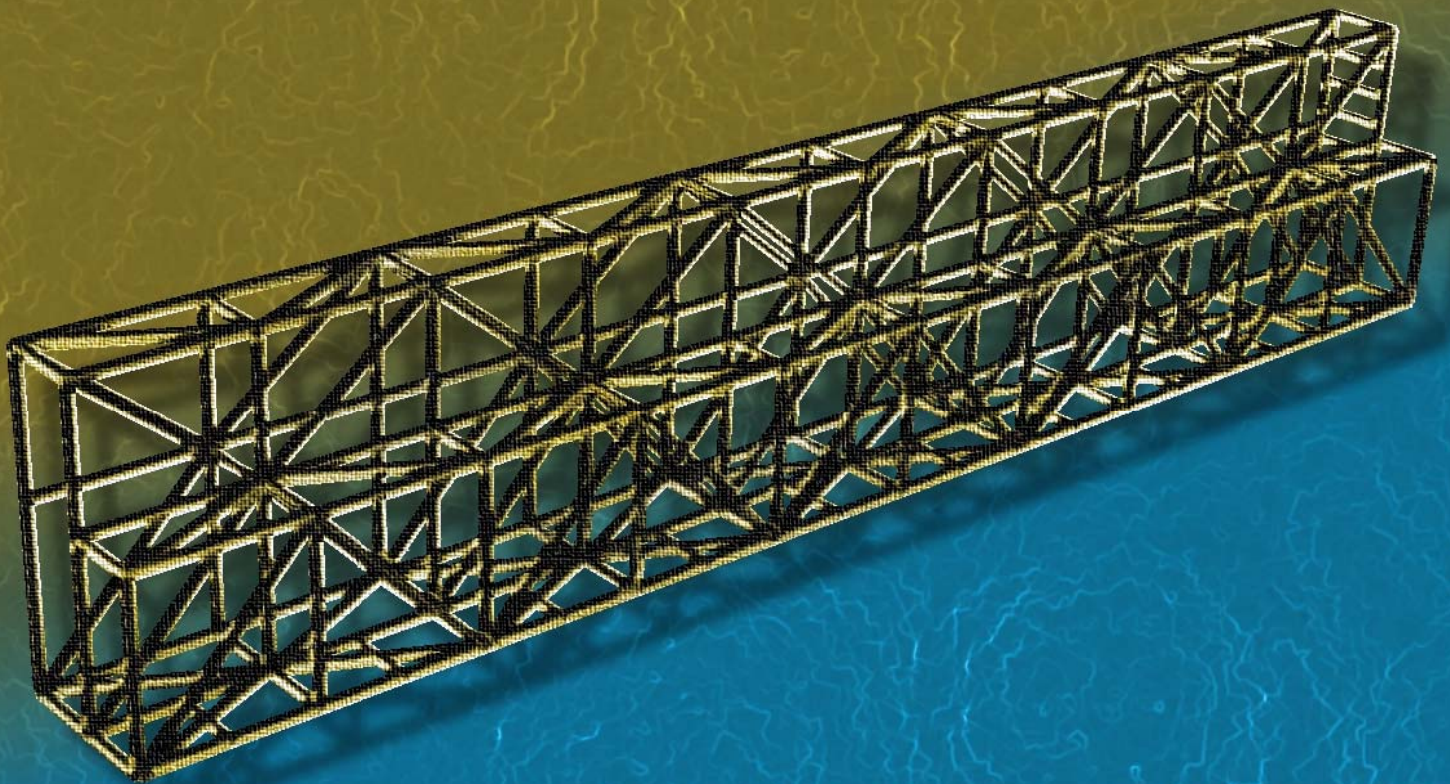


Design og beregning av gangbro



Hovedprosjekt ING 3034 2012:

**Svein Ove Vannes
Kenneth Pettersen
Bjørn Arild Strand**

**kandidat nr. 16
kandidat nr. 6
kandidat nr. 2**



HOVEDPROSJEKT

Studenten(e)s navn: Vannes Svein Ove
Strand Bjørn Arild
Pettersen Kenneth

Linje & studieretning Maskin, Maritim konstruksjonsteknikk

Oppgavens tittel: *Gangbro Dolwin*

Oppgavetekst:

1. Sette seg inn i relevant regelverk.
2. Sette seg inn i bruk av StaadPro.
3. Design og optimalisering av bro utført i StaadPro med utgangspunkt i levert skisse.
4. Modellere laster og grensebetingelser i StaadPro.
5. Utføre globale analyser av konstruksjonen med oppgitte laster. Konstruksjonen skal sjekkes for operasjonsbetingelser og offshore innløft.
6. Utføre lokale beregninger av innfestninger og knutepunkt. Sveiste og evt. boltede forbindelser.
7. Designe opplager for broen så den skal kunne ta opp relative bevegelser mellom de to plattformene.
8. Gjøre vurderinger rundt materialvalg, aluminium vs. karbonstål.

Dersom tiden strekker til:

9. Supportering av elektro-kabler mellom DolWin1 og 3.
10. Designe brolanding for supportering av bro på plattform, vha StaadPro og lokale beregninger.

Endelig oppgave gitt: Fredag 2. mars – 2012

Innleveringsfrist: Fredag 4. mai 2012 kl. 12.00

Intern veileder: Gisle Kleppe – HSH, tlf. 52702671

Ekstern veileder: Kristian Olafsrud– Aibel, tlf: 52 70 04 35

Adresse ekstern veileder:

Godkjent av studieansvarlig:

Dato:

Bent Fulle
23/4 -12

Forord

Denne rapporten er en dokumentasjon av vår hovedoppgave for studieretningen ingeniørfag maskin med fordypning i Marin konstruksjonsteknikk ved Høgskulen Stord/Haugesund. Utførelse av oppgaven er gjort i samarbeid med Aibel AS ved deres kontor på Risøy, en hjørnesteinsbedrift i Haugesund.

Vi vil takke Aibel og ekstern veileder Kristian Olafsrud for oppgaven, og tilrettelegging ved arbeidsplassen. Vi satte også stor pris på all hjelp vi fikk av de ansatte.

En stor takk rettes også til intern veileder Gisle Kleppe for hjelp med rapporten.

Haugesund, fredag, 4. mai 2012

Svein Ove Vannes

Svein Ove Vannes

Kenneth Pettersen

Kenneth Pettersen

Bjørn Arild Strand

Bjørn Arild Strand

Innhold

Figuroversikt	vi
Tabelloversikt.....	viii
Forkortelser og forklaringer	ix
Forkortelser brukt i oppgaveteksten	ix
Forklaringer til tabeller	ix
Sammendrag	x
Innledning.....	xi
Bakgrunn for oppgaven	xi
Hensikt.....	xi
Aibel	xi
Fagverk	xi
Fagverkets historie.....	xi
Fagverkets utfordringer	xi
Informasjon om programmet som er benyttet	xii
Bruk av STAAD.Pro.....	xii
1 Designgrunnlag	1
1.1 Standarder og referanser	1
1.1.1 Eurokode 3:Prosjektering av stålkonstruksjoner	1
1.1.2 DNV-OS-C101	1
1.1.3 DNV-RP-C205	2
1.1.4 Norsok N-004	3
1.1.5 STAAD.Pro hjelpefil.....	3
1.2 Levetid	3
1.3 Geometri	3
1.3.1 Enhetsystem.....	3
1.3.2 Koordinatsystem.....	4
1.4 Materialelegenskaper	6
1.5 Kodesjekk	7
1.5.1 Generelt	7
1.5.2 Kodesjekk parametre	7
1.5.3 Designkriterier.....	8
1.6 Laster på dekkareal/struktur	10
1.7 Vindkrefter på gangbro	14
1.7.1 E 700 Vind last DNV-OS-C101	14
1.7.2 Vindtrykk	14
1.7.3 Vindtrykkskoeffisient.....	14

1.7.4	Vindkraft generelt	14
1.7.5	Vindplater.....	15
1.8	Vektfaktor fra vekt av plater.....	15
2	Analysemodell	16
2.1	Generelt	16
2.2	Modellbeskrivelse.....	16
2.2.1	Bjelkemodellering	16
2.2.2	Grensebetingelser for modulen	18
2.3	Optimalisering	22
3	Laster og lastkombinasjoner	22
3.1	Generelt - Modellering av laster.....	22
3.1.1	Tyngdelast	25
3.1.2	Bølgelast.....	25
3.1.3	Vindlast	25
3.1.4	Flytting av massesenter (CoG).....	25
3.2	Vektbudsjett.....	25
3.2.1	Vekt og CoG fra vektrapport.....	25
3.3	Lasttilfeller.....	26
3.3.1	Lasttilfelle 1 Egenvekt	26
3.3.2	Lasttilfelle 2 Nyttelast gangdel, jevnfordelt pr bjelke.....	26
3.3.3	Lasttilfelle 3 Vindlast Z-retning 1,42kN/m ²	27
3.3.4	Lasttilfelle 4 bjelkelast 3kN / m ² kabeldel.....	27
3.3.5	Lasttilfelle 5 Vindlast (-Z)-retning 1,42kN/m ²	28
3.4	Lastkombinasjoner.....	28
3.4.1	ULS a.....	29
3.4.2	ULS b	29
3.5	Egenfrekvens	29
4	Analyseresultater STAAD.Pro.....	29
4.1	ULS for struktur på stedet	30
4.1.1	Kapasitetskontroll.....	30
4.1.2	Support reaksjoner.....	31
4.2	Utbøyninger	31
4.2.1	Nodeforflytninger.....	32
4.3	Aksialkrefter ved lastkombinasjoner	33
4.4	Maks. Bøyemomenter ved lastkombinasjoner.....	33
4.5	Maks skjærkrefter ved lastkombinasjoner	34
4.6	Maks spenninger.....	35

4.7	Beregnet egenfrekvens	35
4.8	Resultat fra løfteanalyse av gangdel/kabeldel i STAAD.Pro	36
5	Beregninger av knutepunkt	38
5.1	Definering av knutepunkt	38
5.2	Gyldighetsområde tabell 7.8.....	41
5.2.1	Overlappende stegstav.....	42
5.2.2	Overlappet stegstav	42
5.2.3	Gurtstav	42
5.3	Aksial kapasitet i knutepunktet.....	43
5.4	Dimensjonerende momentkapasitet i knutepunktet.....	44
5.4.1	Finner først momentkapasiteter i fagverksplanet.....	45
5.5	Finner momentkapasitetene normalt på fagverksplanet	45
5.5.1	Plastisk steking i gurtstavens sidevegg	45
5.5.2	Brudd i gurtstav	46
5.5.3	Sjekk av påkjente krefter mot kapasiteter	46
6	Design og beregning av løfteutstyr	48
6.1	Introduksjon.....	48
6.2	Sammendrag av løfteanalyse	48
6.3	Laster og faktorer.....	49
6.3.1	Vekt.....	49
6.3.2	Lasttilfeller	50
6.3.3	Nominell sikkerhets faktor	50
6.3.4	Design faktor	50
6.4	Løfting av gangbro med kabel supporterings.....	50
6.4.1	CoG gangdel.....	50
6.4.2	CoG kabeldel.....	51
6.4.3	Vertikal belastning under løft.....	51
6.4.4	Stålwire (slings).....	51
6.4.5	Sjakkell.....	56
6.4.6	Løfte arrangement	57
6.4.7	Beregning av sveis på løfteører	59
6.4.8	Krankapasitet.....	63
7	Flens forbindelser mellom gangdel og kabeldel	65
8	Konklusjon.....	67
8.1	Vurderinger av materialvalg.....	67
8.2	STAAD.Pro, struktur montert	67
8.2.1	ULS a og b.....	67

8.2.2	Nodereaksjoner.....	68
8.2.3	Utbøyninger.....	68
8.2.4	Aksialkrefter, bøyingsknekking	69
8.2.5	Bøyemomenter	70
8.2.6	Skjærkrefter	70
8.2.7	Eigenfrekvens.....	71
8.3	Innløft	71
8.3.1	Løft av gangdel.....	71
8.3.2	Løft av kabeldel.....	71
8.4	Løfteutstyr	71
8.4.1	Stålwire / slings	71
8.4.2	Sveis løfteører	71
8.5	Fra resultatet av knutepunktsanalysene	71
8.6	Krankapasitet	71
	Referanser.....	a
	Regelverk, etter oppgavetekst.....	a
	i. DNV-OS-C101	a
	ii. DNV-RP-C205	a
	iii. EUROCODE.....	a
	Andre regelverk og referanser benyttet	a
	i. Norsok N-004	a
	ii. STAAD.Pro hjelpefil	a
	Link til oppgavehefte	a
	Vedlegg	b
	Vedlegg 1 STAAD.Pro input fil.....	b
	Vedlegg 2 Eksempel på optimalisering i Microsoft Excel.....	h
	Vedlegg 3 Specification for Bridge Link Between DolWin Alpha and DolWin Gamma Platforms i	
	Vedlegg 4 Broinstallasjon part 1 (eksempel på framgangsmåte).....	k
	Vedlegg 5 Utgangspunkt for oppgaven, skisse for målsetting.....	l
	Vedlegg 6 Spesifikasjoner pr epost fra eksternt veileder	m
	Vedlegg 7 Forslag til Prosjektoppave fra Aibel Haugesund, Seksjon for struktur og marine n	
	Vedlegg 8 Tabelloversikt SHS fra norsk stål	q
	Vedlegg 9 Ståltau og tilbehør.....	r
	Vedlegg 10 Tegning krankapasitet.....	s
	Vedlegg 11 Tabell vindhastighet Aibel	t

Vedlegg 12 Valg av sjakler u

Figuroversikt

Figur 1-1 Del av input-fil som viser kodesjekk definisjon	1
Figur 1-2 STAAD.Pro oppstartsbilde: samsvarende valg av lisenskonfigurasjon, nødvendig for å kunne kjøre kodesjekk med Eurokode 3	1
Figur 1-3 Lastkombinasjoner for ULS a) og b).....	2
Figur 1-4 Globale akseretninger benyttet i oppgaven.....	4
Figur 1-5 RHS med sterk og svak akse påtegnet, fra STAAD.Pro Help 1.5.2, Figure 1.....	4
Figur 1-6 Fra STAAD.Pro Help 1.5.3 fig 1-8:Forhold mellom globale og lokale akser	5
Figur 1-7 Tegning - begrensinger og mål for kabelgjennomføring.....	9
Figur 1-8 ALN0288 gulyprofil Hydro Aluminium	12
Figur 1-9 Belastningskurve for gulyprofil.....	13
Figur 1-10 Typisk vindplate i aluminium fra IKM	15
Figur 2-1 Ytre dimensjoner etter noder	16
Figur 2-2 Bjelkemodellering via grafisk brukergrensesnitt	17
Figur 2-3 Valg av bjelkeprofil, bjelkemodellering	18
Figur 2-4 Oversiktsbilde kneplate, aksling og rulle	19
Figur 2-5 Innfestingsprinsipp gangbro mot brolanding/underlag.....	19
Figur 2-6 Opplager som tar kreftene.....	19
Figur 2-7 Styring mot aksling prinsippet Figur 2-8 Mulig løsning for kraftig styring	20
Figur 2-9 Trekantberegning for maks bevegelse mellom plattformene	20
Figur 2-10 Konstruksjonen er opplagret med pinbolter.....	21
Figur 2-11 Ovale hull for pinboltene	21
Figur 2-12 Konstruksjonen er utstyrt med ruller	21
Figur 2-13 Opplagerdefinisjon fra STAAD.Pro	21
Figur 2-14 Grensebetingelser ved X=0 Figur 2-15 Grensebetingelser ved X=30	22
Figur 3-1 Dialogvindu lastmodellering STAAD.Pro	22
Figur 3-2 STAAD.Pro input	23
Figur 3-3 Last og definisjon	24
Figur 3-4 Struktur på stedet.....	26
Figur 3-5 Nyttelast gangdel	27
Figur 3-6 Vindlast Z-retning.....	27
Figur 3-7 Nyttelast kabeldel	28
Figur 3-8 Vindlast (-Z)-retning	28
Figur 4-1 Kapasitetsutnyttelse for bjelkene i Tabell 4-1 Kapasitetskontroll	30
Figur 4-2 Nodeforlytninger: Oppsummering	32
Figur 4-3 Bilde av de mest utsatte stavene under løftet på gangdel.....	36
Figur 4-4 Bilde av de mest utsatte stavene på kabeldel under løft.....	37
Figur 5-1 Bruddformer for knutepunkter mellom rektangulære hulprofiler (RHS-profiler). Fig 7.3 i NS-EN 1993-1-8.....	39
Figur 5-2 Knutepunkt som omtales	40
Figur 5-3 N-knutepunkt forstørret	40
Figur 5-4 Utsnitt fra tabell 5.2 fra EC3 (1-1).....	42
Figur 6-1 Tyngdepunkt for gangdel	51
Figur 6-2 Tyngdepunkt for kabeldel	51
Figur 6-3 Lengde av stålwire kabeldel	52
Figur 6-4 Lengde av stålwire gangdel	53
Figur 6-5 Vinkler på løfteskrev kabeldel	54
Figur 6-6 Vinkler på løfteskrev gangdel	55
Figur 6-7 Green Pin Super Shackles fra Van Beest	57
Figur 6-8 Mål løfteøre.....	57
Figur 6-9 Vinkler/mål løfteører	58
Figur 6-10 Sveist løfteøre.....	59
Figur 6-11 Langs og tverrgående sveis på løfteøre.....	60
Figur 6-12 Tverrgående sveis bakside løfteøre.....	61
Figur 6-13 Kilsveis med langsgående krefter.....	62
Figur 6-14 Kilsveis med tverrgående krefter.....	62

Figur 6-15 Utlegg for kran ved montering av gangbro.....	63
Figur 6-16 Kraneknings/kapasitets kart	64
Figur 7-1 Sammensatt struktur med flens forbindelse.	65
Figur 7-2 Flens forbindelse nede ved undergurt.	65
Figur 7-3 Flens forbindelse oppe ved overgurt.....	66
Figur 7-4 Flens forbindelse oppe sett fra annen posisjon.	66

Tabelloversikt

Tabell 1-1 Oversikt over noen vanlige materialer og egenskaper.....	6
Tabell 1-2 Eksempler på kodesjekk parametre i STAAD.Pro	7
Tabell 1-3 Vektfaktor.....	15
Tabell 3-1 Lasttilfeller med beskrivelse	26
Tabell 4-1 Kapasitetskontroll.....	30
Tabell 4-2 Support reactions.....	31
Tabell 4-3 Supportreaksjoner Y-retning.....	31
Tabell 4-4 Node Displacements Summary	32
Tabell 4-5 Maks aksialkrefter for strekk og trykkstaver etter lastkombinasjon	33
Tabell 4-6 Positivt bøyemoment Z-akse	33
Tabell 4-7 Negativt bøyemoment Z-akse.....	33
Tabell 4-8 Positivt bøyemoment Y-akse.....	33
Tabell 4-9 Negativt bøyemoment Y-akse.....	33
Tabell 4-10 Maks positiv skjærkraft Fy	34
Tabell 4-11 Maks negativ skjærkraft Fy.....	34
Tabell 4-12 Maks positiv skjærkraft Fz	34
Tabell 4-13 Maks negativ skjærkraft Fz.....	34
Tabell 4-14 Maks trykkspenninger.....	35
Tabell 4-15 Maks strekkspenninger	35
Tabell 4-16 Resultater fra løfteanalyse gangdel	36
Tabell 4-17 Resultater fra STAAD på kabeldel.....	37
Tabell 5-1 Beam End Forces	41
Tabell 8-1 Nodereaksjoner ved last	68

Forkortelser og forklaringer

I den grad det er brukt forkortelser og uttrykk i teksten som kan trenge forklaring, er disse forsøkt tatt med her.

Forkortelser brukt i oppgaveteksten

ALS	Accident Limit State
CoG	Center of gravity
CPS	Cycles Per Second
DAF	Dynamic Amplification Factor
DHL	Dynamic Hook Load
DolWin	Dollart Wind
DNV	Det Norske Veritas
EC3	Eurokode 3, NS-EN 1993
EDR	Leverandør av beregningsprogrammer
FLS	Fatigue Limit State
F(SPL)	Special Load Cases
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MBL	Minimum Breaking Load
SLS	Serviceability Limit State
STAAD	Structural Analysis And Design
SWL	Safe Working Load
Tvk	Tverrsnittsklasse
ULS	Ultimate Limit State
WLL	Working Load Limit

Forklaringer til tabeller

Noen forklaringer for overskrifter og forkortelser i tabeller:

+ve	Positive
Beam	Bjelke
Dist m	Angir aktuelt sted på bjelke, benevning
f_u	Bruddgrense
F_x	Påkjent kraft lokal X-akse
f_y	Flytegrense
F_y	Påkjent kraft lokal Y-akse
F_z	Påkjent kraft lokal Z-akse
L/C	Load Case
M_x	Moment lokal X-akse
M_y	Moment lokal Y-akse
M_z	Moment lokal Z-akse
-ve	Negative

Sammendrag

Oppgaven er skrevet i forbindelse med et mulig nytt plattformprosjekt for Aibel, hvor det er nødvending med en gangbro av flere årsaker. Gangbroen vil i praksis fungere som en umbilical mellom plattformene med gjennomføringer for personell og frakt av gjenstander, strøm, kloakk og vann. I oppgaveløsingen er det i henhold til oppgaveteksten lagt vekt på bruk av relevant regelverk, programvare og design, analyse og optimalisering med hensyn på laster og grensebetingelser. Laster er definert til å omfatte statiske laster, brukslaste og miljølast i form av vind. Grensebetingelser inkluderer vurderinger rundt opplagersituasjon og broens reaksjon på de laster og krefter den er utsatt for.

Oppgaveteksten gir i tillegg grunnlag for å sjekke konstruksjonen for innløft. Både brodesign og innløft er kontrollert for spenninger i STAAD.Pro med hensyn på ULS.

Innløft-sjekk er tolket til å omfatte løfteører og utstyr samt innsveising og kontroll av disse, og beregning av CoG for de to bromodulene.

Det er gjort arbeid med å utføre håndberegninger av kritisk knutepunkt og innfestninger i henhold til standarden.

Det er tatt høyde for innkapsling av bro og kabler ved bruk av vindplater, og det er funnet aluminiumsprofiler for gulv i gangdel som også er kapasitetsberegnet.

I tillegg er det gjort vurderinger rundt materialvalg hvor valgmulighetene er begrenset til aluminium vs. karbonstål.

Innledning

Bakgrunn for oppgaven

For å bli godkjent bachelor skal det gjennomføres et hovedprosjekt i det avsluttende semesteret, eller etter oppnådde 120 studiepoeng. Man kan velge å skrive oppgave gitt gjennom skolen, eller i samarbeid med en bedrift. Via gruppens kontakter i Aibel ble det foreslått en mulig oppgave som omhandlet design og analyse av en gangbro med kabelgjennomføring mellom to plattformer. Gangbroen skal i tillegg kunne benyttes som rømningsvei, og det er lagt opp til at rørgjennomføringer for vann og kloakk skal gå gjennom broen. Gangbroen skal gå mellom plattformene DolWin Alpha og Gamma som benyttes i forbindelse med en offshore vindmøllepark. Gruppen så denne oppgaven som svært interessant, og bestemte derfor å velge dette oppdraget.

Hensikt

Det er lange tradisjoner forbundet med brokonstruksjon. Det har vært hensiktsmessig å studere de etter hvert mest anerkjente og brukte metodene for brokonstruksjon, heller enn å fokusere på arkitektaktige designløsninger. Dette skal etter alt å dømme samsvarer med Aibels ønske og behov for en enkel, effektiv og rimelig løsning.

Aibel

Aibel regnes som selve hjørnesteinsbedriften i Haugesund med sine 1900 lokalt ansatte. Her jobbes det med design, vedlikehold, modifikasjon og bygging. Bedriftens oppstart regnes til 1882 med Elektrisk Bureau, men er lokalt mest kjent som tidligere HMV (1900-2000). Navn som ABB og Umoe har bedriften også vært kjent under. Aibel har hovedkontor på Forus, men har også 6 andre kontorer rundt i landet. Det fins også kontorer i Danmark, Egypt, Singapore, Thailand og England. Aibel sine verft fins i Haugesund og Thailand.

Fagverk

Gangbroa kommer til å bli designet som et fagverk. Fagverk er et bæresystem som består av et rammeverk med staver som tar opp strekkrefter eller trykkrefter. Fagverk består typisk av de nevnte staver, overgurt, undergurt og noder/knutepunkter. Det kan også brukes legger til å oppta trykklast. Hensikten med fagverk er å oppnå lettere, sterkere, rimeligere og enklere konstruksjonsløsninger enn andre løsninger vil gi. Systemet er svært fleksibelt og brukes som rammeverk til broer, bygninger, kraner, tårn, offshoreplattformer osv.

Fagverkets historie

Bruk av fagverk er svært utbredt for de nevnte konstruksjoner, og regnes for å ha vært i bruk siden romertiden. Studier av fagverk inngår tradisjonsmessig i undervisning og opplæring. Den mest kjente fagverkskonstruksjonen er kanskje Eiffeltårnet, med staver i smijern.

Fagverkets utfordringer

Fagverket bør konstrueres med sikte på en best mulig fordeling av kreftene som påvirker det. Herunder hører egenvekt, nyttelast, miljølast og ulykkeslast.

Informasjon om programmet som er benyttet

Det er i all hovedsak benyttet STAAD.Pro v8i fra Bentley Systems, Inc. i analyser og beregninger av gangbroen. Dette er et av programmene som benyttes til strukturelle beregninger hos Aibel. Grunnlaget for styrkeberegningene er Eurokode 3 for stål, og Eurokode 9 for aluminium. En ulempe med STAAD.Pro er at det ikke er implementert kodesjekk for Eurokode 9, og det er derfor ikke gjort noen beregninger for strukturen i aluminium.

Årsaken til STAAD.Pros utbredelse er at det er mulig å modellere, analysere og designe nesten alle typer struktur. Det kan tilpasses de fleste anerkjente standarder og hjelper i stor grad til med optimalisering og analyse.

Bruk av STAAD.Pro

Aibel benytter hovedsaklig STAAD.Pro ved statiske analyser, som det i hovedsak er sett på for broens rammeverk. Da STAAD.Pro ikke inngår i høgskolens pensum var det nødvendig for å samle inn kunnskaper for bruk av dette programmet. Det ble tidlig bestemt at grunnleggende funksjoner skulle tillæres slik at prosjektet skulle kunne komme raskt igang. Det ble ikke tilbudt særskilt opplæring fra oppdragsgiver, men det ble oppgitt kontaktpersoner som var tilgjengelige for gruppen under perioden oppgaven skulle skrives. Et noe aldrende oppgavehefte fra EDR på nettet ble brukt de første ukene. Sammen med litt veiledning, relevante søk på internett og [youtube](https://www.youtube.com/) ga dette nok informasjon og kunnskap om programmets metodikk til at modellering etterhvert kunne begynne i STAAD.Pro.

STAAD.Pro er satt opp for bruk av noder, som man etterpå trekker streker (=bjelker) mellom. Nodene representerer senterpunkt av bjelkene. Man modellerer ved å legge inn teknisk materialdata, belastninger på bjelker og noder (eller andre punkter), hva slags kapasiteter som skal sjekkes og hvilke(n) standard kodesjekken skal kjøres mot.

1 Designgrunnlag

Under designgrunnlag oppgis hvilke standarder og eventuelt referanser som ligger til grunn for oppgaveløsningen. Det oppgis også forkortelser og konstanter benyttet i oppgaven hvor de fleste skal være kjent fra bruk av standarder og konvensjoner.

1.1 Standarder og referanser

En oppsummering av standarder som er innholdsvurdert og benyttet i henhold til best mulig oppgaveløsning. Det er lagt vekt på å forklare relevans til oppgaven og å vise noen få utdrag som har vist seg å være relevante for denne oppgaven.

1.1.1 Eurokode 3:Prosjektering av stålkonstruksjoner

1.1.1.1 Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Eurokode 3 omhandler kjøreregler for beregninger av konstruksjoner i stål, og det er denne standarden som kjøres som kodesjekk i STAAD.Pro i denne oppgaven. Se Figur 1-1 og Figur 1-2 for samsvarende kode og lisens.

```
*Bestemmer hvilken kodesjekk som skal kjøres.  
*Må samstemme med valg av lisenskonfigurasjon i oppstartsvinduet:  
CODE EN 1993-1-1:2005
```

Figur 1-1 Del av input-fil som viser kodesjekk definisjon



Figur 1-2 STAAD.Pro oppstartsbilde: samsvarende valg av lisenskonfigurasjon, nødvendig for å kunne kjøre kodesjekk med Eurokode 3

1.1.1.2 Del 1-8: Knutepunkt, sveise og skrueforbindelser

I forbindelse med teoretisk kontroll av utvalgte knutepunkter og sveis av løfteører ble det benyttet NS-EN 1993-1-8. Denne delen av standarden er brukt med håndberegninger, som i kapittel 6 om beregninger av løfteutstyr og kapittel 5 om beregninger av knutepunkter.

1.1.2 DNV-OS-C101

Design av offshore stålstrukturer, generelt (LRFD-metoden)

Oversatt fra D101: “LRFD er en designmetode som benyttes for å treffe ønsket sikkerhetsnivå så tett som mulig ved å påføre last- og motstandsfaktorer for karakteristiske referanseverdier for grunnvariablene. Grunnvariablene er i denne sammenheng definert som:

—laster som virker på strukturen

—motstand i strukturen eller motstand i materialet i strukturen.”

D102 sier: “For å oppnå ønsket sikkerhetsnivå brukes deterministiske faktorer. Disse faktorene representerer:

- variasjon i belastning og motstand
- de reduserte sannsynlighetene for at forskjellige laster vil inntreffe samtidig på sine maksimale verdier.”

Det er heretter definert faktorer for bruksgrensetilstand (ULS):

Table D1 Load factors γ_f for ULS				
<i>Combination of design loads</i>	<i>Load categories</i>			
	<i>G</i>	<i>Q</i>	<i>E</i>	<i>D</i>
a)	1.3	1.3	0.7	1.0
b)	1.0	1.0	1.3	1.0

Load categories are:
 G = permanent load
 Q = variable functional load
 E = environmental load
 D = deformation load
 For description of load categories see Sec.3.

Figur 1-3 Lastkombinasjoner for ULS a) og b).

Tabellen kan leses som at maks. miljølaster antas ikke å inntreffe samtidig med maks. utnyttelse av permanente og variable laster.

Standarden inneholder også definisjoner og henvisninger for andre tilstander, herunder FLS og ALS, som omhandles i egne dokumenter og dermed er definert til ikke å falle inn under denne hovedoppgavens fokus, og SLS eller bruksgrensetilstand. SLS er som regel ikke dimensjonerende for offshore strukturer, og fokuseres ikke på i denne oppgaven.

1.1.3 DNV-RP-C205

Environmental Conditions and Environmental Loads

Fra 1.3.1.1: “Miljøfaktorer omhandler naturfenomener som kan bidra til strukturelle skader, operasjonsforstyrrelser eller svikt i navigasjon. De viktigste fenomener for marine strukturer er:

- vind
- bølger
- strøm
- tidevann”

Følgende miljøfaktorer omhandles i andre dokumenter (RP) ifølge denne standardens 1.3.1.2:

“— is

- jordskjelv
- grunnforhold
- temperatur
- marin begroing
- sikt.”

Konstruksjonen i denne hovedoppgaven befinner seg 22,8 m over gjennomsnittlig bølgehøyde. Det gjør at kun fokus på vindkrefter gjenstår fra denne standarden.

Vindkrefter omhandles i DNV-RP-C205 i kapittel 5, oversatt fra 5.1: “Laster induisert på strukturer er generelt tidsavhengige laster som skyldes variasjon i vindhastighet. Vindlaster virker på de ytre overflatene til den lukkede strukturen og kan også virke på indre overflater hos åpne strukturer. Vindtrykklaster virker i retning normalt på overflaten. Når vind blåser over store overflater bør også friksjonskrefter på grunn av tangentiell luftmotstand vurderes.”

Formler fra standarden brukt ved utregning av vindkrefter, og er vist og forklart foran utregningene i kapittel 1.7.

1.1.4 Norsok N-004

Design av stålstrukturer

Denne standarden er mye brukt i beregninger i bransjen. Riktignok er den ikke nevnt i oppgaveteksten, men den refereres stadig og det er nødvendig å se på hva den handler om og hvordan det er relevant til oppgaven. I praksis blir den her kun benyttet som tillegg til DNV-OS-C101 og Eurokode 3.

N-004 spesifiserer retningslinjer og krav til design og dokumentasjon av offshore stål strukturer. Standarden er relevant for alle typer offshore strukturer som har flytegrense mindre enn eller lik 500MPa.

Det er i oppgaven benyttet stål med flytegrense 355MPa.

Noen beregninger på aluminiumstruktur ble igangsatt, og materialfaktor ble satt til 1.15 i henhold til N-004 tabell 6-1. Disse beregningene ble gjort i STAAD.Pro med kodesjekk for NS3472, modifisert for å ta hensyn til aluminiumets spesielle egenskaper.

Et dokument utviklet av EDR for implementering av NS3472-standardens i STAAD.Pro.

1.1.5 STAAD.Pro hjelpefil

Denne er innebygget i STAAD.Pro, og det har vært benyttet figurer fra denne i oppgaven. I tillegg har den selvsagt også vært brukt til å søke etter hjelp med diverse innenfor programmet.

1.2 Levetid

Det er lagt vekt på at strukturen i sin helhet skal vare like lenge som den tiltenkte bruken av plattformene er ment å vare, som er oppgitt til 30 år. Herunder kommer vurderinger rundt overflatebehandling og vedlikehold, dette omfattes i annen standard (f.eks. EN ISO 12944) og er ikke relevant i denne oppgaven. I tillegg vil levetid være påvirket av faktorer for utmatting (EN 1993-1-9), som ikke vurderes her, og ulykkeslaster (EN 1991-1-7) som heller ikke vurderes her. Årsaken til begrensningen i standarder i bruk er helt klart tiden som er tilgjengelig for oppgaveløsning.

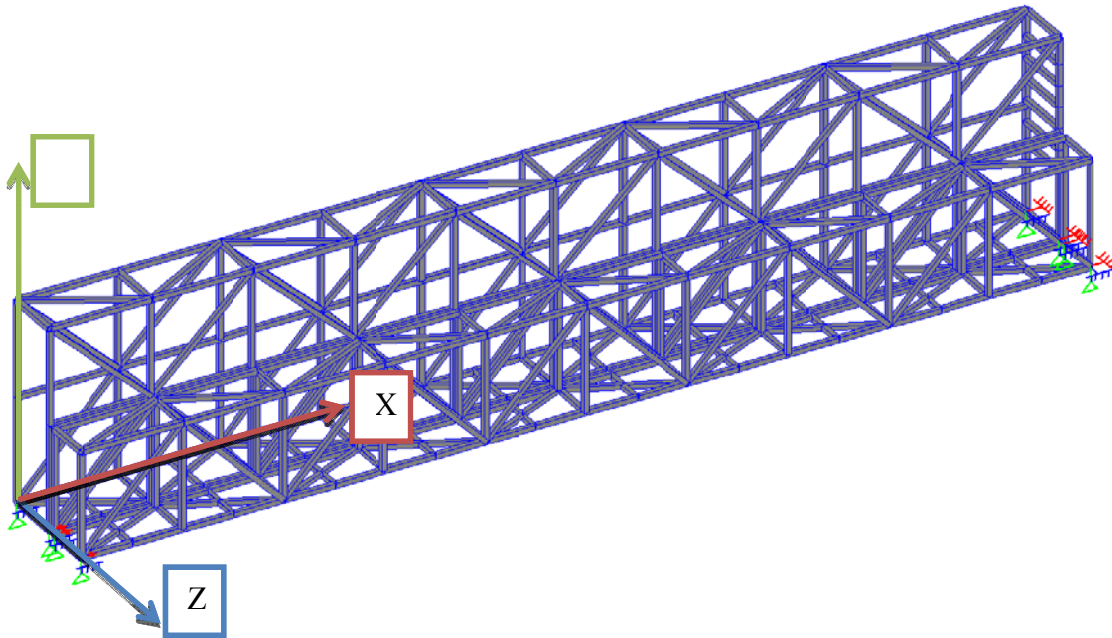
1.3 Geometri

1.3.1 Enhetssystem

SI-systemet benyttes i oppgaven.

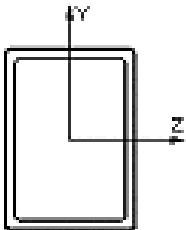
1.3.2 Koordinatsystem

I forbindelse med oppgaven brukes det samme akseretninger som STAAD.Pro og eurokode benytter seg av.

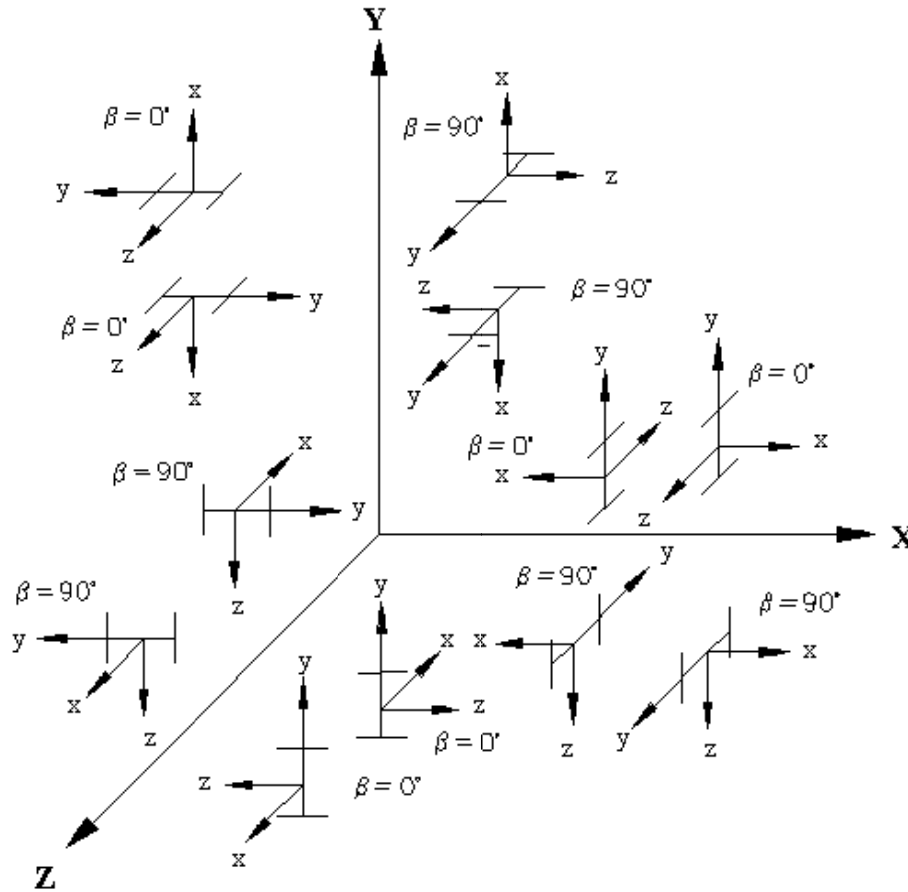


Figur 1-4 Globale akseretninger benyttet i oppgaven

Hver bjelke har i tillegg lokalt aksesystem med z-akse som sterk akse, som også er i henhold til STAAD.Pro (Help 1.5.2, Figur 1-6) og Eurokode.



Figur 1-5 RHS med sterk og svak akse påtegnet, fra STAAD.Pro Help 1.5.2, Figure 1



Figur 1-6 Fra STAAD.Pro Help 1.5.3 fig 1-8:Forhold mellom globale og lokale akser

Det er ellers ikke kjent hvilke himmelretninger som gjelder for konstruksjonen.

1.4 Materialegenskaper

Som vist i Tabell 1-1 (Table 3.1 i Eurokode 1993-1-1:2005) fins følgende grunnleggende materialegenskaper tilgjengelig for oppgaven:

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Tabell 1-1 Oversikt over noen vanlige materialer og egenskaper

I og med at oppgaven er gitt av en bedrift med krav til lønnsomhet, er det tatt i bruk tilleggsgrensingen at materialet skal være kommersielt lett tilgjengelig. Se Vedlegg 8 for tilgjengelige materialvalg fra Norsk Stål, som er benyttet som grunnlag for dette valget.

1.5 Kodesjekk

1.5.1 Generelt

Kodesjekk innebærer at konstruksjonen sjekkes for kapasitetsutnyttelse mot standarden Eurokode 3, EN 1993-1-1:2005. Kodesjekken er kjørt i STAAD.Pro og tar hensyn til påførte laster, som egenvekt og vindlast, og sjekker innebygde formler fra standarden mot tilgjengelig informasjon om materialets egenskaper (tverrsnitt, motstandsmoment).

1.5.2 Kodesjekk parametre

Etter input-fil er følgende parametre benyttet:

Parameter Name	Default Value	Description
CODE	-	Must be specified as EN 1993-1-1:2005 to invoke design per Eurocode 3:2005 (EN 1993). Design Code to follow. See section 5.48.1 of the Technical Reference Manual .
GM0	1.1	Corresponds to the γ_{M0} factor in EN 1993-1-1:2005
GM1	1.1	Corresponds to the γ_{M1} factor in EN 1993-1-1:2005
GM2	1.1	Corresponds to the γ_{M2} factor in EN 1993-1-1:2005
NA	0	Choice of National Annex to be used for EC3 design. (see 5B1.2(B) for more information)
RATIO	1	Permissible ratio of loading to capacity.
SGR	0	Steel grade as in table 3.1 of EN 1993-1-1:2005 0.0 - indicates S 235 grade steel 1.0 - indicates S 275 grade steel 2.0 - indicates S 355 grade steel 3.0 - indicates S 420 grade steel 4.0 - indicates S 460 grade steel As EN 1993-1-1:2005 does not provide a buckling curve in table 6.2 for grade S 450 steel (in Table 3.1 of EN 1993-1-1:2005), the program will use the same buckling curves as for grade S 460 when calculating the buckling resistance as per clause 6.3.

Tabell 1-2 Eksempler på kodesjekk parametre i STAAD.Pro

For kodesjekk er det lagt inn parametere for maks utnyttelsesgrad i samråd med kunde. For kapasitetssjekk er utnyttelsesgradene skjønnsmessig satt til 0,6 for gangdel og 0,8 for kabeldel, mot 1,0 som er kravet i standarden. Dette skyldes at man ønsker å ta høyde for eventuelle høyere kapasitetsutnyttelser ved beregninger av knutepunkter i oppgaven. Ved senere beregninger av ulykkeslaste eller andre seismiske laste kan det også være en fordel å ha litt å gå på, uten at det legges vekt på å vise dette i denne oppgaven.

Komplett oversikt over parametre for kodesjekk etter EC3 finnes i STAAD.Pro V8i (SELECTseries 2) Help, tabell 5B.3 – Steel Design Parameters EC3 EN.

1.5.3 Designkriterier

Underveis i prosjektet har krav og spesifikasjoner endret seg noe, og noe er blitt antatt grunnet usikkerhet og manglende informasjon. Krav og spesifikasjoner tatt hensyn til i oppgaven følger.

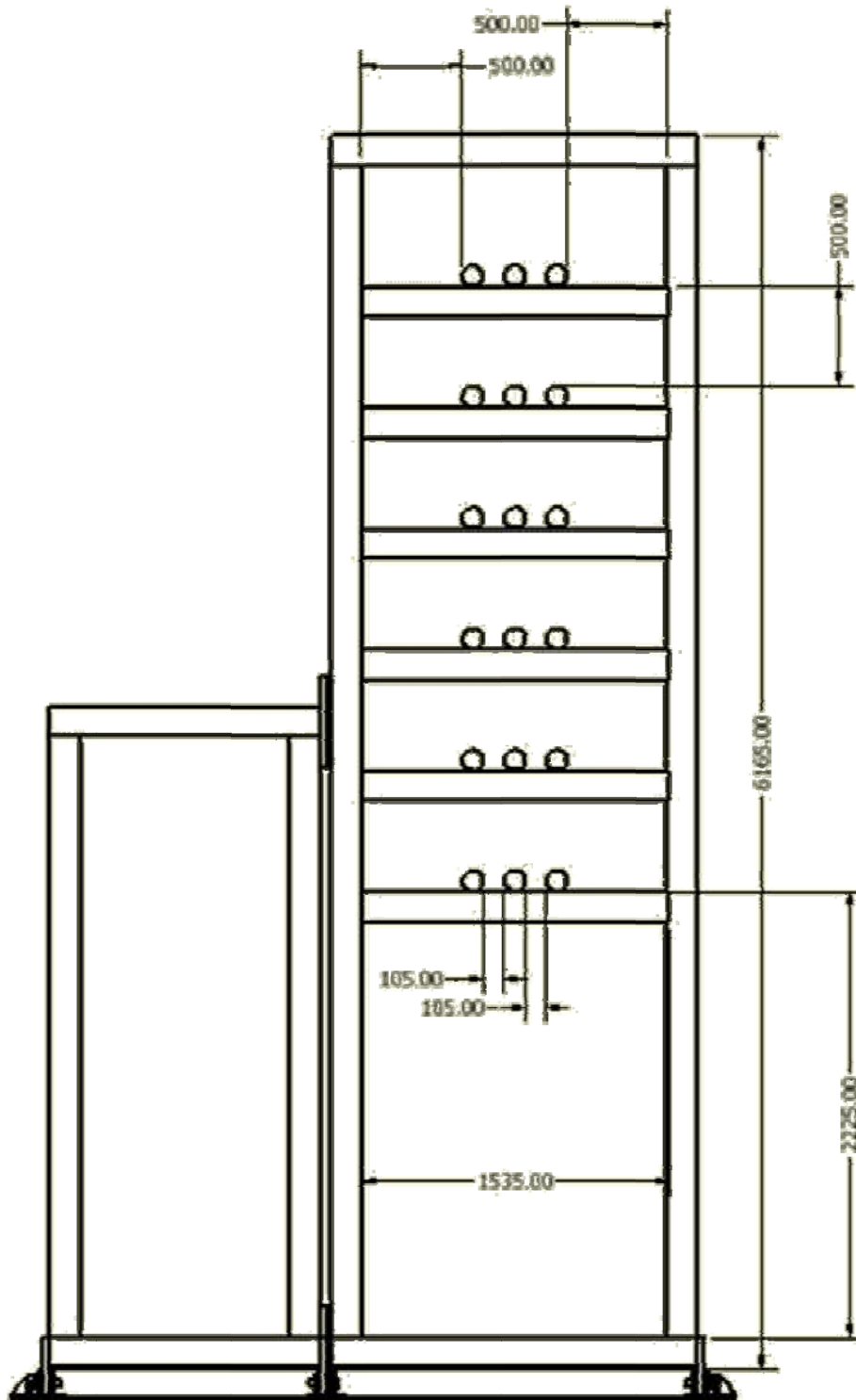
1.5.3.1 Avstand, dimensjoner, andre begrensninger

Avstanden mellom plattformene antas til å være ca 25 m, bro lengde er definert til 30 m gjennom utkast til skisse gitt av oppdragsgiver (se Vedlegg 5). På skissen er høyden 7 m, men nye krav fra kunde i forbindelse med kabler som føres over har endret høyden. Bredden er også endret i forhold til denne skissen grunnet nye krav og opplysninger.

Gangdelen skal måle 120 cm innvendig slik at man skal kunne frakte paller over broen.

I kabeldelen skal det føres over 18 kabler fordelt på supportbjelker i 6 høyder. Kablene har diameter 105 mm, og avstand mellom kablene i X-retning skal være lik kabeldiameter. De skal være minst 0,5 m fra hverandre i retning tak, gulv og vegger. Gangbroen bør / skal kles inn med plater for å beskytte kablene. Dette gir minimumsdimensjonene for kabeldelen.

Se Figur 1-7 nedenfor, hvor disse målene er påført.



Figur 1-7 Tegning - begrensinger og mål for kabelgjennomføring

Brolandingene er $(8 \times 8) \text{ m}^2$ og tåler 50 tonn i følge Vedlegg 3 . Det foreligger ikke ytterligere opplysninger om brolandingenes oppbygning.

Etter samtaler med kunden ble det forstått at broen gjerne kunne konstrueres av SHS-stål i passende størrelser. I tillegg til stål ble det anbefalt å vurdere aluminium som konstruksjonsmateriale.

1.6 Laster på dekkareal/struktur

Bruker DNV-OS-C101 Design av offshore stål konstruksjoner for å se hvordan det beregnes ulike typer laster. Ser at det er 2 typer laster:

Permanente laster (G)

-Masse av struktur.

-Masse av permanent utstyr på konstruksjonen (kabler, brannvannsrør, belysning o.s.v).

Variable laster (Q)

-Personell.

-Transport av utstyr gjennom/over gangbro.

Ser i table D1 “variable functional on deck areas” at for gangvei, trapper, tilkomstplattform og mannskapsområde skal det brukes punktlasttrykk 4,0 kN og lastetrykk på 4,0 kN / m².

I beregningene er det brukt jevnt fordelt last på 5,0 kN / m².

For å beregne tykkelser på plater som skal brukes kan det brukes formel for minimum tykkelse plater i avsnitt F 200:

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

$$t = \frac{14,3 \cdot t_0}{\sqrt{f_{yd}}} \text{ [mm]} \quad (1)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_m} \quad (2)$$

$$f_{yd} = \frac{235}{1,15} = 204,35 \text{ N / mm}^2$$

$t_0 = 7 \text{ mm}$ for primære struktur elementer, eller 5 mm for sekundære struktur elementer

$$t = \frac{14,3 \cdot 7}{\sqrt{204,35}} = 7 \text{ mm}$$

Har også formel for å regne ut tykkelse utifra hvilket trykk platen blir påført fra F 300 Bending of plating).

$$t = \frac{15,8 \cdot k_a \cdot s \cdot \sqrt{pd}}{\sqrt{\sigma_{pd1} \cdot k_{pp}}} \text{ [mm]} \quad (3)$$

K_a = korreksjonsfaktor for forholdet mellom platelengde og avstand mellom stivere

K_a = korreksjonsfaktor for forholdet mellom platelengde og avstand til avstivere

$$= (1,1 - 0,25s/l)^2$$

$$= \max 1,0 \text{ for } s/l = 0,4$$

$$= \min 0,72 \text{ for } s/l = 1,0$$

s : avstand mellom avstivere i lengderetning plate.

p_d : design trykk [kN / m²] som gitt i section 3, eller oppgitt i designkriterier for det aktuelle prosjektet.

σ_{pd1} = design bøyespenning [N / mm²], bruker den minste av:

$$-1,3 (f_{yd} - \sigma_{jd})$$

$$-f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

Tar med at σ_{jd} = jannførende spenning:

$$\sigma_{jd} = \sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{yd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd} + 3\tau_d^2} \quad (4)$$

$$\sigma_{xd} = 0 \quad \sigma_{yd} = 5,0 \text{ kN / m}^2 \quad \tau_d = \sigma_{yd}$$

K_{pp} = feste parameter for plate

= 1,0 for klamret kanter

= 0,5 for kun oppstøtede kanter

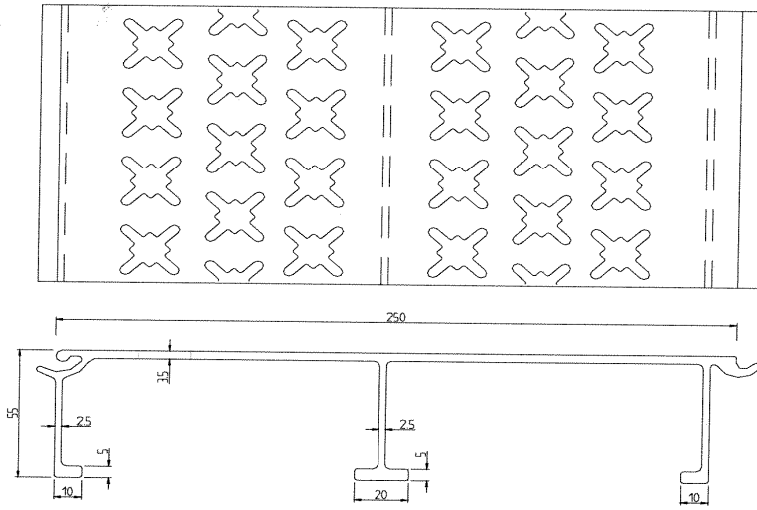
$$\sigma_{jd} = 2\sigma_{yd} = 0,01 \text{ N / mm}^2 \quad 1,3(204,35 - 0,01) = 265,642 \text{ N / mm}^2$$

$$265,642 > 204,35 \quad \text{som gir } \sigma_{pd1} = 204,35 \text{ N / mm}^2$$

$$t = \frac{15,8 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{5}}{\sqrt{204,35 \cdot 1,0}} = 3,71 \text{ mm}$$

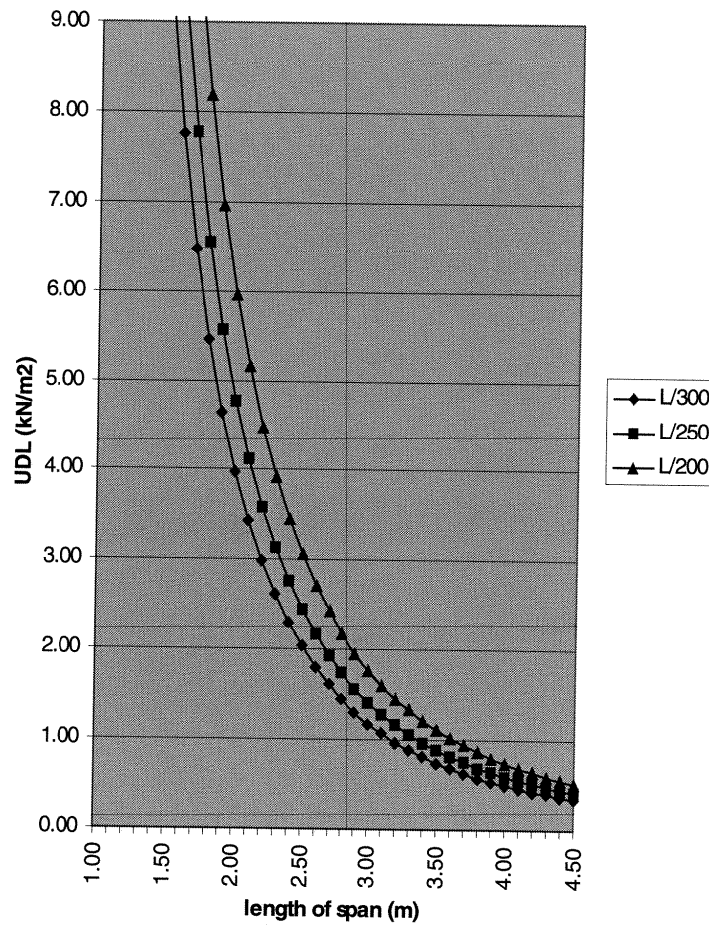
Da 3,71 mm er mindre enn minste tillatte plate tykkelse som er 7 mm så må det brukes 7 mm plater for gulv. Gulv areal på 81,8 m² og 7 mm plater gir vekten 4495 kg (tetthet for stål 7,85 kg/dm³ brukes). Siden begrensninger på vekt pga krankapasitet brukes det ALN0288 aluminiums gulvprofiler for å spare inn på vekten. Disse aluminiums profilene er godkjente for 5,0 kN/m² med en avstand mellom avstivere i lengderetning på 1853 mm se belastnings diagram. Her er det brukt avstand mellom avstivere 1500 mm, noe som tilsier at gulvet tåler større belastning. Siden profilene har huller (ikke er tette) se skisse av profil, må det i tillegg monteres vindplater i bunnen. Viser til designkriterier «Broen skal være innelukket». Vekten

av 81,8 m² gulvprofiler blir 1344 kg og vekten av 102,9 m² vindplater blir 1029 kg. Samlet vekt blir da 2373 kg som gir en vektbesparelse på 2122 kg i forhold til å bruke 7 mm stålplater.



Figur 1-8 ALN0288 gulvprofil Hydro Aluminium

Uniformly distributed load



$I_{\text{effective}} = 44.36 \text{ cm}^4$, for calculation of effective moment of inertia, ref. is made to Sec. 3.4.2

	L/200	L/250	L/300
3 kN/m ²	2 514 mm	2 334 mm	2 196 mm
4 kN/m ²	2 284 mm	2 121 mm	1 996 mm
5 kN/m ²	2 121 mm	1 969 mm	1 853 mm

Note: Max length of span can be increased by 10 % when deck planks are continuous over several spans.

Figur 1-9 Belastningskurve for gulfprofil

1.7 Vindkrefter på gangbro

1.7.1 E 700 Vind last DNV-OS-C101

Vindhastigheten ved installasjonen som brukes i beregningene er «100 års vinden» som er 47,3 m/s i dette tilfelle. Tatt fra (Table 9.8-1 i Vedlegg 11). Bruker formler fra DNV-RP-C205 (se kapittel 1.1.3) for å beregne vindlast. Vindlasten virker på den ytre flaten av strukturen siden det er en lukket struktur.

1.7.2 Vindtrykk

$$q = 0,5 \cdot \rho_a \cdot U_{(T,Z)}^2 \quad (5)$$

q = grunnleggende vindtrykk

ρ_a = tettheten til tørrluft ved 5°C funnet i Appendix F table F-1

$U_{T,Z}$ = gjennomsnittlig vind hastighet over en viss tid T og høyde Z

1.7.3 Vindtrykkskoeffisient

$$P = \pm C_p \cdot q \quad (6)$$

P = vindtrykk

q = grunnleggende vindtrykk

C_p = trykkoeffisient

Pga. horisontale og vertikale overflater settes koeffisienten lik 1,0 som gir: $P = q$

$$q = 0,5 \cdot \rho_a \cdot U_{(T,Z)}^2 \quad q = 0,5 \cdot 1,270 \text{ kg/m}^3 \cdot 47,3 \text{ m/s}^2 \quad q = 1420,68 \text{ kg/m}^2 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

1.7.4 Vindkraft generelt

$$F_w = C \cdot q \cdot S \cdot \sin \alpha \quad (7)$$

C = fasong koeffisient (1,2 tatt fra table 5-5 i DNV-RP-C205)

q = grunnleggende vindtrykk

S = projisert areal normalt på retningen på kraften

α = vinkel mellom retning av vind og aksene på den eksponerte flaten

$$F_w = 1,2 \cdot 1,42 \text{ kN/m}^2 \cdot 184,65 \text{ m}^2 \cdot \sin 90^\circ = 314,6 \text{ kN}$$

1.7.5 Vindplater

Det er et krav fra kunden at hele broen skal være innkledd med plater som beskytter mot værpåvirkninger. Det man gjorde var å sende informasjon til IKM, som forhandler blant annet vindplater til offshore bruk, med maksimale vindlaster og avstander mellom innfestningene på gangbroen. På Dolwin feltet er vindlastene på opptil 1,42 kN / m².

IKM har kommet med ett alternativ i rustbestandig stål og ett i aluminium, se Figur 1-10. Siden vindplatene i aluminium er lettere, har valget falt på disse. Vindplatene i aluminium som kunne brukes på denne gangbroen veier omtrent 10 kg / m². Platene blir skrudd fast i vinkeljern som er sveiset fast i strukturen. Platene blir brukt både på veggene, taket og under broen.



Figur 1-10 Typisk vindplate i aluminium fra IKM

1.8 Vektfaktor fra vekt av plater

Det er her benyttet tall fra STAAD.Pro, kapittel 1.6 og kapittel 3.2.1.1. Faktoren brukes i STAAD.Pro for å beregne umodellert struktur, slik at egenvekten kan multipliseres med denne faktoren i beregningene. Dette gjøres i stedet for å modellere disse platene.

Struktur høyde	6,16 m
Struktur bredde	3,43 m
Struktur lengde	30,15 m
overlapp vindplater	1,03
vekt gulvplater	16,43 kg/m ²
vekt vindplater	10,00 kg/m ²

Areal vindplatene		Samlet areal	vekt
A1	185,6 m ²	sidevegger	5780 kg
A2	103,4 m ²	tak, gulv	
Areal Gulvplater	81,8 m ²		1344 kg
		Total platevekt	7124 kg
Fra STAAD.Pro rapporteres det egenvekt på:		23149 kg	Tilleggsfaktor egenvekt for umodellert struktur: 0,317
			Total vektfaktor: 1,317

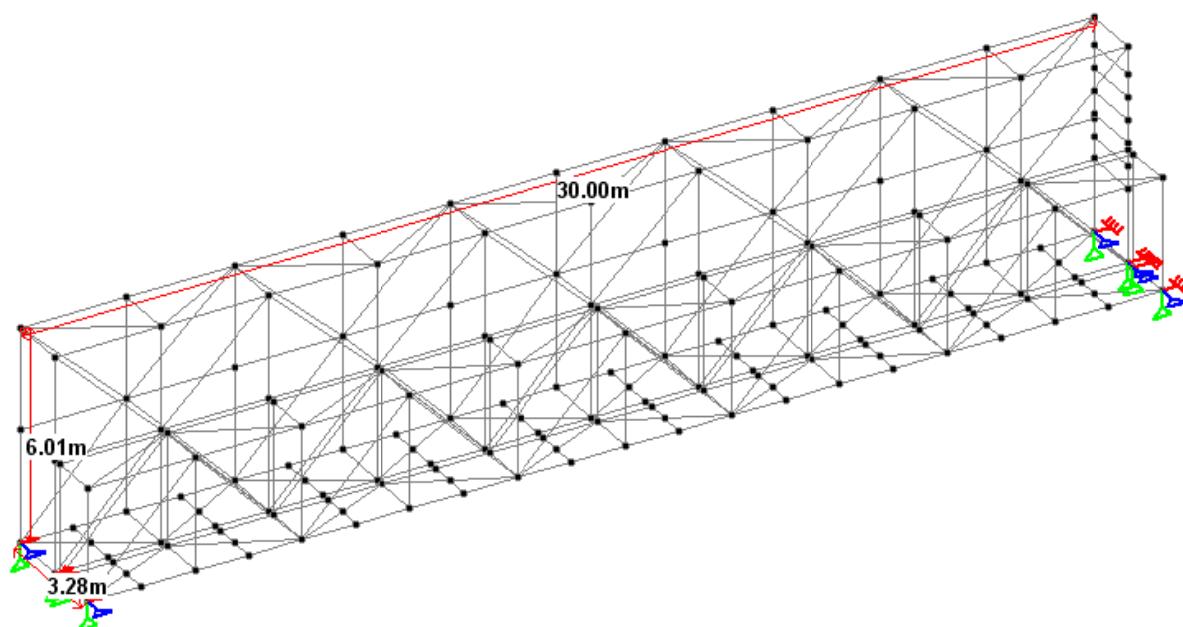
Tabell 1-3 Vektfaktor

2 Analysemodell

2.1 Generelt

Modellen presenteres som i STAAD.Pro, med dimensjoner påført som viser avstand mellom nodene i modellens ytterpunkter. For vertikale og horisontale bjelker består modellen av SHS 150, slik at den i virkeligheten vil bli påført ytterligere 75 mm i $\pm X$ -, $\pm Y$ - og $\pm Z$ -retning. Mål mellom ytre noder er vist i Figur 2-1. Man kan også se en viss avstand mellom det som regnes for bromodulene. Dette er for å kunne montere modulene sammen ved hjelp av flenser etter løft.

Gangbroa er 30,15 m lang, 6,155 m høy og 3,43 m bred. Fotgjengerdelen er lavere, 3,3 m høy. Det betyr at selve utformingen av gangbroa ikke er helt standard i offshoresammenheng, og skyldes krav fra kunden om innkapslede strømkabler med minimumsavstander mellom kablene til vegg, tak og gulv i X-, Y- og Z-retning.



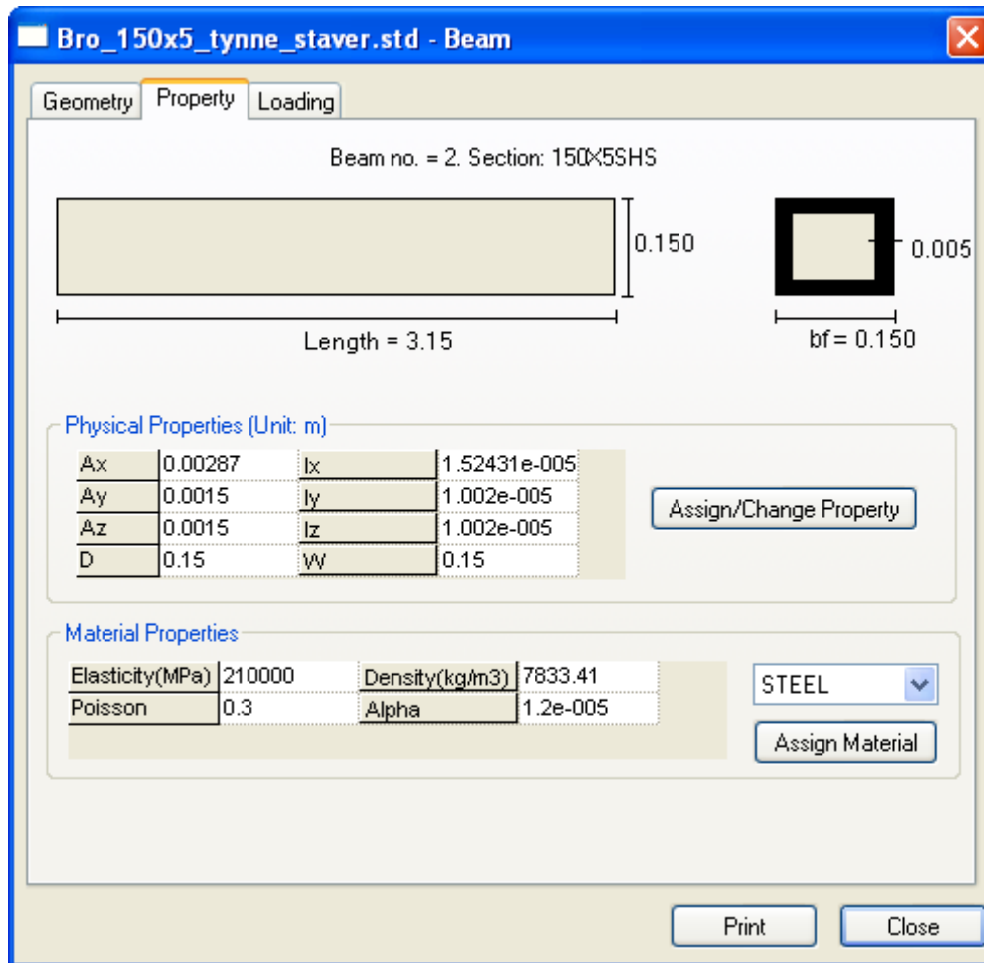
Figur 2-1 Ytre dimensjoner etter noder

2.2 Modellbeskrivelse

Modellen består av 182 noder og 434 bjelker som vist i Figur 2-1. Bjelkene er rette streker mellom nodene. Modellen er bygget som et tradisjonelt fagverk, siden dette er en velprøvd, trygg og økonomisk konstruksjonsmetode. Det som gjør modellen spesiell er at kabeldelen og gangdelen har forskjellig form slik at strukturen blir asymmetrisk. Det er påsatt supporter i endene, også vist i Figur 2-1.

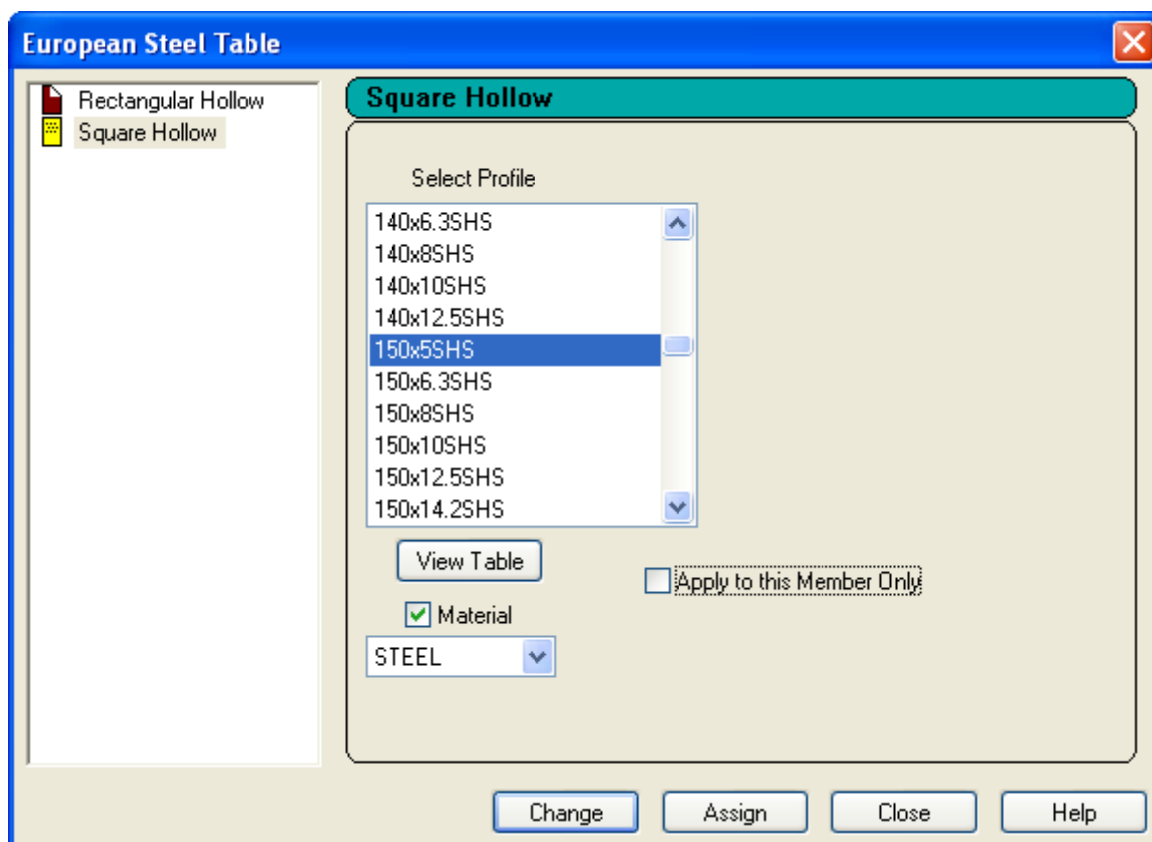
2.2.1 Bjelkemodellering

For bjelkene må det defineres materialtype, eksempel på hvordan dette kan gjøres er vist i Figur 2-2 og Figur 2-3:



Figur 2-2 Bjelkemodellering via grafisk brukergrensesnitt

Det er deretter nødvendig å velge eller definere profil for materialet. Det velges profiler fra tabellene til Norsk Stål i denne oppgaven, og disse kan man også finne innebygget i STAAD.Pro:



Figur 2-3 Valg av bjelkeprofil, bjelkemodellering

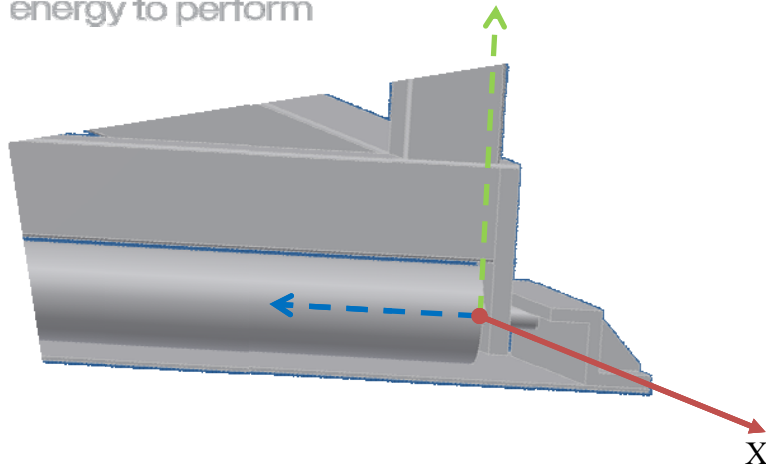
Det er også mulig å definere disse faktorene som i STAAD.Pro input fil, Vedlegg 1 .

2.2.2 Grensebetingelser for modulen

Broen skal som nevnt gi support for strømkabler på den ene siden, og den må tåle bevegelse mellom plattformene på $\pm 0,3$ m i X- og Z-retning. Dette gjør at den andre siden av gangbroen må utstyres med lager (Vedlegg 3) for å unngå spenninger i X-retning, og begge sider opplagres på en slik måte at det ikke oppstår momenter rundt Y-aksen. Da begge plattformene skal stå på havbunnen på 29 m dyp, antas det at det ikke vil oppstå settinger eller andre forhold etter installering, slik at det ikke kommer til å oppstå momenter rundt Z-aksen. Det er selvsagt mye vind i området, som vil forårsake høye sideveis krefter og momenter.

2.2.2.1 Krefter i X-retning

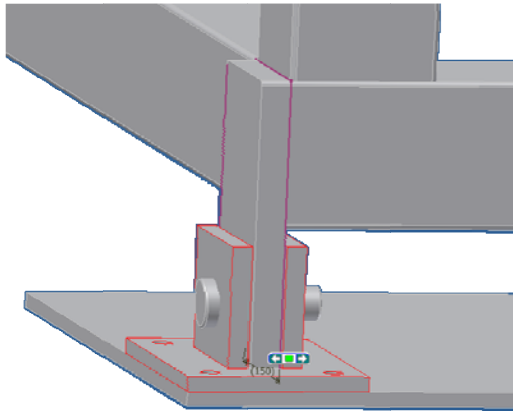
Det bør ideelt sett ikke kunne oppstå særlige krefter langsetter broen, da den konstrueres med ruller i en ende. Største bevegelse i X-retning (mellom plattformene) er som nevnt i oppgaveteksten satt til $\pm 0,3$ m.



Figur 2-4 Oversiktsbilde kneplate, aksling og rulle

2.2.2.2 Krefter i Y-retning

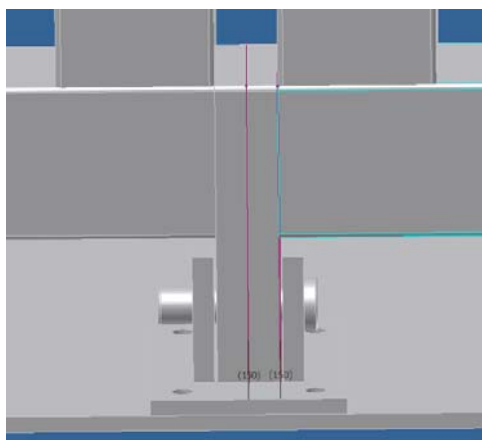
Krefter i vertikal retning vil oppstå grunnet egenvekt av konstruksjonen, vindlast, permanente laster og dynamiske laster.



Figur 2-5 Innfestingsprinsipp gangbro mot brolanding/underlag

2.2.2.3 Krefter i Z-retning

For Z-retning vil krefter i all hovedsak skyldes vindkrefter.

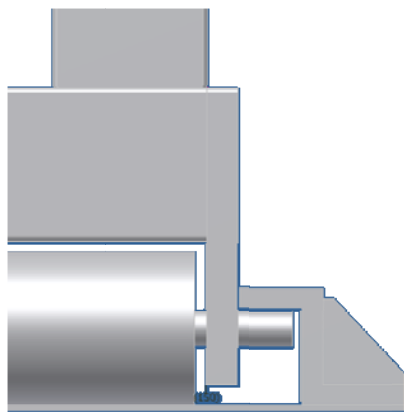


Figur 2-6 Opplager som tar kreftene

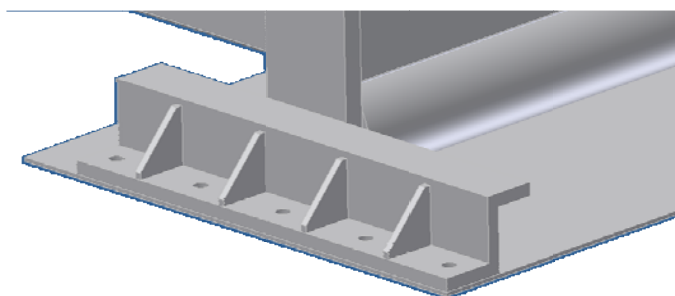
2.2.2.4 Moment om X-aksen

Vil oppstå flere steder og skyldes store vindlaster og delvis den asymmetriske konstruksjonen og vektfordelingen. For å unngå at konstruksjonen vipper er den utstyrt med kraftige kneplater som holder de godt dimensjonerte akslingene til rullene nede.

Det tas for øvrig ikke stilling til hvilken festemetode som skal benyttes for å feste styringen (og andre elementer) mot plattformdekket, da oppbygningen til dekket er ukjent. Figur 2-7 og Figur 2-8 gir mulig metode:



Figur 2-7 Styring mot aksling prinsippet

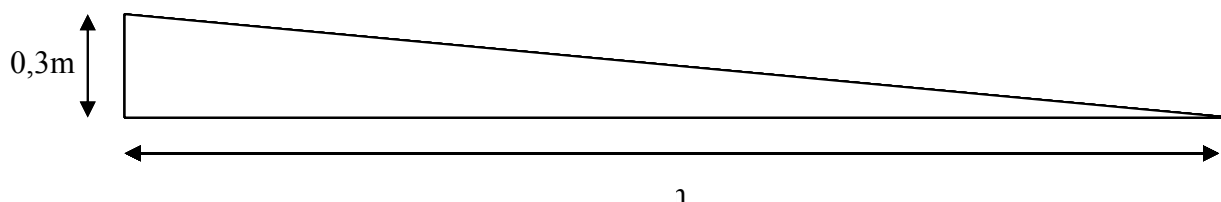


Figur 2-8 Mulig løsning for kraftig styring

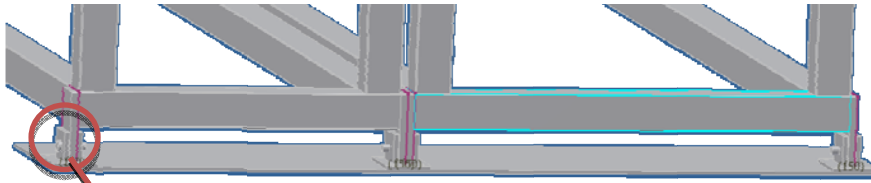
2.2.2.5 Moment om Y-aksen

Momenter om Y-akse unngås ved å bruke ovale festehull for pinboltene. Ellers ville den sideveis forflytningen som kan oppstå mellom plattformene (samme retning som broens Z-retning) skapt moment som kan være uheldig.

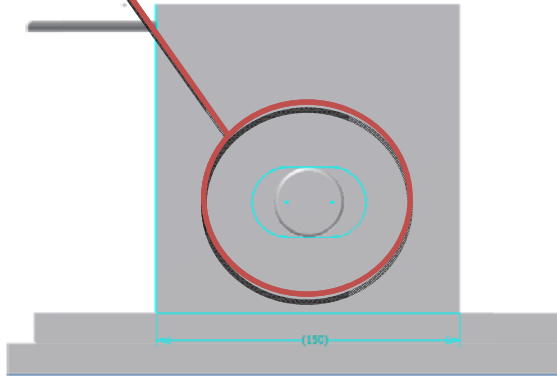
Maksimum avvik i X og Z retning er $\pm 0,3$ m (Vedlegg 3). For ei gangbro på 30 m vil det si at maksimalt avvik = $\tan^{-1} (0,3 \text{ m} / 30 \text{ m}) = 0,57^\circ$. Figur 2-9 viser tegning:



Figur 2-9 Trekantberegning for maks bevegelse mellom plattformene



Figur 2-10 Konstruksjonen er opplagret med pinbolter



Figur 2-11 Ovale hull for pinboltene

2.2.2.6 Moment om Z-aksen

Momenter om denne aksen vil forekomme i hver ende av gangbroen på grunn av nedbøyninger grunnet krefter fra egenvekt og oppgitte laster. I tillegg kan det oppstå settinger i havbunnen. Konstruksjonen er utstyrt med sylindriske pinbolter i begge ender og ruller i en ende. Disse konstruksjonsløsningene tillater noe rotasjon rundt Z-aksen uten at et eventuelt moment ikke oppstår. Se Figur 2-12.



Figur 2-12 Konstruksjonen er utstyrt med ruller

2.2.2.7 Opplagerdefinisjon

Basert på disse antagelsene har det blitt vedtatt å bruke følgende definisjoner i STAAD.Pro:

*OPPLAGRINGER

*-----

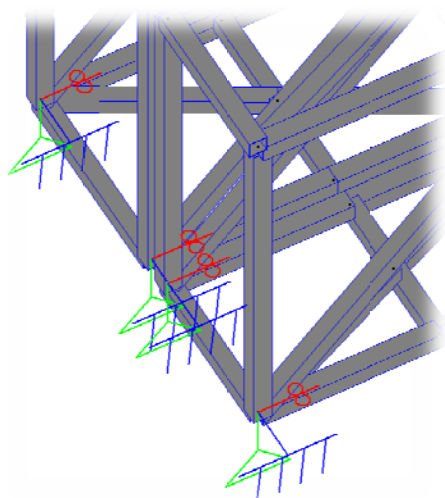
SUPPORTS

1 10 258 274 FIXED BUT FX MY MZ

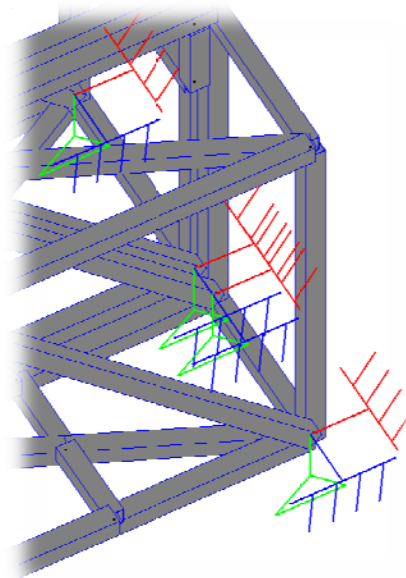
12 57 275 276 FIXED BUT MY MZ

Figur 2-13 Opplagerdefinisjon fra STAAD.Pro

Figur 2-14 og Figur 2-15 under viser symbolene i STAAD.Pro modell.



Figur 2-14 Grensebetingelser ved X=0



Figur 2-15 Grensebetingelser ved X=30

2.3 Optimalisering

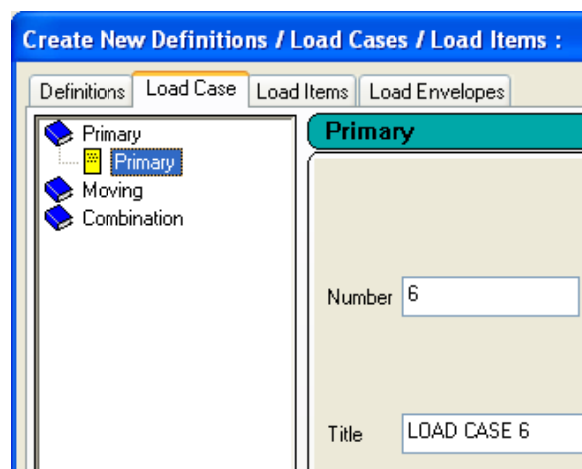
Det er kjørt manuell optimalisering i Microsoft Excel. Se Vedlegg 2 for et tidlig eksempel på optimalisering.

3 Laster og lastkombinasjoner

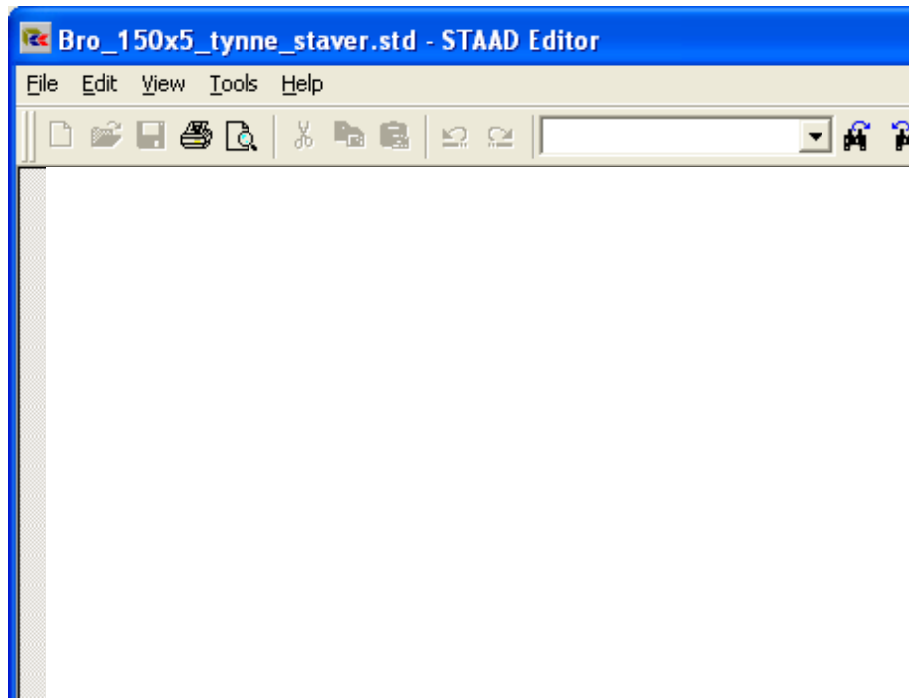
Litt generelt om modellering av laster og hvilke laster som modelleres i oppgaven, deretter hvilke lasttilfeller som er modellert og hva som er skrevet i input-fila til STAAD.Pro.

3.1 Generelt - Modellering av laster

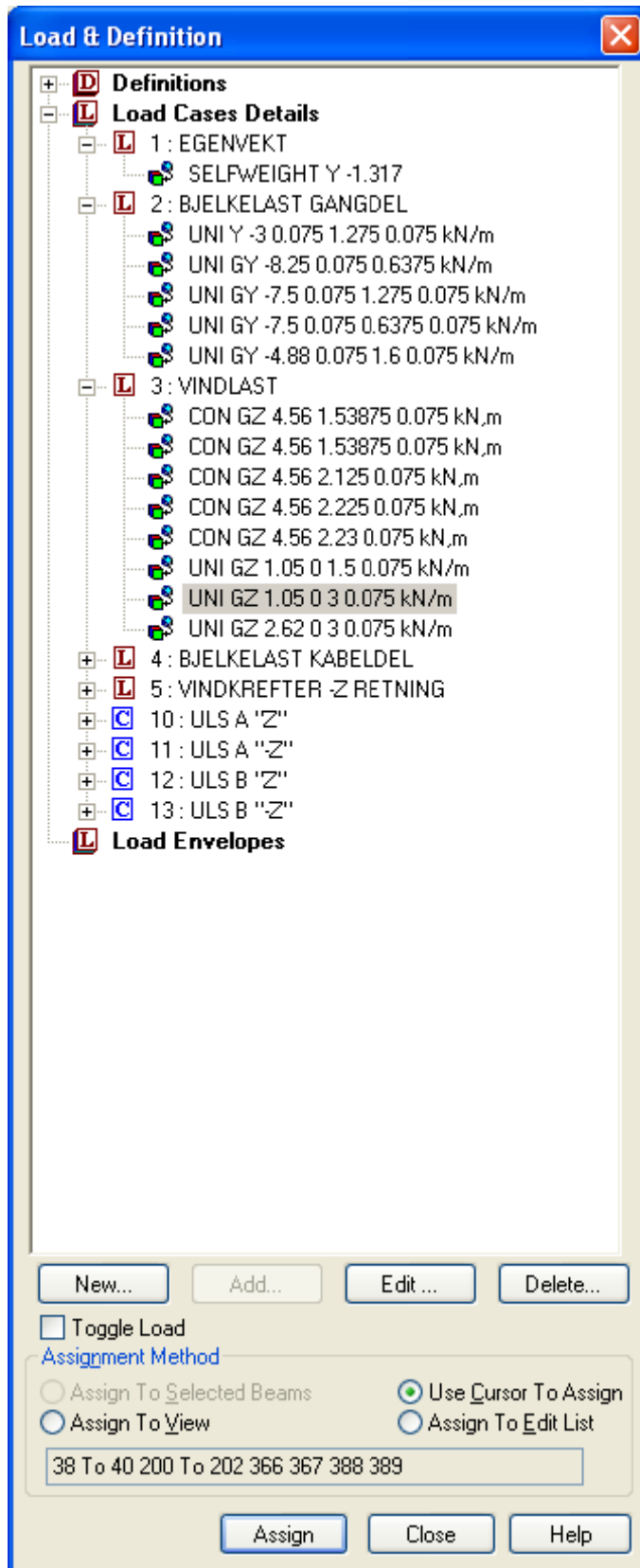
I STAAD.Pro modelleres laster enten inn i kommandovindu som her i Figur 3-1, eller man kan modellere ved å legge inn direkte i input-fil (*.std) Figur 3-2 :



Figur 3-1 Dialogvindu lastmodellering STAAD.Pro



Figur 3-2 STAAD.Pro input



Figur 3-3 Last og definisjon

For komplett liste over modellerte laster se Vedlegg 1 .

3.1.1 Tyngdelast

Tyngdelast består her av egenvekt, faktor for vegg-, tak- og gulfplater (kun gangdel for løft), og ekstra tyngde påført av de jevnfordelte kreftene strukturen er dimensjonert for. Det fins egne beregninger av tyngdelast på stedet, og under løft.

3.1.2 Bølgelast

Ettersom gangbroa står 22,8 m over havoverflaten, og plattformene i tillegg står på havbunn på 29 m dyp er det ikke nødvendig å modellere bølgelaster.

3.1.3 Vindlast

Vindlast regnes ut fra 100-års vind, se kapittel 1.7.

3.1.4 Flytting av massesenter (CoG)

Massesenter er forskjellig fra geometrisk senter. Dette skyldes at gangbroa er satt sammen av to ulike moduler, og at det brukes bjelker av ulike dimensjoner der det er nødvendig på grunn av belastningene.

3.2 Vektbudsjett

Maksimal total vekt på gangbroa er begrenset av plattformenes kapasitet ved brolandingene (Vedlegg 3), slik at gangbroa kan maksimalt veie 50 tonn i minst en av endene. For en slik beregning må man se på total belastning for ULS. Dette er imidlertid ikke den eneste begrensningen, da det er antatt at løftekransen om bord på plattformen maksimalt klarer å løfte 16tonn ved det beregnede utlegg. Det innebærer at brostrukturen må deles i to eller flere moduler ved løft. I oppgaven er det beregnet 2 moduler og tilhørende løft.

3.2.1 Vekt og CoG fra vektrapport

Har her hentet ut data fra STAAD.Pro.

3.2.1.1 Egenvekt struktur

TOTAL SELF WEIGHT = 227.087 kN (tilsvare 23,2 tonn)

Dette er vekt av kun struktur.

3.2.1.2 Egenvekt med umodellerte vind- og gulfplater

Her er tilleggsfaktor fra kapittel 1.8 lagt inn i STAAD.Pro:

SUMMATION FORCE-Y = 299.07 kN (tilsvare 30,5 tonn). Dette samsvarer med total nodereaksjon ved supportene for Y-retning.

3.2.1.3 CoG

Kommandoen Print CG i input-fil (Vedlegg 1) gir følgende massesenter:

X = 15.65 Y = 2.51 Z = 1.48

3.3 Lasttilfeller

Består av de ulike lasttilfellene som modellert i STAAD.Pro

Modellering foregår som i kapittel 1.5.2 eller ved å bruke det grafiske grensesnittet i STAAD.Pro.

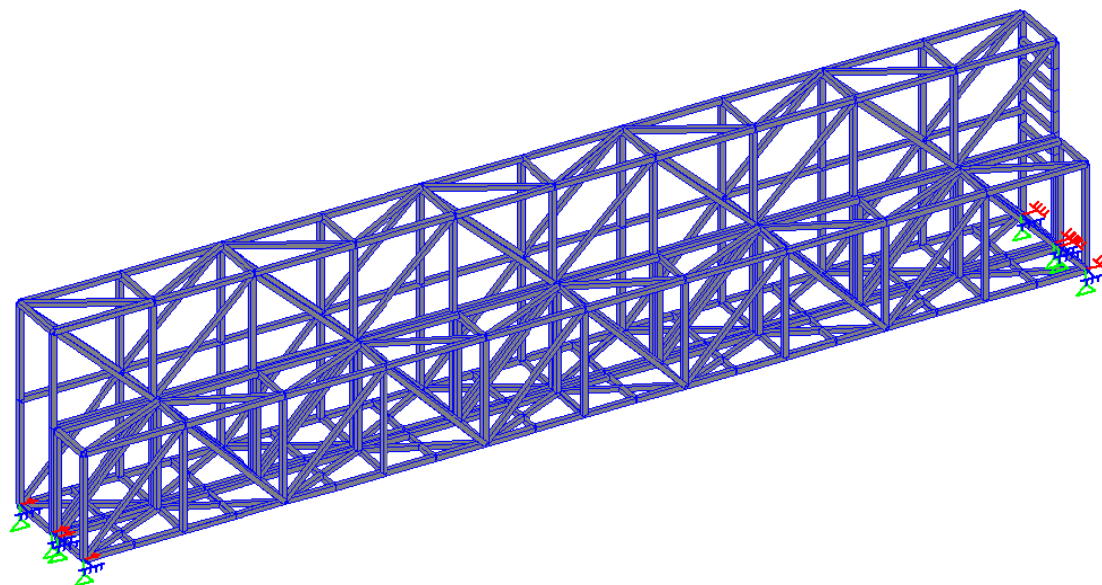
3.3.1 LOAD 1	EGENVEKT	Lasttilfelle 1 Egenvekt med faktor for vekt av plater
3.3.2 LOAD 2	BJELKELAST GANGDEL	Lasttilfelle 2 Nyttelast 5 kN/ m ²
3.3.3 LOAD 3	VINDLAST	Lasttilfelle 3 Vindlast Z-retning 1,42kN/m ²
3.3.4 LOAD 4	BJELKELAST KABELDEL	Lasttilfelle 4 bjelkelast 3kN/m ² kabeldel
3.3.5 LOAD 5	VINDKREFTER -Z RETNING	Lasttilfelle 5 Vindlast (-Z)-retning 1,42kN/m ²
3.4.1.1 LOAD COMB 10	ULS A "Z"	vindlast Z-retning ULS a
3.4.1.2 LOAD COMB 11	ULS A "-Z"	vindlast (-Z)-retning ULS a
3.4.2.1 LOAD COMB 12	ULS B "Z"	vindlast Z-retning ULS b
3.4.2.2 LOAD COMB 13	ULS B "-Z"	vindlast (-Z)-retning ULS b

Tabell 3-1 Lasttilfeller med beskrivelse

3.3.1 Lasttilfelle 1 Egenvekt

Egenvekt med faktor for vekt av plater, gjelder struktur på stedet. For STAAD.Pro modell:

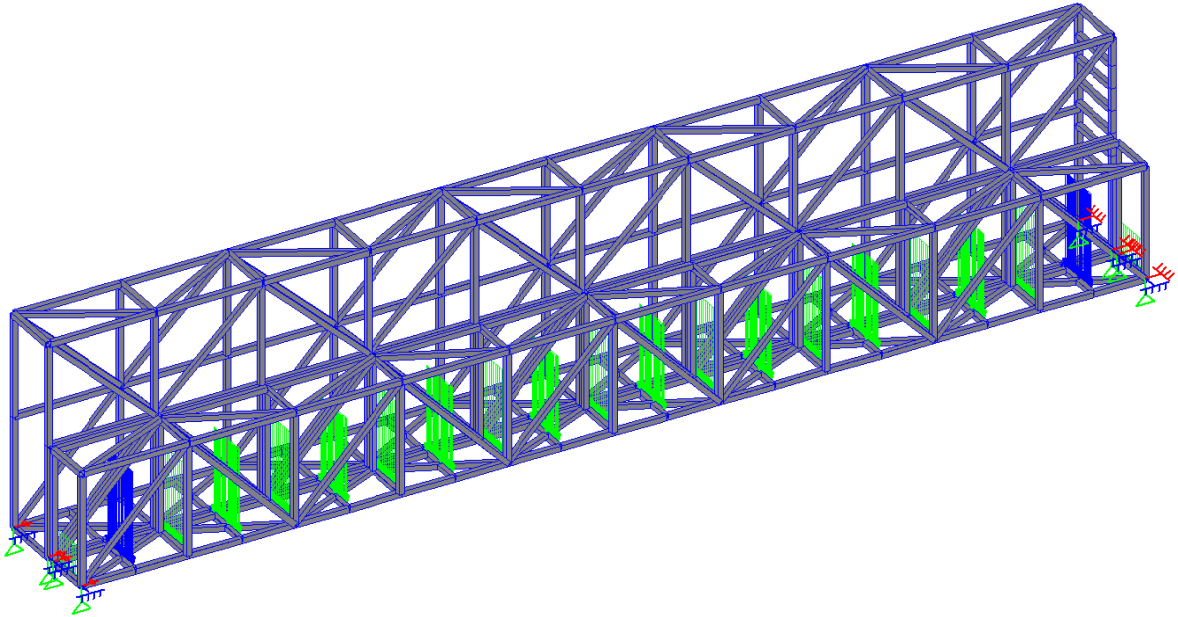
SELFWEIGHT Y -1.317 (ref kapittel 1.8)



Figur 3-4 Struktur på stedet

3.3.2 Lasttilfelle 2 Nyttelast gangdel, jevnfordelt pr bjelke

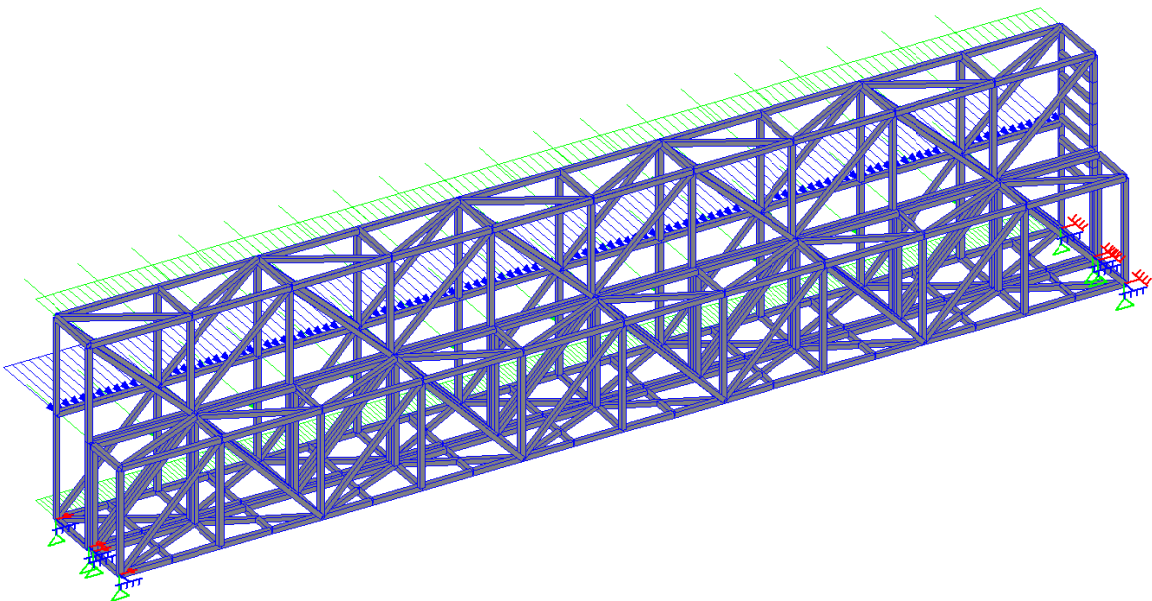
Modellering av nyttelast 5 kN /m² i STAAD.Pro, Figur 3-5:



Figur 3-5 Nyttelast gangdel

3.3.3 Lasttilfelle 3 Vindlast Z-retning 1,42kN/m²

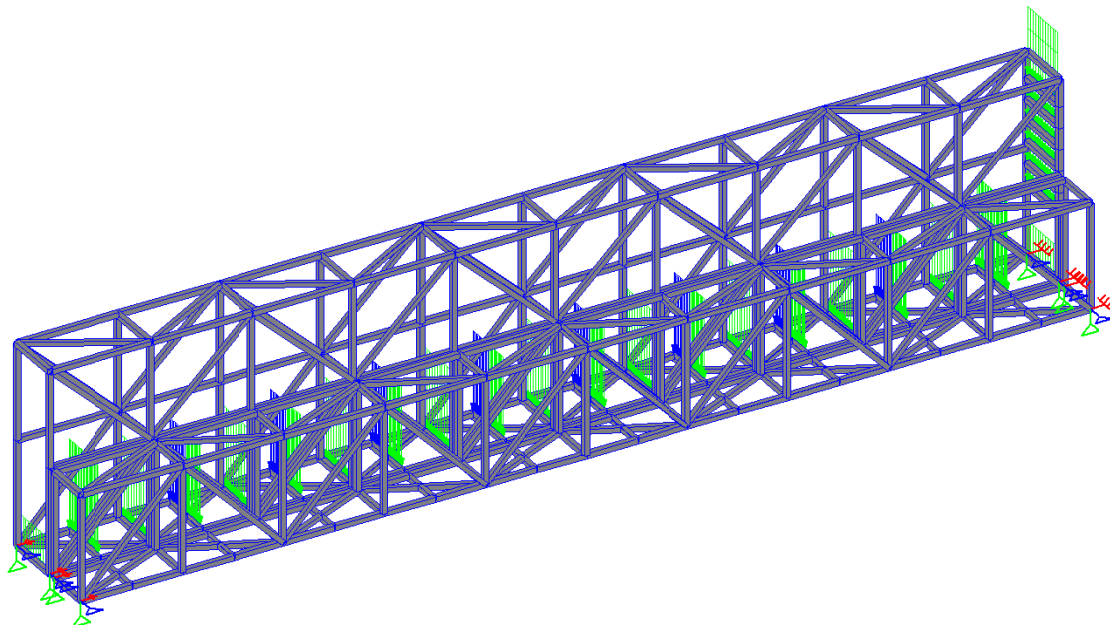
Modellering av vindlast 1,42 kN / m² i STAAD.Pro, Figur 3-6:



Figur 3-6 Vindlast Z-retning

3.3.4 Lasttilfelle 4 bjelkelast 3kN / m² kabeldel

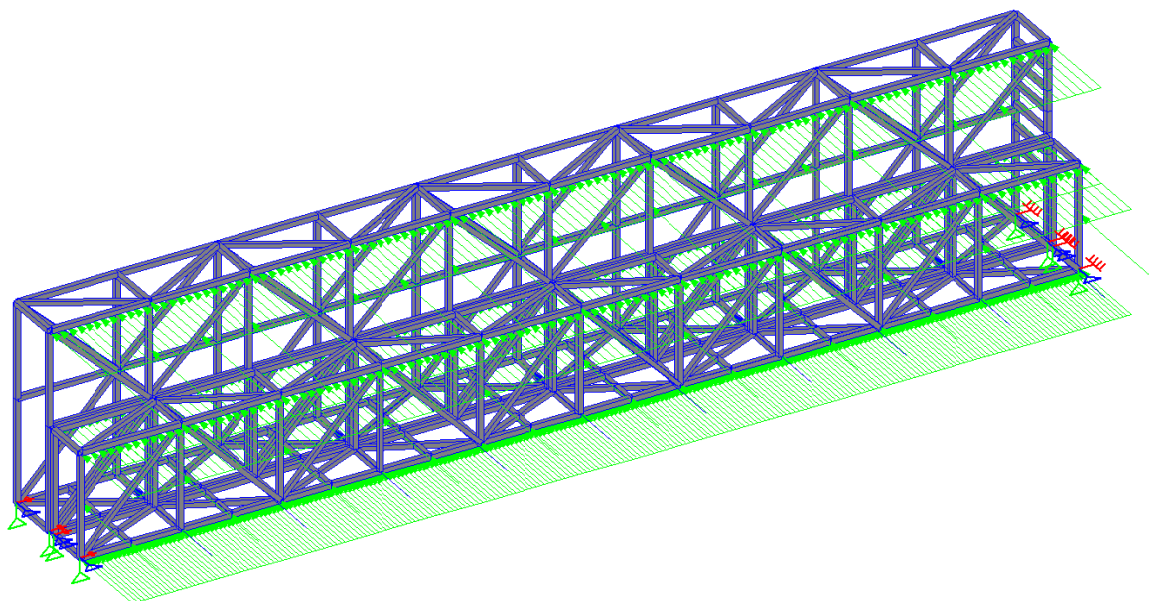
Modellering av nyttelast 3 kN / m² i STAAD.Pro, Figur 3-7:



Figur 3-7 Nyttelast kabeldel

3.3.5 Lasttilfelle 5 Vindlast (-Z)-retning 1,42kN/m²

Modellering av vindlast 1,42 kN/ m² i STAAD.Pro, Figur 3-8:



Figur 3-8 Vindlast (-Z)-retning

3.4 Lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene er modellert i henhold til kapittel 1.1.2 DNV-OS-C101, Figur 1-3. Parametre gitt i STAAD.Pro input-fil gitt med nummer og navn på lasttilfelle, deretter nummer og faktor for lastene.

3.4.1 ULS a

Utdrag fra input-fil viser hvordan ULS-modellering er implementert i STAAD.Pro.

3.4.1.1 Lasttilfelle 10 lastkombinasjon

Fra ULS a er det benyttet lastfaktor 1,3 for permanente og variable laster, men lastfaktor 0,7 for miljølaster som for denne modulen er definert til å omhandle kraft påført av vind i området. For lasttilfelle 10 gjelder at vinder blåser i Z-retning.

```
LOAD COMB 10 ULS A "Z"  
1 1.3 2 1.3 3 0.7 4 1.3
```

3.4.1.2 Lasttilfelle 11 lastkombinasjon

```
LOAD COMB 11 ULS A "-Z"  
1 1.3 2 1.3 3 0.7 5 1.3
```

3.4.2 ULS b

3.4.2.1 Lasttilfelle 12 lastkombinasjon

```
LOAD COMB 12 ULS B "Z"  
1 1.0 2 1.0 3 1.3 4 1.0
```

3.4.2.2 Lasttilfelle 13 lastkombinasjon

```
vindlast (-Z)-retning  
LOAD COMB 13 ULS B "-Z"  
1 1.0 2 1.0 3 1.3 5 1.0
```

3.5 Egenfrekvens

Til å beregne egenfrekvens har STAAD.Pro en innebygget kommando som heter "CALCULATE RAYLEIGH FREQUENCY". Denne må påføres hvert enkelt lasttilfelle, og kan ikke brukes for lastkombinasjoner direkte.

4 Analyseresultater STAAD.Pro

Bjelkene 765 til 772 anses ikke for relevante for kapasitetskontroll da de kun erstatter flenseplater for sammenfesting av modulene etter innløft. Disse er også utelatt fra tabellene i oppgaven.

Resultat av analyser av strukturen i STAAD.Pro, hvor følgende er tilgjengelig under Postprocessing-menyen:

- Node: Displacement**
- Reactions**
- Beam: Forces**
- Stresses**
- Unity Check**
- Graphs**

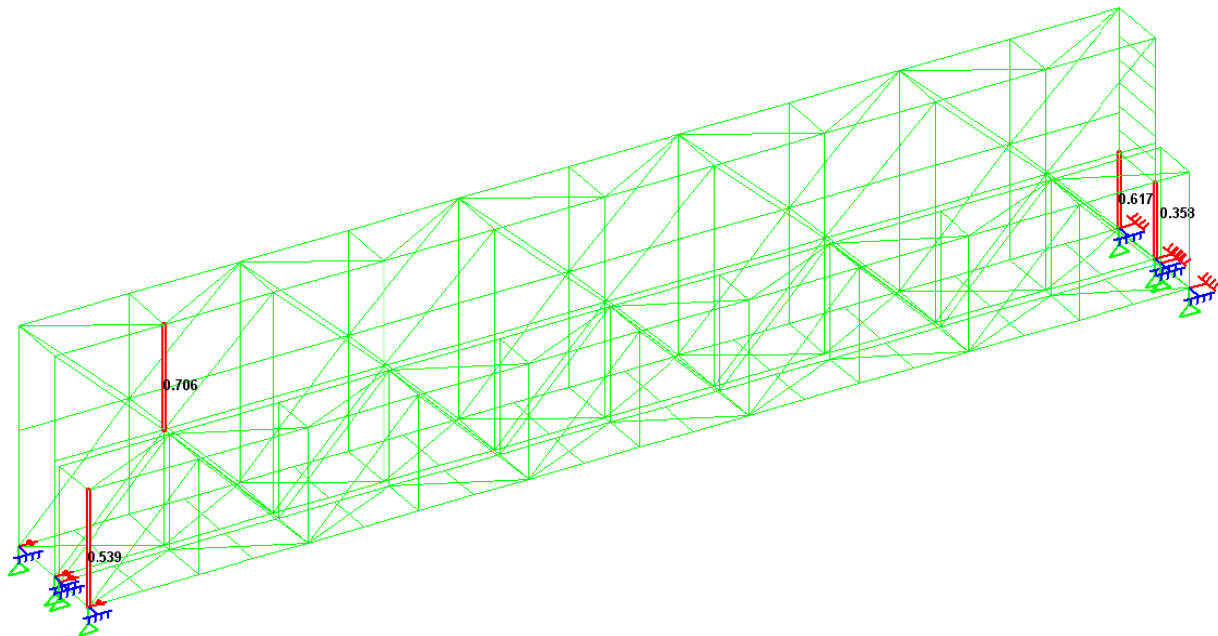
4.1 ULS for struktur på stedet

4.1.1 Kapasitetskontroll

Tabellen er hentet fra STAAD.Pro Postprocessing Beam Unity Check og viser de bjelker som har kapasitetsutnyttelse over 50%. Figur 4-1 viser de samme bjelkene påført kapasitetsutnyttelse i henhold til EC3.

Beam	Analysis Property	Design Property	Actual Ratio	Allowable Ratio	Normalized Ratio (Actual/Allowable)	Clause	L/C
3	150X5SHS	150X5SHS	0,539	1,0	0,539	EC-6.2.9.1	11
297	150X12.5SHS	150X12.5SHS	0,617	1,0	0,617	EC-6.2.7(5)	12
298	150X12.5SHS	150X12.5SHS	0,668	1,0	0,668	EC-6.2.7(5)	12
372	150X5SHS	150X5SHS	0,706	1,0	0,706	EC-6.2.7(5)	12

Tabell 4-1 Kapasitetskontroll



Figur 4-1 Kapasitetsutnyttelse for bjelkene i Tabell 4-1 Kapasitetskontroll

For bjelke 3, Figur 4-1 **Feil! Fant ikke referanseilden.**: I henhold til EC-6.2.9.1 er det momentkapasiteten som utnyttes høyest, og det skjer ved lastkombinasjon 11, altså ULS a med vind i $-Z$ retning. For bjelke 297: Fra EC-6.2.7(5) kommer man til flytkriteriet for påvisning etter elastisitetsteorien 6.2.1(5) (tverrsnittskapasitet) på grunnlag av ULS b med vindkrefter fra Z -retning. For bjelke 298 og 372 gjelder det samme som for bjelke 297.

4.1.2 Support reaksjoner

Liste over de største nodereaksjonene for supportpunktene. Kan være relevant for å se på knutepunkter f.eks.

			Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
	Node	L/C	Fx kN	Fy kN	Fz kN	Mx kNm	My kNm	Mz kNm
Max Fx	57	12 ULS B "Z"	439,738	-282,930	-121,762	-63,889	0,000	-13,479
Min Fx	276	12 ULS B "Z"	-314,290	148,999	-61,654	-19,074	0,000	-13,427
Max Fy	12	12 ULS B "Z"	-126,303	461,044	-48,777	-61,213	0,000	-10,989
Min Fy	57	12 ULS B "Z"	439,738	-282,930	-121,762	-63,889	0,000	-13,479
Max Fz	57	11 ULS A "-Z"	-292,037	296,288	85,258	21,967	0,000	-7,235
Min Fz	57	12 ULS B "Z"	439,738	-282,930	-121,762	-63,889	0,000	-13,479
Max Mx	258	11 ULS A "-Z"	0,000	-19,494	40,201	38,785	0,000	6,422
Min Mx	57	12 ULS B "Z"	439,738	-282,930	-121,762	-63,889	0,000	-13,479
Max My	1	10 ULS A "Z"	0,000	79,658	-40,795	-27,159	0,000	8,372
Min My	1	10 ULS A "Z"	0,000	79,658	-40,795	-27,159	0,000	8,372
Max Mz	258	10 ULS A "Z"	0,000	120,295	-28,812	-16,753	0,000	20,443
Min Mz	276	10 ULS A "Z"	-134,525	125,480	-23,887	-11,177	0,000	-17,094

Tabell 4-2 Support reactions

Har også Tabell 4-3 Supportreaksjoner Y-retning for samlede supportreaksjoner i Y-retning. Tallene er hentet fra STAAD.Pro og er for å sjekke total belastning på plattform / brolandinger.

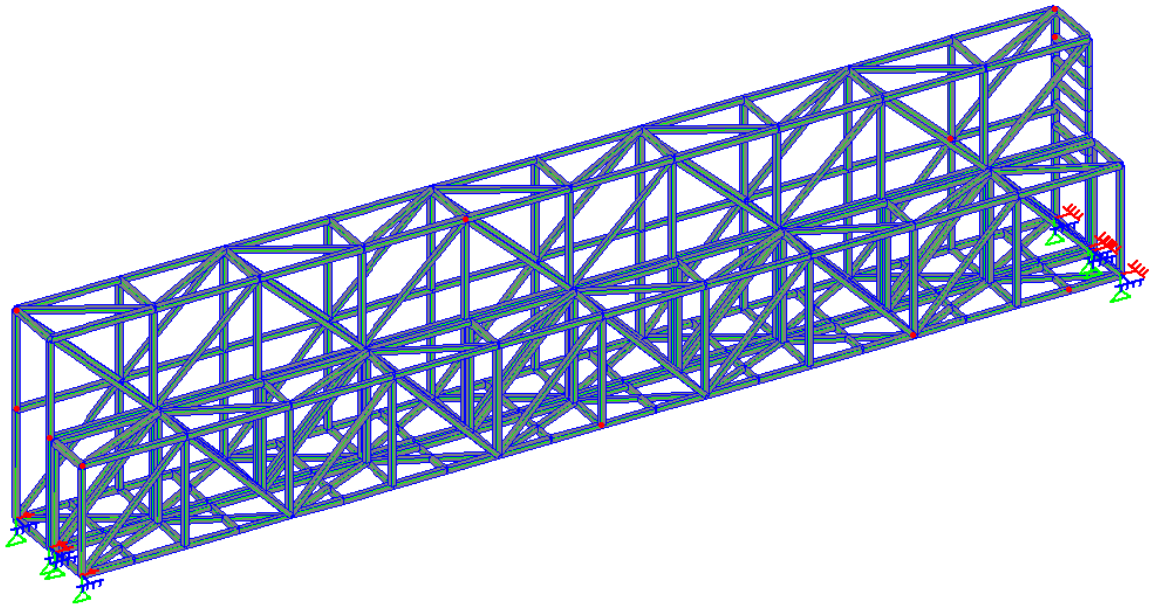
	Support ved X=0m					
L/C / Nodenr	1	10	258	274	Sum FY	
10 ULS A "Z"	80 kN	141 kN	120 kN	67 kN	408 kN	
11 ULS A "-Z"	100 kN	147 kN	-19 kN	71 kN	299 kN	
12 ULS B "Z"	17 kN	109 kN	130 kN	57 kN	314 kN	
13 ULS B "-Z"	33 kN	114 kN	23 kN	60 kN	230 kN	
	Support ved X=30m					
L/C / Nodenr	12	57	275	276	Sum FY	
10 ULS A "Z"	383 kN	-75 kN	51 kN	125 kN	485 kN	
11 ULS A "-Z"	83 kN	296 kN	47 kN	-52 kN	375 kN	
12 ULS B "Z"	461 kN	-283 kN	46 kN	149 kN	373 kN	
13 ULS B "-Z"	230 kN	3 kN	43 kN	12 kN	288 kN	

Tabell 4-3 Supportreaksjoner Y-retning

4.2 Utbøyninger

Man kan påvise utbøyning i bjelker ved å se på nodenes forflytning ved de ulike lastkombinasjonene i modellen:

4.2.1 Nodeforflytninger



Figur 4-2 Nodeforflytninger: Oppsummering

Markert med rødt i Figur 4-2 er nodene med størst forflytninger. Hentet fra STAAD.Pro, Post Processor Node Displacements Summary. I Tabell 4-4 er det vist forflytningen av nodene.

	Node	L/C	Horizontal X mm	Vertical Y mm	Horizontal Z mm	Resultant mm
Max rY	56	12 ULS B "Z"	-3,42	-2,117	29,084	29,361
Min Z	69	11 ULS A "-Z"	-1,454	-9,367	-34,359	35,642
Max rX	126	12 ULS B "Z"	-1,147	0,145	37,114	37,132
Min rY	126	12 ULS B "Z"	-1,147	0,145	37,114	37,132
Min rX	127	11 ULS A "-Z"	-1,631	-0,253	-17,711	17,788
Max Z	129	12 ULS B "Z"	-0,588	0,284	63,972	63,976
Max Rst	129	12 ULS B "Z"	-0,588	0,284	63,972	63,976
Max Y	137	12 ULS B "Z"	-6,244	0,575	23,152	23,987
Min X	258	12 ULS B "Z"	-7,049	0	0	7,049
Max X	266	12 ULS B "Z"	0,916	-9,48	5,358	10,928
Min Y	293	10 ULS A "Z"	-2,341	-18,027	8,828	20,209
Max rZ	298	10 ULS A "Z"	0,016	-2,416	0,564	2,481
Min rZ	308	12 ULS B "Z"	-1,527	-0,174	21,559	21,614

Tabell 4-4 Node Displacements Summary

4.3 Aksialkrefter ved lastkombinasjoner

Her er et sortert utdrag fra STAAD.Pro Postprocessor - Beam Forces – Max Axial Forces. Viser de største stavkreftene langs lokal X-akse for de bjelkene som har høyest påkjenning.

Beam	L/C		Fx kN	Beam	L/C		Fx kN
298	12 ULS B "Z"	Max +ve	360,046	153	11 ULS A "-Z"	Max -ve	-278,474
300	12 ULS B "Z"	Max +ve	300,899	727	11 ULS A "-Z"	Max -ve	-277,141
298	10 ULS A "Z"	Max +ve	263,976	172	12 ULS B "Z"	Max -ve	-275,426
303	12 ULS B "Z"	Max +ve	258,617	160	12 ULS B "Z"	Max -ve	-273,871
305	12 ULS B "Z"	Max +ve	257,859	732	11 ULS A "-Z"	Max -ve	-269,656

Tabell 4-5 Maks aksialkrefter for strekk og trykkstaver etter lastkombinasjon

4.4 Maks. Bøyemomenter ved lastkombinasjoner

Viser de største bøyemomentene fra STAAD.Pro, sortert i tabellene under.

Beam	L/C		Dist m	Mz kNm	Dist m	My kNm
511	12 ULS B "Z"	Max +ve	1,68	45,88	0,00	1,89
510	12 ULS B "Z"	Max +ve	1,68	32,62	0,00	3,42
368	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	30,54	0,00	6,13
370	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	28,51	1,68	0,98
509	12 ULS B "Z"	Max +ve	1,68	27,93	0,00	5,82

Tabell 4-6 Positivt bøyemoment Z-akse

Beam	L/C		Dist m	Mz kNm	Dist m	My kNm
511	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-43,66	1,68	-0,74
510	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-30,31	1,68	-0,66
509	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-25,52	1,68	-1,48
511	10 ULS A "Z"	Max -ve	0,00	-24,89	1,68	-0,49
508	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-23,28	0,00	0,00

Tabell 4-7 Negativt bøyemoment Z-akse

Beam	L/C		Dist m	Mz kN m	Dist m	My kN m
298	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	0,00	0,00	51,99
297	12 ULS B "Z"	Max +ve	2,06	0,47	0,00	51,70
372	12 ULS B "Z"	Max +ve	2,86	0,80	0,00	31,94
298	10 ULS A "Z"	Max +ve	0,00	0,00	0,00	30,69
297	10 ULS A "Z"	Max +ve	0,00	0,00	0,00	30,31

Tabell 4-8 Positivt bøyemoment Y-akse

Beam	L/C		Dist m	Mz kNm	Dist m	My kNm
298	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-2,88	2,06	-37,09
297	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-6,40	2,06	-36,52
372	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-1,50	2,86	-34,19
3	11 ULS A "-Z"	Max -ve	3,15	-0,72	0,00	-25,98
297	11 ULS A "-Z"	Max -ve	2,06	-1,75	0,00	-24,29

Tabell 4-9 Negativt bøyemoment Y-akse

4.5 Maks skjærkrefter ved lastkombinasjoner

Viser de største skjærkreftene fra STAAD.Pro, sortert i tabellene under.

Beam	L/C		Dist m	Fy kN	Dist m	Fz kN
4	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	30,19	0,00	3,30
368	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	29,19	0,00	0,00
511	11 ULS A "-Z"	Max +ve	0,00	25,86	0,00	1,11
127	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	21,78	0,00	2,96
361	12 ULS B "Z"	Max +ve	0,00	21,76	0,00	0,00

Tabell 4-10 Maks positiv skjærkraft Fy

Beam	L/C		Dist m	Fy kN	Dist m	Fz kN
511	12 ULS B "Z"	Max -ve	1,68	-57,75	0,00	-1,57
510	12 ULS B "Z"	Max -ve	1,68	-41,86	0,00	-2,44
511	10 ULS A "Z"	Max -ve	1,68	-37,01	0,00	-0,88
509	12 ULS B "Z"	Max -ve	1,68	-36,20	0,00	-4,35
508	12 ULS B "Z"	Max -ve	1,68	-33,51	0,00	-0,96

Tabell 4-11 Maks negativ skjærkraft Fy

Beam	L/C		Dist m	Fy kN	Dist m	Fz kN
304	11 ULS A "-Z"	Max +ve	0,00	4,60	0,00	24,29
313	11 ULS A "-Z"	Max +ve	0,00	0,00	0,00	22,46
303	11 ULS A "-Z"	Max +ve	0,00	0,00	0,00	21,99
299	11 ULS A "-Z"	Max +ve	0,00	0,00	0,00	20,94
297	11 ULS A "-Z"	Max +ve	0,00	0,48	0,00	20,27

Tabell 4-12 Maks positiv skjærkraft Fz

Beam	L/C		Dist m	Fy kN	Dist m	Fz kN
300	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-2,33	0,00	-45,57
303	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-4,77	0,00	-44,59
298	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-0,76	0,00	-43,35
305	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	0,00	0,00	-43,32
297	12 ULS B "Z"	Max -ve	0,00	-3,35	0,00	-42,93

Tabell 4-13 Maks negativ skjærkraft Fz

4.6 Maks spenninger

STAAD.Pro har praktiserer strekkspenninger med negative verdier, og trykkspenninger med positive verdier.

Beam	L/C	Length m	Max Compressive			Max Tensile		
			Stress N/mm2	Dist m	Corner	Stress N/mm2	Dist m	Corner
372	12 ULS B "Z"	2,86	269,62	2,86	4,00	-254,10	2,86	2
298	12 ULS B "Z"	2,06	251,48	0,00	2,00	-144,17	0,00	1
3	12 ULS B "Z"	3,15	212,49	0,00	2,00	-189,01	0,00	1
3	11 ULS A "-Z"	3,15	195,26	0,00	1,00	-212,82	0,00	2
376	12 ULS B "Z"	3,15	193,01	0,00	2,00	-212,08	0,00	1

Tabell 4-14 Maks trykkspenninger

Beam	L/C	Length m	Max Compressive			Max Tensile		
			Stress N/mm2	Dist m	Corner	Stress N/mm2	Dist m	Corner
372	12 ULS B "Z"	2,86	269,62	2,86	4,00	-254,10	2,86	2
297	12 ULS B "Z"	2,06	177,71	0,00	2,00	-241,30	0,00	1
3	11 ULS A "-Z"	3,15	195,26	0,00	1,00	-212,82	0,00	2
376	12 ULS B "Z"	3,15	193,01	0,00	2,00	-212,08	0,00	1
2	12 ULS B "Z"	3,15	178,86	0,00	2,00	-198,64	0,00	1

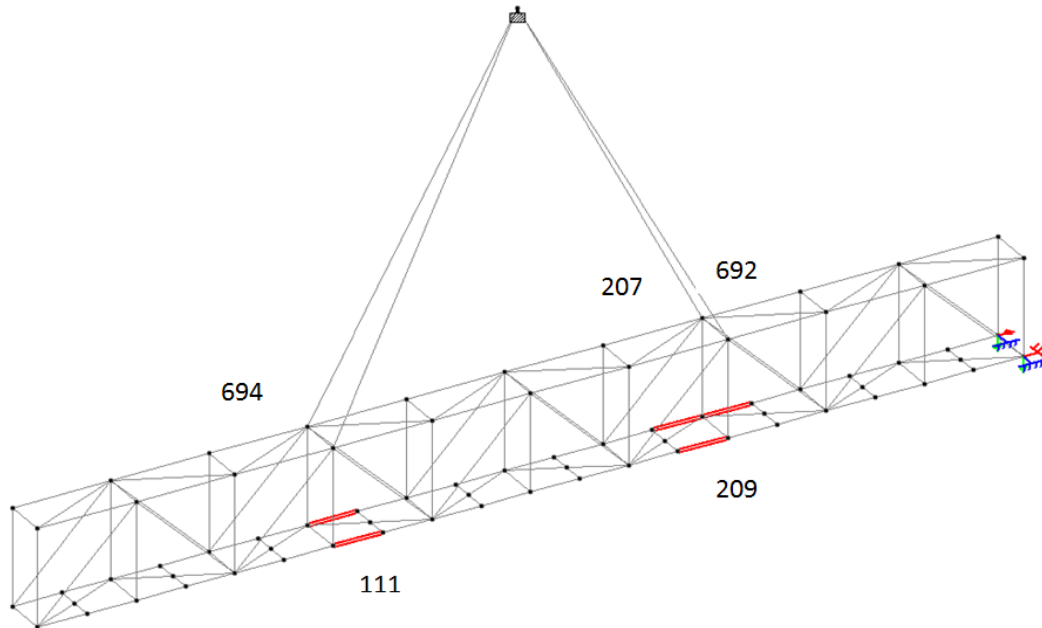
Tabell 4-15 Maks strekkspenninger

4.7 Beregnet egenfrekvens

Egenfrekvens er beregnet slik at den kan benyttes når relevante data fra plattformene gangbroen skal benyttes mellom er klare. Ut fra STAAD.Pro kommer resultatene:

- * RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING 1 = 8.57949 CPS *
- * MAX DEFLECTION = 0.48743 CM GLO Y, AT JOINT 293 *
- * RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING 2 = 8.52190 CPS *
- * MAX DEFLECTION = 0.48859 CM GLO Y, AT JOINT 263 *
- * RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING 3 = 2.64176 CPS *
- * MAX DEFLECTION = 4.67344 CM GLO Z, AT JOINT 72 *
- * RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING 4 = 10.76269 CPS *
- * MAX DEFLECTION = 0.30170 CM GLO Y, AT JOINT 362 *
- * RAYLEIGH FREQUENCY FOR LOADING 5 = 2.62257 CPS *
- * MAX DEFLECTION = 5.36094 CM GLO Z, AT JOINT 68 *

4.8 Resultat fra løfteanalyse av gangdel/kabeldel i STAAD.Pro

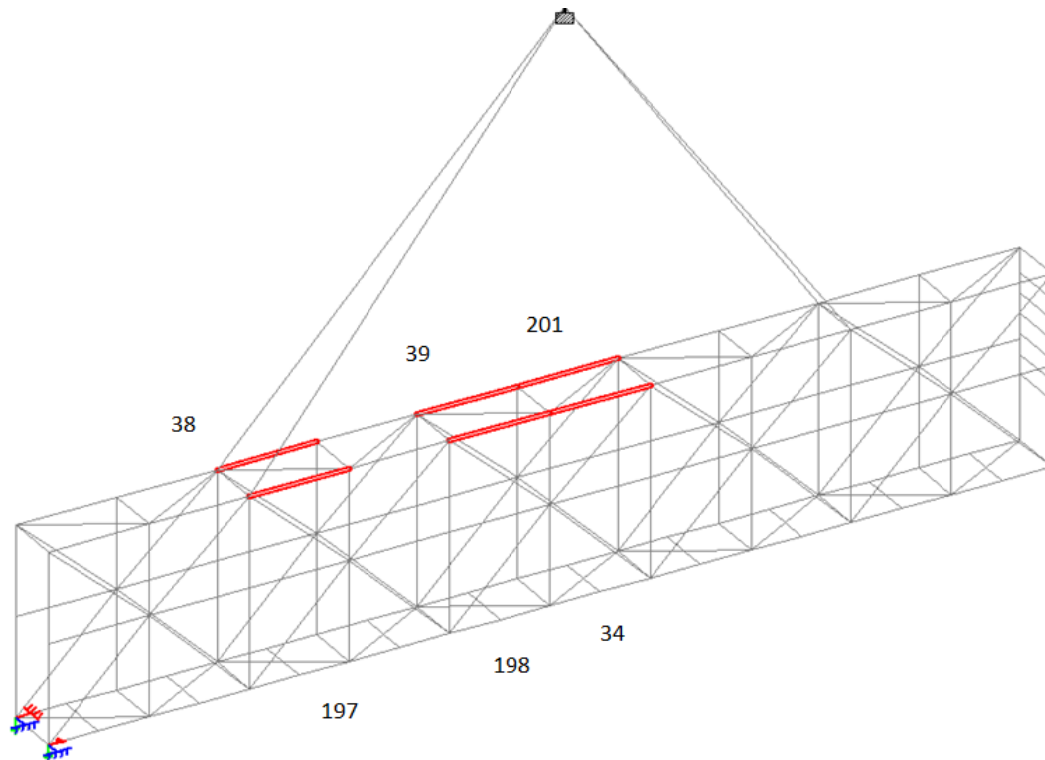


Figur 4-3 Bilde av de mest utsatte stavnene under løftet på gangdel.

Beam	Analysis Property	Design Property	Actual Ratio	Allowable Ratio	Normalized Ratio (Actual/Allowable)
692	150X5SHS	150X5SHS	0,036	1,000	0,036
207	150X5SHS	150X5SHS	0,040	1,000	0,040
694	150X5SHS	150X5SHS	0,040	1,000	0,040
111	150X5SHS	150X5SHS	0,042	1,000	0,042
209	150X5SHS	150X5SHS	0,042	1,000	0,042

Tabell 4-16 Resultater fra løfteanalyse gangdel

Ser i Tabell 4-16 Resultater fra løfteanalyse gangdel at den bjelken med størst belastning under løft av gangdel ikke er større enn 0,042 (Actual Ratio). Kun belastet med 4,2% som er veldig bra. Tabellen består av de fem mest utsatte bjelkene under løftet. Se også Figur 4-3 for plassering av disse bjelkene.



Figur 4-4 Bilde av de mest utsatte stavene på kabeldel under løft.

Beam	Analysis Property	Design Property	Actual Ratio	Allowable Ratio	Normalized Ratio (Actual/Allowable)
39	150X5SHS	150X5SHS	0,051	1,000	0,052
201	150X5SHS	150X5SHS	0,051	1,000	0,052
34	150X5SHS	150X5SHS	0,052	1,000	0,053
198	150X5SHS	150X5SHS	0,052	1,000	0,053
38	150X5SHS	150X5SHS	0,058	1,000	0,058
197	150X5SHS	150X5SHS	0,059	1,000	0,060

Tabell 4-17 Resultater fra STAAD på kabeldel.

Ser i Tabell 4-17 Resultater fra STAAD på kabeldel. De seks mest utsatte stavene i analysen er i overgurten og har en belastning på 0,060 (Actual Ratio). Dette er svært lite kun belastet med 6,0% av mulig kapasitet. Disse bjelkene kan ses på Figur 4-4.

5 Beregninger av knutepunkt

5.1 Definerings av knutepunkt

Bruker Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Knutepunkter og forbindelser

Bruker kapittel 7 Knutepunkter med hulprofiler:

7.2.2 Bruddformer for knutepunkt med hulprofiler

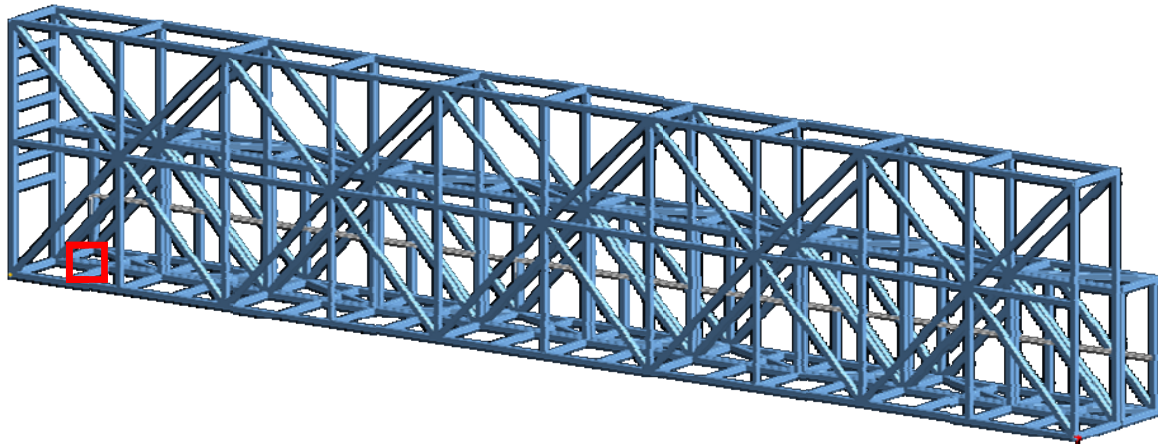
(1) Dimensjonerende kapasitet i knutepunkter med hulprofiler og forbindelser mellom hulprofiler og åpne profiler bør påvises for følgende bruddformer, (se Figur 5-1 på neste side):

- a) brudd i gurtstavens flens
- b) brudd i gurtstavens sidevegg
- c) skjærbrudd i gurtstaven
- d) gjennomlokking
- e) brudd i stegstaven
- f) lokal knekking

Mode	Axial loading	Bending moment
a		
b		
c		
d		
e		
f		

Figur 5-1 Bruddformer for knutepunkter mellom rektangulære hulprofiler (RHS-profiler). Fig 7.3 i NS-EN 1993-1-8.

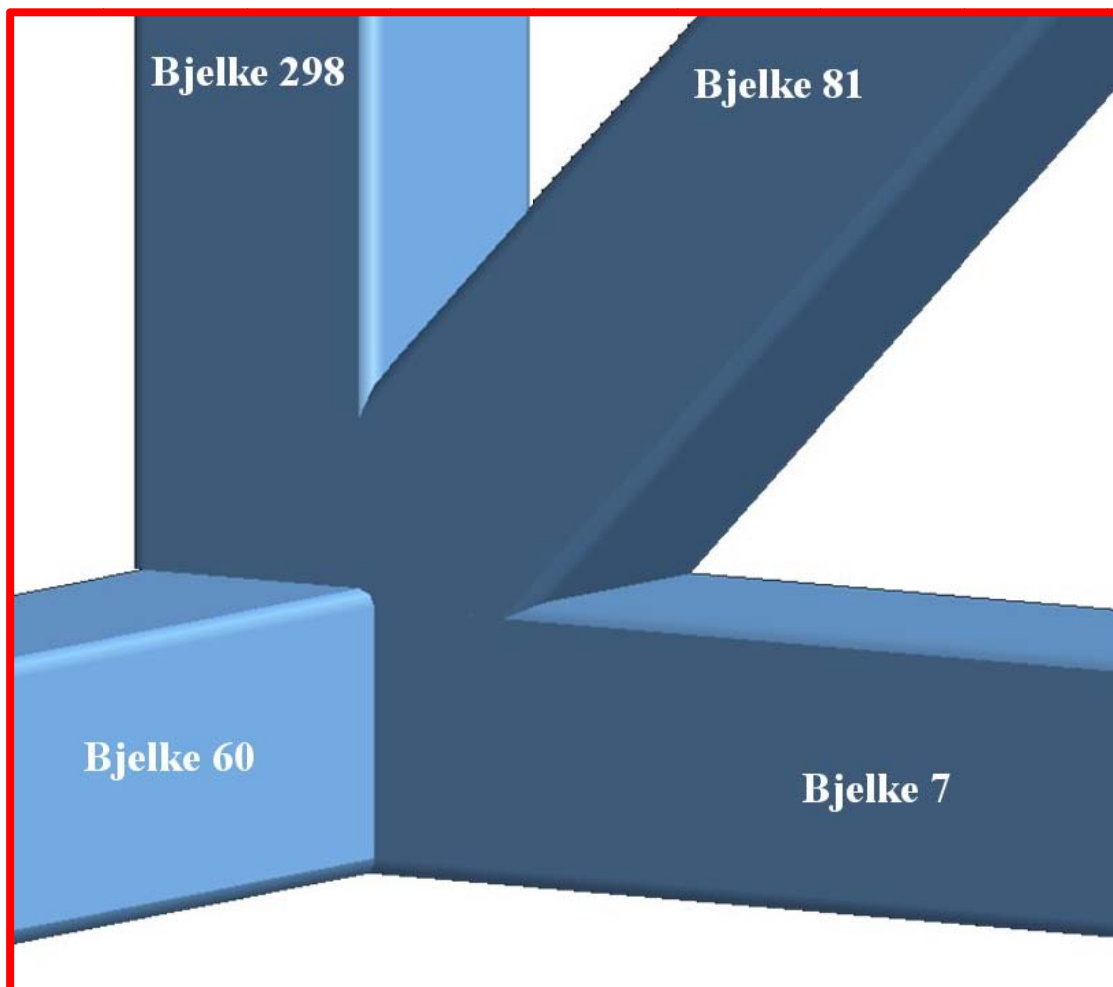
For å slippe å regne alle knutepunktene så finner man de knutepunktene med de største kreftene og ser om de holder, viss de holder så må man kunne sannsynliggjøre at de andre holder. Når man har funnet de knutepunktene som man mener har de største belastningene så må man avgjøre hva slags knutepunkt det er og følge standarden og se om de er innenfor kravene. Hvis man ser på bjelke 298 (Figur 5-2) så har den et høyt moment og stor aksialkraft og er et punkt man bør sjekke.



Figur 5-2 Knutepunkt som omtales

EN 1993-1-8:

For å finne partialfaktorer for knutepunkter brukes tabell 2.1 i kapittel 2.2. Der er $\gamma_{M2} = 1,25$ og $\gamma_{M5} = 1,0$.



Figur 5-3 N-knutepunkt forstørret

Belastninger i N-knutepunkt (Figur 5-3 N-knutepunkt,) med vindlast i positiv Z-retning:

Beam	L/C	Node	F _x kN	F _y kN	F _z kN	M _x kNm	M _y kNm	M _z kNm
7	12 ULS B "Z"	12	30,3	3,0	0,7	0,0	0,2	2,0
60	12 ULS B "Z"	12	0,0	2,0	6,6	-0,2	5,5	-0,6
81	12 ULS B "Z"	12	131,4	0,8	4,7	2,3	-11,4	0,1
298	12 ULS B "Z"	12	363,4	1,3	-43,5	0,6	52,1	2,3

Tabell 5-1 Beam End Forces

Siden knutepunktet (se Figur 5-3) har både aksiale krefter og bøyemomenter om to akser så må knutepunktet oppfylle følgene:

7.5.2.1 (5) Forbindelser mellom stegstaver med kombinerte bøyning og aksialkraft bør oppfylle følgene krav:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \quad (8)$$

Hvor:
i = den staven som overlapper
j = den staven som blir overlappet
o = gurten

5.2 Gyldighetsområde tabell 7.8

EN 1993-1-8 7.5.1 (2)

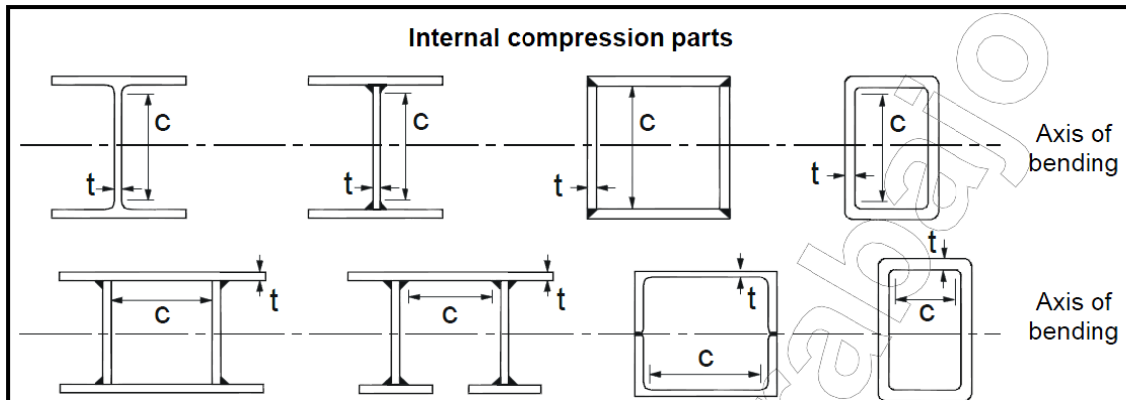
For knutepunkter innenfor gyldighetsområde gitt i tabell 7.8 er det bare nødvendig å ta hensyn til dimensjoneringskriteriene i den relevante tabellen. Dimensjonerende kapasitet for en forbindelse settes lik den minste verdien beregnet med de kriteriene som gjelder.

EN 1993-1-8 tabell 7.8: Gyldighetsområde for sveiste knutepunkter mellom stegstaver med CHS eller RHS profiler og gurtstaver med RHS profiler

$$\frac{b_i}{b_o} = 0,93, \text{ok hvis } \frac{b_i}{b_o} \geq 0,25$$

Må sjekke tverrsnittsklassene for overlappende stav og gurten:

Finner tverrsnittsklassen ved å bruke EN-1993-1-1 tabell 5.2 (Figur 5-4) og ser på tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk. Finner også $\alpha = 0,21$ i tabell 6.2 og 6.1.



Figur 5-4 Utsnitt fra tabell 5.2 fra EC3 (1-1)

5.2.1 Overlappende stegstav

OK hvis T_{vk1} :

$$\frac{c}{t} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$c = h - 2(t + r) = 140 \text{ mm} - 2(12,5 \text{ mm} + 7,5 \text{ mm}) = 100 \text{ mm}$$

$$t = 12,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\frac{100 \text{ mm}}{12,5 \text{ mm}} \leq \frac{36 \cdot 0,81}{0,21} \quad T_{vk1} \Rightarrow \text{OK}$$

5.2.2 Overlappet stegstav

OK hvis T_{vk1} :

$$\frac{c}{t} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$c = h - 2(t + r) = 150 \text{ mm} - 2(12,5 \text{ mm} + 7,5 \text{ mm}) = 110 \text{ mm}$$

$$t = 12,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\frac{110 \text{ mm}}{12,5 \text{ mm}} \leq \frac{36 \cdot 0,81}{0,21} \quad T_{vk1} \Rightarrow \text{OK}$$

5.2.3 Gurtstav

OK hvis T_{vk1} eller T_{vk2} :

$$\frac{c}{t} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$c = h - 2(t + r) = 150 \text{ mm} - 2 \cdot (5 \text{ mm} + 7,5 \text{ mm}) = 125 \text{ mm}$$

$$t = 5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\frac{125 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} \leq \frac{36 \cdot 0,81}{0,21} \quad \text{Tvk1} \Rightarrow \text{OK}$$

Sjekker betingelsen $25 \% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim}$

$$\lambda_{ov} = 64,4 \%$$

$$\lambda_{ov,lim} = 80 \%$$

$$\lambda_{ov} = \frac{q}{p} \cdot 100 \%$$

$$q = \frac{70 \text{ mm}}{\sin 46,6^\circ} = 96,7 \text{ mm}$$

$$p = 150 \text{ mm}$$

$$25 \% \leq \lambda_{ov} \leq \lambda_{ov,lim} \quad \rightarrow \text{OK}$$

5.3 Aksial kapasitet i knutepunktet

Finner ut hvor store krefter knutepunktet tåler.

EN 1993-1-8 Dimensjonerende kapasitet i sveiste knutepunkter mellom kvadratiske eller sirkulære hulprofiler.

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{yi} \cdot t_i (b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i)}{\gamma_{M5}} \quad \text{når } 50\% \leq \lambda_{ov} \leq 80\% \quad (9)$$

$$f_{yi} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$t_i = 12,5 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 46,7 \text{ mm}$$

$$b_{e,ov} = 116,7 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M5} = 1,0$$

$$b_{eff} = \frac{10 \cdot f_{y0} \cdot t_0}{\frac{b_0}{t_0} \cdot f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i = \frac{10 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 5 \text{ mm}}{\frac{150 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 12,5 \text{ mm}} \cdot 140 \text{ mm} = 22,4 \text{ mm}, \text{ men } b_{eff} \leq b_i$$

$$b_{e,ov} = \frac{10 \cdot f_{yj} \cdot t_j}{\frac{b_j}{t_j} \cdot f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i = \frac{10 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 12,5 \text{ mm}}{\frac{150 \text{ mm}}{12,5 \text{ mm}} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 12,5 \text{ mm}} \cdot 140 \text{ mm} = 116,7 \text{ mm}, \text{ men } b_{e,ov} \leq b_i$$

$$N_{i,RD} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 12,5 \text{ mm} (22,4 \text{ mm} + 116,7 \text{ mm} + 2 \cdot 140 \text{ mm} - 4 \cdot 12,5 \text{ mm})}{1,0} = 1637 \text{ kN},$$

som er dimensjonerende aksialkraftkapasitet for bjelke 81.

EN 1993-1-8 tabell 7.10:

For knutepunkter med K og N overlapp: Det er bare nødvendig å påvise den overlappende avstivingsdelen *i*. Stegstavens utnyttelsetall (dvs. dimensjonerende kapasitet i knutepunktet dividert med dimensjonerende plastisk kapasitet i stegstaven) i den overlappede stegstaven *j* bør settes lik utnyttelsetallet for den overlappende stegstaven. Se også tabell 7.8.

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet for bjelke 81 ifølge EN 1993-1-1

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet for sentrisk trykk

$$N_{c,RD,i} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M5}} = \frac{6210 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 2100 \text{ kN}$$

$$\text{Forholdstall} : \frac{1637 \text{ kN}}{2100 \text{ kN}} = 0,78$$

$$N_{C,Rd,j} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M5}} = \frac{6710 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 2267 \text{ kN}$$

$$N_{j,Rd} = 2267 \text{ kN} \cdot 0,78 = 1770 \text{ kN}$$

Som er dimensjonerende aksialkraftkapasitet for bjelke 298.

5.4 Dimensjonerende momentkapasitet i knutepunktet

For brudd i stegstaven ser man på bjelke 298 fordi denne har den største aksiale kraften og de største momentene. Forenkler knutepunktet og ser på det som et T-knutepunkt for å finne dimensjonerende momentkapasiteter.

Bruker tabell 7.14 i EN 1993-1-8. Dimensjonerende momentkapasitet i sveiste knutepunkter mellom stegstaver med RHS profiler og gurtstaver med RHS profiler.

5.4.1 Finner først momentkapasiteter i fagverksplanet

$$\beta = \frac{d_i}{d_0} = \frac{150 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 1$$

5.4.1.1 Plastisk stuing i gurtstavens sidevegg

$$M_{ip,1,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{yk} \cdot t_0 \cdot (h_1 + 5 \cdot t_0)^2}{\gamma_5} \quad (10)$$

$$f_{yk} = f_{y0}$$

$$M_{ip,1,Rd} = \frac{0,5 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 5 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm} + 5 \cdot 5 \text{ mm})^2}{1,0} = 27,1 \text{ kN m}$$

5.4.1.2 Brudd i stegstav

$$M_{ip,1,Rd} = \frac{355 \text{ N/mm}^2 (342000 \text{ mm}^3 - \left(\frac{1 - 22,4 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \right) \cdot 150 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm}) \cdot 12,5 \text{ mm})}{1,0} \quad (11)$$

$$b_{eff} = \frac{10 \cdot f_{y0} \cdot t_0}{\frac{b_0}{t_0} \cdot f_{y1} \cdot t_1} \cdot b_1 = \frac{10 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 5 \text{ mm}}{\frac{150 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 12,5 \text{ mm}} \cdot 140 \text{ mm} = 22,4 \text{ mm}, \text{ men } b_{eff} \leq b_1$$

$$M_{ip,1,Rd} = \frac{355 \text{ N/mm}^2 \cdot (342000 \text{ mm}^3 - \left(\frac{1 - 22,4 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \right) \cdot 150 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm}) \cdot 12,5 \text{ mm})}{1,0} = 134 \text{ kN m}$$

Her blir plastisk stuing i gurtvegg dimensjonerende: $M_{ip,1,Rd} = 27 \text{ kN m}$

5.5 Finner momentkapasitetene normalt på fagverksplanet

5.5.1 Plastisk stuing i gurtstavens sidevegg

$$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot t_0 \cdot (b_0 - t_0)(h_1 + 5t_0)}{\gamma_{M5}} \quad (12)$$

$$M_{op,1,Rd} = \frac{355 \text{ N/mm}^2 \cdot 5 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm} - 5 \text{ mm})(150 \text{ mm} + 5 \cdot 5 \text{ mm})}{1,0} = 45 \text{ kN m}$$

5.5.2 Brudd i gurtstav

Den minste av

$$M_{op,1,Rd} = \frac{f_{y1} (W_{pl,1} - 0,5(1 - \frac{b_{eff}}{b_1})^2 \cdot b_1^2 \cdot t_1)}{\gamma_{M5}} \quad (13)$$

($W_{pl,1}$ hentet fra Vedlegg 8)

$$M_{op,1,Rd} = \frac{2 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot (h_1 \cdot t_0 + \sqrt{b_0 \cdot h_0 \cdot t_0 \cdot (b_0 + h_0)})}{\gamma_{M5}} \quad (14)$$

$$M_{op,1,Rd} = \frac{355 \text{ N/mm}^2 (342000 \text{ mm}^3 - 0,5 \cdot \left(1 - \frac{22,4 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}\right)^2 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot 12,5 \text{ mm})}{1,0} = 121 \text{ kN m}$$

$$M_{op,1,Rd} = \frac{2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 5 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm} + \sqrt{150 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm} + 150 \text{ mm})})}{1,0}$$

= 12 kN m

Her blir brudd i gurtstav dimensjonerende $M_{op,1,Rd} = 12 \text{ kN m}$

5.5.3 Sjekk av påkjente krefter mot kapasiteter

Kapasiteter hentet fra Tabell 5-1 og insatt i

$$\frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} + \frac{M_{ip,j,Ed}}{M_{ip,j,Rd}} + \frac{M_{op,j,Ed}}{M_{op,j,Rd}} \leq 1,0$$

$N_{j,Rd}$: dimensjonerende aksialkraftkapasitet i knutepunkt

$N_{j,Ed}$: dimensjonerende aksialkraft

$M_{ip,j,Rd}$: er dimensjonerende momentkapasitet i knutepunkt på fagverksplanet.

$M_{ip,j,Ed}$: er dimensjonerende momentpåkjenning i fagverksplanet.

$M_{op,j,Rd}$: er dimensjonerende momentkapasitet i knutepunkt normalt på fagverksplanet.

$M_{op,j,Ed}$: er dimensjonerende momentpåkjenning normalt på fagverksplanet.

$N_{j,Ed} = 360 \text{ kN}$ (Tabell 4-5)

$$N_{j,Rd} = 1770 \text{ kN (kapittel 5.3)}$$

$$M_{ip,j,Ed} = 52 \text{ kN (Tabell 4-8)}$$

$$M_{ip,j,Rd} = 27 \text{ kN (kapittel 5.4.1.1)}$$

$$M_{op,j,Ed} = 2,9 \text{ kN (Tabell 4-9)}$$

$$M_{op,j,Rd} = 12 \text{ kN (kapittel 0)}$$

$$\Rightarrow \frac{360 \text{ kN}}{1770 \text{ kN}} + \frac{52 \text{ kN}}{27 \text{ kN}} + \frac{2,3 \text{ kN}}{12 \text{ kN}} = 2,32 \quad (15)$$

6 Design og beregning av løfteutstyr

6.1 Introduksjon

Dette kapittelet dekker løfteanalysen av gangbro strukturen. Designet av løfteutstyret, løfteørene er i henhold til DNV reglene: Rules for planning and execution of Marine Operations Part 2, Chapter 5 Lifting. NS EN 1993-1-1 og NS EN 1993-1-8 er brukt for å designe stål strukturen og det er brukt material faktorene:

$$\gamma_{M1} = 1,05 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

6.2 Sammendrag av løfteanalyse

Løfteoperasjonen er beregnet i henhold til DNV regler for marine operasjoner. Pga tyngdebegrensninger på kranen er konstruksjonen delt opp i to deler gangdel (den lave konstruksjonen) og kabeldel (den høye konstruksjonen). Gangdelen og kabeldel vil bli løftet ved bruk av singelløft (enkroksløft) koblet til 4 løftepunkter på hver del.

Løfteørene er prefabrikert for dette prosjektet og designet som vist i denne rapporten. Sjaklene som skal brukes er Green Pin standard sjakler med WLL = min. 15 tonn (Vedlegg 12). Lengden på stålwirene er:

Kabeldel:

Stålwire A:	15590 mm
Stålwire B:	14500 mm
Stålwire C:	15590 mm
Stålwire D:	14500 mm

Gangdel:

Stålwire A1:	13430 mm
Stålwire B1:	13430 mm
Stålwire C1:	13430 mm
Stålwire D1:	13430 mm

MBL for stålwirene er 41 tonn (Vedlegg 9).

6.3 Laster og faktorer

6.3.1 Vekt

Total sum av gangdel(vegger, gulv, tak og ramme):

Total sum	8941 kg
Total sum	87,7 kN

Total sum av kabeldel(gulv og ramme):

Total sum	15342 kg
Total sum	150,5 kN

Vekten av løfteutstyr for gangdel:

4 stålwire(slings)	250 kg
4 sjakler	50 kg
Sum vekt av løfteutstyr	350 kg
Sum vekt av løfteutstyr	3,43 kN

Vekten av løfteutstyr for kabeldel:

4 stålwire(slings)	230 kg
4 sjakler	50 kg
Sum vekt av løfteutstyr	280 kg
Sum vekt av løfteutstyr	2,75 kN

Faktor for usikkerhet i vekt: $\gamma_w = 1,1$

Faktor for usikkerhet i CoG: $\gamma_{CoG} = 1,05$

$$W = \gamma_w \cdot \lambda_{CoG} \cdot \text{vekt} \quad (16)$$

Vekt av gangdel:

$$W = 1,1 \cdot 1,05 \cdot 87,71 \text{ kN} = 101,31 \text{ kN}$$

$$W_{Løft} = 1,1 \cdot 1,05 \cdot 3,43 \text{ kN} = 3,96 \text{ kN}$$

Vekt av kabeldel:

$$W = 1,1 \cdot 1,05 \cdot 150,51 \text{ kN} = 173,84 \text{ kN}$$

$$W_{Løft} = 1,1 \cdot 1,05 \cdot 2,75 \text{ kN} = 3,18 \text{ kN}$$

6.3.2 Lasttilfeller

For offshore løft mindre enn 100 tonn: $DAF = 1,30$

$$SKL_{sl} = 1,25$$

$$DHL = DAF \cdot (W + W_{Løft}) + F (SPL)$$

DHL for løfteobjekt:

$$DHL \text{ (gangdel)} = 1,30 (101,31 \text{ kN} + 3,96 \text{ kN}) + 0 = 137 \text{ kN}$$

$$DHL \text{ (kabeldel)} = 1,30 (173,84 \text{ kN} + 3,18 \text{ kN}) + 0 = 230 \text{ kN}$$

6.3.3 Nominell sikkerhets faktor

Den totale nominelle sikkerhetsfaktoren for stålwire (slings) er:

$$\gamma_{sf} = \gamma_f \cdot \gamma_c \cdot \gamma_r \cdot \gamma_w \cdot \gamma_m, \text{ men ikke mindre enn } 3,0$$

$$\gamma_f = 1,30 \text{ (last faktor)}$$

$$\gamma_c = 1,30 \text{ (konsekvens faktor)}$$

$$\gamma_r = 1,33 \text{ (reduksjonsfaktor på grunn av spleising)}$$

$$\gamma_w = 1,1 \text{ (slitasjefaktor)}$$

$$\gamma_m = 1,35 \text{ (material faktor for stålwire)}$$

$$\gamma_{sf} = 1,30 \cdot 1,30 \cdot 1,33 \cdot 1,1 \cdot 1,35 = 3,34$$

6.3.4 Design faktor

Design faktorene for strukturen er:

Løfte punkt:	$\gamma_{design} = 1,7$
--------------	-------------------------

Løfteutstyr:	$\gamma_{design} = 1,7$
--------------	-------------------------

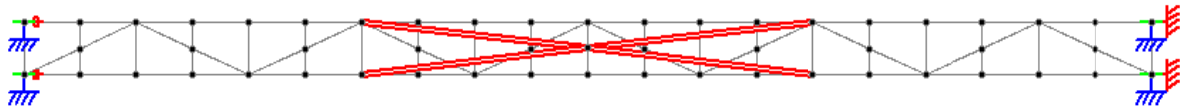
Hovedelementene rundt løftepunktet:	$\gamma_{design} = 1,5$
-------------------------------------	-------------------------

Andre elementer på løfteobjektet:	$\gamma_{design} = 1,3$
-----------------------------------	-------------------------

6.4 Løfting av gangbro med kabel supportering

6.4.1 CoG gangdel

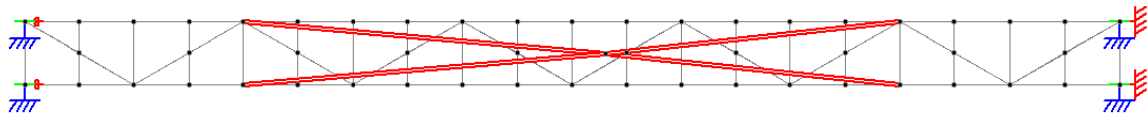
Tyngdepunktet ligger på senterlinjen i lengde retning , på senterlinjen i bredden og høyde 1520 mm, se Figur 6-1:



Figur 6-1 Tyngdepunkt for gangdel

6.4.2 CoG kabeldel

Tyngdepunktet ligger 910 mm fra senterlinjen i lengderetning , 2,5 mm fra senterlinjen i bredden og i høyde 3100 mm, se Figur 6-2:



Figur 6-2 Tyngdepunkt for kabeldel

6.4.3 Vertikal belastning under løft

6.4.3.1 Gangdel

Den vertikale belastningen i vert løftepunkt er:

$$F_y = \frac{137 \text{ kN}}{4} = 34,25 \text{ kN}$$

6.4.3.2 Kabeldel

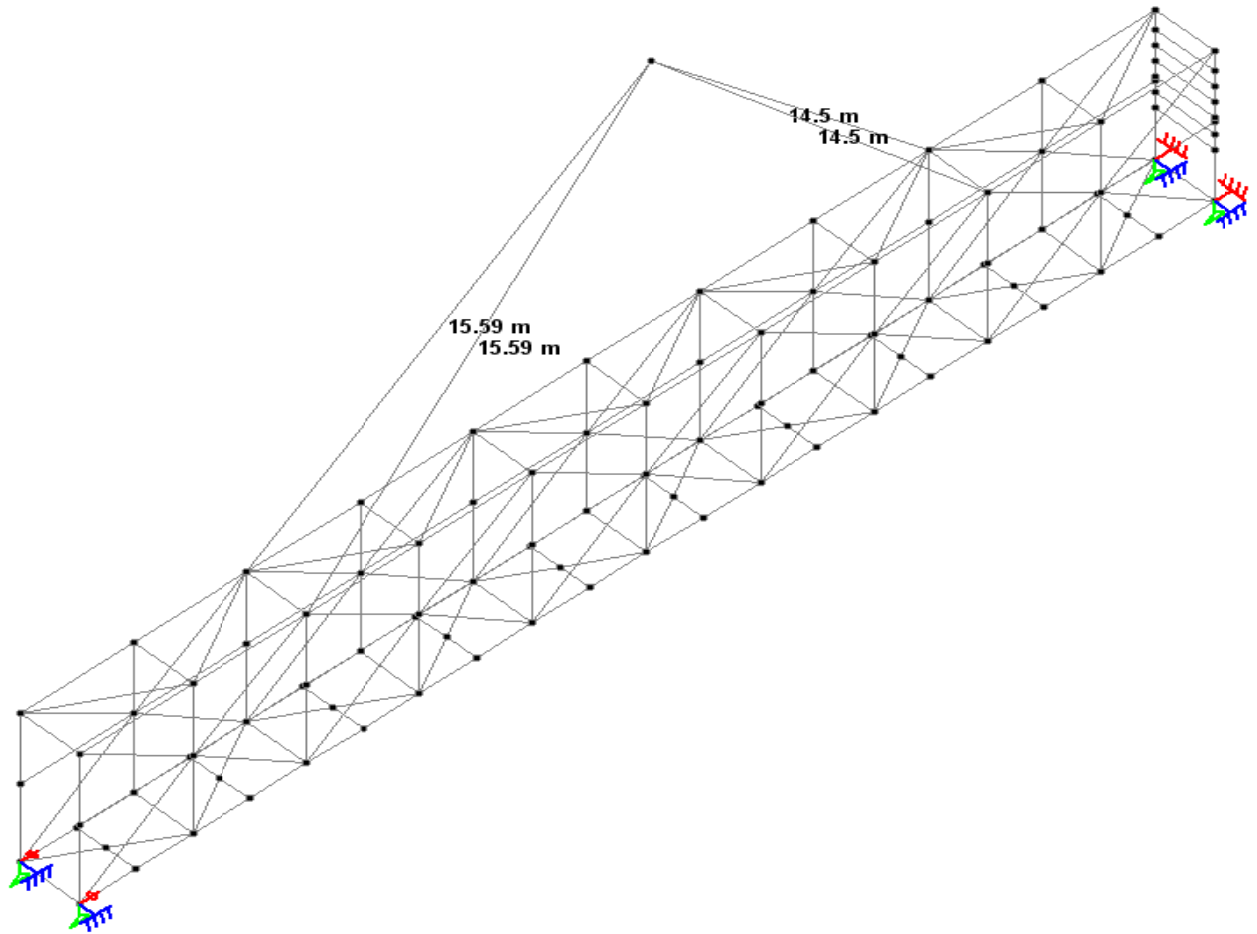
Den vertikale belastningen i vert løftepunkt er:

$$F_y = \frac{230 \text{ kN}}{4} = 57,5 \text{ kN}$$

6.4.4 Stålwire (slings)

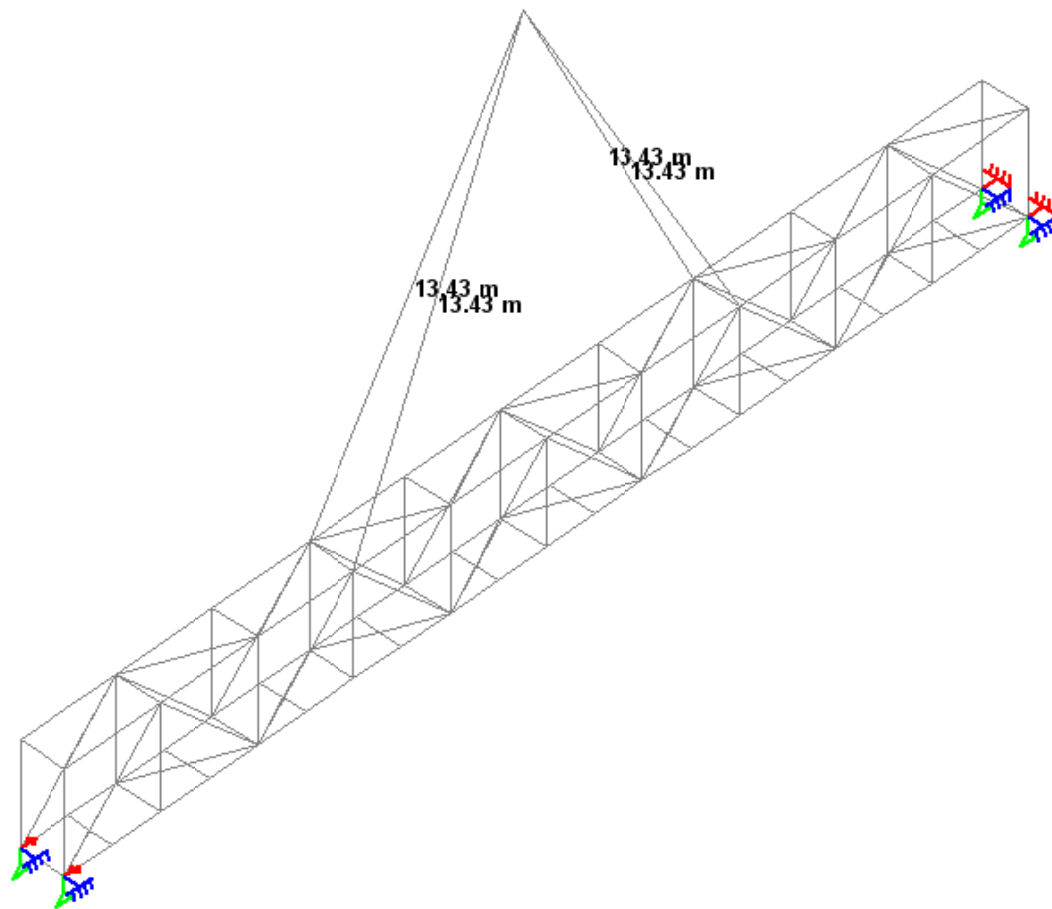
Lengden av stålwirene varierer slik at løftepunktet vil være nøyaktig over tyngdepunktet. Se Figur 6-3 og Figur 6-4.

6.4.4.1 Kabeldel



Figur 6-3 Lengde av stålwire kabeldel

6.4.4.2 Gangdel

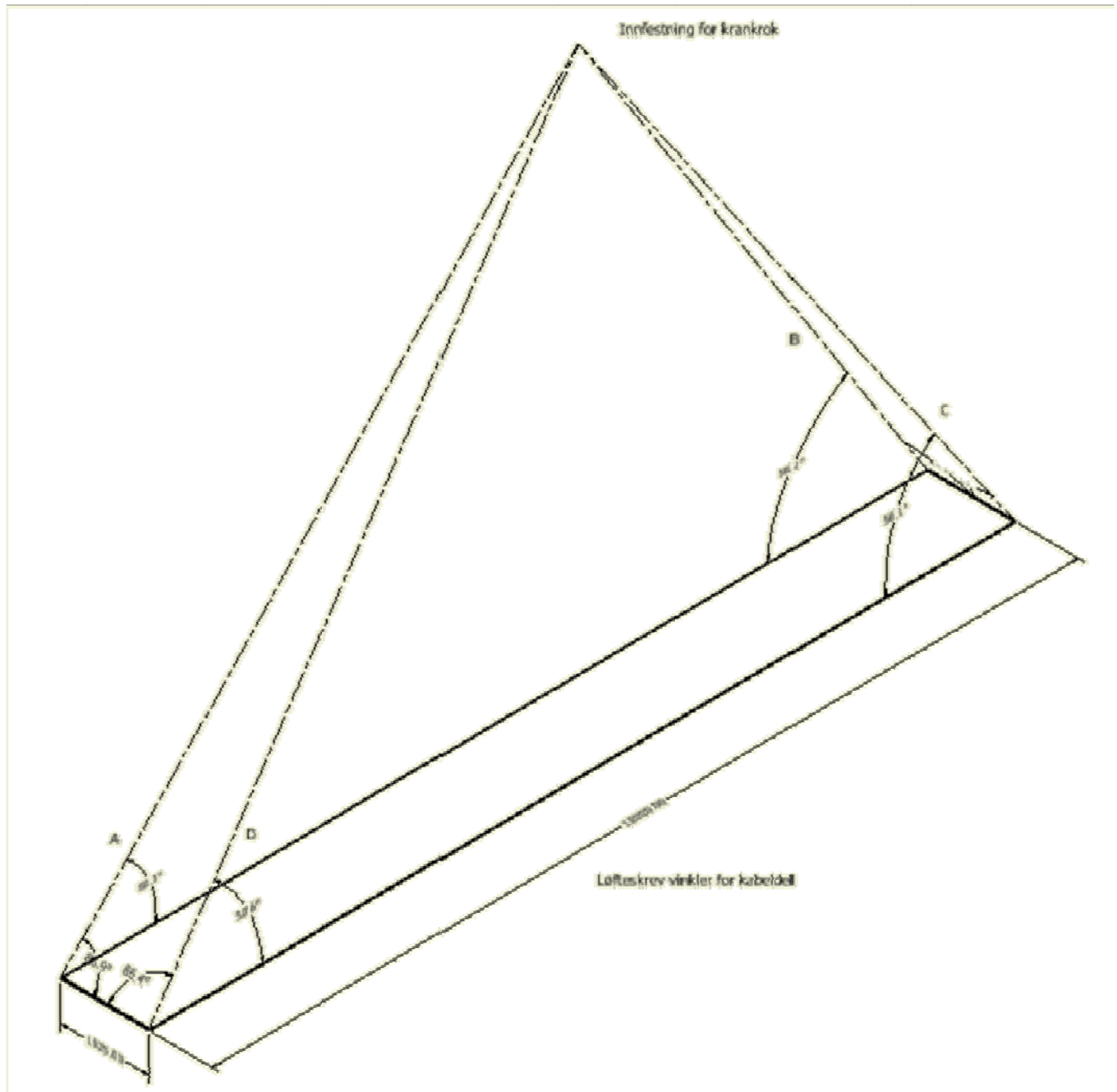


Figur 6-4 Lengde av stålwire gangdel

Høyden til løftekroken vil havne 12000 mm over senterpunktet for løfteørene. Dette gir følgende lengder og vinkler på stålwirene (slingsene). Se Figur 6-5 Vinkler på løfteskrev kabeldel og Figur 6-6 Vinkler på løfteskrev gangdel:

Kabeldel

- Stålwire A: 15590 mm med vinkel 50,58°, 86,91°
- Stålwire B: 14500 mm med vinkel 56,09°, 86,68°
- Stålwire C: 15590 mm med vinkel 50,56°, 86,38°
- Stålwire D: 14500 mm med vinkel 56,11°, 86,11°



Figur 6-5 Vinkler på løfteskrev kabeldel

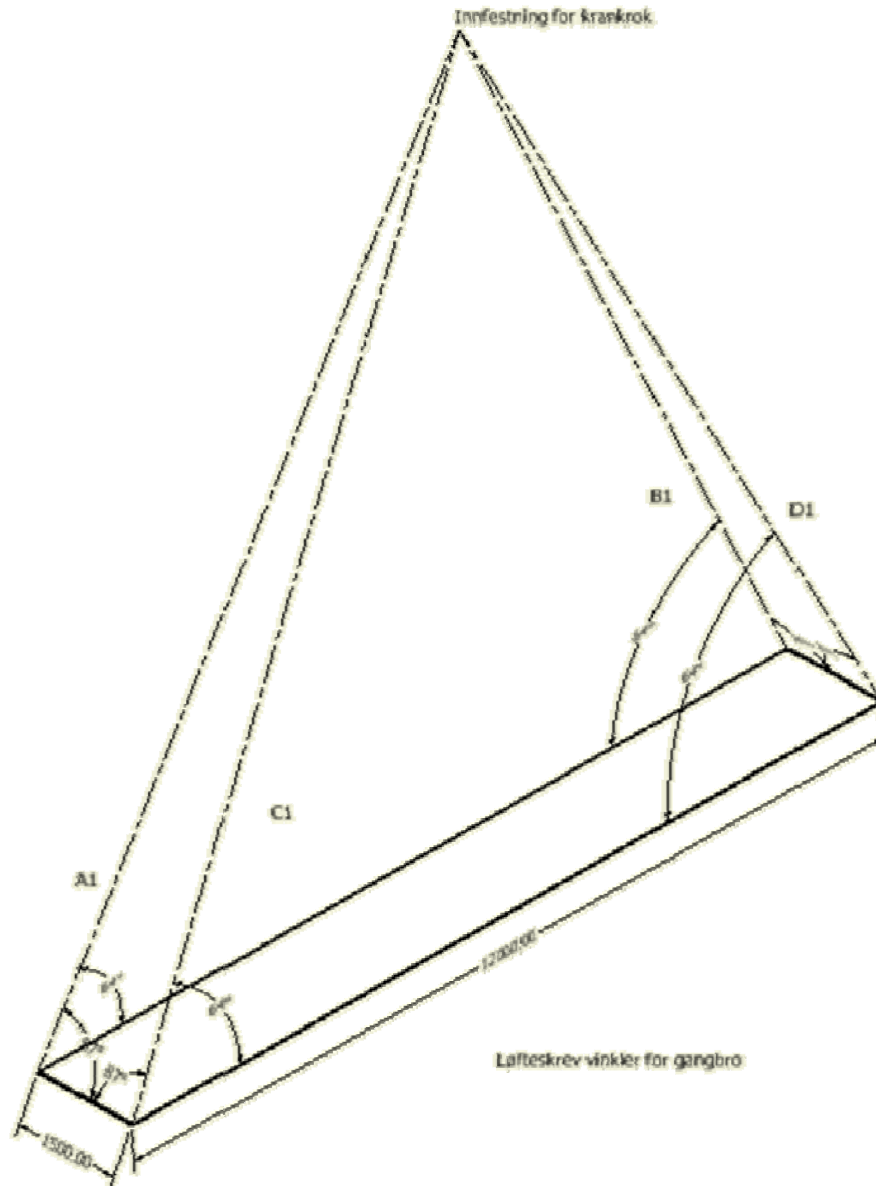
Gangdel

Stålwire A1: 13430 mm med vinkel 63,74°, 86,85°

Stålwire B1: 13430 mm med vinkel 63,74°, 86,85°

Stålwire C1: 13430 mm med vinkel 63,74°, 86,81°

Stålwire D1: 13430 mm med vinkel 63,74°, 86,81°



Figur 6-6 Vinkler på løfteskrev gangdel

Den største dynamiske belastningen på stålwirene skal oppfylle:

$$F_{sling} \leq \frac{MBL_{sling}}{\gamma_{sf}} \quad (17)$$

Bruker den vertikale belastningen i vert løftepunkt sammen med de partielle faktorene for å finne den største dynamiske belastningen på stålwirene.

$$F_{sling} = SKL_{st} \cdot \frac{F_y}{\sin \alpha} \quad (18)$$

Her er α vinkelen mellom stålwire og overflaten på gangbro.

Kabeldel

$$F_{sling} = 1,25 \cdot \frac{57,5 \text{ kN}}{\sin(50,56^\circ)} = 93,1 \text{ kN}$$

$$MBL_{sling} \geq \gamma_{sf} \cdot F_{sling} = 3,34 \cdot 93,1 \text{ kN} = 310,8 \text{ kN}$$

Minste brudd last for stålwire er 310,8 kN eller 31,7 tonn.

Gangdel

$$F_{sling} = 1,25 \cdot \frac{34,25 \text{ kN}}{\sin(63,74^\circ)} = 47,7 \text{ kN}$$

$$MBL_{sling} \geq \gamma_{sf} \cdot F_{sling} = 3,34 \cdot 47,7 \text{ kN} = 159,4 \text{ kN}$$

Minste brudd last for stålwire er 159,4 kN eller 16,3 tonn.

6.4.5 Sjakkkel

Den tillatte lasten/kraften skal ikke være større enn: $SWL \cdot DAF$ eller $MBL / 3,3$

6.4.5.1 Kabeldel

$$SWL_{sjakkkel} \geq \frac{F_{sling}}{1,15} = \frac{93,1 \text{ kN}}{1,15} = 81 \text{ kN}$$

$$SWL_{sjakkkel} \geq \frac{MBL}{3,3} = \frac{310,8 \text{ kN}}{3,3} = 94,2 \text{ kN}$$

SWL til sjakkelen må være større enn 94,2 kN eller 9,6 tonn.

$$SWL = WLL \cdot 0,8 \quad WLL = SWL / 0,8 = 9,6 / 0,8 = 12 \quad 12 \leq 15 \text{ OK}$$

Bruker Green Pin standard sjakkkel med $WLL = 15$ tonn. Se Figur 6-7 for utførelse. Dimensjonen til sjakkelen er:

Diameter bolt: 28 mm

Vidde innside: 47 mm

Lengde innside: 108 mm

6.4.5.2 Gangdel

$$SWL_{sjakkkel} \geq \frac{F_{sling}}{1,15} = \frac{47,7 \text{ kN}}{1,15} = 41,5 \text{ kN}$$

$$SWL_{sjakkkel} \geq \frac{MBL}{3,3} = \frac{159,4 \text{ kN}}{3,3} = 48,3 \text{ kN}$$

SWL til sjakkelen må være større enn 48,3 kN eller 4,9 tonn.

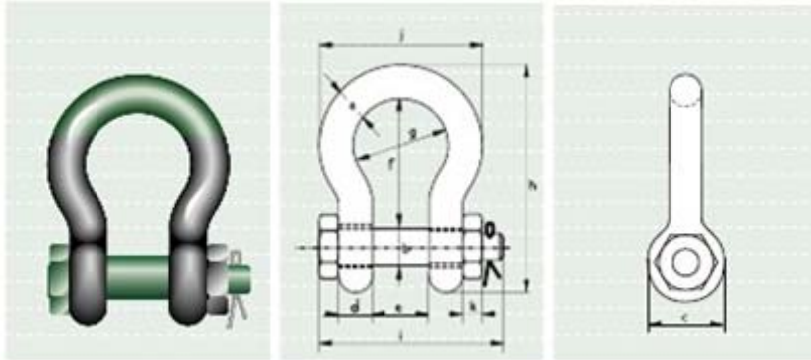
$$SWL = WLL \cdot 0,8 \quad WLL = SWL / 0,8 = 4,9 / 0,8 = 6,2 \quad 6,2 \leq 15 \text{ OK}$$

Bruker Green Pin standard sjakkell med $WLL = 15$ tonn. Dimensjonen til sjakkelen er:

Diameter bolt: 28 mm

Vidde innside: 47 mm

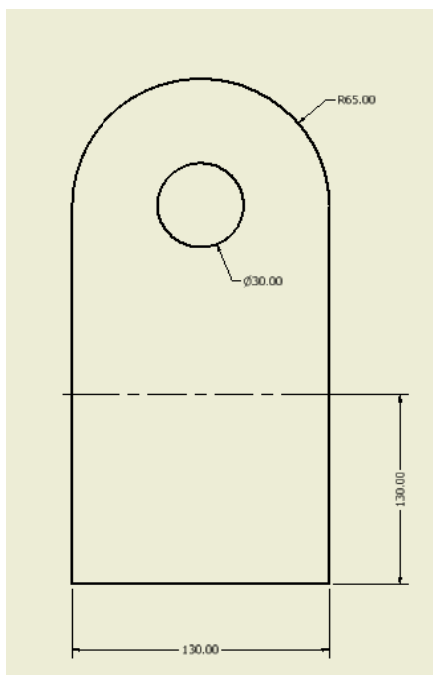
Lengde innside: 108 mm



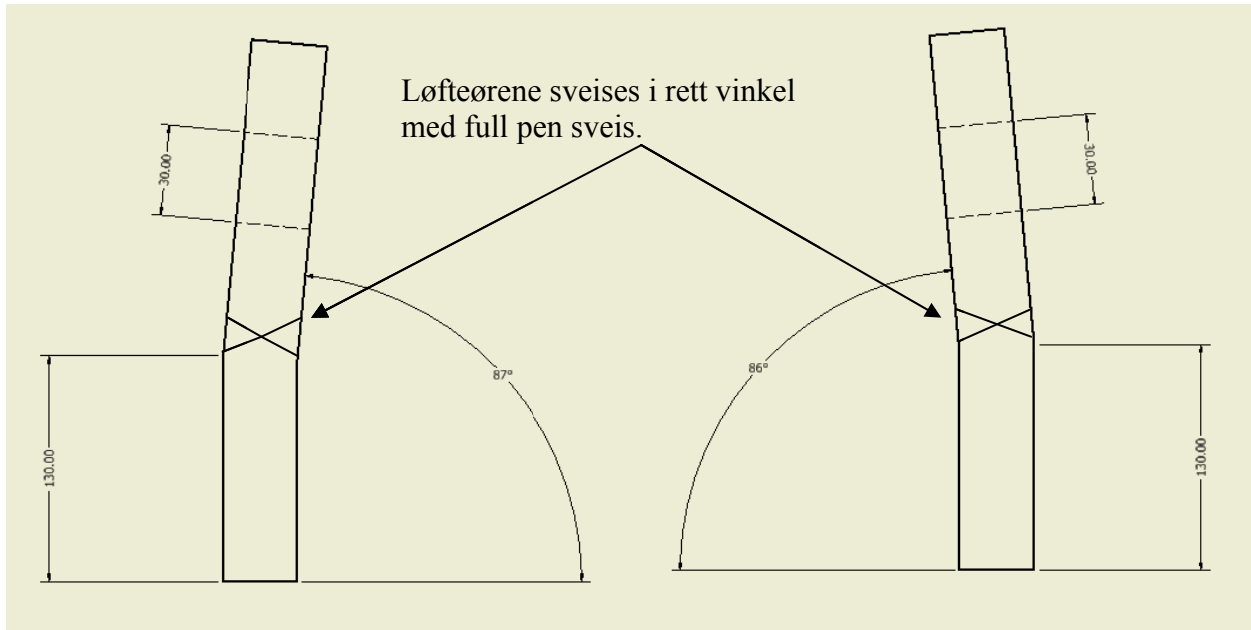
Figur 6-7 Green Pin Super Shackles fra Van Beest

6.4.6 Løfte arrangement

Løfteørene blir knekket/sveist slik at de får samme vinkel som løftewirene. Se Figur 6-8 og Figur 6-9.



Figur 6-8 Mål løfteøre



Figur 6-9 Vinkler/mål løfteører

Beregnet last for løfteører:

$$F_{\text{lift-lug}} = \gamma_{\text{design}} \cdot F_{\text{sling}} \quad (19)$$

Bruker den største fra kabeldel siden det brukes samme løfteører og sjakler på begge seksjonene.

$$F_{\text{lift-lug}} = 1,7 \cdot 93,1 \text{ kN} = 158,3 \text{ kN}$$

Kraften som løfteøret kan motstå beregnes utifra EN 1993-1-8, regner bare den 40 mm platen som bærende del:

Løfteøre:

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$t = 40 \text{ mm}$$

$$F_y = 355 \text{ MPa}$$

$$e_1 = 65 \text{ mm}$$

$$F_u = 510 \text{ MPa}$$

$$e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad (\text{NS} - \text{EN} 1993 - 1 - 1 : 2005 + 2008 \text{ Bruddgrensetils tan der } 6,1)$$

$$k_1 = \min \left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) \quad k_1 = \left(2.8 \cdot \frac{65}{32} - 1.7 \right) = 3,99 \quad 3,99 > 2,5$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{65}{3 \cdot 32} = 0,68$$

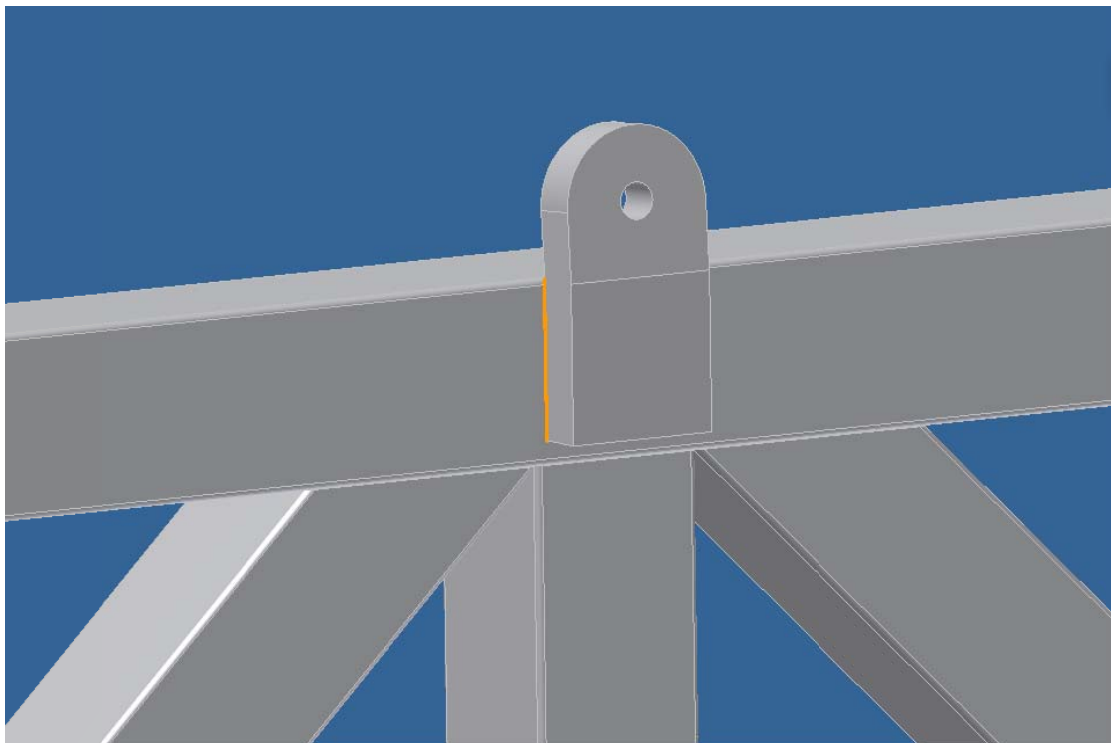
$$\alpha_b = \min(\alpha_d, 1.0), \quad 0,68 < 1,0$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_y \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,68 \cdot 355 \cdot 30 \cdot 40}{1,25} = 579360 \text{ N} = 579,36 \text{ kN}$$

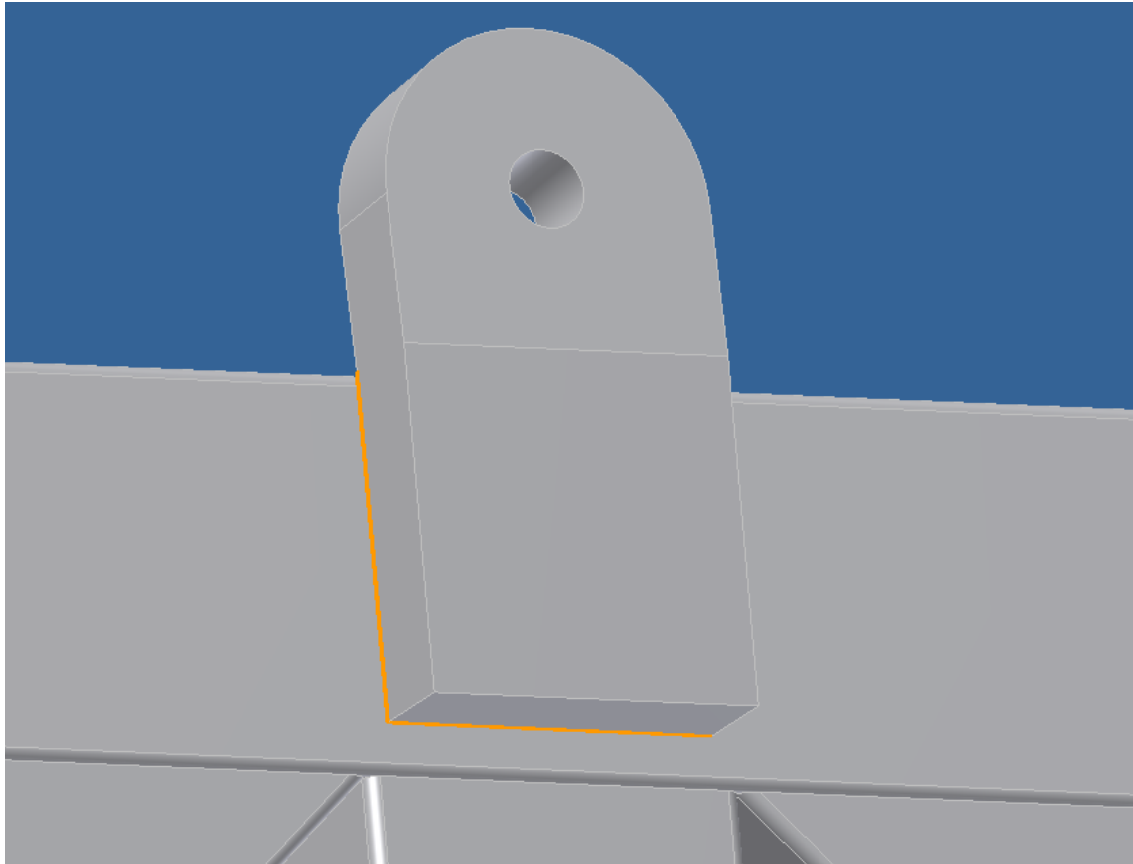
Må kontrollere sveisen på løfteører for å se at denne er tilstrekkelig.

6.4.7 Beregning av sveis på løfteører

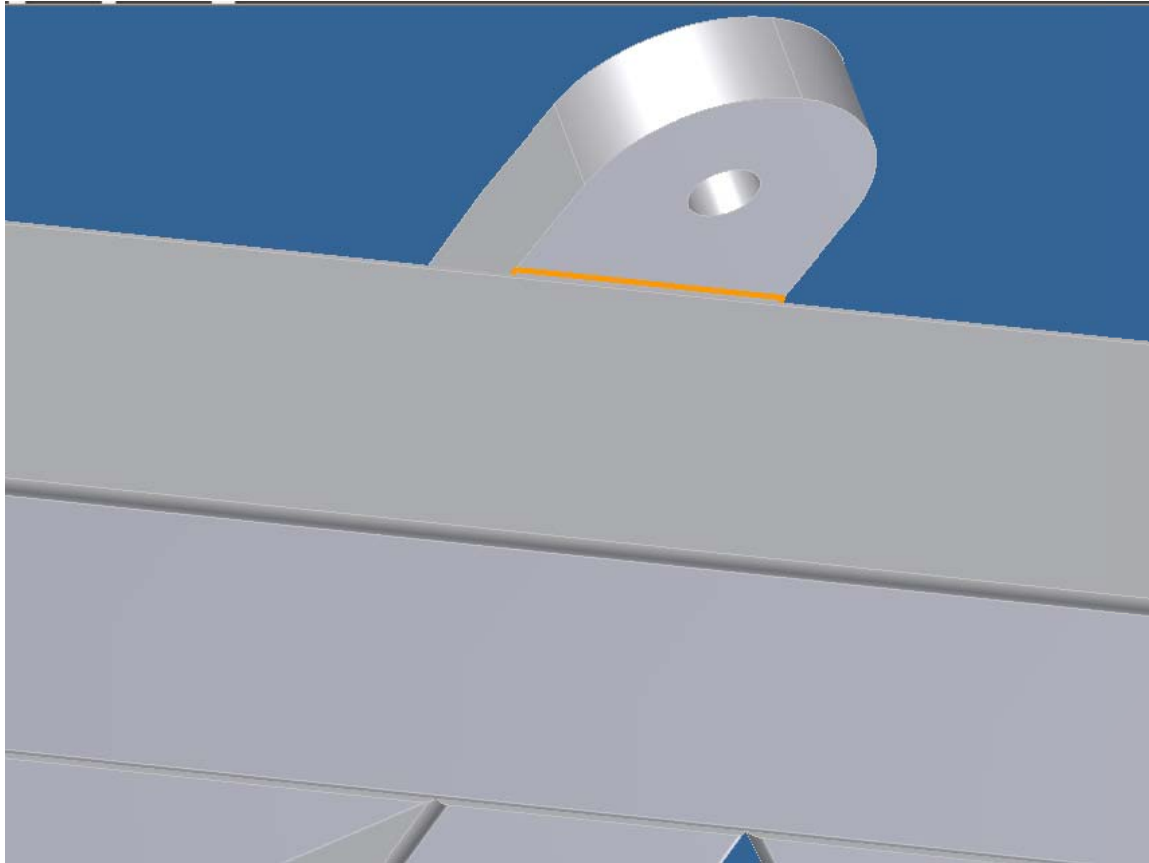
Løfteørene sveises fast til SHS150 med 2 langsgående og 2 tverrgående kilsveiser. Se Figur 6-10, Figur 6-11 og Figur 6-12. Figur 6-12 Tverrgående sveis bakside løfteøre for plassering.



Figur 6-10 Sveist løfteøre



Figur 6-11 Langs og tverrgående sveis på løfteøre



Figur 6-12 Tverrgående sveis bakside løfteøre

Løfteøre: $b = 130 \text{ mm}$ $t = 40 \text{ mm}$

Materialfasthet S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

EC3-Del 1-8:tabell 4.1 $\beta_w = 0,9$

Kilsveisens a-mål $a = 5 \text{ mm}$

Sveiselengdene på tvers og langs er kontrollert etter EC3 – Del1 – 8 : avsnitt 4.5.1

$b_w = b$ $l_w = 130 \text{ mm}$

Sveiselengder ok vist den minste av b_w eller $l_w \geq 6 \cdot a$ og at den minste av b_w eller $l_w \geq 30 \text{ mm}$.

EC3-Del1-8:tabell 2.1 Partialfaktorer $\gamma_{M0} = 1,05$ $\gamma_{M2} = 1,25$.Dimensjonerende strekkraft settes lik løfteørets strekkapasitet som er

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_y \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,68 \cdot 355 \cdot 30 \cdot 40}{1,25} = 579360 \text{ N} = 579,36 \text{ kN}$$

Kapasiteten til sveisene EC3 – Del1 – 8 : avsnitt 4.5.3.2

Kapasitet til en langsgående kilsveis: $\sigma_{\perp} = 0, \tau_{\perp} = 0$

$$\tau_{\square} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} \quad (20)$$

$$\tau_{\square} = \frac{510 \text{ N/mm}^2}{0,9 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 261,73 \text{ N/mm}^2$$

Kapasitet til en tverrgående kilsveis: $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} \quad \tau_{\square} = 0$

$$\sigma_{\perp} = \min \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}, \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right) \quad (21)$$

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{510}{0,9 \cdot 1,25} = 226,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{0,9 \cdot 510}{1,25} = 367,2 \text{ N/mm}^2$$

$$226,67 \text{ N/mm}^2 < 367,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 226,67 \text{ N/mm}^2$$

På grunn av vinkelen til sveisen i forhold til kraftretningen må det regnes ut σ_{α} for tverrgående krefter. For kilsveis med langsgående krefter er dette unødvendig. Se Figur 6-14 og Figur 6-13.



$$\sigma_{\alpha} = \sigma_{\perp} \cdot \cos \alpha + \tau_{\perp} \cdot \sin \alpha \quad (22)$$

$$\alpha = 45^{\circ} \quad \sigma_{\alpha} = 226,67 \cdot \cos 45^{\circ} + 226,67 \cdot \sin 45^{\circ} = 320,56 \text{ N/mm}^2$$

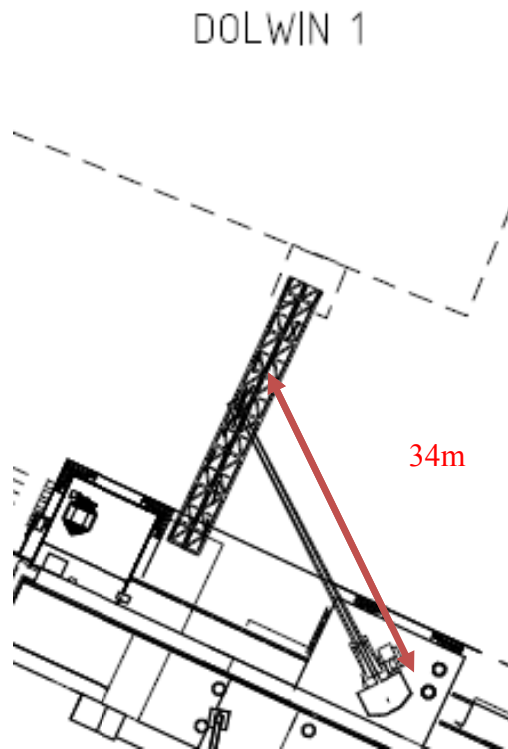
Sveisenes samlede kapasitet for to langsgående og to tverrgående kilsveis:

$$N_{w.Rd} = 2 \cdot a \left(l_w \cdot \tau_{\square} + b_w \cdot \sigma_{\alpha} \right) \quad (23)$$

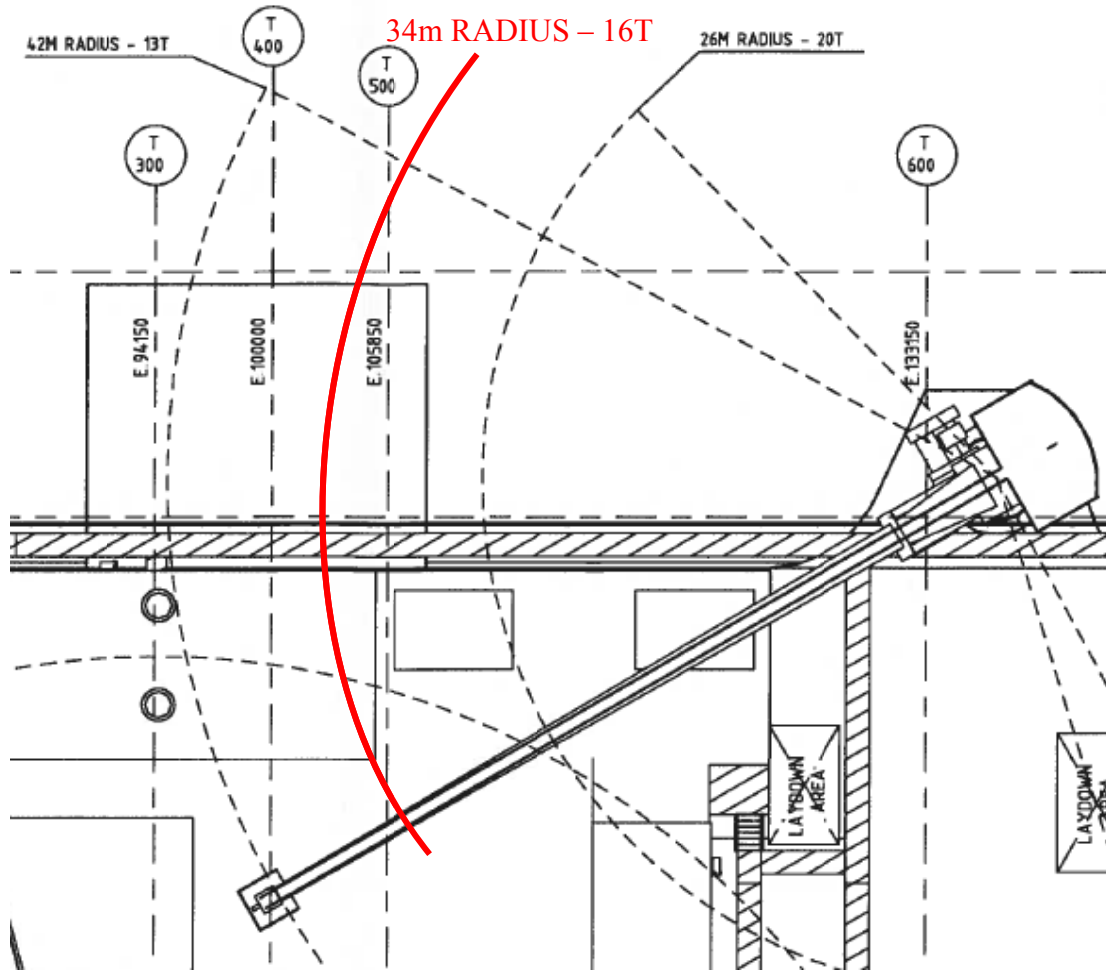
$$N_{w.Rd} = 2 \cdot 5 \text{ mm} \left(130 \text{ mm} \cdot 261,73 \text{ N/mm}^2 + 130 \text{ mm} \cdot 320,56 \text{ N/mm}^2 \right) = 757 \text{ kN}$$

6.4.8 Krankapasitet

Krankapasiteten for kranen som skal foreta innløft av gangbro mellom Dolwin 1 og Dolwin 3 er satt til 16 tonn. Dette er på et utlegg på 34 m. Dette er beregnet utfra plassering av kran i forhold til plassering av gangbro. Bruker tegning: Dolwin 3 Platform Bridge Installation Sketch for å bestemme avstanden mellom kransøyle og CoG på gangbro når den er i rett posisjon for montering, se Figur 6-15. Ved å bruke samme kran som på Dolwin 2 oppnås kapasiteten 16 tonn på 34 m. Bruker krandekningskart/kapasitetskart (Vedlegg 10), se også Figur 6-16.



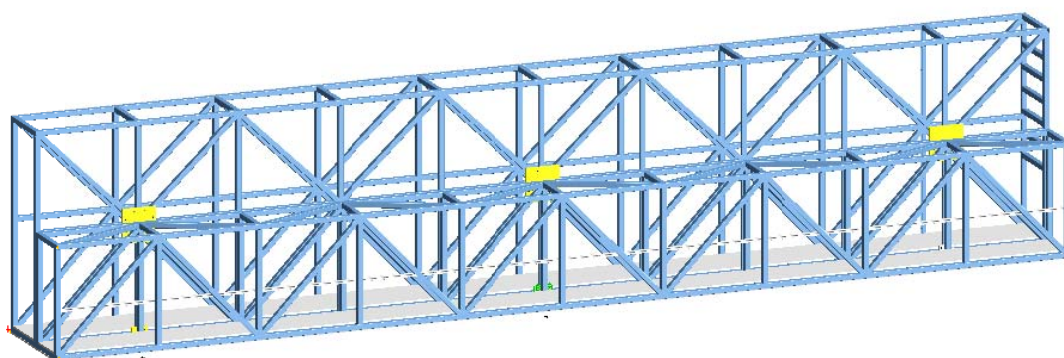
Figur 6-15 Utlegg for kran ved montering av gangbro



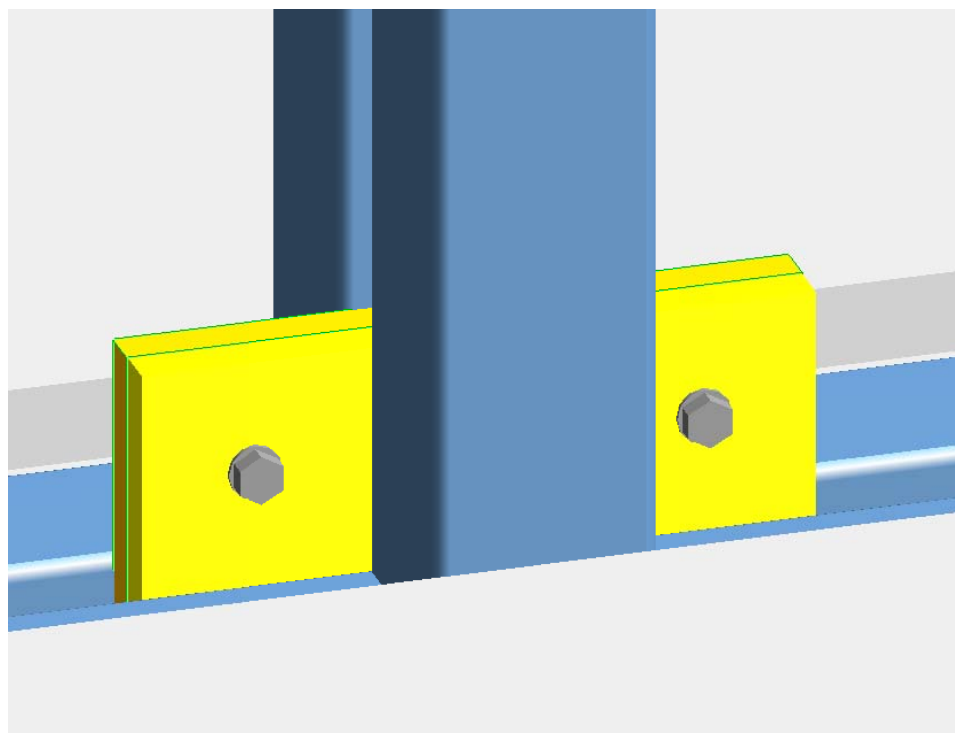
Figur 6-16 Kranednings/kapasitets kart

7 Flens forbindelser mellom gangdel og kabeldel

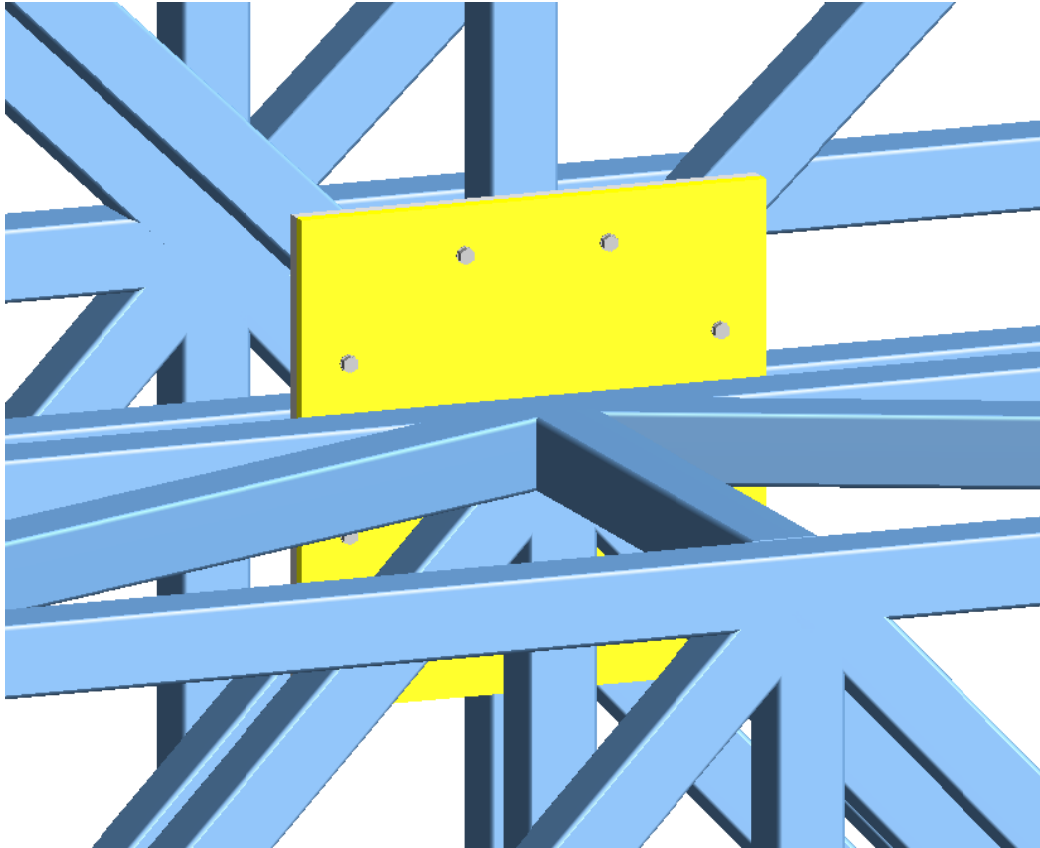
Strukturen til gangdel og kabeldel blir festet til hverandre med flens forbindelse. Forbindelsen består av 6 flenser, 3 i overgurten og 3 i undergurten på gangdel. På kabeldelen er det plassert 3 i undergurten og 3 oppe på siden plassert i samme posisjon som på gangdelen. Se Figur 7-1 til Figur 7-4 for plassering av flensene. Disse flensene skal ta opp/overføre krefter mellom strukturen til de to delene. Pga stor høydeforskjell mellom gangdel og kabeldel blir det montert større flenser oppe siden flensene oppe må overføre større krefter enn flensene nede.



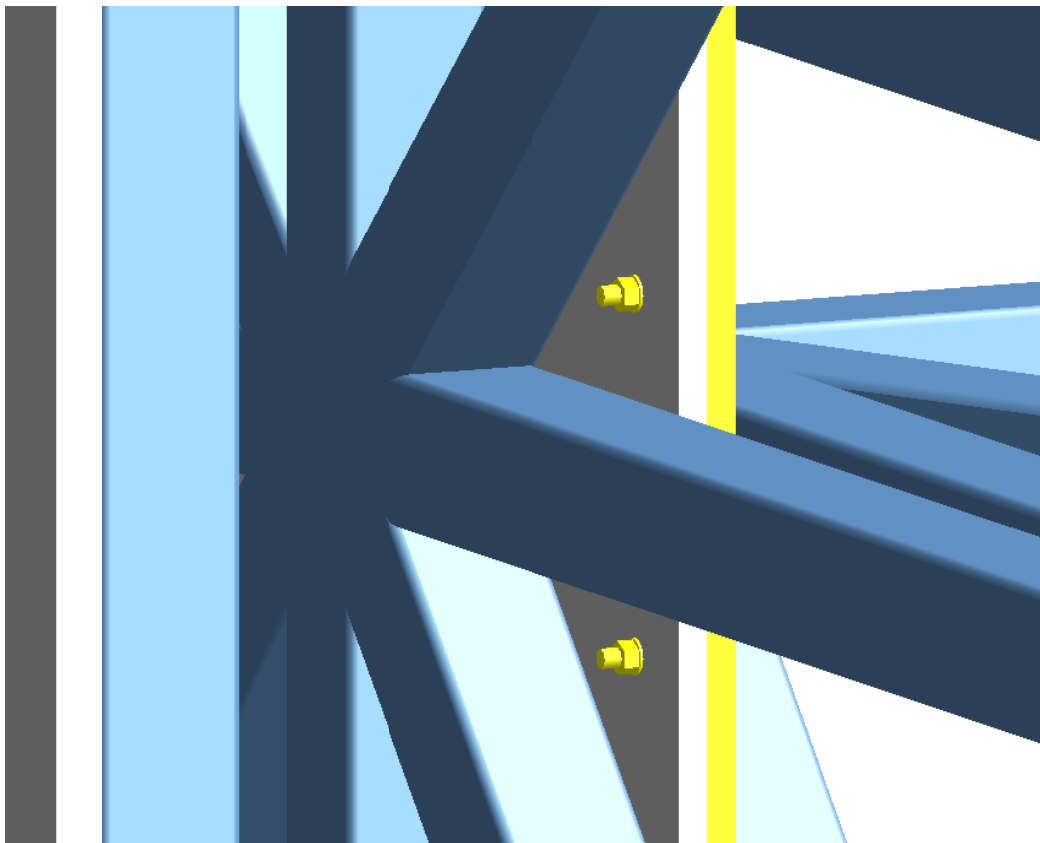
Figur 7-1 Sammensatt struktur med flens forbindelse.



Figur 7-2 Flens forbindelse nede ved undergurt.



Figur 7-3 Flens forbindelse oppe ved overgurten.



Figur 7-4 Flens forbindelse oppe sett fra annen posisjon.

8 Konklusjon

Slik konstruksjonen er nå, holder den ikke for alle sjekkpunkter. Konklusjonen baserer seg på resultat av analysene (se kapittel 4 til 6). Det som ikke holder er knutepunktene (kapittel 5), og det fins indikasjoner på at vekten blir for høy (kapittel 8.2.2 og 8.3.2), sett i forhold til kapasitet til brolanding og krane.

Alle delkonklusjoner basert på analyse og resultater følger.

8.1 Vurderinger av materialvalg

I oppgaven skal både stål og aluminium vurderes som material til strukturen. Når man sammenligner begge alternativene er det i hovedsak vekten på broen ved innløft som blir begrensningen i denne oppgaven. Det er en begrensning på 16.000 kg løftekapasitet på kranen ved den radiusen som må til for å heise broen på plass.

Det som gjør at aluminium blir tatt med i vurderingen, er at den veier ca. 1/3 av det stål gjør. Ved å benytte aluminium kan en redusere vekten av broen tilstrekkelig til at den kan løftes på plass med kranen på plattformen. Det en må passe på hvis en velger aluminium som material, er at en må konstruere broen slik at sammenstillingene av staver og gurter ikke svekker aluminiumen for mye. Selv om aluminiumen har et lavere smeltepunkt enn stål, så leder den varme bedre, slik at det må tilføres mer varme for å sveise aluminium. Dette gir i sin tur et større varmepåvirket område av metallet, noe som gjør at en kan spare ca 40 % av vekten i forhold til stål. Det er gurtene i midten av broen som blir utsatt for de største kreftene. For å utnytte profilen best mulig, må en prøve å få sveisen lengst mulig ut til sidene.

Hvis en greier å gjøre broen lettere ved å bruke aluminium får en mindre belastning på plattformens dekk, som da kan brukes til annet utstyr. I tillegg slipper en å behandle og vedlikeholde broen med tanke på korrosjon, noe som gir en miljøgevinst.

Det er ønskelig både sett fra et økonomisk og HMS- perspektiv at mesteparten av golvplater og veggplater blir montert onshore for å spare mest mulig timer offshore.

Når en skal vurdere videre arbeid så vil det være naturlig å modellere broen i aluminium og kjøre en sjekk i STAAD.Pro for å se hvordan en kommer ut med dimensjoner og vekt. Det er mest sannsynlig at vekten blir redusert selv om en må gå opp i dimensjon på bjelketverrsnittet på staver og gurter. Dette vil sannsynligvis føre til at vekten blir tilstrekkelig redusert slik at broen kan løftes inn med kranen på plattformen. En annen løsning for å prøve å komme ned i vekt på konstruksjonen er å benytte et stål med høyere flytgrense, f.eks S420. En konklusjon av hva som evt. er best av disse to kan en ikke si før en har gjort ny analyse på dem begge.

8.2 STAAD.Pro, struktur montert

Tar utgangspunkt i analyseresultatene i kapittel 4 og 5, og drøfter og konkluderer hvert tilfelle.

8.2.1 ULS a og b

Alle bjelkene er innenfor sin maksimale kapasitetsutnyttelse og strukturen godkjennes. Høyeste kapasitetsutnyttelse er ifølge Tabell 4-1 $0,706 \leq 1,0$.

8.2.2 Nodereaksjoner

Nodereaksjonene summeres i Y-retning for å sjekke om kapasiteten til plattformdekket ved brolandingene holder mål ved belastningene. Tillatt kapasitet brolanding fra Vedlegg 3 .

Tillatt kapasitet pr side:	50 tonn
-----------------------------------	----------------

Support ved X = 0 m					
L/C / Nodenr	1	10	258	274	Sum F _y
10 ULS A "Z"	80 kN	141 kN	120 kN	67 kN	408 kN
11 ULS A "-Z"	100 kN	147 kN	-19 kN	71 kN	299 kN
12 ULS B "Z"	17 kN	109 kN	130 kN	57 kN	314 kN
13 ULS B "-Z"	33 kN	114 kN	23 kN	60 kN	230 kN
				Max	408 kN
				eller	42 tonn Kapasitet ok

Support ved X = 30 m					
L/C / Nodenr	12	57	275	276	Sum F _y
10 ULS A "Z"	383 kN	-75 kN	51 kN	125 kN	485 kN
11 ULS A "-Z"	83 kN	296 kN	47 kN	-52 kN	375 kN
12 ULS B "Z"	461 kN	-283 kN	46 kN	149 kN	373 kN
13 ULS B "-Z"	230 kN	3 kN	43 kN	12 kN	288 kN
				Max	485 kN
				eller	49 tonn Kapasitet ok

Tabell 8-1 Nodereaksjoner ved last

Som tabellen viser (data hentet fra STAAD.Pro), er maks kapasitetsutnyttelse farlig nær grensen for hva plattformdekket tåler. Fra dette vil det derfor være naturlig å vurdere andre løsninger, f.eks. i forhold til materialvalg, i det minste inntil man vet mer om plattformdekket og eventuelle sikkerhetsmarginer.

8.2.3 Utbøyninger

Kravet er hentet fra DNV-OS-C101, som i Section 8, Table A1 gir maksimal utbøyning i henhold til SLS:

$$\delta_2 = \frac{L}{300}$$

$$L = 30,15 \text{ m} = 30150 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \delta_2 = \frac{30150 \text{ mm}}{300} = 100,5 \text{ mm}$$

L : lengden på gangbroa.

Ifølge Tabell 4-4 Node Displacements Summary er største nodeforflytning 64 mm.

64 mm ≤ 100,5 mm, så denne er godkjent.

8.2.4 Aksialkrefter, bøyingsknekking

Har tverrsnittsklasse 1. For å sjekke knekkapasitet i staven ved sentrisk trykk må det regnes ut $N_{b,Rd}$.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (24)$$

$N_{b,Rd}$: dimensjonerende knekkapasitet i stav med sentrisk trykk.

χ : reduksjonsfaktor for relevant knekkform.

γ : 1,05.

L : 3300 mm

i : treghetsradien om den relevante tverrsnittsaksen. 55,7 mm (Vedlegg 8).

A : 6710 mm² (Vedlegg 8).

For å lese av reduksjonsfaktoren χ må det først regnes ut relativ slankhet λ .

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} \quad (25)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (26)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814 \quad L_{cr} = 0,7 \cdot L \quad L_{cr} = 0,7 \cdot 3300 \text{ mm} \quad L_{cr} = 2310 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{2310 \text{ mm}}{55,7 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 0,814} = 0,54$$

Leser av χ i figur 6.4- knekkurver i NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008. Bruker knekkurve a pga S 355 og at materialet er varmvalset. χ leses av til 0,93.

$$N_{b,Rd} = \frac{0,93 \cdot 6710 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 2172 \text{ kN}$$

Må sjekke at den dimensjonerende trykkraften ikke er større enn den dimensjonerende knekkapasiteten til staven.

$N_{Ed} = 2500 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 24,525 \text{ kN}$. Ser i STAAD analysen at den samme staven er belastet med 26,3 kN, det kan regnes som tilnærmet likt.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (27)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{24,525 \text{ kN}}{2172 \text{ kN}} = 0,01 \quad 0,01 \leq 1,0 \quad \text{ok}$$

8.2.5 Bøyemomenter

Ser på kapasiteten til bjelke 298 i node 12, som ifølge STAAD.Pro har det største momentet på 52 kN m om lokal Y-akse (Tabell 4-8).

W_{pl} : plastisk motstandsmoment, (Vedlegg 8 , SHS150x12,5)

$M_{c,Rd}$: dimensjonerende bøyemoment

$M_{pl,Rd}$: plastisk bøyemoment

f_y : flytegrense

Formel 6.13 fra EC3 (1-1) for bøyemoment

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{342 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 116 \text{ kN m} \quad (28)$$

Det fins et lite bøyemoment om lokal Z-akse som neglisjeres. Sammenligner kapasitet med moment målt i STAAD.Pro i henhold til EC3 (1-1) formel 6.12 :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \text{ gir } \frac{52 \text{ kN m}}{116 \text{ kN m}} = 0,45 \leq 1,0 \quad \Rightarrow \text{ ok}$$

Da er strukturen godkjent for bøyemoment.

8.2.6 Skjærkrefter

For å finne kapasiteten kan det tas utgangspunkt i kjent formel:

$$\sigma_{fy} = \frac{F_{skjær}}{A_{tverrsnitt}} \quad \rightarrow \quad F_{skjær} = \sigma_{fy} \cdot A_{tverrsnitt}$$

$$\sigma_{fy} = f_{y,S355} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Har 3 bjelketyper:

$$1. \quad A_{140 \times 5} = 2670 \text{ mm}^2: \\ F_{skjær,A1} = 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 2670 \text{ mm}^2 = 948 \text{ kN}$$

$$2. \quad A_{150 \times 5} = 2870 \text{ mm}^2: \\ F_{skjær} = 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 2870 \text{ mm}^2 = 1019 \text{ kN}$$

$$3. \quad A_{150 \times 12,5} = 6710 \text{ mm}^2: \\ F_{skjær} = 355 \text{ N/mm}^2 \cdot 6710 \text{ mm}^2 = 2382 \text{ kN}$$

Siden skjærkreftene tatt fra STAAD.Pro, (kapittel 0) er såpass små i forhold til kapasitet, er konklusjonen at skjærkreftene ikke er dimensjonerende, og strukturen kan godkjennes.

8.2.7 Egenfrekvens

I og med at den ene plattformen i skrivende stund ikke er påbegynt, kan konklusjoner for egenfrekvens først slutes når data og beregninger er klare.

8.3 Innløft

Skal her sammenligne resultatene fra kapittel 4.8 med tillatt kapasitet etter EC3.

8.3.1 Løft av gangdel

Kravet til utnyttelse av kapasitet er 1,0 i henhold til EC3. Her ble resultatet 0,042. Siden er $0,042 \leq 1,0$ denne godkjent.

8.3.2 Løft av kabeldel

Samme krav til utnyttelse som i kapittel 8.3.1. Her gjelder at $0,06 \leq 1,0$ som også er godkjent.

8.4 Løfteutstyr

8.4.1 Stålwire / slings

I kapittel 6.4 ble det sjekket hva slags krefter som virker på wirene, og hvor mye de måtte tåle. Massen av kabeldelen bli dimensjonerende, slik at

$$MBL_{sling} \geq \gamma_{sf} \cdot F_{sling}, 41 \text{ tonn} \geq 31,7 \text{ tonn} \quad \Rightarrow \text{ok}$$

Sjakler er også valgt og dimensjonert for det tyngste løftet.

8.4.2 Sveis løfteører

Fra kapittel 6.4.6: Løfteørens kapasitet er

$$\frac{F_{lft.lug}}{F_{b.Rd}} = \frac{158,3}{579,36} = 0,3 \leq 1,0 \quad \Rightarrow \text{ok}$$

fra kapittel 6.4.7: Ser at den samlede sveisens strekkapasitet er høyere enn løfteørets strekkapasitet $757 \text{ kN} > 579,36 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{ok}$

8.5 Fra resultatet av knutepunktsanalysene

Resultatet var $2,32 > 1,0$, så her ser man at knutepunktet ikke holder, og man må vurdere om man skal prøve å forsterke knutepunktet eller å bytte ut gurten for å få knutepunktet til å holde. Her bør man gjøre mer vurderinger. Et lite eksperiment viste at knutepunktet holder dersom også undergurten endres til SHS 150x12,5, men så må jo neste knutepunkt på listen sjekkes på lignende måte. En vurdering er at man kan risikere å måtte gjøre tilsvarende for en hel del knutepunkter slik at vekten på strukturen vil stige raskt, og at det istedet bør fokuseres på å endre material til S420-stål eller aluminium.

8.6 Krankapasitet

Det er ikke oppgitt kapasitet og nøyaktige mål for kranen, se Vedlegg 7. Utfra oppgitt målestokk på tegningen i vedlegget er det beregnet mål og avstander i kapittel 6.4.8. Konklusjonen blir derfor at faktisk kapasitet, mål og avstander må sjekkes og eventuelt framskaffes før endelige beregninger settes igang.

Referanser

Regelverk, etter oppgavetekst

- i. **DNV-OS-C101**
“Design of Offshore Steel Structures”, October 2008
- ii. **DNV-RP-C205**
“Environmental conditions and environmental loads”, April 2007
- iii. **EUROCODE**
NS-EN 1993-1-1
NS-EN 1993-1-8

Andre regelverk og referanser benyttet

- i. **Norsok N-004**
- ii. **STAAD.Pro hjelpefil**
Innebygget i STAAD.Pro

Link til oppgavehefte

STAAD.Pro oppgavehefte fra EDR [funnet](#) her:
<http://www.iu.hio.no/~pererikt/Konstr/Konstr-design-II/staadpro/SP-01%20Oppgaver-2.pdf>

Vedlegg

Vedlegg 1 STAAD.Pro input fil

```
1 STAAD SPACE
2 START JOB INFORMATION
3 ENGINEER DATE 27-Jan-12
4 JOB NAME Walkway with cable support
5 JOB CLIENT Aibel
6 JOB NO 1
7 JOB PART structure
8 END JOB INFORMATION
9 INPUT WIDTH 79
10 UNIT METER KN
11 JOINT COORDINATES
12 1 0 0 0; 10 0 0 1.675; 12 30 0 1.675; 24 15 3.15 1.675;
13 48 3 3.15 0; 49 6 0 0; 50 9 3.15 0;
14 51 12 0 0; 52 15 3.15 0; 53 18 0 0;
15 54 21 3.15 0; 55 24 0 0; 56 27 3.15 0;
16 57 30 0 0; 60 3 3.15 1.675; 61 9 3.15 1.675; 62 21 3.15 1.675;
17 63 27 3.15 1.675; 64 6 0 1.675; 65 12 0 1.675; 66 18 0 1.675; 67 24 0 1.675;
18 68 6 6.005 1.675; 69 12 6.005 1.675; 70 18 6.005 1.675; 71 24 6.005 1.675;
19 72 6 6.005 0; 73 12 6.005 0; 74 18 6.005 0;
20 75 24 6.005 0; 80 24 3.15 1.675; 81 18 3.15 1.675; 82 12 3.15 1.675;
21 83 6 3.15 1.675; 84 6 3.15 0; 85 12 3.15 0;
22 86 18 3.15 0; 87 24 3.15 0; 93 3 0 1.675; 94 9 0 1.675;
23 95 15 0 1.675; 96 21 0 1.675; 97 27 0 1.675; 98 3 0 0;
24 99 9 0 0; 100 15 0 0; 101 21 0 0;
25 102 27 0 0; 110 9 6.005 1.675; 111 15 6.005 1.675;
26 112 21 6.005 1.675; 113 9 6.005 0; 114 15 6.005 0;
27 115 21 6.005 0; 126 0 3.15 0; 127 0 3.15 1.675;
28 129 0 6.005 0; 130 0 6.005 1.675; 132 3 6.005 0;
29 133 3 6.005 1.675; 134 30 3.15 0; 135 30 3.15 1.675;
30 137 30 6.005 0; 138 30 6.005 1.675; 139 27 6.005 0;
31 140 27 6.005 1.675; 147 28.5 0 1.675; 148 22.5 0 1.675; 149 16.5 0 1.675;
32 150 10.5 0 1.675; 151 4.5 0 1.675; 157 1.5 0 1.675; 158 7.5 0 1.675;
33 159 13.5 0 1.675; 160 19.5 0 1.675; 161 25.5 0 1.675;
34 172 30 2.055 0; 173 30 2.055 1.675; 174 30 2.678 0;
35 175 30 2.678 1.675; 176 30 3.321 0; 177 30 3.321 1.675;
36 178 30 3.954 0; 179 30 3.954 1.675; 180 30 4.587 0;
37 181 30 4.587 1.675; 182 30 5.22 0; 183 30 5.22 1.675; 258 0 0 3.275;
38 259 1.5 0 3.275; 260 6 0 3.275; 261 7.5 0 3.275; 262 12 0 3.275;
39 263 13.5 0 3.275; 264 18 0 3.275; 265 19.5 0 3.275; 266 24 0 3.275;
40 267 25.5 0 3.275; 268 6 3.15 3.275; 269 9 3.15 3.275; 270 12 3.15 3.275;
41 271 15 3.15 3.275; 272 18 3.15 3.275; 273 21 3.15 3.275; 274 0 0 1.925;
42 275 30 0 1.925; 276 30 0 3.275; 277 3 3.15 3.275; 278 27 3.15 3.275;
43 279 24 3.15 3.275; 280 3 3.15 1.925; 281 27 3.15 1.925; 282 6 0 1.925;
44 283 12 0 1.925; 284 18 0 1.925; 285 24 0 1.925; 286 9 3.15 1.925;
45 287 15 3.15 1.925; 288 21 3.15 1.925; 289 3 0 3.275; 290 4.5 0 3.275;
46 291 9 0 3.275; 292 10.5 0 3.275; 293 15 0 3.275; 294 16.5 0 3.275;
47 295 21 0 3.275; 296 22.5 0 3.275; 297 27 0 3.275; 298 28.5 0 3.275;
48 299 3 0 1.925; 300 9 0 1.925; 301 15 0 1.925; 302 21 0 1.925; 303 27 0 1.925;
```

49 304 6 3.15 1.925; 305 12 3.15 1.925; 306 18 3.15 1.925; 307 24 3.15 1.925;
 50 308 0 3.15 3.275; 309 0 3.15 1.925; 310 30 3.15 3.275; 311 30 3.15 1.925;
 51 312 1.5 0 1.925; 313 1.5 0 2.6; 314 4.5 0 2.6; 315 7.5 0 2.6; 316 10.5 0 2.6;
 52 317 13.5 0 2.6; 318 16.5 0 2.6; 319 19.5 0 2.6; 320 22.5 0 2.6; 321 25.5 0 2.6;
 53 322 28.5 0 2.6; 323 4.5 0 1.925; 324 7.5 0 1.925; 325 10.5 0 1.925;
 54 326 13.5 0 1.925; 327 16.5 0 1.925; 328 19.5 0 1.925; 329 22.5 0 1.925;
 55 330 25.5 0 1.925; 331 28.5 0 1.925; 347 1.5 0 0;
 56 348 7.5 0 0; 349 13.5 0 0; 350 19.5 0 0;
 57 351 25.5 0 0; 352 4.5 0 0; 353 10.5 0 0;
 58 354 16.5 0 0; 355 22.5 0 0; 356 28.5 0 0;
 59 357 4.5 0 0.8375; 358 1.5 0 0.8375; 359 10.5 0 0.8375; 360 7.5 0 0.8375;
 60 361 16.5 0 0.8375; 362 13.5 0 0.8375; 363 22.5 0 0.8375; 364 19.5 0 0.8375;
 61 365 28.5 0 0.8375; 366 25.5 0 0.8375;
 62 MEMBER INCIDENCES
 63 1 274 258; 2 274 309; 3 258 308; 4 308 309; 5 258 313; 6 258 259; 7 12 147;
 64 8 67 148; 9 66 149; 10 65 150; 11 64 151; 12 1 347; 13 49 348; 14 51 349;
 65 15 53 350; 16 55 351; 17 312 313; 18 313 259; 19 274 280; 20 258 277;
 66 21 280 309; 22 308 280; 23 80 62; 24 81 24; 25 82 61; 26 277 308; 27 299 312;
 67 28 84 50; 29 85 52; 30 86 54; 31 313 299; 32 259 289; 33 71 112; 34 70 111;
 68 35 69 110; 36 289 299; 37 299 280; 38 72 113; 39 73 114; 40 74 115; 41 289 277;
 69 42 280 277; 43 314 299; 44 289 290; 45 314 323; 46 290 314; 47 280 282;
 70 48 260 277; 49 280 304; 50 280 268; 51 277 268; 52 282 323; 53 260 314;
 71 54 290 260; 55 1 10; 56 260 282; 57 282 304; 58 260 268; 59 304 268; 60 57 12;
 72 61 260 315; 62 260 261; 63 315 324; 64 261 315; 65 282 286; 66 260 269;
 73 67 268 286; 68 268 269; 69 300 324; 70 315 300; 71 261 291; 72 10 60; 73 60 64;
 74 74 64 61; 75 61 65; 76 65 24; 77 24 66; 78 66 62; 79 62 67; 80 67 63; 81 12 63;
 75 82 1 48; 83 48 49; 84 49 50; 85 50 51; 86 51 52; 87 52 53; 88 53 54; 89 54 55;
 76 90 55 56; 91 56 57; 92 291 300; 93 300 286; 94 50 72; 95 50 73; 96 52 73;
 77 97 52 74; 98 54 74; 99 54 75; 100 56 75; 101 291 269; 102 269 286; 103 316 300;
 78 104 61 68; 105 61 69; 106 24 69; 107 24 70; 108 62 70; 109 62 71; 110 63 71;
 79 111 291 292; 112 48 84; 113 60 83; 114 87 56; 115 80 63; 116 316 325;
 80 117 292 316; 118 72 68; 119 286 283; 120 262 269; 121 75 71; 122 305 286;
 81 123 73 69; 124 74 70; 125 286 270; 126 269 270; 127 64 49; 128 65 51;
 82 129 283 325; 130 262 316; 131 66 53; 132 292 262; 133 67 55; 134 262 283;
 83 135 283 305; 136 262 270; 137 305 270; 138 262 317; 139 262 263; 140 317 326;
 84 141 263 317; 142 283 287; 143 262 271; 144 270 287; 145 270 271; 146 93 157;
 85 147 94 158; 148 95 159; 149 96 160; 150 97 161; 151 98 352; 152 99 353;
 86 153 100 354; 154 101 355; 155 102 356; 156 301 326; 157 93 357; 158 1 358;
 87 159 317 301; 160 263 293; 161 94 359; 162 49 360; 163 293 301; 164 301 287;
 88 165 95 361; 166 51 362; 167 293 271; 168 271 287; 169 96 363; 170 53 364;
 89 171 318 301; 172 293 294; 173 97 365; 174 55 366; 175 318 327; 176 294 318;
 90 177 287 284; 178 264 271; 179 306 287; 180 287 272; 181 271 272; 182 284 327;
 91 183 264 318; 184 294 264; 185 264 284; 186 284 306; 187 264 272; 188 306 272;
 92 189 264 319; 190 264 265; 191 319 328; 192 265 319; 193 284 288; 194 264 273;
 93 195 62 81; 196 272 288; 197 110 68; 198 111 69; 199 112 70; 200 113 73;
 94 201 114 74; 202 115 75; 203 110 113; 204 111 114; 205 112 115; 206 272 273;
 95 207 302 328; 208 319 302; 209 265 295; 210 295 302; 211 302 288; 212 295 273;
 96 213 273 288; 214 320 302; 215 295 296; 216 93 60; 217 94 61; 218 95 24;
 97 219 96 62; 220 97 63; 221 98 48; 222 99 50; 223 100 52; 224 101 54; 225 102 56;
 98 226 320 329; 227 296 320; 228 288 285; 229 266 273; 230 61 110; 231 24 111;
 99 232 62 112; 233 54 115; 234 52 114; 235 50 113; 236 72 110; 237 110 73;
 100 238 73 111; 239 111 74; 240 74 112; 241 112 75; 242 307 288; 243 288 279;
 101 244 273 279; 245 285 329; 246 266 320; 247 296 266; 248 266 285; 249 285 307;
 102 250 83 68; 251 82 69; 252 81 70; 253 86 74; 254 85 73; 255 84 72; 256 80 71;
 103 257 87 75; 258 266 279; 259 307 279; 260 266 321; 261 266 267; 262 64 83;

104 263 65 82; 264 66 81; 265 67 80; 266 49 84; 267 51 85; 268 53 86; 269 55 87;
 105 270 321 330; 271 267 321; 272 285 281; 273 266 278; 274 307 281; 275 279 281;
 106 276 279 278; 277 321 303; 278 267 297; 279 297 303; 280 303 281; 281 297 278;
 107 282 281 278; 283 322 303; 284 297 298; 285 322 331; 286 298 322; 287 275 281;
 108 288 276 278; 289 281 310; 290 278 310; 291 275 331; 292 276 322; 293 298 276;
 109 294 275 276; 295 275 311; 296 276 310; 297 57 172; 298 12 173; 299 172 174;
 110 300 173 175; 301 310 311; 302 174 134; 303 175 135; 304 134 176; 305 135 177;
 111 306 176 178; 307 177 179; 308 178 180; 309 179 181; 310 180 182; 311 181 183;
 112 312 182 137; 313 183 138; 338 60 68; 341 48 72; 361 93 98; 362 94 99;
 113 363 95 100; 364 96 101; 365 97 102; 366 72 132; 367 132 129; 368 130 129;
 114 369 130 133; 370 133 132; 371 133 68; 372 60 133; 373 48 132; 375 10 127;
 115 376 1 126; 377 126 48; 378 60 127; 382 126 129; 383 127 130; 384 48 129;
 116 385 133 72; 386 133 129; 387 60 130; 388 75 139; 389 139 137; 390 138 137;
 117 391 138 140; 392 140 139; 393 140 71; 394 63 140; 395 56 139; 399 56 134;
 118 400 63 135; 406 56 137; 407 140 75; 408 140 137; 409 63 138; 412 54 87;
 119 413 52 86; 414 50 85; 421 147 97; 422 148 96; 423 149 95; 424 150 94;
 120 425 151 93; 431 157 10; 432 158 64; 433 159 65; 434 160 66; 435 161 67;
 121 506 182 183; 507 180 181; 508 178 179; 509 176 177; 510 174 175; 511 172 173;
 122 512 24 82; 516 61 83; 677 303 330; 690 281 311; 691 331 303; 692 329 302;
 123 693 327 301; 694 325 300; 695 323 299; 696 312 274; 697 324 282; 698 326 283;
 124 699 328 284; 700 330 285; 701 287 305; 702 286 304; 703 288 306; 725 347 98;
 125 726 348 99; 727 349 100; 728 350 101; 729 351 102; 730 352 49; 731 353 51;
 126 732 354 53; 733 355 55; 734 356 57; 735 147 365; 736 161 366; 737 148 363;
 127 738 160 364; 739 149 361; 740 159 362; 741 150 359; 742 158 360; 743 151 357;
 128 744 157 358; 745 357 49; 746 358 93; 747 359 51; 748 360 94; 749 361 53;
 129 750 362 95; 751 363 55; 752 364 96; 753 365 57; 754 366 97; 755 365 356;
 130 756 366 351; 757 363 355; 758 364 350; 759 361 354; 760 362 349; 761 359 353;
 131 762 360 348; 763 357 352; 764 358 347; 765 97 303; 766 63 281; 767 93 299;
 132 768 60 280; 771 301 95; 772 287 24;
 133 *
 134 *Materialdefinisjoner:
 135 *STÅL-DEFINISJON
 136 DEFINE MATERIAL START
 137 ISOTROPIC STEEL
 138 E 2.1e+008
 139 POISSON 0.3
 140 DENSITY 76.8195
 141 ALPHA 1.2e-005
 142 DAMP 0.03
 143 TYPE STEEL
 144 *STRENGTH FY 355000 FU 510000 RY 1.5 RT 1.2
 145 END DEFINE MATERIAL
 146 *
 147 *DEFINERER HVILKEN KATALOG PROFILDATA SKAL HENTES FRA:
 148 MEMBER PROPERTY EUROPEAN
 149 *
 150 *Bjelkestørrelse assignments
 151 *TRYKK/STREKK-STAVER:140X5SHS
 152 1 5 17 TO 20 22 31 36 42 43 45 TO 48 50 53 55 56 59 TO 61 63 TO 67 70 -
 153 72 TO 80 82 TO 92 94 TO 100 102 TO 110 116 117 119 120 125 127 128 130 131 -
 154 133 134 137 138 140 TO 144 157 TO 159 161 TO 163 165 166 168 TO 171 -
 155 173 TO 178 180 183 185 188 189 191 TO 194 196 208 210 213 214 226 TO 229 -
 156 236 TO 241 243 246 248 259 260 270 TO 273 275 277 279 282 283 285 TO 289 -
 157 292 294 301 338 341 361 TO 365 384 TO 387 406 TO 409 735 TO 763 -

158 764 TABLE ST 140X5SHS
 159 *XYZ-BJELKER:150X8SHS
 160 2 TO 4 6 TO 16 21 23 TO 30 32 TO 35 37 TO 41 44 49 51 52 54 57 58 62 68 69 -
 161 71 93 101 111 TO 115 122 126 129 132 135 136 139 145 TO 156 160 164 167 172 -
 162 179 181 182 184 186 187 190 195 197 TO 202 206 207 209 211 212 215 TO 225 -
 163 230 TO 235 242 244 245 247 249 TO 258 261 TO 269 274 276 278 280 281 284 -
 164 290 291 293 295 296 366 367 369 371 TO 373 375 TO 378 382 383 388 389 391 -
 165 393 TO 395 399 400 412 TO 414 421 TO 425 431 TO 435 512 516 677 690 TO 703 -
 166 725 TO 734 TABLE ST 150X5SHS
 167 *FORSTERKEDE BJELKER F.EKS VED KABELSUPPORT
 168 118 121 123 124 203 TO 205 297 TO 300 302 TO 313 368 370 390 392 506 TO 511 -
 169 765 TO 768 771 772 TABLE ST 150X12.5SHS
 170 81 TABLE ST 140x12.5SHS
 171 *
 172 CONSTANTS
 173 *MATERIALVALG
 174 MATERIAL STEEL ALL
 175 *
 176 *OPPLAGRINGER
 177 *-----
 178 SUPPORTS
 179 1 10 258 274 FIXED BUT FX MY MZ
 180 12 57 275 276 FIXED BUT MY MZ
 181 *1 10 258 274 FIXED BUT FX MX MY MZ
 182 *12 57 275 276 FIXED BUT MX MY MZ
 183 *
 184 *LASTTILFELLER
 185 *-----
 186 *
 187 *Lasttilfelle 1 Egenvekt med faktor for vekt av plater
 188 LOAD 1 LOADTYPE None TITLE EGENVEKT
 189 SELFWEIGHT Y -1.317
 190 *
 191 *Lasttilfelle 2 Nyttelast 5 kN/ m2:
 192 *
 193 LOAD 2 LOADTYPE None TITLE BJELKELAST GANGDEL
 194 MEMBER LOAD
 195 1 294 UNI Y -3 0.075 1.275 0.075
 196 17 18 285 286 UNI GY -8.25 0.075 0.6375
 197 36 56 92 134 163 185 210 248 279 UNI GY -7.5 0.075 1.275 0.075
 198 45 46 63 64 116 117 140 141 175 176 191 192 226 227 270 -
 199 271 UNI GY -7.5 0.075 0.6375 0.075
 200 506 TO 511 UNI GY -4.88 0.075 1.6 0.075
 201 *
 202 *Lasttilfelle 3 Vindlast Z-retning 1,88kN/m2:
 203 *
 204 LOAD 3 LOADTYPE None TITLE VINDLAST
 205 MEMBER LOAD
 206 221 TO 225 266 TO 269 CON GZ 4.56 1.53875 0.075
 207 233 TO 235 253 TO 255 257 373 395 CON GZ 4.56 1.53875 0.075
 208 82 84 86 88 90 CON GZ 4.56 2.125 0.075
 209 83 85 87 89 91 CON GZ 4.56 2.225 0.075
 210 94 TO 100 341 384 406 CON GZ 4.56 2.23 0.075
 211 MEMBER LOAD
 212 12 TO 16 151 TO 155 725 TO 734 UNI GZ 1.05 0 1.5 0.075

213 38 TO 40 200 TO 202 366 367 388 389 UNI GZ 1.05 0 3 0.075
 214 28 TO 30 112 114 377 399 412 TO 414 UNI GZ 2.62 0 3 0.075
 215 *
 216 *Lasttilfelle 4 bjelkelast 3kN/m2 kabeldel:
 217 *
 218 LOAD 4 LOADTYPE None TITLE BJELKELAST KABELDEL
 219 MEMBER LOAD
 220 55 60 UNI GY -2.28 0.075 1.595 0.075
 221 127 128 131 133 361 TO 365 UNI GY -5.7 0.075 1.595 0.075
 222 756 TO 763 UNI GY -5.7 0 0.76 0.075
 223 736 TO 743 UNI GY -5.7 0.075 0.76 0.075
 224 755 764 UNI GY -6.27 0 0.76 0.075
 225 735 744 UNI GY -6.27 0.075 0.76 0.075
 226 LOAD 5 LOADTYPE None TITLE VINDKREFTER -Z RETNING
 227 MEMBER LOAD
 228 6 32 44 54 62 71 111 132 139 160 172 184 190 209 215 247 261 278 284 -
 229 293 UNI GZ -1.39 0 1.5 0.075
 230 23 TO 26 33 TO 35 51 68 113 115 126 145 181 195 197 TO 199 206 244 276 290 -
 231 369 371 378 391 393 400 512 516 UNI GZ -1.39 0 3 0.075
 232 3 41 58 101 136 167 187 212 258 281 296 CON GZ -6.58 1.65 0.075
 233 20 48 66 120 143 178 194 229 273 288 CON GZ -6.58 2.2786 0.075
 234 230 TO 232 250 TO 252 256 372 394 CON GZ -6.58 1.4275 0.075
 235 104 TO 110 338 387 409 CON GZ -6.58 2.0706 0.075
 236 *
 237 *LASTKOMBINASJONER:
 238 *-----
 239 *
 240 *ULS a:
 241 *vindlast Z-retning
 242 LOAD COMB 10 ULS A "Z"
 243 1 1.3 2 1.3 3 0.7 4 1.3
 244 *vindlast (-Z)-retning
 245 LOAD COMB 11 ULS A "-Z"
 246 1 1.3 2 1.3 3 0.7 5 1.3
 247 *
 248 *ULS b:
 249 *vindlast Z-retning
 250 LOAD COMB 12 ULS B "Z"
 251 1 1.0 2 1.0 3 1.3 4 1.0
 252 *vindlast (-Z)-retning
 253 LOAD COMB 13 ULS B "-Z"
 254 1 1.0 2 1.0 3 1.3 5 1.0
 255 *
 256 *Analysedel
 257 *-----
 258 *
 259 PERFORM ANALYSIS PRINT STATICS CHECK
 260 *FOR STÅL,MODIFISERT TIL ALUMINIUM:
 261 *FOR STÅL:
 262 *Bestemmer hvilken kodesjekk som skal kjøres.
 263 *Må samstemme med valg av lisenskonfigurasjon i oppstartsvinduet:
 264 PARAMETER 2
 265 CODE EN 1993-1-1:2005
 266 *Bestemmer tillatt kapasitetsutnyttelse for bjelkene

267 RATIO 0.6 MEMB 1 TO 6 17 TO 22 26 27 31 32 36 37 41 TO 54 56 TO 59 61 TO 71 -
268 92 93 101 TO 103 111 116 117 119 120 122 125 126 129 130 132 134 TO 145 156 -
269 159 160 163 164 167 168 171 172 175 TO 194 196 206 TO 215 226 TO 229 242 -
270 243 TO 249 258 TO 261 270 TO 296 301 677 690 TO 703
271 RATIO 0.8 MEMB 7 TO 16 23 TO 25 28 TO 30 33 TO 35 38 TO 40 55 60 72 TO 91 -
272 94 TO 100 104 TO 110 112 TO 115 118 121 123 124 127 128 131 133 146 TO 155 -
273 157 158 161 162 165 166 169 170 173 174 195 197 TO 205 216 TO 225 -
274 230 TO 241 250 TO 257 262 TO 269 297 TO 300 302 TO 313 338 341 361 TO 373 -
275 375 TO 378 382 TO 395 399 400 406 TO 409 412 TO 414 421 TO 425 431 TO 435 -
276 506 TO 512 516 725 TO 768 771 772
277 GM0 1.15 ALL
278 *tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse.
279 GM1 1.15 ALL
280 *stavers kapasitet mot instabilitet påvist for hele staven.
281 GM2 1.3 ALL
282 *tverrsnittskapasitet mot brudd for strekkpåkjenning.
283 BEAM 1 ALL
284 *BEAM:Indicates the number of sections to be checked for during the design.
285 *CY 0.159 ALL
286 *CZ 0.159 ALL
287 *Justerer knekkingskurver mtp aluminium
288 *FYLD 125 ALL
289 *Flytespenning sveist 6082 aluminium
290 TRACK 0 ALL
*TRACK: CONTROLS THE LEVEL OF DESCRIPTIVITY OF OUTPUT. 0=MINIMUM,
291 2=MAXIMUM
292 SGR 2 ALL
293 *SGR 2 INDICATES S 355 GRADE STEEL
294 *MF 1 ALL
295 LOAD LIST 10 TO 13
296 CHECK CODE ALL
297 PARAMETER 3
298 CODE EN 1993-1-1:2005
299 NA 3 ALL
300 FINISH

Vedlegg 2 Eksempel på optimalisering i Microsoft Excel

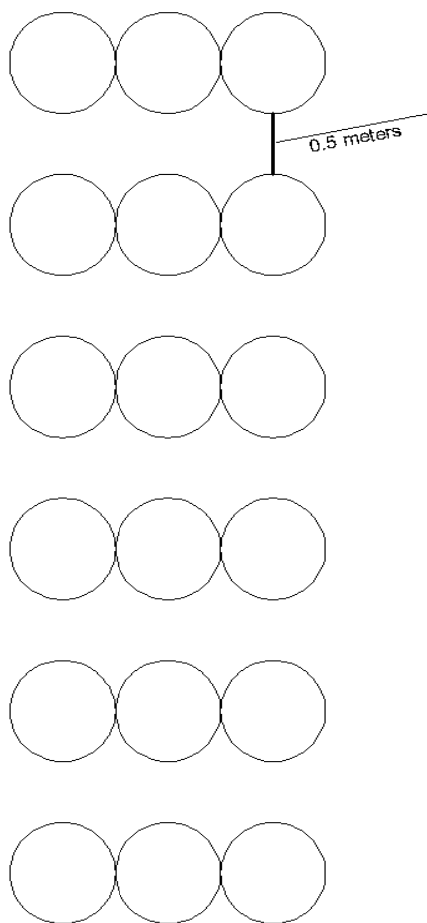
bjelke	profil nå	profil nå	faktor	kodesjekk	L/C	gangdel	kabeldel	egendefinert max faktor	status
	Kjøring 1								
55	150X5SHS	150X5SHS	0,98	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
127	150X5SHS	150X5SHS	0,622	EC-6.2.7(5)	3		1	0,8	Ok
221	150X5SHS	150X5SHS	0,624	EC-6.2.9.1	6		1	0,8	Ok
368	150X5SHS	150X5SHS	0,907	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
397	150X5SHS	150X5SHS	1,641	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
398	150X5SHS	150X5SHS	1,439	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
511	150X5SHS	150X5SHS	0,76	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
710	150X5SHS	150X5SHS	0,73	EC-6.2.7(5)	6	1		0,6	endres
717	150X5SHS	150X5SHS	0,642	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
723	150X5SHS	150X5SHS	1,088	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
	Kjøring 2								
368	150x8SHS	150X8SHS	0,614	EC-6.3.3-662	6		1	0,8	Ok
713	150X5SHS	150X5SHS	0,682	EC-6.2.7(5)	3		1	0,8	Ok
55	150x8SHS	150X8SHS	0,706	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
710	150X5SHS	150X5SHS	0,716	EC-6.2.7(5)	6	1		0,6	endres
511	150X5SHS	150X5SHS	0,763	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
398	150x8SHS	150X8SHS	0,821	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
397	150x8SHS	150X8SHS	0,922	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
709	150X5SHS	150X5SHS	1,349	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
	Kjøring 3								
398	150x10SHS	150X10SHS	0,632	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
713	150X5SHS	150X5SHS	0,66	EC-6.2.7(5)	3		1	0,8	Ok
397	150x10SHS	150X10SHS	0,705	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
511	150X5SHS	150X5SHS	0,743	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
709	150X5SHS	150X5SHS	1,442	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	endres
	Kjøring 4								
398	150x10SHS	150X10SHS	0,626	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
713	150X5SHS	150X5SHS	0,637	EC-6.2.7(5)	3		1	0,8	Ok
709	150x10SHS	150X10SHS	0,689	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
397	150x10SHS	150X10SHS	0,699	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok
511	150X5SHS	150X5SHS	0,737	EC-6.2.7(5)	6		1	0,8	Ok

Vedlegg 3 Specification for Bridge Link Between DolWin Alpha and DolWin Gamma Platforms

Movements for the two platforms DolWin Alpha and DolWin Gamma make the bridge slide +/- 0.3 m in longitudinal direction (in the direction of the bridge itself) on DolWin Gamma bridge landing. This is a 100 year storm condition, normal continuous movements are obviously a lot less but not provided by TenneT at this stage.

Movements in transverse direction is +/- 0,3 m. This is a 100 year storm condition, normal continuous movements are obviously a lot less but not provided by TenneT at this stage.

The 18 single-phase cables to be “carried” by the bridge shall be "enclosed" and inside arranged like this:



At the mid-point of the bridge, the cables will hang down a maximum of 1.5 meters compared to the bridge ends.

The vertical distance between each three-phase group of cables shall be some 0.5 meters.

The minimum distance between an outer cable and the surrounding structure/wall/floor/ceiling shall be 0.5 meters.

Each three-phase group of cables shall be clamped together, considering the repellant forces from a short circuit at 31.5kA. Company will provide this clamping.

At the DolWin Alpha bridge end each three-phase group will be fixed to the bridge using special bending-stiffeners, these designed and provided by company. This in order to assure that the cables are not locally stressed at the fixing point

At the other end of the span, the fixing will be to a structure being part of DolWin Gamma (DolWin3) platform. Similar bending-stiffener arrangement is to be used at this end. It is foreseen that the cable arrangement will need more space here, say that each three-phase group will need a width of 2 meters at this point.

Transverse movement as per above is foreseen to be arranged on DolWin Alpha (DolWin1) platform, for instance using ball-joint.

Total weight of cables on bridge will be some $15 \times 35 \times 18 = 10$ tonnes, excluding stiffeners and possible other guiding devices.

In addition a Medium Voltage Cable (10kV/3MW), a Fibre Optic Cable, and piping for sewage and oily water systems will be routed across the bridge. Contractor to arrange suitable support for these all the way.

Height of bridge landing on DolWin Alpha is 22.8 m (T.O.S.E.L)

Free Space on bridge landing on DolWin Alpha is assumed at approximately 8 x 8 meters.

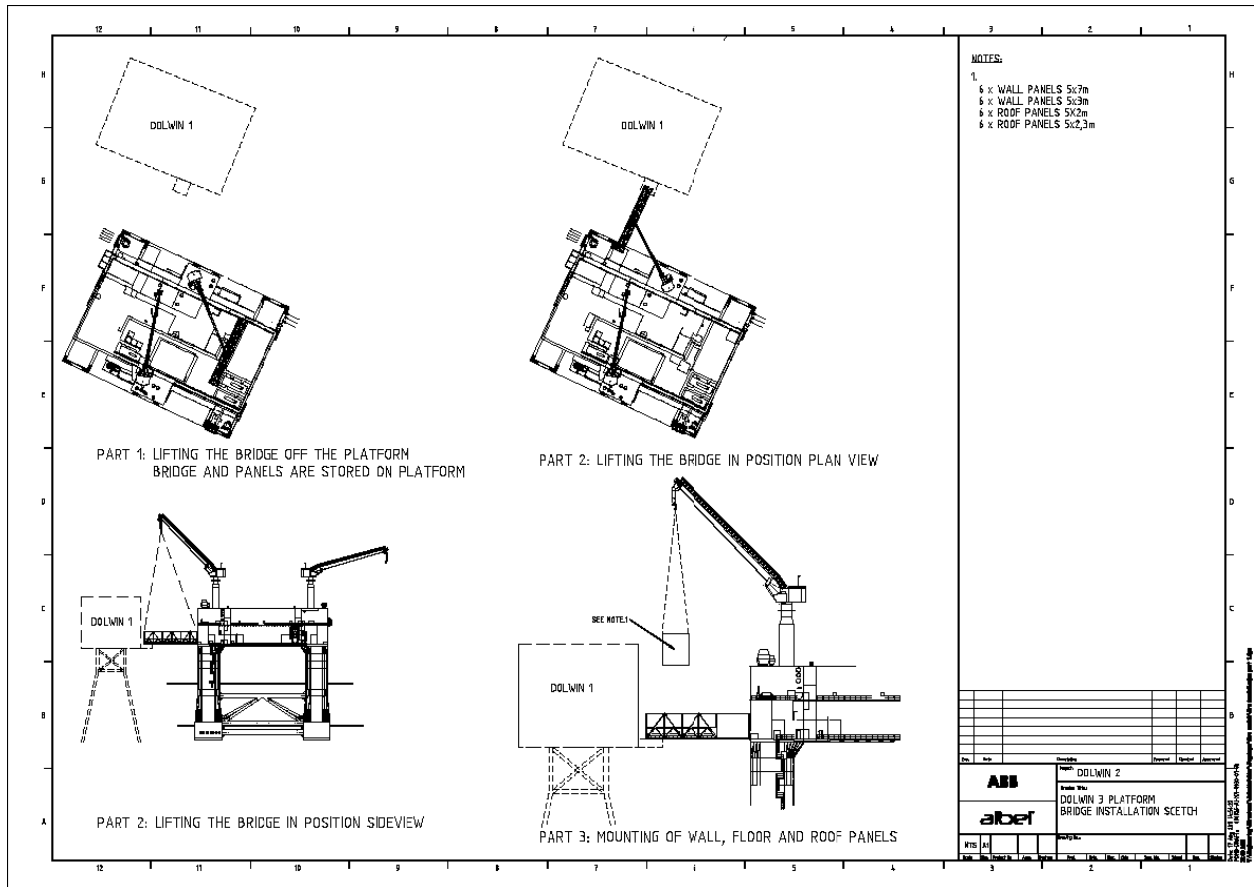
The bridge landing on DolWin Alpha is able to carry a vertical load force of 50 tonnes.

Transportation width on bridge shall be a minimum of 1200mm, pallet truck to be used for transport of material.

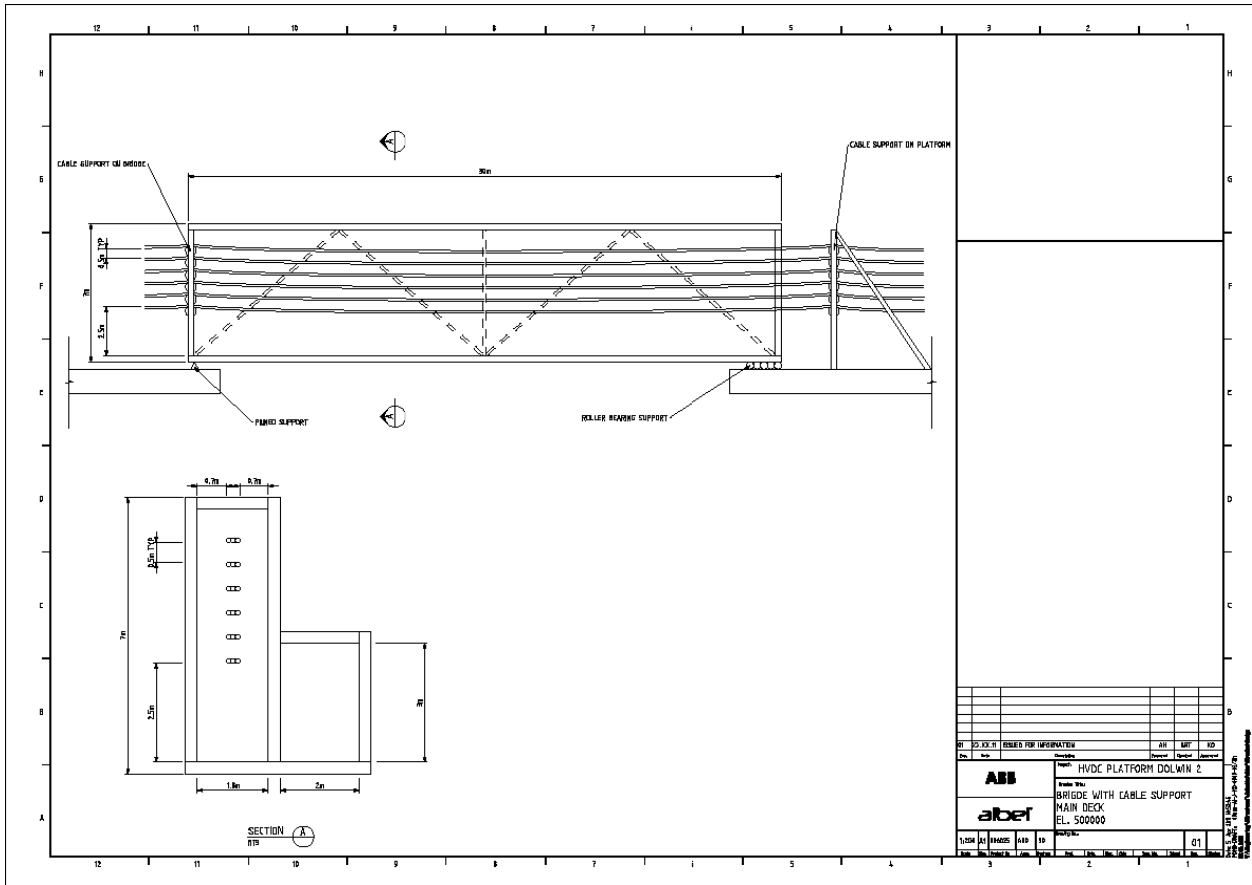
For the specification of the bridge it is also referred to Tennet ITT, the Leistungsbeschreibung document for DollWin3. The pages of interest are within chapter 1.7 and chapter 6.

Company also assumes that Contractor considers any bridge-related clauses in TenneT Platform spec TS-OS-100 rev 04.

Vedlegg 4 Broinstallasjon part 1 (eksempel på framgangsmåte)



Vedlegg 5 Utgangspunkt for oppgaven, skisse for målsetting



Vedlegg 6 Spesifikasjoner pr epost fra eksternt veileder

Noen spesifikasjoner for gangbro (hovedprosjekt 2012)

-kablene: -dimensjoner og antall

OD = 105mm. 18stk. (Vekt 18kg/m, Min bøyeradius 1300mm installert)

-minste avstand horisontalt og vertikalt

Horisontal avstand = 0.0m. Vertikal avstand = 0.5m. (avstand ytterkant - ytterkant)

-om de kan ligge på support/støtter, eller skal henge fritt

Supportert i hver ende. En support på bro og en på brolanding(platform).

-mål på bevegelse mellom plattformene

+/- 0,3 m både på langs og på tvers. (100-års storm betingelse)

-tilgjengelig høyde og bredde for innfestning av bro

**Skal installeres på egen brolanding på DolWin3 og eksisterende brolanding på DolWin1.
Størrelse brolanding DolWin 1 = 8m x 8m. Tåler 50tonn hver side.**

-belastninger utover egenvekt, f.eks. hvis utstyr skal flyttes over

Utstyr transporteres over bro vha jekketralle. Bredde på bro 1200mm. Jevnt fordelt last på 5kN/m² bør være rikelig.

-skal brua kles inn med plater mot vind og vær

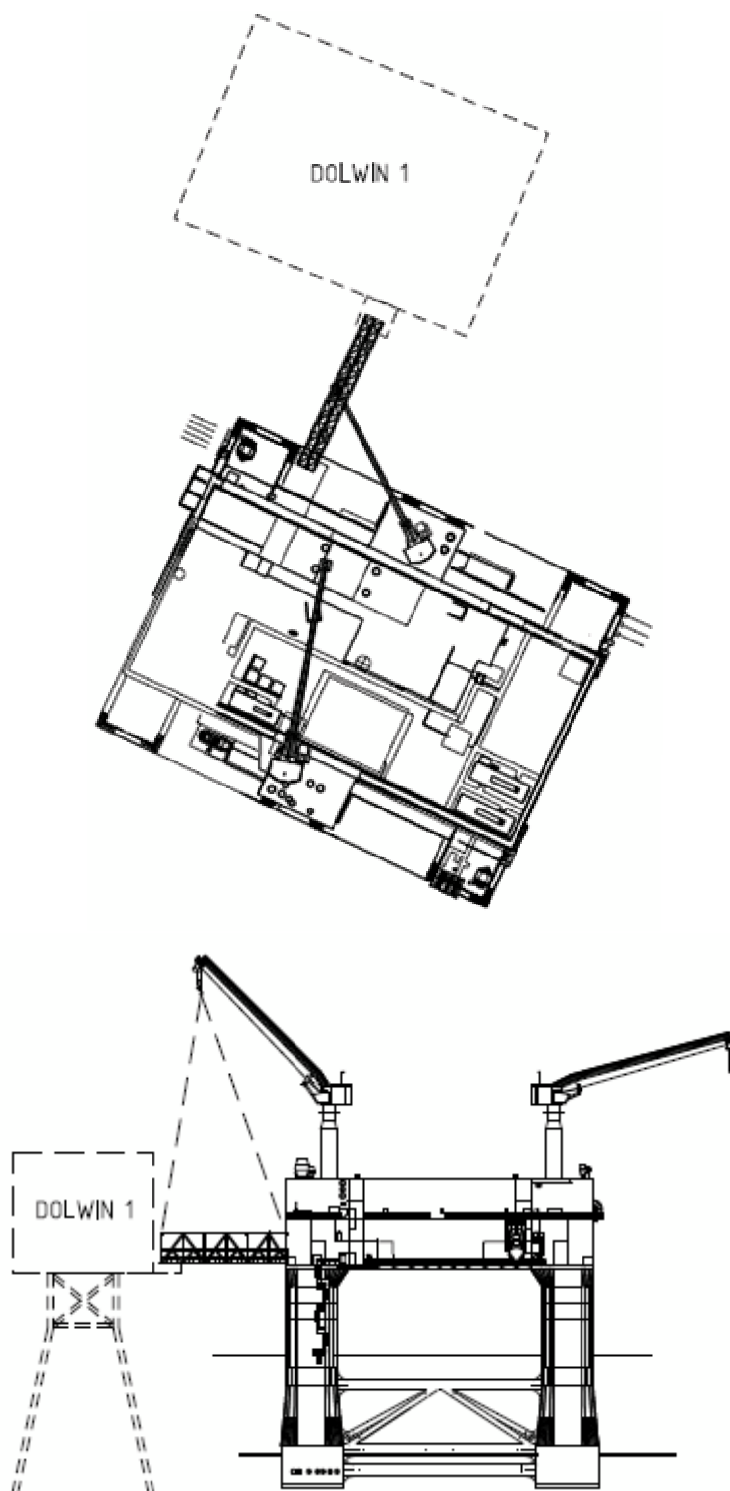
Kablene skal kles inn.

Vedlegg 7 Forslag til Prosjektoppave fra Aibel Haugesund, Seksjon for struktur og marine

Kristian Olafsrud, Januar 2012

Innledning

Utgangspunktet for oppgaven vil være en fremtidig bro mellom to vind-plattformer på tysk sokkel, nærmere bestemt eksisterende DolWin1 og fremtidige DolWin3. Se illustrasjoner nedenfor.



Design kriteriene og oppgaven gitt under vil bli noe tilpasset fram mot endelig oppgave.

Designkriterier:

- Broen skal ha funksjon både som bro for personell og support for elektrokabler mellom plattformene.
- Broen skal være innelukket.
- Broen skal installeres offshore. Løftekapasitet er en dimensjonerende faktor. Materialvalg og løse/ettermonterbare veggpaneler bør vurderes.
- Broen vil bli utsatt for en relativ bevegelse mellom plattformene.
- Broen har dimensjonene $L \times H \times B = 30.0\text{m} \times 7.0\text{m} \times 4.0\text{m}$.
- Broen er utsatt for vindlaster, samt laster fra rør/kabler og nyttelast.
 - o 100-års vind (1 min snitt) $U = ? \text{ m/s}$
 - o Nyttelast på dekk: $q = ? \text{ kN/m}^2$
 - o Egenvekt kabler $??$
 - o Relativ bevegelse $??$
 - o Krankapasitet $??$

Oppgave

1. Sette seg inn i relevant regelverk. (Foreløpig)
 - a. DNV-OS-J201 “Offshore Substations for Wind Farms”, October 2009
 - b. DNV-OS-C101 “Design of Offshore Steel Structures”, October 2008
 - c. DNV-RP-C205: Environmental conditions and environmental loads, April 2007
 - d. DNV 2.7-3, ”Portable offshore units”, May 2011
 - e. EUROCODE
2. Sette seg inn i bruk av StaadPro
3. Modellere bro i StaadPro, med utgangspunkt i skissert design fra Aibel. Skissene er kun et utgangspunkt. Brodesign og optimalisering er en del av oppgaven!
4. Modellere laster og grensebetingelser i StaadPro
5. Utføre globale analyser av konstruksjonen med oppgitte laster. Konstruksjonen skal sjekkes for operasjonskondisjon og offshore innløft.
6. Utføre lokale beregninger av innfestninger og knutepunkt. Sveiste og evt boltede forbindelser.
7. Designe opplager for bro. Bro skal ta opp relative bevegelser mellom de to plattformene.
8. Gjøre vurderinger rundt materialvalg, aluminium vs. karbonstål.

Andre aktuelle ting som kan sees på dersom tilstrekkelig tid:

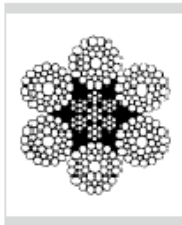
- Supportering av elektro-kabler mellom DolWin1 og 3
- Designe brolanding for supportering av bro på plattform, vha StaadPro og lokale beregninger.

Vedlegg 8 Tabelloversikt SHS fra norsk stål

Mål H x B x t	Masse kg/m ¹	Tverrsnitt mm ²	Overflate		Nominal lengde per løn m	Profilfaktor i (m ⁻¹) A _g N og A _g V		I mm ⁴ x10 ⁶	i mm	W _x mm ³ x10 ³	W _y mm ³ x10 ⁵	I _y mm ⁴ x10 ³	C _y mm ³ x10 ³	Klasser i h.t NS-EN 1993-1-1			
			m ² /m	m ² /t		A _g N	A _g V							Bare løysing	Bare trykk	Bare trykk	Bare trykk
100 x 100 x 4,0	11,90	1520	0,380	32,8	83,9	257	196	2320	30,1	46,40	54,40	3510	68,20	1	1	1	1
100 x 100 x 5,0	14,70	1870	0,387	26,3	68,0	207	159	2790	38,6	55,90	66,40	4390	81,90	1	1	1	1
100 x 100 x 6,3	18,20	2320	0,384	21,1	54,9	166	128	3360	38,0	67,10	80,90	5340	97,90	1	1	1	1
100 x 100 x 8,0	22,80	2880	0,379	16,8	44,3	132	102	4000	37,3	79,90	98,20	6460	116	1	1	1	1
100 x 100 x 10,0	27,40	3490	0,374	13,6	36,5	107	84	4620	36,4	92,40	116,00	7810	133	1	1	1	1
120 x 120 x 5,0	17,80	2270	0,467	26,2	56,0	206	157	4980	46,8	83	97,60	7770	122	1	1	1	1
120 x 120 x 6,3	22,20	2920	0,464	20,9	45,1	165	126	6030	46,2	100	120	9500	147	1	1	1	1
120 x 120 x 8,0	27,80	3520	0,458	16,6	36,2	130	101	7260	45,5	121	146	11800	176	1	1	1	1
120 x 120 x 10,0	33,70	4290	0,454	13,5	29,7	108	83	8520	44,6	142	175	13920	206	1	1	1	1
120 x 120 x 12,5	40,90	5210	0,448	11,0	24,5	86	68	9820	43,4	164	207	16230	236	1	1	1	1
140 x 140 x 5,0	21,00	2670	0,547	26,0	47,7	205	156	8070	55,0	115	135	12530	170	1	2	1	2
140 x 140 x 6,3	26,10	3330	0,544	20,8	38,3	163	125	9840	54,4	141	166	15400	206	1	1	1	1
140 x 140 x 8,0	32,60	4180	0,539	16,5	30,7	130	100	11960	53,6	171	204	18920	249	1	1	1	1
140 x 140 x 10,0	40,00	5090	0,534	13,4	25,0	105	81	14160	52,7	202	246	22720	294	1	1	1	1
140 x 140 x 12,5	48,70	6210	0,528	10,8	20,5	85	67	16530	51,6	236	293	28960	342	1	1	1	1
150 x 150 x 5,0	22,80	2970	0,587	26,0	44,3	205	156	10020	59,0	134	155	15500	197	2	2	2	2
150 x 150 x 6,3	28,10	3580	0,584	20,8	35,6	163	125	12230	58,5	163	192	18080	240	1	1	1	1
150 x 150 x 8,0	35,10	4490	0,579	16,5	28,5	129	99	14910	57,7	199	237	23510	291	1	1	1	1
150 x 150 x 10,0	43,10	5490	0,574	13,3	23,2	105	81	17730	56,8	236	286	28520	344	1	1	1	1
150 x 150 x 12,5	52,70	6710	0,568	10,7	19,0	85	66	20800	55,7	277	342	33750	402	1	1	1	1
150 x 150 x 14,2	58,90	7500	0,563	9,6	17,0	75	59	22620	54,9	302	377	37000	436	1	1	1	1
150 x 150 x 16,0	65,20	8300	0,559	8,6	15,3	67	53	24300	54,1	324	411	40260	467	1	1	1	1
160 x 160 x 5,0	24,10	3070	0,627	26,0	41,5	204	155	12250	63,1	153	178	18920	226	2	3	2	3
160 x 160 x 6,3	30,10	3830	0,624	20,7	33,3	163	124	14990	62,6	187	220	23330	275	1	1	1	1
160 x 160 x 8,0	37,60	4800	0,619	16,5	26,6	129	99	18310	61,8	229	272	28400	335	1	1	1	1

Vedlegg 9 Ståltau og tilbehør

STÅLTAU OG TILBEHØR



6 x 36/41/49 CWR (IWRC) Galvanisert (stålkjerne)

Slagning høyre krysslått (RHOL)

GALV. STÅLTAU 6X36/41/49 IWRC

Varenummer	Nominell wire dia. mm	Ca. Vekt ig. Pr. mtr.	MBL (tonn)
			1960
3401210	10	0,42	7,10
3401212	12	0,60	10,20
3401214	14	0,71	13,90
3401216	16	1,07	18,30
3401218	18	1,35	23,10
3401219	19	1,51	25,70
3401220	20	1,67	28,50
3401222	22	2,02	34,50
3401224	24	2,41	41,00
3401226	26	2,83	48,10
3401228	28	3,28	55,90
3401230	30	3,76	64,00
3401232	32	4,28	72,90
3401234	34	4,83	82,40
3401236	36	5,42	92,30
3401238	38	6,04	103,00
3401240	40	6,69	114,00
3401242	42	7,26	125,30
3401244	44	8,10	138,00
3401248	48	9,64	164,00
3401251	51	11,00	190,00
3401256	56	13,90	223,00
3401264	64	17,30	292,00
3401271	71	20,40	325,00 *
3401274	74	22,80	394,00 *
3401276	76	24,60	389,00 *
3401280	80	26,60	453,00 *
3401283	83	28,60	447,00 *
3401286	86	30,70	477,00 *
3401290	90	33,60	519,00 *
3401296	96	38,20	635,00 *
34012103	103	44,00	715,00 *
34012106	106	49,30	726,00 *
34012128	128	68,00	979,00 *

* Angitt MBL er retningsgivende. Ståltau tilgjengelig kan ha avvikende MBL.

Vi produserer selv løfleredskaper av ståltau opp til
128 mm med vår 3.700 tonnns presse.

Vedlegg 11 Tabell vindhastighet Aibel

Aibel AS

Project: 006050
Document no.: C030-VB-N-SD-005
Doc. Title: STRUCTURAL DESIGN PREMISES

Page: 40 of 85
Date: 23.11.11
Rev.: 02

9.8 Environmental Loads (E)

Environmental loads shall be applied according to Troll Field Metocean Design Basis, MBM-NKG-RA 46, rev.04, ref. /49/.

The environmental loads to be considered for structural design comprise:

- Wind Loads
- Wave and Current Loads
- Wave induced accelerations
- Snow and Ice Loads

9.8.1 Wind Loads

The operating design wind is based on an extreme Omni-directional hourly wind speed of 40 m/s². In global analysis a 1 minute sustained design wind speed adjusted for height above sea level should be used.

The wind speeds used in the calculations for the in-place conditions are:

$$U_{1h, 10r, 1yr} = 29.0 \text{ m/s}$$

$$U_{1h, 10r, 10yr} = 32.0 \text{ m/s}$$

$$U_{1h, 10r, 100yr} = 35.0 \text{ m/s}$$

The design wind speed for the model is based on NORSOK N-003, formula 6.5 in chapter 6.3, i.e. all winds are considered to be extreme winds. The formula requires a one-hour mean speed.

The design wind speeds to be used in design are shown in Table 9.8-1 below. The values are according to ref. /49/, table 2.9.

Height [m]	10	20	30	40	50	60	70	80
El. [m]	476.9	486.9	496.9	506.9	516.9	526.9	536.9	546.9
100 yr [m/s]	43.8	46.8	48.5	49.8	50.7	51.5	52.1	52.7

Table 9.8-1 1 minute sustained wind speed for global analysis

The global wind loads are superimposed to the wave and current loads acting in the same directions.

Vedlegg 12 Valg av sjakler

Green Pin[®] Super Shackles

up to 50% stronger than a standard shackle

Improved model!

Old WLL	=>	New WLL
50 tons	=>	55 tons
80 tons	=>	85 tons
110 tons	=>	120 tons
140 tons	=>	150 tons

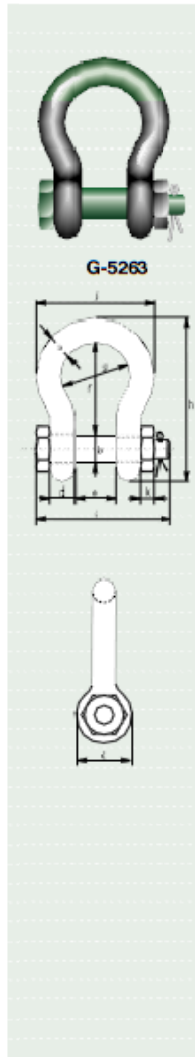
VAN BEEST

your reliable partner

- Grade 8
- Meets performance requirements of US Federal Specification RR-C-271 Type IVA Class 3, Grade B
- WLL range from 3.3 ton up to 175 ton
- Can be recognized by, not only "Green Pin" but also, Green shackle "Crown"



VAN BEEST BV, Manufacturer/Supplier
of wire rope and chain fittings
Reg. trade mark 'Green Pin'



G-5263

Recently new developments with our Green Pin[®] "Super" shackles have resulted in improved performance. We have upgraded the Working Load Limit of four sizes of shackles as follows: from 50 to 55, 80 to 85, 110 to 120 and 140 to 150 tons.

In order to distinguish the Green Pin[®] "Super" shackles from standard Green Pin[®] shackles the new model can be recognized by the Green painted shackle "Crown". Compared to standard Green Pin[®] shackles they have an up to 50% higher WLL with comparable physical weight and dimensions. These shackles are specially designed for applications where a shackle weight and/or size are critical.

Please find herewith the latest Van Beest product information including details of these new shackles. For more information please contact us: sales@vanbeest.nl

Green Pin[®] Super Shackles bow shackles with safety bolt

- **Material** : bow and pin alloy steel, Grade 8, quenched and tempered
- **Safety Factor** : MB L equals 5 x WLL
- **Standard** : meets performance requirements of US Fed. Spec. RR-C-271 Type IVA Class 3, Grade B
- **Finish** : hot dipped galvanized (175 ton shackle is painted)
- **Certificates** : at no extra charges this product can be supplied with a works certificate, certificate of basic raw material, manufacturer test certificate and EC Declaration of Conformity. All shackles starting from 150 tons are supplied with a Lloyd's Register of Shipping Certificate on proof load

working load limit	diameter bow	diameter pin	diameter eye	width eye	width inside	length inside	width bow	length bow	length bolt	width nut	thickness nut	weight each
tons	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	kg
3.3	13.5	16	34	13.5	22	51	32	91	81	63	11	0.44
5	16	19	40	16	27	64	43	114	99	79	17	0.79
7	19	22	47	19	31	76	51	136	115	94	20	1.26
9.5	22	25	53	22	36	83	59	157	131	107	23	1.88
12.5	25	28	60	25	43	95	68	176	151	124	25	2.78
15	28	32	67	28	47	103	75	197	167	137	28	3.87
18	32	35	74	32	51	115	83	218	179	154	31	5.26
21	35	38	80	35	57	133	92	240	198	170	34	6.94
30	38	42	89	38	60	146	99	262	203	183	19	8.79
40	45	50	104	45	74	178	126	314	244	226	24	15
55	57	57	133	50	83	197	138	365	289	264	27	22.0
85	70	70	159	65	105	260	180	468	330	339	33	42.0
120	85	85	171	75	127	330	190	554	399	371	40	70.0
150*	95	95	215	89	144	381	238	667	440	416	50	112
175*	105	105	245	100	165	400	275	702	490	485	60	160

* = roundheaded bolt

In Inch

working load limit	diameter bow	diameter pin	diameter eye	width eye	width inside	length inside	width bow	length bow	length bolt	width nut	thickness nut	weight each
tons	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	lbs
3.3	1/2	5/8	1 1/4	1/2	7/8	2	1 1/4	3 1/2	3 1/4	2 1/2	7/16	0.97
5	5/8	3/4	1 3/8	5/8	1 1/4	2 1/2	1 3/4	4 1/2	3 3/4	3 1/4	1 1/4	1.74
7	3/4	7/8	1 7/8	3/4	1 1/2	3	2	5 1/2	4 1/2	3 3/4	1 1/2	2.78
9.5	7/8	1	2 1/8	7/8	1 3/4	3 1/2	2 1/4	6 1/2	5 1/2	4 1/2	1 1/2	4.14
12.5	1	1 1/8	2 1/4	1	1 3/4	3 3/4	2 3/4	6 3/4	5 3/4	4 3/4	1	6.13
15	1 1/8	1 1/4	2 3/4	1 1/8	1 3/4	4	2 3/4	7 1/4	6 1/4	5 1/4	1 1/8	8.53
18	1 1/4	1 3/8	2 7/8	1 1/4	2	4 1/2	3 1/2	8 1/4	7 1/4	6 1/4	1 1/4	11.6
21	1 3/8	1 1/2	3 1/8	1 3/8	2 1/4	5 1/4	3 3/4	9 1/4	7 3/4	6 3/4	1 1/4	15.3
30	1 3/4	1 3/4	3 1/2	1 3/4	2 1/2	5 3/4	3 3/4	10 1/4	8	7 1/4	1 3/4	19.38
40	2	2	4 1/4	2	2 3/4	7	4 1/4	12 1/4	9 1/4	8 1/4	1 3/4	38.07
55	2 1/4	2 1/4	5 1/4	2 1/4	3 1/2	7 1/2	5 1/4	14 1/4	10 1/4	10 1/4	2	48.50
85	2 3/4	2 3/4	6 1/4	2 3/4	4 1/4	10 1/4	7 1/4	18 1/4	13	13	2 1/4	92.59
120	3 1/4	3 1/4	6 3/4	3 1/4	5 1/4	12 1/4	7 3/4	22 1/4	15 1/4	14 1/4	2 3/4	154.32
150*	3 3/4	3 3/4	8 1/4	3 3/4	5 3/4	15	9 1/4	26 1/4	17 1/4	16 1/4	3	246.92
175*	4	4	9 1/4	4	6 1/4	15 1/2	10 1/4	27 1/4	19 1/4	19 1/4	3 1/2	352.74

* = roundheaded bolt

VAN BEEST BV
P.O. Box 57
3360 AB Sliedrecht
The Netherlands
Industrieweg 6
3361 HJ Sliedrecht
Telephone +31 181 41 33 00
Telefax +31 181 41 49 59
E-mail sales@vanbeest.nl
Internet www.vanbeest.nl



Date: January 16, 2006
Update: 2006-0101



Product Update