

Stian Jørgensen
Jonas Svendsbøe Høyland

Design av offshore Multiturbinkonstruksjon Windcatcher

Bacheloroppgave i Byggingeniør

Veileder: Jomar Tørset

Mai 2023

Stian Jørgensen
Jonas Svendsbøe Høyland

Design av offshore Multiturbinkonstruksjon Windcatcher

Bacheloroppgave i Byggingeniør
Veileder: Jomar Tørset
Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Design av offshore Multiturbinkonstruksjon Windcatcher

Design of the offshore multi-turbine structure
Windcatcher

Trondheim Mai 2023

Navn studenter:

Stian Jørgensen

Jonas Svendsbøe Høyland

Intern veileder:

Jomar Tørset

Ekstern veileder:

Jan Wigaard

Prosjektnr:

2023 - 15

Rapporten er

ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

I denne bacheloroppgaven skal gruppen utføre en forenklet design av en offshore multiturbinkonstruksjon, som har utforming inspirert av konstruksjonen til Windcatching Systems AS. Konstruksjonen vår skal være 300 meter høy og 300 meter bred og skal bære 100 mindre vindturbiner. Plassering av konstruksjonen er satt til Utsira nord, som er et havareal myndighetene har avsatt til installasjon av vindmøller.

Målet med oppgaven er å sammenligne to forskjellige beregningsmodeller, fagverksmodell og rammemodell, og se hvordan disse påvirker det endelige designet av konstruksjonen. Designet avgrenses til stålrammen av konstruksjonen, hvor vi skal beregne dimensjoner på stålstaver og sveiser.

Stikkord fra prosjektet:

Stål, dimensjonering, offshore, vindlaster, knekking, statikk, likevekt, moment, aksialkraft, tverrsnitt, skjær, Europeisk standard, kapasitet, NORSOK, NS-EN1993-1-1

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av to studenter ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Fakultetet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven ble skrevet våren 2023 og utgjør den siste delen av den treårige bygg-ingeniør utdanningen ved NTNU.

Gruppen kom i kontakt med det norske selskapet Windcatching Systems AS gjennom vår interne veileder ved fakultetet. Bedriften gav innledningsvis informasjon om den innovative konstruksjonen som ble utgangspunktet for vår oppgave. Vi fikk god innføring i komplekse problemstillinger som ingeniører har tatt stilling til ved design av den flytende konstruksjonen.

Vi ønsker å takke vår interne veileder Jomar Tørset for god veiledning og inspirasjon under hele prosessen. I tillegg en ekstra takk for god innføring og veiledning i programvaren SAP2000 og Idea Statica. Til slutt ønsker vi å takke våre foreldre for god støtte gjennom studietiden og medstudenter fra instituttet for mange gode faglige diskusjoner.

Trondheim, mai 2023



Stian Jørgensen



Jonas Svendsbøe Høyland

Sammendrag

Denne bacheloroppgaven tar for seg et forenklet design av en offshore multiturbinkonstruksjon, som har utforming inspirert av konstruksjonen til Windcatching Systems AS. Konstruksjonen som designes skal være 300 meter høy og 300 meter bred, og skal bære 100 mindre vindturbiner.

Hovedmaterialet i konstruksjonen er stål. Stål fremstår som ett av verdens viktigste byggematerialer. Sett i et livsløpsperspektiv er stål miljøvennlig og bestandig. Materialet fremstår som 100% resirkulerbart og vil spille en viktig rolle i det grønne skiftet. Stål er mye benyttet ettersom det har en høy styrke, lang levetid og er enkel å vedlikeholde.

Stavelementer og sveiser designes for å motstå statiske vindlaste, samt egenvekt av stavene og vindturbinene. De dimensjonerende statiske vindlastene blir regnet ut i henhold til gyldige standarder og regelverk. Egenvekten av stavelementer blir beregnet i henhold til massetettheten av valgt stålmateriale, mens egenvekten av vindturbiner kommer fra egen antakelse.

Konstruksjonen er designet etter to forskjellige beregningsmodeller; fagverksmodell og rammemodell. Det ble studert hvordan valg av beregningsmodell påvirket statikken i konstruksjonen, kraftforløp, detaljutforming av knutepunkter og nødvendige tverrsnittsdimensjoner. Fagverksmodellen ble dimensjonert etter aksial og knekkapasitet, mens rammemodellen ble kontrollert mot aksial, skjær, bøyemoment, bøyeknekk og knutepunktskapasitet. Design-resultatene er utført etter bruddgrensetilstand (ULS) for to ulike lasttilfeller; full dimensjonerende vindlast og uten vindlast. Det konkluderes med at rammemodellen gir best forutsetning for et design av denne konstruksjonen.

I diskusjonen drøfter gruppa rundt valg som er tatt og hvilke endringer vi kunne gjort. Det diskuteres også dynamiske laster som er utelatt fra analysen og hvordan disse ville påvirket konstruksjonen. Resultatene våre for tverrsnittsdimensjoner endte litt for store i forhold til hva som egner seg for en flytende offshore konstruksjon. Dette drøftes også under diskusjon.

Abstract

This bachelor's thesis addresses a simplified design of an offshore multi-turbine structure, which has a design inspired by the construction of Windcatching Systems AS. The structure being designed is going to be 300 meters high and 300 meters wide and should bear 100 smaller wind turbines.

The main material in the construction is steel. Steel stands out as one of the world's most important building materials. From a lifespan perspective, steel is environmentally friendly and resistant. The material is 100% recyclable and will play an important role in the green transition. Steel is widely used because it has high strength, long lifespan, and is easy to maintain.

Structural elements and welds are designed to resist static wind loads, as well as the self-weight of the columns and wind turbines. The static wind loads are calculated in accordance with valid standards and regulations. The self-weight of the structural elements is calculated based on the mass density of the chosen steel material, while the self-weight of the wind turbines comes from own assumptions.

The construction is designed according to two different calculation models: truss model and frame model. It was studied how the choice of calculation model affected the statics of the structure, force flow, detail design of nodal points, and necessary cross-sectional dimensions. The truss model was dimensioned according to axial and buckling capacity, while the frame model was checked against axial, shear, bending moment, buckling, and nodal point capacity. The design results are performed according to ultimate limit state for two different load cases: full dimensioning wind load and without wind load. It is concluded that the frame model provides the best prerequisite for a design of this structure.

In the discussion, the group reflects on the choices that were made and what changes we could have made. Dynamic loads that are omitted from the analysis and how these would have affected the structure are also discussed. Our results for cross-sectional dimensions ended up a bit too large compared to what is suitable for a floating offshore construction. This is also discussed in the discussion section.

Innholdsfortegnelse

PROBLEMDEFINERING, PROSJEKTBEKRIVELSE OG RESULTATMÅL	III
FORORD	V
SAMMENDRAG	VII
ABSTRACT	IX
FIGURLISTE:	XV
TABELLISTE	XVIII
INNLEDNING	1
1.1 MÅL OG PROBLEMSTILLING.....	1
1.2 AVGRENSNINGER.....	1
1.4 OPPGAVENS STRUKTUR.....	2
2.0 WINDCATCHING SYSTEM AS	2
2.1 OM SELSKAPET.....	2
2.1.1 Selskapets bakgrunn og mål.....	3
3.0 TEORI	3
3.1 VINDTURBINER.....	3
3.2 STÅLKONSTRUKSJONER	4
3.2.1 Generelt	4
3.2.2 Fremstilling	4
3.3 DESIGN AV STÅLKONSTRUKSJONER	6
3.3.1 Design klasser	7
3.3.2 Tverrsnittklasser	7
3.3.3 Statisk system	8
3.3.4 Kneking	8
3.3.5 Eulerstaven	11
3.4.3 Elastisk tverrsnitts kapasitet: Skjær, aksial og moment interaksjon.....	13
3.4.4 Knutepunkt	14
3.4.5 Sveiser.....	18
3.5 LASTER	22
3.6 PROGRAMVARE	24
3.6.1 SAP200.....	24
3.6.2 Idea Statica	24

3.6.3 <i>Microsoft Excel</i>	25
3.7 REGELVERK.....	26
3.7.1 <i>Lover og forskrifter</i>	26
3.7.2 <i>Standarder</i>	27
3.7.3 <i>NORSOK</i>	28
4.0 METODE	29
4.1 MODELLERING	29
4.2 LASTER	31
4.2.1 <i>Vindlast</i>	31
4.2.2 <i>Vindturbiner</i>	31
4.2.3 <i>Egenvekt staver</i>	31
4.3 BRUKS OG BRUDDGRENSETILSTAND	31
4.4 ANALYSEMETODEN	32
4.5 DIMENSJONERING.....	32
4.6 RESULTATER	33
5.0 DIMENSJONERING	34
5.1 MATERIAL.....	34
5.1.1 <i>Design klasse</i>	34
5.1.2 <i>Stålkvalitet</i>	35
5.1.3 <i>Inspeksjonskategori</i>	36
5.1.4 <i>materialkvalitet</i>	36
5.2 LASTER	37
5.2.1 <i>Vindlast på konstruksjon</i>	37
5.3 KREFTER I STAVER	42
5.4 AKSIALKAPASITET (FAGVERKSMODELL).....	48
5.5 INTERAKSJON AKSIALKAPASITET, SKJÆR OG MOMENT (RAMMEKONSTRUKSJON)	53
5.6 KNEKKAPASITET	59
5.6.1 <i>KNEKK - FAGVERKSMODELL:</i>	61
5.6.2 <i>BØYKNEKK - RAMMEMODELL:</i>	65
5.7 KNOTEPUNKT	70
5.8 INNFESTNING AV VINDTURBINER	77
5.8.1 <i>Tverrsnittets kapasitet av utkrager</i>	77
5.8.2 <i>Dimensjonering av tilhørende sveis</i>	79
5.9 SVEIS MELLOM STEGSTAV 3 OG GURTSTAV 3.	84

6 RESULTAT	87
6.1 TVERRSNITTS DIMENSJONER.....	87
6.2 UT KRAGER MED TILHØRENDE SVEIS.....	90
6.3 SVEIS MELLOM STEGSTAV 3 OG GURTSTAV 3	91
7 DISKUSJON	92
7.1 LASTER	92
7.1.1 <i>Bølger</i>	92
7.1.2 <i>Vind</i>	93
7.1.3 <i>Roterende vindturbin</i>	93
7.2 BEREGNINGSMODELL.....	94
7.2.1 <i>Statisk system</i>	94
7.2.2 <i>Minifagverk</i>	95
7.2.3 <i>Sveiser</i>	96
7.3 FORBEDRING AV DESIGN.....	96
7.3.1 <i>Koniske overganger</i>	96
7.3.2 <i>Endring av geometri</i>	97
7.3.3 <i>Endring av design klasse</i>	98
7.3.4 <i>Buttsveis</i>	98
7.3 VÅRE RESULTATER.....	99
8 KONKLUSJON	100
9 REFLEKSJON	101
REFERANSELISTE.....	102
VEDLEGG LISTE.....	106

Figurliste:

Figur 1 Illustrasjonsfoto av Windcatcher (7).....	2
Figur 2 illustrerer hierarki for beslutninger	6
Figur 3 Representerer knekkformen for en stav utsatt for sentrisk trykk. F representerer en påsatt kraft.....	9
Figur 4 Illustrer reduksjonsfaktor χ mot den relative slankheten λ . Bildet er hentet fra (5).....	10
Figur 5 Illustrerer knekkklengder for fire typer opplager. Utledet av Euler.....	11
Figur 6 klassifiserer K knutepunkt. Hentet fra figur 2 punkt 7.4.2 (6).....	15
Figur 7 Klassifiserer Y knutepunkt. Hentet fra figur 2 punkt 7.4.2 (6).....	15
Figur 8 Klassifiserer x knutepunkt. Hentet fra figur 2 punkt 7.4.2 (6).....	15
Figur 9 illustrer boltet forbindelse. Hentet fra Idea Statica	16
Figur 10 Illustrerer en stabilitetsanalyse med ulike stivheter. Bildet er hentet fra (1).....	17
Figur 11 Illustrer sveising av rørknutepunkt for jackets på Aker Verdal. Bildet hentet fra (4).....	19
Figur 12 Kilsveis md en kraft i vilkårlig retning. Hentet fra (1).....	21
Figur 13 Lastfaktorer iht. NORSOK N-001. Hentet fra (18).....	22
Figur 15 Fagverksmodell utført i SAP2000, bildet hentet fra (2).....	24
Figur 14 Fagverksmodell utført i SAP2000, bildet hentet fra (3).....	24
Figur 16 Sammenligning av CBFEM Model og Component Model, hentet fra hjemmesiden stil Ideastatica.com.....	25
Figur 17 Hierarki for lover og regler. Bildet hentet fra (1).....	26
Figur 18 Illustrasjonsfoto, hentet fra SAP2000. Gurt og stegstaver er markert i hver sin farge.. ...	29
Figur 19 Illustrerer utklipp av minifagverk som ble betraktet som en stav i dimensjoneringsgrunnlaget.....	Feil! Bokmerke er ikke definert.
Figur 20 Illustrerer ulike klassifiseringer av knutepunkt. Hentet fra (6)	34
Figur 21 Illustrerer hvordan stålqualiteten varierer med designklassen. Hentet fra (6)	35
Figur 22 Illustrerer designklasser med tilhørende inspeksjonsklasser. Hentet fra (6).....	36
Figur 23 Beskriver materialdata for stålkonstruksjoner. hentet fra M-120 (22).....	36
Figur 24 referansevindhastighet for lokasjon Utsira, hentet fra NA.4(901.1) (23)	37
Figur 25 illustrerer referansevindhastighet for land og havområdet. Figuren er hentet fra figur NA.4(901.1) (23)	38
Figur 26 illustrerer hvordan kreftene fordeler seg i et knutepunkt	42

Figur 27 illustrerer tverrsnitts deler under trykk, hentet fra (5).....	49
Figur 28- Snitt 1 - Aksialspenning N/A - Bøyespennning $M/I * Z$	54
Figur 29 Snitt 2: Aksialspenning NA – Bøyespennning $MI * Z$ – Skjærspenning $V * SI * 2T$	55
Figur 30 Beregning av første arealmoment for snitt 2. Konservativt: $S = D * t * Z$	55
Figur 31 Aksialspenning NA - skjærspenning - $V * SI * t$	56
Figur 32 Konservativt: $S = A2 * Z$	56
Figur 33 Interaksjonsfaktorer for tverrsnitts klasse 3, hentet fra (5)	66
Figur 34 Momentfaktorer, benytter momentdiagram fra SAP, se neste side. Hentet fra (5).....	66
Figur 35 Momentdiagram med tilhørende verdi for gurtstav nummer 6, hentet fra beregningsmodell i SAP2000	67
Figur 36 Geometriske parametere til knutepunkter. Hentet fra (6)	71
Figur 37 Gir faktor etter lastvirkning i stegstav, Hentet fra (6).....	72
Figur 38 gir koeffisientene C_1 , C_2 og C_3 . Hentet fra (6).....	74
Figur 39 illustrer skjermdump fra Excel, ikke nok kapasitet i enkelte knutepunkt	75
Figur 40 Illustrerer ut krager for vindturbin	77
Figur 41 Moment og skjærkraft gir maksimalspenninger som vist i punkt 1 og 2 i figuren	79
Figur 42 Illustrerer lastpåvirkninger i punkt 1, der skjærkraften er størst	80
Figur 43 Illustrerer lastpåvirkninger i punkt 2, der bøyespennningene (my) er størst.....	81
Figur 44 Skjermdump fra analyse i Idea Statica.....	83
Figur 45 Illustrer dekomponerte krefter i kritisk punkt for sammenføring av gurt og stegstav 3... 84	84
Figur 46 Skjermdump fra analyse i Idea Statica.....	86
Figur 47 Skissering av kilsveis med inspeksjonskategori A.....	90
Figur 48 Skisserer sveisesymbol med tilhørende inspeksjonskategori A.....	91

Tabbeliste

Tabell 1 CO2 ekvivalenter fra Norsk stål (15).....	5
Tabell 2 Dimensjonerende verdier for første lasttilfelle der vindturbinene er i drift (Inntil 17 m/s):	40
Tabell 3 Verdier for andre lasttilfelle der vindhastigheten er større enn driftsområdet til vindturbinene.	40
Tabell 4 Vindkrefter ulike høyder.....	41
Tabell 5 første lasttilfelle i gurtstav	44
Tabell 6 Første lasttilfelle i skråstegstaver.....	45
Tabell 7 Første lasttilfelle i horisontale staver	45
Tabell 8 Andre Lasttilfelle i gurtstaver	46
Tabell 9 Andre Lasttilfelle i stegstaver	47
Tabell 10 Dimensjonerende tverrsnitt i stegstaver, etter aksialkapasitet	51
Tabell 11 Dimensjonerende tverrsnitt i stegstaver, etter aksialkapasitet	52
Tabell 12 Tverrsnittsdata for gurtstav nummer 9	57
Tabell 13 Tverrsnittsdata for snitt 1,2 og 3.....	57
Tabell 14 Dimensjonerende tverrsnitt i gurtstav etter interaksjonsformel 6.2.1 (5).....	58
Tabell 15 Dimensjonerende tverrsnitt i stegstav etter interaksjonsformel 6.2.1 (5).....	59
Tabell 16 data - knekk.....	62
Tabell 17 Tverrsnitt og knekkkapasitet for trykkpåkjente gurtstaver	63
Tabell 18 Tverrsnitt og knekkkapasitet for trykkpåkjente skråstag.....	63
Tabell 19 Tverrsnitt og knekkkapasitet for trykkpåkjente gurtstaver i lasttilfelle 2.....	64
Tabell 20 Verdier for N_{RK} , Hentet fra (5)	65
Tabell 21 - Eksempelberegning av nødvendig tverrsnitt for gurtstav nummer 5 etter bøye-knekking	67
Tabell 22 Nødvendig tverrsnitt på gurtstaver etter bøyeknekk 6.3.3 (4)	68
Tabell 23 Nødvendig tverrsnitt på gurtstaver etter bøyeknekk 6.3.3(4)	68
Tabell 24 Nødvendig tverrsnitt på trykkpåkjente stegstaver etter bøyeknekk 6.3.3 (4).....	69
Tabell 25 Tverrsnittsdata etter knutepunkts kapasitet	76
Tabell 26 Spenninger i rør for utkrager til vindturbin.	79
Tabell 27 Opp tredende spenninger baser på håndberegning	84

Tabell 28 Fargekoder for bestemmende analysepunkt	88
Tabell 29 Resulterende tverrsnitt på konstruksjonselementene.....	89
Tabell 30 Overflateareal og vekt.....	89
Tabell 31 Resultater fra dimensjoneringen av kilsveis til vindturbininnfestning.....	90
Tabell 32 Opptredende laster i kilsveis på 11 millimeter	91

Innledning

1.1 Mål og problemstilling

Målet med denne bacheloroppgaven er at gruppen skal få en god regneøvelse gjennom et forenklet design av en stålkonstruksjon, som er inspirert av utseende til Windcatcher. Konstruksjonen skal være i samme størrelsesorden og yte samme funksjonalitet som Windcatcher. Det vil si at dimensjoneringsforutsetningene våre har vært å designe en stålkonstruksjon med et omfang på 300 meter i begge retninger, og som skal kunne bære hundre mindre vindturbiner. Utenom dette har vi ikke hatt noen referanseverdier eller kriterier og basere designet på, og vi har vært nødt til å gjøre en rekke antagelser og forenklinger underveis. Det er dermed spennende for gruppen å få tilbakemelding på resultatene vi konkluderer med, og hvorvidt disse avviker fra et realistisk design. Dette drøftes i slutten av rapporten.

1.2 Avgrensninger

Underveis i prosjektet har gruppen sammen med ekstern og intern veileder diskutert interessante problemstillinger og temaer som er relevant å ta med i en strukturell analyse. Gitt tids- og ressursbegrensinger i en bacheloroppgave, har det blitt enighet om å utelate dynamiske laster og fokusere på statiske laster. Dette har gitt gruppen mer tid til å betrakte de fundamentale prinsippene for å gjennomføre en konstruksjonsanalyse.

Dynamiske analyser, bølge analyser og mer avanserte beregninger er komplekse og tidskrevende. Dette har gruppen valgt å se bort fra i denne oppgaven, da det ikke inngår i læreplanen i det tre årlege studieførløpet ved NTNU. Ved å fokusere på statiske laster kan gruppen bygge på eksisterende kunnskap og ferdigheter inne strukturanalyse.

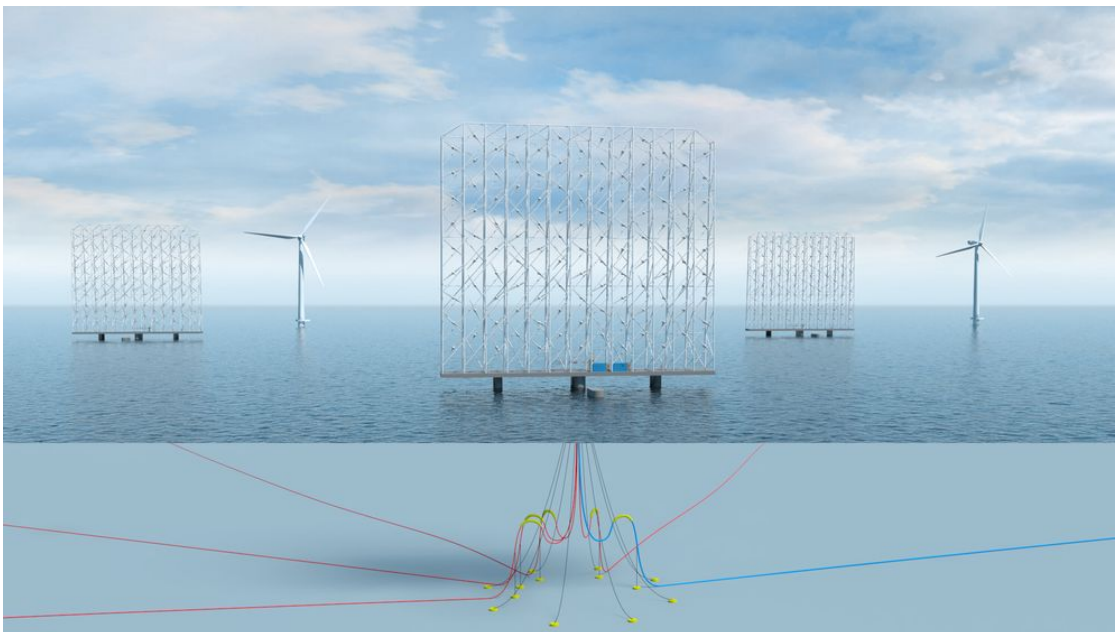
1.4 Oppgavens struktur

Denne bachelor oppgaven består av en hoveddel og en vedleggsdel. Hoveddelen tar for seg relevant teori for vår dimensjonering og design. Det er også en metode-del som beskriver vår fremgangsmetode for å løse oppgaven. Videre presenteres resultatene i oversiktlige tabeller under resultat-delen. Til slutt diskuterer vi rundt forenklingene vi har gjort, og hvordan disse påvirker validiteten til designet vårt. Vi kommer også med noen forslag til endringer av designet, som muligens kunne gitt en bedre løsning av den ferdige konstruksjonen. I vedleggsdelen ligger alle beregninger som er utført i Excel.

2.0 Windcatching System AS

2.1 Om selskapet

Wind Catching systems AS er et innovativt selskap som jobber med å utvikle en multi-turbin-konstruksjon, som kalles Windcatcher. Deres formål er å tilby effektive og kostnadsbesparende løsninger for å produsere fornybar energi fra havvind. I dette kapittelet skal vi gi en kort innføring i selskapets bakgrunn og mål, samt noen av de viktigste komponentene i deres teknologi.



Figur 1 Illustrasjonsfoto av Windcatcher (7)

2.1.1 Selskapets bakgrunn og mål

Windcatching systems AS ble stiftet i 2017 av Asbjørn Nes, Arthur Kordt og Ole Heggheim. De hadde en felles visjon om å skape bærekraftige og effektive løsninger for vindenergiproduksjon. Hovedmålet til selskapet er å produsere innovative vindmøllesystemer som er konkurransedyktig nok til å fungere uten subsidier. Første utkast av vindfangeren ble designet i 2017, da involverte oppstartsbedriften Aibel som hovedentreprenør, en ledende leverandør innen det Europeiske havvind segmentet (8).

3.0 Teori

3.1 Vindturbiner

I takt med klimaendringene blir energiproduksjon stadig viktigere. Vindturbiner har vist seg å være en god teknologi for å utvinne vindenergi. Turbinene er utstyrt med aerodynamiske vinger som er designet for å omdanne kinetisk energi til elektrisk energi. Dette gjøres ved at bladene spinner rundt en drivaksel som går til generatoren i maskinhuset (9). For optimalisering kan bladene dreies og tilpasses vindretningen for best mulig produksjon. Vindmøller plasseres hovedsakelig på områder som har stabil tilgang på vind.

Offshore vindmøller har fått en økende interesse i Norge på grunn av landets lange kystlinje. Flytende havvind har potensialet til å produsere store mengder energi, uten de store naturinngrepene som er forbundet med tradisjonelle vindparker på land. For å fremme flytende havvind jobber myndighetene med rammevilkår og tildeler stadig nye arealer til offshore vind (10).

Windcatcher er en konstruksjon som skiller seg fra konvensjonelle vindturbiner ved sin utforming og innovativ teknologi. I stedet for en enkelt stor vindmølle med tre blader, benytter selskapet flere mindre vindturbiner som er festet til samme enhet. Én Windcatcher skal angivelig kunne erstatte 5 konvensjonelle vindmøller, og dette gjør Windcatcher til en arealeffektiv løsning (11) . Dette er en stor fordel ettersom det er begrenset med areal avsatt til havvind utenfor norskekysten.

3.2 Stålkonstruksjoner

3.2.1 Generelt

Over de siste tiår har det vært stort fokus på nye materialer og økt materialteknisk kunnskap innen en rekke bransjer og industrier. Teknologiutvikling og økonomisk vekst har bidratt til innovasjon av nye materialer, men også forbedret noen av de mest tradisjonelle byggematerialene som stål og betong. På 90 tallet hadde vanlig konstruksjonsstål en flytespenning på 235 Mpa (1). I dag er det vanlig å benytte stål med flytespenninger fra 355-460 Mpa i lastbærende konstruksjoner. FNs klimamål har gitt en betydelig satsing på fornybare ressurser, og mer ambisiøse prosjekter igangsettes. Selv om stålindustrien står for en stor del av verdens CO₂ utslipp, mener en artikkel i OECD at stål kan bidra drastisk til klimamålene FN har satt (12). Dette kan gjøres ved å benytte grønt stål eller redusere karbonintensiteten i materialet. Noe vi kommer tilbake til i neste avsnitt. Stål er et allsidig materiale og en viktig del av sirkulærøkonomien, da det kan smeltes om tilnærmet uendelige mange ganger (13)

3.2.2 Fremstilling

Etterspørselen etter stål har økt enormt de siste tiårene. Mye av dette vil antagelig skyldes befolkningsveksten som medfører økt etterspørsel etter infrastruktur og utbygging. For å holde tritt med etterspørselen etter stål, har det blitt benyttet masovn for å fremstille råjern (12). Dette er en type sjaktovn som har blitt benyttet de siste 150 årene. Fremstillingen av stål er legert jern med opp til 2,1% karbon (C), med ulike tilslag. Konstruksjonsstål har dog noe lavere innhold av karbon. Metoden til masovn baserer seg på jernmalm, koks og kalkstein. Det dannes deretter en kjemisk prosess der det frigjorte oksygenet reagerer med karbon og danner det uønskede gassen CO₂ (1). Denne metoden står for omtrent 70 % av all stålproduksjon verden over. I Europa står malm-metoden for omtrent 52% av stålproduksjonen. Den resterende stålproduksjonen på 48 % i har sin bakgrunn fra skrapmetall (12). Den andre metoden som benyttes for å fremstille stål er ved hjelp av elektrisk lysbueovn (EAF). Dette er en metode som i større grad baserer seg på skrap og resirkulerer stål som smeltes ved hjelp av elektrisitet.

Stålkonstruksjonen til Windcatcher vil bestå av grønt stål. Dette er en betegnelse for stål som er produsert på mer miljøvennlige metoder, enn tradisjonell stålproduksjon. Ved å benytte grønt stål i konstruksjonen kan bedriften bidra til å redusere karbonavtrykket og miljøpåvirkninger forbundet med stålproduksjon. For å produsere grønt stål benyttes det foreløpig en elektrisk lysbueovn (EAF). I tiden frem mot 2025-26 vil hovedsakelig all produksjon i bedriften Norsk stål basere seg på denne metoden, før det går over til hydrogenbaserte materialer (12). Dette er en metode som kan erstatte masovnen og ikke gi noen form for klimagassutslipp, gitt at hydrogenet er fremstilt på en miljøvennlig metode (12). Metoden vil basere seg på lysbueovn og dermed kreve store mengder med elektriske energi. Utvinningen av fornybar elektrisk energi vil dermed være en viktig faktor, også for stålproduksjon.

Bedriften Norsk stål er den ledende stålgrossisten i Norge – også innen bærekraft (14). Spennet er vidt på miljøsidan av produksjonen av stålplater. Dersom vi dimensjonerer stavene av grov-plater, vil utslippet på grossisten sin «best current performer» ligge på 0,85 kg CO₂eq/kg stål. Dette er omtrent 34 % mindre CO₂ utslipp sammenliknet med tradisjonelt stål (15). I tabell 1 under ligger Norsk Stål sine verdier for utslipp av CO₂eq. Tallene er basert på produksjon av grov plater. Platene må deretter gjennom en prosess med ytterligere bearbeiding som skjæring, valsing og sveising for å oppnå ønsket tverrsnitt på sirkulære staver.

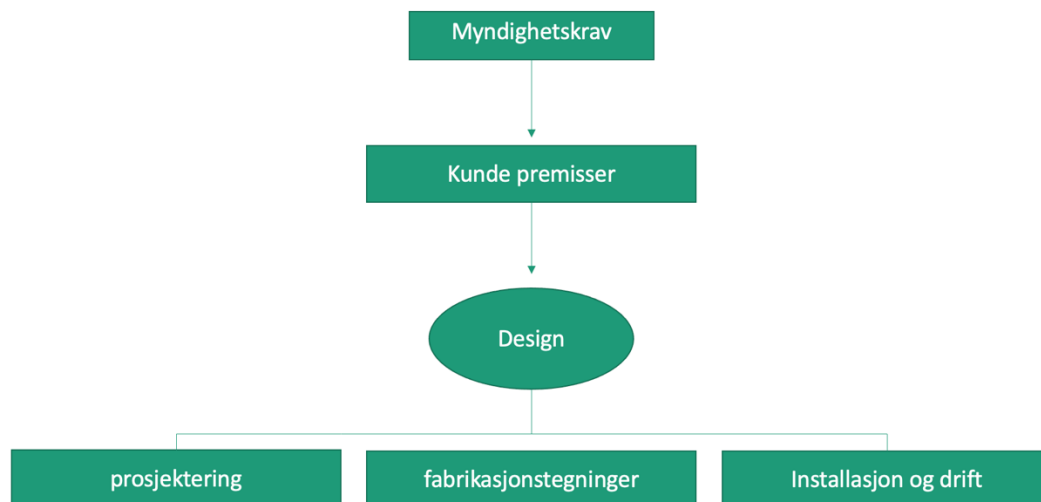
Tabell 1 CO₂ ekvivalenter fra Norsk stål (15)

Worst performer	3,12 kg CO ₂ eq/kg stål
Average	2,44 kg CO ₂ eq/kg stål
Best current performer	0,85 kg CO ₂ eq/kg stål
Best future performer	0,05-0,2 kg CO ₂ eq/kg stål

3.3 Design av stålkonstruksjoner

Design av stålkonstruksjoner er en omfattende prosess. Designeren skal ta hensyn til alle forhold som kan ha betydning for konstruksjonen, gjennom alle faser av prosjektet. Det er en viktig del av ingeniørarbeidet som krever en grundig forståelse av blant annet mekanikk og materialets oppførsel. Design prosessen starter med å identifisere alle belastninger konstruksjonen blir utsatt for. Dette inkluderer alt fra vindkrefter til mennesker som skal vedlikeholde konstruksjonen. Når designet er fastslått må prosjekterende bestemme ståltype, og hvordan dette oppfører seg i ulike deler av konstruksjonen. Det må videre anslås hensyn til blant annet korrosjon, vibrasjon og utmatting. I tillegg til det tekniske spekteret, må prosjekterende betrakte estetikk og økonomi som en parameter. Det stilles stadig strengere krav til blant annet estetikk, funksjonalitet og sikkerhet. Designer må ha kontroll på alle gjeldende dokumenter i prosjektet, som innebærer krav til fabrikasjon og utførelse. Fabrikasjonsunderlaget må presenteres på en tydelig og systematisk metode, og ikke utelate viktig informasjon før det sendes til verksted. Under er det listet opp enkelte parametere som er essensielle for en designer i henhold til N-001.

- Dokumentasjonskrav
- Forutsetninger for verksteder og gjennomførbare løsninger
- Materialvalg



Figur 2 illustrerer hierarki for beslutninger

3.3.1 Design klasser

Tabell 5-1 I NORSOK klassifiserer viktigheten av sveiseforbindeleser og hvilke konsekvenser et brudd medfører. Viktigheten defineres ut fra reststyrken til konstruksjonen når en sveis går til brudd eller mister sin kapasitet. Design klassene deles hovedsakelig opp i fem ulike klasser. DC1 og DC2 er to kategorier der risiko for menneskeliv, forurensing og økonomi medfører fatale konsekvenser. Disse deles videre inn i to underklasser som avgjør hvilken klasse forbindelsen vil kategoriseres i. Denne tar hensyn til kompleksiteten på sveisen og deres geometriske utforming sammen med spenningsfordelingen. Videre velges DC3, DC4 eller DC5 på likt grunnlag. Prosjekterende bør ta konservative valg som medfører frihet til utførende på verksted.

Valg av designklasse medfører direkte krav til stålqualiteten. Valg av stålqualiteten er en viktig parameter som sikrer robustheten i designet. Det er spesielt gunstig for verksted å arbeide med materialer som har lik flytegrense og sveisbarhet (1). Design klasse avgjør viktigheten av sveisen, og er en videre hovedparameter når man velger materialkvalitet og inspeksjonskategori. Valg av inspeksjonskategori refererer til ulike kompleksiteter på inspeksjon, og testing som kreves for å opprettholde kvalitetskravene. De ulike inspeksjons-kategoriene deles hovedsakelig inn i fire hovedkategorier. Disse avhenger av konstruksjonens krav til pålitelighet og risiko forbundet med prosjektet.

3.3.2 Tverrsnittklasser

Tverrsnitts klasser benyttes for å evaluere tverrsnittets evne til å tåle deformasjon, og belastningen den blir påkjent. Det angår den lokale oppførselen til tverrsnitt som blir belastet med et moment og/eller aksialkraft, som igjen er avhengig av materialets flytespenning (1). Klassifisering av tverrsnittet gjøres i henhold til NS-EN1993-1-1:2005 5.5. Dersom vi benytter tverrsnitts klasse 3, er denne basert på elastisk fordeling av spenninger i tverrsnittet. Denne klassen tillater tverrsnittets mest påkjente punkt å nå flytegrensen, før lokal knekking av tverrsnittet inntreffer (1). Derimot vil lokal knekking opptre før dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles. NS-EN1993-1-1 tabell 5.2, demonstrert i figur 27 illustrer forholdet mellom tykkelse og bredde for trykkpåkjenne sirkulære staver.

3.3.3 Statisk system

Når en skal designe en konstruksjon, må det innledningsvis velges en beregningsmodell for systemet. Dette valget vil påvirke hele designet; både statikken og hvordan spenningsforløpet vil se ut, men det blir også bestemmende for detaljløsninger i knutepunkter og innfestninger.

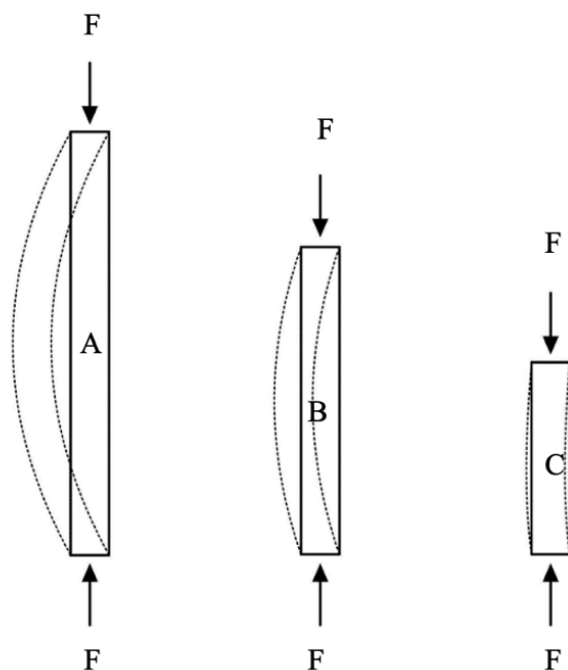
I vårt tilfelle har vi valgt å designe konstruksjonen både som en fagverksmodell, og som en rammemodell. Dette har gitt to forskjellige design av konstruksjonen, både ulike tverrsnittsdimensjoner på stavnene, og ulike utforminger av knutepunkter. Ved å designe etter to forskjellige beregningsmodeller får vi sammenlignet resultater, og vi får drøftet hvilken metode som gir den beste løsningen. Det må også betraktes at verksted skal kunne utføre jobben, samtidig som detaljene skal ha tilstrekkelig styrke og stivhet.

3.3.4 Knekking

Knekking opptrer når trykkpåkjente elementer mister sin stabilitet og deformeres plutselig. Fenomenet kjennetegnes ved at slanke staver påkjent en trykkraft plutselig slår ut og mister sin bærekapasitet. Dette kan skje til tross for at spenninger i staven er langt under materialets flytegrense. Knekking er dermed en uønsket hendelse og ofte dimensjonerende for staver utsatt for trykk. Knekking har alvorlige konsekvenser og det er viktig å ta hensyn til dette når man designer og dimensjonerer stålkonstruksjoner. Det er også viktig å kunne forutsi når knekking oppstår, slik at det kan innføres tiltak mot dette.

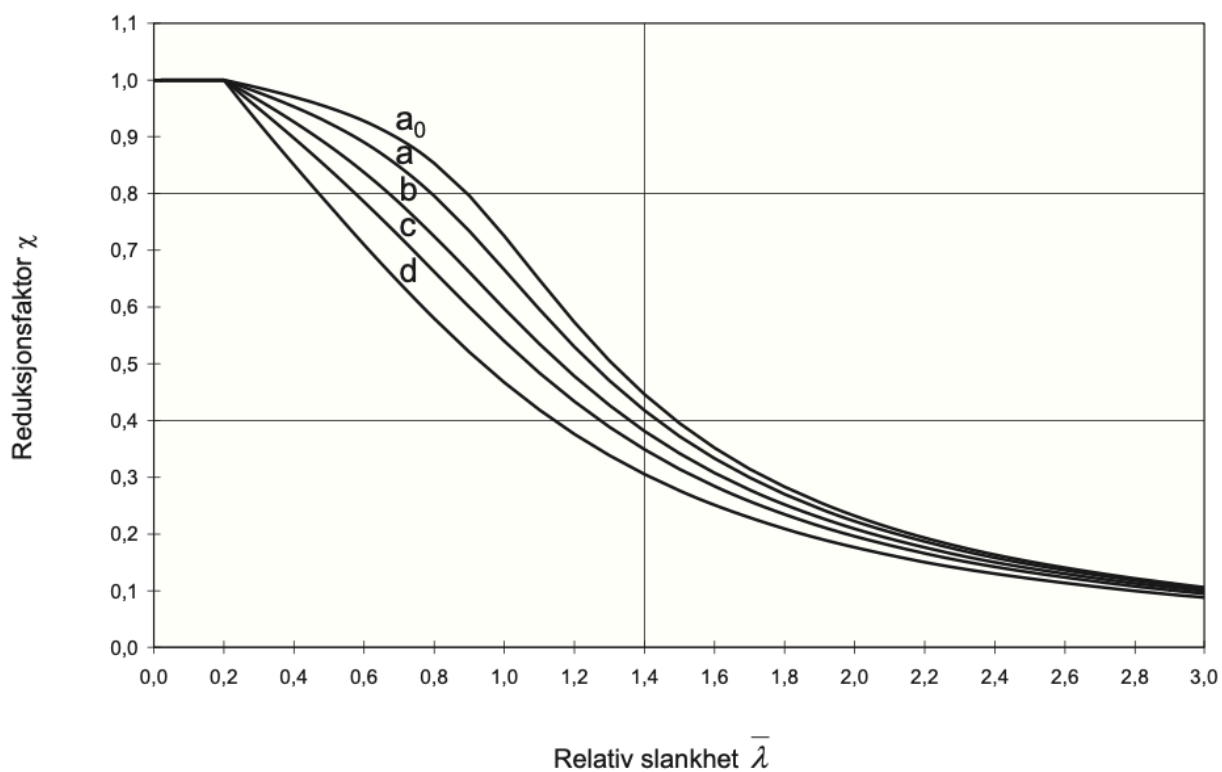
Knekking deles hovedsakelig opp i to begreper, lokal og global knekking. Dette er to typer knekking som kan forekomme i konstruksjoner når de utsettes for en last. Global knekking er den formen som har blitt omtalt til nå, med en trykkpåkjent stav som gir etter for en aksiell trykkraft. Lokal knekking derimot opptrer når en mindre del av konstruksjonen blir utsatt for en belastning, og mister sin stabilitet på grunn av kompresjonen. Deformeringen som opptrer i materialet, kan medføre store ujevnheter og redusere materialets bæreevne.

Staven sin lengde i forhold til tverrsnitt har mye å si for kapasiteten. Lenger staver påkjent en aksialkraft har behov for større tverrsnitt. Dette forholdet kalles slankhet og benevnes med symbolet lambda (λ). Slankhet er en sentral parameter i dimensjonering etter knekking i stålkonstruksjoner og representerer forholdet mellom lengden og tverrsnittet til staven. Lambda representerer staven sin evne til å motstå utbøying. Lambda verdien er definert slik at stav a vil ha en høyere lambda verdi enn stav c, da sistnevnte har større kapasitet mot utbøying.



Figur 3 Representerer knekkformen for en stav utsatt for sentrisk trykk. F representerer en påsatt kraft

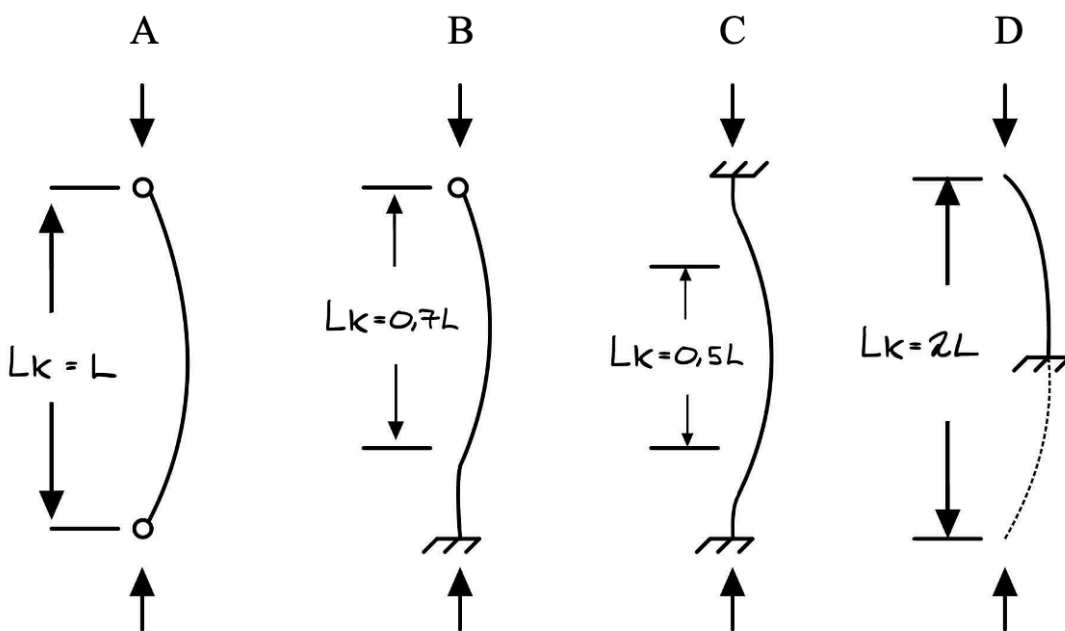
Likning (6.50) i NS-EN1993 betrakter den geometriske slankheten λ med hensyn på kneklengden og treghetsradien om tverrsnittet. Som vist i figur 4 under, vises reduksjonsfaktoren som funksjon av den relative slankheten. Figuren viser at reduksjonsfaktoren avtar ettersom den relative slankheten blir større. Videre vises det hvordan kapasiteten blir svært lav for de slankeste elementene. Grunnlag for valg av riktig knekk kurve er definert i Eurokode 3: Del 1-1.



Figur 4 Illustrer reduksjonsfaktor (χ) mot den relative slankheten ($\bar{\lambda}$). Bildet er hentet fra (5)

3.3.5 Eulerstaven

Leonhard Euler var en sveitsisk matematiker som ble født på 1700 tallet. Euler hadde flere store gjennombrudd på en rekke områder, og en viktig bidragsyter til ingeniørvitenskapen (16). Han var også interessert i fysikk, og i denne sammenhengen utledet han Euler-staven. Dette er en tynn idealisert stav som representerer en perfekt geometri uten formavvik på elementet. Euler-staven gjør oss i stand til å studere knekking, og de ulike strukturene som kan oppstå ved å påføre en aksialkraft. Euler konkluderte med at knekking kan deles opp i fire hoved tilfeller som vises i figur 5 (17).



Figur 5 Illustrerer knekkklengder for fire typer opplager. Utleddet av Euler

Figuren indikerer de fire hoved tilfellene Euler konkluderte med. Stav A indikerer ledd lager i begge innspenninger. Stav B betrakter en kombinasjon av fast innspenning og ledd lager. Stav C er fast innspent i begge ender. Stav D er fast innspent i bunn, men fritt til å rotere om alle akser i topp. Knekklasten for slanke elementer er gitt ved Eulerlasten, også kalt F_E :

$$F_E = \frac{\pi^2 EI_0}{L_K^2} \quad (1)$$

Der:

F_E = Kritisk last

E = Materialets elastisitetsmodul

I_0 = Minste Arealmoment

L_K = Knekk lengde

Eulers formel baserer seg på en differensial likning som gir en matematisk korrekt stav, uten formfeil. F_E indikerer den kritiske lasten som skal til før staven får deformasjoner, elastisk knekking oppstår når den ytre lasten er større en knekklasten. Den er med andre ord ikke lenger i en stabil likevektstilstand. Elementet knekker alltid ut om sin svake akse, benytter dermed den aksene med minst annet arealmoment. Sirkulære tverrsnitt har ingen sterk eller svak akse noe som fører til en vilkårlig beregning om hvilken retning staven vil knekke.

3.4.3 Elastisk tverrsnitts kapasitet: Skjær, aksial og moment interaksjon

Den elastiske tverrsnitts kapasiteten er definert som den snittkraft eller kombinasjonen av snittkrefter som gir begynnende flytning i det mest påkjente punkt i tverrsnittet. Von Mises flytekriterium er det vanligste kapasitetskriterium for metalliske konstruksjoner, og dette er brukt i NS-EN 1993-1-1 standarden, som vi benytter i denne oppgaven (1)

Kriteriet går som følger:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (2)$$

Forklart med ord skal interaksjon-summen av normalspenning og skjærspenning i alle punkt i et tverrsnitt være mindre eller lik dimensjonerende flytespenning til valgt stålmateriale.

Normalspenning kan både opptre som følge av aksialkraft og av bøyemoment. For en rammekonstruksjon vil alle snittkreftene kunne virke samtidig i et tverrsnitt, og da må Von Mises være gyldig for å sikre nok kapasitet. For en fagverksmodell, hvor det bare virker aksialkrefter, blir kapasiteten lik aksialkapasiteten som er lik $A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$. Dette er også gyldig etter Von Mises, hvor da

$\sigma_{z,Ed}$ og τ_{Ed} er lik 0. $\sigma_{x,Ed}$ er da lik $\frac{N}{A}$, og dette skal være lik dimensjonerende flytespenning.

3.4.4 Knutepunkt

Knutepunkter er viktige komponenter i stålkonstruksjoner. Det er her konstruksjonsdeler kobles sammen, slik at påkjente krefter får bevege seg gjennom konstruksjonen. Det finnes mange måter å designe knutepunkter på i en stålkonstruksjon. Det skilles hovedsakelig mellom stive og leddede knutepunkter. Leddede knutepunkter er ofte koblet sammen med skruer eller bolter på en måte som gjør at det kan overføres aksialkrefter, men ikke betydelige momenter mellom tilhørende konstruksjonsdeler. De ulike delene er altså frie til å rotere uavhengig av hverandre. I stive knutepunkter er de ulike konstruksjonsdelene festet sammen på en måte som gjør at både aksialkrefter og momenter kan overføres mellom tilhørende elementer. Her kan altså de ulike delene ikke rotere fritt uavhengig av hverandre. Det er flere måter å få til stive knutepunkter på.

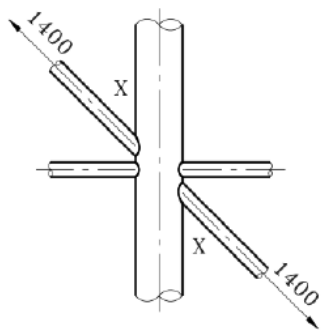
Stive knutepunkter (Rammekonstruksjon)

En vanlig måte i stålkonstruksjoner er å sveise sammen konstruksjonsdeler for å få en sterk metallisk forbindelse. En kan også få til stive forbindelser ved å bruke flere bolter og skruer på en måte som forhindrer fri rotasjon. Da overføres momenter og skjærkrefter som kraftpar i skruene og boltene.

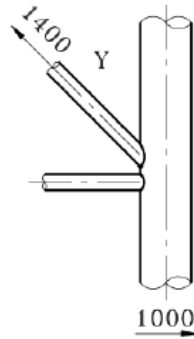
Under punkt 7.4.2 i NORSOK N-004, står det om klassifisering av sveiste knutepunkt.

Knutepunktene klassifiseres etter hvordan kreftene fordeles gjennom gurt og stegstaver. I K-knutepunkt skal kreftene som kommer inn fra en stegstav balanseres inntil 10% av en annen stegstav i samme plan på samme side av gurtstaven.

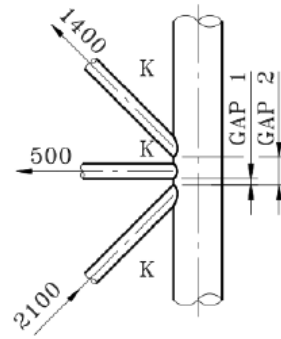
I X-klassifiserte knutepunkt blir aksialkreftene overført fra én stegstav og gjennom gurtstaven til en annen stegstav på motsatt side. I Y-klassifiserte knutepunkt blir aksialkreftene i stegstaven overført til skjærkrefter i gurtstaven. Ofte er Y-klassifiserte knutepunkt de mest problematiske.



Figur 8 Klassifiserer x knutepunkt. Hentet fra figur 2 punkt 7.4.2 (6)



Figur 7 Klassifiserer Y knutepunkt. Hentet fra figur 2 punkt 7.4.2 (6)

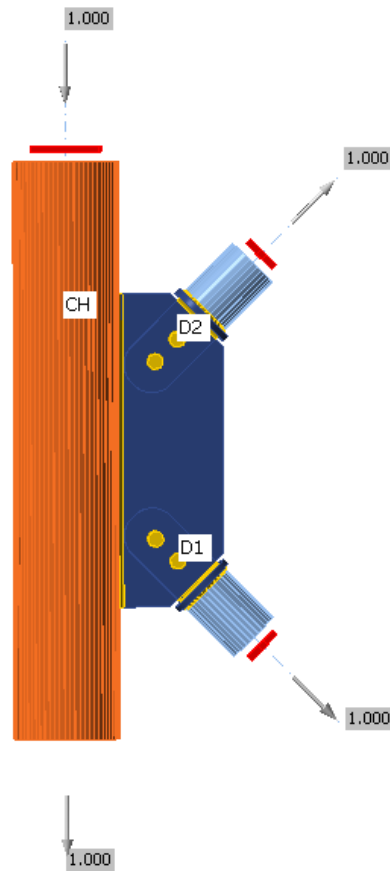


Figur 6 klassifiserer K knutepunkt. Hentet fra figur 2 punkt 7.4.2 (6)

I konstruksjonen vår blir knutepunktene som går i samme plan som vindlasten K-knutepunkt og Y-knutepunkt. Dette er de knutepunktene som sørger for at vindlasten som treffer konstruksjonen føres nedover i fagverket og ned i fundamentet. De må også tåle et bøyemoment skapt av egenvekten til møllene som er festet i en halv meter langt steg ut fra konstruksjonen. Staver og knutepunkt som ligger i planet langs konstruksjonens bredde, som blir x-knutepunkt, og vil bidra mer til global stivhet heller enn å overføre store aksialkrefter etter vår analyse. Hvordan knutepunktet klassifiseres påvirker dimensjonerende kapasitet som beregnes til knutepunktet.

Leddete knutepunkt (fagverkskonstruksjon)

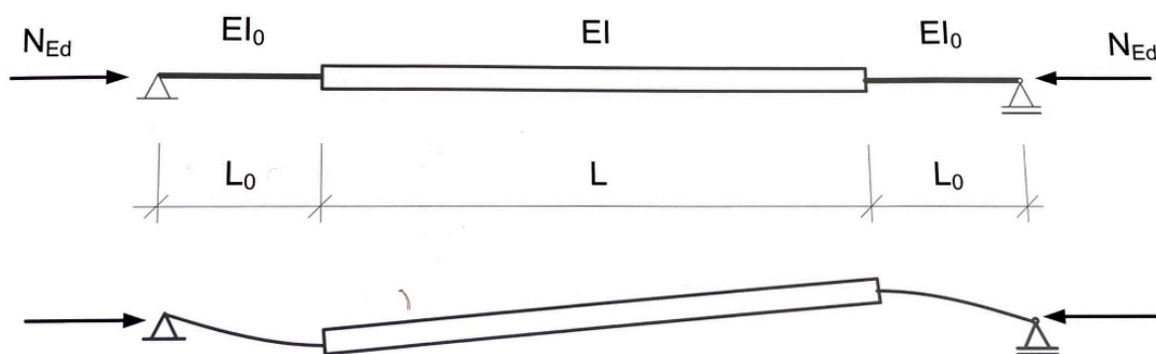
Bruk av knuteplater er en metode for å koble sammen gurtstav og stegstav som ledd i fagverkskonstruksjoner. Platene er skåret og formet slik at de passer de stengene som skal sammenføres. Bruken av plater kan gi en rekke fordeler som enklere prefabrikasjon og estetikk. I midlertidig kan det være dyrt å kostbart å bearbeide platene, samtittid som montering tar lenger tid. Figur 9 er ment som en illustrasjon for hvordan en typisk knuteplate-utførelse vil se ut. Kilsveiser som forbinder knuteplaten med gurtstaven får et eksentrisk moment, og dimensjoneres på vanlig måte etter NS-EN1993-1-8. Knuteplaten sin kapasitet skal også påvises for flytebrudd. Dersom knuteplaten er forbundet med bolter, må det også kontrolleres etter utrivningsbrudd.



Figur 9 illustrer boltet forbindelse. Hentet fra Idea Statica

NS-EN 1993-1-8 inneholder ikke regler for dimensjonering av knuteplater. Det henvises derfor til CAN/CSA-S16.1-94 (1). Hullkantkapasitet og bolter, kan vi i midlertidig dimensjonere etter NS-EN1993-1-8, tabell 3.4 og 3.6.1(10). Dersom stegstav sammenføres langt ute fra gurtstav, kan knekking ut av planet bli dimensjonerende. Gitt at stivhetsmodulen til knuteplaten EI_0 er mindre enn stivheten EI til stavene, kan knekking ut av planet bli avgjørende. Knuteplaten vil stort sett bli avgjørende for knekking ut av planet og bestemme staven sin kapasitet $N_{b,Rd}$. For knekking i fagverksplanet vil platen også bestemme staven sin kapasitet, selv om den har større stivhet (1)

Stivhet er et sentralt tema i konstruksjonslære. Det referer til en egenskap som beskriver materialets evne til å motstå forandringer når det er under påvirkninger av laster. I stålkonstruksjoner er det ønskelig med samme stivhet over hele konstruksjonen. Dette kan være vanskelig å oppnå da en konstruksjon som regel består av flere typer materialer, tverrsnitt og forbindelser som påvirker stivheten. I praksis vil det være en tilnærmet idealisert å oppnå helt lik stivhet over hele konstruksjonen. Imidlertid bør en god konstruksjon ha tilnærmet lik stivhet i alle punkter for å sikre minimale deformasjoner og jevn fordeling av lastkombinasjoner. Figur 14 demonstrerer en stabilitetsanalyse med myke endepartier.



Figur 10 Illustrerer en stabilitetsanalyse med ulike stivheter. Bildet er hentet fra (1)

3.4.5 Sveiser

Sveising er den vanligste metoden for permanent sammenføring av elementer i stål eller aluminium i knutepunkter. Dette er en prosess som innebærer å smelte sammen to eller flere metallstykker sammen ved høy varme, før de avkjøles og herdes (1). Det finnes flere metoder å sammenføye to ulike metallstykker på, hvor den mest alminnelige er lysbuesveising. Denne metoden belager seg på to deler som sammenføres ved at lysbuen som oppstår mellom elektroden og arbeidsstykket danner en ionisert gass som medfører temperaturer på over 2000°C som når smeltepunktet. Lysbuen har en lav spenning på mellom 20-30V og strømstyrke på 60-400 ampere (1).

Ytre krefter som påføres sveisen kan gi svært kompliserte spenningsfordelinger i sveisen. I praksis er det tilnærmet umulig å legge til rette for alle forhold. Det er dermed vanlig å dekomponere kreftene til komponentene. De resterende spenningene antas å fordeles likt over sveisesnittet. Det er flere ulike metoder å utføre en sveis på, en av de mest brukte er kilsveis. Dette er en metode som er hyppig brukt i konstruksjoner der det stilles strenge krav til robusthet og holdbarhet. Ved dimensjonering av kilsveiser betrakter vi a-målet som en indikasjon på sveisens kapasitet. Målet er definert som trekanten sveisen danner mellom sveisens sidekanter og overflaten. a-målet skal heller ikke være mindre enn 3 mm (1).



Figur 11 Illustrer sveising av rørknutepunkt for jackets på Aker Verdal. Bildet hentet fra (4)

Dimensjonerende kapasitet for kilsveiser skal i henhold til NS-EN 1993-1-8 4.5.3 bestemmes med retningsmetoden som er gitt i 5.5.3.2 eller forenklet metode som er gitt i 4.5.3.3.

NS-EN 1993-1-8 gir to varianter for dimensjonering

- Retningsmetode
- Forenklet metode

Retningsmetoden:

Retningsmetoden er detaljer og nøyaktig metode for beregning av sveiser. Den er nøyaktig og tar hensyn til geometrier og spenningene som oppstår i sveisesømmene. Den er mer kompleks og dekomponerer kreftene som skal overføres parallelt med og på tvers av sveisens lengdeakse.

Den komponerer også kreftene som virker normalt på og tvers av sveisens kilsveisareal. Metoden gir oss en nøyaktig vurdering for hvordan kreftene vil opptre i sveisen. Dette er en metode som er gunstig for optimalisering av sveisedesignet. Kapasitet i hht. Retningsmetoden (EC3-1-8, 4.5.3.2):

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3)$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4)$$

Forenklet metode:

Et alternativ til retningsmetoden er forenklet metode. Dette er en metode som er mer konservativ og uavhengig av sveisens orientering. Metoden er enklere og raskere å benytte, men kan føre til overdimensjonering av sveisen som medfører høyere kostnader i prosjektet. Krav til nøyaktighet og økonomi i prosjektet kan være avgjørende for ingeniørens valg av metode. Kapasitet i hht. Forenklet metode (EC3-1-8, 4.5.3.2)

$$q_w \leq f_{vw,d} * a \quad (5)$$

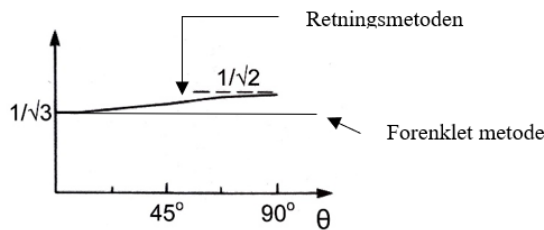
$$f_{vw,d} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} \quad (6)$$

Korrelasjonsfaktor β_w :

Korrelasjonsfaktor β_w for kilsveis er gitt i tabell 4.1 i NS-EN1993-1-8. Disse faktorene benyttes da det er urimelig å benytte grunnmaterialets bryddspenning f_u , når man har antatt at bruddet skjer i sveisesnittet. De er kalibrert i forsøk, og ivaretar at det er høyere bruddspenning i sveisesnitt, enn grunnmaterialet. For å sikre at konstruksjonen har høy styrke og ivaretar påliteligheten, må kilsveisen være sterkere enn de omkringliggende materialene. Dette gjøres ved å innføre korrelasjonsfaktorer i begge metodene, standarden oppgir disse faktorene.

Retningsmetoden vs. forenklet metode:

De to metodene gir samme kapasitet når sveisen har skjærkrefter som er påført i langs- gående retning τ_{II} eller kraft per lengdeenhet q_{wII} . Ved alle andre orienteringer vil det være konservativt å benytte forenklet metode. Vindturbiner på 70 tonn vil medføre et bøyemoment M_y som dominerende lastvirking i sveisen på innfestningen. Kraften virker normalt på sveisen som gir ulike resultater for de to metodene. Figur 15 illustrerer differansen mellom de to metodene. Observerer at differansen vil utgjøre omtrent 22 %.



Figur 12 Kilsveis md en kraft i vilkårlig retning. Hentet fra (1)

3.5 Laster

Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner tar hensyn til at flere laster opptrer samtidig i konstruksjonen. I praksis betyr det at man ikke tar hensyn til hver enkelt last separat, men også hvordan disse virker sammen. Når man vurderer lastkombinasjoner er det dermed viktig å vite når kombinasjonene opptrer samtidig. For å kombinere ulike laster finnes det veiledninger i ulike bransje-standarder, som gir en tilnærming på hvordan man skal kombinere de ulike lastene. Disse lastfaktorene brukes typisk til å skalere opp eller ned sannsynligheten for at de inntreer samtidig. Tabell 4 i NORSOK N-001 har en tabell som er delt inn i kolonner og representerer ulike lastkategorier med blant annet død laster og vindlaster. Radene definerer de forskjellige begrensingstilstandene, som bruddgrensetilstanden ULS (Ultimate limit State). Grensetilstanden refererer til ULS som er svarer til en bestemt grense for hva konstruksjonen har av kapasitet, og må ikke overskrides. Ved å benytte tabell 4 som indikert i figur 13 under, er man sikret at konstruksjonen er dimensjonert og designet slik at den tåler de mest kritiske lastkombinasjonene henhold til kravene i standarden.

Limit state	Action combinations	Permanent actions (G)	Variable actions (Q)	Environmental actions (E) ^e	Deformation actions (D) ^f	Accidental actions (A) ^g
ULS	a _{a, b}	1,3	1,3	0,7	1,0	
ULS	b _b	1,0	1,0	1,3	1,0	
SLS		1,0	1,0	1,0	1,0	
ALS	Abnormal effect _c	1,0	1,0	1,0	1,0	
ALS	Accidental effect _c	1,0	1,0		1,0	1,0
ALS	Damaged condition _d	1,0	1,0	1,0	1,0	
FLS		(1,0)	(1,0)	1,0	(1,0)	
NOTE						
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 ⁻² .						

Figur 13 Lastfaktorer iht. NORSOK N-001. Hentet fra (18)

Figur 13 spesifiserer lastfaktorer for ulike lastkategorier, derunder de relevante lastene som i dette tilfelle er faste, variable og miljølaster. Ved å benytte tabellen effektivt kan en beregne den totale design- lasten.

Død laster

Død laster er de permanente lastene som påvirker konstruksjonen. Lasten inkluderer egenvekten på elementene og de permanente installasjonene som er på strukturen. Egenvekt inkluderer hovedsakelig stålkonstruksjonen og vekten av vindturbinene som er fastmontert. I denne kategorien inngår også permanente installasjoner som mekaniske systemer, ledninger, elektriske komponenter og heis for vedlikehold. Egenvekten varierer avhengig av materialet som brukes, og mengden. Det er dermed viktig og vurderer egenvekten i designprosessen for å sikre en trygg konstruksjon som ikke blir overbelastet eller deformert. Strukturoptimalisering er en viktig faktor for å redusere materialforbruken, som igjen påvirker egenvekten til konstruksjonen, samtidig som man opprettholder nødvendig styrke, stivhet og sikkerhet.

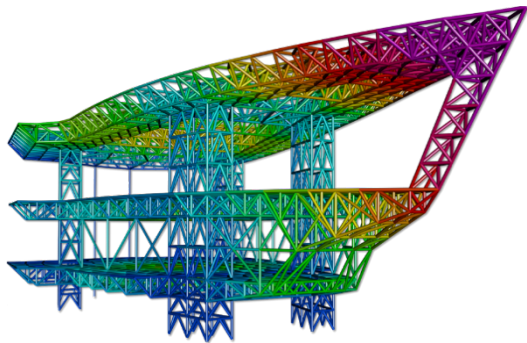
Levende laster

Levende laster står i kontrast til døde laster, og dette er laster som endres over tid. Eksempler på dette vil være last fra vind og bølger, samt mekaniske laster som følge av roterende vindturbiner. Ekstra påkjenninger som følge av vedlikehold og utskiftninger av turbiner også under levende laster. I forbindelse med prosjektering er det viktig å vurdere både levende og døde laster, fordi den totale belastningen vil være kombinasjonen av disse to. Konstruksjonen må dimensjoneres til å motstå den totale belastningen.

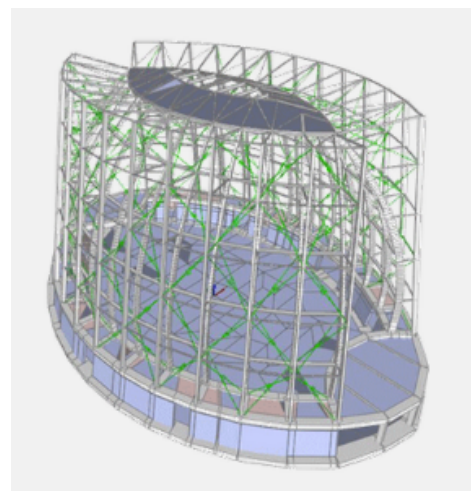
3.6 Programvare

3.6.1 SAP200

I denne oppgaven vil gruppen benytte to beregningsprogrammer for å gjennomføre analyse av konstruksjonen. Førstnevnte er SAP2000, som er et beregningsprogram som er egnet til strukturanalyse og design. SAP står for «Structural Analysis program», og brukes av ingeniører og arkitekter over hele verden. Programmet har et intuitivt brukergrensesnitt, hvor bruker kan betrakte elementer både i 2D og 3D (3).



Figur 14 Fagverksmodell utført i SAP2000, bildet hentet fra (2)

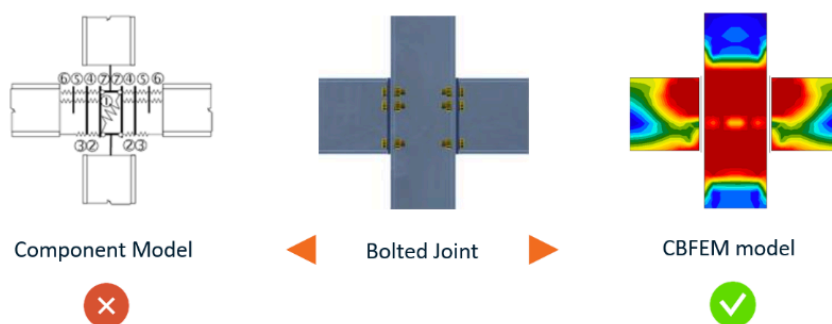


Figur 15 Fagverksmodell utført i SAP2000, bildet hentet fra (3)

3.6.2 Idea Statica

Idea Statica er en programvare som benyttes for å analysere ulike typer knutepunkter i stålkonstruksjoner. Programmet er spesielt egnet for sveiser og bolt-forbindelser. Hensikten med programmet er å enkelt kunne undersøke knutepunktet opp mot landets gjeldende regelverk. Dette kan gjøres ved å benytte forhåndsdesignede knutepunkt som man enkelt kan konfigurere. Videre designer man knutepunkter etter ønsket design, og påfører opptredende laster. I denne oppgaven vil det være mest hensiktsmessig å analysere responsen fra spenningene og tøyninger i knutepunktet, som går under Stress/strain Analysis (EPS).

Programvaren benytter CBFEM som står for «Component-based Finite element Method», som en analysemetode for å beregne kapasiteten til elementene (19). Dette er en numerisk metode som baserer seg på å kombinere elementer fra både komponent basert modellering og Finite Element Method (FEM). CBFEM kombinerer disse metodene for å ta hensyn til både lokale og globale effekter i konstruksjonen (19). Noe som gjør det mulig å utføre detaljerte og analyser av komponenter og forbindelser. Sammenlikningsbilde er gitt i figur 14, og ment som en illustrasjon på en omfattende analyse av en enkel bolt-forbindelse. CBFEM analysen skal også fremstå som mer effektiv og enklere å benytte, enn komponent metoden. Dette skal gjøre IDEA Statica til et nyttig og verdifullt program for ingeniører som arbeider med stål eller betongkonstruksjoner. Programmet er også kjent for sitt enkle brukergrensesnitt.



Figur 16 Sammenligning av CBFEM Model og Component Model, hentet fra hjemmesiden stil Ideastatica.com

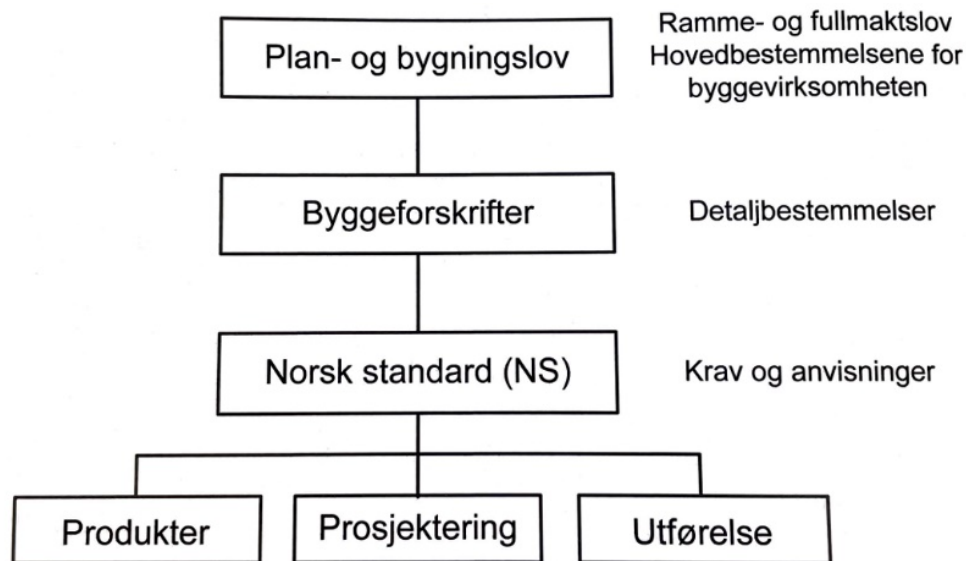
3.6.3 Microsoft Excel

Microsoft Excel blir benyttet verden over for å utføre beregninger og dataanalyser. Det er et kraftig program, og det har en rekke styrker som gjør det til et gunstig verktøy for dimensjonering av en konstruksjon etter håndberegninger. Excel har muligheten til å utføre gjentatte beregninger raskt og nøyaktig. Dette sikrer at beregningene blir nøyaktige og reduserer usikkerheter knyttet til menneskelige feil. I vår konstruksjon og design vil det være mange elementer som skal regnes på, og det brukes mange variabler og faktorer i utregninger. Derfor er Excel et utmerket verktøy for å sikre nøyaktigheten og oversikten over beregningene i denne oppgaven.

3.7 Regelverk

3.7.1 Lover og forskrifter

For å designe konstruksjonen, har vi utnyttet europeiske bransjestandarder for lastpåvirkninger og utforming av stålkonstruksjoner. Standardene gir krav og råd som er akseptert i henhold til krav i Plan- og bygningsloven. Dette er den overordrede loven for bygge- og anleggsvirksomheter i Norge. Denne består av et sett med regler som bestemmer hvordan landets arealer skal reguleres. Loven har som formål å sikre at konstruksjoner er trygge, og fremmer en bærekraftig samfunnsutvikling. Figur 17 illustrerer hierarkiet for lover og regler i Norge.



Figur 17 Hierarki for lover og regler. Bildet hentet fra (1)

3.7.2 Standarder

Standard Norge er en uavhengig, ikke-statlig medlemsorganisasjon som er ansvarlig for utgivelse av Standarder i Norge. Organisasjonen er også medlem av den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN) og den internasjonale standardiseringsorganisasjonen (ISO). Det betyr at Standard Norge også bidrar til å utvikle og vedlikeholdene internasjonale bransjestandarder. I Norge er Eurokode en serie med standarder som er implementert igjennom byggeteknisk forskrift (TEK17). Eurokoder er en europeisk serie med standarder som benyttes for prosjektering av bygg, og dokumentasjon av de ulike elementene sin bæreevne. Kravene og dokumentasjonen som stilles i plan- og bygningsmiljøloven (TEK17) er å anse som oppfylt ved å følge norsk standard og eurokodene. De aktuelle Eurokodene for denne oppgaven er listet opp nedenfor:

NS-EN 1993-1-1 – Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner

NS-EN 1993-1-8 – Eurokode 3: Knutepunkter og forbindelser

NS-EN 1993 1-4 – Eurokode 3: Laster på konstruksjoner

3.7.3 NORSOK

NORSOK er en rekke standarder som ble utviklet på 1990-tallet. Serien omfatter en bransjestandard for petroleumsvirksomheten i Norge (20). Formålet med standardene er å sikre at den norske offshore industrien underliggjer strenge retningslinjer. Den tar hovedsakelig for seg design av konstruksjoner der tap av menneskeliv, forurensinger og økonomiske tap vil være fatale. Standardene blir utviklet i samarbeid med standard Norge og representanter fra olje- og gassindustrien. Samarbeidet ivaretar at standardene underliggjer plan- og bygningsmiljøloven samtidig som det fremmer kunnskapen og erfaringene fra industrien. Noen av de grunnleggende prinsippene med utarbeidingen av standardene, har blant annet vært å gjøre forenklinger og referere til andre standarder uten å gjengi innhold som kan refereres. Det krever i midlertidig grunnleggende kompetanse da enkelte forutsetninger har blitt utelatt. Typisk opplæringsinformasjon som tidligere medfulgte i olje selskapene sine spesifikasjoner, er mer eller mindre fjernet (21). Risiko for feil bruk kan dermed forekomme dersom prosjekterende ikke innehar denne kunnskapen. De viktigste NORSOK standardene som blir benyttet i denne oppgaven er listet opp nedenfor:

NORSOK – N-001: Integrity of offshore structures

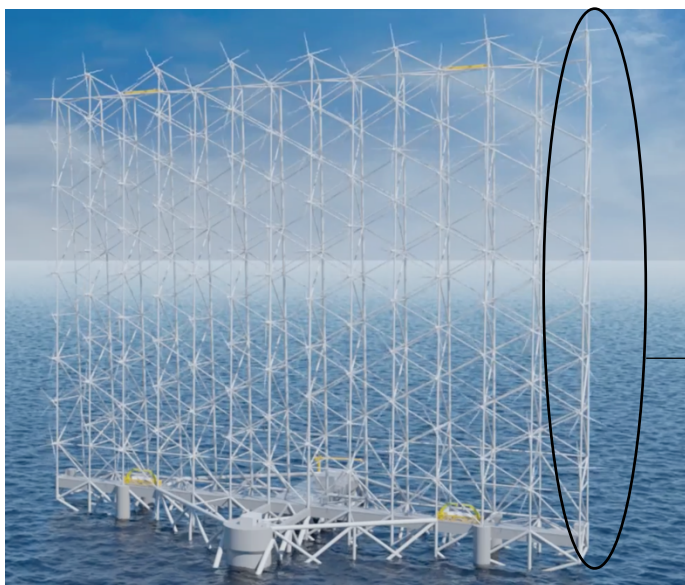
NORSOK – N-003: Action and action effects

NORSOK - N:004: Design of steel structures

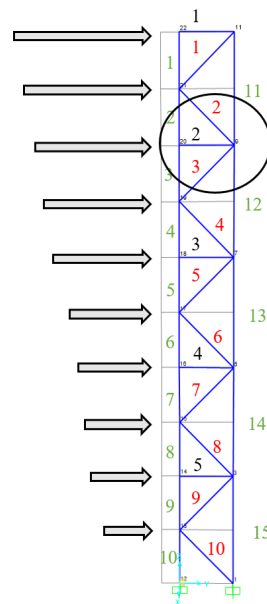
4.0 Metode

4.1 Modellering

For å kunne analysere konstruksjonen på en oversiktlig måte, har vi delt opp konstruksjonen i 10 mindre fagverk, som hver tar opp like store horisontale og vertikale krefter. Dette har vi gjort ved bakgrunn av en antagelse om at vindpåkjenningen er homogen langs bredden av konstruksjonen. Dermed analyserer vi ett slikt minifagverk, og den totale konstruksjonen blir altså disse 10 minifagverkene festet sammen med tverrstaver. Et minifagverk består av 15 gurt-staver og 15 stegstaver, samt 15 bjelker som stikker ut en halv meter fra konstruksjonen hvor turbinene skal festes. Vi skal se på to forskjellige statiske modeller, hvor det ene er et statisk bestemt fagverk med leddede forbindelser, og det andre er en stiv rammekonstruksjon. Målet er å sammenligne hvordan dette valget påvirker designet av konstruksjonen. I den stive rammekonstruksjonen er stegstavene festet til gurtstavene med sveiste forbindelser. Dette gjør at knutepunktene har en stivhet mot momenter, og lastene som påvirker konstruksjonen kan overføres både som aksial- og skjærkrefter og momenter. For det statisk bestemte systemet, er elementene koblet sammen i leddede forbindelser. Dette vil si at alle ytre påkjenninger blir tatt opp som aksialkrefter i fagverket, og det virker ingen momenter og skjærkrefter.



Figur 18 Illustrerer utklipp av minifagverk som ble betraktet som en stav i dimensjoneringsgrunnlaget



Figur 19 Illustrasjonsfoto, hentet fra SAP2000.

Gurt og stegstaver er nummerert og markert i hver sin farge..

Figur 18 er en illustrasjon klippet ut fra SAP 2000 som viser statikken til minifagverket. Det er 30 meter mellom hvert grid. Turbinene skal festes hver 30 meter oppover hvor vindlastene er markert på venstre side på figur 18. Vi har altså antatt at vindpåkjenningen treffer konstruksjonen som punktlaster hvor turbinene er festet. Vindhastigheten øker med høyden, dermed øker også vindlasten. Se tabell 4 under kapittel 5.2.1 – Vindlast.

Vi har hovedsakelig valgt å regne på statikken inn i planet, altså delen av konstruksjonen som tar opp kreftene fra vindlasten. Siden konstruksjonen skal være utstyrt med en turret som styrer konstruksjonen til å stå vinkelrett på vindretningen, så er det hovedsakelig dette planet som blir påkjent av betydelig last. Det skal også være horisontale skråstag som holder alle 10 minifagverkene sammen, som bidrar til global stivhet til konstruksjonen. Det kan oppstå vindkrefter i denne retningen, akkurat i det konstruksjonen holder på å vri seg når vindretningen snur. Det er i den horisontale retningen at konstruksjonen er utformet mest motstandsdyktig mot horisontal påkjenning, siden den er lengre om den globale sentralaksen i denne retningen. Dermed er det et konservativt valg å bruke samme dimensjon på skråstagene i denne retningen som dem i minifagverkene innover i planet.

Fra illustrasjonen i figur 18 over gis en oversikt over hvordan vi har valgt å nummerere de ulike gurtstavene (i grønt) og skrå-stegstavene (i rødt) og horisontale stegstaver (i svart). Dette har vært nødvendig for å kunne lage et Excel-skjema som beregner dimensjonerende krefter, nødvendig tverrsnitt for tilstrekkelig aksialkapasitet, knekklast, aksialkapasitet og momentkapasitet i de forskjellige knutepunktene og stavene. Mer om dette under 5.0 Dimensjonering.

4.2 Laster

4.2.1 Vindlast

For vår strukturelle analyse, er vindlastene den betydelige ytre last som vil påvirke strukturen. Ved å benytte NORSOK og gjeldende referansevindhastighet for Utsira Nord kunne vi regne ut vindlastene på veggen. Utsira nord er kjent for høye vindlaster og det ble dimensjonert etter en referansevindhastighet på 40,6 m/s, noe som betyr at vinden vil nå minst denne hastigheten en gang i løpet av 50 år. Deretter må det bestemmes hvilke laster som treffer i hvilken høyde på den 300 meter høye konstruksjonen. Dette gjøres i dimensjoneringsgrunnlaget.

4.2.2 Vindturbiner

Vindturbinene i vår konstruksjon ble anslått til 70 tonn. Dette ble gjort på bakgrunn av eksisterende turbiner, som vi skalerte ned i vekt etter størrelsesforhold. Et minifagverk bærer altså 10 identiske vindturbiner, hver 30 meter opp.

4.2.3 Egenvekt staver

Egenvekt av staver gir en betydelig last nedover i konstruksjonen. Dette er krefter som øker nedover i konstruksjonen, da flere stavelementer må bæres av underliggende elementer. For å beregne egenvekten til stavene, ble det benyttet en massetetthet på stålet til 7850 kg per kubikkmeter (1). Egenvekt per stav blir dermed tverrsnitts areal multiplisert med lengden og massetetthet.

4.3 Bruks og bruddgrensetilstand

Bruks- og bruddgrensetilstand er to dimensjoneringsprinsipper i konstruksjonslære. Hovedsakelig tar bruddgrensetilstanden for seg bruddmekanismer eller konstruksjonssvikt. Her dimensjoneres det etter krefter som mest sannsynlig ikke vil opptre i løpet av konstruksjonen sin levetid. Pålitelighetskravene er fastsatt på bakgrunn av konsekvensene ett brudd vil medføre. Denne tilstanden ivaretar bæreevnen.

Bruksgrensetilstanden derimot tar for seg funksjonaliteten og vurderer faktorer som kan påvirke komforten ved normale forhold. Kravene som stilles til bruksgrensetilstanden sikrer at konstruksjonen følger estetiske retningslinjer og ikke påfører bruker noen form for ubehag. I denne tilstanden dimensjoneres det etter krefter som opptrer under vanlig bruk. I analysen vår har vi kun beregnet etter bruddgrensetilstand.

4.4 Analysemetoden

I vår strukturelle analyse, benyttet vi FEM-analyse i SAP2000 for å analysere stålkonstruksjonen. Før vi gjennomførte en FEM (finite element Analysis) var det viktig for oss å forstå hvordan kreftene fordelte seg nedover konstruksjonen. Dette gjorde vi ved å påføre enhetslaster på vinden, og egenvekten som ville avta med høyden oppover. Da vi var innenfor stått med statikken og lastfordelingen, gjennomførte vi en analyse for å sammenlikne resultater.

Analyseresultatene som kom ut i SAP2000 viste oss hvordan konstruksjonen oppførte seg under ulike lastsituasjoner, og ga oss verdifull informasjon om spenninger og deformasjoner.

4.5 Dimensjonering

Det er en omfattende prosess å dimensjonere en stålkonstruksjon i denne størrelsesorden. Det er flere effekter som må tas hensyn til samtidig, dette gjør det viktig å ha oversiktlige beregninger som enkelt kan endres, når forskjellige effekter gir ulike dimensjoneringskriterier. I vår analyse ser vi på knekking i trykkpåkjennte staver, aksialkapasitet i alle staver, aksial- og momentkapasitet i knutepunktene. På grunn av usikkerhet i laster, og for å kunne gjøre det enkelt å endre parametere og lastkombinasjoner, har vi automatisert håndberegninger for kraftgjennomgang i konstruksjonen. Nødvendig tverrsnitt etter aksialkapasitet, knekkapasitet, og knutepunktkapasitet er beregnet i et stort Excel-ark, som en kan finne under vedlegg. Regnearket inkluderer lover og regler fra Eurokode og NORSOK. Alle disse dimensjoneringspunktene er avhengige av å vite tverrsnittsdimensjoner, derfor er vi nødt til å starte med ett av disse analysepunktene.

Inputs til Excel-arket er vindlaster og egenvekter på vindturbinene. Her er det mulig å sette forskjellige verdier på både egenvekt og vindlast forskjellige steder i konstruksjonen. Dette gjør det mulig å studere ugunstige lasttilfeller. I Excel-arket blir først kreftene i alle stavene beregnet ut fra hvilke ytre vindlaster og egenvekt på turbiner som er satt som input. Deretter regnes nødvendig tverrsnittsdimensjoner ut fra nødvendig aksialkapasitet. Videre brukes resulterende tverrsnittsdata og krefter til å beregne dimensjonerende knekklast og knutepunkts kapasiteter. Det er stor sannsynlighet for at tverrsnittet vi beregner fra aksialkapasitet ikke er tilstrekkelig for å ha nok kapasitet mot knekking eller knutepunkts kapasitet. Om dette er tilfellet må vi endre tverrsnittet slik at det tilfredsstillt verste dimensjoneringskriterium, og deretter gjennomføre analysen på nytt. Når vi har et tverrsnitt som tilfredsstillt alle dimensjoneringskriterium er vi i mål. Videre under dimensjonering i kapittel 5, kommer en mer detaljert gjennomgang av beregningene våre for de forskjellige analysepunktene.

4.6 Resultater

Resultater presenteres i en oversiktlig tabell i kapittel 6. Underveis i kapittel 5 dimensjonering presenteres midlertidige resultater fra ulike analysepunkter. Resulterende verdier i kapittel 6 vil være de største nødvendige tverrsnittene basert på alle analysepunktene for de ulike stavene.

5.0 Dimensjonering

5.1 Material

5.1.1 Design klasse

Design klassen velges på bakgrunn av viktigheten på de tilhørende sveisforbindelsene. Klassene er som nevnt i kapittel 3.3.1 avhengig av flere faktorer, som inkluderer laster og mulige skader og konsekvenser som forekommer ved feil. Stålkonstruksjonen skal huse mange vindturbiner, hvor feil i konstruksjonen kan medføre store økonomiske konsekvenser, og uønskede skader på miljøet. Velger dermed å designe strukturen under designklasse DC1 som er den strengeste klassen, og dermed krever de mest strenge inspeksjonskategoriene. Vurderingen gjøres med hensyn på sveisens geometri og spenningsoppbygginger. I praksis vil det være store restkapasiteter i konstruksjonen selv ved et lokalt eller globalt brudd. Konsekvensene er på den andre siden så store at vi ikke kan tillate dette. Dette gjelder også sekundære komponenter som rekkverk, serviceheis og vindturbininnfestninger. Erfaringer fra offshoreprosjekt de siste tiår viser seg at valg av klasse stort sett ligger på konservativ side ved store komplekse konstruksjoner (21).

Table 1 — Classification of structural joints and components

Design Class ^a	Joint complexity ^b	Consequences of failure
DC1	High	Applicable for joints and members where failure will have substantial consequences ^c and the structure possesses limited residual strength ^d .
DC2	Low	
DC3	High	Applicable for joints and members where failure will be without substantial consequences ^c due to residual strength ^d .
DC4	Low	
DC5	Any	Applicable for joints and members where failure will be without substantial consequences ^c .

^a Guidance for classification can be found in [Annex B](#), [Annex C](#), [Annex D](#), [Annex E](#) and [Annex F](#).

^b High joint complexity means joints where the geometry of connected elements and weld type leads to high restraint and to triaxial stress pattern, e.g., typically multiplanar plated connections with full penetration welds.

^c "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.

^d Residual strength means that the structure meets requirements corresponding to the damaged condition in the check for accidental damage limit states, with failure in the actual joint or component as the defined damage.

Figur 20 Illustrerer ulike klassifiseringer av knutepunkt. Hentet fra (6)

5.1.2 Stålkvalitet

Design klassen kategoriserer inn i hovedklasser og underklasser. Valget av design klasse påvirker videre stålkvaliteten som forkortes til SQL (Steel quality level). Denne velges fra tabell 2 i NORSOK. NORSOK M-120 er et datablad som gir veiledning om hvilket stålmateriale som er passende i ulike tilfeller. Bladet inneholder blant annet informasjon om styrke, duktilitet, stivhet, sveiseegenskaper og korrosjonsmotstand for ulike ståltyper. For å sikre et robust design som tåler påkjenningene i drift, design og verksted fasen er det viktig å følge M-120, slik at valgt SQL blir korrekt. Basert på tabell 2 i NORSOK illustrert i figur 21, benyttes stål med høy styrke og gode materialegenskaper for DC1. Stålklasser I vil dermed være et passende valg for denne konstruksjonen.

Table 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

NOTE (X) = Selection where the joint strength is based on transference of tensile stresses in the through thickness direction of the plate, see [Annex A](#).

Figur 21 Illustrerer hvordan stålkvaliteten varierer med designklassen. Hentet fra (6)

5.1.3 Inspeksjonskategori

Ettersom konstruksjonen er utsatt for utmatting gjennom vindlast, bølbelast, egenvekt og rotasjon av turbinene benyttes tabell 4 i NORSOK for å betrakte inspeksjonskategori. På bakgrunn av dette velges det inspeksjonskategori A for sveiser med dominerende kraft på tvers av sveisen, det vil si mellom 45 og 135 grader, som vist i figur 22 under. Denne vinkelen danner en større skjærkraft på sveisen, som kan påvirke ytelsen.

Table 4 — Determination of inspection category for details with high fatigue utilisation^a

Design Class	Direction of dominating principal stress	Inspection category ^d
DC1 and DC2	Welds with the direction of the dominating dynamic principal stress transverse to the weld (between 45° and 135°)	A ^b
	Welds with the direction of the dominating dynamic principal stress in the direction of the weld (between -45° and 45°)	B ^d
DC3 and DC4	Welds with the direction of the dominating dynamic principal stress transverse to the weld (between 45° and 135°)	B ^d
	Welds with the direction of the dominating dynamic principal stress in the direction of the weld (between -45° and 45°)	C ^d
DC5	Welds with the direction of the dominating dynamic principal stress transverse to the weld (between 45° and 135°)	D
	Welds with the direction of the dominating dynamic principal stress in the direction of the weld (between -45° and 45°)	E

^a High fatigue utilisation means connections with calculated fatigue life less than 3 times the required fatigue life (design fatigue life multiplied with the DFF).

^b Butt welds with high fatigue utilisation and SCF less than 1,3 need stricter NDT acceptance criteria. Such criteria need to be developed in each case.

^c For joints in inspection categories B, C or D, the hot spot regions (regions with highest stress range) at welds or areas of welds of special concern shall be addressed with individual notations as mandatory for selected NDT methods.

^d Welds or parts of welds with no access for in-service inspection and repair should be assigned inspection category A.

^e Welds or parts of welds with no access for in-service inspection and repair should be assigned inspection category B.

Figur 22 Illustrerer designklasser med tilhørende inspeksjonsklasser. Hentet fra (6)

5.1.4 materialkvalitet

Benytter databladene M-120 som viser materialutvalgene basert på de fire SQL-gruppene som er illustrert i figur 46. Basert på valget av stålqualität I, har gruppen valgt å benytte Y21 rolled section som grunnmateriale for hele konstruksjonen. Som tidligere nevnt er det gunstig for designer å jobbe med lik flytegrense og sveisbarhet. Dimensjonerende flytespenning blir dermed 355 Mpa. Benytter denne verdien i videre beregninger.

Y20	4	EN 10225	S355G10+N/G10+M	Plates	I	S355N4z/M4z
Y21	4	EN 10225	S355G12+N/G12+M	Rolled Sections	I	S355N3z/M3z
Y22	4	EN 10225	S355G15+Q/G15+N	Seamless Tubulars	I	S355Q3z/N3z
Y25	4	EN 10225	S355G9+N/G9+M	Plates	II	S355N4/M4
Y26	3	EN 10225	S355G11+N/G11+M	Rolled Sections	II	S355N3/M3
Y27	4	EN 10225	S355G14+Q/G14+N	Seamless Tubulars	II	S355Q3/N3
Y28	2	EN 10225	S355G13+N	Welded Tubulars	II	

Figur 23 Beskriver materialdata for stålkonstruksjoner. hentet fra M-120 (22)

5.2 laster

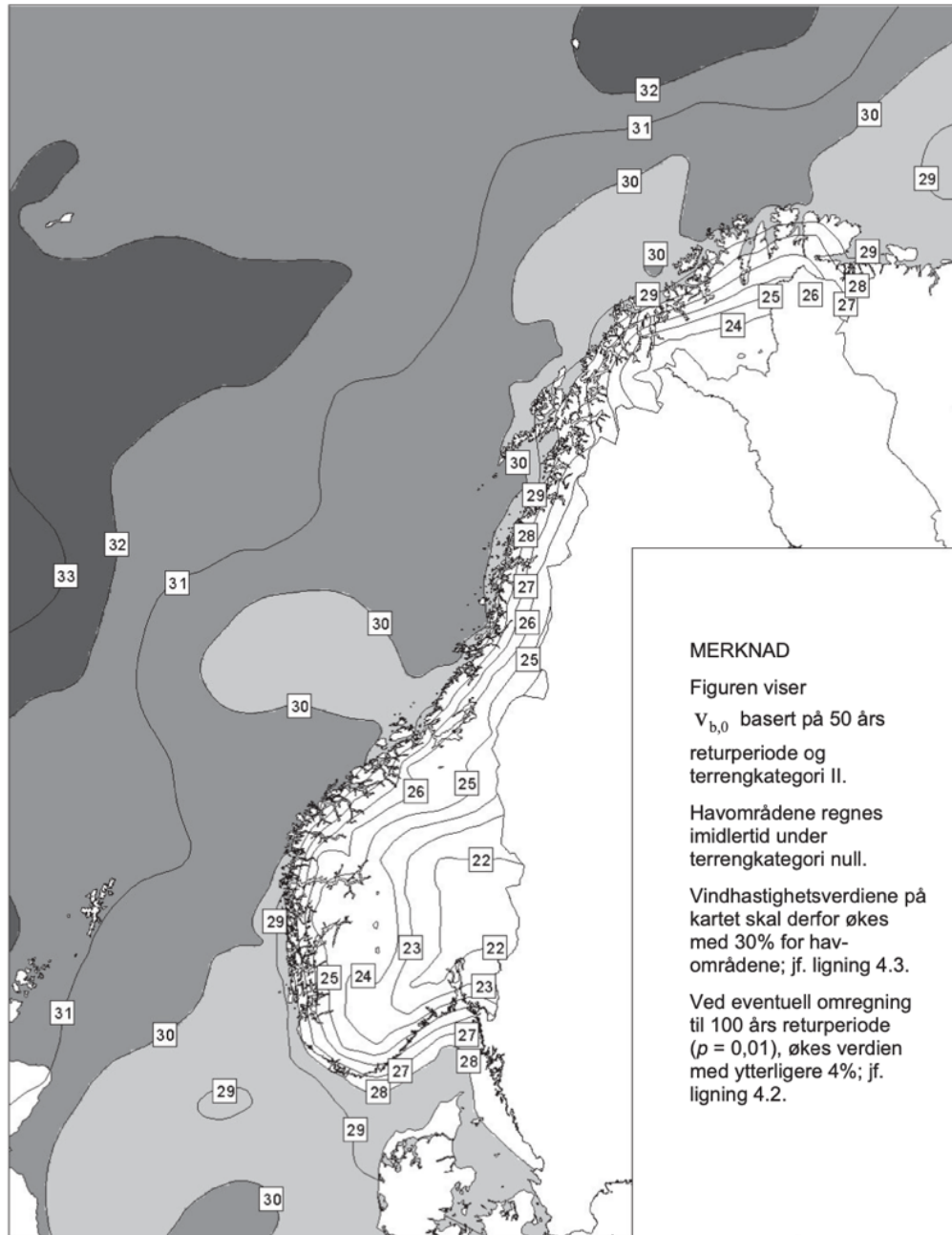
5.2.1 Vindlast på konstruksjon

Beregning av dimensjonerende vindlast på konstruksjonen gjøres i henhold til europeisk standard NS-EN-1991-1-4 og NORSOK N-003.

Kommune	$v_{b,0}$ m/s	Fylke
Strand	26	Rogaland
Hjelmeland	24	Rogaland
Suldal	24	Rogaland
Sauda	24	Rogaland
Finnøy	26	Rogaland
Rennesøy	28	Rogaland
Kvitsøy	29	Rogaland
Bokn	28	Rogaland
Tysvær	26	Rogaland
Karmøy	30	Rogaland
Utsira	30	Rogaland
Vindafjord	24	Rogaland
Bjerkedal	26	Rogaland

Figur 24 referansevindhastighet for lokasjon Utsira, hentet fra NA.4(901.1) (23)

For å beregne referansevindhastigheten benyttes tabell NA.4(901.1) – Referansevindhastighet $V_{b,0}$ for kommunene (og nærliggende havområder). Vi har valgt å bruke verdien ved Utsira (30 m/s), ettersom Utsira Nord er et område som er delegert til havvindinstallasjon.



Figur 25 illustrerer referansevindhastighet for land og havområdet. Figuren er hentet fra figur NA.4(901.1) (23)

Benytter figur 24 til å regne ut middelvindhastigheten:

$$30\text{m/s} + 30\% = 39\text{ m/s. } 39\text{m/s} + 4\% = 40,6\text{ m/s } (U_0)$$

Bruker videre NORSOK N-003 for å finne dimensjonerende vindpåvirkning.

6.4.5 Mean wind action (15)

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D A_m U_m^2 \sin \alpha \quad (7)$$

Der ρ er massetettheten til luft, C_D er drag koeffisienten, A_m er arealet som står vinkelrett på vinden, U_m^2 er vindhastigheten og α er vinkelen mellom vinden og flaten den treffer.

Det er en viss usikkerhet i hvor stort vindarealet skal være, og dermed også hvor stor den dimensjonerende vindkraften blir. En professor ved institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU, som forsker særlig på vindkonstruksjoner og vindenergi mente en tilstrekkelig tilnærming til vår oppgave, er å regne vindarealet som arealet av hele rammekonstruksjonen, dvs. 300m x 300m. Dette er fordi at vindturbinene vil fange mesteparten av vinden når de er i drift, som antagelig er til omtrent 17 m/s vindhastighet. Da antar vi at konstruksjonen oppfører seg som en plate i aerodynamisk forstand, og drag koeffisienten blir lik 1.28 (24).

Alternativt kan vindlasten beregnes ved dimensjonerende vindhastighet utenfor driftsområdet til turbinene. Da bruker vi dimensjonerende vindhastighet som vi regnet ut i henhold til NORSOK. Da blir ikke vindarealet arealet av hele rammen, men istedenfor summen av overflate-arealet av alle gurt- og stegstaver samt turbin-komponentene. Dette avhenger av tverrsnitt dimensjoner, og disse skal beregnes ut fra kapasitetsberegninger hvor blant annet vindlasten inngår. Dermed blir dette en interaktiv prosess hvor vindlasten påvirkes av tverrsnitt dimensjoner og tverrsnitts dimensjonene avhenger av vindlasten. Vi kan konservativt anta at vindarealet er 70% av rammearealet når vindturbinene ikke er i drift. I dette tilfellet fanger ikke konstruksjonen vinden like mye som når turbinene er i drift, og dermed blir drag-koeffisienten lavere og lik 0.8 som for sylindrerformede gjenstander (24). Dette på grunn av at konstruksjonen hovedsakelig består av sylindrerformede gurt- og stegstaver.

Verdier for de ulike parameterne til punkt 6.4.5 i NORSOK (likning 13) som gir dimensjonerende vindkraft er følgende:

Lasttilfelle: 1

Tabell 2 Dimensjonerende verdier for første lasttilfelle der vindturbinene er i drift (Inntil 17 m/s):

ρ	CD	Am	Um	α	F
1.229 Kg/m ³	1.28	90 000 m ²	17 m/s	90°	0,23 KN/m ²

Lasttilfelle: 2

Tabell 3 Verdier for andre lasttilfelle der vindhastigheten er større enn driftsområdet til vindturbinene.

ρ	CD	Am	Um	α	F
1.229 Kg/m ³	0.8	63 000 m ²	40,6 m/s	90°	0.57 KN/m ²

Vi kan se at vi får den største vindkraften ved beregning av dimensjonerende vindhastighet 40,6 m/s. Vi bruker dermed denne verdien videre i beregningene våre. Når vi er ferdig med analysen og kommet fram til et resultat med nødvendige dimensjoner på konstruksjonen, er det lurt å gjøre en overslagsberegning av vindarealet for å sjekke at antakelsen vår om 70% vindareal var realistisk.

Vinden øker med høyden og dermed øker også vindkraften med høyden. Vi regner med at all vindpåkjenning som treffer konstruksjonen blir tatt opp som punktlaster i knutepunktene hvor turbinene er innfestet. Da ganges arealet under hver turbin $\left(\frac{30m*300m}{10 søyler}\right)$ med dimensjonerende vindhastighet i høyden til den aktuelle vindturbinen. Dette gir en konservativ verdi på vindhastigheten i de ulike deler av vindveggen. Denne antakelsen gjør at vi kan regne på konstruksjonen som statisk bestemt, da laster må virke direkte på knutepunkt.

I NORSOK N -003 under punkt 6.4.3, referer standarden til $u(z)$ som beskriver vindforholdene som funksjon av høyden. Når man beregner vindlaster på en struktur, er det viktig å vite hvordan vindforholdene endres med høyden. Likning nummer 14 beskriver vindhastigheten ved gitte høyder.

$$U_{(z)} = U_o \left[1 + C \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad (8)$$

Hvor:

$$z_0 = 10\text{m,}$$

$$C = 5.73 * 10^{-2} (1+0.15U_0)^{0.5}$$

$$U_0 = 40,6 \text{ m/s}$$

Z = Høyde i beregningspunkt

Bruker 6.4.3 (8) og 6.4.5 (15) til å beregne vindhastigheter og resulterende vindkrefter i ulike høyder: Verdiene er rundet opp til nærmeste tier-verdi.

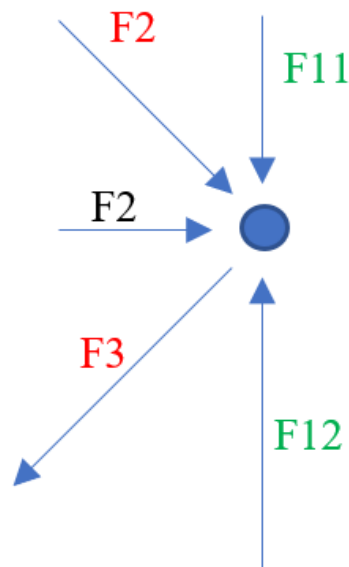
Tabell 4 Vindkrefter ulike høyder

Turbin nr	U(z) (m/s)	F(z) (KN)
10 (30m)	47.4	1000
9 (60m)	51.7	1190
8 (90m)	54.2	1300
7 (120m)	56.0	1390
6 (150m)	57.4	1460
5 (180m)	58.5	1520
4 (210m)	59.5	1570
3 (240m)	60.3	1610
2 (270m)	61.0	1650
1 (300m)	61.7	1690

5.3 Krefter i staver

Som nevnt tidligere i rapporten, så regner vi med at konstruksjonen overfører vindkreftene og turbinvekten som aksialkrefter i stavene for den statisk bestemte modellen. Da blir statikken som et fagverk, og dette forenkler beregningene av krefter nedover i konstruksjonen. For å regne de forskjellige kreftene har vi derfor brukt metoden om kraftlikevekt om hvert knutepunkt nedover.

Figur 26 skal vise hvordan kreftene går gjennom konstruksjonen gjennom steg- og gurtstavene i knutepunktet som er ringet rundt på figur 18. Dette er slik vi har regnet kreftene i alle stavene nedover. Pil inn mot knutepunkt indikerer trykkraft, mens pil vekk fra knutepunktet indikerer strekkraft i staven. Skråstegstavene har en vinkel på 45 grader.



Figur 26 illustrerer hvordan kreftene fordeler seg i et knutepunkt

For dette knutepunktet har vi følgende kraftforløp. Først kan vi finne F_3 ved kraftlikevekt i x-retning:

$$F_3 = F_2 + \frac{F_2}{\sin(45^\circ)} \quad (9)$$

Deretter kan vi finne F_{12} ved kraftlikevekt i y-retning:

$$F_{12} = F_{11} + (F_2 + F_3) * \sin(45^\circ) \quad (10)$$

Det blir i tillegg en ekstra trykkraft i gurt-stavene på begge sider som følge av overliggende gurt- og stegstaver. For dette eksempelet får F_{12} en ekstra trykkraft fra tyngden av stavene tilhørende F_{11} , F_2 , F_2 og F_3 . Den får full påkjenning av hele tyngden til overliggende gurtstav, men bare halvparten av tyngden til stegstavene i og med at gurtstavene på andre siden også bidrar med bæringen av disse.

Vi har regnet med to lasttilfeller, uten vindlast, som er aktuell når det er vindstille, og med full dimensjonerende vindlast. Dette er resultatet fra tilsvarende kraftberegning for alle stavene i «mini-fagverket». Negative verdier indikerer trykkraft i stavene, og positive verdier indikerer strekkraft i stavene.

Verdiene under grønn kolonnene viser lastpåkjenninger regnet som et fagverk etter kraftforløp som vises i figur 26. De andre kolonnene er mer nøyaktige beregninger som er utført av regneprogrammet SAP 2000, og her tas det hensyn til eksentrisitet turbinen medfører og momenter og skjærkrefter som oppstår av dette og vindlasten.

Videre beregnes første lasttilfelle. I denne delen beregnes kreftene i gurtstaver, stegstaver og horisontale staver basert på vindkrefter som er oppgitt i tabell 3.1

Krefter i lasttilfelle 1 ved full dimensjonerende vindlast:

Tabell 5 første lasttilfelle i gurtstav

Gurtstav				
Gurtstav. Nr	Aksialkraft (KN)	Aksialkraft (KN)	Skjærkraft (KN)	Moment (KNm)
1	-700	-732	217	3504
2	3537	3330	25	524
3	2837	2608	221	3331
4	13454	13084	13	213
5	12604	12362	220	3304
6	29113	28892	7	201
7	28090	28162	232	3487
8	49913	50195	13	356
9	48660	49465	193	3149
10	74880	76143	68	1165
11	-1683	-1516	0	0
12	-10051	-9583	0	0
13	-24846	-23918	0	0
14	-45776	-44092	0	0
15	-71307	-69517	0	0

Tabell 6 Første lasttilfelle i skråstegstaver

Stegstav				
Stegstav. Nr	Aksialkraft (KN)	Aksialkraft (KN)	Skjærkraft (KN)	Moment (KNm)
1	2380	2078	0	0
2	-4709	-4678	0	0
3	6983	6675	0	0
4	-9195	-9180	0	0
5	11336	11029	0	0
6	-13396	-13389	0	0
7	15357	15032	0	0
8	-17195	-17181	0	0
9	18868	18599	0	0
10	-20274	-20183	0	0

Tabell 7 Første lasttilfelle i horisontale staver

Horisontale staver				
Stav.Nr	Aksialkraft (KN)	Aksialkraft (KN)	Skjærkraft (KN)	Moment (KNm)
1	-1683	-1467	0	0
2	-1608	-1412	0	0
3	-1514	-1307	0	0
4	-1387	-1162	0	0
5	-1183	-1003	0	0

Krefter i lasttilfelle 2 uten vindlast:

Tabell 8 Andre Lasttilfelle i gurtstaver

Gurtstav. Nr	Aksialkraft (KN)	Aksialkraft (KN)	Skjærkraft (KN)	Moment (KNm)
1	-700	-732	191	-3505
2	-1413	-1751	98	1644
3	-2113	-2473	121	-1861
4	-2849	-3442	117	1776
5	-3581	-4164	111	-1729
6	-4339	-5137	123	-1978
7	-5087	-5867	116	1747
8	-5865	-6840	118	1765
9	-6631	-7570	113	-1739
10	-7423	-8541	93	-1871
11	0	176	0	0
12	-7.0	351	0	0
13	-120	535	0	0
14	-38	724	0	0
15	-61	872	0	0

Tabell 9 Andre Lasttilfelle i stegstaver

Stegstav				
Stegstav. Nr	Aksialkraft (KN)	Aksialkraft (KN)	Skjærkraft (KN)	Moment (KNm)
1	0	-273	0	0
2	0	142	0	0
3	0	-175	0	0
4	0	169	0	0
5	0	-161	0	0
6	0	177	0	0
7	0	-168	0	0
8	0	170	0	0
9	0	-163	0	0
10	0	135	0	0

Analyseresultatene fra de to ulike lasttilfellene viser betydelige forskjeller i konstruksjonens respons. Observerer en betydelig høyere aksialpåkjenning i første lasttilfelle. Dette fremhever vindkraftens viktige rolle i dimensjoneringen, og går dermed videre med dette i dimensjoneringen for nødvendig tverrsnitt etter aksialkapasitet. Andre lasttilfelle gir ingen krefter i horisontale staver, og dermed ikke tatt med i dette lasttilfelle.

5.4 Aksialkapasitet (Fagverksmodell)

Når vi har funnet de opptredende kreftene i stavene, må vi sikre at de tåler den påkjente belastningen. Dette avhenger av styrken til det valgte stålmaterialet, og tverrsnitts dimensjonene.

Rørstaver utsatt for strekk, i henhold til likning 7.3.2 i NORSOK oppfylle:

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_{fy}}{\gamma_m} \quad (11)$$

Rørstaver utsatt for trykk, skal følge likning 7.3.3 i NORSOK oppfylle:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A_{fc}}{\gamma_M} \quad (12)$$

Formel 7.3.3 (3) og 7.3.2 (2) krever at påkjent belastning ikke skal overskride aksialkapasiteten. Valgt designklasse gir oss en dimensjonerende flytespenning på 338 Mpa. En konservativ anbefaling fra Aker Solution å regne med $\frac{f_y}{\gamma_m}$ og $\frac{f_c}{\gamma_m} = 250$ Mpa, selv for høyere stålstyrker (25). Dette er for å ta hensyn til utmattingseffekter, som er aktuelle i en offshore-konstruksjon som er utsatt for vind- og bølgekrefter. I denne oppgaven har vi valgt å bruke 338 Mpa, fordi dette var veiledningen fra benyttet standard.

Vender vi om på disse ligningene finner vi en likning for nødvendig tverrsnitts areal på stavene.

$$A_{nød} = \frac{N_{rd}}{338 \text{ Mpa}} \cdot$$

Tabell 5.2 – NS-EN 1993 - Største forhold mellom bredde og tykkelse (d/t) for trykkpåkjenntverrsnittsdeler:

Klasse	Tverrsnittsdeler under trykk					
Spenningsfordeling gjennom profilet (trykk positiv)						
3	$\sqrt{60} \frac{h}{t} \leq 15\epsilon$ og $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$ $\sqrt{60}$					
	Sirkulære hulprofiler 					
Klasse	Tverrsnittsdeler under bøyning og/eller trykk					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
	MERKNAD For $d/t > 90\epsilon^2$ se NS-EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figur 27 illustrerer tverrsnittsdeler under trykk, hentet fra (5)

Vi ønsker å dimensjonere de forskjellige konstruksjonsdelene i tverrsnitts klasse 3. Da kan vi regne elastisk flytning i de mest utsatte del av tverrsnittet inntreffer før lokal knekking av tverrsnittet. Fra tabell 5.2 illustrert i figur 27, ser vi at for hulprofiler så må $d/t < 90 \times 0,66$ for å havne under tverrsnitts klasse 3. Altså $d/t < 60$. En annen begrensning er at $d/t > 20$. Dette på grunn av produksjonsbegrensninger av hulprofiler.

Alle gurtstaver som ligger over hverandre, skal designes med samme ytre diameter. På denne måten unngår vi å regne med koniske overganger når tverrsnitts arealet endres i søylene. Dette vil si at søylene over hverandre kan ha ulik ytre diameter. Siden kreftene øker nedover i konstruksjonen, vil også nødvendig tverrsnitts areal øke. Med lik ytre diameter hele veien oppover, vil dette si at det er tykkelsen på hulprofilene som endrer seg oppover.

For å finne ytre diameter startet vi med den søylen med størst påkjenning i bunn av konstruksjonen. Først fant vi nødvendig areal fra aktuell påkjenning, som beskrevet over. Deretter bestemte vi at denne søylen skulle designes med $\frac{D}{t} = 20$, slik at vi får så liten ytre diameter oppover som mulig, og på denne måten reduserer vindarealet til konstruksjonen.

Da fikk vi utledet et uttrykk for tykkelsen «t» fra nødvendig areal « $A_{n\ddot{o}d}$ »:

$$D_{ytre} = 20t$$

$$D_{indre} = 18t$$

$$A_{n\ddot{o}d} = \frac{\pi}{4} * (D_{ytre}^2 - D_{indre}^2) = \frac{\pi}{4} * ((20t)^2 - (18t)^2)$$

Løser for «t», og deretter finner vi ytre diameter ved $D = 20t$

Etter vi har regnet ut ytre diameter, kan vi finne nødvendig tykkelse på alle resterende stavene i fagverket. Da blir uttrykket:

$$A_{n\ddot{o}d} = \frac{\pi}{4} * D^2 - \frac{\pi}{4} * (D - 2t)^2$$

Dette løses ut for «t» som en andregradslikning. Denne utregningen har vi automatisert med «målsøking» funksjonen i Excel.

Kommentar: Tykkelsen skal ikke være mindre enn 6mm etter krav fra NORSOK, og den begrenses til $t > \frac{D}{60}$. Dette er også automatisert i Excel-skjemaet. På grunn av dette får noen staver større tverrsnitt enn det som er nødvendig med hensyn til aksialkapasitet.

Dimensjonerende tverrsnitt etter aksialkapasitet:

Tabell 10 Dimensjonerende tverrsnitt i stegstaver, etter aksialkapasitet

Stav. Nr	Aksialkraft (kN)	Ytre Diameter (mm)	Tykkelse (mm)
1	-700	1240	21
2	3537	1240	21
3	2837	1240	21
4	13454	1240	21
5	12604	1240	21
6	29113	1240	23
7	28090	1240	23
8	49913	1240	40
9	48660	1240	40
10	74880	1240	62
11	-1683	1200	20
12	-10051	1200	20
13	-24846	1200	20
14	-45776	1200	37
15	-72307	1200	60

Tabell 11 Dimensjonerende tverrsnitt i stegstaver, etter aksialkapasitet

Steg. Nr	Aksialkraft (KN)	Ytre Diameter (mm)	Tykkelse (mm)
1	2380	640	11
2	-4709	640	11
3	6983	640	11
4	-9195	640	14
5	11336	640	18
6	-13396	640	21
7	15375	640	24
8	-17195	640	27
9	18868	640	30
10	-20274	640	32

5.5 Interaksjon aksialkapasitet, skjær og moment (rammekonstruksjon)

Bruker dimensjonerende verdier regnet i SAP 2000 for aksialkrefter, skjærkrefter og momenter i de forskjellige stavene i fagverket. Se verdier i tabell 5, 6, og 7.

Dimensjonerer etter NS – EN 1993 1 –1.

6.2.1 (5) flytekriterium etter elastisitetsteorien.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (13)$$

I vårt tilfelle blir bøyepsenningene om z-aksen (ut av planet) neglisjerbare, og settes lik 0. Da gjenstår normalspenningene som bøyespenning i x-retning summert med normalspenning fra aksialkraften.

Etter elastisitetsteori har vi

$$\sigma_{x,max} = \frac{N}{A} + \left(\frac{M}{I}\right)\left(\frac{D}{2}\right) \quad (14)$$

NS-EN1993-1-1 - 6.2.6 (4)

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It} \quad (15)$$

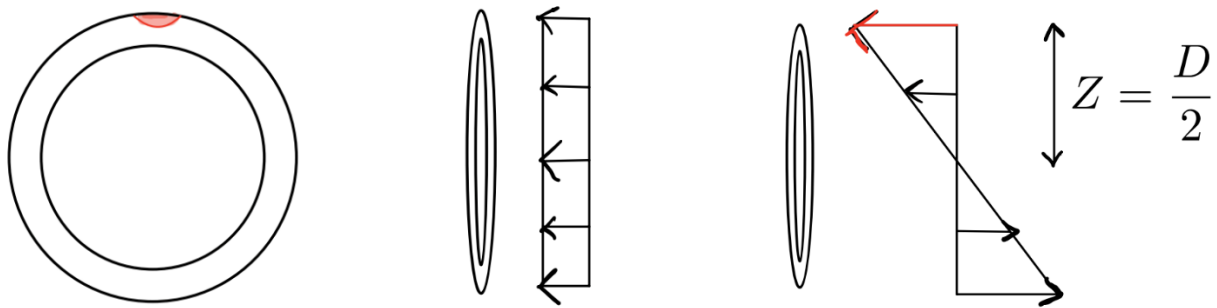
Der V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft, S er første arealmoment, I er andre arealmoment for hele tverrsnittet og t er tykkelsen der spenningen opptrer.

Sjekker 3 dimensjonerende snitt:

1. Ytterste fiber ved størst momentpåkjønning, men 0 skjærspenning.
2. Snitt hvor det både opptrer skjærspenninger og bøyespenninger.
3. Snitt ved bøyeaksen, hvor bøyespenningene er lik 0, men skjærspenningene er maksimale.

For alle snittene vil aksialspenningen være lik $\left(\frac{\text{Aksialkraft (N)}}{\text{Areal (A)}}\right)$. Tverrsnittets andre arealmoment er også konstant i beregningene av spenninger i de forskjellige snitt. $I = \frac{\pi}{64}(D_{ytte}^4 - D_{indre}^4)$ (26).

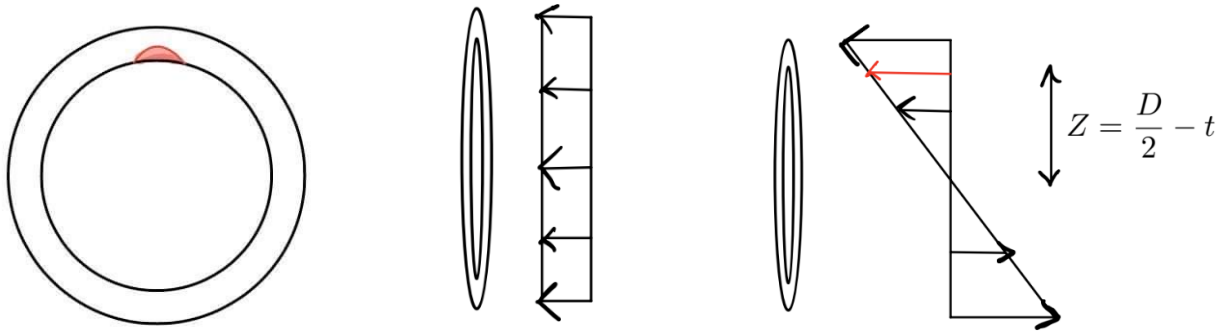
Snitt 1:



Figur 28- Snitt 1 - Aksialspenning N/A - Bøyespenning $M/I * Z$

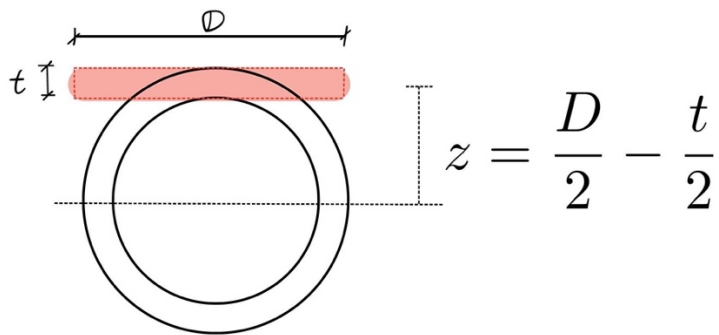
I dette snittet er skjærspenning lik 0. Normalpenning er lik summen av $\frac{N}{A} + \frac{M}{I} * Z$

Snitt 2:



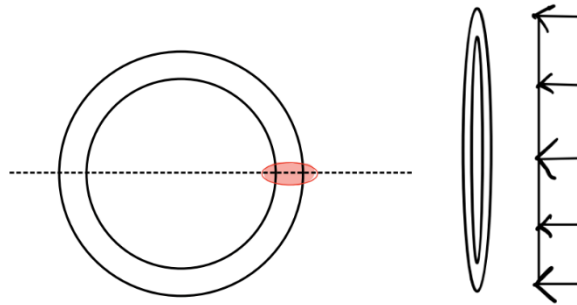
Figur 29 Snitt 2: Aksialspenning $\frac{N}{A}$ – Bøyenspenning $\frac{M}{I} * Z$ – Skjærspenning $\frac{V * S}{I * 2T}$

I dette snittet er det både aksial-, bøye- og skjærspenning. Normalspenningen regnes ut på tilsvarende måte som i snitt 1, bare med en mindre z-verdi. For å regne ut opptredende skjærspenning er vi nødt til å regne ut 1. arealmoment (S) for det aktuelle snittet:



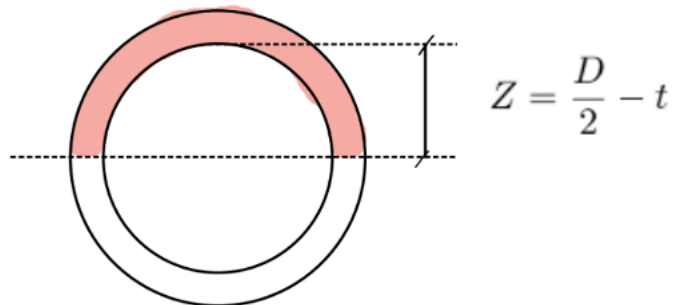
Figur 30 Beregning av første arealmoment for snitt 2. Konservativt: $S = D * t * Z$

Snitt 3:



Figur 31 Aksialspenning $\frac{N}{A}$ - skjærspenning - $\frac{V*S}{I*t}$

I dette snittet er det bare skjærspenning og aksialspenning som opptrer og bøyespenning er lik 0.



Figur 32 Konservativt: $S = \left(\frac{A}{2}\right) * Z$

Det snittet som gir verste spenningstilstand er første snitt i alle staver, og blir det dimensjonerende. For å finne så slankt dimensjonerende tverrsnitt som mulig, ble målsøkingsfunksjonen i Excel brukt, hvor målet var at interaksjons-summen av skjær- og normalspenning < 1.0 (6.2.1) For å se utregnede spenninger i de forskjellige snittene og staverne se vedlegg.

Utregningseksempel fra Gurtstav nr. 9

Tabell 12 Tverrsnittsdata for gurtstav nummer 9

Diameter (mm)	Tykkelse (mm)	Areal (mm²)	2.Arealmoment (mm⁴)	V_{Ed} (Kn)	N_{Ed} (Kn)	M_{Rd} (kNm)
1262	47	179401	$3.3154 * 10^{10}$	193	49465	3149

Tabell 13 Tverrsnittsdata for snitt 1,2 og 3

Snitt	S: 1. Arealmoment (mm³)	τ (N/mm²)	σ_x (N/mm²)	Interaksjons-formel 6.2.1 (<1)
1	0	0	336	0.986
2	$360.33 * 10^5$	2.3	331	0.960
3	$523.85 * 10^5$	3.3	276	0.666

Tabell 14 Dimensjonerende tverrsnitt i gurtstav etter interaksjonsformel 6.2.1 (5)

Gurtstav. Nr	Ytre Diameter (mm)	Tykkelse (mm)
1	1262	23
2	1262	23
3	1262	23
4	1262	23
5	1262	23
6	1262	23
7	1262	31
8	1262	41
9	1262	47
10	1262	63
11	1177	20
12	1177	20
13	1177	20
14	1177	37
15	1177	59

Tabell 15 Dimensjonerende tverrsnitt i stegstav etter interaksjonsformel 6.2.1 (5)

Stegstav. Nr	Ytre Diameter (mm)	Tykkelse (mm)
1	635	11
2	635	11
3	635	11
4	635	14
5	635	17
6	635	21
7	635	24
8	635	27
9	635	29
10	635	32

Bruker disse tverrsnittene videre for å sjekke om det er fare for knekking av trykkbelastede staver i rammekonstruksjonen.

5.6 Knekkapasitet

I konstruksjonen vår er det lange trykkpåkjennte staver, og dette kan medføre knekking for slanke tverrsnitt. Knekking lokalt og globalt er kritisk å forhindre, for å sikre integriteten til konstruksjonen. Vi kontrollerer knekkapasitet til de ulike stavene i henhold til Eurokode NS-EN 1993 1 – 1:

6.3.3 (3):

Påvisning av stabilitet for stavsystemer kan utføres ved påvisning av enkeltstavens kapasitet betraktet hver for seg. Det tas hensyn til andre ordens virkninger på systemet for et forskyvelig system (P- Δ -effekten), enten ved økning av enkeltstavens endemomenter eller ved fastsettelse av passende knekk lengder (5)

For fagverksmodellen, virker det ikke momenter i endene på stavene, så her må andre ordens virkninger ved bruk av konservative knekk lengder. For rammemodellen er det også aktuelt med økning av enkelstavenes endemomenter, men vi velger å også bruke konservative verdier for knekk lengden til stavene i rammen.

Knekk lengden samsvarer med den knekk formen som slår ut ved den laveste påkjente lasten. Knekk lengden blir lengden av én sinusformet bølge som følge av knekk formen til staven. Vi velger å følge anbefalinger gitt i NS-EN 1993 1-1 tillegg BB. Anbefalingene gjelder for staver av hulprofiler i fagverks- og gitterkonstruksjoner.

BB.1.3 Staver av hulprofiler

(1)B Knekk lengden L_{cr} for en gurtstav med hulprofil kan settes lik $0.9L$ for bøyekneking både i og ut av planet, der L er systemlengden for det relevante planet. Systemlengden i planet er avstanden mellom knutepunktene. Systemlengden ut av planet er avstanden mellom sidestøttene med mindre en beregning viser at en mindre verdi kan brukes. (5)

(2)B Knekk lengden L_{cr} for hulprofil som diagonal i et fagverk med skrudde forbindelser kan forutsettes lik $1.0L$ for knekking både inn og ut av planet. (5)

(3)B Knekk lengden L_{cr} for en stegstav av hulprofil uten ender med redusert tverrsnitt eller flat klemming, og som er sveist rundt hele omkretsen ved innfestingen til gurter av hulprofiler, kan vanligvis settes lik $0.75L$ for knekking både i og ut av planet. Lavere verdier av knekk lengden basert på prøving eller beregning kan benyttes. I dette tilfellet kan knekk lengden av gurtstavene ikke reduseres. (5)

5.6.1 Knekk - Fagverksmodell:

For fagverksmodellen er det ingen dimensjonerende stivhet mot rotasjon i knutepunktene, og dermed er det konservativt å anta at knekkformen vil bli som for Eulerstaven, som er leddet i begge ender. Dermed blir knekk lengden $1.0L$ for både gurt- og stegstavene.

6.3.1.3 Relativ slankhet for bøyeknekking (6.50)

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (16)$$

Der L_{cr} representerer knekk lengden, i er treghetsradien om tverrsnittsaksen og $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Vi bruker knekk kurve a og får dermed imperfeksjonsfaktor lik 0.21 etter tabell 6.1. Dette fordi vi dimensjonerer tverrsnittene til å være varmformet og stålstyrke S355.

Staver med tilsiktet sentrisk trykk må reduksjonsfaktor χ bestemmes (6.3.1.2)

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (17)$$

Der Φ :

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (18)$$

Dimensjonerende knekkapasitet blir antatt som:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (19)$$

6.3.1.1 (1) staver med tilsiktet sentrisk trykk må også påvises mot knekk for:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (20)$$

Der N_{Ed} er dimensjonerende trykkraft og $N_{b,Rd}$ er dimensjonerende knekk kapasitet i staven.

Eksempel av en utregning for knekkapasitet for gurtstav nummer 15 er gitt i tabell 16 under

Tabell 16 data - knekk

N_{Ed} [KN]	D [mm] 	t [mm]	I*10¹¹ [mm ⁴]	i [mm]	λ1	L_{Cr} [m]	λ₋	ϕ	χ	N_{b,Rd} [KN]
-72442	1770	89	1,665	595,1 5	76,41	60	1,319	1,488	0,460	-73034

Tilsvarende beregning for alle trykkpåkjennte staver ligger vedlagt i Excel skjema, under vedlegg E. Resulterende tverrsnitt og kapasitet i alle trykkpåkjennte staver vises i tabell 17 og 18 under.

Gurtstav:

Tabell 17 Tverrsnitt og knekkapasitet for trykkpåkjennte gurtstaver

Stav nr.	N_{Ed} [kN]	D [mm]	t [mm]	L_{Cr} [m]	$N_{b,Rd}$ [kN]
11	-1690	1770	30	60	-26827
12	-10080	1770	30	60	-26827
13	-24905	1770	30	60	-26827
14	-45872	1770	53	60	-45872
15	-72442	1770	89	60	-73034

Skråstag:

Tabell 18 Tverrsnitt og knekkapasitet for trykkpåkjennte skråstag

Stav nr.	N_{Ed} [kN]	D [mm]	t [mm]	L_{Cr} [m]	$N_{b,Rd}$ [kN]
2	-4724	1070	18	42.5	-7532
4	-9221	1070	23	42.5	-9502
6	-13435	1070	34	42.5	-13658
8	-17239	1070	45	42.5	-17574
10	-20337	1070	54	42.5	-20604

Fra tabell 8 under kapitel 5.3 ser vi at lasttilfelle 2, uten vindlast, gir dimensjonerende trykkpåkjenning på gurtstavene 1 til 10. Det gir derimot neglisjerbare trykkrefter i stegstavene og gurtstavene 11 – 15.

Lasttilfelle 2 gir dermed følgende dimensjonerende verdier:

Tabell 19 Tverrsnitt og knekkapasitet for trykkpåkjente gurtstaver i lasttilfelle 2

Gurtstav.nr	N_{Ed} [KN]	D [mm]	t [mm]	L_{Cr} [m]	$N_{b,Rd}$ [KN]
1	-700	700	12	30	-2878
2	-1413	700	12	30	-2878
3	-2113	700	12	30	-2878
4	-2849	700	12	30	-2878
5	-3581	700	16	30	-3777
6	-4339	700	19	30	-4432
7	-5087	700	23	30	-5281
8	-5865	700	26	30	-5899
9	-6631	700	30	30	-6698
10	-7423	700	35	30	-7659

Av resultatene ser vi at knekking blir dimensjonerende for stegstavene og gurtstavene 11 til 15, men ikke for gurtstavene 1 til 10 for fagverksmodellen, da aksialkapasitet i strekk krever større tverrsnitt.

5.6.2 Bøyeknekk - Rammemodell:

Følger fremgangsmåten gitt i NS-EN1993-6.3.3 (4):

Staver som utsettes for kombinert bøyning og aksialkraft, bør oppfylle følgende:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (21)$$

Merknad til 6.3.3 (4): For staver som ikke er følsomme for torsjonsdeformasjoner vil χ_{LT} være lik 1.0 (5)

Alle stavene i konstruksjonen er hulprofiler, så de er derfor ikke følsomme for torsjonsdeformasjoner og dermed blir verdien χ_{LT} lik 1.0.

Tabell 20 Verdier for N_{Rk} , Hentet fra (5)

Tabell 6.7 – Verdier for $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ og $\Delta M_{i,Ed}$

Klasse	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Fra tabell 6.7 i NS-EN1993-1-1 har vi også at tilleggsmomenter ΔM_{Ed} som følge av en forskyvning av tverrsnittaksen, er lik 0 for tverrsnittklasse 3.

Følger Tillegg B – Metode 2 for å finne interaksjonsfaktorer til 6.3.3(4). Stavene skal være utformet som store sirkulære hulprofiler (CHS), og dette er tverrsnitt som er veldig lite følsomme for vridning. Dette er grunnen til at Tillegg B – Metode 2 blir brukt.


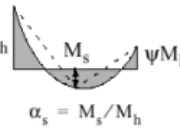
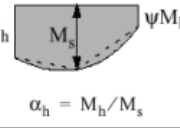
Merk: Vi har at $M_{z,Ed}$ er lik 0, og dermed forsvinner siste ledd i interaksjonsformel 6.3.3(4). Vi trenger altså bare finne interaksjonsfaktor K_{yy} :

Tabell B.1 – Interaksjonsfaktorer, k_{ij} , for \overline{AC} vridningsforhindrede \overline{AC} staver

Interaksjonsfaktorer	Type tverrsnitt	Beregningsforutsetninger	
		elastiske tverrsnittsverdier for klasse 3 og klasse 4	plastiske tverrsnittsverdier for klasse 1 og klasse 2
k_{yy}	I-profiler RHS-profiler	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} I \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} I \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} I \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} I \gamma_{M1}} \right)$

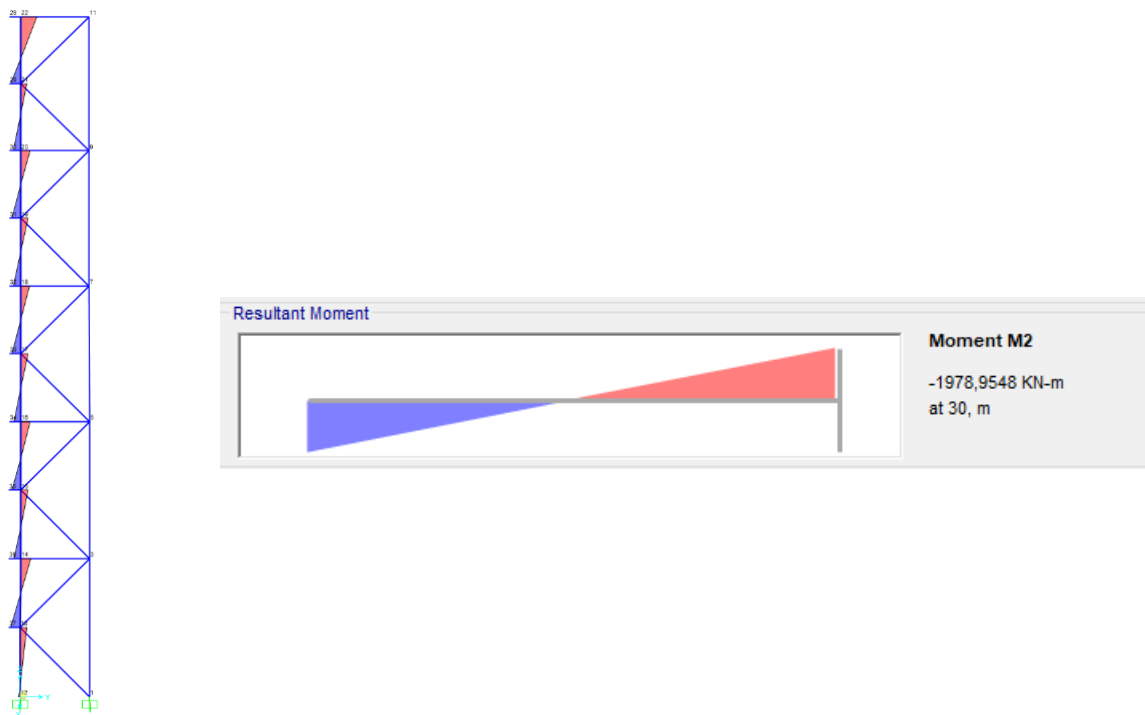
Figur 33 Interaksjonsfaktorer for tverrsnitts klasse 3, hentet fra (5)

Tabell B.3 – Ekvivalente momentfaktorer, C_m , for tabell B.1 og B.2

Momentforløp	Område	C_{my} og C_{mz} og C_{mLT}	
		Jevnt fordelt last	Punktlast
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 M_s ψM_h $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 M_h ψM_h $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$
For staver \overline{AC} med forskyvelige endepunkter \overline{AC} bør ekvivalent momentfaktor antas til $C_{my} = 0,9$ henholdsvis \overline{AC} $C_{mz} = 0,9$ \overline{AC} .			
C_{my} , C_{mz} og C_{mLT} bør beregnes etter momentdiagrammet mellom de relevante fastholdte punktene på følgende måte:			
momentfaktor	bøyeakse	punkter avstivet i retning	
C_{my}	y-y	z-z	
C_{mz}	z-z	y-y	
C_{mLT}	y-y	y-y	

Figur 34 Momentfaktorer, benytter momentdiagram fra SAP, se neste side. Hentet fra (5)

Bruker beregningsforutsetninger: elastisk tverrsnitt klasse 3 for Tabell B.1. Momentforløpet blir lineært som øverste figur under momentforløp-kolonnen i tabell B.3. Verdien for Ψ i gurtstavene blir -1, som vi kan se av analysen i SAP2000:



Figur 35 Momentdiagram med tilhørende verdi for gurtstav nummer 6, hentet fra beregningsmodell i SAP2000

Dette medfører at verdien for C_{my} blir lik 0.4 som er den minste tillatte verdi i henhold til tabell B.3.

Følger anbefalingene i BB.1.3. Dette medfører at kneklengdene til gurtstavene settes til $0.9L$ og kneklengdene til stegstavene settes til $0.75L$.

Tabell 21 - Eksempelberegning av nødvendig tverrsnitt for gurtstav nummer 5 etter bøye-knekking

N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KNm)	t (mm)	D (mm)	L_{cr} (m)	χ	N_{Rd} (KN)	M_{Rd} (KNm)	K_{yy}	Interaksjonsjekk 6.3.3(4) < 1
5137	1978	25	745	27	0.424	19113	3329	0.552	0.962

Etter å ha benyttet bøyeknekkformel 6.3.3 (4) kom vi frem til følgende verdier:

Tabell 22 Nødvendig tverrsnitt på gurtstaver etter bøyeknekk 6.3.3 (4)

Gurtstav. nr	t (mm)	D (mm)	Interaksjonsjekk 6.3.3(4) < 1
1	14	745	0,941
2	14	745	0,783
3	15	745	0,954
4	18	745	0,963
5	21	745	0,934
6	25	745	0,962
7	27	745	0,950
8	30	745	0,974
9	33	745	0,963
10	38	745	0,950

Tabell 23 Nødvendig tverrsnitt på gurtstaver etter bøyeknekk 6.3.3(4)

Gurtstav. nr	t (mm)	D (mm)	Interaksjonsjekk 6.3.3(4) < 1
11	28	1680	0.059
12	28	1680	0.372
13	28	1680	0.930
14	51	1680	0.973
15	84	1680	0.979

Tabell 24 Nødvendig tverrsnitt på trykkpåkjennte stegstaver etter bøyeknekk 6.3.3 (4)

Stegstav.nr	t (mm)	D (mm)	Interaksjonsjekk 6.3.3(4) < 1
2	16	945	0.608
4	20	945	0.965
6	30	945	0.964
8	39	945	0.975
10	48	945	0.954

For utfyllende beregning av alle stavene: se vedlegg G. Ser at bøyeknekking ikke blir dimensjonerende for gurtstavene 1 til 10 i rammemodellen, fordi at elastisk interaksjon mellom aksial-, skjær- og momentkrefter i lasttilfelle 1 krever større tverrsnitt.

5.7 Knutepunkt

NORSOK-N004 gir krav og retningslinjer til utforming av knutepunkter i en stavsystemkonstruksjon. Ved å følge retningslinjene i formel 7.4.3.2 og 7.4.3.4, samt tilhørende tabell 7 og tabell 8 i NORSOK-N004, får vi beregnet en resulterende aksial- og momentkapasitet i knutepunktene.

Punkt 7.4.3.1 i NORSOK N004 gir validitetskrav til den geometriske utformingen av knutepunktene. For å kunne bruke formelapparatet må de geometriske parameterne samsvare med disse.

Validitetsgrensene for bruk av kapasitetsberegninger under punkt 7.4.3-N-004 er som følger:

$$0.2 \leq \beta \leq 1.0$$

$$10 \leq \gamma \leq 50$$

$$30^\circ \leq \Theta \leq 90^\circ$$

$$g/D \geq 0.6 \text{ (For K-knutepunkt)}$$

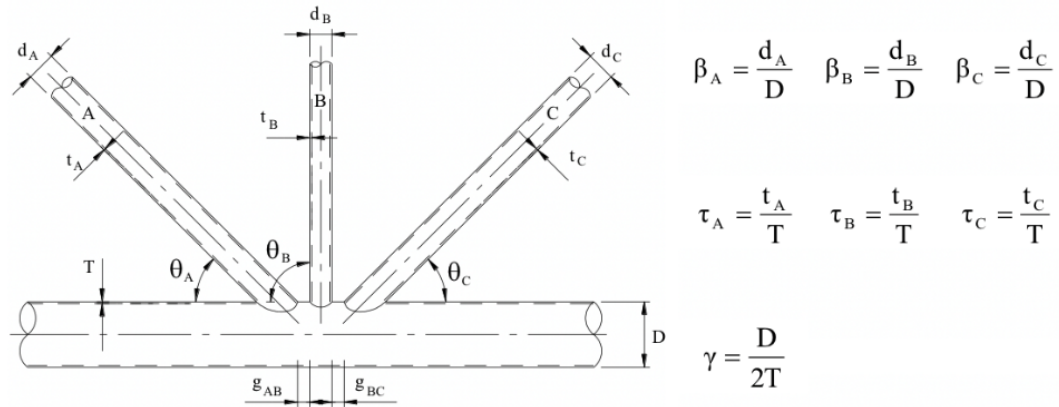


Figure 6 — Definition of geometrical parameters for KT-joints

Figur 36 Geometriske parametere til knutepunkter. Hentet fra (6)

N-004 7.4.3.2 gir fomler for kapasiteter:

Knutepunkter med prinsipielle stegstaver av hulprofiler, uten ekstra form for avstiving burde designes etter følgende retningslinjer. Dimensjonerende motstander for enkle knutepunkt er som følger:

$$N_{RD} = \frac{f_y T^2}{\gamma_M \sin \theta} Q_u Q_f \quad (1)$$

$$M_{RD} = \frac{f_y T^2 d}{\gamma_M \sin \theta} Q_u Q_f \quad (23)$$

Hvor:

N_{Rd} = Knutepunktets dimensjonerende aksialkapasitet

M_{Rd} = Knutepunktets momentkapasitet

f_y = Flytespenning til materialet

$\theta = 45^\circ$

T = tykkelse av gurtstav tilhørende knutepunktet

d = diameter av stegstav tilhørende knutepunktet

γ_M = sikkerhetsfaktor lik 1.15

Q_u = Faktor etter lastvirkning i tilhørende stegstav (se tabell 7 under)

Q_f = Faktor etter lastvirkning i tilhørende gurtstav (se punkt 7.4.3.4 under)

Table 7 — Values for Q_u

Joint Classification	Brace action			
	Axial Tension	Axial Compression	In-plane Bending	Out-of-plane bending
K	$\min \begin{cases} (16 + 1,2\gamma)\beta^{1,2}Q_g \\ 40\beta^{1,2}Q_g \end{cases}$		$(5+0,7\gamma)\beta^{1,2}$	$2,5+(4,5+0,2\gamma)\beta^{2,6}$
Y	30β	$\min \begin{cases} 2,8 + (20 + 0,8\gamma)\beta^{1,6} \\ 2,8 + 36\beta^{1,6} \end{cases}$		
X	$6,4\gamma^{(0,6\beta^2)}$	$(2,8+(12+0,1\gamma)\beta)Q_\beta$		

NOTE The following notes apply:

a) Q_β is a geometric factor defined by:
 $Q_\beta = 0,3/\beta(1 - 0,833\beta)$ for $\beta > 0,6$
 $Q_\beta = 1,0$ for $\beta \leq 0,6$

b) Q_g is a gap factor defined by:
 $Q_g = 1 + 0,2(1 - 2,8g/D)^3$ for $g/D \geq 0,05$, but $Q_g \geq 1,0$
 $Q_g = 0,13 + 0,65\phi\gamma^{0,5}$ for $g/D \leq -0,05$

where
 $\phi = t_{f_y,b}/T_{f_y,c}$
 $f_{y,b}$ = yield strength of brace (or brace stub if present)
 $f_{y,c}$ = yield strength of chord (or chord can if present)
 Q_g = linear interpolated value between the limiting values of the above expressions for $-0,05 \leq g/D \leq 0,05$

Figur 37 Gir faktor etter lastvirkning i stegstav, Hentet fra (6)

Tabell 7 i figur 35 gir forskjellig verdi for Q_i etter hvordan lastvirkningen er i stegstaven tilhørende knutepunktet. Det skilles altså mellom K-, Y- og X – knutepunkt, og det skilles også mellom strekk, trykk og bøyning i stegstavene. I minifagverket som vi regner på er det bare K- og Y-knutepunkt. Det er heller ikke betydelig bøyemoment i stegstavene, så det er verdiene under Aksial- strekk og trykk for K- og Y-knutepunkt som er aktuelle.

I istedenfor å dele opp stegstavene i prosentvis K- og Y-knutepunkt, har vi valgt å regne ut Q_u som fullstendig K-knutepunkt og fullstendig Y-knutepunkt, for så å velge den verste situasjonen. Dette er konservativ tilnærming, så det er forsvarlig med tanke på knutepunkts kapasiteten. Bruker videre punkt 7.4.3.4 for å regne ut Q_f .

7.4.3.4 gir:

$$Q_f = 1,0 + C_1 \frac{\sigma_{a,Sd}}{f_y} - C_2 \frac{\sigma_{my,Sd}}{1,62f_y} - C_3 A^2 \quad (24)$$

$$A^2 = \left(\frac{\sigma_{a,Sd}}{f_y} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{my,Sd}^2 + \sigma_{mz,Sd}^2}{1,62f_y^2} \right) \quad (25)$$

Hvor:

$\sigma_{a,Sd}$ = Aksialspenning i chord, positiv ved strekk.

$\sigma_{my,Sd}$ = Bøyespenning i planet, positiv ved kompresjon i skjøten.

$\sigma_{mz,Sd}$ = Bøyespenning ut av planet i chord.

f_y = Flytespenning til materialet.

C_1, C_2, C_3 = Koeffisienter avhengig av skjøt- og lasttype som gitt i tabell 8 i NORSOK N-004.

Dette punktet gir design faktor som kompenserer for tilstedeværende spenningstilstand i gurtstaven.

Table 8 — Values for C_1 , C_2 and C_3

Joint type	C_1	C_2	C_3
K joints under balanced axial loading	0,2	0,2	0,3
T/Y joints under brace axial loading	0,3	0	0,8
X joints under brace axial tension loading ^a			
$\beta \leq 0,9$	0	0	0,5
$\beta = 1,0$	0,2	0	0,2
X joints under brace axial compression loading ^a			
$\beta \leq 0,9$	0,2	0	0,5
$\beta = 1,0$	-0,2	0	0,2
All joints under brace moment loading	0,2	0	0,4
^a Linear interpolated values between $\beta = 0,9$ and $\beta = 1,0$			

The average of the chord loads and bending moments on either side of the brace intersection should be used in [Formula \(55\)](#) and [Formula \(56\)](#). The chord thickness at the joint should be used in the above calculations.

Figur 38 gir koeffisientene C_1 , C_2 og C_3 . Hentet fra (6)

Ved å bruke formelapperatet i NORSOK for kapasitet av knutepunkt i rammemodellen, får vi at tverrsnittene som ble utregnet etter interaksjon mellom aksial-, skjær- og momentvirkninger for noen av stavnene, ikke gir tilstrekkelig styrke i tilhørende knutepunkt. Dette betyr at det er knutepunkts kapasitet som til slutt blir dimensjonerende for disse stavnene. Vi har regnet på 10 knutepunkter, hvor skråstegstaver møter gurtstaver, og nummerert disse nedover fra 1 til 10. Knutepunkt 1 er der stegstav 1 er festet i gurtstav 11. Knutepunkt 2 er hvor stegstav 1 og stegstav to er festet i gurtstav 1 og 2. Og slik fortsetter nummereringen nedover.

W	X	Y	Z	AA	AB
NRd [kN]	MRd [kNm]	NEd [kN] Steg	MEd [kNm] Steg	Kapasitetsjekk N	Kapasitetsjekk M
4525,51397	3371,507906	2078	0	OK!	OK!
5097,11795	3797,352874	-4678	0	OK!	OK!
4521,17274	3368,273695	6675	0	For lite kapasitet!	OK!
5149,17468	3836,135139	-9180	0	For lite kapasitet!	OK!
4036,08036	3006,87987	11029	0	For lite kapasitet!	OK!
4602,19021	3428,631709	-13389	0	For lite kapasitet!	OK!
13044,558	9718,195707	15032	0	For lite kapasitet!	OK!
13835,8897	10307,73783	-17181	0	For lite kapasitet!	OK!
29545,9695	22011,74731	18599	0	OK!	OK!
32315,5633	24075,09469	-20183	0	OK!	OK!

Figur 39 illustrer skjermdump fra Excel, ikke nok kapasitet i enkelte knutepunkt

Fra formel 7.4.3.2 – N-004 kan en se at tykkelsen på tilhørende gurtstav er proporsjonal med aksialkapasiteten av knutepunktet. Dermed justerer vi denne verdien for å tilfredsstillе nødvendig aksialkapasitet i knutepunktet. Vi må også sørge for at de geometriske parameterne forblir innenfor gyldighetsgrensene i henhold til 7.4.3.1 N-004 etter justeringen.

Bruker tverrsnitts verdier for de underliggende stav-medlemmene i knutepunktene i kapasitetsberegningene. Dette på grunn av at det er de underliggende staver som skal videreføre kreftene. Bruker målsøkingsfunksjonen i Excel - skjemaet for å finne nødvendig tykkelse i gurtstav:

Tabell 25 Tverrsnittsdata etter knutepunkts kapasitet

Gurtstav. Nr	Ytre Diameter (mm)	Tykkelse (mm)
1	1262	23
2	1262	23
3	1262	23
4	1262	31
5	1262	31
6	1262	39
7	1262	39
8	1262	49
9	1262	49
10	1262	63
11	1680	28
12	1680	39
13	1680	51
14	1680	62
15	1680	84

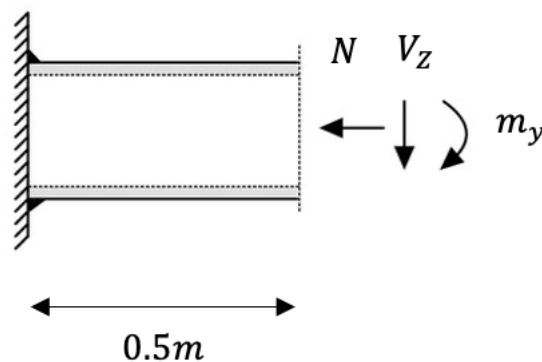
5.8 Innfestning av vindturbiner

5.8.1 Tverrsnitts kapasitet av utkrager

I dette avsnittet gjør vi en kapasitetssjekk av utkrageren som fester vindturbinen som er plassert 270 meter over havet. Vindturbinen er illustrert med en sirkel i figur 18. Fremgangsmetoden baserer seg på håndberegninger i henhold til gjelde regelverk, før sveisen valideres ved hjelp av Idea Statica. For å beregne elastisk tverrsnittkapasitet på ut-krager og tilhørende sveiser, må vi betrakte snittkrefter og tverrsnittets geometriske egenskaper. Dette inkluderer diameter (D), tykkelsen (t), arealet samt materialets elastiske (E) modul og flytespenning (f_y). Som nevnt i kapittel 5.4 dimensjoneres det etter tverrsnitts klasse 3.

Snittkrefter:

- Vindturbin $V_z = 700$ kN
- Eksentrisitetsmoment $m_y = 350$ kNm
- Aksialkraft $N = 1610$ kN



Figur 40 Illustrerer ut krager for vindturbin

Diameter på røret ble satt til 600mm og tykkelsen til 20mm. Tverrsnittets geometriske egenskaper er gitt ved følgende:

Annet arealmoment for sirkulære tverrsnitt:

$$I_y = \frac{\pi}{64}(D_y^4 - D_i^4) \quad (26)$$

Tabell 2.1 i profiler og formler gir oss første arealmoment S_y

$$S_y = \frac{1}{4}W_p^0 \quad (27)$$

Bøyespenningsformelen (14) er helt sentral i konstruksjonslære. Den gir oss bøyespenningene for et hvert punkt i bjelketverrsnittet som er belastet med et bøyemoment. Formelen betrakter tverrsnittets geometriske utforming, og vi observerer hvordan større annet arealmoment (I_y) resulterer i reduksjon av spenningene over et gitt tverrsnitt.

$$\sigma_M = \frac{M_y}{I_y} * \frac{D}{2} \quad (28)$$

Skjærspenningsformelen (15) er også nyttig, og betrakter hvordan skjærspenningene opptrer i røret.

$$\tau_V = \frac{V_z * S_y}{I_y * t} \quad (29)$$

Tverrsnittkapasitet er definert i NS-EN1993-1-1 punkt 6.2.1 (5). Den betraktes etter elastisitetsteorien hvor følgende flytekriterium brukes:

$$\left(\frac{\sigma_x}{f_d}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau_v}{f_d}\right)^2 \leq 1 \quad (30)$$

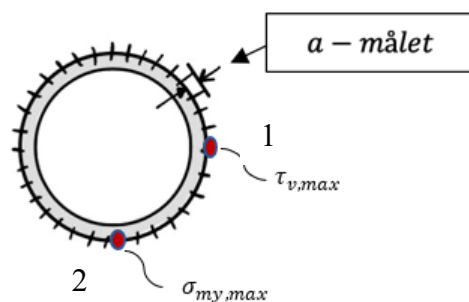
Tabell 26 Illustrerer spenninger i rør for utkrager til vindturbin.

I_y [mm ⁴]	S_y [mm ³]	σ_M $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$	τ_V $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$	flytekriterium
1534*10 ⁶	1682*10 ³	68	38	0.08 ≤ 1

5.8.2 Dimensjonering av tilhørende sveis

For å dimensjonere sveisen i ett sirkulært tverrsnitt må vi først bestemme den opptredende spenningen som sveisen må tåle. Dette inkluderer både aksial- og bøyemomentet som påvirker sveisen. De ytre spenningene gjør oss i stand til å regne ut kraften pr lengdeenhet.

Gruppen har dimensjonert sveisen etter både forenklet og retningsmetoden. begge metoder er gyldig i henhold til NS-EN1993-1-8. Den forenklete metoden er konservativ og er uavhengig av sveisens orientering. Dimensjoneringen starter med å «brette» ned tverrsnittet i planet, som vist i figur 41. Dette gir oss ett nytt tverrsnitt med diameter (d) og tykkelsen (a). Den nye geometrien gjør oss i stand til å regne kraft per lengdeenhet i sveisen, på grunn av de ytre snittkreftene.



Figur 41 Moment og skjærkraft gir maksimalspenninger som vist i punkt 1 og 2 i figuren

Momentet (M_y) gir maksimalspenninger i bunn. Finner spenning og multipliserer med sveisens mål, som gir kraft pr lengdeenhet. Aksialkraften vil fordele seg likt over tverrsnittet, mens momentet og skjærkraften vil gi maksimalspenninger som vist i figur 41.

Regner ut dimensjonerende aksialspenninger, bøyespenninger og skjærspenninger som virker på sveisen:

$$q_N = \frac{N}{A_s} * a = \frac{-1610 * 10^3}{\pi * 600} = -854 \frac{N}{mm} \quad (31)$$

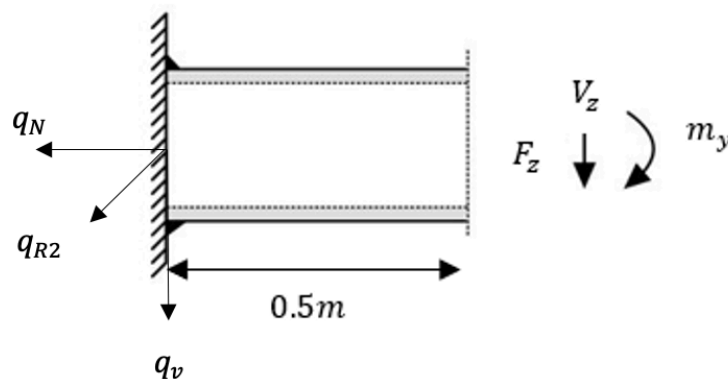
$$q_{m_y} = \frac{4M_y}{\pi D^2 a} * a = \frac{4 * 350 * 10^6}{\pi * 600^2} = 1238 \frac{N}{mm} \quad (32)$$

$$q_v = \frac{V_z * S_y}{I_y * b} * a = \frac{2 * 700 * 10^3}{\pi * 600} = 743 \frac{N}{mm} \quad (33)$$

Videre må kreftene adderes vektorielt for å finne den maksimale kraften. Det vil si at man tar hensyn til kraften sin retning. Starter med å betrakte punkt 1, der skjærspenningen (V_z) er størst. Går deretter videre til punkt 2, der bøyemomentet (m_y) er størst.

Punkt 1:

Aksialkraften (q_N) virker fortsatt i x-retning mens skjærkraften (τ_v) virker tangenielt til sveisen. Finner resultanten (q_{R2}).

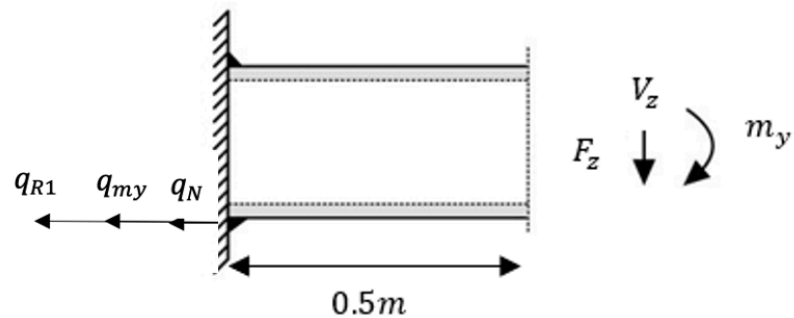


Figur 42 Illustrerer lastpåvirkninger i punkt 1, der skjærkraften (τ_v) er størst

$$q_{R2} = \sqrt{q_v^2 + q_N^2} = 1131 \frac{N}{mm}$$

Punkt 2:

Bøymomentet σ_{my} fra egenvekten på vindturbinene samt aksialkraften fra vinden q_N virker i x-retning. Skjærkraften τ_v er lik null i dette punktet.



Figur 43 Illustrerer lastpåvirkninger i punkt 2, der bøyespenningene (m_y) er størst

$$q_{R1} = q_{my} + q_N = 2092 \frac{N}{mm}$$

Observerer en høyere spenning i punkt 2. Tar med denne videre i dimensjoneringen.

Sveisens fasthet er gitt ved:

$$f_{w,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\gamma_{M2}\beta_w}$$

34

Der grunnmaterialets bruddfasthet $f_u = 510 \frac{N}{mm^2}$, $\beta_w = 0.9$, og materialfaktor $\gamma_{M2} = 1.25$

Nødvendig a-mål for det kritiske punktet, i henhold til forenklet metode:

$$a_{n\theta d} = \frac{q_{R1}}{f_{w,d}} = 8.0 \text{ mm sveis.}$$

Ved å benytte retningsmetoden må vi beregne spenningskomponentene σ_{\perp} og τ_{\perp} . Staven er ikke utsatt for torsjonsmoment, og skjærkraft er null i det kritiske punktet.

$$\tau_{\perp}^N = \sigma_{\perp}^N = \frac{\sigma_N}{\sqrt{2}a} \quad (35)$$

$$\sigma_{\perp}^{my} = \tau_{\perp}^{my} = \frac{\sigma_{my}}{\sqrt{2}a} \quad (36)$$

Normalspenninger normalt på tverrsnitt:

$$\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp}^N + \sigma_{\perp}^{my} = \frac{1}{a}(\tau_{\perp}^N + \sigma_{\perp}^{my}) = \frac{1}{a}(1479) \frac{N}{mm} \quad (37)$$

Skjærspenninger normalt på tverrsnitt:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\perp}^N + \tau_{\perp}^{my} = \frac{1}{a}(\tau_{\perp}^N + \sigma_{\perp}^{my}) = \frac{1}{a}(1479) \frac{N}{mm} \quad (38)$$

Benytter deretter formel (4.1) i NS-EN1993-1-8, punkt 4.5.3.2

$$\frac{1}{a} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M1}\beta_w} \quad (39)$$

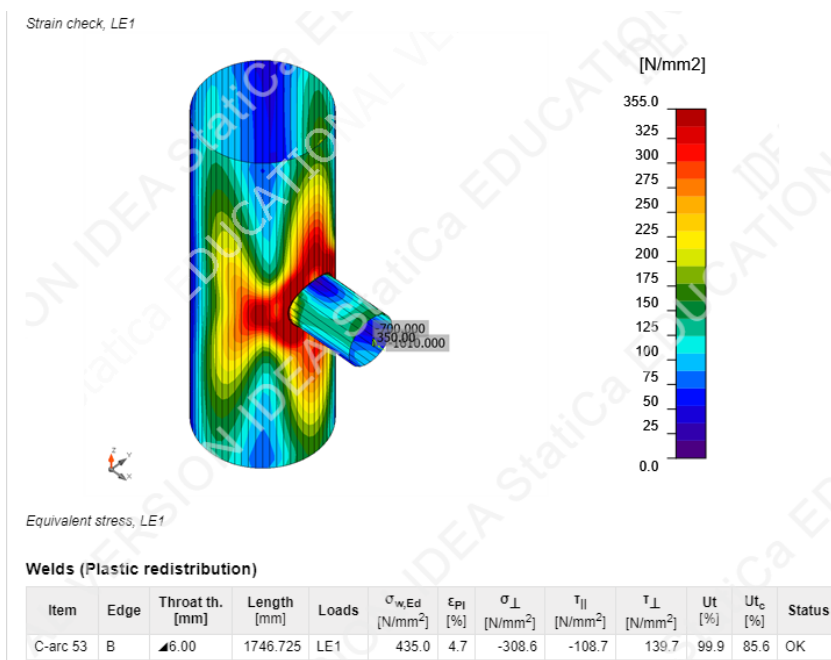
Nødvendig a-mål for kritisk punkt etter retningsmetoden er gitt ved:

$$a_{nød} = \frac{2958}{453} = 6.5 \text{ mm sveis}$$

Differansen på a-målet mellom forenklet og retningsmetoden er dermed 1.5mm.

Idea Statica kontroll

Gruppen valgte å kvalitetssikre håndberegninger med Idea Statica. Håndberegningene ble utført på to ulike metoder, der forenklet metode ga en dimensjonerende kilsveis på 8mm. Den andre metoden som er mindre konservativ krevde et a-mål på 6.5 mm. Numerisk analyse fra Idea Statica gir nødvendig a-mål på 6 mm. Begge håndberegninger gir dermed tilstrekkelig kapasitet og er på den konservative siden.



Figur 44 Skjermdump fra analyse i Idea Statica

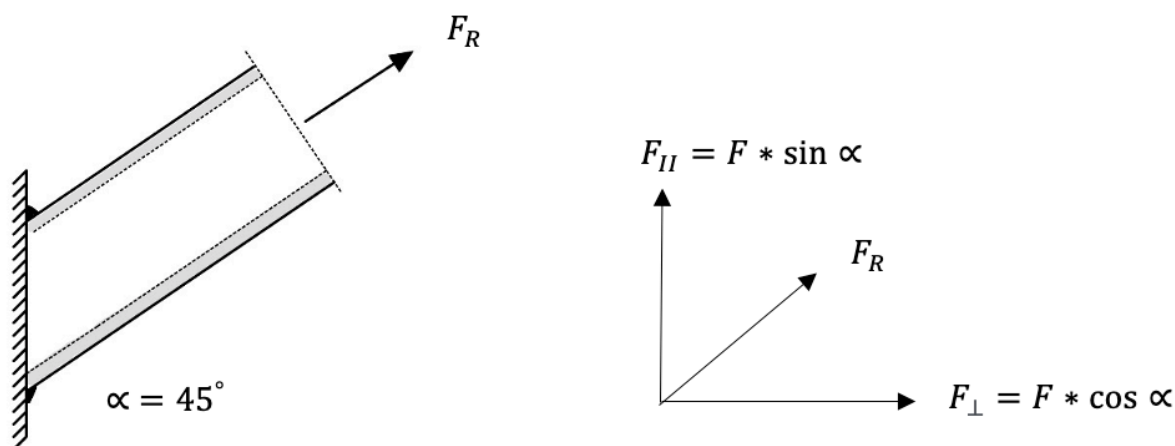
Velger å gå videre med en 7mm sveis ettersom dette er en mellomliggende verdi. Ved å benytte denne dimensjonen vil følgende spenninger oppstå i kilsveisen:

Tabell 27 Opptrædende spenninger baser på håndberegning

q_n (N/mm)	q_{my} (N/mm)	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	a-mål (mm)
854	1238	211	211	7

Resultatene viser at kapasiteten til en kilsveis med a-mål 7 millimeter oppfyller de nødvendige kravene. Oppgitte normalspenninger (σ_{\perp}) og skjærspenninger (τ_{\perp}) ligger innafor de tillate verdiene i henhold til NS-EN1993-1-8. Noe som betyr at denne sveisen er egnet til å tåle de kreftene og belastningene som den er utsatt for.

5.9 Sveis mellom stegstav 3 og gurtstav 3.



Figur 45 Illustrer dekomponerte krefter i kritisk punkt for sammenføyning av gurt og stegstav 3.

$F_R = 6983 \text{ kN}$, hentet fra tabell 6.

Sveisens areal er gitt ved $A_s = \pi * 740 * a$

Dekomponerer spenningene og finner skjærspenninger normalt på sveisens lengderetning (τ_{\perp}) og skjærspenning parallelt med sveisens lengderetning (τ_{II}).

Sveisens dimensjonerende kapasitet blir dermed:

$$q_n = \frac{F}{A_s} a = \frac{N}{\pi D} \quad (40)$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{1}{a} * \frac{q_n}{\sqrt{2}} \quad (41)$$

$$\tau_{II} = \frac{F_{II}}{AS} = \frac{1}{a} * \frac{F_{\perp}}{D\pi} \quad (42)$$

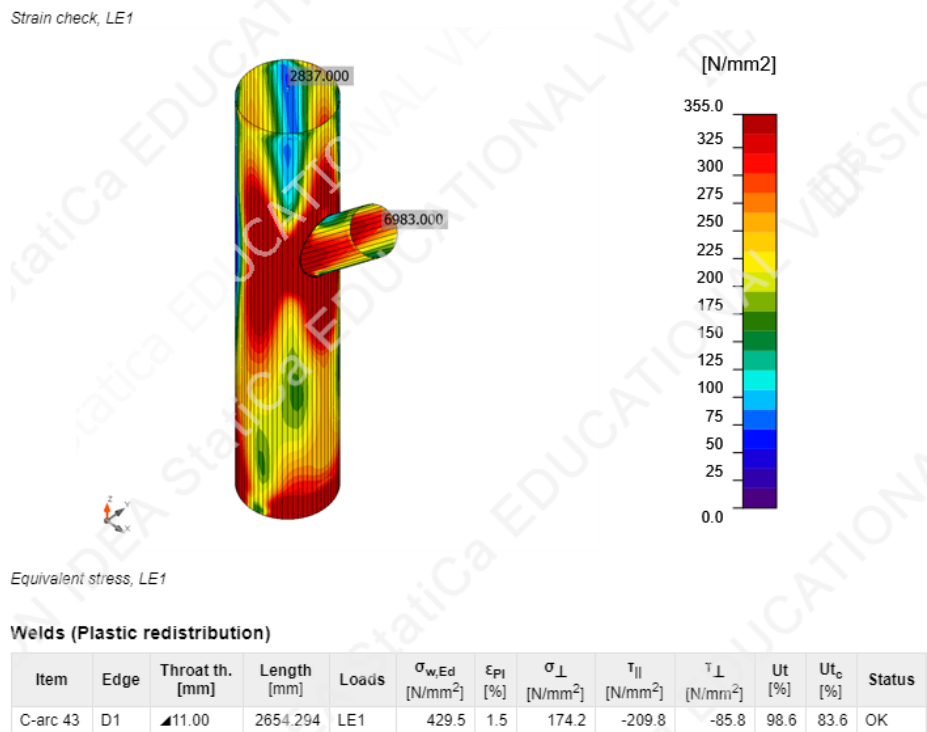
Kapasitet i henhold til retningsmetoden:

$$\frac{1}{a} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M1}\beta_w} \quad (43)$$

Kapasiteten i henhold til retningsmetoden krever et a-mål større en 10,4mm. Dette er upraktisk mål å levere til verksted, så runder av til 11mm for å være på konservativt side. Tabell 32 i resultater viser oppredende spenninger gitt et a-mål på 11 millimeter.

Idea Statica kontroll

Kontrollerer kilsveisen i programvare som vist i figur 46. Opptredende laster i analysen er vist i tabell under skjermdumpen. Vi observerer tilnærmet like verdier fra tabell 31. En kilsveis med et a-mål på 11 millimeter vil være tilstrekkelig for stegstav nummer 3.



Figur 46 Skjermdump fra analyse i Idea Statica

6 Resultat

6.1 Tverrsnitts dimensjoner

I oppgaven har vi gjennomgått flere ulike analysepunkter for å kunne designe en konstruksjon etter statiske laster av vind, egenvekt av vindturbiner og egenvekt av staver. Vi benyttet to forskjellige statiske system som grunnlag for dimensjoneringen, slik at vi kan se hvilket system som gir best mulig løsning. I fagverksmodellen har vi dimensjonert etter aksialkapasitet og knekkkapasitet. For rammemodellen har vi dimensjonert etter aksial- skjær og momentspenninger, bøyeknekk, og knutepunkts-kapasitet. Vi har også regnet dette i to forskjellige lasttilfeller; ett med full dimensjonerende vindlast, og ett uten vindlast. Forskjellige analysepunkter har blitt dimensjonerende for ulike staver i konstruksjonen. Lasttilfelle 1 ble dimensjonerende for alle staver. Nedenfor er en tabell som viser verdier for stavene i det som blir den ferdig dimensjonerte konstruksjonen. Det er brukt fargekoder for å vise hvilke analysepunkter som har vært bestemmende for tverrsnitts dimensjonene.

Tabell 28 Fargekoder for bestemmende analysepunkt

Aksial	Knekkapasitet	Bøyeknekkapasitet	Spenningsinteraksjon	knutepunktskapasitet

Tverrsnitt

Gurtstav nr.	Fagverksmodell		Rammemodell	
	D	T	D	T
1	1240	21	1262	23
2	1240	21	1262	23
3	1240	21	1262	23
4	1240	21	1262	31
5	1240	21	1262	31
6	1240	23	1262	39
7	1240	23	1262	39
8	1240	40	1262	49
9	1240	40	1262	49
10	1240	62	1262	63
11	1770	30	1680	28
12	1770	30	1680	39
13	1770	30	1680	51
14	1770	53	1680	62
15	1770	89	1680	84

Tabell 29 Resulterende tverrsnitt på konstruksjonselementene

Stegstav nr.	Fagverksmodell			Rammemodell	
	D	T		D	T
1	640	11		635	11
2	1070	18		945	16
3	640	11		635	11
4	1070	23		945	20
5	640	18		635	17
6	1070	34		945	30
7	640	24		635	24
8	1070	45		945	39
9	640	30		635	29
10	1070	54		945	48

Da vi har alle tverrsnitts dimensjonen i konstruksjonen kan vi regne ut et omtrentlig overflateareal og vekt på konstruksjonen. Overflatearealet blir summen av alle gurtstavens diameter på vindsiden, altså gurtstav 1 – 10, ganget med lengden av stavene som er 30 meter. Dette summeres med alle stegstavens diameter ganget med lengden på 42.5 meter. Dette fordi vi antok at tverrstavene som holder minifagverkene sammen har samme dimensjon som skråstegstavene i minifagverket. Vekten blir regnet ut fra tverrsnitts areal for alle stavene multiplisert med lengden og massetettheten. Konstruksjonen sin totale overflateareal og vekt er vist i tabell 30 under. Ser at begge beregningsmodeller gir tilnærmet like verdier. Konstruksjonen skal også bære 100 vindturbiner som gir en ekstra vekt på 7000 tonn.

Tabell 30 Overflateareal og vekt

Fagverksmodell		Rammemodell	
Overflateareal [m ²]	Vekt [Tonn]	Overflateareal [m ²]	Vekt [Tonn]
7354	13465	7144	13772

6.2 Ut krager med tilhørende sveis

I denne delen presenteres resultatene fra dimensjoneringen av sveisene i knutepunktet, samt innfestningen til vindturbinene. Formålet med denne analysen var å undersøke egnetheten til sveisen basert på håndberegninger og programvarekontroll. Resultatene gir innsikt i sveisens styrke og pålitelighet under belastningene den er utsatt for. Kort oppsummert understreker disse resultatene differansen i de ulike fremgangsmetodene for dimensjonering av sveiser.

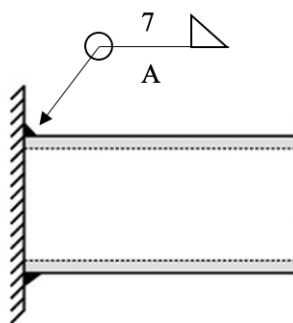
Basert på de opptredende kreftene i tabell 29, ble nødvendig a-mål i kilsveisene følgende:

Tabell 31 Resultater fra dimensjoneringen av kilsveis til vindturbininnfestning

Forenklet metode	retningsmetode	Idea Statica	Valgt a-mål
8mm	6.5mm	6mm	7mm

Vi observerer at forenklet metode resulterte i et større a-mål enn retningsmetoden.

$\frac{8mm}{6.5mm} = 1,23$. Retningsmetoden krever 23% større a-mål en forenklet metode.



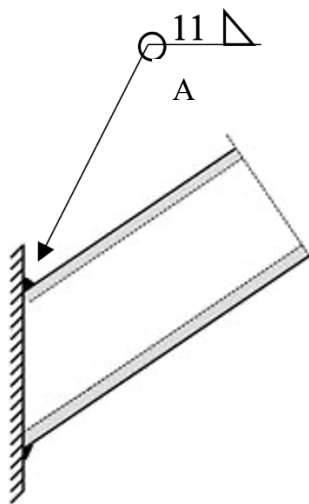
Figur 47 Skissering av kilsveis med inspeksjonskategori A

6.3 Sveis mellom stegstav 3 og gurtstav 3

Tabell 32 Opptredende laster i kilsveis på 11 millimeter

Retningsmetoden				
q_n (N/mm ²)	τ_{\perp} (N/mm ²)	σ_{\perp} (N/mm ²)	τ_{II} (N/mm ²)	a-mål (mm)
2124	136	136	193	11
Idea Statica				
2124	86	174	210	11

Kilsveisen som danner en vinkel med gurtstaven, gir en ekstra grad av kompleksitet på grunn av skjærkreftene (τ_{II}) som oppstår. Dette gir også en mer riktig tilnærming ved bruk av retningsmetoden. Vi observerer en likere tilnærming på opptredende krefter i kilsveisen med skjærkrefter, enn tilsvarende uten skjærkrefter.



Figur 48 Skisserer sveisesymbol med tilhørende inspeksjonskategori A

7 Diskusjon

I diskusjonsbolken skal vi drøfte rundt noen viktige aspekter ved design av en offshore vindmøllekonstruksjon. Vi gjennomgår aspekter som vi har valgt å utelukke, og forenklinger gjort i vår analyse av konstruksjonen. Hvorvidt resultatene gruppen har kommet frem til er i nærheten av realistiske dimensjoner på en offshore multiturbinkonstruksjon blir drøftet. Det diskuteres også hvilke mulige endringer vi kunne gjort i vårt design og hvordan dette ville påvirket det ferdige resultatet.

7.1 Laster

Utførelse av en fullstendig analyse og design av stålkonstruksjon i størrelsesordenen til Windcatcher er komplisert og omfattende. I første rekke er det masse usikkerheter knyttet til hvilke laster som skal brukes i kapasitetsberegningene. Windcatcher er en enorm flytende stålkonstruksjon. Sentrale ytre påkjenninger som bør dimensjoneres for er derfor vind og bølgekrefter. Vind og bølger vil virke samtidig på konstruksjonen, og disse påkjenningene vil sette konstruksjonen i svingninger. Konstruksjonen har også egensvingninger med en egenfrekvens, og det blir et veldig komplisert dynamikk-problem å se nærmere på disse effektene i analysen vår. Dette er utenfor vår kompetanse og kunnskapsområde, så vi har ikke inkludert analyser og dimensjonering etter følgende problematikk. Derimot ville det vært veldig viktig å gjøre i en fullstendig dimensjonering av en konstruksjon som skal stå utenfor norskekysten i hardt vær. Vi har altså valgt å gjøre forenklinger og idealiseringer i vår analyse for å tilpasse oppgaven til vårt kunnskapsnivå.

7.1.2 Bølger

I utarbeiding av vårt design, ble det ikke utført kapasitetsberegninger som tar hensyn til bølgepåkjenning. Bølger kan både virke med slagkraft mot konstruksjonen, men det kan også skape ekstra påkjente spenninger som følge av ulik løfting og senkning med bølgene i forskjellige deler av konstruksjonen. Det vil også påvirke svingninger i konstruksjonen, som vil skape ekstra problematikk.

7.1.3 Vind

Vindlast er en ytre påkjenning som vi tok med i vår analyse, men også her ble det gjort antagelser og forenklinger. Vindlast er en dynamisk last. Vindhastigheten kan være varierende over tid og sted, og den skaper ugunstige effekter på konstruksjonen som følge av dette. På lik linje med bølgelasten vil dette skape dynamikk-problematikk i konstruksjonen, og det er veldig viktige aspekter å få med i et fullstendig design. Dette er effekter som vi ikke har tatt hensyn til når vi har regnet ut dimensjonerende vindlast. Vi regnet på vindlasten utelukkende som en statisk last, og dette er en forenkling.

Da vi regnet ut vindlast på konstruksjonen gjorde vi en antagelse om at overflatearealet var 70% av konstruksjonen som en plate på 300 meter x 300 meter. Ved ferdig dimensjonering av tverrsnittene fikk vi regnet ut omtrentlig overflateareal av alle stavelementene. Overflatearealene som ble regnet ut til konstruksjonen ble rett i underkant av 1% av platearealet. Selv om det i virkeligheten også vil treffe vind på overflaten av turbinen, samt bak liggende staver, så har vi gjort en grov konservativ antagelse på vindoverflatearealet. Dette gjør at vindkraften har blitt alt for stor i forhold til det den skal være i henhold til formelapperatet i NORSOK. Dersom vi skulle gått videre med vårt design, måtte vi ha gått tilbake og regnet ut dimensjonerende vindlast på nytt ut fra det nye vindarealet. Dette ville gitt en betydelig mindre vindlast, og vi ville fått en slankere konstruksjon i sluttresultatet.

7.1.3 Roterende vindturbin

Når vindturbinene roterer, skaper dem dynamiske laster som påvirker konstruksjonen. Vindturbinenes drift vil føre til at område bak vil oppleve reduserte og turbulente luftstrømninger. Fenomenet blir kalt «wake effect», og dette kan skape ujevn vindbelastning på konstruksjonen (27). Denne effekten samt periodisk belastning som følge av rotasjon av bladene kan føre til økt vibrasjoner og mekanisk stress. Dette er effekter som kan skape utmattingsproblematikk og tretthetsbrudd.

7.2 Beregningsmodell

7.2.1 Statisk system

For å designe konstruksjonen tok vi utgangspunkt i to forskjellige beregningsmodeller for det statiske systemet; fagverksmodell og rammemodell. Dette var fordelaktig å gjøre på flere vis. Da fikk vi sammenlignet to mulige forslag for design av konstruksjonen, både hvordan beregningsmodellen påvirket kraftforløpet i konstruksjonen, men også hvordan det påvirker utforming og detaljløsninger av knutepunkter. En slik sammenligning gir oss mulighet til å velge den beste løsningen for design av konstruksjonen, og det fungerer også som en mulig kvalitetssikring av beregningene våre dersom resultatene blir samsvarende.

For å kunne regne på en konstruksjon som et teoretisk fagverk, hvor det bare er aksialkrefter og hverken virker moment- eller skjærkrefter, er laster nødt til å påføres direkte inn i knutepunkter. For å kunne regne slik var vi nødt til å gjøre noen forutsetninger for hvordan vindlasten og turbinvekten skal virke på konstruksjonen.

Vi antok dermed at vindlasten går inn som punktlaster der hvor turbinene er festet, og at turbinvekten også bæres rett ned i søylene uten hensyn til eksentrisiteten ut fra konstruksjonen på 0.5 meter. Bakgrunnen for valget var at vindturbinene trolig vil fange mye av vinden som treffer konstruksjonen. Det er en del usikkerheter knyttet til dette, og antagelsen gir usikkerheter i lastvirkning i konstruksjonen. Dersom vindlasten virket som en linjelast, så ville det nok gitt mindre krefter i stegstaver og mer skjær- og momentvirkninger i gurtstavene. Dette fordi et betydelig vindareal blir midt på søylene oppover, og denne vindkraften må da bli overført som skjær og moment i det som da blir bjelkesøyler. Men moment- virkning av eksentrisiteten av turbinene og momentvirkningen av vindlasten virker motsatt retning av hverandre, så det gir ikke nødvendigvis et mindre konservativt lasttilfelle. Derimot var det konservative punktlastverdier vi regnet med ettersom at vi valgte å sette vindhastigheten til øverste verdi for hvert vindareal oppover.

Rammemodellen er regnet ut ved regneprogrammet SAP 2000 og disse beregningene tar hensyn til eksentrisitet av turbinene som henger i 0.5 meter lange bjelkesøyler ut fra gurtstavene. Det er altså ikke brukt like mye forenklinger i beregninger for rammemodellen.

Fagverksmodellen blir for dette tilfellet også bare en teoretisk tilnærming og ikke noe som vil fungere i praksis. Den globale konstruksjonen minner mye om en utkragerplate, siden det ikke er noen opplager som støtter noe sted over fundamentinnfestingen. Dermed blir det et ustabil system ved å bruke opplagerløsninger som er leddede i bunn. Konstruksjonen må altså i praksis være fast innfestet til fundamentsålen, og da blir det en rammeløsning. Til tross for dette er det ikke store forskjeller på endelige resultater av tverrsnitts dimensjoner på stavene ved beregning som et fagverk og som en ramme. Dette viser at beregningsforenklinger, som fagverksberegninger i dette tilfellet, kan være en lur tilnærming i tidlig designfase av prosjekter. Det kan både gi en omtrentlig oversikt over spenningsforløp og nødvendige dimensjoner, og det kan også være et middel for å kvalitetssikre program-beregninger.

7.2.2 Minifagverk

Alle kapasitetsberegninger i denne oppgaven er utført på et minifagverk som vi definerte under kapittel 4. metode. Dette var en måte å få redusert den globale konstruksjonen til et mindre element som det var enkelt og oversiktlig å regne på. Siden vindveggen vil stå vinkelrett på vindretningen som følge av turret-teknologi, så virker det bare betydelige ytre laster på konstruksjonen i ett plan. En forutsetning for dette var at vindpåkjenningen regnes som homogen langs hele bredden av konstruksjonen. Dette er en ikke en konservativ forenkling og det er heller ikke nødvendigvis realistisk ettersom vindhastighet sannsynligvis vil kunne variere over en bredde på 300 meter. For å få en mer valid analyse av konstruksjonen burde vi sett på ulike lasttilfeller av vindhastigheter over bredden til konstruksjonen. Dette ville skapt bøyespenninger om den andre aksen, og det ville vært nødvendig å utføre kapasitetsdimensjonering av tverrstaver over bredden til konstruksjonen. Disse stavene danner x-knutepunkter mellom minifagverkene, og disse knutepunktene måtte også blitt dimensjonert etter kapasitetsformlene i NORSOK N-004.

7.2.3 Sveiser

I denne oppgaven har vi benyttet både forenklet og retningsmetoden gitt i NS-EN1993-1-8. Det er verdt å merke seg forskjellen på de to metodene, ettersom begge er gyldige. Resultatene viser at retningsmetoden er mer konservativ og gir høyere sikkerhet. Resultatene fra håndberegningen ble også kontrollert i Idea Statica, som resulterte i en mindre verdi enn begge håndberegningene. Dette indikerer at begge metodene for håndberegning er på den sikre siden. Forskjellen mellom manuelle håndberegninger og de som er utført i programvaren, kan stamme fra ulike utgangspunkt og tilnærminger. For eksempel, i manuelle beregninger antok vi null skjærspenning i bunn av det sirkulære tverrsnittet, basert på teori. I praksis vil det sannsynligvis være en viss grad av skjærspenninger til stede. Samlet sett viser dette at programvarer gir mer nøyaktige resultater, men begge metoder kan benyttes for en sikker evaluering. For store sveiser vil heller ikke være gunstig, da det kan tolkes som et kompromiss mellom styrke og ressursbruk.

7.3 Forbedring av design

Ved endring av noen dimensjoneringsvalg underveis, kunne vi endt med en litt annerledes konstruksjon, og det kunne muligens vært en bedre løsning. Dette innebærer utforming og sveisetype som er brukt.

7.3.1 Koniske overganger

En alternativ utforming av gurtstavene oppover i konstruksjonen er bruk av koniske overganger mellom ulike stav-tverrsnitt. Ved bruk av denne utformingen behøver ikke gurtstavene å ha samme ytre diameter oppover for å sikre jevn kraftovergang mellom stavene. Dette gjør at tverrsnittene kan utformes med en smalere ytre diameter, og heller øke tykkelse for å beholde nok kapasitet. Da kan vi få en slankere konstruksjon, som vil redusere vindareal og dimensjonerende vindlast.

Men det er også ulemper ved bruk av denne utforming, så det er ikke nødvendigvis opplagt at dette er en bedre løsning enn det vi har brukt i vårt design. Én ulempe er at momentkapasiteten reduseres som følge av at andre arealmomentet reduseres. Dette kan gå utover integriteten av konstruksjonen eller kunne øke nødvendig total stålmengde i konstruksjonen. Dette vil da også påvirke økonomiske aspekter ved designet, som er en viktig del av alle prosjekter.

En annen ulempe er at ved smalere ytre diameter, så vil også sveiser som ligger rundt rørdiameter måtte øke i a-mål for å bevare samme nødvendige kapasitet. Dette kan skape problematikk med styrken til den metalliske forbindelsen i sveisen.

7.3.2 Endring av geometri

En annen geometrisk løsning på konstruksjonen kunne vært og designet den mer lik strukturen til en jacket for en oljeplattform. Da går ikke gurtstavene rett opp, men heller har en vinkel slik at avstanden mellom gurtstavene ovenfor hverandre blir kortere oppover i konstruksjonen. Fordeler med dette er at det blir kortere stegstaver oppover i konstruksjonen, og kan dermed redusere tverrsnitt som er dimensjonert etter knekkapasitet. En annen fordel er at konstruksjonen står mer stabilt mot global bøyning. Motstanden mot horisontale laster vil da øke, ettersom konstruksjonen kan respondere med økt trykk og strekk i gurtstavene. Dette vil redusere innfestingsmoment i bunn av konstruksjonen.

En slik jacket-løsning vil gjøre at vindturbinene ikke havner rett over, men bak hverandre oppover i konstruksjonen, dersom like lange utkragerbjelker brukes. Dette vil kunne påvirke konstruksjonens ytelse av energiutvinning ettersom vindturbinene vil forstyrre vindstrømingene som virker på hverandre. Eventuelt kan lengre utkragerbjelker benyttes oppover, men da må det sikres at tilstrekkelig kapasitet er bevart. Rørdiametrene på disse utkragerbjelkene kan ikke være bredere enn gurtflensen som den skal festes i. Derfor kan det være aktuelt å bruke andre tverrsnitt for utkragerbjelkene, for eksempel I-bjelker som har stor bøyemotstand, dersom lengre utkrager skal brukes oppover. Men må det også tas hensyn til at vindturbinen skal kunne monteres til bjelken.

7.3.3 Endring av design klasse

Det er viktig å merke seg at høy design klasse ikke nødvendigvis er det ideelle. Hvis konstruksjonen er mindre kritisk hvor konsekvensene ved brudd er mindre, vil det være mer kostnadseffektivt å benytte en lavere designklasse. Man kunne for eksempel benyttet knuteplater også kalt gusset-plater som ligger under kapittel 2.4.1 i overgangen mellom gurtstaver og stegstaver. Dette ville gitt en lenger sveis og dermed fordelt spenningene over et større areal på gurtstaven. Ved å benytte denne løsningen kunne vi antagelig benyttet design klasse DC2. Dette er altså en vurdering som må tas basert på den spesifikke konstruksjonen og er et design og dimensjonerings spørsmål

7.3.4 Buttsveis

Buttsveising er et velkjent uttrykk for sammenføring av høy-kvalitets sveiser. Denne sveiseformen er mye benyttet i offshoresegmentet grunnet deres høye styrke, og de ekstreme belastningene sveisen kan utsettes for. Denne teknikken baserer seg på to butter som sveises sammen kant mot kant uten overlapping. Teknikken krever en større nøyaktighet og er dermed en mer kostbar prosess i konstruksjonsprosessen. Det krever også at utførende sveiser har tilgang til sveisen fra alle kanter. Sveise-metoden er svært relevant for våres konstruksjon, men vi valgte å se bort i fra denne da vi ikke får dimensjonert en fullstendig sveis. Til tross for fordelene med buttsveis, har vi kun valgt å se på kilsveis da vi ønsket å gjennomføre en tilstrekkelig dokumentasjon på beregningen.

Om det ikke var for tidsbegrensningen på oppgaven, hadde det vært spennende sammenligne hvordan endring av alle disse ulike parameterne hadde påvirket det endelige designet av konstruksjonen.

7.4 Våre resultater

I avsluttende fase av oppgaven ble gruppens resultater presentert for ekstern veileder fra aibel. Tilbakemeldingen vi fikk var at dimensjonene våre var for store i forhold til hva aibel har beregnet i sine mer omfattende analyser. Dette vil påvirke vår konstruksjons tyngde og gi for stor svingetid. Dette gjør at vårt resulterende design ikke vil egne seg som en flytende offshore konstruksjon. Derimot ble det sagt at resultatene på tverrsnitts dimensjoner «ikke er bak mål», og avviket var på noen hundre millimeter for ytre diameter på enkelte staver. Dette er noe som kan tyde på at beregninger vi har utført er korrekte i forhold til forenklinger og antakelser som har blitt brukt.

Årsaken til at gruppen har regnet seg til så store tverrsnitt har nok hovedsakelig vært at vindlasten ble dimensjonert altfor stor. Dette hadde opphav i en antakelse om at det bare var 30 prosent lufting gjennom konstruksjonen. Dette viste seg å være en grov konservativ antakelse og vindkraften ble derfor alt for stor i beregningene. Dersom vi hadde brukt en mer korrekt verdi for den statiske vindlasten, hadde vi fått mindre dimensjoner på stavene i konstruksjonen, som hadde vært mer realistisk. Siden det er flere aspekter vi har valgt å utelukke i vår analyse, kan det være at denne vindlasten på motsatt side ville gitt oss en for slank konstruksjon.

8 Konklusjon

I denne oppgaven har gruppen utført en forenklet design av en offshore multiturbinkonstruksjon som har utforming inspirert av vindseilet til Windcatching Systems AS. Konstruksjonen er 300 meter høy og 300 meter bred og skal være bærer for 100 mindre vindturbiner med sveipediameter på 30 meter. Plassering av konstruksjonen er satt til Utsira nord, som er et havareal myndighetene har avsatt til installasjon av vindturbiner.

I vår analyse har vi regnet med to forskjellige statiske modeller som er en fagverksmodell og en rammemodell. Målet var å sammenligne disse og se hvordan valg av modell påvirket kraftforløp, knutepunkts-detajler og nødvendige tverrsnittsdimensjoner i konstruksjonen. Selv om de ulike beregningsmodellene gav ganske like resultater for nødvendige tverrsnittsdimensjoner, konkluderer vi likevel med at rammemodellen gir bedre forutsetninger for et bra design av denne konstruksjonen. Dette fordi fast innfestning og stive knutepunkter er nødvendig for at konstruksjonen skal kunne stå stabilt og overføre momentvirkninger fra ytre lastpåkjenninger. Fagverksmodellen krever også at det blir brukt flere antakelser og forutsetninger i beregninger. Denne modellen blir dermed mer en teoretisk tilnærming og regneøvelse, enn en realistisk beregningsmodell for en slik konstruksjon.

Resultatene av tverrsnitt vi kom frem til, viste seg å være for store i forhold til verdiene aibel har beregnet i mer omfattende analyser. Dette gjør at vår konstruksjon blir for tung og får for stor svingetid til å egne seg på en flytende offshore konstruksjon. Til tross for dette er det angitt at resultatene våre ikke er fjernt fra realistiske tverrsnittsverdier. Dette kan antyde at beregningene vi har utført er korrekte i henhold til forenklinger og antakelser som er brukt underveis. Det kan også støtte at slike forenklete beregninger vi har gjort i denne oppgaven, kan være en hensiktsmessig prosedyre å utføre i tidlig fase av prosjekt. Da kan det raskere dannes et overordnet bilde av konstruksjonen, og dette kan bidra til at prosjekter tidlig kan styres i riktig retning.

9 refleksjon

Gruppen startet å reflektere rundt mulige bacheloroppgaver allerede i høstsemesteret 2022. På denne tiden ble kandidatene undervist i BYGT2319 Stålkonstruksjoner I og BYGT 2312 Design av havromskonstruksjoner. Begge studentene i gruppen synes at dette var interessante emner, og det ble tidlig bestemt at stålkonstruksjoner kunne være et hovedfokus for oppgaven. Da kunne vi bygge videre på kunnskaper opparbeidet gjennom semesteret.

Det var vår interne veileder som kom med forslag om å ta utgangspunkt i Windcatching systems AS sin multiturbinkonstruksjon. Dette stilte gruppen seg veldig positiv til ettersom det er en stor og unik stålkonstruksjon. Bærekraft og fornybar energi er også veldig tidsaktuelt, så dette gjorde det ekstra interessant å få innføring og jobbe med denne konstruksjonen.

Gruppen startet jobbingen med stort engasjement og interesse. Vi fikk raskt en innføring av kompleksiteten av en konstruksjon av denne type og størrelsesorden. Det ble dermed tatt et valg om å forenkle oppgaven til noe som var håndterbart for oss å løse. Da kunne vi også utnytte opparbeidet kunnskap gjennom studieløpet på NTNU. I oppstarten av bacheloroppgaven hadde gruppen lite tidligere erfaring med prosedyrer og bruk av programvarer for design av stålkonstruksjoner. Det ble dermed essensielt å tilegne seg ny kunnskap om dette underveis i skriveprosessen. Dette fikk vi heldigvis god hjelp av intern veileder til å klare.

Samarbeidet i gruppen har fungert fint gjennom hele prosessen. Jobbingen har foregått jevnt og trutt, og det ble tidlig dannet gode rutiner med felles oppmøte på campus Gløshaugen. Felles jobbing på campus har fungert fint da vi hele tiden har kunnet samarbeide innad i gruppen og hatt intern veileder lett tilgjengelig. Dette har medført god moral og motivasjon gjennom hele prosessen.

Avslutningsvis vil vi nevne at oppgaven har vært krevende, men ikke minst vært artig og gitt et stort læringsutbytte. Bacheloroppgaven markerer slutten på vårt treårige byggingeniør-studie på NTNU, og vi er fornøyde med å kunne levere en oppgave som vi er stolte av.

Referanseliste

1. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 3. Utgave utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 2020.
2. Furus S. SAP2000 [Internett]. hjemmeside: creativestation; 2022 [hentet Mai 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.creativestation.id/post/sap2000-fungsi-dan-sejarah>.
3. Habibullah A. SAP2000 [Internett]. Hjemmeside: Knowledgebase; 2022 [hentet Mars 2023]. Tilgjengelig fra: <https://wiki.csiamerica.com/display/sap2000/Home>.
4. Oljemuseum N. Sveising av noen store rør på Aker Verdal [Internett]. Hjemmeside: Norsk Oljemuseum; 2003 [hentet Mai 2023]. Tilgjengelig fra: <https://digitalmuseum.no/011015074339/sveising-av-noen-store-ror-pa-aker-verdal>.
5. CEN (European Committee for Standardization). NS-EN-1993-Del-1-1 Allmenne-regler-og-regler-for-bygninger [Internett]. NORSOK, Norway: Standard Norge; 2005 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211>.
6. CEN (European Committee for Standardization). NORSOK-N-004-Design-of-steel-structures [Internett]. NORSOK, Norway: Standard Norge; 2022 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/petroleum/2021-news/new-edition-of-norsok-n-0042021-design-of-steel-structures/>.
7. Martiniussen E. 22 Millioner til Norsk havvindkonsept 2022 [Tilgjengelig fra: <https://www.tu.no/artikler/22-millioner-til-norsk-havvindkonsept/523038>].
8. Windcatching. Vår Histore [Internett]. Norge: Windcatching; 2023 [oppdatert 2023; hentet 8 Mars 2023]. Tilgjengelig fra: <https://windcatching.com/about>.

9. Statkraft. Vindkraft [Internett]. Norge: Statkraft; 2023 [oppdatert 2023; hentet 3 April 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.statkraft.no/var-virksomhet/vindkraft/>.
10. Regjeringen. Havvind [Internett]. Hjemmeside: Regjeringen; 2022 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/tema/naringsliv/gront-industri/loft/havvind/id2920295/>.
11. AS WCS. Slipp løs kraften til vind [Internett]. Hjemmeside: Wind catching systems AS; 2023 [oppdatert 2023; hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://windcatching.com/>.
12. AS NS. Stålproduksjon i dag [Internett]. Hjemmeside: Norsk Stål AS; 2022 [oppdatert 2022; hentet Februar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.norskstaal.no/om-oss/miljoe-og-baerekraft/staalproduksjon-i-dag>.
13. STEEL N. Hva er grønt stål? [Internett]. Norge: Norsk Stål; 2023 [oppdatert 2023; hentet 22 Februar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.nordicsteel.no/fagartikler/tilbyr-gront-stal>.
14. AS NS. Norsk Stål forplikter seg til å være den ledende stålgrossisten - også innen bærekraft [Internett]. Hjemmeside: Norsk Stål; 2023 [oppdatert 2022; hentet April 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.norskstaal.no/miljoemetall>.
15. Aase I. Kommunikasjon med miljøansvarlig i Norsk Stål. 2023.
16. Wikipedia. Leonhard Euler [Internett]. Norge: Wikipedia; 2023 [oppdatert 2022; hentet 10 Mars 2023]. Tilgjengelig fra: https://no.wikipedia.org/wiki/Leonhard_Euler.
17. Meccanica. Fasthet/knekking [Internett]. Hjemmeside: Meccanica; 2023 [oppdatert 2023; hentet Mars 2023]. Tilgjengelig fra: <http://meccanica.no/fasthet/knekking.htm>.

18. CEN (European Committee for Standardization). NORSOK-N-001-integrity-of-offshore-structures [Internett]. NORSOK, Norway: Standard Norge; 2022 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/en/sectors/energi-og-klima/petroleum/norsok-standard-categories/n-structural/n-0018/>.
19. Statica I. Professor Wald explaining the CBFEM method for connection design. Youtube2016. s. <https://www.youtube.com/watch?v=0PXImXbRVVk>.
20. CEN (European Committee for Standardization). NORSOK A-001N [Internett]. NORSOK: Standard Norge; 2008 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: https://www.standard.no/Global/PDF/Petroleum/NORSOK_A-001_2017_06-30%20final.pdf.
21. Måseide M. NORSOK-MOM-2015 [Internett]. Konstruksjon.com2015 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.konstruksjon.com/manuel/gammel/offshore/regelverk/NORSOK-MOM-2015.pdf>.
22. Standard Norge NM-. Material Data Sheets for Structural Steel M-120 [Internett]. NORSOK: Standard Norge; 2004 [hentet Mai 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/en/nyheter/nyhetsarkiv/petroleum/2021-news/new-edition-of-norsok-m-1202021-structural-material-data-sheets/>.
23. CEN (European Committee for Standardization). NS-EN-1991-1-4-Laster-på-Konstruksjoner-Vindlaster [Internett]. NORSOK, Norway2005 [hentet Januar 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208>.
24. Benson T. Shape effects on drag [Internett]. Hjemmeside: NASA; 2021 [oppdatert 2021; hentet Mars 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.grc.nasa.gov/www/k-12/rocket/shaped.html?fbclid=IwAR3vJAdMgYHUqyAinzSZ5qs99RyXZOR6MCX6znL4Zxw4NIBZlwIyWhMW8t0>.

25. Forelesning. Lecture20181001-jacketdesign. I: NTNU, red. Gløshaugen, Trondheim2022.
26. Larsen PK, Clausen A, Aalberg A. Stålkonstruksjoner, profiler og formler. Utgave 3 utg. Trondheim: Fagbokforlaget; 1997.
27. Renewables V. Do you know what the wake effect is in a wind farm [Internett]. Hjemmeside: Vecor renewables; 2023 [oppdatert 2023; hentet Mai 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.vectorenrenewables.com/en/media-en/blog/do-you-know-what-the-wake-effect-is-in-a-wind-farm>.

,

Vedleggs liste

Vedlegg A – Artikkel

Vedlegg B – Plakat

Vedlegg C – Beregning av dimensjonerende vindlast

Vedlegg D –Beregning av krefter og dimensjonering etter aksialkapasitet (Fagverksmodell)

Vedlegg E - Dimensjonering etter knekkapasitet (Fagverksmodell)

Vedlegg F - Dimensjonering etter skjær, moment og aksialkraft (Rammemodell)

Vedlegg G - Dimensjonering etter bøyeknekking (Rammemodell)

Vedlegg H - Dimensjonering etter knutepunktskapasitet (Rammemodell)

Vedlegg I – Resulterende tverrsnittsverdier, overflateareal og vekt

Eget vedlegg – Excel fil

Vedlegg A

Artikkel

FLYTENDE HAVVIND

Miljø | fornybar energi | Innovasjon

Stålkonstruksjon

Stål, et av verdens mest resirkulerbare materialer og dermed passende for en bærekraftig havvindkonstruksjon.

Grønt Stål

Ved å benytte skrap-basert stål som produseres fra elektrisk lysbueovn, kan det produserer store kvantum uten store forurensinger.

Arealbesparende

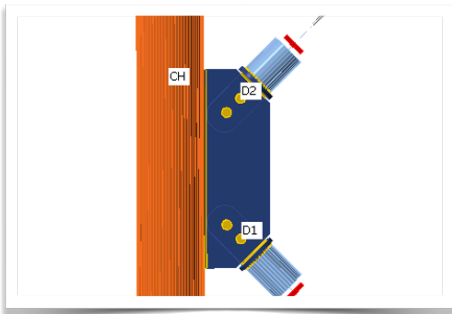
Ved å plassere 100 vindmøller på en vertikal vegg i høyden, kan det høste mer vindenergi på mindre areal. Mens vindfangerne opptar betydelig mindre plass, kan fem vindfangstenheter produsere samme mengde elektrisitet som 25 tradisjonelle vindturbiner.



Bildet hentet fra hjemmesiden til Windcatching Systems AS

Bakgrunn

Wind Catching systems AS er et innovativt selskap som jobber med å utvikle en multi-turbin-konstruksjon, som kalles Windcatcher. Deres formål er å tilby effektive og kostnadsbesparende løsninger for å produsere fornybar energi fra havvind. Stålkonstruksjonen er forankret med en turet, som er inspirert fra offshore industrien. Dette gjør at veggene hele tiden står vinkelrett på vinden, og vindturbinene kan høste energi mest mulig effektivt.



Leddet løsning med bolter

Knutepunkter

Det er mange måter å utforme knutepunkter på i en slik konstruksjon. Under er listet opp to tradisjonelle metoder som fagverket kan dimensjoneres etter.

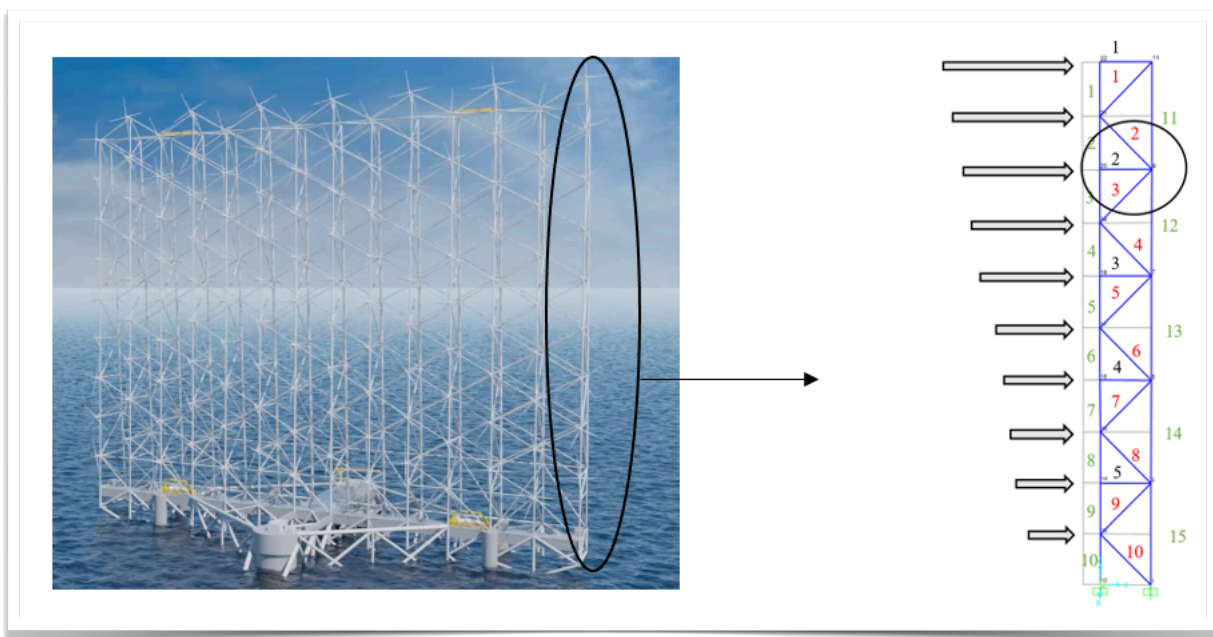
- Leddet - bolter
- Stivt - sveis

Design

Windcatcher har et unikt design sammenliknet med andre havvindkonstruksjoner. Deres design er 300 meter høyt og bredt, og kan bære over hundre vindturbiner. I tillegg til å være et imponerende design, er også konstruksjonen utført i stål som har vist seg å være et særdeles miljøvennlig materialet, sett i ett livsløps perspektiv.

En bachelorgruppe ved NTNU jobber med design av en lignende konstruksjon. Studentene vil sammenligne to forskjellige beregningsmodeller som grunnlag for dimensjonering. Målet deres er å finne ut hvilken beregningsmodell som er best egnet å benytte for denne konstruksjonen.

Designet kan minne mye om den tradisjonelle fagverksbjelken som er satt på høykant. Ved å sammenføre 10 stk staver på høykant, utformet som et fagverk som vist på figur under, er konstruksjonen motstandsdyktig for lasten den blir utsatt for.

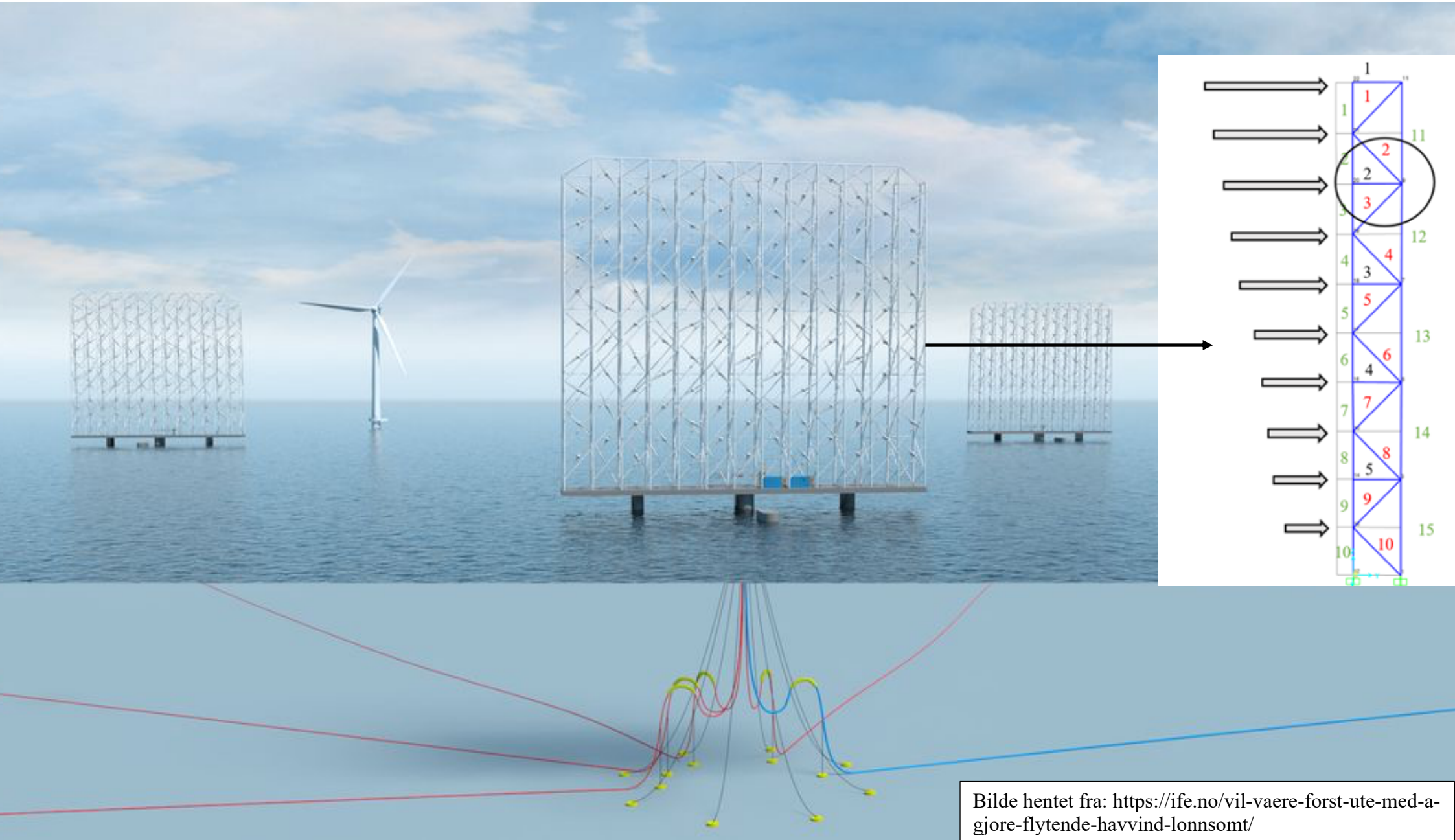


Vedlegg B

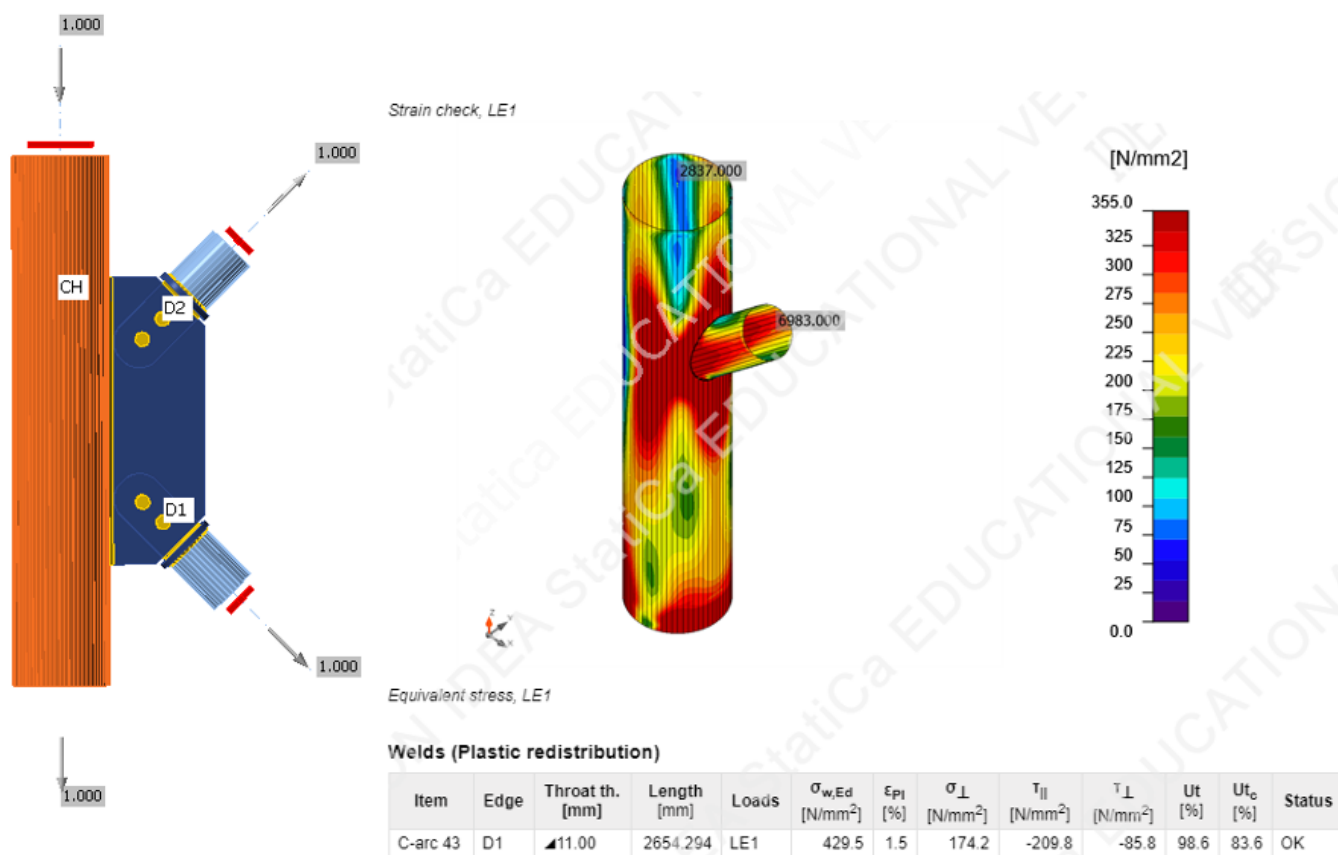
Plakat

Design av offshore Multiturbinkonstruksjon Design of the offshore multi-turbine structure Windcatcher

Prosjektnr 2023-15 Stian Jørgensen, Jonas Svendsbøe Høyland
Intern veileder: Jomar Tørseth Jan Wigaard: Aibel, Windcatching Systems AS



Bilde hentet fra: <https://ife.no/vil-vaere-forst-ute-med-agjore-flytende-havvind-lonnsomt/>



- Oppgaven skal omhandle en forenklet design av en offshore – Multiturbinkonstruksjon inspirert av konstruksjonen til Windcatching systems AS.
- Konstruksjonen skal være 300 meter i høyden og i bredden. Til sammen skal det monteres 100 vindturbiner som veier 70 tonn hver.
- Analysen omhandler to ulike tilnærminger, der vi betrakter rammekonstruksjon og fagverkskonstruksjon.
- Rammekonstruksjon gir best løsning for design.

Vedlegg C

Beregning av dimensjonerende vindlast

Mølle nr.	z (høyde, m)	U ₀	Z ₀	C	U(z)	F(z) KN
10	30	40,6	10	0,15257302	47,4	994
9	60	40,6	10	0,15257302	51,7	1183
8	90	40,6	10	0,15257302	54,2	1300
7	120	40,6	10	0,15257302	56,0	1387
6	150	40,6	10	0,15257302	57,4	1456
5	180	40,6	10	0,15257302	58,5	1514
4	210	40,6	10	0,15257302	59,5	1564
3	240	40,6	10	0,15257302	60,3	1608
2	270	40,6	10	0,15257302	61,0	1647
1	300	40,6	10	0,15257302	61,7	1683

Vedlegg D

**Beregning av krefter og
dimensjonering etter aksialkapasitet**

(Fagverksmodell)

Verdier ink lastfaktor:

fyd = 338 1/Sin(45)= 1,414213562

Vindlast [N]	egenvekt mølle [N]	V: Gurt nr.	egenvekt staver [N]	Største aksialkraft [N]	Nødvendig areal [mm2]	Nødvendig rørtykkelse [mm]	t [mm]	D/t	D[mm]	Tverrsnitsareal [mm2]	ABC-formel: for å finne t
1690000	700000	1	5741	-700000	2071,005917	0,531858493	21	59,04761905	1240	80421,6	-2,11365E-07
1650000	700000	2	29315	3574041	10574,08658	2,720352255	21	59,04761905	1240	80421,6	-0,000731477
1610000	700000	3	23573	2874041	8503,080666	2,186609685	21	59,04761905	1240	80421,6	-0,000432505
1570000	700000	4	111249	13563555	40128,8623	10,38816743	21	59,04761905	1240	80421,6	2,55102E-07
1520000	700000	5	104596	12752306	37728,71589	9,761868826	21	59,04761905	1240	80421,6	2,20767E-07
1460000	700000	6	241141	29399908	86981,97698	22,74563475	23	53,91304348	1240	87936,3	5,41995E-06
1390000	700000	7	233421	28458768	84197,53717	22,00410409	23	53,91304348	1240	87936,3	4,94205E-06
1300000	700000	8	414137	50491633	149383,5307	39,612418	40	31	1240	150796,4	2,8377E-05
1190000	700000	9	404999	49377497	146087,2678	38,70921355	39	31,79487179	1240	147149,1	2,65905E-05
1000000	700000	10	622501	75895484	224542,8511	61,33351851	62	20,0	1240	229449,4	

Steg nr.

1	50217	2390021	7071,067812	3,536401446	11	58,2	640	21736,7	-8,89486E-09
2	50217	-4723473	13974,77307	7,027650464	11	58,2	640	21736,7	-3,02134E-07
3	50217	7000357	20711,11578	10,47221919	11	58,2	640	21736,7	-2,4339E-06
4	63608	-9220672	27280,09594	13,86853189	14	45,7	640	27532,9	-1,08743E-05
5	81259	11370277	33639,8729	17,19297255	18	35,6	640	35173,3	-3,49171E-05
6	94345	-13435029	39748,60604	20,4209191	21	30,5	640	40837,6	-9,04197E-05
7	107300	15400786	45564,45472	23,52675744	24	26,7	640	46445,3	-0,000200682
8	120125	-17239263	51003,73765	26,46123599	27	23,7	640	51996,5	-0,000393622
9	132819	18922177	55982,77356	29,17336858	30	21,3	640	57491,1	-0,000695113
10	141209	-20336391	60166,83736	31,74876637	32	20,0	640	61122,8	

H: Gurt nr.

11	23446	-1715109	5074,285906	1,347509293	20	60	1200	8796,5	-1,70858E-06
12	137778	-10078772	29818,85118	7,962530919	20	60	1200	8796,5	-0,000317437
13	339689	-24848984	73517,70308	19,82882845	20	60	1200	8796,5	-8,55653E-09
14	624445	-45679496	135146,4372	36,98885183	37	32,43243243	1200	14297,4	-2,43803E-07
15	984256	-72000413	213018,9746	59,73892567	60	20	1200	18849,6	

Vedlegg E

Dimensjonering etter knekkapasitet

(Fagverksmodell)

fyd = 338

V: Chord nr.	Største trykkraft [N]	t [mm]	D[mm]	Tverrsnittsareal [mm ²]	I (2. areal moment)	i (treghetsradius)	λ1	Stavlengthe [m]	Knekkfaktor β	knekklengthe	λ	φ	χ	Nb,Rd [kN]	Sjekk for knekk	Målsøk
1	-700000	12	700	25937	1535106628	243,2817297	76,4091456	30	1		30	1,61386208	1,95073092	0,32824108	2878403 OK!	2178402,7
2	-1413000	12	700	25937	1535106628	243,2817297	76,4091456	30	1		30	1,61386208	1,95073092	0,32824108	2878403 OK!	1465402,7
3	-2113000	12	700	25937	1535106628	243,2817297	76,4091456	30	1		30	1,61386208	1,95073092	0,32824108	2878403 OK!	765402,7
4	-2849000	12	700	25937	1535106628	243,2817297	76,4091456	30	1		30	1,61386208	1,95073092	0,32824108	2878403 OK!	29402,7
5	-3581000	16	700	34382	2011804357	241,8966722	76,4091456	30	1		30	1,62310276	1,96665708	0,32497209	3777557 OK!	196557,4
6	-4339000	19	700	40649	2358265804	240,8635506	76,4091456	30	1		30	1,63006464	1,97871216	0,32253868	4432732 OK!	93731,7
7	-5087000	23	700	48918	2805786997	239,4937369	76,4091456	30	1		30	1,639388	1,99493224	0,31931894	5281170 OK!	194169,6
8	-5865000	26	700	55053	3130824392	238,4722206	76,4091456	30	1		30	1,64641046	2,00720679	0,31692298	5898966 OK!	33966,1
9	-6631000	30	700	63146	3550384544	237,118114	76,4091456	30	1		30	1,65581259	2,02371798	0,3137538	6698445 OK!	67444,8
10	-7423000	35	700	73121	4053164541	235,4384208	76,4091456	30	1		30	1,66762568	2,04458841	0,30983383	7659624 OK!	236623,9
Brace nr.																
1	2390021	18	1070	59489	8232026053	371,9926075	76,4091456	42,5	1		42,5	1,49523439	1,75386255	0,37445531	7531425 OK!	
2	-4723473	18	1070	59489	8232026053	371,9926075	76,4091456	42,5	1		42,5	1,49523439	1,75386255	0,37445531	7531425 OK!	
3	7000357	18	1070	59489	8232026053	371,9926075	76,4091456	42,5	1		42,5	1,49523439	1,75386255	0,37445531	7531425 OK!	
4	-9220672	23	1070	75653	10371397860	370,2597062	76,4091456	42,5	1		42,5	1,50223243	1,76508555	0,37149676	9502075 OK!	281403,491
5	11370277	23	1070	75653	10371397860	370,2597062	76,4091456	42,5	1		42,5	1,50223243	1,76508555	0,37149676	9502075 OK!	
6	-13435029	34	1070	110659	14862284715	366,4785123	76,4091456	42,5	1		42,5	1,51773193	1,79011696	0,36505255	13657870 OK!	222841,342
7	15400786	34	1070	110659	14862284715	366,4785123	76,4091456	42,5	1		42,5	1,51773193	1,79011696	0,36505255	13657870 OK!	
8	-17239263	45	1070	144906	19066907500	362,741299	76,4091456	42,5	1		42,5	1,53336866	1,81561343	0,3587001	17573441 OK!	334177,863
9	18922177	45	1070	144906	19066907500	362,741299	76,4091456	42,5	1		42,5	1,53336866	1,81561343	0,3587001	17573441 OK!	
10	-20336391	54	1070	172360	22302824650	359,7172501	76,4091456	42,5	1		42,5	1,54625929	1,83681612	0,35357336	20604208 OK!	267816,941
H: Chord nr.																
11	-1690000	30	1770	163991	62080894618	615,2743291	76,4091456	60	1		60	1,27625399	1,42741879	0,48385956	26827411 OK!	
12	-10079829	30	1770	163991	62080894618	615,2743291	76,4091456	60	1		60	1,27625399	1,42741879	0,48385956	26827411 OK!	
13	-24905025	30	1770	163991	62080894618	615,2743291	76,4091456	60	1		60	1,27625399	1,42741879	0,48385956	26827411 OK!	1922385,5
14	-45872474	53	1770	286056	1,05511E+11	607,3293206	76,4091456	60	1		60	1,29294979	1,4506193	0,4743101	45872475 OK!	0,499999999
15	-72442398	89	1770	470011	1,66483E+11	595,1556519	76,4091456	60	1		60	1,31939655	1,48794027	0,45959984	73034241 OK!	591842,607

Vedlegg F

Dimensjonering etter skjær, moment og aksialkraft

(Rammemodell)

Chord nr.	Vs	Aksialkraft [kN]	Sjænkraft [kN]	Moment [kNm]	Diameter [mm]	tykkelse [mm]	D/L	A [mm ²]	I [mm ⁴]
1	732	217	3504		1262	23	54,8695652	89525,9658	1,719E+10
2	3330	25	524		1262	23	54,8695652	89525,9658	1,719E+10
3	2608	221	3331		1262	23	54,8695652	89525,9658	1,719E+10
4	13084	13	213		1262	23	54,8695652	89525,9658	1,719E+10
5	12362	220	3304		1262	23	54,8695652	89525,9658	1,719E+10
6	28892	7	201		1262	23	55,9224241	87871,1485	1,688E+10
7	28162	232	3487		1262	31	40,7096774	119886,317	2,272E+10
8	50195	13	356		1262	41	30,7804878	157271,27	2,934E+10
9	49465	193	3149		1262	47	26,8510638	179400,648	3,315E+10
10	75143	68	1165		1262	63	20	237663,338	4,282E+10

Chord nr.	HS								
11	1516	0	0	1177	20	58,85	72696,454	1,217E+10	0
12	9583	0	0	1177	20	58,85	72696,454	1,217E+10	0
13	23918	0	0	1177	20	58,85	72696,454	1,217E+10	0
14	44092	0	0	1177	37	31,810811	132512,378	2,155E+10	0
15	69517	0	0	1177	59	20	206726,622	3,24E+10	0

Brace Nr.									
1	2078	0	0	635	11	57,7272727	21563,892	1,05E+09	0
2	4678	0	0	635	11	57,7272727	21563,892	1,05E+09	0
3	6675	0	0	635	11	57,7272727	21563,892	1,05E+09	0
4	9180	0	0	635	14	45,3571429	27313,0065	1,317E+09	0
5	11029	0	0	635	17	37,3529412	33005,5724	1,577E+09	0
6	13389	0	0	635	21	30,2380952	40507,6957	1,911E+09	0
7	15032	0	0	635	24	26,4583333	46068,3147	2,153E+09	0
8	17181	0	0	635	27	23,5185185	51572,385	2,388E+09	0
9	18599	0	0	635	29	21,8965517	55210,5493	2,54E+09	0
10	20183	0	0	635	32	19,84375	60620,1718	2,763E+09	0

snitt 1		
S [mm ³]	Sigma x 1	tau 1
0	136,8359952	0
0	56,43610337	0
0	151,4386092	0
0	153,9684609	0
0	259,39883564	0
0	336,3137529	0
0	331,7359411	0
0	326,8178693	0
0	335,6566465	0
0	337,5496118	0
0	sum 1	0

snitt 2			
S [mm ³]	Sigma x 2	tau 2	sum 2
17981607	132,1463427	4,936045242	0,153493833
17981607	55,73479689	0,568668807	0,027199133
17981607	146,9804949	5,027032251	0,189761204
17981607	153,6833878	0,295707779	0,206740363
17981607	254,9768781	5,004285499	0,5697309
17649231,08	336,0450186	0,162171328	0,988462068
24079591	326,9788379	3,965284321	0,936262131
31588491	326,3204144	0,17067827	0,932084838
36033255	331,1925399	2,231500494	0,960255569
47735522,29	335,8328273	0,600691854	0,987227079
0	sum 2	0	0

snitt 3				
S [mm ³]	Sigma x 3	tau 3	Sum 3	Internalsigmaform
27215893,6	8,176398803	7,470905253	0,00205085	0,163895606
27215893,6	37,19591259	0,86070337	0,01212981	0,027879221
27215893,6	29,13121322	7,608617792	0,0089484	0,200742729
27215893,6	146,1475436	0,447565752	0,18696567	0,20750575
27215893,6	138,0238443	7,574189658	0,16840252	0,588982937
26731854,3	328,7996174	0,245627716	0,94630238	0,990047095
35965895,2	234,9058729	5,922650441	0,48392916	0,963278025
46395024,6	319,1619172	0,250680621	0,89163998	0,934928046
52384989	275,723641	3,24414571	0,66572511	0,986182069
67484504,8	320,3817665	0,849208102	0,89848605	0,997336757
0	Sum 3	0	0	0

0	20,85383697	0	0,003806611	0,003806611
0	131,8221106	0	0,152104871	0,152104871
0	329,0119213	0	0,947523234	0,947523234
0	332,7387269	0	0,969110504	0,969110504
0	336,2750252	0	0,989819094	0,989819094

13617890	20,85383697	0	0,003806611	0,003806611
13617890	131,8221106	0	0,152104871	0,152104871
13617890	329,0119213	0	0,947523234	0,947523234
24822930	332,7387269	0	0,969110504	0,969110504
38725140,53	336,2750252	0	0,989819094	0,989819094

20663967,1	20,85383697	0	0,003806611	0,003806611
20663967,1	131,8221106	0	0,152104871	0,152104871
20663967,1	329,0119213	0	0,947523234	0,947523234
36540288,3	332,7387269	0	0,969110504	0,969110504
54746377,7	336,2750252	0	0,989819094	0,989819094

0	96,36479363	0	0,081283686	0,081283686
0	216,9367202	0	0,411938838	0,411938838
0	309,5452346	0	0,838715839	0,838715839
0	336,1036065	0	0,989810216	0,989810216
0	334,1556953	0	0,977381996	0,977381996
0	330,5297864	0	0,956286017	0,956286017
0	326,298023	0	0,931956162	0,931956162
0	333,1434061	0	0,971469215	0,971469215
0	336,875246	0	0,993355724	0,993355724
0	332,9419793	0	0,970294822	0,970294822

2179320	96,36479363	0	0,081283686	0,081283686
2179320	216,9367202	0	0,411938838	0,411938838
2179320	309,5452346	0	0,838715839	0,838715839
2760345	336,1036065	0	0,989810216	0,989810216
3335655	334,1556953	0	0,977381996	0,977381996
4093845	330,5297864	0	0,956286017	0,956286017
4655820	326,298023	0	0,931956162	0,931956162
5212080	333,1434061	0	0,971469215	0,971469215
5579745	336,875246	0	0,993355724	0,993355724
6126480	332,9419793	0	0,970294822	0,970294822

3304666,45	96,36479363	0	0,081283686	0,081283686
3304666,45	216,9367202	0	0,411938838	0,411938838
3304666,45	309,5452346	0	0,838715839	0,838715839
4144748,74	336,1036065	0	0,989810216	0,989810216
4950087,26	334,1556953	0	0,977381996	0,977381996
6005265,88	330,5297864	0	0,956286017	0,956286017
6760525,18	326,298023	0	0,931956162	0,931956162
7490888,32	333,1434061	0	0,971469215	0,971469215
7964092,89	336,875246	0	0,993355724	0,993355724
8653529,53	332,9419793	0	0,970294822	0,970294822

Vedlegg G

Dimensjonering etter bøyeknekking

(Rammemodell)

fyd [Mpa]:

338

Chord nr.	Trykkraft [N]	Moment [Nm]	t [mm]	D[mm]	Tverrsnittsareal [mm ²]	I (2. areal moment)	i (tregghetsradius)	λ_1	Stavlengthe [m]	Knekkfaktor β	knekklengthe λ	$\bar{\sigma}$	χ	N _{Ed}	M _{Rd}	k _{Ed}	Interaksjonssjekk:	
1	732000	3505000000	14	745	32151,05922	2148321720	258,4949226	76,40914561	30	0,9	27	1,36699336	1,55686972	0,43441077	10867058	1949349641	0,43721429	0,941186395
2	1751000	1644000000	14	745	32151,05922	2148321720	258,4949226	76,40914561	30	0,9	27	1,36699336	1,55686972	0,43441077	10867058	1949349641	0,48901943	0,783332844
3	2473000	1861000000	15	745	34400,43956	2292466792	258,1484554	76,40914561	30	0,9	27	1,36882803	1,55957203	0,43347265	11627348,6	2080144365	0,51775869	0,953873729
4	3442000	1776000000	18	745	41110,88146	2717701624	257,1120865	76,40914561	30	0,9	27	1,37434551	1,56771907	0,43066595	13895477,9	2465995031	0,53804099	0,962665834
5	4164000	1729000000	21	745	47764,77471	3132276601	256,0803097	76,40914561	30	0,9	27	1,3798829	1,57592612	0,42787101	16144493,9	2842173131	0,54467206	0,934144595
6	5137000	1906000000	25	745	56548,66776	3668771536	254,711847	76,40914561	30	0,9	27	1,38729645	1,58696185	0,42416328	19113449,7	3328979273	0,55207179	0,949719994
7	5867000	1747000000	27	745	60902,91518	3930164084	254,030756	76,40914561	30	0,9	27	1,39101598	1,59251941	0,42231771	20585185,3	3566162310	0,5619695	0,950171876
8	6840000	1765000000	30	745	67387,16242	4313831319	253,0130925	76,40914561	30	0,9	27	1,39661089	1,60090514	0,41956001	22776860,9	3914295264	0,57178268	0,973584458
9	7570000	1739000000	33	745	73814,86099	4687548159	252,000248	76,40914561	30	0,9	27	1,40222418	1,60934987	0,41681538	24949423	4253399403	0,57470401	0,962900806
10	8541000	1871000000	38	745	84402,02823	5288768242	250,3230413	76,40914561	30	0,9	27	1,41161932	1,62355458	0,41227088	28527885,5	4798936016	0,5742881	0,950102744
Brace nr.																		
2	4678000	0	16	945	46696,6332	5039132919	328,4998097	76,40914561	42,5	0,75	32	1,2699006	1,41866333	0,48754666	15783462	3604713072	0,54589923	0,607913465
4	9180000	0	20	945	58119,46409	6218964281	327,1133213	76,40914561	42,5	0,75	32	1,27528314	1,42607828	0,48442108	19644378,9	4448698258	0,63152217	0,964675713
6	13389000	0	30	945	86236,71834	9034643695	323,6751844	76,40914561	42,5	0,75	32	1,28882943	1,44486775	0,47664795	29148010,8	6462877394	0,63128781	0,963699191
8	17181000	0	39	945	111005,0348	11410720928	320,6160086	76,40914561	42,5	0,75	32	1,30112687	1,46208389	0,46970722	37519701,8	8162589785	0,63397695	0,974903942
10	20183000	0	48	945	135264,4133	13643326690	317,5911287	76,40914561	42,5	0,75	32	1,31351939	1,47958613	0,46282464	45719371,7	9759670733	0,62891815	0,953825639
Chord nr.																		
11	1516000	0	28	1680	145317,5098	49587565769	584,1540893	76,40914561	60	0,9	54	1,20982066	1,33786418	0,52383005	49117318,3	19953091940	0,41414117	0,058921548
12	9583000	0	28	1680	145317,5098	49587565769	584,1540893	76,40914561	60	0,9	54	1,20982066	1,33786418	0,52383005	49117318,3	19953091940	0,48938974	0,372457254
13	23918000	0	28	1680	145317,5098	49587565769	584,1540893	76,40914561	60	0,9	54	1,20982066	1,33786418	0,52383005	49117318,3	19953091940	0,6231059	0,929607909
14	44092000	0	51	1680	261000,3761	86660020116	576,2206609	76,40914561	60	0,9	54	1,22647751	1,35990368	0,51351887	88218127,1	34870341428	0,63359137	0,973297384
15	69517000	0	84	1680	421174,4775	1,34474E+11	565,05221	76,40914561	60	0,9	54	1,25071926	1,39247486	0,4988546	142356973	54109885589	0,63493598	0,978899931

Vedlegg H

Dimensjonering etter knutepunktskapasitet

(Rammemodell)

Lastitabelle 1		N° 355		Sim 45 grader: 0.70710678																							
Knutepunkt	NEd [kN] Gurt	MEd [kNm] Gurt	T [mm]	D [mm]	K [mm²]	I [mm⁴]	σ a.sd	σ my.sd	β	r	y	gap	Qy	Qu (k)	Qu (t)	AV	Gf (k)	Gf (t)	NRd [kN]	MEd [kNm]	NEd [kN] Steg	MEd [kNm] Steg	Kapasitetstjekk N	Kapasitetstjekk M	Vedlegg N		
1	-1683	0	28	1680	145317,51	49587565769	11	635	11,5815362	0	0,38	0,3929	30	100	1,11574074	13,89	10,39	0,00106433	1,00620551	1,00893575	3588	2278	2078	0	OKI	OKI	1509,92564
2	3330	3504	23	1262	89525,9658	17185068682	16	945	37,19591259	128,659596	0,75	0,6957	27	100	1,09422939	30,93	22,46	0,09205806	0,99321199	0,95778672	4969	4696	-4678	0	OKI	OKI	290,939401
3	-1516	0	39	1680	201058,788	67716650143	11	635	7,540083243	0	0,38	0,2821	22	100	1,11574074	13,89	10,39	0,00045112	1,0041126	1,006011	6941	4407	6675	0	OKI	OKI	265,58063
4	13084	3331	31	1262	119886,317	22723282544	20	945	109,1367247	92,4981237	0,75	0,6452	20	100	1,09422939	30,93	22,46	0,13641933	1,02046907	0,98309275	9265	8756	-9180	0	OKI	OKI	85,2491261
5	-23918	0	51	1680	261000,376	86660020116	17	635	91,6397147	0	0,38	0,3333	16	100	1,11574074	12,42	9,79	0,06663628	1,03163712	1,02413299	11390	7233	11029	0	OKI	OKI	361,331287
6	28892	3304	39	1262	149844,545	28044343087	30	945	192,8131587	74,3402687	0,75	0,7692	16	100	1,09422939	27,39	22,46	0,32206561	1,01193462	0,90528821	13504	12761	-13389	0	OKI	OKI	114,7782
7	-44092	0	62	1680	315152,009	1,03282E+11	24	635	139,9070886	0	0,38	0,3871	14	100	1,11574074	11,20	9,30	0,15531834	1,03222539	0,99397667	15516	9853	15032	0	OKI	OKI	483,867591
8	50195	3487	49	1262	186726,843	34399052343	39	945	268,8151276	63,9638842	0,75	0,7959	13	100	1,09422939	24,32	22,46	0,59843079	0,97335325	0,75242308	17717	16743	-17181	0	OKI	OKI	536,134793
9	-69517	0	84	1680	421174,478	1,34474E+11	29	635	165,0551107	0	0,38	0,3452	10	100	1,11574074	9,72	8,70	0,2161729	1,02813693	0,96654487	25913	16455	18599	0	OKI	OKI	7313,79876
10	76143	3149	63	1262	237306,484	42761738567	48	945	320,8635459	46,4672173	0,75	0,7619	10	100	1,09422939	21,67	22,46	0,82750451	0,93247132	0,60914868	23711	22407	-20183	0	OKI	OKI	3527,65917

Vedlegg I

**Resulterende tverrsnittsverdier,
overflateareal og vekt**

(Rammemodell)

Gurt nr.	Aksial			Knekk			Bøyeknekk			Spenningsinteraksjon			Knutepunktkapasitet			Fagverk			Ramme		
	D	T		D	T		D	T		D	T		D	T		D	T	Areal	D	T	Areal
1	1240	21		700	12		745	14		1262	23		1262	23		1240	21	80421,6303	1262	23	89525,9658
2	1240	21		700	12		745	14		1262	23		1262	23		1240	21	80421,6303	1262	23	89525,9658
3	1240	21		700	12		745	15		1262	23		1262	23		1240	21	80421,6303	1262	23	89525,9658
4	1240	21		700	12		745	18		1262	23		1262	31		1240	21	80421,6303	1262	31	119886,317
5	1240	21		700	16		745	21		1262	23		1262	31		1240	21	80421,6303	1262	31	119886,317
6	1240	23		700	19		745	25		1262	23		1262	39		1240	23	87936,32	1262	39	149844,545
7	1240	23		700	23		745	27		1262	31		1262	39		1240	23	87936,32	1262	39	149844,545
8	1240	40		700	26		745	30		1262	41		1262	49		1240	40	150796,447	1262	49	186726,843
9	1240	40		700	30		745	33		1262	47		1262	49		1240	40	150796,447	1262	49	186726,843
10	1240	62		700	35		745	38		1262	63		1262	63		1240	62	229449,361	1262	63	237306,484
11	1200	20		1770	30		1680	28		1177	20		1680	28		1770	30	163991,137	1680	28	145317,51
12	1200	20		1770	30		1680	28		1177	20		1680	39		1770	30	163991,137	1680	39	201058,788
13	1200	20		1770	30		1680	28		1177	20		1680	51		1770	30	163991,137	1680	51	261000,376
14	1200	37		1770	53		1680	51		1177	37		1680	62		1770	53	285888,073	1680	62	315152,009
15	1200	60		1770	89		1680	84		1177	59		1680	84		1770	89	470010,535	1680	84	421174,478

Steg nr.	Aksial			Knekk			Bøyeknekk			Spenningsinteraksjon			Knutepunktkapasitet			Fagverk			Ramme		
	d	t		d	t		d	t		d	t		d	t		d	t	Areal	d	t	Areal
1	640	11					635	11		635	11		635	11		640	11	21736,6796	635	11	21563,892
2	640	11		1070	18		635	11		635	11		945	16		1070	18	59489,1985	945	16	46696,6332
3	640	11					635	11		635	11		635	11		640	11	21736,6796	635	11	21563,892
4	640	14		1070	23		635	14		635	14		945	20		1070	23	75652,6927	945	20	58119,4641
5	640	18					635	17		635	17		635	17		640	18	35173,2713	635	17	33005,5724
6	640	21		1070	34		635	21		635	21		945	30		1070	34	110659,46	945	30	86236,7183
7	640	24					635	24		635	24		635	24		640	24	46445,3058	635	24	46068,3147
8	640	27		1070	45		635	27		635	27		945	39		1070	45	144905,961	945	39	111005,035
9	640	30					635	29		635	29		635	29		640	30	57491,1456	635	29	55210,3493
10	640	32		1070	54		635	32		635	32		945	48		1070	54	172360,339	945	48	135264,413

Vindareal [m2]:	7354	7144
-----------------	------	------

Vekt [Tonn]	13465	13772
-------------	-------	-------

