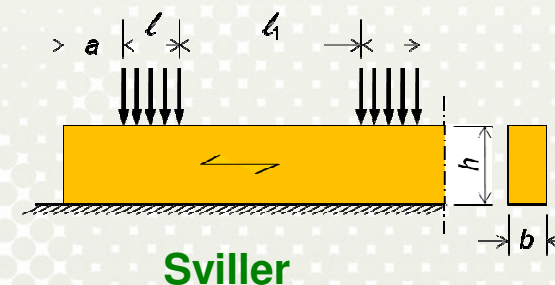
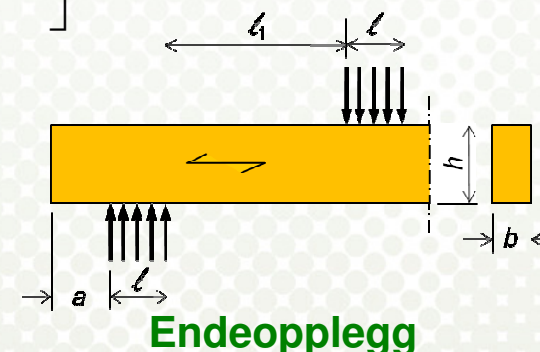
$$A_{ef} = b \cdot \left[l + \min\left(30; l; a_{venstre}; \frac{l_{1,venstre}}{2}\right) + \min\left(30; l; a_{høyre}; \frac{l_{1,høyre}}{2}\right) \right]$$

- b) For sviller og endeopplegg, der noe sammentrykning kan aksepteres, gjøres en spenningskontroll som tilsvarer at spenning i bruksgrensetilstanden ikke skal overstige $\sigma_{c,90,k}$ som gir maksimal sammentrykning på 1-2%

Bruksgrensekravet samsvarer med en økning av dimensjonerende trykkfasthet i bruddgrensetilstanden som beregnes ut fra at gjennomsnittlig lastfaktor $\gamma_f \approx 1,35$ og materialfaktor $\gamma_m = 1,3$ som samlet gir

$$k_{c,90} = 1,35 \cdot 1,3 = 1,75$$

På grunn av risiko for årring-brudd i trevirke er maks. verdien for $k_{c,90}$ redusert til 1,5 for vanlig trevirke.



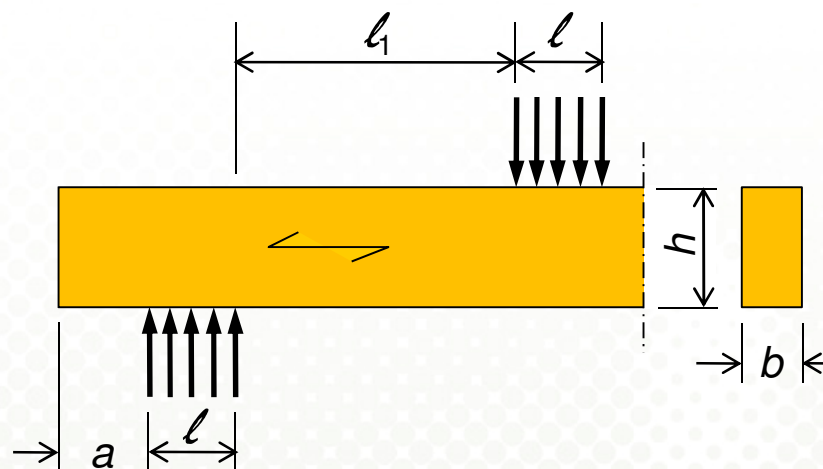
- b) NS-EN 1995-1-1 skiller mellom endeopplegg og sviller mht. $k_{c,90}$

For endeopplegg gjelder

$$k_{c,90} = 1,75 \text{ for limtre}$$

$$k_{c,90} = 1,50 \text{ for heltre}$$

På grunn av risiko for årring-brudd er verdien for $k_{c,90}$ redusert til 1,5 for trevirke



For sviller på kontinuerlig underlag gjelder

$$k_{c,90} = 1,50 \text{ for limtre}$$

$$k_{c,90} = 1,25 \text{ for heltre}$$

Kontinuerlig opplegg gir større deformasjon enn endeopplegg og derfor er verdiene for $k_{c,90}$ redusert med 0,25

