

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Eksamensoppgave for BYGT2312 Design av havromskonstruksjoner

Eksamensdato: 29.11.2024

Eksamenstid (fra-til): 09:00 - 13:00 (CET, 4 timer totalt)

Hjelpemiddelkode/Tillatte hjelpemidler: A / Alle hjelpemidler tillatt

Faglig kontakt under eksamen: Jomar Tørset
Tlf: 917 15 189

Teknisk hjelp under eksamen: NTNU Orakel
Tlf: 73 59 16 00

Får du tekniske problemer underveis i eksamen, må du ta kontakt for teknisk hjelp snarest mulig, og senest innen eksamenstida løper ut/prøven stenger. Kommer du ikke gjennom umiddelbart, hold linja til du får svar.

ANNEN INFORMASJON

Anbefalte hjelpemidler:

Stålkonstruksjoner, profiler og formler, Fagbokforlaget
EN -1993-1-1 General rules and rules for buildings
EN -1993-1-8 Design of joints
Fridtjov Irgens: Formelsamling i mekanikk, Tapir, 1999.

Ikke ha Inspira åpen i flere faner, eller vær pålogget på flere enheter, samtidig, da dette kan medføre feil med lagring/levering av besvarelsen din.

Skaff deg overblikk over oppgavesettet før du begynner på besvarelsen din.

Les oppgavene nøye, gjør dine egne antagelser og presiser i besvarelsen hvilke forutsetninger du har lagt til grunn i tolkning/avgrensing av oppgaven. Faglig kontaktperson kan kontaktes dersom du mener det er feil eller mangler i oppgavesettet.

Juks/plagiat: Eksamen skal være et individuelt, selvstendig arbeid. Det er tillatt å bruke hjelpemidler, men vær obs på at du må følge reglene for kildehenvisning. Det er ikke tillatt å generere besvarelse ved hjelp av kunstig intelligens (Chat GPT eller lignende) og levere den helt eller delvis som egen besvarelse. Under eksamen er det ikke tillatt å kommunisere med andre personer om oppgaven eller å distribuere utkast til svar. Slik kommunikasjon er å anse som juks.

Alle besvarelser blir kontrollert for plagiat. [Du kan lese mer om juks og plagiering på eksamen her.](#)

Varslinger: Hvis det oppstår behov for å gi beskjeder til kandidatene underveis i eksamen (f.eks. ved feil i oppgavesettet), vil dette bli gjort via varslinger i Inspira. Et varsel vil dukke opp som en dialogboks på skjermen i Inspira. Du kan finne igjen varselet ved å klikke på bjella øverst i høyre hjørne på skjermen. Det vil i tillegg bli sendt SMS til alle kandidater for å sikre at ingen går glipp av viktig informasjon. Ha mobiltelefonen din tilgjengelig.

Vekting av oppgavene: Eksamen består av 3 oppgaver. Oppgave 1 og 2 er 25 %. Oppgave 3 er 50 %

BESVARE OG LEVERE

Besvare i Inspira: Hvis oppgavesettet inneholder oppgaver som *ikke* er av typen filoplasting, skal de besvares direkte i Inspira. I Inspira lagres svarene dine automatisk hvert 15. sekund.

NB! Klipp og lim fra andre programmer frarådes, da dette kan medføre at formatering og elementer (bilder, tabeller etc.) vil kunne gå tapt.

Filoplasting: Når du jobber i andre programmer fordi hele eller deler av besvarelsen din skal leveres som filvedlegg – husk å lagre besvarelsen din med jevne mellomrom.

Merk at alle filer må være lastet opp i besvarelsen før eksamenstida går ut.

Det framgår av filoplastingsoppgaven(e) hvilke(t) filformat som er tillatt. Merk at det kun er mulig å laste opp én fil per filoplastingsoppgave.

Det er lagt til **30 minutter** til ordinær eksamenstid for eventuell digitalisering av håndtegninger og opplasting av filer. Tilleggstida er forbeholdt innlevering og inngår i gjenstående eksamenstid som vises øverst til venstre på skjermen.

NB! Det er ditt eget ansvar å påse at du laster opp riktig(e) og intakt(e) fil(er). Kontroller filene du har lastet opp ved å klikke "Last ned" når du står i filopplastingsoppgaven. Alle filer kan fjernes og byttes ut så lenge prøven er åpen.

[Slik digitaliserer du eventuelle håndtegnninger](#)

[Slik lagrer du dokumentet ditt som PDF](#)

[Slik fjerner du forfatterinformasjon fra filen\(e\) du skal levere](#)

Automatisk innlevering: Besvarelsen din leveres automatisk når eksamenstida er ute og prøven stenger, forutsatt at minst én oppgave er besvart. Dette skjer selv om du ikke har klikket «Lever og gå tilbake til Dashboard» på siste side i oppgavesettet. Du kan gjenåpne og redigere besvarelsen din så lenge prøven er åpen. Dersom ingen oppgaver er besvart ved prøveslutt, blir ikke besvarelsen din levert. Dette vil anses som "ikke møtt" til eksamen.

Trek/avbrutt eksamen: Blir du syk under eksamen, eller av andre grunner ønsker å levere blankt/avbryte eksamen, gå til "hamburgermenyen" i øvre høyre hjørne og velg «Lever blankt». Dette kan ikke angres selv om prøven fremdeles er åpen.

Tilgang til besvarelse: Du finner besvarelsen din i Arkiv etter at sluttida for eksamen er passert.

Kristin

Kristin er eit gasskondensatfelt i Norskehavet.



Foto: Trond Sigvaldsen, StatoilHydro

Fig. 1 "Flyter - Kristinplattformen" med vindmølle: Kanskje fundamentene til plattformene kan brukes som flytende vindmøllfundament etter at den har blitt brukt innen olje&gass? Det er ideen.

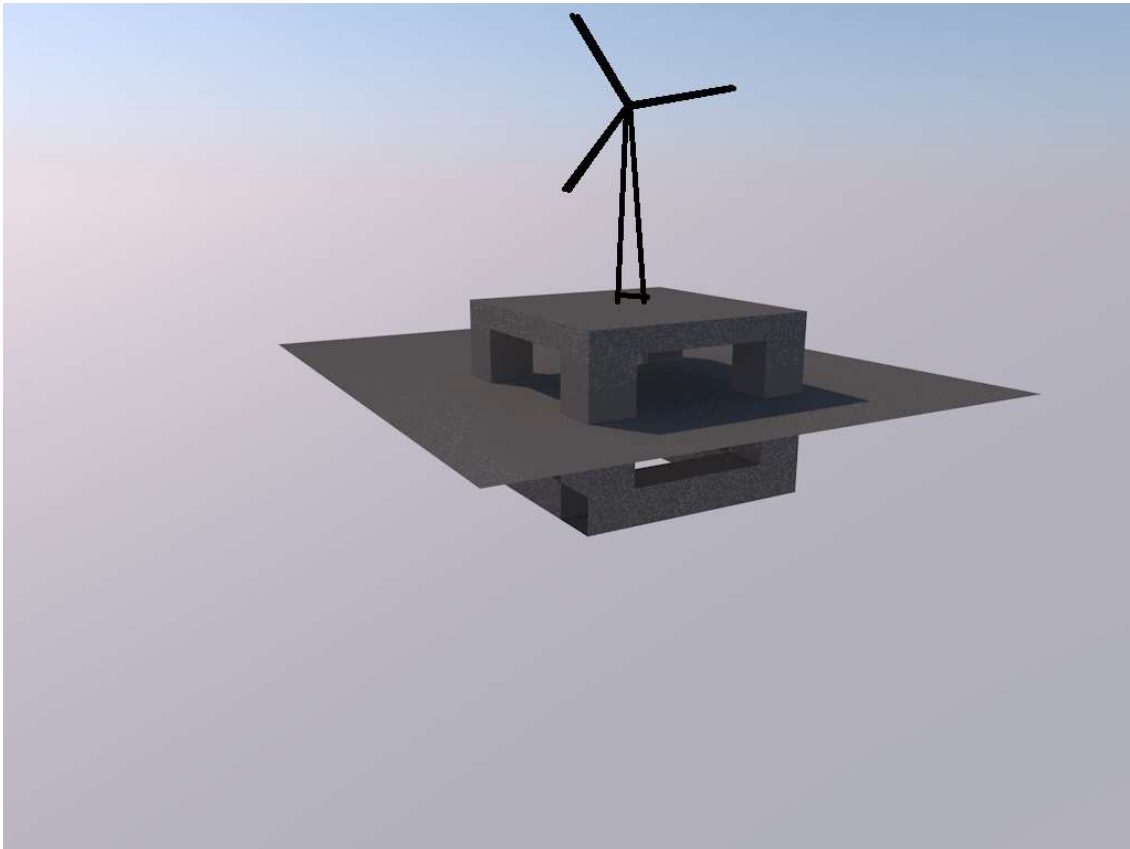


Fig. 2 Plattformen nedsunket i vann

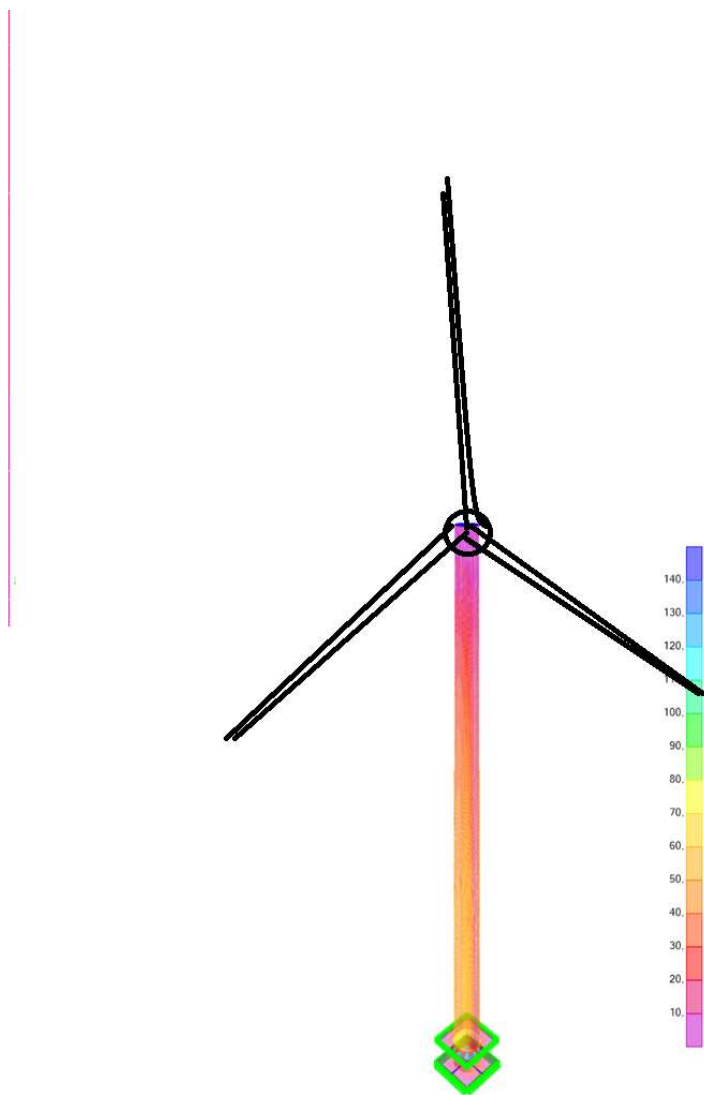
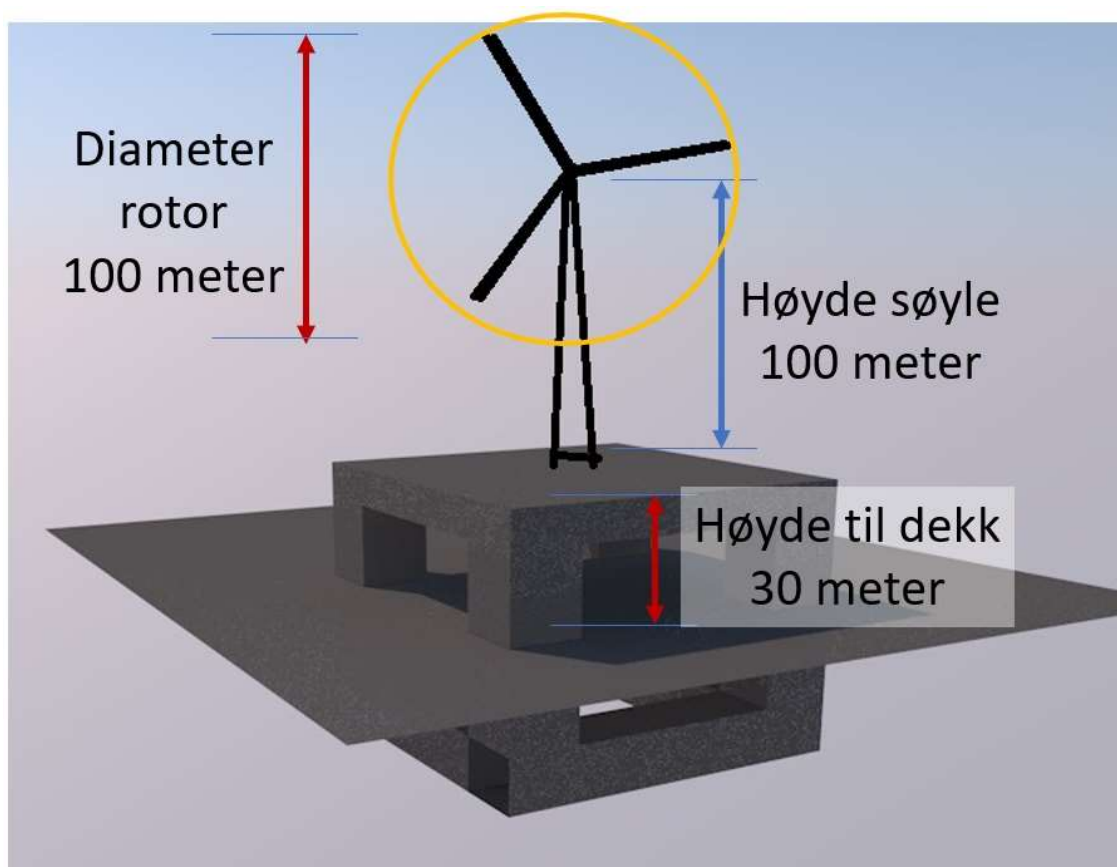


Fig. 3 Analysemodell med innfestning. (Skala for Von Mises er angitt til høyre for en vindlast tilsvarende 1 MN)



Figur 5 Oversiktsbilde for vindmølle

Oppgave 1

a). Finn dimensjonerende vindtrykk for vindmølla offshore (iht. NORSOK) der diameteren er på 100 meter som skissert på figur 5. Finn dimensjonerende vindtrykk både for ULS (100 årsvind) og ALS (10 000 årsvind). Det er 30 meter fra havoverflata til topp dekk og bunnen på fundamentet som står på dekket til vindmølla. Fundamentet er også 100 meter høyt.

Svar:

Vi ser på dimensjonerende vindtrykk som er et slags gjennomsnitt for hele vindmølla og siden diameteren på rotoren er 100 meter. Dvs. ganske stort areal så velger vi en vindgust på 15 sekunder. Største vindtrykk langs kysten er utenfor Stadt der NORSOK sier 37 m/s. Tilsvarende figur finnes også i Eurocode men da for en returperiode på 50 år. Det må altså regnes om referansevinden hentes fra Eurocode).

Fra NORSOK:

6.3.3 Mean wind actions

Structures or structural components that are not sensitive to wind gusts may be calculated by considering the wind action as static.

In the case of structures or structural parts where the maximum dimension is less than approximately 50 m, 3 s wind gusts may be used when calculating static wind actions.

In the case of structures or structural parts where the maximum length is greater than 50 m, the mean period for wind may be increased to 15 s.

100-års vindtrykk blir da (litt ikke-konservativt):

Gust duration: Insert the desired gust duration.

15 second wind: $t := 15 \cdot s$

100-årsvind (som i figuren fra
NORSOK utenfor Midt-Norge):

$$U_0 := 35 \cdot \frac{m}{s}$$

+

Center på rotoren
vindlast egentlig litt høyere siden
den varierer med høyden:

$$z := 100 + 30 + 30$$

$$z = 160$$

Calculations for ULS vind:

1 hour mean wind speed:

$$C := 5.73 \cdot 10^{-2} \cdot \left[1 + 0.15 \cdot \frac{U_0}{\left(\frac{m}{s} \right)} \right]^{0.5}$$

$$C = 0.143$$

$$U(z) := U_0 \cdot \left(1 + C \cdot \ln \left(\frac{z}{10} \right) \right)$$

$$U(z) = 48.901 \frac{m}{s}$$

Turbulence intensity factor:

$$I_u(z) := 0.06 \cdot \left[1 + 0.043 \cdot \frac{U_0}{\left(\frac{m}{s} \right)} \right] \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{-0.22}$$

$$I_u(z) = 0.082$$

$$t_0 := 3600 \cdot s$$

Wind gust:

$$U(z, t) := U(z) \cdot \left(1 - 0.41 \cdot I_u(z) \cdot \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \right)$$

$$U(z, t) = 57.875 \frac{m}{s}$$

Mean wind action:

$$q_{ULS}(z) := \frac{1}{2} \cdot 1.225 \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot U(z, t)^2$$

$$q_{ULS}(z) = 2.052 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

10000-års vindtrykk blir da (litt ikke-konservativt):

Returperiode (10000 år) :

$$T_r := 10000$$

Overskridelsessannsynlighet:

$$p := \frac{1}{T_r} \quad p = 1 \times 10^{-4}$$

$$C_{\text{prob}} := \left(\frac{1 - 0.2 \ln(-\ln(1 - p))}{1 - 0.2 \ln(-\ln(0.98))} \right)^{0.5}$$

$$C_{\text{prob}} = 1.263$$

100-årsvind (som i figuren fra NORSOK):

$$U_0 := C_{\text{prob}} \cdot 35 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$U_0 = 44.221 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Calculations for ALS vind:

1 hour mean wind speed:

$$C := 5.73 \cdot 10^{-2} \cdot \left[1 + 0.15 \cdot \frac{U_0}{\left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \right]^{0.5}$$

$$C = 0.158$$

$$U(z) := U_0 \cdot \left(1 + C \cdot \ln \left(\frac{z}{10} \right) \right)$$

$$U(z) = 63.631 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulence intensity factor:

$$I_u(z) := 0.06 \cdot \left[1 + 0.043 \cdot \frac{U_0}{\left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \right] \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{-0.22}$$

$$I_u(z) = 0.095$$

$$t_0 := 3600 \cdot \text{s}$$

Wind gust:

$$U(z, t) := U(z) \cdot \left(1 - 0.41 \cdot I_u(z) \cdot \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \right)$$

$$U(z, t) = 77.156 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Mean wind action:

$$q_{\text{ALS}}(z) := \frac{1}{2} \cdot 1.225 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot U(z, t)^2$$

$$q_{\text{ALS}}(z) = 3.646 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende vindtrykk for ULS blir 2.05 kN/m². For ALS 3.6 kN/m².

b). Vindmølla er dimensjonert for å ha best virkningsgrad ved en vind på 16.0 m/s. Ved større vindhastigheter er vindmølla laget sånn at vindmølla går saktere. Du kan anta at også stammen på vindmølla er 100 meter høy og at innfestning av vindmølla er 30 meter over vannoverflata. Du kan regne med at vindmølla blir eksponert for en vind som tilsvarer hele sirkelen på 100 meter ved en vind på 16.0 m/s. Ved større vind blir vindlasten mindre og rotoren går saktere og stanser helt når vindhastigheten blir skikkelig stor.

Hva blir krafta på vindmølla ved 16 m/s?

Svar:

Calculations wind force 16 m/s:

$$\begin{aligned}
 D &:= 100\text{-m} \\
 A_{\text{vindmølle}} &:= \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \\
 U_{16} &:= 16 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} \\
 \text{Mean wind pressure: } q(z) &:= \frac{1}{2} \cdot 1.225 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot U_{16}^2 \\
 q(z) &= 0.157 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\
 \text{Wind force: } F &:= q(z) \cdot A_{\text{vindmølle}} \\
 F &= 1.232 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Krafta fra denne vindmølla når virkningsgraden er høyest er 1.2 MN.

Dimensjonerende kraft i ULS-tilstand er 1.6 MN.

Wind moment in the fot of the foundation will:

$$\begin{aligned}
 \gamma &:= 1.3 \\
 F_{\gamma} &:= F \cdot 1.3 \\
 F_{\gamma} &= 1.601 \text{ MN} \\
 +M_{\gamma} &:= F \cdot 100\text{-m} \cdot \gamma \\
 M_{\gamma} &= 160.096 \text{ MN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

c). Hvilken vindlast er verst for fundamentet? Forklar.

Alternativ 1: Ved 16.0 m/s der man får mest kraft ut av vindmølla (og best virkningsgrad for rotoren). Her kan du anta at vindmølla blir som en vegg for vinden og at ingen vindkraft går til spille i form av at lufta passerer. Det vil si at soliditetsfaktoren er lik 1.0.

Alternativ 2: Ved største vindlast der vindlasta er størst vindmølla og står i ro. Dvs. at vindarealet kun blir arealet av vindbladene.

Svar:

Wind moment ALS in the foot of the foundation:

$$A_{\text{vindblad}} := 3 \cdot 50 \cdot m \cdot B_{\text{vindblad}}$$

$$A_{\text{vindblad}} = 510 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m := 1.0$$

$$F_{\text{vindbladULS}} := q_{\text{ALS}}(z) \cdot A_{\text{vindblad}}$$

$$F_{\text{vindbladULS}} = 1.86 \text{ MN}$$

$$M_{\gamma \text{ ALS}} := F_{\text{vindbladULS}} \cdot 100 \cdot m \cdot \gamma_m$$

$$M_{\gamma \text{ ALS}} = 185.958 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Alternative 1 gir som regnet ut i b). 1.6 MN kraft. Alternativ 2 gir en kraft på 1.8 MN.

Table 1 – Partial action factor for the limit states

Limit state	Action combinations	Permanent actions (G)	Variable actions (Q)	Environmental actions (E) ^d	Deformation actions (D) ^e
ULS	a ^a	1,3	1,3	0,7	1,0
ULS	b	1,0	1,0	1,3	1,0
SLS		1,0	1,0	1,0	1,0
ALS	Abnormal effect ^b	1,0	1,0	1,0	1,0
ALS	Damaged condition ^c	1,0	1,0	1,0	1,0
FLS		1,0	1,0	1,0	1,0

^a For permanent actions and/or variable actions, an action factor of 1,0 shall be used where this gives the most unfavourable action effect
^b Actions with annual probability of exceedance = 10⁻⁴
^c Environmental actions with annual probability of exceedance = 10⁻²
^d Earthquake shall be handled as environmental action within the limit state design for ULS and ALS (abnormal effect)
^e Applicable for concrete structures

Table 4 – Combination of environmental actions with expected mean values and annual probability of exceedance 10⁻² and 10⁻⁴

Limit state	Wind	Waves	Current	Ice	Snow	Earthquake	Sea level ^a
Ultimate Limit State	10 ⁻²	10 ⁻²	10 ⁻¹	-	-	-	10 ⁻²
	10 ⁻¹	10 ⁻¹	10 ⁻²	-	-	-	10 ⁻²
	10 ⁻¹	10 ⁻¹	10 ⁻¹	10 ⁻²	-	-	m
	-	-	-	-	10 ⁻²	-	m
Accidental Limit State	-	-	-	-	-	10 ⁻²	m
	10 ⁻⁴	10 ⁻²	10 ⁻¹	-	-	-	m*
	10 ⁻²	10 ⁻⁴	10 ⁻¹	-	-	-	m*
	10 ⁻¹	10 ⁻¹	10 ⁻⁴	-	-	-	m*
	-	-	-	10 ⁻⁴	-	-	m
	-	-	-	-	-	10 ⁻⁴	m

^a m - mean water level
m* - mean water level, including the effect of possible storm surge
Seismic response analysis should be carried out for the most critical water level.

Wind moment in the fot of the foundation will:

$$\gamma_m := 1.3$$

$$M_{\gamma} := F \cdot 100 \cdot m \cdot \gamma_m$$

$$M_{\gamma} = 160.096 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Wind moment ULS in the fot of the foundation:

$$B_{\text{vindblad}} := 3.4 \cdot \text{m}$$

$$A_{\text{vindblad}} := 3 \cdot 50 \cdot \text{m} \cdot B_{\text{vindblad}}$$

$$A_{\text{vindblad}} = 510 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m := 1.3$$

$$F_{\text{vindbladULS}} := q_{\text{ULS}}(z) \cdot A_{\text{vindblad}}$$

$$F_{\text{vindbladULS}} = 1.046 \text{ MN}$$

$$M_{\gamma \text{ULS}} := F_{\text{vindbladULS}} \cdot 100 \cdot \text{m} \cdot \gamma_m$$

$$M_{\gamma \text{ULS}} = 136.02 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Wind moment ALS in the fot of the foundation:

$$A_{\text{vindblad}} := 3 \cdot 50 \cdot \text{m} \cdot B_{\text{vindblad}}$$

$$A_{\text{vindblad}} = 510 \text{ m}^2$$

$$\gamma_m := 1.0$$

$$F_{\text{vindbladULS}} := q_{\text{ALS}}(z) \cdot A_{\text{vindblad}}$$

$$F_{\text{vindbladULS}} = 1.86 \text{ MN}$$

$$M_{\gamma \text{ALS}} := F_{\text{vindbladULS}} \cdot 100 \cdot \text{m} \cdot \gamma_m$$

$$M_{\gamma \text{ALS}} = 185.958 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Denne beregningen viser at dimensjonerende vindlast i dette tilfelle blir ALS-kondisjonen. Det vil si 10 000 årskondisjonen. Bredden på vindbladene er avgjørende her. Det var ikke oppgitt i oppgaven, men her har jeg antatt 3.4 meter bredde. Dette bildet endrer seg med bredden på bladene. For akkurat denne bredden blir det liten forskjell på dimensjonerende last for de forskjellige kondisjonene. Det kan kanskje tyde på at man har funnet en god balanse mellom bredde og lengde på vindbladene opp mot tilpasningen av rotoren slik at det får størst virkningsgrad ved 16 m/s?

Opp mot det som er oppgitt i oppgaven så er svaret avhengig hvilken bredde man velger på vindbladene.

d). Finn det største dimensjonerende vindmomentet ved innfestningen av vindmølla.

Svar:

Dimensjonerende innspenningsmoment for fundamentet til vindmølla blir 185 MNm gitt at bredden på bladene er 3.4 meter (valgt fordi dette ikke var oppgitt og at det gir et sammenligningsgrunnlag opp mot den vinden som er optimal for vindmølla).

Oppgave 2

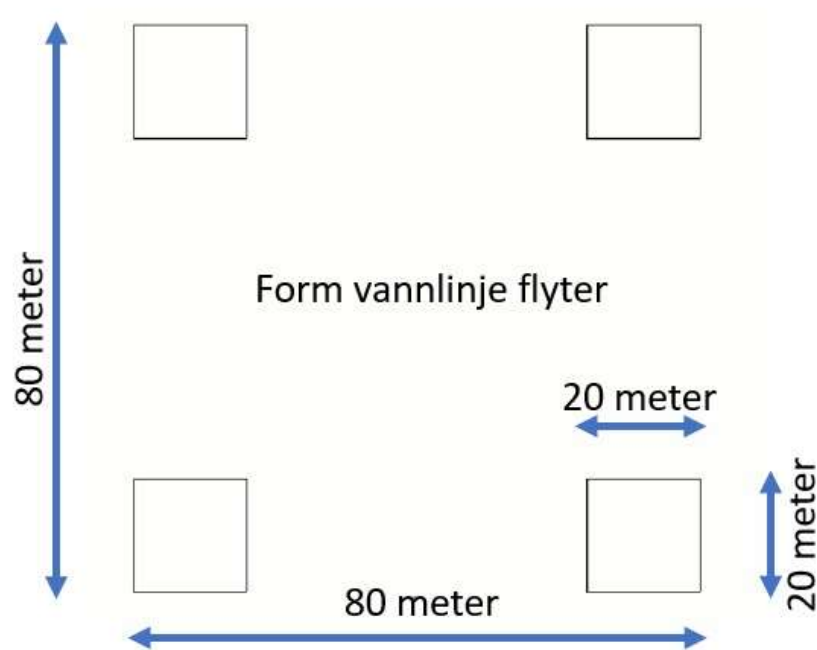


Fig. 6 Snitt i vannoverflata

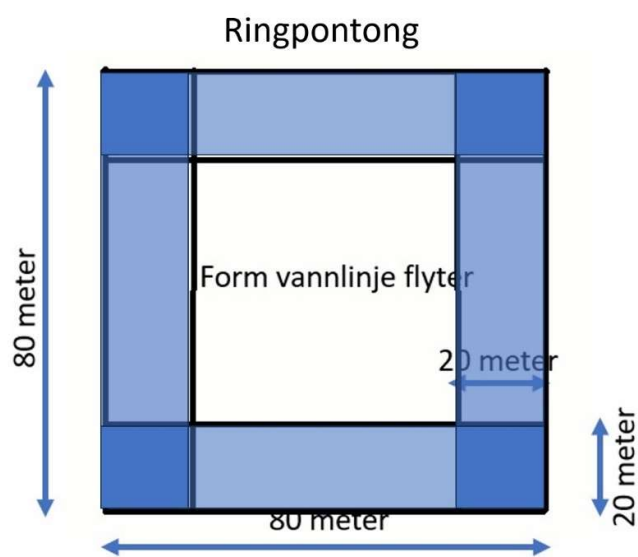


Fig. 7 Fundament/ringpontong sett ovenfra

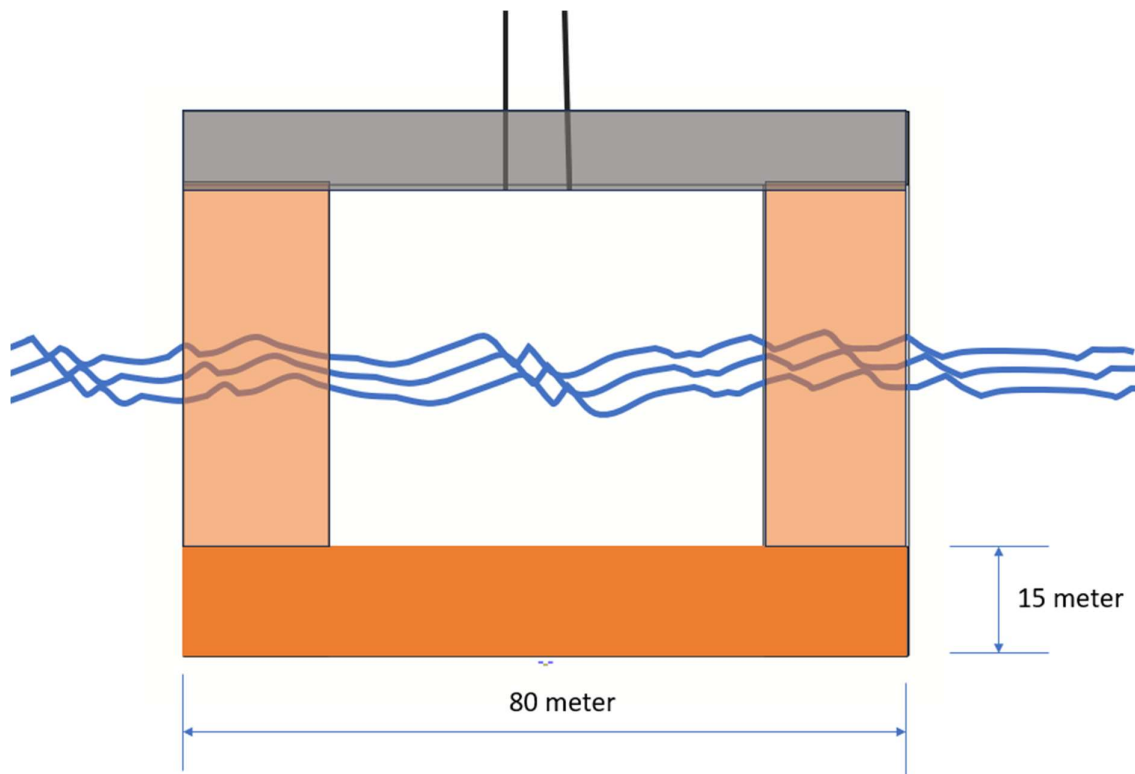


Fig. 8 Fundament/ring-pongtong sett fra siden. Med ring-pongtong menes at det er en sammenhengende pontong som i en ring. I dette tilfelle er den nederste delen en 4-kant, men den er sammenhengende. Det vil si en ring-pontong. Dette er en mer robust løsning enn det tradisjonelle skrogtypen. Det kom et skifte rundt byggingen av Njord A ([Aker Solutions leverer Njord A-plattform](#)).

I denne oppgaven ser vi på konstruksjonen i vannet og hvordan den oppfører seg i vann.

Nøkkelinformasjon for geometrien for denne oppgaven er gitt i figurene over.

a). Du kan anta at deplasementet til denne konstruksjonen er på 55 000 tonn. Ut fra geometrien gitt på figurene 6, 7 og 8. Hva blir dypgangen her? Hva blir vannlinjearealet ved denne dypgangen?

Svar:

Ved et deplasement på 55 000 tonn så vil hele ring-pongtongen være under vann. Det vil si at det er arealet av søylene som er vannlinjearealet. Det er som antydnet på figur 8.

I beregningen har jeg lagt til grunn vekt på vann tilsvarende 1 tonn/m².

Det fordrevne volumet for pontongene og oppdrift fra dem blir:

$$\begin{aligned}\rho_{\text{vann}} &:= 1 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \\ \text{Lengde} &:= 80 \cdot \text{m} \\ \text{Bredde} &:= 80 \cdot \text{m} \\ B_{\text{pontong}} &:= 15 \cdot \text{m} \\ H_{\text{pontong}} &:= 12.9488 \cdot \text{m} \\ V_{\text{pontong}} &:= \text{Lengde} \cdot H_{\text{pontong}} \cdot B_{\text{pontong}}^2 + \left[(\text{Bredde} - 2 \cdot B_{\text{pontong}}) \cdot H_{\text{pontong}} \cdot B_{\text{pontong}}^2 \right] \\ V_{\text{pontong}} &= 50500.32 \cdot \text{m}^3 \\ \Delta_{\text{oppdrift.pontong}} &:= V_{\text{pontong}} \cdot (\rho_{\text{vann}}) \\ \Delta_{\text{oppdrift.pontong}} &= 50500 \text{ ton}\end{aligned}$$

Oppdrift blir 50500 tonn. Det vil si at hele pontongen er under vann siden deplasementet er større (55 000 tonn)

Vannlinja blir derfor arealet av søylene og arealet av søylene er (med bredde 15 m i begge retninger):

$$\begin{aligned}\text{Deplasement} &:= 55000 \text{ ton} \\ A_{\text{vannlinje}} &:= B_{\text{pontong}} \cdot B_{\text{pontong}}^4 \\ A_{\text{vannlinje}} &= 900 \text{ m}^2\end{aligned}$$

=====

Hva er problemet med denne dypgangen opp mot bølger? Ville du hatt mer eller mindre ballast enn dette her? Hvor høy er bølgene typisk ute i havet utenfor Norge?

Svar:

$$h_{\text{soyle}} := \frac{(\text{Deplasement} - \Delta_{\text{oppdrift.pontong}})}{A_{\text{vannlinje}} \cdot \rho_{\text{vann}}}$$

$$h_{\text{soyle}} = 5 \cdot \text{m}$$

$$+ \quad V_{\text{v}} := V_{\text{pontong}} + A_{\text{vannlinje}} \cdot h_{\text{soyle}}$$

$$V = 55000 \cdot \text{m}^3$$

Pongtongene er ca. 5 meter under vann med denne ballasteringen. Problemene denne ballasteringen er at det er bare 5 meter ned til pongtongene og de store bølgene ute i havet er typisk mye større. Det betyr at ikke hele ringpongtongen blir under vann ved ikke altfor store bølger. Typisk «airgap» på slike plattformer er minst 25 meter. Det samme gjelder pongtonger. De er lenger ned i vannet for ikke å bli utsatt for «slamminglaster» osv. og for å minimere bølgelaster. Hvis man minimerer arealet der bølger og vann treffer som vil dette være med på å minimere bølgelastene også. Så dette tilfellet som ville man forsøke å senke plattformen lenger ned, men ikke så langt ned at bølgene treffer dekket. Hvis man har for mye ballast så vil plattformen kunne synke eller bli ustabil og kan tippe rundt.

b). Hva blir egensvingeperioden for denne plattformen for HIV hvis vi ser bort fra "added mass"?

Svar:

Stivheten av vannlinja er en funksjon av vannlinjearealet.

$$k := g \cdot A_{\text{vannlinje}} \cdot \rho_{\text{vann}} \quad k = 8.007 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sirkelfrekvensen blir:

$$\omega_e := \sqrt{\frac{k}{\text{Deplasement}}} \quad \omega_e = 0.401 \frac{1}{\text{s}}$$

Egenperioden blir:

Eigenperiod:

$$T_{\text{v}} := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_e} \quad T = 15.685 \text{ s}$$

Det man ser er at egenperioden blir betydelig høyere enn om ballasten er mindre siden stivheten av vannet blir mindre.

c). Hva er motstandsmomentet mot rull for denne plattformen?

Svar:

Motstandsmomentet blir etter steiners sats:

$$I_{\text{vannflate}} := B_{\text{pontong}} \cdot B_{\text{pontong}} \cdot \left[\frac{(Lengde - B_{\text{pontong}})^2}{2} \right]$$

$$I_{\text{vannflate}} = 237656 \text{ m}^4$$

d). Hvor lavt må tyngdepunktet være for at plattformen skal være stabil?

Svar:

For å finne om plattformen er stabil eller ikke må metasenteret finnes.

$$V = 55000 \text{ m}^3$$

$$BM_{\text{roll}} := \frac{I_{\text{vannflate}}}{V} \quad BM_{\text{roll}} = 4.321 \text{ m}$$

Tyngdepunktet minimum være 17. meter fra bunnen av pongtongen.

e). Hvordan vil du si formen på denne plattformen virker med tanke på stabilitet og oppførsel opp mot en barge (lekter)? Det er 3 måter å oppnå stabilitet for flytere på. Hva vil si om dette konseptet/denne flyteren opp mot stabilitet? Hvilke betraktninger/refleksjoner gjør du med tanke på stabilitet og bevegelser for denne plattformen opp mot en barge (lekter)/skip? Denne plattformen er forankret med forankringslinjer.

Svar:

Hvis vannlinjearealet og ikke motstandsmomentet av vannlinjearealet hadde vært større så ville man hadde mye mer å gå på. Grunnen til at man ikke går for en løsning der pongtongen ligger i vannlinja er at man da vil pådra seg store bølgekrefter. Ved å ha søylene langt ute så ser man av Steiners sats at man da maksimerer motstandsmomentet for å øke stabiliteten maksimalt.

Pongtongene ligger lenger nede for å øke stabiliteten da tyngdepunktet til plattformen blir lenger ned.

Oppgave 3

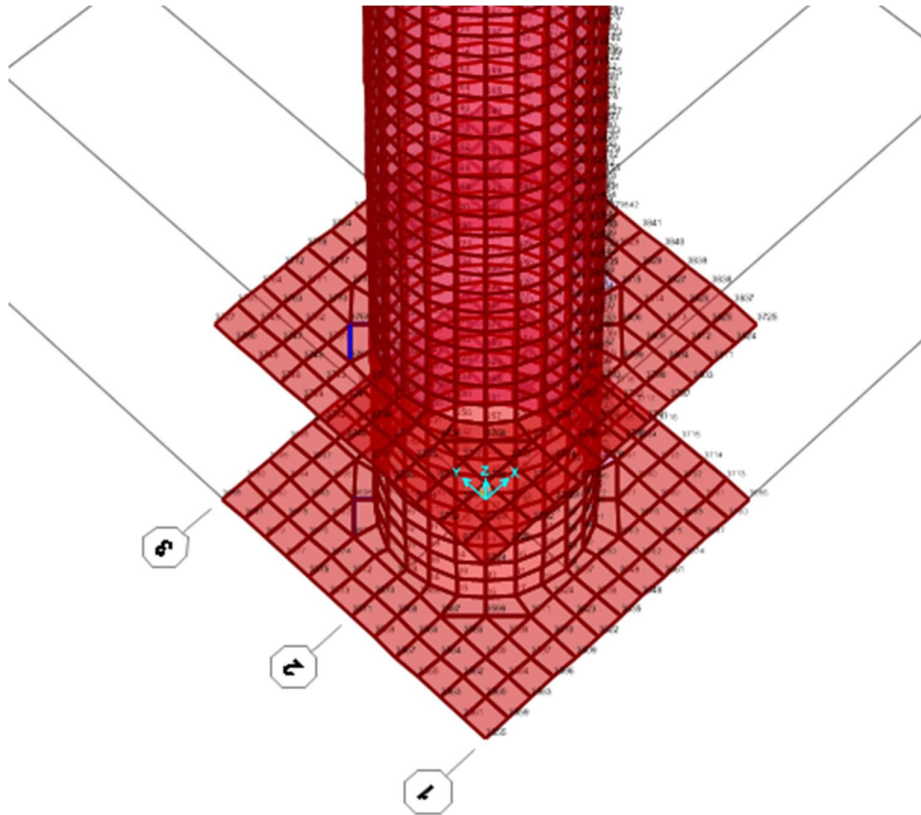


Fig. 9 Supportering av vindmølle i analysemodellen. Ved øverste plate holdes vindmølla fast horisontalt mens strukturen holdt fast både vertikalt og horisontalt (leddet).

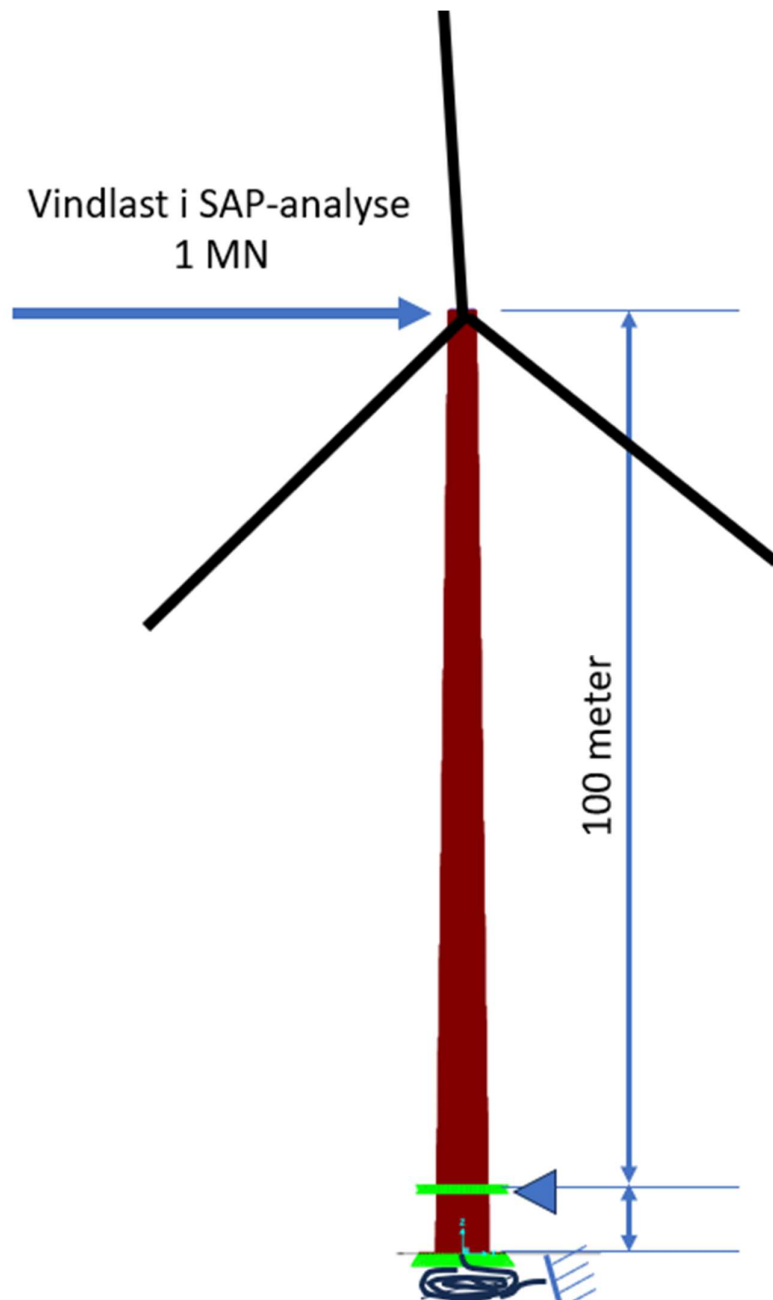


Fig. 10 Analysemodell med supportering. Supporteringen gjør at vindmølla er fastholdt vertikalt nederst i tillegg til horisontalt (med litt innspenning/rotasjonsstivhet).

Spenninger med 1 MN total vindlast i analysen.
Virkelig last må ganges opp med virkelig last.

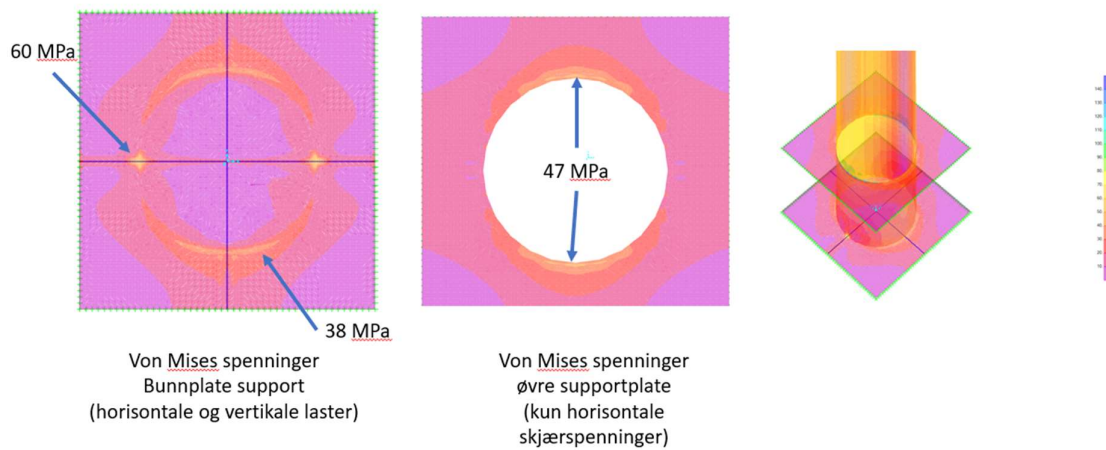


Fig. 11 Analysemodell med supportering. Supporteringen gjør at vindmølla er fastholdt vertikalt nederst i tillegg til horisontalt (med litt innspenning). Dette bildet viser Von Mises spenninger og de største verdiene er angitt på plottet.

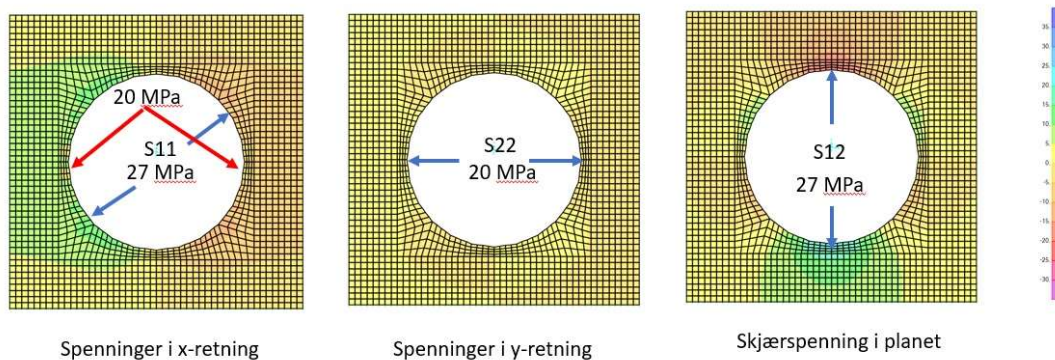


Fig. 12. Hovedspenninger i øvre supportplate. For spenninger i x-retning er det lokale variasjoner ved randen.

a). Finn materialkvalitet samt skisser sveisen med sveisesymbol for den øvre plata, inkludert inspeksjonskategori. Forklar hvorfor du har valgt dette materialet og denne sveisen for denne løsningen (for øvre supportplate).

Svar:

Denne vindmølla holdes på plass av denne plata. Hvis denne plata svikter så vil vindmølla falle ned. Denne konstruksjonen holder hele vindmølla oppe og er derfor en hoved-konstruksjon (den er ikke sekundær eller primær).

Plata er laget for å ta horisontalkrafta. Dette siden plata er dårlig til å ta laster på tvers. Spenningene på figur 12 viser bare spenninger i plateretningen. Bøyesspenninger på tvers av plata kan neglisjeres.

Table 5-1 Classification of structural joints and components

Design Class ¹⁾	Joint complexity ²⁾	Consequences of failure
DC1	High	Applicable for joints and members where failure will have substantial consequences ³⁾ and the structure possesses limited residual strength. ⁴⁾
DC2	Low	
DC3	High	Applicable for joints and members where failure will be without substantial consequences ³⁾ due to residual strength. ⁴⁾
DC4	Low	
DC5	Any	Applicable for joints and members where failure will be without substantial consequences. ³⁾

For å finne materialkvaliteten tar man utgangspunkt NORSOK og finner designklasse. Hovedstål er enten DC1 eller D2. Igjennom å bruke denne plata til å ta opp horisontalkraften er det lettere å skjønne hvordan kreftene blir tatt opp enn et mer komplisert knutepunkt. Ut fra dette kan man si at kompleksiteten til knutepunktet er DC2. Hva som er restkapasiteten til knutepunktet, kan man ikke vite uten å ha regnet på det men det er naturlig å tenke at dette knutepunktets svakeste punkt er utmatning. Vi kan anta at knutepunktet ikke er i nærheten av å kunne ryke på utmatning. Da blir dette knutepunktet et DC2-knutepunkt.

Table 5-2 Correlation between design classes and steel quality level

Design Class	Steel Quality Level			
	I	II	III	IV
DC1	X			
DC2	(X)	X		
DC3	(X)	X		
DC4	(X)		X	
DC5				X

(X) = Selection where the joint strength is based on transference of tensile stresses in the through thickness direction of the plate. See Clause 12.

Ut fra tabell 5-2 så kan man finne hva som er kravet til sveisbarhet og duktilitet. Det gjøres igjennom å finne SKL (steel quality level). Denne plata får SKL = 2.

Ut fra NORSOK kan man derfor finne at f.eks. Y25 kan brukes. De kommer an på utnyttelsen av plata opp mot flytespenning i tillegg til utmatning. Dvs. ei plate med flytespenning 355 MPa.

Y20	5	EN 10225	S355G10+N/G10+M	Plates	I
Y21	5	EN 10225	S355G12+N/G12+M	Rolled sections	I
Y22	5	EN 10225	S355G15+Q/G15+N	Seamless tubulars	I
Y25	5	EN 10225	S355G9+N/G9+M	Plates	II
Y26	5	EN 10225	S355G11+N/G11+M	Rolled sections	II
Y27	4	EN 10225	S355G14+Q/G14+N	Seamless tubulars	II
Y28	3	EN 10225	S355G13+N	Welded tubulars	II

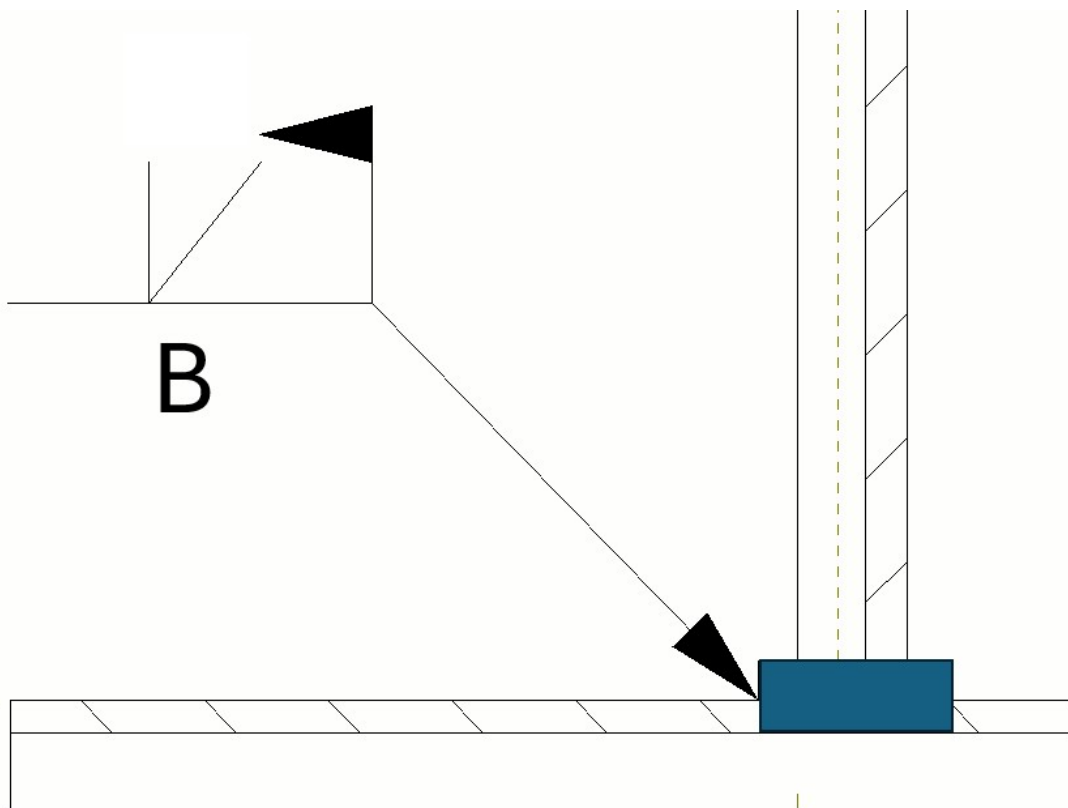
Dette er en **hovedstålkonstruksjon** med en detalj som har stor konsekvens ved brudd. Vi fant ut at det er en DC2 detalj/konstruksjon. Det vil si at det er en inspeksjonskategori ikke lavere enn C (se tabell 5-3 i NORSOK).

Denne konstruksjonen vil bli utsatt for varierende laster hele tiden. Det vil si at den utmatningspåkjent.

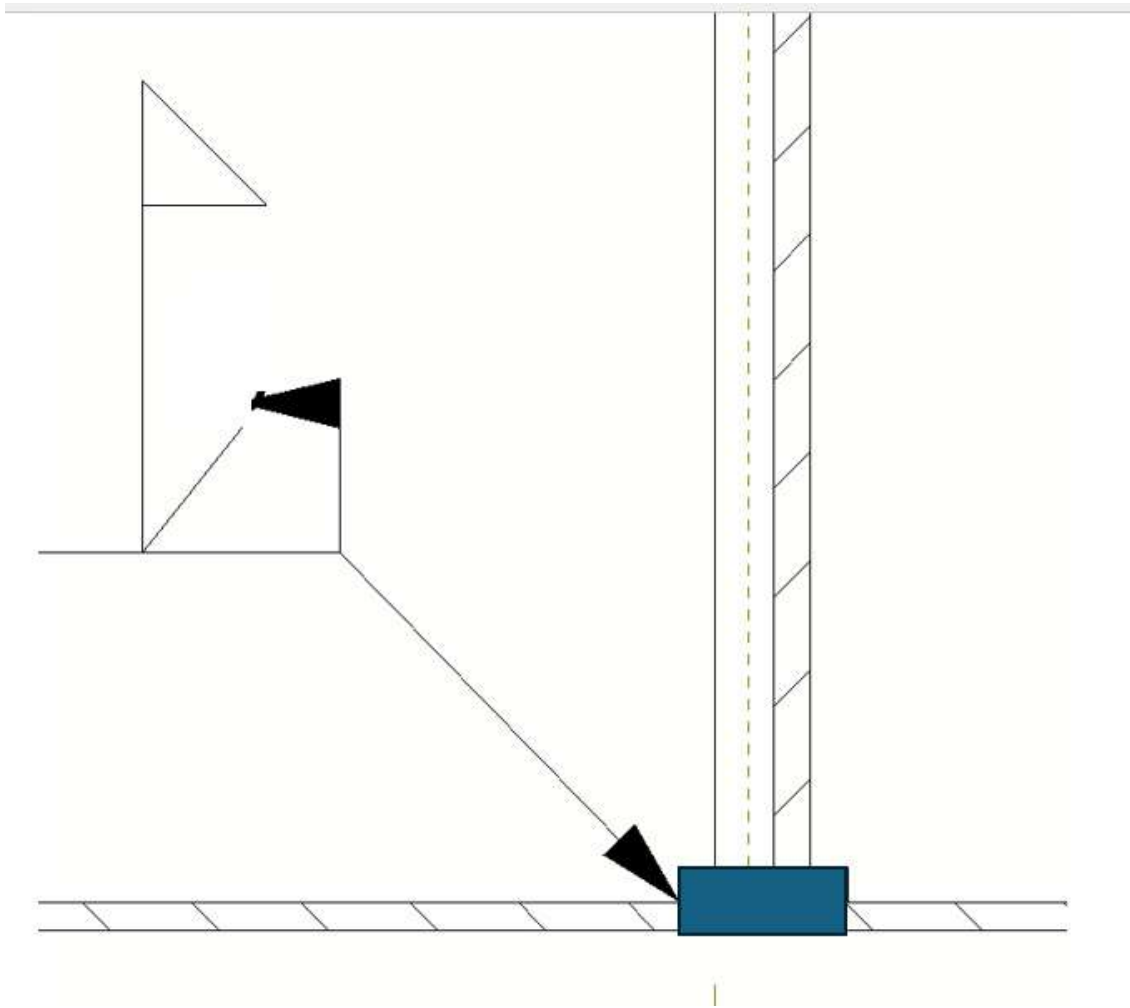
Denne sveisen er der bare for å holde denne plata på plass. Den forbinder plata og røret sammen og er slik sett en del av hovedkonstruksjonen. Man kan derfor tenke seg at man ikke trenger denne sveisen med tanke på styrke, men her antar vi at denne sveisen skal kunne ta hele lasta.

Vi har ikke regnet på om denne sveisen er høyt utnyttet enda og om den har stor restkapasitet med tanke på utmatning men vi kan anta at den er høyt utnyttet. Uten tiltak for å få ned disse spenningene og som i tillegg er på tvers av sveisen kan man si at dette er en A-sveis.

Det er likevel sånn at om denne sveisen ryker så vil ikke denne vindmølla falle ned siden det er utrivning av selv plata eventuelt skjærstyrken på selve røret som er mest kritisk å sjekke her. Det vil si at man har redundans. Jeg vil derfor si at inspeksjonskategori B er riktig her.



Buttsveis



Her ville det vært naturlig med både buttsveis og kilsveis. Kilsveis for å få til en mer rund overgang.

7.7.3 Fabrication of aluminium structures

The welds should be divided into four inspection categories as defined in Table 4.

Principal standard for welding and non-destructive testing is NORSOK M-102.

NOTE NORSOK M-102 is withdrawn, but for the purpose of clause 7.7.3, reference to M-102 is valid. This standard can be found as withdrawn NORSOK standard on [www. standard. no](http://www.standard.no).

Table 4 - Determination of inspection categories for joints subjected to static and fatigue loads

Consequence	High fatigue utilisation ^c	Low fatigue utilisation	
		High tensile stresses ^c	Low tensile stresses
Substantial consequences ^a	A	B	C
Substantial consequences but with reserve strength ^b	B	C	D
Non-substantial consequences	C	D	D

^a "Substantial consequences" in this context means that failure of the joint or member will entail

- danger of loss of human life,
- significant pollution,
- major financial consequences.

^b Residual strength means that the structure meets requirements corresponding to the damaged condition in the check for ALS.

Table 5-3 Determination of inspection category for details with low fatigue utilisation ¹⁾

Design Class	Type of and level of stress and direction in relation to welded joint.	Inspection category ²⁾
DC1 and DC2	Welds subjected to high tensile stresses transverse to the weld. ⁶⁾	A
	Welds with moderate tensile stresses transverse to the weld and/or high shear stresses. ⁷⁾	B ³⁾
	Welds with low tensile stresses transverse to the weld and/or moderate shear stress. ⁸⁾	C ⁴⁾
DC3 and DC4	Welds subjected to high tensile stresses transverse to the weld. ⁶⁾	B ³⁾
	Welds with moderate tensile stresses transverse to the weld and/or high shear stresses. ⁷⁾	C ⁴⁾
	Welds with low tensile stresses transverse to the weld and/or moderate shear stress. ⁸⁾	D ⁵⁾
DC5	All load bearing connections.	D
	Non load bearing connections.	E

b). Marine konstruksjoner er i stor grad utsatt for varierende last primært fra vind og bølger. For vindmøller så er det rotoren (at vindbladene roterer) i seg selv som gir størst utmattingsfase og det kommer i tillegg til utmating fra vind og bølger, inklusiv dynamikk.

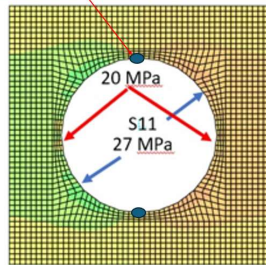
Du kan anta at vi kan se bort fra utmating fra den globale vinden samt bølgekrefter og at vi kun ser på utmating fra at vindmøllen roterer. Vi vet at lasten varierer og ofte antas å være logaritmisk for vind og bølger, men for vindmøller så vil ikke det være det dominerende bidraget. For denne oppgaven ser vi derfor kun på en spenning og en frekvens som vi tror burde være i nærheten av sannheten med tanke på å finne utmattingskapasiteten.

Vi antar at kombinasjonen periode $T = 5$ sekunder (for en rotasjon av vindmøllebladene) samt en vindhastighet på 10 m/s gir et godt overslag. Hvor mange cykler tåler din sveisedetalj med en slik antagelse? Du må finne hva slags SN-kurve som er relevant for din detalj i den forbindelse.

Svar:

Her er det naturlig å se på sveisen flere steder, men noen tallverdier er oppgitt. Vi antar buttsveis, slik at spenningene i sveisen blir lik grunnmaterialet.

Spenninger på tvers av sveisen er veldig liten



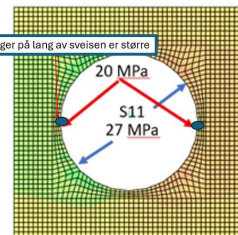
Spenninger i x-retning

W3	2.	2. Partial penetration tee-butt joint or fillet welded joint and effective full penetration in tee-butt joint. See also [2.8].	2.: — Two fatigue assessments are required. Firstly, root cracking is evaluated taking Category W3 for σ_w . σ_w is defined in section [2.3.5]. Secondly, toe cracking is evaluated by determining the stress range in the load-carrying plates and use Category G. — If the requirement in section [2.8] that toe cracking is the most likely failure mode is fulfilled and the edge distance $\geq 10\text{mm}$, Category F1 may be used for partial penetration welds and F3 for fillet welds.
----	----	--	--

Hvis vi ser på sveisen på tvers av kraftretningen så har den minst spenning (nør 0 der sveisen er). Samtidig så gir dette den verste S-N-kurven. Dvs. W3-kurven.

C2		5. Manual fillet or butt welds. 6. Manual or automatic butt welds carried out from one side only, particularly for box girders. — A very good fit between the flange and web plates is essential. Prepare the web edge such that the root face is adequate for the achievement of regular root penetration with out brake-out.
----	--	--

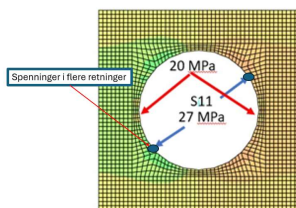
Spenninger på lang av sveisen er større



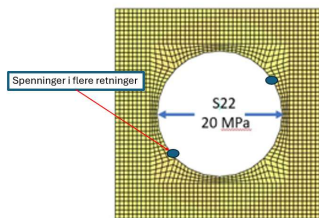
Spenninger i x-retning

Spenningen på langs av sveisen er langt større, men inspeksjonskategorien er langt bedre. Her er den en C2-kategori.

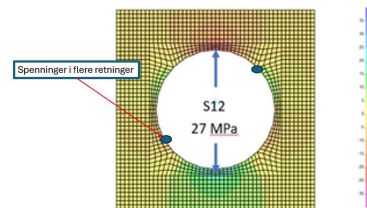
Ett 3. punkt å se på er et punkt imellom der spenningene vil opptre i begge retningene i tillegg til skjær. For å finne spenningen i sveisen da må de ulike komponentene kombineres. Det var ikke tenkt at man skulle regne ut spenninger selv her, men å bruke spenningene som var oppgitt i sveisen direkte. Da er det 2 alternativer her. Enten at man sjekker sveisen på tvers (y-retning) eller på langs (x-retning). Begge deler er greit, men det var ikke oppgitt noen spenninger i punktet på tvers. Det går an å tenke seg til at spenningen blir 0 på tvers her, men det som sagt så er den spenningen liten.



Spenninger i x-retning

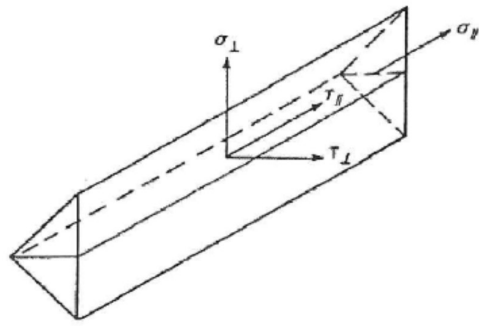


Spenninger i y-retning



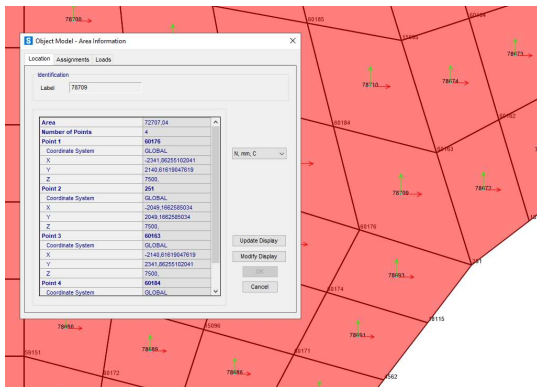
Skjærspenning i planet

For det 3. punktet der det er oppgitt spenninger må altså spenningene kombineres. Nå har jeg sagt her at dette er en buttsveis. Det betyr at formen på sveisen er den samme som for plata (legger ikke til noen spenningskonsentrasjoner her, antar at det er tatt vare på i beregningsmodellen). Spenningene kan tas ut fra SAP2000 modellen.



Figur 4.5 – Spenninger i sveisesnittets plan

Definisjonen for spenningskomponenter i en sveis tas med utgangspunktet i en kilsveis.



Vi antar her at S_{11} virker på tvers av sveisen og at S_{22} .

Spennings på langs av sveisen kan ignoreres.

For dette punktet blir i hovedsak en spennings på tvers av sveisen og spenningsen er ca. 27 MPa.

Skjærspenningsene her er mindre enn 1 MPa. Men hvis jeg konservativt legger inn 2 MPa det vil i ikke det endre på spenningsbildet i sveisen i særlig grad.

$$\sigma_{11} := 27 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{12} := 2 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{\perp} := \sigma_{11}$$

$$\sigma_{\perp} = 27 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{\perp} := \tau_{12}$$

$$\tau_{\perp} = 2 \cdot \text{MPa}$$

$$\tau_{\parallel} := \tau_{\perp}$$

$$\sigma_{w,Ed} := \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \quad \sigma_{w,Ed} = 27.441 \cdot \text{MPa}$$

Total vindkraft for vindmølla med en basisvind på 10 m/s blir:

Calculations for 10 vind:

$$U_0 := 10 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

1 hour mean wind speed:

$$C := 5.73 \cdot 10^{-2} \cdot \left[1 + 0.15 \cdot \frac{U_0}{\left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \right]^{0.5}$$

$$C = 0.091$$

$$U(z) := U_0 \cdot \left(1 + C \cdot \ln \left(\frac{z}{10} \right) \right)$$

$$U(z) = 12.512 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulence intensity factor:

$$I_u(z) := 0.06 \cdot \left[1 + 0.043 \cdot \frac{U_0}{\left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \right] \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{-0.22}$$

$$I_u(z) = 0.047$$

$$t_0 := 3600 \cdot \text{s}$$

Wind gust:

$$U(z, t) := U(z) \cdot \left(1 - 0.41 \cdot I_u(z) \cdot \ln \left(\frac{t}{t_0} \right) \right)$$

$$U(z, t) = 13.823 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Mean wind action:

$$q_{10} := \frac{1}{2} \cdot 1.225 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot U(z, t)^2$$

$$q_{10} = 0.117 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{10} := A_{\text{vindmølle}} \cdot q_{10}$$

$$F_{10} = 0.919 \text{ MN}$$

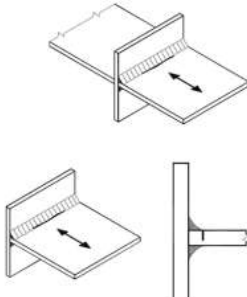
Det betyr at man i dette tilfellet kan regne med en spenning på 27 MPa for en total vindlast på 1 MN. Som vi så i oppgave 1 så er lasten 1.8 MN. Det vil si at den spenningen vi skal regne med her er:

$$\sigma_{w.Ed\gamma} := \sigma_{w.Ed} \cdot \frac{0.9}{\gamma_{M2}} \quad \sigma_{w.Ed\gamma} = 18.998 \text{ MPa}$$

Man regner ikke med lastfaktorer ifm. utmatning/fatigue.

$$\sigma_{w.Ed\gamma} := \sigma_{w.Ed} \cdot \frac{0.9}{\gamma_{M2}} \quad \sigma_{w.Ed\gamma} = 18.998 \text{ MPa}$$

Spennning på tvers av sveisen blir W3 (laveste klasse):

W3	2. 	2. Partial penetration tee-joint or fillet welded joint and effective full penetration in tee-butt joint. See also [2.8].	2.: - Two fatigue assessments are required. Firstly, root cracking is evaluated taking Category W3 for σ_w. σ_w is defined in section [2.3.5]. Secondly, toe cracking is evaluated by determining the stress range in the load-carrying plates and use Category G. - If the requirement in section [2.8] that toe cracking is the most likely failure mode is fulfilled and the edge distance $\geq 10\text{mm}$, Category F1 may be used for partial penetration welds and F3 for fillet welds.
----	---	--	---

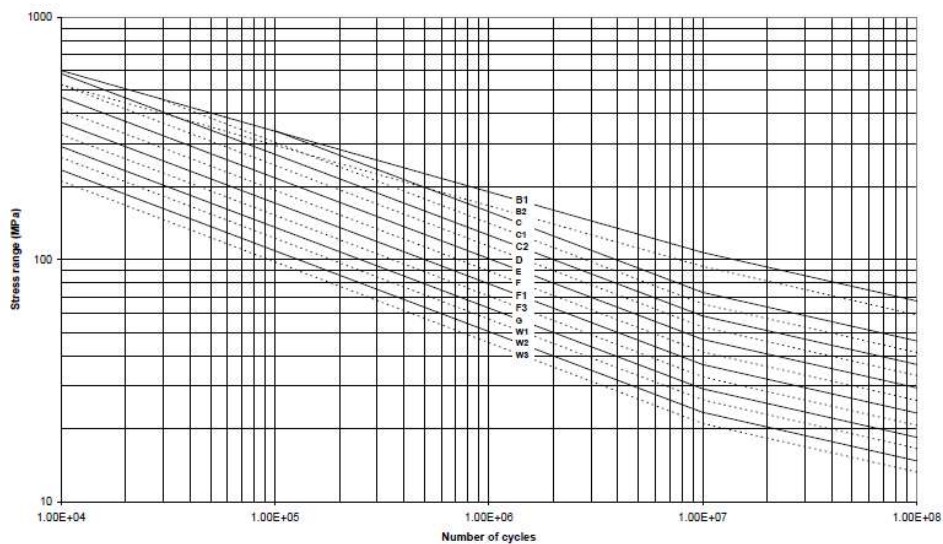


Figure 2-6
S-N curves in air

Table 2-1 S-N curves in air						
S-N curve	$N \leq 10^7$ cycles		$N > 10^7$ cycles $\log \bar{a}_2$ $m_2 = 5.0$	Fatigue limit at 10^7 cycles *)	Thickness exponent k	Structural stress concentration embedded in the detail (S-N class), ref. also equation (2.3.2)
	m_1	$\log \bar{a}_1$				
B1	4.0	15.117	17.146	106.97	0	
B2	4.0	14.885	16.856	93.59	0	
C	3.0	12.592	16.320	73.10	0.15	
C1	3.0	12.449	16.081	65.50	0.15	
C2	3.0	12.301	15.835	58.48	0.15	
D	3.0	12.164	15.606	52.63	0.20	1.00
E	3.0	12.010	15.350	46.78	0.20	1.13
F	3.0	11.855	15.091	41.52	0.25	1.27
F1	3.0	11.699	14.832	36.84	0.25	1.43
F3	3.0	11.546	14.576	32.75	0.25	1.61
G	3.0	11.398	14.330	29.24	0.25	1.80
W1	3.0	11.261	14.101	26.32	0.25	2.00
W2	3.0	11.107	13.845	23.39	0.25	2.25
W3	3.0	10.970	13.617	21.05	0.25	2.50
T	3.0	12.164	15.606	52.63	0.25 for SCF ≤ 10.0 0.30 for SCF > 10.0	1.00

*) see also section 2.11

Vi antar at spenningen varierer fram og tilbake. Det vil si at spenningsvidden blir 38 MPa.

$$\Delta\sigma := 2 \cdot \sigma_w \cdot E_d \gamma$$

$$\Delta\sigma = 37.995 \cdot \text{MPa}$$

Antall cykler som denne sveisen tåler med denne spenninger er 677361 cykler.

Siden vindmølla bruker 5 sekunder på å gå rundt 1 gang så blir det en totaltid på 3386804 sekunder.

Dvs. at denne sveisen havarer etter 39 døgn.

$$\text{Dogn} := 24 \cdot 3600 \cdot \text{s}$$

$$\text{Dogn} = 86400 \text{ s}$$

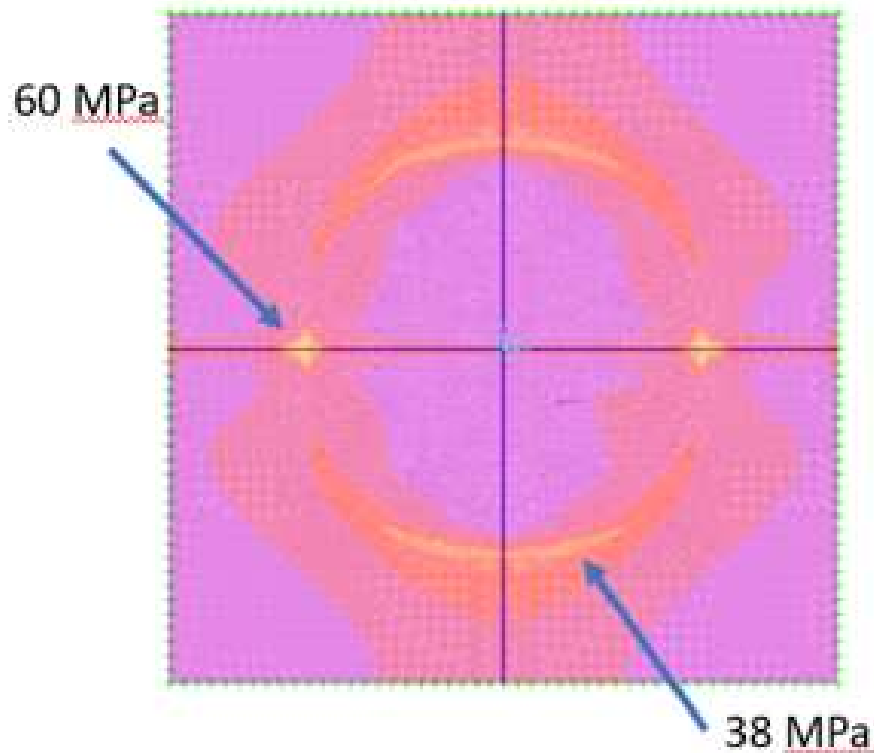
$$\text{Antall} := \frac{\text{tid}}{\text{Dogn}}$$

$$\text{Antall} = 39.199$$

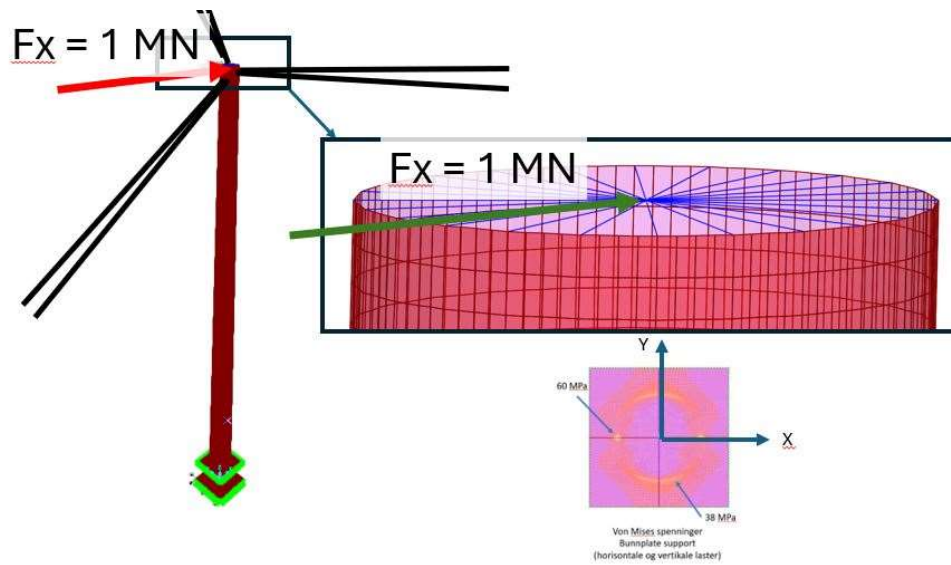
c). Under bunnplata (den nederste horisontale plata) er det lagt inn bjelker i kryss for å holde vindmølla vertikalt. På figur 11 viser beregningene lokale spenningsvariasjoner og at spenningene er spesielt høye i forbindelsen mellom de platene som er lagt i kryss under og det horisontale bunnplata. Slike lokale spenningstopper forsøker vi å unngå for utmatingspåkjennte konstruksjoner. Har du et forslag til hvordan man kan få utjevnet disse spenningene slik at konstruksjonen blir mindre utmatingsutsatt?

Svar:

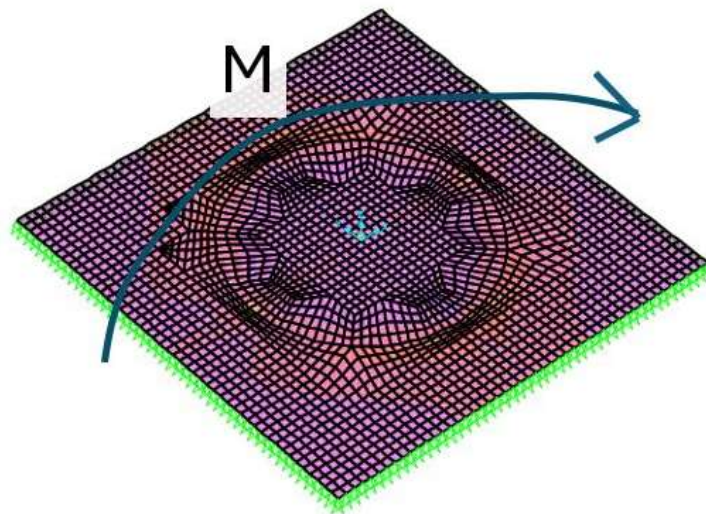
Her varierer spenningene som en funksjon av lasten og lasten er funksjon av moment som kraft ganger arm. Da skulle det ikke overraske noen at spenningen og responsen går i samme retning som kraften. Her er kraften satt på i x-retning. Spenningen får et lokalt hopp i samme retning som kraften siden den er så tynn at den gir etter uten å klare å fordele kreftene over tverrsnittet. Det er stor forskjell mellom nominelle og reelle spenninger kan du si.



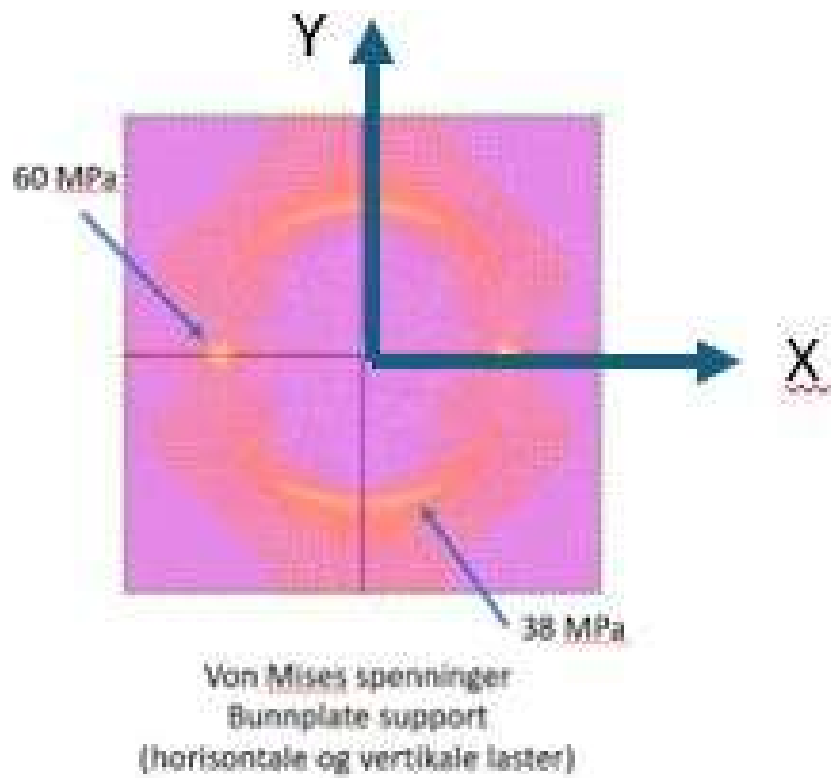
Von Mises spenninger
Bunnplate support
(horisontale og vertikale laster)



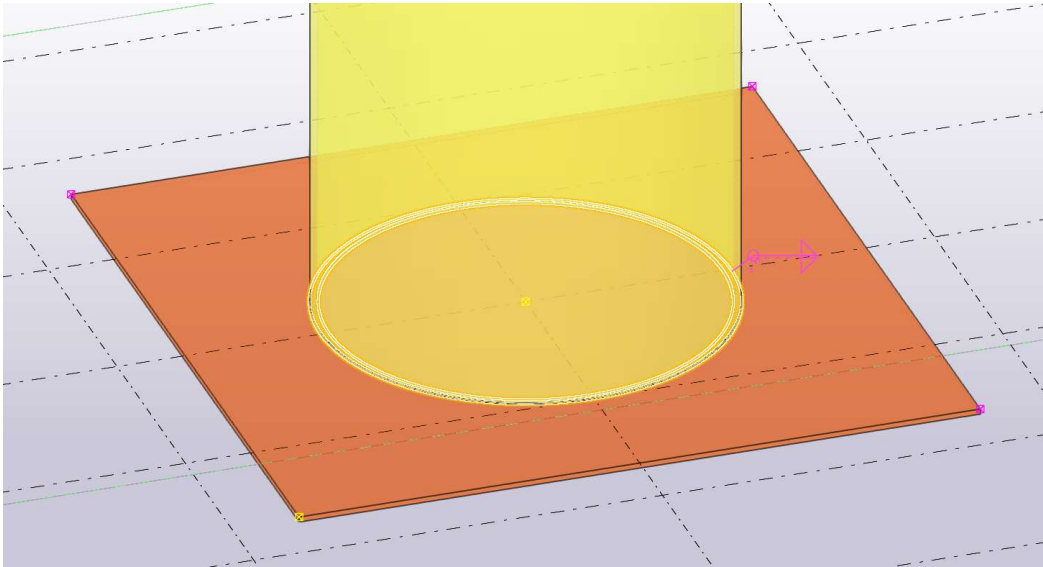
Kraftmodell



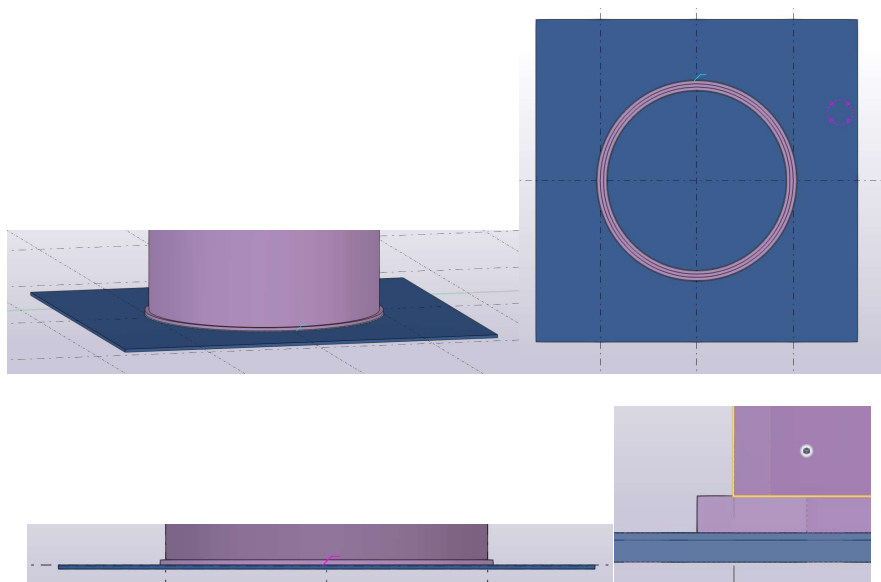
På satt moment



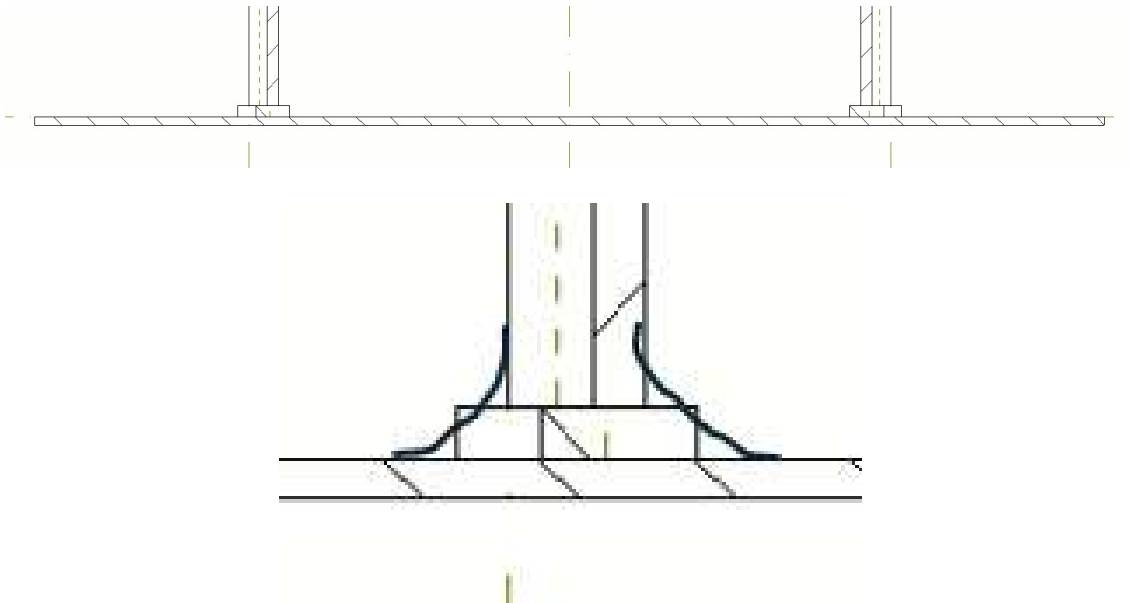
Spenningsfordeling det tykkelsen på røret er 50 mm og tykkelsen på plata er 80 mm. når plata er utsatt for et slikt moment.



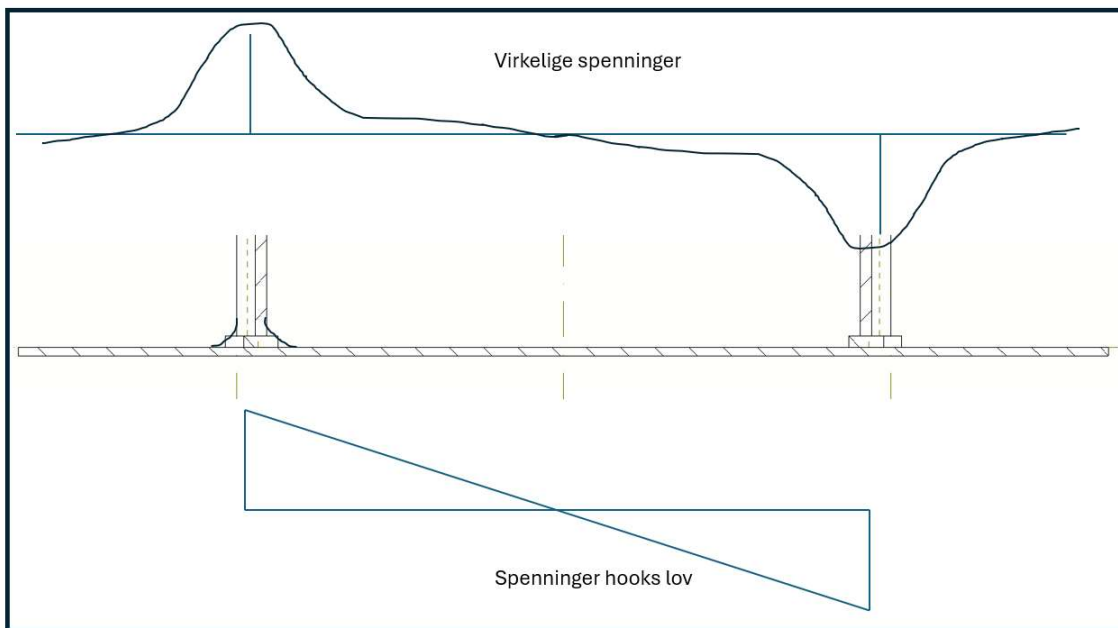
Sveis i overgang mellom plate og rør fordeler spenningene og hvor store spenningene blir lokalt kommer an på hvordan overgangen er utformet. Her er det lagt inn en kilsveis på innsiden og utsiden av røret (da må noen være inne i røret for å sveise, noe som kan være upraktisk). Kilsveisen gir en mer gradvis overgang fra rør til plate.



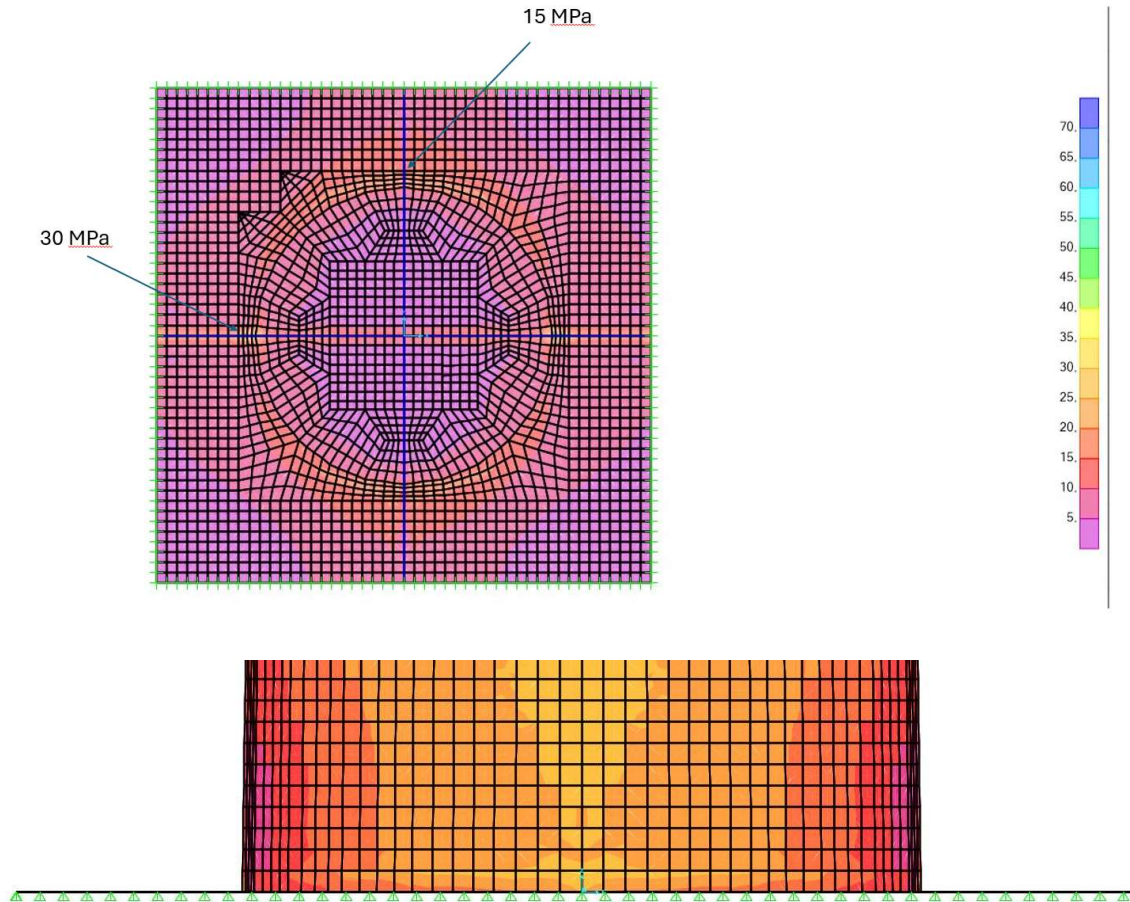
Ved å lage den nederste overganger tykkere med en flens vil man få til en mer gradvis overgang som gir et bedre spenningsbilde, men samtidig vil man også få fordelt spenningene slik at de blir mer lineært og mer lik det det ville vært hvis man har regnet med bjelkeelementer her (nominelle spenninger).



En bedre overgang, men tanke på spenninger lokalt.



For å få lineære spenninger over tverrsnittet må spesielt denne bunnplata/flensen være stiv nok. Ellers vil de virkelige spenningene bli som over. Spenninger etter Hooks lov er nominelle spenninger. Platetykkelsen på selve røret kan også ha noe å si men her er det mest om å gjøre at dette røret er så stivt at man unngår knekning. Skissen antyder også en mer gradvis overgang med tanke på spenninger.



Von mises spenninger med platetykkelser 200 mm på rør og 100 mm på plata. Her ser man at spenningene blir lavere da platetykkelsene er større, men samtidig ligner også spenningene mer på Hooks lov på selve røret. Det vil si at som vist på skissen over.

Von mises inneholder også skjærbidrag som forkludrer bildet litt, men budskapet er det samme. Det er 2 viktige stikkord.

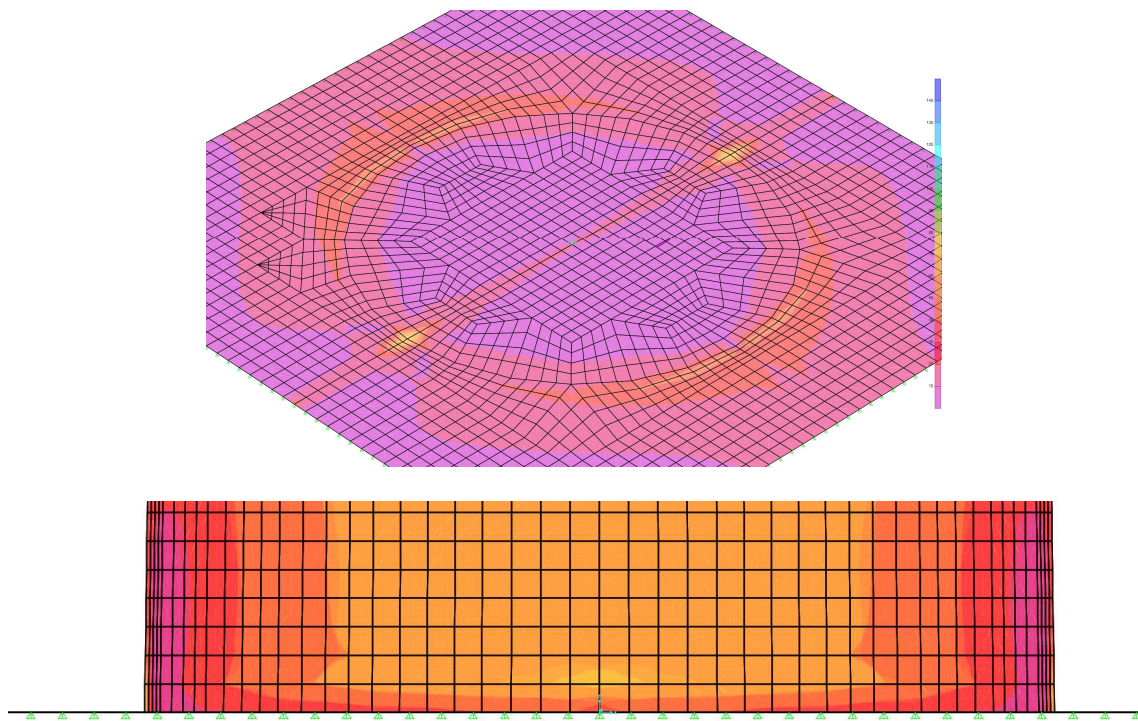
1. Kreftene følger stivheten og da er det 2 veier å gå hvis man ønsker å redusere lokale spenningstoppene. Hvis man øker stivheten på plata med en flens som er vanlig så vil man få mer lineære spenninger over tverrsnittet. En flens vil også gjøre overgangen mot plata mykere.
2. Man kunne også redusert plata lokalt det spenningene er høye da ville kreftene gå ned der lokalt. Noen ganger hvis problemet er stort, f.eks. at man finner sprekker så kan man rett og slett skjære hull der. Da er man sikker på at det ikke er noen spenninger der og at kreftene må gå andre steder. Dette forutsatt at man har stort nok tverrsnitt til å ta kreftene totalt sett.

For en vindmølle så kommer ikke lastene fra en retning og disse spenningene som er vist her er for en vindretning. Punkt 2 vil derfor ikke være løsningen her. Løsningen er å legge inn en flens. Da får

man redusert spenningspeakene i overgangen og man får også fordelt kreftene/spenningene bedre over tverrsnittet. Man kan gjøre slike spenningsberegninger for å se hva som er fornuft størrelser på denne overgangen med tanke på platetykkelser.



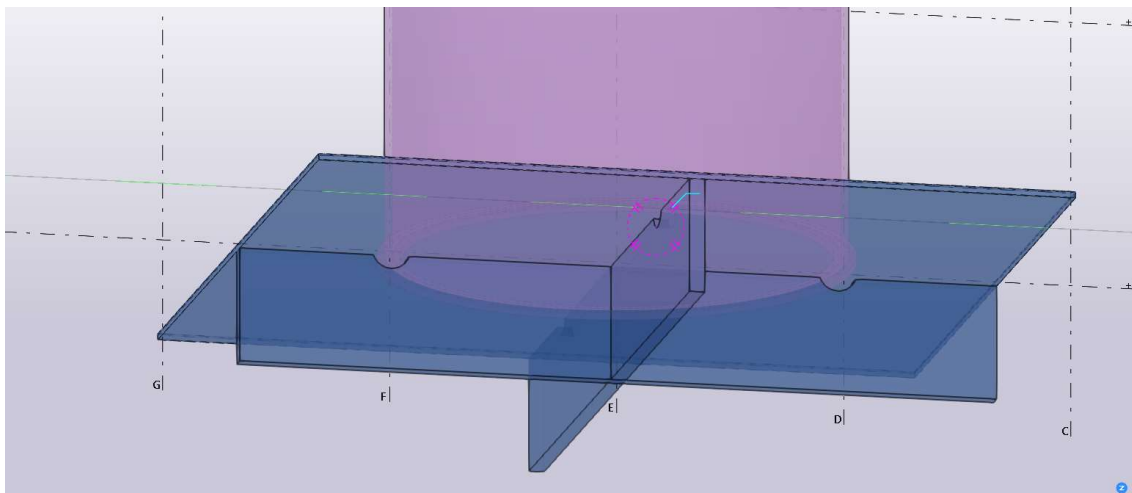
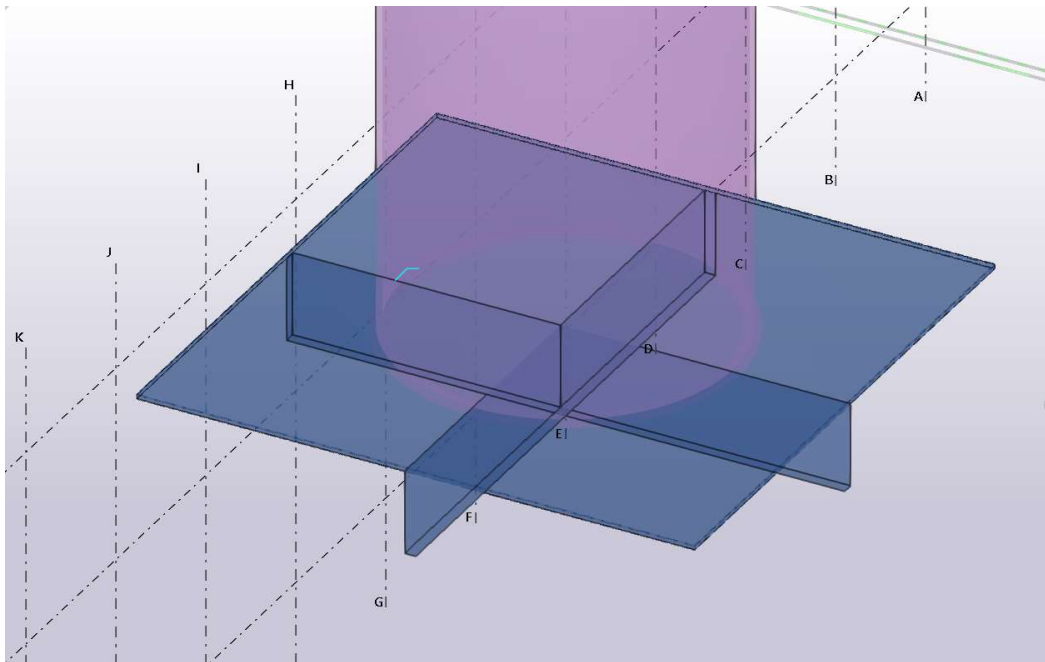
Eksempel på overgang for vindmølle på land. Her ser en at det er lagt inn en tykkere flens nederst. Det gir en bedre overgang med tanke på spenninger lokalt, men også at man får fordelt kreftene bedre.



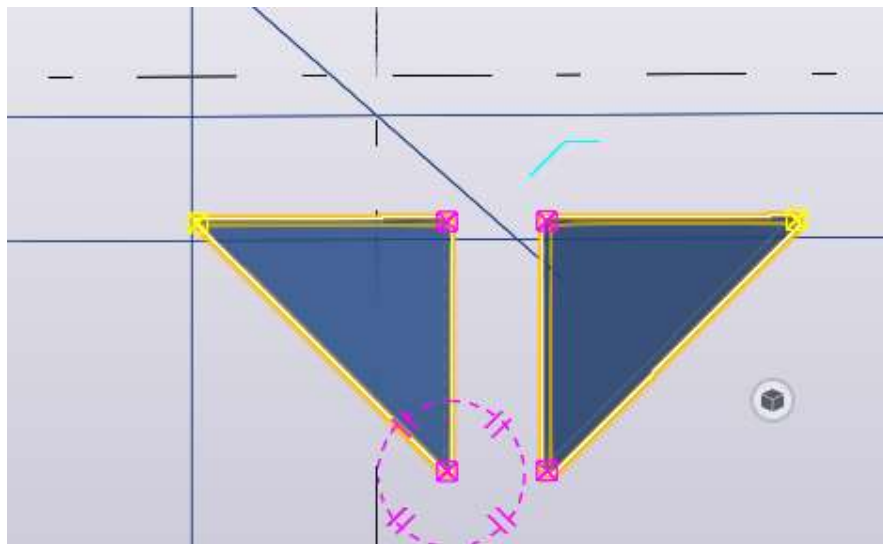
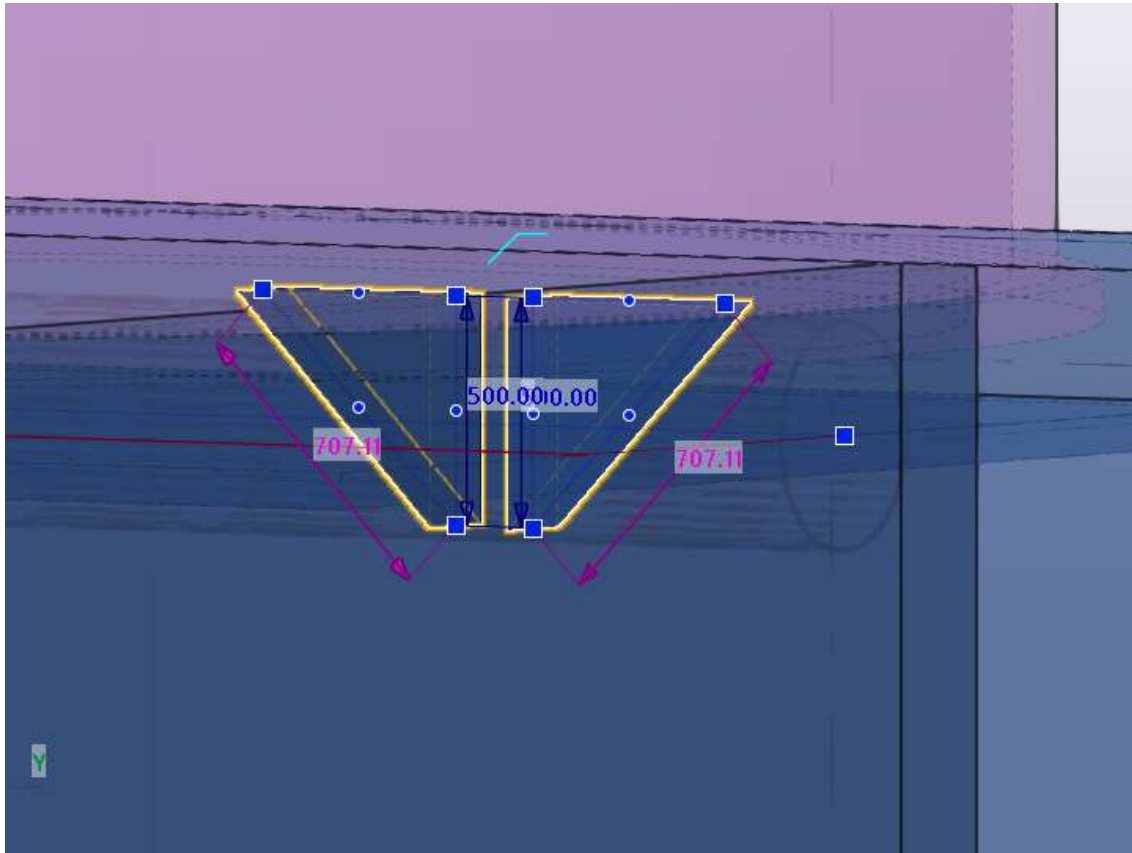
Von mises spenninger med platetykkelser 50 mm på rør og 80 mm på plata. Her ser man at spenningene ikke varierer lineært over røret som i Hook lov.

Dette er Von mises spenninger som også inneholder skjærspenninger og i denne modellen har røret samme dimensjon hele veien.

I disse beregningene er det i virkeligheten ikke lagt inn noe kryss under, men det ville bare forsterke fenomenet med lokale krefter. Da kunne det det vært en aktuell løsning å legge inn «musehull» i platene under for å gjøre overgangen mykere.



Løsningen med kryss under kan være å kutte hull i plata ifm. overgang. Da blir denne supporten mindre stiv, men uansett så har man antatt at denne supporten ikke er fullt innspent. Det antydes at man kan nyttiggjøre seg av noe stivhet her. Uansett så er det den øvre plata som holder denne plata på plass sideveis. Hovedfunksjonen til denne delen av konstruksjonen er å forhindre translasjoner og ikke rotasjoner.



Eller å legge inn stivere

