

Stålkai som ro/ro-rampe

Jens Kristian S Vevatne

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Øivind Asgeir Arntsen, BAT

Medveileder: Raed Lubbad, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport

Sammendrag

Denne masteroppgaven er skrevet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU, i studiet «Bygg- og miljøteknikk». Oppgaven er skrevet med bakgrunn i hovedprofilen konstruksjonsteknikk og fordypningen marin byggteknikk.

Havnen har vært svært viktig i Norges historie. Så lenge som mennesker har benyttet båter som transportmiddel har det vært behov for sikre kaier og havnefasiliteter. Kysten kan anses som selve ryggraden til den norske befolkning, og svært mange har en tilknytning til havet på en eller annen måte. Bruken av havner har utviklet mye gjennom tidene, og en har fått en rekke forskjellige typer havner. Fra beskjedne småbåthavner og fiskepærer til store millionindustri havner med internasjonale fartøy og gigantiske lasteskip.

Denne oppgaven handler om prosjektering av en kai i forbindelse med en havneutvidelse. Kaien skal fungere som en ro/ro-kai hvor det legges til rette for at lasten kan ruller på lasteskipet og ruller av på destinasjonen. De fleste nye kaikonstruksjoner i dag oppføres i betong, mens denne spesifikke kaien skal bygges som stålkonstruksjon. Miljøet helt i kystsonen er det mest aggressive miljøet for stålkonstruksjoner og har andre krav enn konstruksjoner lenger inne i landet. Korrosjonsbeskyttelse er derfor en sentral del av oppgaven.

Sammenlignet med industri- og kontorbygg er lastene en kai blir utsatt for i en helt annen klasse. Som et resultat av dette behøver en store dimensjoner for å takle påkjenningen. Større materialforbruk innebærer også større inngrep i naturen, og konstruksjonen må optimaliseres for å begrense forbruket. Samtidig ønsker utbygger å holde kostnadsnivået nede, og utnytte den nye konstruksjonen på en effektiv måte. Økonomien i et prosjekt er ofte mye viktigere for beslutningstakerne, så det er vår oppgave som konstruksjonsingeniører å finne miljøvennlige metoder for byggeprosjektene. Miljøhensynet bør være en naturlig del av ethvert byggeprosjekt, og er også en viktig del i denne oppgaven.

Masteroppgaven er en introduksjon til havneutbygging og havnedrift og tar sikte på å forbinde stålkonstruksjonsfeltet med marin byggteknikk i plaskesonen. I tillegg kan denne oppgaven være med å vise at en kai i stål kan sammenlignes med betongkaier både på brukbarhet og kostnadseffektivitet.

Summary

This master's thesis is written at the Norwegian University of Science and Technology, NTNU, in the program Civil and Environmental Engineering. The thesis is written with the background in Construction and Building, with emphasis on marine civil engineering.

The harbour has been very important in Norway's history. As long as people have used boats for transportation there has been a need for secure quays and coastal facilities. The coast may be seen as the backbone of the Norwegian population and a great number of the population has a strong connection towards the sea in one way or another. The utilization of harbours has been developed a lot throughout the ages, and now there is a variety of different harbour types. From small boat harbours and fishing piers to great million dollar industry harbours with enormous cargo ships.

The subject of this thesis is the projecting of a quay as a part of a larger harbour extension. The quay will serve as a ro/ro-berth where the cargo can be rolled onto the ship and be rolled of at its final destination. Most quays today are being built as concrete constructions, but this particular quay is supposed to be built in steel. The environment in the coastal zone is the most aggressive environment for steel structures and has another set of demands than constructions further onshore. Corrosion protection is because of this a central part of the thesis.

Compared with an industry or office building the loads a quay is exposed to is in another class. As a result of this one needs large dimensions to withstand the forces acting. Larger material use is corresponding to a larger impact in the nature, and the structure needs to be optimized to limit the use of resources. On the other side it is a demand on limiting the costs, and exploit the construction in an effective way. The economy in a project is often more important for the ones making the decisions, and it is out task as civil engineers to find environmental friendly solutions in the building. The environmental considerations should be a natural part of every building project, and it is also an important part in this thesis.

The master's thesis is an introduction to port engineering and combines the fields of steel construction and marine civil engineering in the splash zone. In addition this thesis may be a contribution showing that steel berths may be compared to concrete berths both in usability and in cost efficiency.

Forord

Formålet med denne oppgaven er å se på hvilke hensyn som gjør seg gjeldende i prosjekteringen av havnefasiliteter, med hovedfokus på en ro/ro kai i stål. Den skal belyse problematikken rundt stålkonstruksjoner i kystsonen, og foreslå utformingen av stålkaien.

Takk til veilederne som har gjort seg tilgjengelige og bidratt med erfaringer og råd:
Øivind Asgeir Arntsen, førsteamanuensis NTNU,
Svein Ove Nyvoll, daglig leder i Nyvoll Consult AS,
Tore Lundestad, havnedirektør i Borg Havn IKS.

Innhold

Sammendrag.....	i
Summary	ii
Forord.....	iii
Figurliste.....	vii
Tabelloversikt.....	viii
1.0 INTRODUKSJON	1
1.0 Somaneset, Sandnes	2
1.1.1 Somaneset kontra Risavika	2
1.2 Hvorfor stål og ikke betong?.....	4
2.0 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG	5
2.1 Forutsetninger.....	5
2.1.1 Ro/ro-kai	6
2.2 Lastgrunnlag	8
2.2.1 Vindlast.....	8
2.2.2 Snølast	9
2.2.3 Ro/ro-last	10
2.2.4 Lastebiler og trekkvogner	11
2.2.5 Laster fra skip.....	13
2.2.6 Bølger og strøm	13
2.2.7 Designskip	19
2.3 Referanseshøyder	20
3.0 KONSTRUKSJONEN	24
3.1 Aksesystemet	25
3.2 Bæresystem	27
3.3 Dekke	28
3.3.1 Gitterrister	28
3.3.2 Helplater i stål/Sliteplater	28
3.3.3 Plate med avstivere.....	33
3.3.4 Utforming av plateelement	36
3.4 Sekundærbjelkene	40
3.5 Hoveddragere	41

3.6 Pæler.....	43
3.7 Innfesting i eksisterende betongkai.....	43
4.0 FENDERDESIGN	45
4.1 Hovedkategorier	46
4.2 Møte mellom skip og kai.....	47
4.2.1 Deplasement av skipet.....	48
4.2.2 Anløpshastighet.....	48
4.2.3 Den virtuelle massefaktoren C_H	49
4.2.4 Eksentrisitetsfaktoren C_E	50
4.2.5 Konfigurasjonsfaktoren C_C	51
4.2.6 Mykhetsfaktoren C_S	51
4.2.7 Total anløpsenergi.....	51
4.3 Valg av fendere	52
4.4 Festeprosedyre for fenderne.....	54
4.5 Levetid for fenderne	55
5.0 KORROSJON.....	56
5.1 Korrosjonsrate	58
5.2 Korrosjonsbeskyttende tiltak.....	61
5.2.1 Korrosjonsbeskyttende maling	61
5.2.2 Katodisk beskyttelse	62
5.2.3 Legeringer	63
5.2.4 Overdimensjonering.....	63
5.2.5 Detaljering	63
5.3 Valg av korrosjonsbeskyttende tiltak	65
6.0 ØKONOMI	67
6.1 Kostnader	68
6.1.1 Stålkostnader.....	68
6.1.2 Pælekostnader	68
6.1.3 Malingskostnader	68
6.1.4 Rigg og drift	69
6.1.5 Kalkulasjonskostnader.....	69
6.1.6 Rivningskostnader	69
6.2 Budsjett.....	70

6.3 Sammenligning mot tilsvarende kai i betong.....	70
6.4 Anbefaling	71
7.0 VIDERE ARBEID.....	75
Konklusjon.....	76
Bibliografi.....	77
Eurokoder /Norsk standard	78
ISO-standarder	79
NORSOK	79
Karttjenester.....	79
Vedlegg A: Rolltrailer fra MAFI Transport-Systeme GmbH	80
Vedlegg B: Kjørbare gitterrister	86
Vedlegg C: Sekundærbjelker.....	91
Vedlegg D: Hoveddragere	104
Vedlegg E: Stålkjernepæler.....	161
Vedlegg F: Super Cone Fenders.....	163
Vedlegg G: SCK Cell Fenders.....	171
Vedlegg H: Arch Fenders	178
Vedlegg I: Baltoflake.....	181

Figurliste

Figur 1.1 Kart over regionen	3
Figur 2.1 Trekkvogn for ro/ro-last, hentet fra Eie,2000.....	6
Figur 2.2 Terminaltraktor og terminalvogn, fra Norske Sivilingeniørers forening, 1988 (Del 2)	6
Figur 2.3 Kombinasjon av ro/ro- og lo/lo-kai, fra Agerschou et al, 2004.....	6
Figur 2.4 Ro/ro-kai sett ovenfra, fra Norske Sivilingeniørers forening, 1988 (Del 2).....	7
Figur 2.5 Lossing av skip normalt på kaiens lengderetning, fra Agerschou et al, 2004	7
Figur 2.6 Terrenkategorier etter NS-EN1991-1-4.....	8
Figur 2.7 Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast for $v(b,0) = 26$ m/s, etter NS-EN 1991-1-4	9
Figur 2.8 Nyttelaster på kai etter Thoresen, 2010.....	10
Figur 2.9 Aksellaster etter lastmodell 1 i NS-EN 1991-2	12
Figur 2.10 Signifikante bølgehøyder og bølgeperioder i farvannene som omkranser Norge	13
Figur 2.11 Kart over lokasjonen Somaneset, Sandnes	14
Figur 2.12 Beregning av effektiv strøklengde.....	15
Figur 2.13 Effektivstrøklengde med beregning	16
Figur 2.14 Wave hindcast monogram med aktuell vindhastighet og strøklengde avmerket.....	16
Figur 2.15 Diagram for reduksjon i bølgeenergi.....	17
Figur 2.16 Referansenivå i kystsonen, hentet fra Kartverket (http://sehavniva.no/tema/tidevann-og-vannstand/viktige-vannstandsniwa/)	20
Figur 2.17 Sjøkartnull langs Norskekysten	21
Figur 2.18 Vannstandsniivåer for Somaneset, Sandnes, hentet fra sehavniva.no	22
Figur 2.19 Snitt av ro/ro-kaien med høydereferanser	23
Figur 3.1 Svingradius for kjøretøy etter Vegvesenets Håndbok 017, 2007.....	24
Figur 3.2 Aksesystemet for ro/ro-kaien.....	25
Figur 3.3 Opprinnelig aksesystem.....	26
Figur 3.4 Bæresystemet sett fra siden	27
Figur 3.5 Snittkrefter og nedbøyning for fritt opplagte bjelker, med oppleggskrefter i de to første kolonnene, maks moment i neste og til slutt nedbøyning, etter Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2007	30
Figur 3.6 Bestemmelse av tvernsnittsklasse etter Tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1	33
Figur 3.7 Utforming og innfesting av dekke til sekundærbjelker	37
Figur 3.8 Platedekket ligger opplagt på sekundærbjelken.....	38
Figur 3.9 Platebærersystem fra siden.....	38

Figur 3.10 Lastene på sekundærbejlkene	40
Figur 3.11 Forskyvninger, momentdiagram, skjærdiagram og normalkraftdiagram fra sekundærbejelkeanalysen.....	40
Figur 3.12 Fremstilling av hvordan sekundærbejlkene (blå og grønn) orienteres over hoveddragene (rosa/magenta)	41
Figur 4.1 Arbeidsdiagram for tre typer fendere	46
Figur 4.2 Reaksjon-forskyvningsdiagram for ulike fendere	47
Figur 4.3 Oversikt over aktuelle fendersystemer med fenderfaktor fra Thoresen, 2010.....	52
Figur 4.4 Dimensjoner for fenderen SCK 1700H.....	53
Figur 4.5 Tverrsnitt med fender.....	54
Figur 5.1 Korrosjonssoner for Nordsjøen og Østersjøen. Hentet fra EAU, 2006.	56
Figur 5.2 Ensidig korrosjonsrate på stålplate i marint miljø. Hentet fra Thoresen, 2010	58
Figur 5.3 Skjematisk fremstilling av korrosjonsbeskyttelse med katodisk system. Thoresen, 2010	62
Figur 5.4 Spenningsrekka. Hentet fra Utdanningsdirektoratet, 2006	62
Figur 5.5 Utforming av kanter etter NS-EN ISO 12944-3:1999.....	64
Figur 5.6 Utforming av stivere etter NS-EN ISO 12944-3:1999	65
Figur 6.1 Budsjett for ro/ro-kaien	70
Figur 6.2 Budsjett for ro/ro-kaien utført som betongkonstruksjon.....	71
Figur 6.3 Budsjett for kailøsningene inkludert rivningskostnadene.....	72

Tabelloversikt

Tabell 3.1 Sammenligning av lasttilfellene	29
Tabell 3.2 Kapasitetskontroll av helplate med hullast.....	32
Tabell 3.3 Kapasitetskontroll for avstivet plate	35
Tabell 3.4 Kapasitetskontroll for avstivet plate i henhold til nedbøyingskrav	35
Tabell 3.5 Kapasitetskontroll for forlengede plateelement	36
Tabell 3.6 Hoveddragere	42
Tabell 4.1 Skipsdimensjoner med 95 % konfidensnivå, fra Thoresen, 2010.....	48
Tabell 4.2 Anløpshastigheter	48
Tabell 4.3 Aktuelle fendere	53
Tabell 5.1 Verdier for tap av veggtykkelse etter NS-EN 1993-5:2007+NA:2010.....	60

1.0 INTRODUKSJON

Sandnes Havn planlegger en utbygging av eksisterende kaianlegg på Somaneset i Sandnes. I den forbindelse skal det prosjekteres en ro/ro-kai på yttersiden av den nye kaien for å transportere last fra skipet til land. En ro/ro kai legger til rette for at lasten kan rulles av og på skipet.

Hovedtema for denne masteroppgaven er havneplanlegging og havnebygging. Det skal prosjekteres en ro/ro-kai i stål på Sandnes Havn sine områder på Somaneset i Sandnes. En utvidelse av eksisterende betongkai er allerede planlagt, og ro/ro-kaien skal bygges utenfor betongkaien kant-i-kant med enden. Da betongkaien skal bygges i to etapper vil ro/ro-kaien måtte flyttes i den andre byggeperioden, slik at den fremdeles er på linje med enden på betongkaien. Av den grunn er det ønskelig å prosjektere ro/ro-kaien som en stålkonstruksjon.

Stål egner seg som byggemateriale i de fleste miljøer. Oppføring av stålkonstruksjoner nær og i sjøkanten innebærer derimot en rekke utfordringer. Dette er det mest aggressive miljøet en kan plassere stålkonstruksjoner i og det blir viktig å utforske hvilke muligheter for korrosjonsbeskyttelse en har.

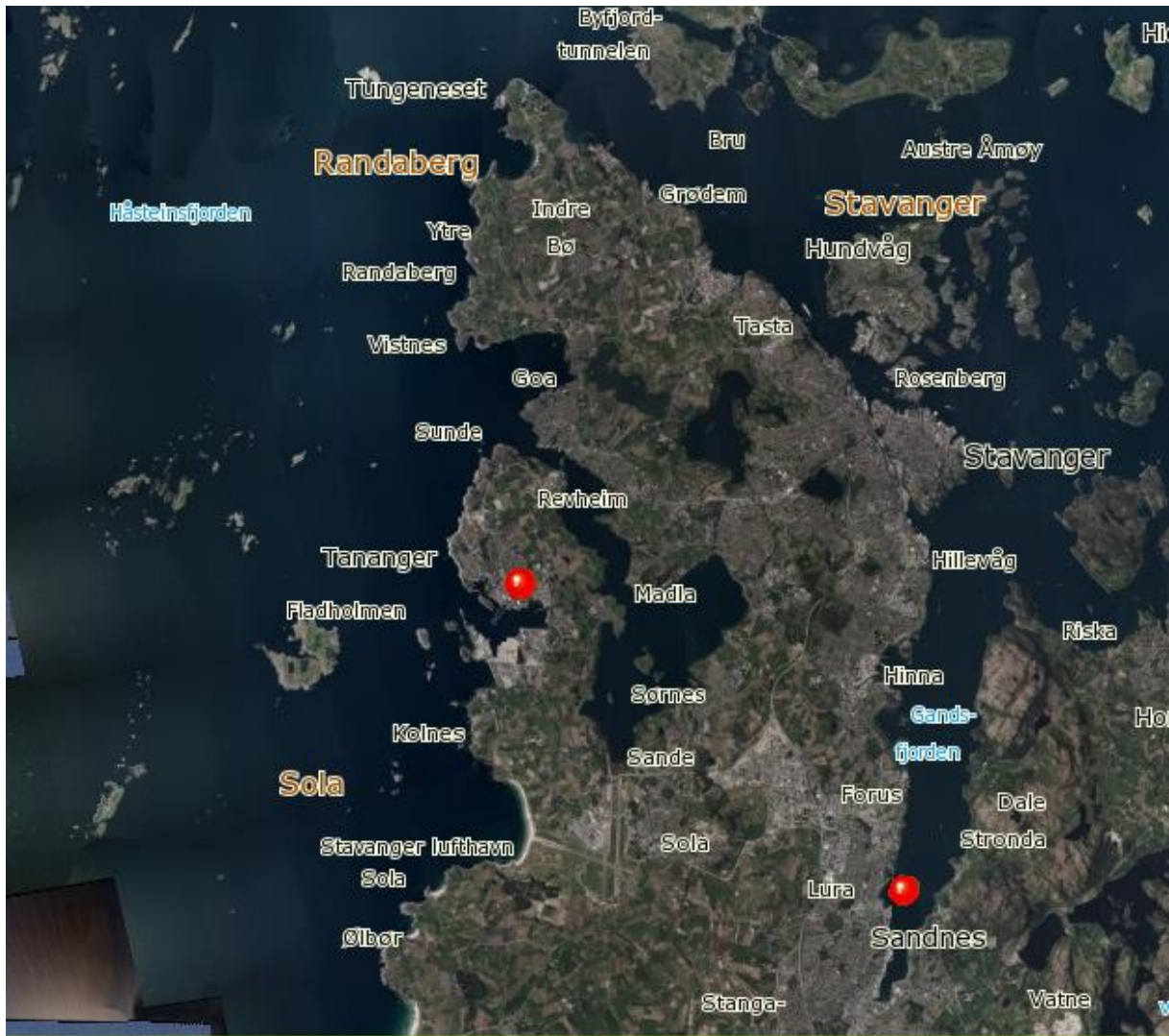
I dag blir de fleste nye kaier bygget i betong, både med tanke på bestandighet og kapasitetsutnyttelse. En stålkai krever andre hensyn for å kunne fungere som foreskrevet, og det stilles krav til kunnskaper både innen marin byggtknikk og stålkonstruksjoner.

1.0 Somaneset, Sandnes

Sandnes ligger i enden av Gandsfjorden i Rogaland. Byen er Norges 8. største med en stadig voksende befolkning. Sentrum i Sandnes omkranser Vågen, med shoppinggate, kino og høyskole i bykjernen. Dette er også stedet for havneindustrien i byen, og et voksende sentrum har overtatt mer og mer av havneområdene. Havnen behøver en lettere kommunikasjonsvei, enn gjennom Sandnes sentrum, og løsningen for Sandnes Havn har vært å fokusere sin virksomhet på andre områder. Et av disse områdene er Somaneset, et par kilometer lenger nord for Vågen.

1.1.1 Somaneset kontra Risavika

Sandnes Havn å forlenge en eksisterende betongkai med 116 m, med en ro/ro-rampe vinkelrett på kaiens lengderetning. Det er knyttet noe usikkerhet til havnedriften i Sandnes, og enkelte har hevdet at en hadde vært bedre skikket til å ta i mot havnetrafikk i den interkommunale havna Risavika vest i Sola kommune. Lokasjonsmessig er Risavika mer tilgjengelig enn Somaneset, og skipstrafikken ville spart flere timer på å losse av og på her istedenfor i Sandnes. Likevel går havnevirksomheten i Sandnes godt, noe som oppmuntrer til videre arbeid. Med bakgrunn i denne usikkerheten er det besluttet å utvide kaien i to trinn. Da vil en unngå en stor kostnad dersom det besluttes å flytte virksomheten til Risavika. Det innebærer derimot en ekstra kostnad, da ro/ro-rampen må flyttes etter den andre utbyggingen. Dersom ro/ro-rampen ikke flyttes vil den få en ugunstig plassering når betongkaien er ferdigbygget, og en vil få en lavere utnyttingsgrad av kaiområdene. Den ekstra kostnaden kommer hovedsakelig av at en må pæle et nytt fundament for ro/ro rampen, og kutte stålpælene fra første plassering. Figur 1.1 viser avstanden mellom Somaneset, Sandnes og Risavika i Sola kommune. I figur 1.1 er Somaneset, Sandnes avmerket i Gandsfjorden til høyre, og Risavika, Sola avmerket til venstre i nærheten av Tananger. Videre vestover er det åpent hav, mens nordover finner en Bokn og Haugesund. Østover ligger Ryfylke. Sjøveien til Somaneset går med andre ord alltid rundt Stavangerhalvøyen. Velges snarere Risavika som hovedhavn slipper en å kjøre inn i fjordene i det hele.



Figur 1.1 Kart over regionen

Denne oppgaven tar utgangspunkt i at kaien skal bygges på Somaneset i Sandnes kommune, hvor Sandnes havn allerede driver havnevirksomhet. Denne diskusjonen med i planleggingen og ligger som et bakteppe for vurderingene som gjøres.

1.2 Hvorfor stål og ikke betong?

Kaier og havneanlegg blir vanligvis prosjektert for å vare i minst 50 år. Dette er konstruksjoner som ofte bygges i ekstreme miljø, med bølgekrefter, klorider og høye laster fra kraner og lastebiler. Dette er noe av grunnen til at en vanligvis bygger nye kaier i betong, og ikke stål.

Betongkaier beholder sin kapasitet mye bedre i et slikt miljø enn stålkaier dersom de prosjekteres korrekt. I dette tilfelle derimot, vil ro/ro-rampen kunne ses som en midlertidig konstruksjon. Det å bygge i stål kontra å bygge i betong innebærer jevnlig korrosjonsbeskyttelse, lettere konstruksjon og større fleksibilitet til å skifte ut elementer som får varige skader. Hovedårsaken til å benytte stål i dette tilfellet er at ro/ro-kaien skal flyttes i løpet av levetiden, og dette lar seg best gjøre med en stålkonstruksjon.

2.0 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

Prosjekteringsgrunnlaget er selve fundamentet for beregninger og kalkulasjoner. Her defineres forutsetninger og antakelser, og alle aspekter som kan være styrende i prosjekteringen. Ethvert vellykket prosjekt starter med å etablere basisen for hvilket grunnlag en skal arbeide ut fra, og gir en oversikt over fundamentale aspekter ved prosjektet.

2.1 Forutsetninger

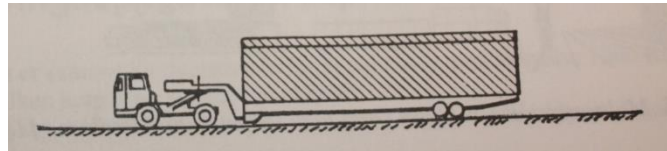
Det er flere forutsetninger som ligger til grunn i prosjekteringen. Hovedprosjektet ro/ro-kaien er en del av en kaiforlengelse på havneområdene til Sandnes Havn på Somaneset i Sandnes kommune. Hovedprosjektet skal bli gjennomført i to faser, og utvidelsen skjer dermed i to omganger. Ro/ro-kaien som skal prosjekteres i denne masteroppgaven skal plasseres normalt på kaiutvidelsens retning, og skal bli utført som ren stålkonstruksjon. Det mest fremtredende forutsetningen er at kaien skal oppføres på en lokasjon i hovedprosjektets første byggetrinn, for dernest å flyttes i byggetrinn to. Dette er for å ha den utstikkende stålkaie i flukt med enden på kaiutvidelsen. Kaiutvidelsen blir utført som betongkonstruksjon med lignende dimensjoner som den eksisterende kaien på lokasjonen.

Det legges til grunn at byggetrinn to starter og gjennomføres midt i stålkonstruksjonens totale levetid. Levetiden for stålkaie er satt til 50 år. Konstruksjonen forutsettes fundamentere. Pæledimensjoneringen er ikke en del av masteroppgaven, og vil dermed ikke bli prosjektert. Videre forutsettes det at pælesystemet blir utført på samme metode i byggetrinn en og byggetrinn to, slik at stålkonstruksjonens utforming beholdes i begge byggetrinn.

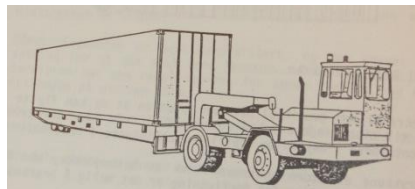
Kaier og havneområder settes i pålitelighetsklasse 2 etter NS-EN 1990:2000+NA:2008. Dette innebærer at kontrollklassen settes til N (normal).

2.1.1 Ro/ro-kai

En Ro/ro-kai er en skrånende kai som legger til rette for at rullende last kan transporteres av og på skipet på en effektiv måte. Ro/ro står for «roll on – roll off». For Ro/ro-last kan en eksempelvis benytte spesielle trekkvogner som i figur 2.1, som består av terminaltraktor og terminalvogner som i figur 2.2

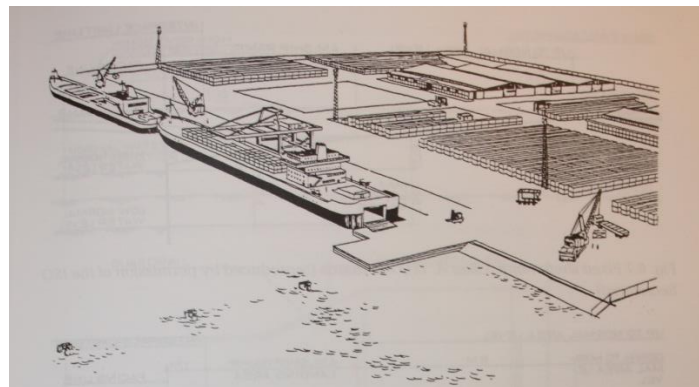


Figur 2.2 Trekkvogn for ro/ro-last, hentet fra Eie, 2000



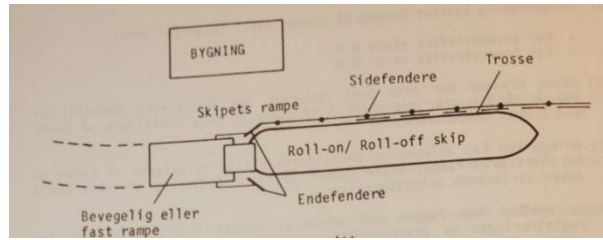
Figur 2.3 Terminaltraktor og terminalvogn, fra Norske Sivilingeniørers forening, 1988
(Del 2)

En havneterminal har vanligvis minst én ro/ro-kai. Som en kan se i figur 2.3, er det også mulig å kombinere en ro/ro-kai med en lo/lo-kai («lift on - lift off»).



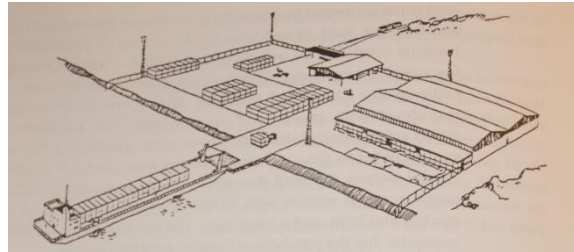
Figur 2.4 Kombinasjon av ro/ro- og lo/lo-kai, fra Agerschou et al, 2004

Ro/ro-skip har ofte en luke på akter eller baug av skipet som kan legges ned, slik at lasten kan rulles av eller på. Enkelte har derimot en vinklet rampe som kan senkes ned, slik at den kan losse av og på også ved sidefortøyning. I figur 2.4 ser en ovenfra hvordan en ro/ro kai kan utformes med fortøyning parallelt med kaiens lengde.



Figur 2.5 Ro/ro-kai sett ovenfra, fra Norske Sivilingeniørers forening, 1988 (Del 2)

En annen løsning er at skipet legger til kai normalt på kaiens lengde, som i figur 2.5. Denne metoden er mest gunstig ved korte anløp, der skipet kan bidra til å holde sin posisjon med propellene, og brukes gjerne for ferjer. Ved lengre anløp vil det være bedre med løsningen i figur 2.4, hvor en kan fortøye skipet ordentlig under lossingen.



Figur 2.6 Lossing av skip normalt på kaiens lengderetning, fra Agerschou et al, 2004

2.2 Lastgrunnlag

De opptredende lastene blir oppsummert i lastgrunnlaget. Lastene som benyttes i dimensjoneringen skal være i samsvar med de laster som faktisk kommer til å forekomme i løpet av konstruksjonens levetid. Ulykkeslast er ikke tatt med i prosjekteringen, slik at ved laster som overskrider den dimensjonerende lastvirkningen vil det kunne forekomme lokale brudd på konstruksjonen, men dette skal ikke føre til en plutselig kollaps. Det er lagt opp til at enkeltelementer kan byttes ut ved brudd, men for å være på den sikre side settes utnyttelsesgraden til rundt 90 %.

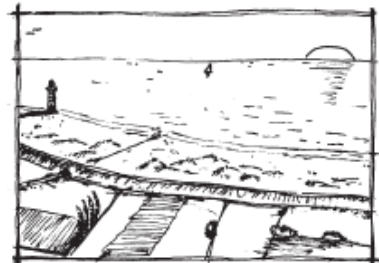
Lastfaktorer er hentet fra NS-EN 1990:2002+NA:2008.

2.2.1 Vindlast

I beregning av vindlast på konstruksjonen benyttes NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. For Sandnes skal det etter denne standarden beregnes vindlast for en referansevindhastighet $v_{b,0} = 26$ m/s. Terrengkategorien settes til kategori 1: Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer. Nå kan riktignok havnen på Somaneset, Rogaland også anses som kyststrøk, som kvalifiserer for terrengkategori 0, men lokasjonen inne i en fjord tilsier at kategori 1 gir et mer riktig vindbilde. Figur 2.6 viser hvordan standarden illustrerer de aktuelle terrengkategoriene.

Terrengkategori 0

Kyststrøk som er eksponert for åpent hav



Terrengkategori I

Innsjøer eller områder med lite vegetasjon og uten hindringer

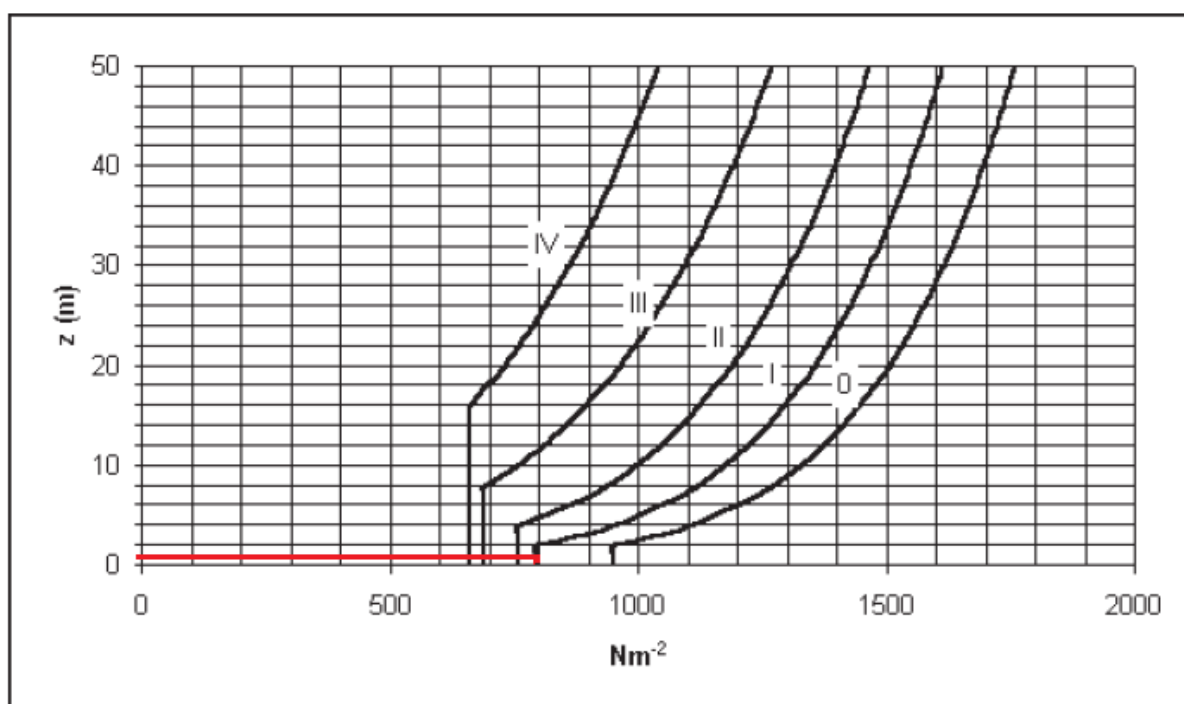


Figur 2.7 Terrengkategorier etter NS-EN1991-1-4

Standarden har følgende formel for vindkasthastighetstrykket som konstruksjonen blir utsatt for:

$$q(z)_p = k_1 * k_2 * k_3 * c_{dir}^2 * c_{alt}^2 * c_{season}^2 * c_{prob}^2 * q_{p0}(z)$$

Da det verken er betydelige åser eller skråninger i nærheten av kaikonstruksjonen settes $k_1=k_2=k_3=1,0$. Videre settes c_{dir} konservativt lik 1,0, $c_{alt}=1,0$, $c_{prob}=1,0$ og sluttvis kan også c_{season} settes lik 1,0. Dette betyr at $q(z)_p$ tilsvarer grunnverdien for hastighetstrykket fra vindkastet $q_{p0}(z)$ som fremkommer i figur 2.7.



Figur 2.8 Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast for $v(b,0) = 26$ m/s, etter NS-EN 1991-1-4

Som vi ser av figuren settes vindlasten lik $800 \text{ N/m}^2 = 0,8 \text{ kN/m}^2$.

2.2.2 Snølast

Verdien for karakteristisk snølast bestemmes i det nasjonale tillegget i NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. For Sandnes er denne satt til $1,5 \text{ kN/m}^2$. Helningen på kaien er relativ liten, men en kan i beregninger med snølast inkludere samme formfaktor som for flate tak, som i følge NS-EN 1991-1-3 er lik 0,8 (opp til helning 30°). Dette gjør at vi har karakteristisk snølast på $1,2 \text{ kN/m}^2$ i dette tilfellet.

2.2.3 Ro/ro-last

Standardverket og eurokodene har ingen klare retningslinjer for hvilke laster en kan forvente på kaier og havneområder. Lastene som forekommer avhenger selvsagt av formålet for kaiområdene og bruken av disse. I boka «Port designer's handbook» av Carl A. Thoresen (2010) kan en finne anbefalte verdier for prosjekteringen med tanke på formål. Figur 2.8 viser de anbefalte verdiene fra denne boken.

Type of traffic and cargo	Loading in kN/m ²
<i>General loading:</i>	
Light traffic or small cars	5
Heavy traffic or trucks	10
General cargo	20
Palletised general cargo	20–30
Multi-purpose facility	50
Offshore feeder bases	50–200
Heavy vehicles, heavy crane, crawler crane, etc. that operate from the berth front and 3 m inboard	60
Heavy vehicles, heavy crane, crawler crane, etc. that operate from 3 m behind the berth front and further inwards	40–100
<i>Container loading:</i>	
Empty and stacked 4 high	15
Full and stacked 2 high	35
Full and stacked 4 high	55
General ro/ro loads	30–50

Figur 2.9 Nyttelaster på kai etter Thoresen, 2010

Her anbefales det å benytte en nyttelast på 30-50 kN/m² for ro/ro-kaier. Den aktuelle ro/ro-kaien skal derimot ikke tjene som formål å oppbevare gods, eller lignende, og det er valgt å sette nyttelasten fra kaien til 30 kN/m². På grunn av utformingen av ro/ro-kaien vil det mest sannsynlig kun være plass til en av- eller påkjørende terminaltraktor med trekkvogn. Det virker derfor fornuftig å ikke dimensjonere for høyere nyttelast i denne situasjonen.

2.2.4 Lastebiler og trekkvogner

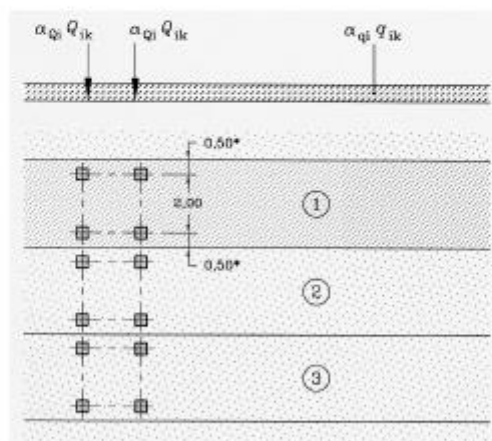
Fastsettelsen av laster fra kjøretøy har vist seg å være krevende. En vet at det benyttes terminaltraktorer med trekkvogner for å losse containere, men det kan også tenkes at lasten organiseres på lastevogner for lastebil, eller at lasten i seg selv er kjøretøy.

Den maksimalt tillatte vekten av containere etter ISO-standard er henholdsvis 240 kN for en 20 fots container og 305 kN for en 40 fots container (Thoresen, 2010). Gordon Lindseth produksjef i Brubakken AS, som er leverandør av trekkvogner, har i vedlegg A oppgitt vekter for deres systemer. Disse systemene produseres av det tyske MAFI Transport-Systeme GmbH, og trekkvogner kalles i dag gjerne bare MAFI-traller eller MAFI-vogner. Et enkelt regnestykke med den tyngste trekkvognen og en fullastet 40 fots container, viser at maksimal totallast vil bli omtrent 390 kN ($8750 \text{ kg} * 9,81 \text{ m/s}^2 + 305 \text{ kN}$). Her vil halvparten av lasten overføres til terminaltraktoren og den andre halvparten vil bli fordelt på hjulene på trekkvognens bakpart. Regner en forenklet med bare to hjul vil lasten per hjul bli 98 kN. I vedlegg A finner en dessuten aksellast for belastet situasjon, der den maksimale aksellasten er $66\ 000 \text{ kg} * 0,91 \text{ m/s}^2 = 647,5 \text{ kN}$. Denne lasten fordeles på to sider med fire hjul hver, slik at belastning per hjul blir 81 kN. Med tanke på ISO-kravet må en så høy last anses som den maksimale belastningen trekkvognen kan utsettes for uten å bryte sammen.

NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 behandler trafikklast for broer. Her defineres aksellastene ut fra kjørefelt, med høyest last for hovedfelt, «lane number 1», og lavere vertikale laster for tilstøtende kjørefelt. Figur 2.9 er hentet fra tabell 4.2 i NS-EN 1991-2. Lastmodell 1 med tandem system i standarden er lagt til grunn for prosjekteringen, selv om lastmodell 3 for spesialkjøretøy også kunne gjort seg gjeldende. Dette er fordi en ikke har fått kjennskap til hvilke spesifikke kjøretøy en planlegger å benytte i havnen i løpet av konstruksjonens levetid.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

The details of Load Model 1 are illustrated in Figure 4.2a.



Key
(1) Lane Nr. 1 : $Q_{ik} = 300 \text{ kN}$; $q_{ik} = 9 \text{ kN/m}^2$
(2) Lane Nr. 2 : $Q_{ik} = 200 \text{ kN}$; $q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
(3) Lane Nr. 3 : $Q_{ik} = 100 \text{ kN}$; $q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
* For $w_j = 3,00 \text{ m}$

Figur 2.10 Aksellaster etter lastmodell 1 i NS-EN 1991-2

Her fordeles aksellasten på to hjul med et lastareal på 400 x 400 mm. Denne lasten er høyere enn hva en kan forvente fra trekkvognene, og blir derfor gjeldende. En kunne også dimensjonert for en jevnt fordelt last, som en ser av figuren. Denne er derimot svært liten i forhold til den jevnt fordelte lasten som virker på ro/ro-kaien. Da en i dette tilfellet ikke kan ha både jevnt fordelt ro/ro-last og punktlaster fra trafikk samtidig vil en måtte sjekke to situasjoner for plateelementene. I beregningene for bæresystemet med hoveddragere og sekundærbejelker inngår begge lasttypene i modelleringen. Dette gir økt sikkerhet i konstruksjonen, og en vil kunne ha et kjøretøy på kaien samtidig som en benytter deler av kaien til ro/ro-last.

Karakteristisk last for trafikk i prosjekteringen settes dermed til 150 kN, med lastflaten 400 x 400 mm. Dette styrer også valget av terminaltraktor. Her finnes det en rekke modeller å velge mellom, men på denne kaien settes en begrensning på aksellasten til 300 kN. I beregningen av sekundærbejelker vises dette som er lasttog med to laster à 150 kN med mellomrom på 1,2 m plassert i den mest ugunstige posisjonen. For hoveddragere er avstanden mellom punktlastene

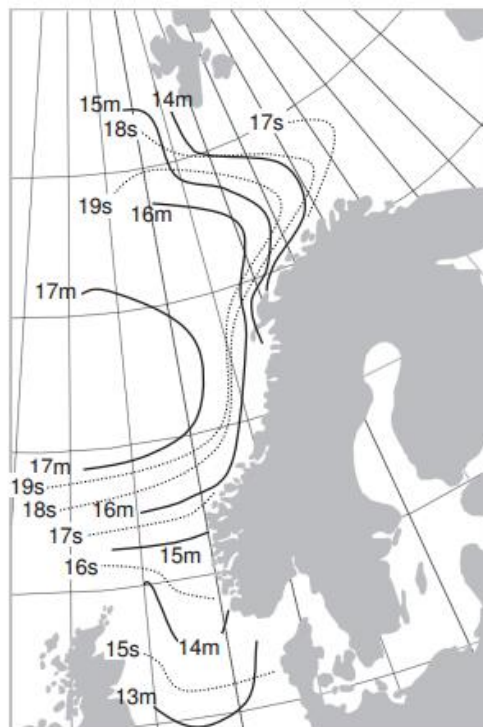
2,0 m. I virkeligheten er disse punktlaster fordelt på et lastareal, men i beregningene er det benyttet punktlaster som innebærer at en vil oppnå noe konservative resultater.

2.2.5 Laster fra skip

Laster fra skip blir overført til betongkaien, gjennom fortøyningslinjer fra skip til pollere. Det er ikke prosjektert pollere på ro/ro-kaien, og fortøyningslaster vil ikke bli behandlet. For ro/ro-kaien omhandler laster fra skip anløpslaster og laster på fenderne. Fendere og fenderlaster blir behandlet i kapittel 4.

2.2.6 Bølger og strøm

Somaneset, Sandnes ligger i Gandsfjorden og kan anses som innaskjærs, slik at en vil bli beskyttet mot de største bølgene og dønningene som en kan oppleve i Nordsjøen. Figur 2.10 er hentet fra NORSOK N-003 og er en fremstilling av signifikante bølgehøyder, H_s , med en årlig sannsynlighet for overskridelse på 1 %. Denne bølgen kalles gjerne hundreårsbølgen, og er dimensjonerende for marine konstruksjoner når det kommer til bølgekrefter. Signifikant bølgehøyde defineres som gjennomsnittet av de $\frac{1}{3}$ høyeste observerte bølgene som forekommer på lokasjonen innen 20 minutter (Kamphuis, 2010). Av figuren kan en også se den maksimale perioden disse bølgene kan ha, kalt «peak period», T_p .



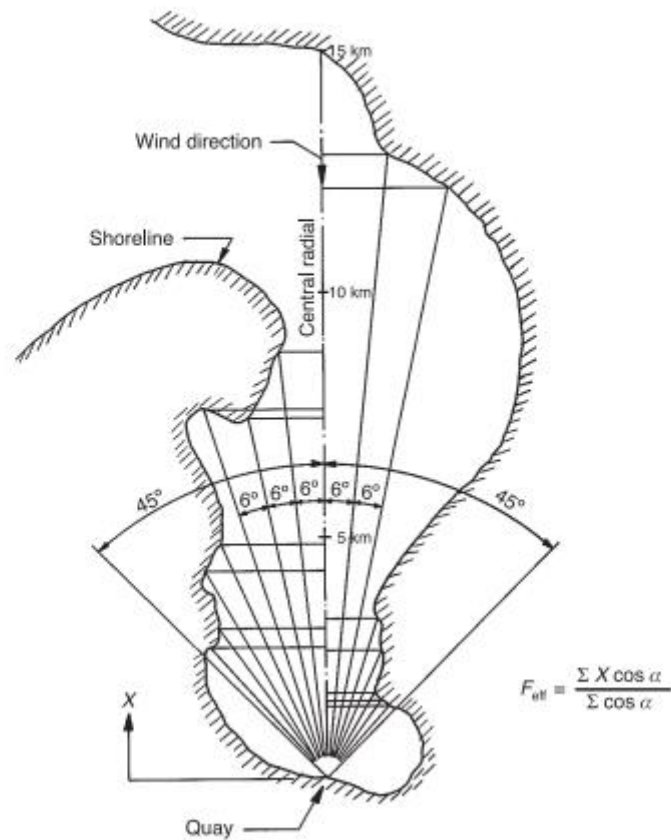
Figur 2.11 Signifikante bølgehøyder og bølgeperioder i farvannene som omkranser Norge

Det er klart at disse bølgene ikke kommer inn til Somaneset, Sandnes når en ser på figur 2.11. Bølger som kommer fra vestlig retning vil ikke kunne nå inn til denne delen av Gandsfjorden, da de vil bli stoppet av landområder og skjær. Bølger som kommer fra nordvestlig retning vil treffe land på Karmøy, representert i figur 2.11 med Skudeneshavn og også på Kvitsøy og Hundvåg.



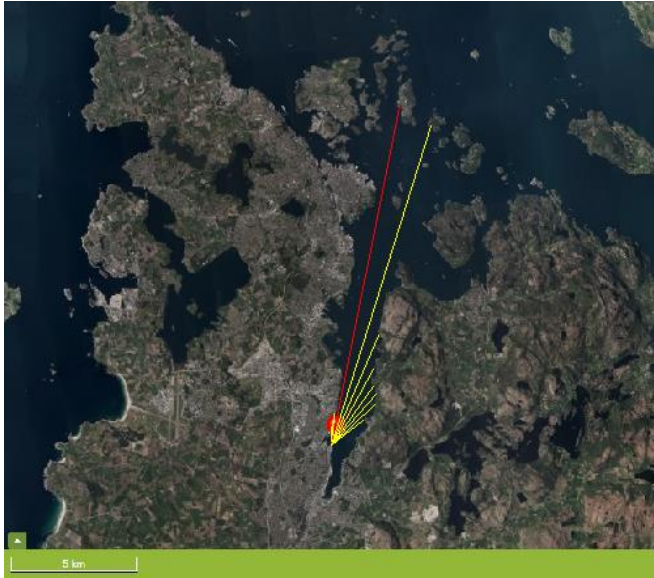
Figur 2.12 Kart over lokasjonen Somaneset, Sandnes

Det blir dermed de vindgenererte bølgene som vil bli dimensjonerende i dette tilfellet. Signifikant bølgehøyde for vindgenererte bølger kan bestemmes ut fra vindhastighet og strøklengde. Strøklengde er den avstanden vinden kan blåse over før den treffer land. For å bestemme hvilken strøklengde en kan benytte, ser en på effektiv strøklengde for fjorden. Ved smale fjorder vil friksjonen mot sidekantene i fjorden bremse hastigheten til vannmassene og det ville være ukorrekt å benytte maksimal strøklengde i en slik situasjon. Derfor benyttes metoden i Thoresen (2010), som vises i figur 2.12, for å kalkulere effektiv strøklengde.



Figur 2.13 Beregning av effektiv strøklengde

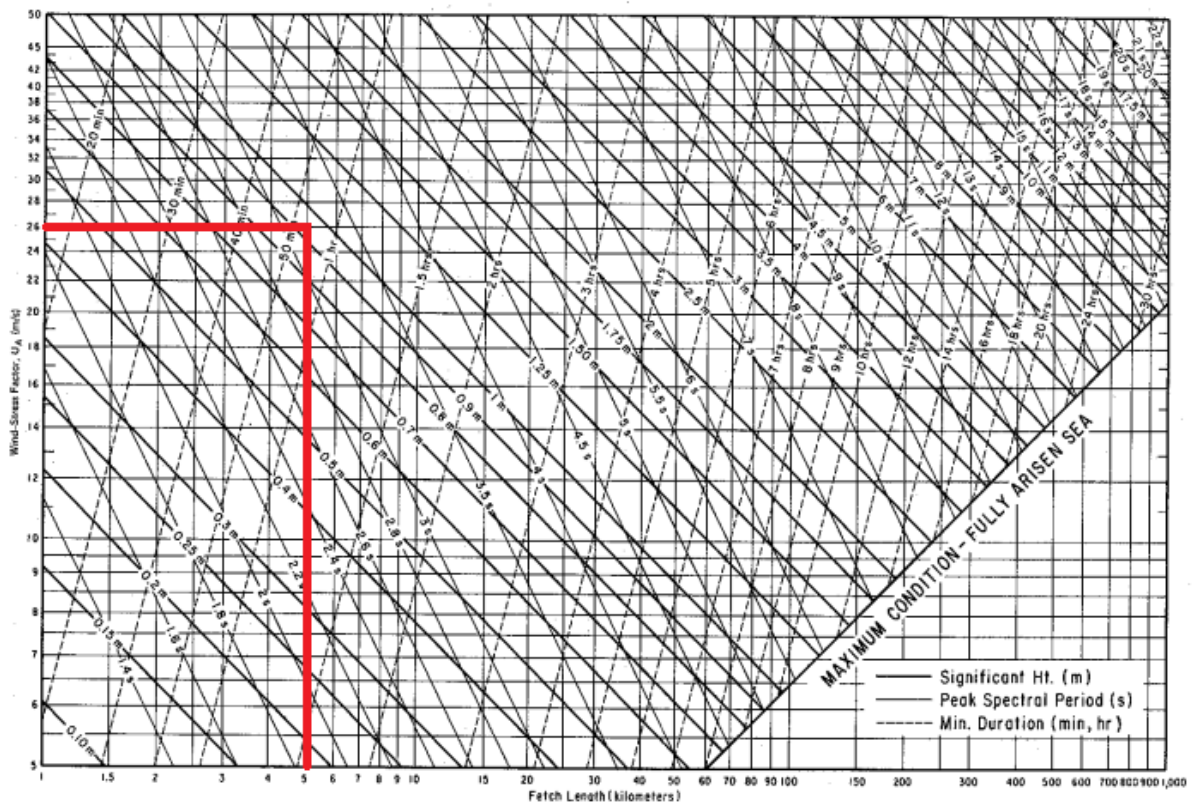
Denne metoden er tatt i bruk for Somaneset, Sandnes, og vises i figur 2.13. Her er land over vann satt som begrensning for strøklengdene, men en kunne også ha inkludert effekten av skjær og grunner.



alpha	radianer	cos(alpha)	X	Xcos(alpha)
12	0,209	0,978	715,2	699,5712
6	0,105	0,995	1243,5	1236,6880
0	0,000	1,000	13740,9	13740,9000
6	0,105	0,995	13283,0	13210,2343
12	0,209	0,978	4779,5	4675,0565
18	0,314	0,951	3474,5	3304,4459
24	0,419	0,914	2881,2	2632,1072
30	0,524	0,866	2688,2	2328,0495
36	0,628	0,809	2352,6	1903,2934
42	0,733	0,743	1605,6	1193,1933
			9,228	44923,5392
Feff			4868,110 m	

Figur 2.14 Effektivstrøklengde med beregning

Effektiv strøklengde er kalkulert til 4868,110 m og avrundes til 5 km. Bruker en et «wave hindcast nomogram» fra Kamphuis (2010) som vist i figur 2.14, vil en få en signifikant bølgehøyde på 0,9 m

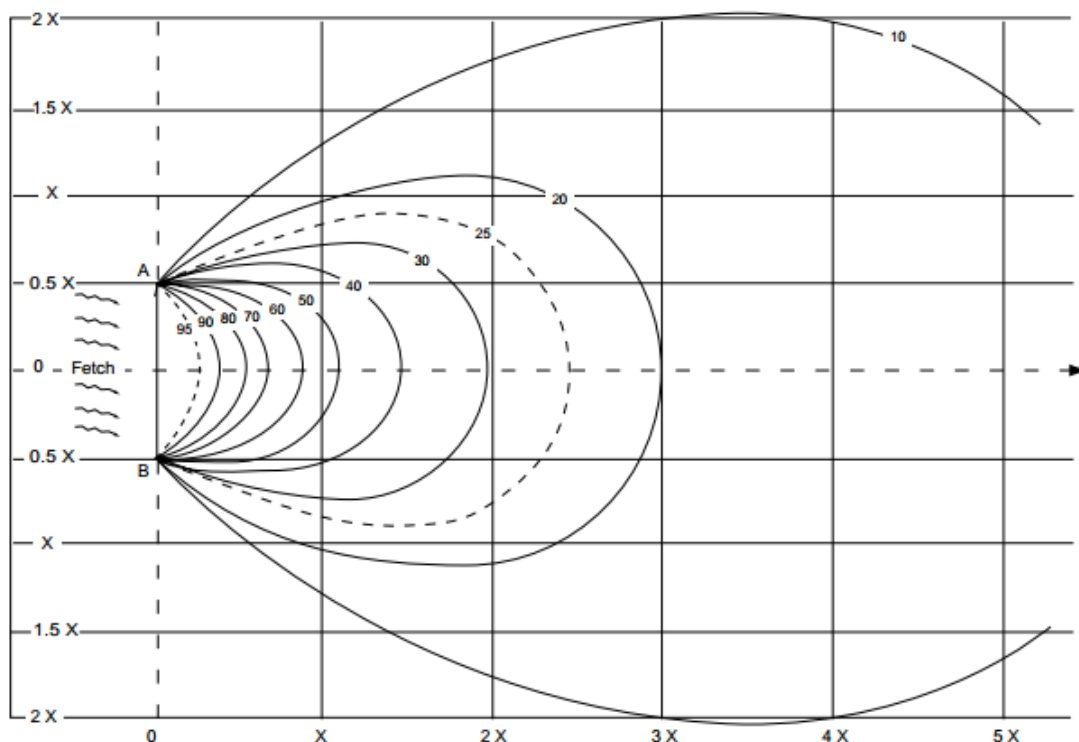


Figur 2.15 Wave hindcast monogram med aktuell vindhastighet og strøklengde avmerket

I dette diagrammet ser en at en signifikant bølgehøyde på 0,9 m oppnås ved storm i rundt én time. Dersom det var usannsynlig at det kunne være vindhastigheter i Sandnes på 26 m/s i så lenge som en time, ville bølgehøyden vært varighetsbegrenset («duration limited»). Vestlandet er godt kjent for høye vindhastigheter og mye vind slik at denne bølgehøyden vil kunne anses som strøkbegrenset («fetch limited»).

Resultatet en får fra Wave hindcast monogram gir et røft estimat på bølgehøyden. Det kan gjerne benyttes som en veiledende bølgehøyde, men i større prosjekter bør en gjennomføre egne målinger for bølgehøyden. Da kan en sammenligne ulike bølgehøyder i forhold til vindhastighetene den dagen, eller i forhold til vannstand og tidevann.

Bølgene vil miste energi idet de kommer innover mot lokasjonen. Dette er på grunn av turbulens som kan forekomme når bevegelsen til bølgene blir avbøyd rundt skjær og landområder og også på grunn av friksjon mot havbunn og tilstøtende landmasser. Fenomenet kalles dissipasjon (WMO, 1997). Verdens meteorologiske organisasjon (WMO) har utarbeidet et diagram som kan benyttes for å finne spredningsfaktoren for finne tapet av bølgeenergi, som følge av strøklengden, «fetch». Dette diagrammet vises i figur 2.15.



Figur 2.16 Diagram for reduksjon i bølgeenergi

For denne oppgavens formål er det derimot vurdert som tilstrekkelig å benytte de konservative verdiene fra Wave hindcast monogram. Dette er fordi tillegget fra dønningene i havet vil være betydelig redusert som følge av dissipasjon og diffraksjon, avbøying på grunn av bølgens forplantning i planet.

Kreftene som genereres av bølene vil treffe pælene og inngår i pæledesignet. For ro/ro-kaiens del er den signifikante bølgehøyden mest interessant i forbindelse med å fastslå hvorvidt deler av konstruksjonen blir truffet av bølgene, og nivået bølgene legger seg på. Dersom bølgene hadde truffet ro/ro-kaien i normalsituasjonen måtte disse ha blitt dimensjoner mot denne lastvirkningen. Ser en nærmere på lastene kaikonstruksjonen utsettes for, ser en at for at kreftene fra bølger skal gjøre seg gjeldende i dimensjoneringen måtte de ha vært høyere enn punktlasten på 150 kN og den jevnt fordelte lasten på 30 kN/m² som karakteristiske verdier. I tillegg er ro/ro-kaiens utforming nokså horisontal, slik at en bølge som hadde truffet kaien ville ha fordelt seg på overflaten av den, snarere enn å smelle inn i kaien med høy kraft.

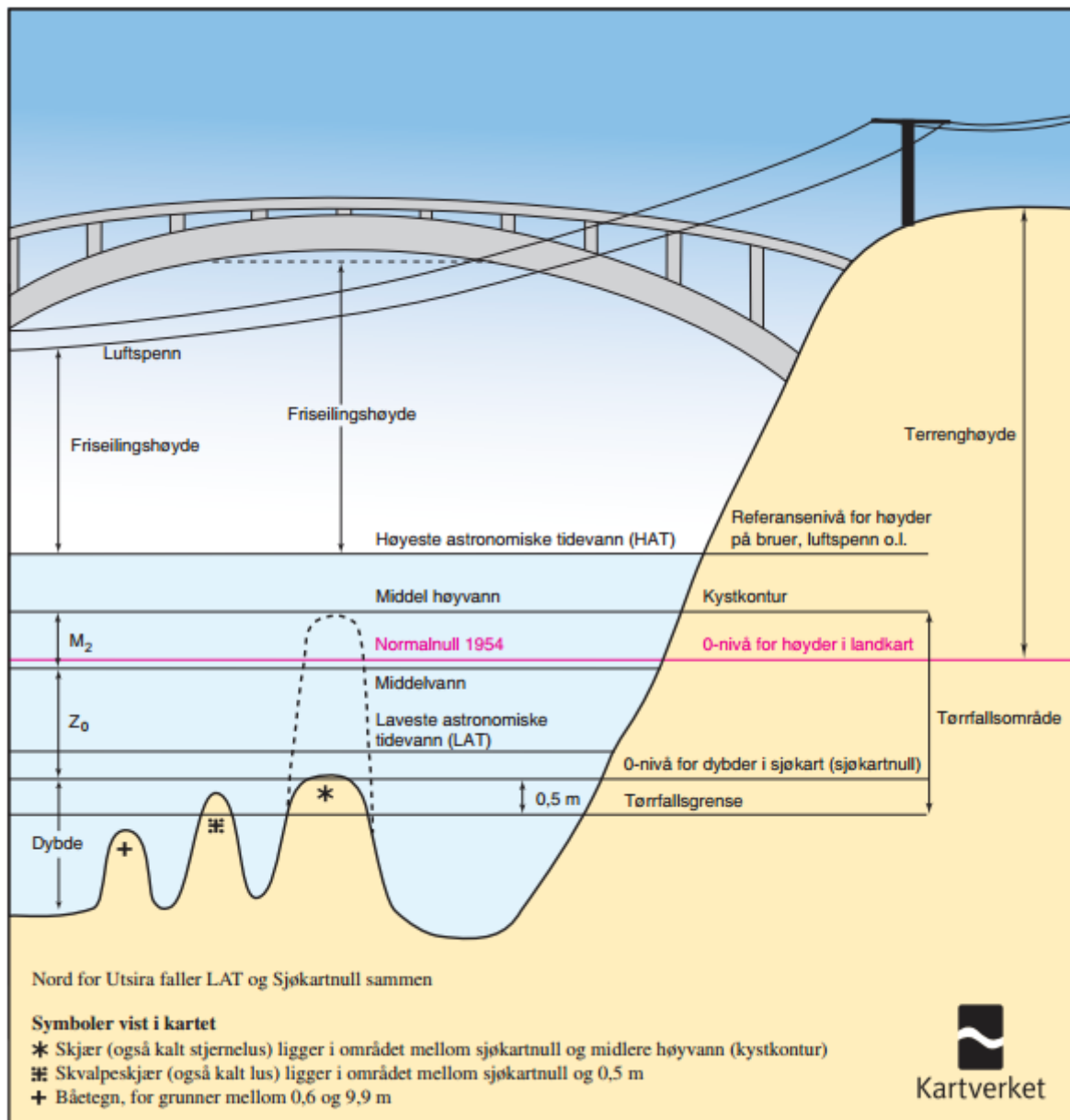
Strømforholdene i Gandsfjorden kan ikke synes å være fremtredende. Lokasjonen ligger snaue 3 km fra enden av fjorden, og det er ingen betydelige elver som renner ut i havet. Eventuelle strømmer vil bli inkludert i dimensjonering av pæler.

2.2.7 Designskip

Designskipet som utgjør den dimensjonerende lastsituasjonen er av typen kalt «General Cargo», generelt lasteskip på norsk. Skipets dødvektstonnasje (DWT) er satt til 7 000 tonn. Den totale lengden LOA er 115 m, bredden B er 17,6 m og høyden H er 9,3 m. Dypgangen D til designskipet er satt til 6,8 m. Lasteskipet skal ha losserampe i baug eller akter for å kunne benytte ro/ro-kaien.

2.3 Referansehøyder

Som referansenivå i Norge benyttes Normalnull 1954, NN1954, som offisielt nasjonalt høydesystem. På folkemunne kalles dette systemet NGO etter Norges geografiske oppmåling (nå: Kartverket). Dette høydesystemet er knyttet til ett fundamentalpunkt; vannstandsmåleren i Tregde, Mandal. Grunnlaget for høyden til fastmerket er middelvannstandsberegninger fra vannstandsmålere i Oslo, Nevlunghavn, Tregde, Stavanger, Bergen, Kjølstad og Heimsjø (Harsson et al, 2009). Sammenhengen mellom ulike aktuelle referansenivå vises i figur 2.16.



Figur 2.17 Referansenivå i kystsonen, hentet fra Kartverket
(<http://sehavniva.no/tema/tidevann-og-vannstand/viktige-vannstandsniwa/>)

Høydesystemet NN1954 blir gradvis erstattet av Normalnull 2000, NN2000, med fundamentalpunkt i Amsterdam, Nederland, men foreløpig brukes ennå NN1954.

For havområdene er det sjøkartene som gjelder. For å sørge for sikkerhet når en ferdes på sjøen er nullnivået satt til det nivået vannstanden sjelden er under. Nordsjølandene innførte laveste astronomiske tidevann (LAT) som felles sjøkartnull i 2000 (Harrison et al, 2009). Somaneset, Sandnes blir derimot inkludert i unntaket som gjelder for områder der værrets virkning dominerer vannstands nivået. Som en ser i figur 2.17 er sjøkartnull satt lavere enn LAT fra Oslofjorden til Utsira. Dette er som sagt av sikkerhetsmessige årsaker.

Strekning	Sjøkartnull
Indre Oslofjord (innenfor Drøbaksundet)	30 cm lavere enn LAT
Fra svenskegrensen til og med Utsira (i Karmsundet går grensen ved Salthusstrømmen)	20 cm lavere enn LAT
Resten av landet, inkludert Svalbard	Sammenfallende med LAT

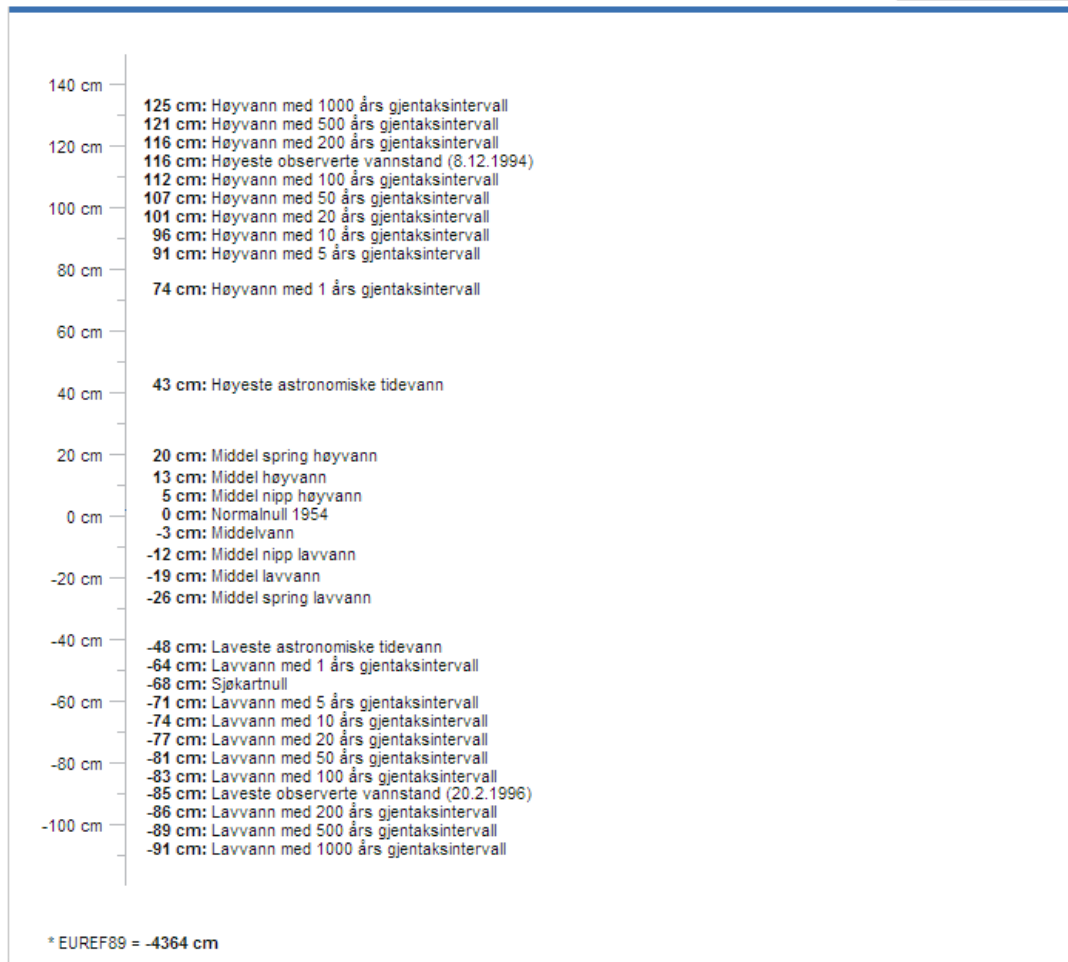
Figur 2.18 Sjøkartnull langs Norskekysten

Nivået på eksisterende betongkai sammenfaller med nivået på den nye betongkaien som skal bygges. For å sikre en god overgang mellom ro/ro-kaien og betongkaien, settes også nivået på kaioverflaten til NN1954 +2,5 m. Ro/ro-kaien har en helning ut mot kaifronten på 1:12, slik at kaifronten er på NN1954 +1,0 m. Dette stemmer greit overens med anbefalingene i «Anvisninger for havnebygging» (Norske Sivilingeniørers forening, 1988 (Del 2)). Forholdet mellom de forskjellige høydesystemene for Somaneset, Sandnes fremkommer i figur 2.18.

Vannstand for Somaneset, Sandnes (Rogaland)

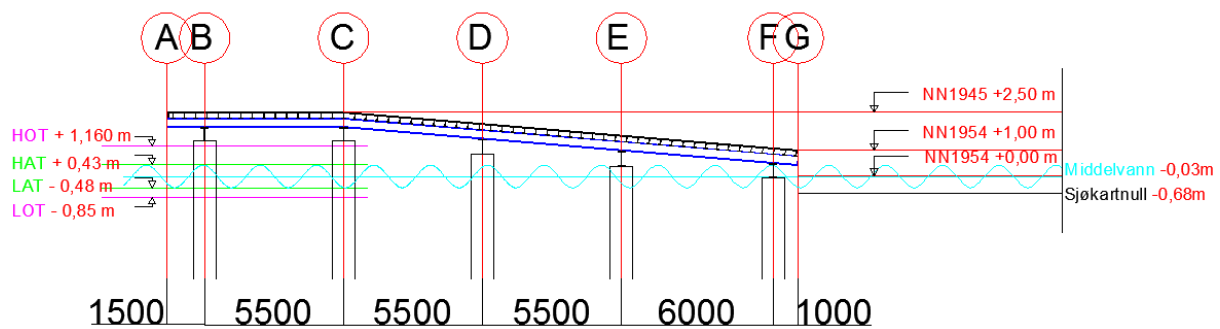
Vannstandsniå : Vannstandsniået er nødvendig å kjenne til ved fastsetting av eiendomsgrenser, bygging i strandsonen, forsikringsoppgjør og liknende.

Normalnull 1954 ▼



Figur 2.19 Vannstandsniåer for Somaneset, Sandnes, hentet fra sehavniva.no

Som en ser er sjøkartnull satt 68 cm lavere enn NN1954, slik at sjøkartnull vil være på NN1954 - 0,68 m i dette tilfellet. Videre ser en også at høyeste observerte tidevann er på NN1954 +1,16m, noe som betyr at kaifronten enkelte ganger kan være under havoverflaten. Dette faktum aksepteres, og korrosjonsbeskyttende tiltak iverksettes. Dette forklares nærmere i kapittel 5. Snittet av kaien med referanseshøyder og signifikant bølgetilstand er vist i figur 2.19.

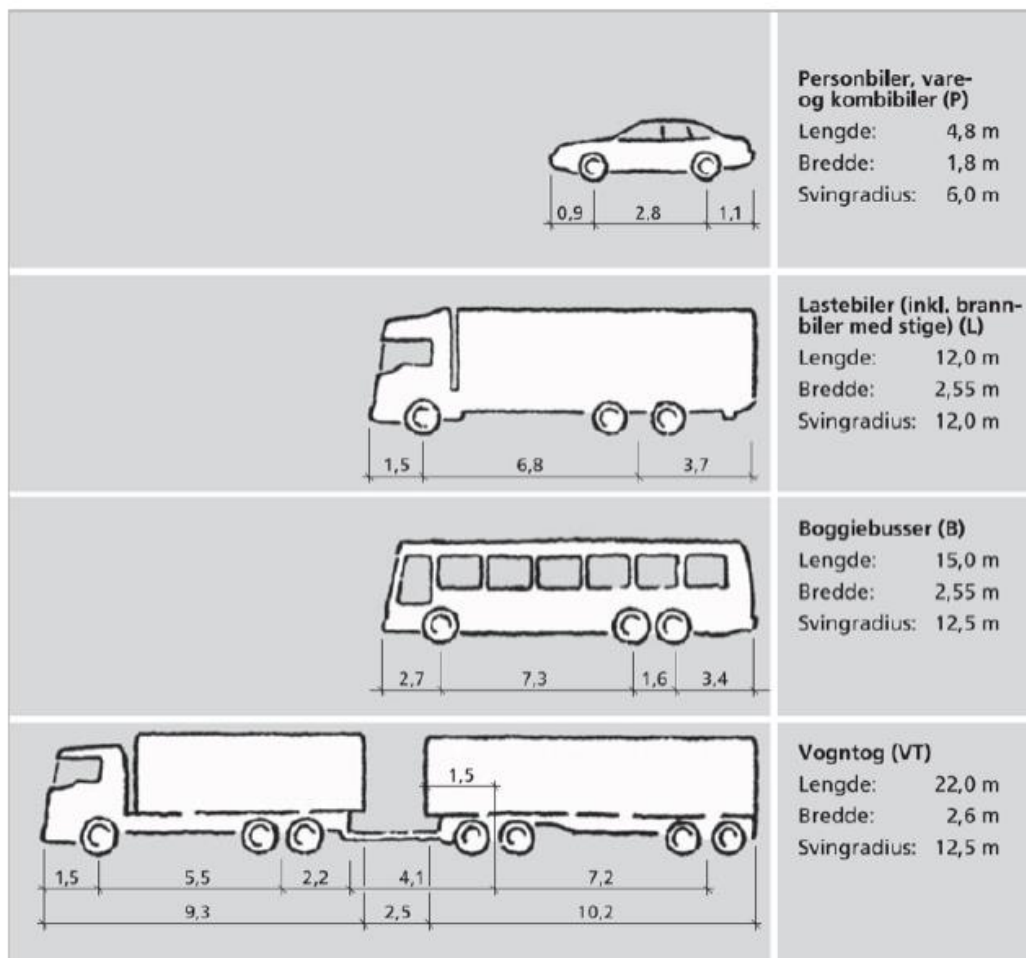


Figur 2.20 Snitt av ro/ro-kaien med høydereferanser

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) har utarbeidet en rapport (Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap, 2009) angående havnivåstigning de neste årene. I denne rapporten anslås det at innen år 2050 har havnivået i Sandnes steget om lag 25 cm. I løpet av samme periode mener DSB at landmassene kommer til å heve seg 6 cm, som gir effektiv havnivåstigning på 19 cm. I forhold til ro/ro-kaien betyr dette at større del av hoveddragerne kan komme under vann i løpet av konstruksjonens levetid. Dette betyr også at lasteskipene kan treffe kaien lavere på skroget, og i verste tilfelle få en ugunstig vinkel mellom lasterampen og kaien. Som vi skal se i kapittel 5 er korrosjonsproblematikken størst i plaskesonen hvor konstruksjonsdelene vekselvis er tørre og våte. Havnivåstigningen er notert og tatt høyde for i korrosjonsbeskyttelsen av konstruksjonen.

3.0 KONSTRUKSJONEN

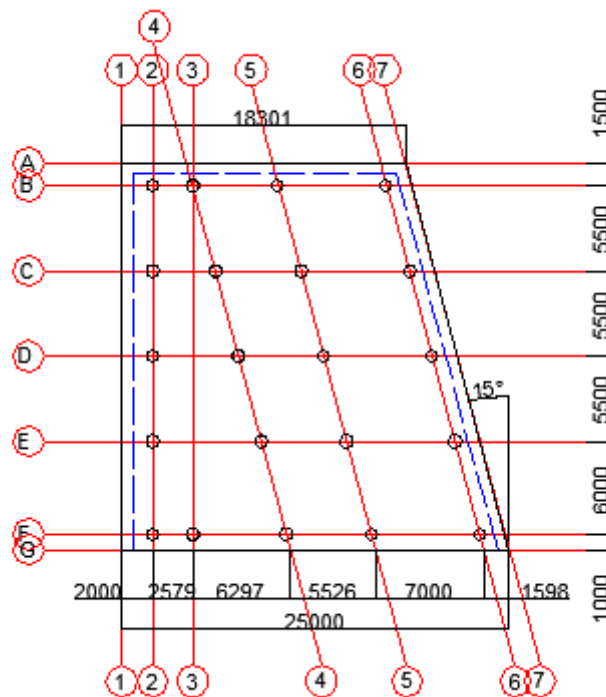
Konstruksjonen oppføres som ren stålkonstruksjon med hoveddragere normalt ut fra eksisterende betongkai og sekundærdragere parallelt med eksisterende kaifront. For at vann og snø ikke skal samle seg på ro/ro-rampens kaidekke etableres det en helning på 1:12. Helningen avsluttes 7 meter fra stålkaiens nordligste kant, slik at overgangen fra stålkaien til den eksisterende betongkaien blir på samme nivå. En bredde på 7 meter anses som tilstrekkelig for at et vogntog med svingradius på 12,5 meter skal kunne kjøre over til betongkaien på en trygg og sikker måte. Som vist i figur 3.1 vil en svingradius på 12,5 m inkludere lastebiler med både en og to vogner.



Figur 3.21 Svingradius for kjøretøy etter Vegvesenets Håndbok 017, 2007

3.1 Aksesystemet

Arbeidet med å etablere et effektivt og passende aksesystem for ro/ro-kaien ble tilegnet god tid, da dette legger grunnlaget for oppbygningen for konstruksjonen. Aksesystemet hører tett sammen med plasseringen av pælene og skal sørge for at det blir enkelt å gjennomføre pælearbeidet. Den opprinnelige tanken var å prosjektere en kvadratisk ro/ro-kai med sider 25 m x 25 m. Etter å ha skissert opp kaien kom det fram at det var deler på kaien som ikke kom til å være i bruk, da kaien er en lossekai, og kjøretøyene som skal bruke den krever visse svingradius for å komme seg på og av den. Formen på kaien ble dermed trapesformet med en kaifront på 25 m, og en bredde på kaien i bakkant på 18,3 m. Dette er en endring av ytterlinjen med 15° fra kaifronten. Vinkelen her dannet grunnlaget for plasseringen av aksesystemet og dermed også fordelingen av pæler. I figur 3.2 er ro/ro-kaien inntegnet med aksesystem og pæleplassering.

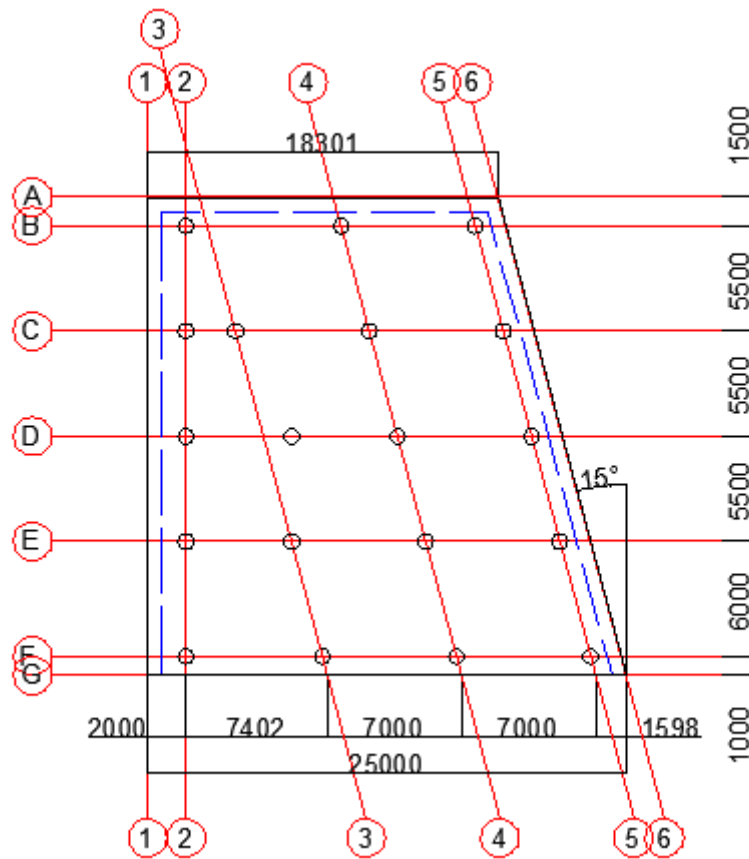


Figur 3.22 Aksesystemet for ro/ro-kaien

I figur 3.2 er den blå, stiplede markeringen en sikkerhetssone. Linjene er trukket 750 mm fra kaikanten, og er ment å markeres på kaidekket for å øke sikkerheten. Det skal også installeres en list minimum 200 mm fra kaiens ytterpunkter som er minimum 200 mm høy. Dette skal bidra til at sjåføren får en advarsel, og ikke kjører rett ut i sjøen.

Akse 1 er sjiktet mellom betongkaien og stålkaaien, og kaiens helning starter fra akse C mot akse G. Akse 4-7 er avbøyd 15° mot venstre i forhold til betongkaien, mens akse 1-3 er orientert parallelt med betongkaien.

Den første, opprinnelige utformingen var aksesystemet noe annerledes, med avstander på 7000 mm som mal i horisontalretning. Etter beregningene ble det oppdaget at denne utformingen gav en ugunstig lastfordeling og svært høye tverrsnitt. Løsningen ble da å forskyve akse 4 til høyre, i forhold til figur 3.3. Snitt B-B og F-F fikk dessuten et ekstra pælepunkt i akse 3, i forhold til den opprinnelige planen. Dette opprinnelige aksesystemet vises i figur 3.3.



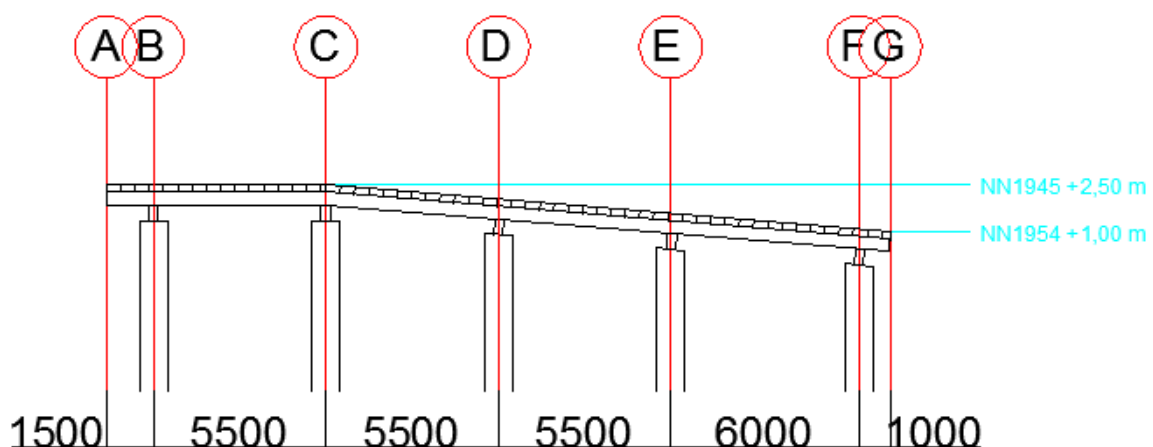
Figur 3.23 Opprinnelig aksesystem

3.2 Bæresystem

Det ble sett på forskjellige bæresystemer i planleggingen av ro/ro-kaien. Ut fra aksesystemet pekte derimot to forskjellige metoder seg ut som gode løsninger. Den ene av dem, og den som var mest gjennomførbar, var løsningen med tre lag av stålkonstruksjoner: ett lag med hoveddragere, et lag med sekundærbejelker og ett dekkelag øverst. Dette var den løsningen som gav størst rom for å dekomponere kaien i løpet av levetiden, for så å sette den opp igjen lenger borte. En ulempe med denne løsningen var at denne gav høyest totalhøyde på kaikonstruksjonen.

Den andre løsningen som ble vurdert innebar to lag med stålkonstruksjoner. Her med et nett av stålbejelker i det nederste laget, og et dekkeplan øverst. Som vi skal se var det ønskelig å begrense plateelementenes lengde til at de kun kunne oppta halve aksellasten samtidig. Dette gir mindre stålvekt per meter, sparer kostnader og gir et lavere tverrsnitt. Ved å begrense lengden på dekkeelementene må derimot stålnettet utformes deretter med korte mellomrom i kjøreretningen. I denne løsningen ble stålbejelkene i begge retninger utsatt for den jevnt fordelte lasten, og måtte kalkuleres med en lastbredde lik senteravstanden mellom stålbejelkene i samme retning. Dette gjør at en får en konservativ løsning, der konstruksjonen ikke nødvendigvis blir optimalisert. Løsningen gir et lavere tverrsnitt, men knutepunktene bør sveises for å sikre godt nok samvirke, slik at kaien vanskelig lar seg dekomponere og settes sammen igjen på et senere tidspunkt.

Valget av bæresystem ble dermed løsningen med bærende stålbejelker i to lag over hverandre, med et dekkelag øverst. I denne løsningen sikres god tilgang for å inspisere alle konstruksjonsdeler for skader og slitasje, og samtidig er det lett å skifte ut konstruksjonsdeler som er skadet av uventede årsaker eller ulykkeslast. En skisse av bæresystemet er vist i figur 3.4.



Figur 3.24 Bæresystemet sett fra siden

3.3 Dekke

I prosjekteringen av dekke kom det klart fram hvor dramatiske påkjenninger en ro/ro-kai virkelig gjennomgår. Fra oppdragsgiver var det et ønske om å kunne benytte gitterrister, da disse er lette og enkle å montere.

3.3.1 Gitterrister

Det finnes et utvalg ferjekaier som benytter seg av gitterrister allerede, så håpet var å finne en lagerført rist med standard dimensjoner. Muligheten for å benytte gitterrister som kaidekke ble undersøkt, men gitterrister som skal tåle den påkjenningen en ro/ro-rampe representerer lar seg vanskelig oppdrive, og må i de fleste tilfeller bli spesiallaget. Hadde en satt en begrensning på hvilke vogntog som tillates på kaidekket til 105 kN, kunne en ha benyttet seg av gitterrister som kaidekke Vedlegg B.

3.3.2 Helplater i stål/Sliteplater

I plateberegningen kunne det vært interessant å bruke et elementmetodeprogram, som kan inkludere stivheten og spenningsfordelingen til en plate. Det ble opprettet kontakt med institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, som kunne referere til programmer som Abaqus FEA (tidligere ABAQUS). Professor emeritus Kolbein Bell laget et program som heter FEMplate da han var på NTNU, men på grunn av dataproblemer ble ikke noen av disse programmene benyttet.

Det ble besluttet å benytte NS-EN 1993-1-7 for å dimensjonere dekket som plater påkjent normalt på plateplanet. I følge denne standarden kan en beregne platen som en ekvivalent bjelke dersom forholdet mellom lengde og bredde ikke overstiger 2. Beregningene viste tydelig at i dette tilfellet ble det nødvendig med relativt tykke plater, såkalte grovplater/sliteplater, for å takle de opptredende lastene. Det kan godt hende at spesiallagde gitterrister koster omtrent det samme som slike plater, men platenes eksponerte overflate er betydelig mindre enn gitterrister, noe som gjør at platene foretrekkes. Et større eksponert areal betyr større kostnader i forhold til å beskytte stålet mot korrosjon. Det er i tillegg lettere å inspisere det korrosjonsbeskyttende laget dersom en utfører dekket i plater i motsetning til gitterrister. Nå vil riktignok hullene i gitterristen sørge for god avrenning av sjøvann, og faren for gropkorrosjon er betydelig mindre for gitterrister enn plater. Den økte egenvekten ved bruk av stålplater er i dette tilfellet gunstig ettersom den gir større stabilitet når skip legger til kai.

Vanligvis vil bølger fra vind eller fra anløpende skip føre til trykk og sug under kaidekket, men i dette tilfellet er kaien plassert på utsiden av en eksisterende kai, slik at vannmassene har tre sider å

spre seg utover. Ulempen med å ha et tett dekke vil av denne grunn ikke gjøre seg gjeldende i dette tilfellet.

NS-EN 1993-1-7:2007+NA:2009 forteller at en kan modellere uavstivede, rektangulære plater som ekvivalente bjelker i den dominerende lastoverføringens retning. For å kunne benytte denne prosjekteringsmetoden må platens sideforhold være slik at lengden er større enn to ganger bredden. I beregningen er formlene for kapasitet etter NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 benyttet, og det er beregnet for to lastsituasjoner. Ved jevnt fordelt last på plateelementet vil ikke aksellastene fra kjøretøy inkluderes og ved aksellast er ikke den jevnt fordelte lasten blitt tatt med. Dette kommer av at disse lasttypene ikke vil opptre samtidig i dette tilfellet.

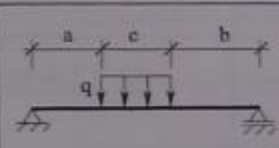

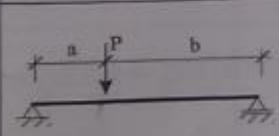
Fra lastanalysen kommer det tydelig fram at lasttilfellet med jevnt fordelt ro/ro-last 30kN/m^2 over hele platen ikke er den dimensjonerende lastsituasjonen. Dette ser en av tabell 3.1 som sammenligner påkjenningene fra de to situasjonene.

Tabell 3.1 Sammenligning av lasttilfellene

Lasttilfelle	M_{Ed}	V_{Ed}	Dimensjonerende
Jevnt fordelt last	29,9 kNm	54,5 kN	NEI
Aksellast	112,5 kNm	112,5 kN	JA

Da disse lasttilfellene ikke kan opptre samtidig, vil tilfellet der en tar utgangspunkt i aksellasten være dimensjonerende for situasjonen.

Stålplatene ble dimensjonert med to fritt opplagte sider og to frie, med aksellaster etter NS-EN 1991-2. Aksellasten på 300 kN fordeles på hvert av dekkene med lastflaten 400 mm x 400 mm. Avstanden mellom dekkene er 2,0 m slik at det var ønskelig at lengden på elementene, og spennet for så vidt, ble holdt lavere enn 2,0 m. Inkludert oppleggsbredder innebærer dette at plateelementene holdes kortere enn 2,3 m. Figur 3.5 er et utdrag fra «Stålkonstruksjoner, Profiler og formler» (Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2007) som viser formler for snittkrefter og nedbøying.

	$\frac{qc(2b+c)}{2L}$	$\frac{qc(2a+c)}{2L}$	$\frac{A^2}{2q} + Aa$ [x = a + A/q]	$\frac{1}{384} \frac{qL^4}{EI} (5-12\alpha^2+8\alpha^4 - 12\beta^2+8\beta^4)$
	$\frac{1}{6} q_0L$	$\frac{1}{3} q_0L$	$\frac{1}{9\sqrt{3}} q_0L^2$ [x = L/\sqrt{3}]	$\frac{5}{768} \frac{q_0L^4}{EI}$
	$\frac{Pb}{L}$	$\frac{Pa}{L}$	$\frac{Pab}{L}$ [x = a]	$\frac{1}{48} \frac{PL^3}{EI} (3\alpha-4\alpha^3)$ (a ≤ b)

(α = a/L, β = b/L)

Figur 3.25 Snittkrefter og nedbøyning for fritt opplagte bjelker, med oppleggskrefter i de to første kolonnene, maks moment i neste og til slutt nedbøyning, etter Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, 2007

For aksellasten blir den jevnt fordelte lasten per hjul $q = 150 \text{ kN}/0,4 \text{ m} = 375 \text{ kN}$, og med lastfaktor 1,5 blir $q_{\text{red}} = 562,5 \text{ kN/m}$. Dimensjoner for plateelementene er satt til 2200mm x 1100 mm. Reaksjonskreftene med hjullasten i midten beregnes til:

$$R_A = R_B = \frac{qc(2b+c)}{2L} = \frac{562,5 \text{ kN/m} * 0,4 \text{ m} * (2 * 0,9 \text{ m} + 0,4 \text{ m})}{2 * 2,2 \text{ m}} = 112,5 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ed}} = \frac{A^2}{2q} + Aa = \frac{112,5 \text{ kN}^2}{2 * 562,5 \text{ kN/m}} + 112,5 \text{ kN} * 0,9 \text{ m} = 112,5 \text{ kNm}$$

Kapasitet mot moment etter NS-EN 1993-1-1 er:

$$M_{c,Rd} = \frac{W * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Av dette ser en at nødvendig motstandsmoment W vil bli

$$W = \frac{M_{\text{Ed}} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{112,5 \text{ kNm} * 10^6 * 1,05}{355 \text{ N/mm}^2} = 332746,5 \text{ mm}^3$$

For å finne nødvendig tykkelse på platen benytter en definisjonen på motstandsmomentet:

$$W = \frac{I}{z}; \text{ der } I = \text{treghetsmomentet og } z \text{ er avstanden fra tverrsnittets massesenter til ytterste}$$

fiber.

For et rektangulært tverrsnitt er $z=h/2=t/2$, og treghetsmomentet $I=(1/12)*b*h^3$.

$$W = \frac{I}{z} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{h/2} = \frac{b * h^2}{6}$$

Nødvendig tykkelse blir dermed

$$t = h = \sqrt{\frac{W * 6}{b}} = \sqrt{\frac{332746,5 \text{ mm}^3 * 6}{1100 \text{ mm}}} = 42,6 \text{ mm}; \text{ velger nærmeste lagerførte plate med } t=45$$

mm.

Valget av platetykkelse gir momentkapasitet

$$M_{c,Rd} = \frac{W * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{6} * 1100 \text{ mm} * (45 \text{ mm})^2 * 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 125,5 \text{ kNm}$$

Nedbøyningen w for platen med tykkelse 45 mm blir

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{900}{2200} = 0,409; \beta = \frac{b}{L} = \frac{900}{2200} = 0,409$$

$$w = \frac{1}{384} * \frac{qL^4}{EI} * (5 - 12\alpha^2 + 8\alpha^4 - 12\beta^2 + 8\beta^4)$$

$$w = \frac{1}{384} * \frac{375 \text{ kN/m} * (2200 \text{ mm})^4}{210000 \text{ N/mm}^2 * \frac{1}{12} * 1100 \text{ mm} * (45 \text{ mm})^3} * (5 - 12 * 0,409^2 + 8 * 0,409^4 - 12 * 0,409^2 + 8 * 0,409^4)$$

$$w = 18,7 \text{ mm}$$

Sjekker skjærkapasitet

$$V_{Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{400 \text{ mm} * 45 \text{ mm} * (355 \text{ N/mm}^2) / \sqrt{3}}{1,05} = 3513,6 \text{ kN}$$

A_v er skjærarealet, så det er bare utnyttet det arealet som er under lasten og som bidrar til å motvirke skjærbrudd. Oppredende skjærkraft $V_{Ed}=112,5 \text{ kN}$ og klart mindre enn

skjærkapasiteten. Tabell 3.2 oppsummerer kapasitetskontrollene. Når det gjelder kravet til nedbøying, er det ingen klare regler for dette. Inne i hus eksempelvis er anbefalingen at nedbøyingen skal være mindre enn $L/300$, for at det ikke skal være sjenerende. Utomhus kan en gjerne benytte $L/200$. For dette formålet er det ingen estetiske krav til nedbøying, men det vil likevel kunne føles usikkert om nedbøyingen er for stor. Her er kravet satt til $L/150$. Dette er ikke et absolutt krav, men anses av konstruktør som tilstrekkelig. Dette er nedbøyingen for ett enkelt plateelement, og det er mulighet for å sveise sammen platens frie rander med tilstøtende plater og oppnå overføring av spenninger ut mot disse.

Tabell 3.2 Kapasitetskontroll av helplate med hjullast

Kontroll	Opptredende	Kapasitet/krav	Utnyttelsesgrad	Konklusjon
Skjærkontroll	112,5 kN	3513,6 kN	3,2 %	OK
Momentkontroll	112,5 kNm	125,5 kNm	89,6 %	OK
Nedbøyingskontroll	18,7 mm	14,7 mm	127,2 %	IKKE OK

At nedbøyinganalysen viser at nedbøyingen er for stor i forhold til kravet, er ikke urovekkende. Det er en liten overtredelse av et krav som ikke er fastsatt i standardverket. For å unngå at dette kravet blir overskredet tilsier en platetykkelse på 49mm. Ved detaljprosjektering vil det være gunstig å benytte en mer avansert plateberegning for å dra nytte av plateeffekter. Her har en valgt å holde seg til en utnyttelsesgrad på rundt 90 % som øvre grense.

Beregningene av helplaten i stål viste at en måtte opp i 45 mm tykkelse for å takle momentet fra punktlasten hjulene representerte. Dette er noe i høyeste laget, og lar seg dessuten vanskelig sveise på en ordentlig måte. Plateelementene blir relativt tunge, rundt 850 kg, og dekkelaget totalt vil veie omtrent 191,2 tonn. Det å sveise så tykke plater innebærer en stor kostnad for utbygger, og lengre byggetid. Samtidig opererer en med kilopris for stål, og lavere vekt på dekket kan spare utbygger for materialkostnader. Derfor undersøkte ble også muligheten for å benytte avstivere undersøkt.

En annen løsning vil være å beholde helplateløsningen og bolte platene fast element for element. Kunden ønsker å kunne flytte kaien i løpet av konstruksjonens levetid, og en bolteløsning gir rom for å benytte de samme materialene videre på en effektiv måte.

For å komme ned i platetykkelse 40 mm vil elementene nedskaleres til 1000mm x 500mm. Dette vil gi et lettere dekke, men denne løsningen krever flere sekundærbjelker under plateelementene.

3.3.3 Plate med avstivere

Ved å bruke plater med avstivere som dekkeelementer i kaikonstruksjonen vil en få en stivere dekkekonstruksjon. Som en har sett vil lasttilfellet med aksellast være dimensjonerende for situasjonen. I dette tilfellet vil platen ha avstivere på undersiden, med senteravstand på 450 mm.

I analysen var det ønskelig å holde tverrsnittet i tverrsnittsklasse 3 eller lavere. Årsaken til dette var for å forhindre slanke seksjoner, der lokal knekking kan oppstå i enkelte av tverrsnittsdelenene før flytspenningen er nådd. For å holde tverrsnittet i tverrsnittsklasse må forholdet mellom bredden c og tykkelsen t være mindre enn eller lik 14ϵ , der ϵ er en justeringsfaktor for stålqualität, som vist i figur 3.6.

Begge sider fastholdt og påkjent av trykk				Ustikkende flenser			
Bøyingsakse				Bøyingsakse			
Vasede profiler				Sveide profiler			
Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk	Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk	Fri rand med trykk	Fri rand med strekk
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)				Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	når $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ når $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$	1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	når $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ når $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$	2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)				Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	hvis $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ hvis $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$	3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_s}$ For k_s , se NS-EN 1993-1-5	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460	
	c	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

^{*)} $\psi < -1$ gjelder der enten trykkspenningen $\sigma \leq f_c$ eller strekkøyningen $\epsilon_s > f_t/E$

Figur 3.26 Bestemmelse av tverrsnittsklasse etter Tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1

For at toppflensen ikke skal overskride kravet til tverrsnittsklasse 3, må c/t være mindre enn eller lik $14\epsilon = 14 \cdot 0,81 = 11,34$. Med en totalbredde på 450 mm, og steg med tykkelse 12 mm, betyr dette at en minimum må ha en tykkelse på 19,3 mm. En tykkelse på 20 mm velges, da dette er en stålplate med standard, lagerførte dimensjoner. For stegets del betyr en tykkelse på 12 mm at stegets høyde maksimalt kan være 1205 mm for å være innenfor tverrsnittsklasse 3, etter samme prinsipp. Tverrsnittets tverrsnittsklasse som helhet bestemmes ut fra den høyeste tverrsnittsklassen en av tverrsnittsdelenene oppnår.

I plateberegningen har en satt en bredde på toppflensen 450 mm på grunn av aksellastens lastareal. Hver av disse tverrsnittene er beregnet hver for seg, som platedeler. I produksjonen av dekkeelementene blir derimot ikke toppflensene sveiset sammen med de nærliggende, men en benytter en helplate med tykkelse lik toppflensen i beregningen. Deretter sveises steget og bunnflensen sammen for hver 450 mm. Dette sparer arbeid, og tillater å produsere plateelementer på en størrelse og vekt som er optimalisert til løftekapasiteten til kranen som skal løfte elementene på plass. For beregningens del innebærer dette at tverrsnittene som evalueres i virkeligheten har avstivinger langs hele toppflensen. Denne effekten blir neglisjert i utregningen, noe som gjør resultatene noe konservative.

Kapasitetskontrollen for platene med avstivere er tilsvarende som for helplatene med en betydelig forskjell. Her vil ikke avstanden fra massesenteret til tverrsnittets ytterste fiber, z , være halve høyden. Det gjelder bare for rektangulære tverrsnitt av samme material. Formel for beregning av massesenter er som følger:

$$z = \frac{\sum A_i * r_i}{\sum A_i}$$

Her er r_i er avstanden fra fastsatt globalt aksesystem til tverrsnittdelens lokale massesenter. For dette tverrsnittet er størstedelen av massen da det er ønskelig å ha en smalere bunnflens for å sikre god tilgang for sveisearbeidene. Dette gjør at største verdi for z finnes ved å legge det globale aksesystemet til underkant av bunnflens.

Videre er det en forskjell i utregning av treghetsmomentet I . På grunn av at tverrsnittets massesenter verken går gjennom massesentrene til de lokale tverrsnittsdelen, eller er dobbelsymmetrisk, vil parallellakse-teoremet, Steiner's sats, gjøre seg gjeldende. Dette betyr at vi må inkludere ett tillegg for avstanden d fra det globale massesenter til det lokale massesenteret til hver tverrsnittsdel. Formelen for parallellakse-teoremet er:

$$I_{i,globalt} = I_{i,lokalt} + A_i * d^2$$

Tverrsnittet som gav den beste løsningen, i forhold til momentutnyttelse, hadde en toppflens 450 mm x 20 mm, et steg på 12 mm x 150 mm og bunnflens 150 mm x 12 mm. Lengden holdes lik som for helplatene for å gi et bedre sammenligningsgrunnlag En oppsummering av lastkontrollene er gitt i tabell 3.3.

Tabell 3.3 Kapasitetskontroll for avstivet plate

Kontroll	Opptredende	Kapasitet/krav	Utnyttelsesgrad	Konklusjon
Skjærkontroll	112,5 kN	421,6 kN*	26,7 %	OK
Momentkontroll	112,5 kNm	124,4 kNm	90,4 %	OK
Nedbøyingskontroll	24,9 mm	14,7 mm	169,4 %	IKKE OK

* For skjærkontrollen til sveiste profiler er skjærarealet $A_v = \eta \sum (h_w * t_w)$, der $\eta = 1,2$ etter nasjonalt tillegg i NS-EN 1993-1-1, og h_w og t_w er henholdsvis stegets høyde og tykkelse.

I disse utregningene er kravet til nedbøyning satt til $L/150$ som i kontrollen for helplaten.

Nedbøyingen er større for dette tilfellet, men vekten er kraftig redusert. Det kan diskuteres om hvor akseptabelt overskridelsen av nedbøyingskravet i helplateberegningen kan godtas, men for den avstivede er det ingen tvil. Utnyttelsesgraden av tillatt nedbøyning er i dette tilfellet helt uakseptabel.

Egenvekten for 450 mm helplate er 159,0 kg ($7850 \text{ kg/m}^3 * 450 \text{ mm} * 45 \text{ mm}$), mens det for den avstivede platen er 98,9 kg. Dette er en besparelse på 60 kg/m. Det er klart at løsningen med stivere gir en last- og kostnadsbesparelse som ikke kan neglisjeres. Ved å kun øke stegets høyde til 200 mm, klarer en å imøtekomme nedbøyingskravet $L/150$, og totalvekten økes kun til 103,6 kg/m. Dette er fortsatt en reduksjon på 55,4 kg/m i forhold til helplaten. Oversikt over kapasitetskontrollene for den tilpassede løsningen finnes i tabell 3.4.

Tabell 3.4 Kapasitetskontroll for avstivet plate i henhold til nedbøyingskrav

Kontroll	Opptredende	Kapasitet/krav	Utnyttelsesgrad	Konklusjon
Skjærkontroll	112,5 kN	562,2 kN	20,0 %	OK
Momentkontroll	112,5 kNm	174,5 kNm	64,4 %	OK
Nedbøyingskontroll	14,0 mm	14,7 mm	95,2 %	OK

Dette er en mer gunstig, og dessuten tryggere løsning. Her er kapasiteten mot nedbøyning påvist, og en er ikke avhengig av tilstøtende tverrsnitt for å kunne oppfylle kravet. Det blir derfor anbefalt på det sterkeste at denne løsningen velges for kaidekket. Løsningen innebærer mer sveisearbeid, og større overflate å beskytte mot korrosjon. Fordelen er at nedbøyingen ikke er kritisk, og selvsagt den reduserte vekten i forhold til helplaten. Helplaten har derimot en stor fordel med at den er lettere å inspisere for skader i den korrosjonsbeskyttende malingen. I tillegg innebærer et dekke av helplater et betydelig lavere dekke. Dette er gunstig i den forbindelse at hoveddragerne kan løftes opp og bli mindre påvirket av tidevannet.

Ytterkant av ro/ro-kaien skråner i forhold til betongkaien, og her må en derfor tilpasse platene til sekundærbjelkene. I dette området tillates spenn på plateelementet på 2,150 m for å dekke hele kaioverflaten med minst mulig antall dekkelementer. Dette medfører andre opptredende laster, og kapasitetskontrollen for disse elementene vises i tabell 3.5.

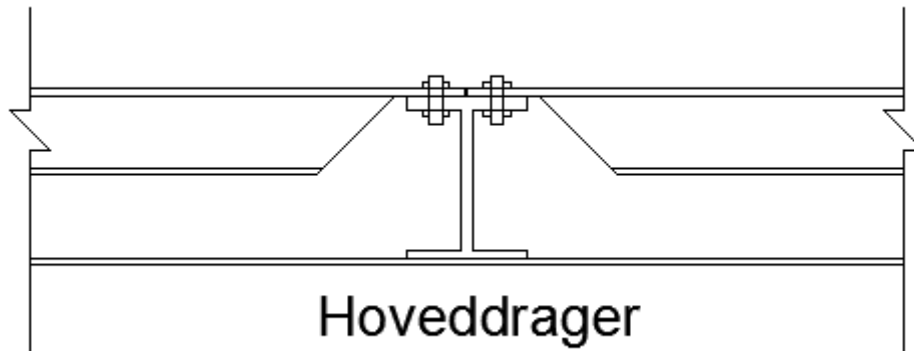
Tabell 3.5 Kapasitetskontroll for forlengede plateelement

Kontroll	Opptredende	Kapasitet/krav	Utnyttelsesgrad	Konklusjon
Skjærkontroll	112,5 kN	562,2 kNm	20,01 %	OK
Momentkontroll	118,1 kNm	174,5 kNm	68,0 %	OK
Nedbøyingskontroll	16,0 mm	15,3 mm	104,5 %	IKKE OK

Av tabell 3.5 kan en se at nedbøyingskontrollen kommer med konklusjonen «IKKE OK». Likevel er det en lav overskridelse, og ser en nærmere på nedbøyingen er den 16,0 mm, mens kravet er 15,3 mm. Lastene som forekommer helt i ytterkanten er mindre enn de som opptrer i midten, da det ikke vil være like naturlig å kjøre med traller eller kjøretøy helt i ytterkanten, når det er god plass i midten. Derfor tillater en denne overskridelsen, og sparer dermed også en sekundærbjelke.

3.3.4 Utforming av plateelement

Høydenivået på kaifronten er satt til NN1954 +1,0 m. I dette ligger det en antydning om at stålkonstruksjonen er i plaskesonen og tidevannssonen. Aksesystemet som er lagt til grunn, legger til rette for at en skal kunne bruke få hoveddragerne for å oppta og overføre lastene ned til pælene. Med tanke på hvor store krefter ro/ro-kaien skal kunne motstå, tilsier dette hoveddragere og sekundærbjelker med relativt høye tverrsnitt. Det å få begrense høyden på dekket blir vurdert som gunstig for å løfte konstruksjonsdelene lenger ut av tidevannssonen. Stålet tåler også å være neddynket, men for innfestingsarbeidet er det ønskelig å unngå undervannssveiser eller boltarbeider under havoverflaten. Et forslag til innfesting for å begrense dekkhøyden vises i figur 3.7. Her blir toppflensen festet til sekundærbjelken med bolter og en skjærer til dekkeelementet for at det skal være enkelt å komme til for å feste bolten.



Figur 3.27 Utforming og innfesting av dekke til sekundærbejelker

Grunnen til at skråningen på dekket ikke trekker kanten på sekundærbejelkens flens er toleransekravene ståldelene har. Ved å tillate et liten åpning mellom skråningen på steget og sekundærbejelken vil plateelementene kunne settes på plass uten problemer med dimensjonene. Der hvor kun plateelementets toppflens overfører lasten videre dannes det av dette derimot et svakt punkt som må sjekkes.

Ved å plassere lasten på den ene siden av elementet, vil det svake punktet bli tilnærmet maksimalt belastet. Reaksjonskraften på den nærmeste siden vil bli:

$$R_A = \frac{qa}{L} * (L - \frac{a}{2}) = \frac{562,5 \text{ kN/m} * 0,4 \text{ m}}{2,2 \text{ m}} * (2,2 \text{ m} - \frac{0,4 \text{ m}}{2}) = 204,5 \text{ kN}$$

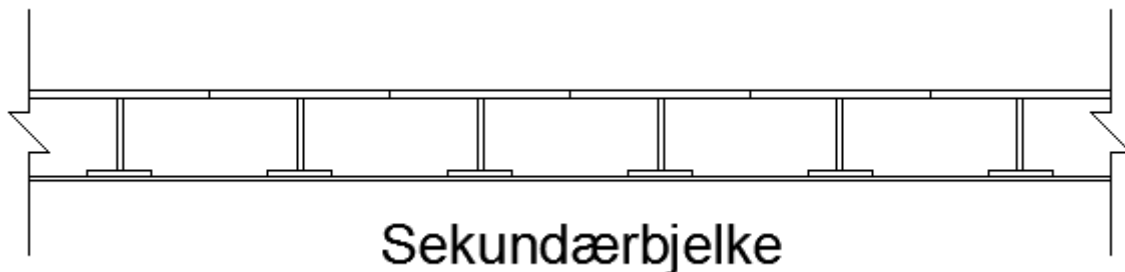
Ved en oppleggsbredde på 150 mm, og en distanse à 30 mm før skråningen starter, vil det opptredende momentet i punktet, M_{Ed} , bli 27,7 kNm.

$$M_{Ed} = R_A * 0,18 \text{ m} - q * 0,18 \text{ m} * \frac{0,18 \text{ m}}{2} = 27,7 \text{ kNm}$$

Momentkapasiteten for punktet utregnes som tidligere, med motstandsmoment kun fra toppflensen.

$$M_{c,Rd} = \frac{W * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{6} * b * t^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{6} * 450 \text{ mm} * (20 \text{ mm})^2 * 355 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 10,1 \text{ kNm} < M_{Ed}$$

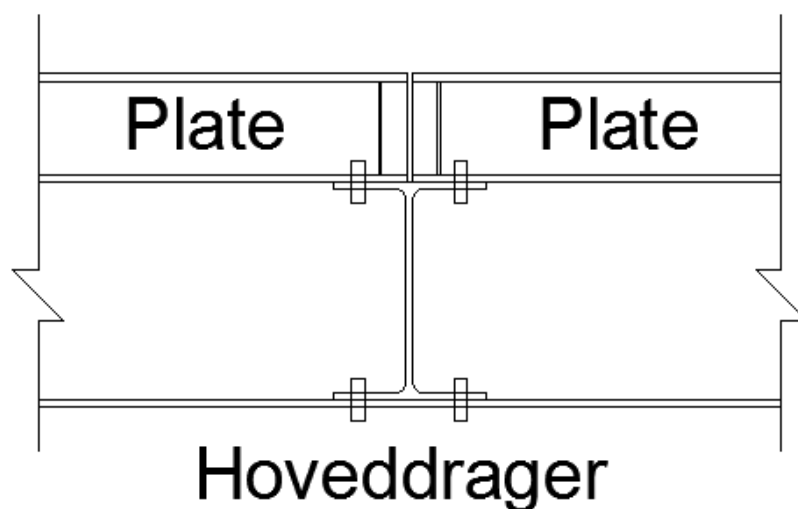
For å takle dette måtte toppflensen ha vært 34 mm, og da er vektbesparelsen borte. En annen løsning for utformingen av plateelementene vises i figur 3.8. Her monteres plateelementene oppå sekundærbjelkene. På figuren er toppflensen en hel plate, men for å vise tverrsnittene som er beregnet, er topplaten delt i sine respektive tverrsnitt.



Figur 3.28 Platedekket ligger opplagt på sekundærbjelken

Plateelementene boltes fast til sekundærbjelkene for å legge til rette for dekomponering når kaien skal flyttes. Ved sveising, måtte en ha kuttene av sveisene som er like lange som toppflensen til sekundærbjelkene for hvert platetverrsnitt. Det kunne ha vært en løsning, men ved sveising dannes en varmpåvirket sone («HAZ») der strukturen i materialet er endret i tillegg til at en får store egenspenninger (Norsk Stålforbund, 2010). Dette innebærer at delene vanligvis kan sveises én gang. Her skal vi sette sammen materialene en gang, ta dem fra hverandre, for så å sette dem sammen igjen, så i dette tilfellet vil bolting gi det beste resultatet.

Som en kan se i figur 3.9 blir ikke plateelementene plassert helt i flukt med hverandre på kortsidene. Dette kommer av toleransene stålleverandørene har.



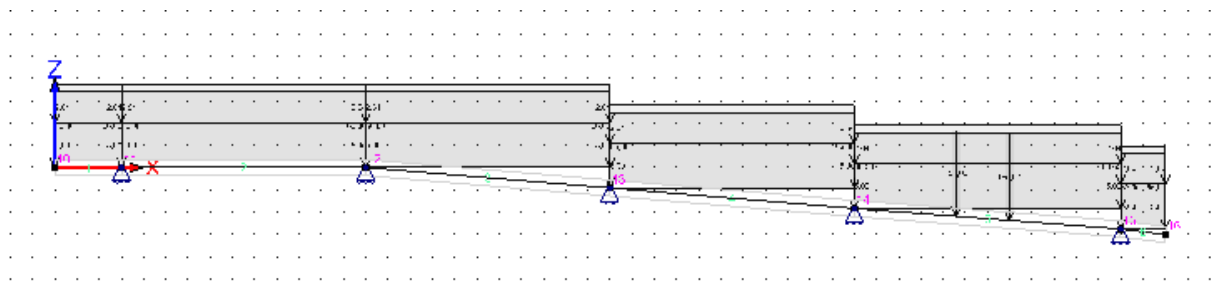
Figur 3.29 Platebærersystem fra siden

Videre er det prosjektert stegplater i enden av plateelementene for å stabilisere konstruksjonen og motvirke vridning av platene.

I forhold til korrosjonsproblematikken er ikke løsningen i figur 3.9 helt heldig. I sprekken vil vann trenge inn og legge seg mellom bunnflensene til plateelementene. For størsteparten av konstruksjonen er dette likevel ikke et stort problem, da sekundærbjelkene heller 1:12 ut mot kaifronten, så her vil vannet kunne renne av og ut av konstruksjonen. For de delene av ro/ro-kaien som er horisontale derimot, kan dette utgjøre en viss korrosjonsfare. Nå er dette riktignok på kotehøyde NN1954 +2,5 m, så her vil det stort sett dreie seg om regnvann og ferskvann. Det er likevel en risiko for korrosjon, og det blir foreslått å undersøke om en kan legge 10 mm gummibånd i bunn av mellomrommet for å forhindre at vannet blir værende som en pytt over sekundærbjelkens toppflens. Samtlige konstruksjonsdeler skal bli beskyttet mot korrosjon, og dette temaet tas opp i kapittel 5.

3.4 Sekundærbjelkene

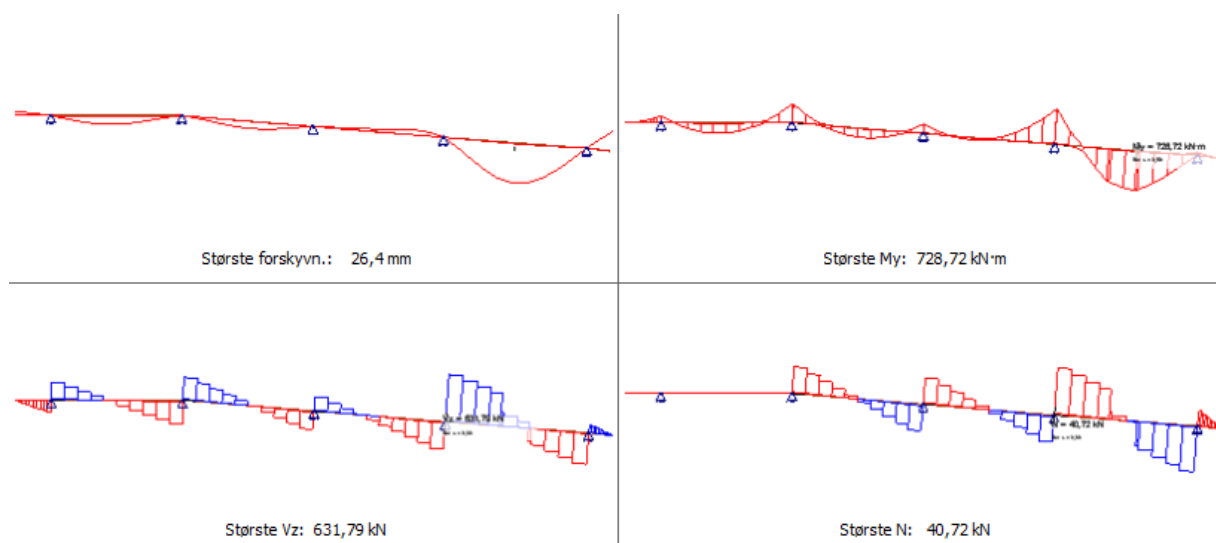
Sekundærbjelkene og hoveddragerne ble beregnet med konstruksjonsprogrammet Focus Konstruksjon 2014. For sekundærbjelkeberegningen er det lagt til grunn senteravstand på 2,2 m som tilsvarer lengden på dekkeelementene. Lasttoget er plassert i det hellende elementet med størst spenn, som vist i figur 3.10.



Figur 3.30 Lastene på sekundærbjelkene

Det totale lastberegningens dokumentet er å finne i vedlegg C, men de viktigste resultatene blir presentert i dette kapittelet.

Oversikt over de forskjellige lastvirkningene er vist i figur 3.11.

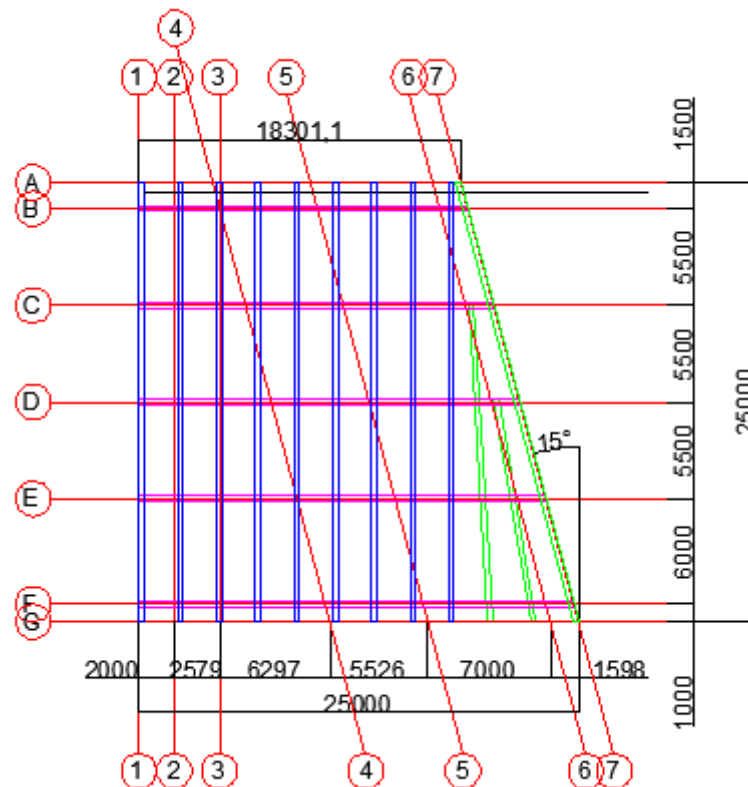


Figur 3.31 Forskyvninger, momentdiagram, skjærdiagram og normalkraftdiagram fra sekundærbjelkeanalysen

Kapasitetsutnyttelsen på det mest påkjente tverrsnittet er 93 %, og samsvarer med ønsket om å ikke maksimere kapasitetsutnyttelsen, men optimalisere den rundt 90 %.

De tre ytterste sekundærbjelkene legges med en vinkel i forhold til de andre sekundærbjelkene for å oppnå den ønskede formen på ro/ro-kaaien. I figur 3.12 er disse tre sekundærbjelkene merket

med grønn farge, mens de resterende er farget blå. Sekundærbjelkene hviler på hoveddragerne markert i rosa/magenta.



Figur 3.32 Fremstilling av hvordan sekundærbjelkene (blå og grønn) orienteres over hoveddragerne (rosa/magenta)

De roterte sekundærbjelkene utformes på samme måte som de andre. Dette er mulig da spennet mellom dem er tilsvarende eller mindre enn spennet mellom de ikke-roterte sekundærbjelkene. Bjelken i akse 7 vil dessuten kun få last fra den ene siden, og vil bli utsatt for mindre laster enn de andre.

HEB360 velges som stålprofil for sekundærbjelkene med bakgrunn i beregningene.

3.5 Hoveddragere

Hoveddragerne til ro/ro kaien, legges normalt på betongkaien. For å ha lavest mulig totalhøyde på kaien velges det HEB-bjelker istedenfor HEA-bjelker. HEB bjelkene har tykkere flenser og steg, og har dermed også et høyere tverrsnittsareal. Ved å sidestille en HEA-bjelke og en HEB-bjelke på grunnlag av kapasitet, ser en at HEA-bjelken er høyere, selv om bredden på tverrsnittene er like. En annen årsak til å holde tverrsnittene lave er naturligvis for å minske faren for lokal knekking i stegene, og forhindre en ustabil eller vinglete konstruksjon.

Det er lagt opp til 5 hoveddragere som skal bære nyttelastene og egenlastene til konstruksjonen. Gjennomsnittlig lastbredde er 5000 mm, men på grunn av utformingen er disse noe større for de midtre hoveddragerne. Beregningene ble utført i Focus Konstruksjon 2014, på samme grunnlag som sekundærbjelkene. I tabell 3.6 er lastbredde, bjelkeprofil og utnyttelsesgrad for hvert snitt vist.

Tabell 3.6 Hoveddragere

Snitt	Lastbredde	Bjelkeprofil	Utnyttelsesgrad
Snitt B-B	4250 mm	HE550B	86 %
Snitt C-C	5500 mm	HE600B	91 %
Snitt D-D	5500 mm	HE600B	88 %
Snitt E-E	5750 mm	HE550B	94 %
Snitt F-F	4000 mm	HE500B	90 %

Utnyttelsesnivået er vurdert som tilfredsstillende, og ligger i området rundt 90 % som har vært ønskelig av prosjekterende. Dette åpner for at konstruksjonen skal kunne tåle noe ulykkeslast, selv om den ikke er dimensjonert for det, samtidig som an en da unngår å hele tiden operere med en fullt utnyttet kaikonstruksjon. Det er ikke umulig at en i løpet av konstruksjonens levetid oppgraderer utstyret, eller bruksområde, slik at lastene endres. I et slikt tilfelle er det godt å ha tilstrekkelig kapasitet for å takle endringen, og at en ikke må bygge en ny kai, eller at en må benytte kjøretøyer eller løsninger som ikke er de mest effektive for å utføre oppgavene på kaien. Utrekninger for hoveddragernes kapasiteter finnes i vedlegg D.

Ved oppføring av enhver konstruksjon, vil det kunne forekomme eksentrisiteter mellom oppleggspunkt eller bjelker. I beregningene er det derfor holdt et strengt, konservativt regime, slik at det er rom for at en i enkelte punkt vil kunne benytte av den resterende kapasiteten til bjelkene. Kaikonstruksjonen er som sagt ikke 100 % utnyttet, og det har heller ikke være ønskelig å fire på sikkerheten til konstruksjonen og legge seg på et nivå like oppunder 100 %.

Når det gjelder eksentrisiteten til pælene under, kan disse til en viss grad bøyes til å passe bjelkeendene, og siden avstives av konstruksjonen selv. Bredden til bjelkene er dessuten en god del mindre enn dimensjonen på pælene, slik at effekten av eksentrisiteter vil være liten. Dimensjonene til hoveddragerne er dimensjonert ut fra kapasiteten til bjelkesegmentet med lengst spennvidde, slik at en kan i prinsippet ha én lang bjelke som spenner over hele hoveddragerens bredde. I praksis leveres ståldragerne i lengder à 12 m, og en må sveise eller bolte

sammen tverrsnittene for å kunne spenne hele bjelkelengden. Til sammen betyr dette at eksentrisiteter på pæleplasseringen ikke vil være et stort problem, så lenge de begrenses til toleransene leverandøren av pælearbeidet oppgir (+/- 250 mm).

3.6 Pæler

Rammeverket til kaien foreslås fundamentert på friksjonsbærende pæler. I prosjektet legges det til grunn å ramme ned 21 pæler for å danne fundamentet til ro/ro-kaien. Det er ikke gjort geologiske undersøkelser for å fastsette parametere som kan brukes i beregning av pæler.

Pæledimensjonering er derfor ikke en del av masteroppgaven, men det blir antatt at pælene kan plasseres som vist i figur 3.2. Ut fra de opptredende lastene synes det ikke unaturlig at pælene kan ha en diameter på rundt 850-900 mm. Denne antagelsen stemmer godt overens med de dimensjonene en kan se i forskjellige norske havner.

Oppgaven omhandler selve konstruksjonen over pælene, og pæledimensjonering vil måtte prosjekteres før prosjektet gjennomføres. Ved bruk av pæler benytter en ofte stålrør som en driver ned til fjell, gjerne 1-2 meter ned i godt fjell, og fyller rørene med armering og betong. En metode er å tenke stålrørene som ren forskaling og dimensjonere betongpæler, og bare la stålet korrodere bort. En annen løsning er å forsøke å beholde ståltykkelsen og stålets egenskaper ved å beskytte mot korrosjon. Her har det vist seg svært gunstig å benytte offeranoder for konstruksjonsdeler som er fullstendig nedsenket i vannet. Mer om korrosjonsbeskyttelse i kapittel 5. Det kan være nødvendig med avstivinger mellom pælene for å ta opp resultantkreftene fra fenderne, men dette vil komme tydelig fram i prosjekteringen av pælene. Her kan en eventuelt bruke stålkjernepæler som i vedlegg E.

I oppgaveteksten er det oppgitt som forutsetning at en kan anta at pælene vil måtte drives 25 m under havnivå. Dette resulterer i lange pæler med en gjennomsnittlig lengde på 40 m.

3.7 Innfesting i eksisterende betongkai

Når fartøyene legger til kai innebærer dette relativt store krefter. Skipet som legger i kai har en anløpshastighet og dermed også en anløpsenergi som må absorberes av kaikonstruksjonen og dens fendersystem. Fendersystemet og eventuelle pæleavstivinger vil kunne håndtere kreftene fra skipsanløp. For å motstå forskyvninger og vridninger i konstruksjonen, er hoveddragerne prosjektert fastholdt i horisontalretning i sjiktet mellom betongkaien og ro/ro-kaien. For å etablere dette støpes en stålplate inn i kaifronten på betongkaien, og deretter boltes hoveddragerne fast til denne. Grunnen til at det ikke sveises er for å kunne bruke de samme byggeelementene igjen når kaien skal flyttes. Som en skal se i korrosjonskapittelet skal

konstruksjonsdelene males med korrosjonsbeskyttende maling før de settes sammen, slik at malingslaget dekker hele kaikonstruksjonens overflate. Dette åpner lite for sveisemuligheten.

I overgangen mellom betongkaien og stålkaien legges en gummilist à 200 mm, fra akse A til C. Det er mulig at en får en liten glippe mellom dekkeelementene og betongkaiens kaifront. En eventuell glippe vil være svært liten, og ingen strukturell fare. Hoveddragerne er boltet fast til innstøpte plater i betongkaien, men ikke sekundærbjelkene eller plateelementene. Ved å dekke glipen som kan oppstå, vil ro/ro-kaien fortsatt opprettholde brukerkravene og føles tryggere enn om man kunne se ned i konstruksjonslagene.

4.0 FENDERDESIGN

Når det kommer til fenderer og fender design er det mulig å velge blant en rekke forskjellige systemer. Funksjonen til fenderen er å beskytte overflaten på kaifronten og også å absorbere anløpsenergien (Thoresen, 1988). Samtidig er fenderens oppgave å redusere risikoen for at et fortøyd skip skal bevege seg i resonans (The Committee for Waterfront Structures of the Society for Harbour Engineering and the German Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2006, heretter: EAU, 2006). I analysen tenker en seg at enhver fender skal kunne oppta hele kraften fra skipet. Dette er nødvendig da skipet ofte treffer en fender først før den senere kan fordele lasten på alle tilstøtende fenderer. Skulle en lagt opp til en situasjon der fenderne ble trykket inn samtidig vil en måtte sette strenge krav til anløpene og muligens ville det blitt behov for taubåter. Tidligere har det vært vanlig å dimensjonere kaien først og dernest fendersystemet. Denne fremgangsmåten har derimot vist seg å være ugunstig og har forårsaket en rekke skader på kaier, og i mindre grad skader på skip. Det å inkludere design av fendersystem i prosjekteringen av kaikonstruksjonen kan bidra til mindre skader og anses som den korrekte prosedyren (Thoresen, 2010).

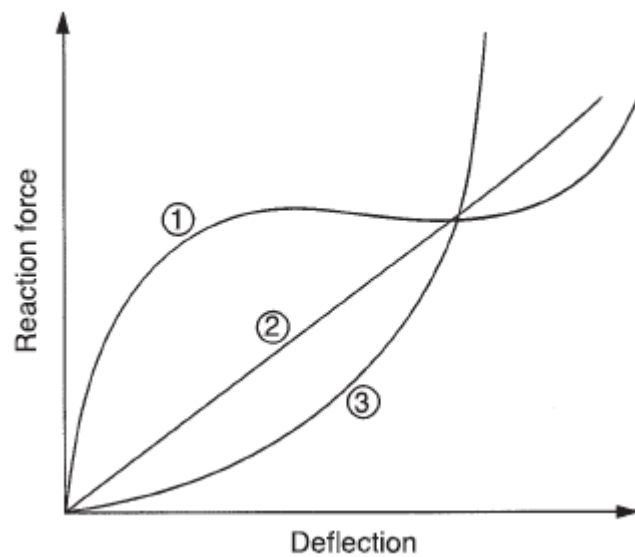
4.1 Hovedkategorier

Generelt kan en dele fendere inn i to typer:

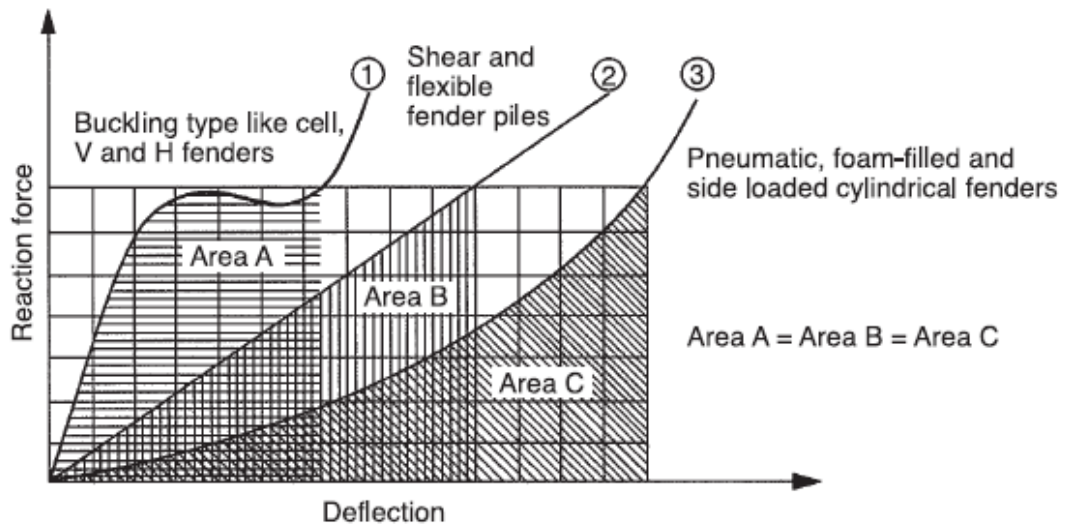
- 1- Overflatebeskyttende fendere som overfører en høy reaksjonskraft, P , per kNm energi absorbert, E_p , til kaikonstruksjonen, og dermed har en høy P/E_f -faktor.
- 2- Energiabsorberende fendere som overfører en lav reaksjonskraft, P , per kNm energi absorbert, E_p , til kaikonstruksjonen, og dermed har en lav P/E_f -faktor. (Thoresen, 2010)

De aller fleste fendere vil likevel oppføre seg som en energiabsorberende fender først, og deretter gå over til å være en overflatebeskyttende fender når den er har oppnådd maksimal sammenpressing. Faktoren P/E_f kalles gjerne fenderfaktoren.

I figur 4.1 ser en arbeidsdiagrammet for tre typer fendere. Her er fendertype 1 den energiabsorberende fenderen, hvor maksimums reaksjonskraft nærmest opptrer ved hvert anløp. Fendertype 3 er den myke fendertypen hvor behovet for energiabsorbering ikke er så stort. Som et alternativ finnes det fendere som kombinerer effektene til de to andre fendertypene, kalt fendertype 3 i figur 4.1 og 4.2 (Thoresen, 2010).



Figur 4.33 Arbeidsdiagram for tre typer fendere



Figur 4.34 Reaksjon-forskyvningsdiagram for ulike fendere

For denne ro/ro-kaien er det ønskelig å benytte fendere av type 1 eller type 2, slik at energien fra skipsanløp blir absorbert på en god måte. En annen grunn for dette ønsket er at disse fenderne får liten forskyvning («deflection» i figur 4.2) slik at fenderen kan stå inn under kaidekket.

Prosjekteringen av fendere tilsier at fenderne skal festes direkte på pælene under kaikonstruksjonen, og det er disse som skal overføre kreftene fra skip til grunn. Mer om dette i kapittel 4.4.

4.2 Møte mellom skip og kai

Dimensjoneringsgrunnlaget for fenderne er anløpsenergien fenderne må absorbere, mens det for pælene er det hvilken reaksjonskraft som kan tillates overført fra fender til bæresystemet. Dette er en stålkonstruksjon som er fundamentert på pæler, slik at det er begrensninger på hvor stor horisontal last pælene kan overføre til havbunnen. I denne situasjonen vil valget av fendere begrunnes ut fra fenderens kapasitet til å oppta anløpsenergien. Den energien som må absorberes av fender når skipet legger til kai er

$$E_f = \frac{1}{2} * M_d * C * U^2$$

der M = deplasement av skipet ved 95 % konfidensnivå. Faktoren C er et multiplum av fire andre faktorer; eksentrisitetsfaktoren C_E , den virtuelle massefaktoren C_H , mykhetsfaktoren C_S og konfigurasjonsfaktoren C_C . Anløpshastigheten U kvadreres og spiller dermed en stor rolle for hvilken energi som må absorberes av fenderen.

4.2.1 Deplasement av skipet

I utregningen av anløpsenergien som må absorberes skal skipets deplasement etter 95 % konfidensnivå benyttes. I følge tabell 4.1 tilsvarer 95 % konfidensnivå 11 600 tonn for designskipet i dette tilfellet. Skipet vil treffe ro/ro-kaien med akter eller baug for å lesse av lasten.

Tabell 4.7 Skipsdimensjoner med 95 % konfidensnivå, fra Thoresen, 2010

Confidence limit: 95 per cent

Type	Dead weight tonnage (t)	Displacement (t)	L_{OA} (m)	L_{BP} (m)	B (m)	D (m)	Max. draught (m)	Wind lateral area (m ²)		Wind front area (m ²)	
								Full load condition	Ballast condition	Full load condition	Ballast condition
General cargo ship	1000	1850	74	69	11.7	6.9	4.4	372	428	70	101
	2000	3560	92	86	14.2	8.5	5.5	570	678	111	154
	3000	5210	104	98	15.9	9.6	6.3	732	887	146	198
	5000	8440	122	115	18.3	11.2	7.5	1003	1243	205	271
	7000	11600	136	128	20.1	12.4	8.3	1234	1550	256	333
	10000	16200	151	143	22.2	13.8	9.3	1540	1970	325	414
	15000	23700	172	163	24.8	15.6	10.7	1970	2570	426	532
	20000	31100	188	179	26.9	17.0	11.7	2360	3110	516	634
	30000	45600	213	203	30.1	19.2	13.4	3030	4070	675	814
	40000	59800	233	223	32.6	20.9	14.7	3610	4930	818	971

Når vi legger opp til at skipet skal legge til kai uten bruk av taubåter med baug eller akter først vil anløpshastigheten kunne variere mellom 0,4 – 1,0 m/s (Thoresen, 2010). Denne variasjonen kommer av hvorvidt anløpet skjer i gode forhold, moderate forhold eller uheldige forhold. Videre anbefaler Thoresen (2010) å benytte en anløpshastighet på 2,0 -3,0 m/s for fendere på hjørner av kaikonstruksjoner eller endefendere. Dette blir ikke så aktuelt for dette tilfellet da skipet anløper ro/ro-kaien rett mot kaifronten. Sånn sett er kanskje anløpshastighetene som er anslått konservative i forhold til denne situasjonen, da skipet vil senke farten for å posisjonere seg mot kaien før den anløper.

4.2.2 Anløpshastighet

De anbefalte verdiene for anløpshastighet i EAU (2006) og Working Group 33 of the Maritime Navigation Commission, PIANC (2002) er gitt i tabell 4.2.

Tabell 4.8 Anløpshastigheter

Anløpsforhold	Anløpshastighet	
	EAU	PIANC
Uheldige	0,60 m/s	0,6- 0,4 m/s
Moderate	0,54 m/s	0,45-0,3 m/s
gode	0,36 m/s	0,2-0,16 m/s

Det dimensjoneres for moderate anløpsforhold, og ved uheldige anløpsforhold gis det restriksjoner for hvilke hastigheter som tillates. Ved særdeles vanskelige forhold kan det vurderes å sette inn taubåtsassistanse eller å avvente til det er mer gunstige forhold for anløp.

Anløpshastigheten settes dermed lik 0,4 m/s.

4.2.3 Den virtuelle massefaktoren C_H

Den virtuelle massefaktoren kalles gjerne den hydrodynamiske massefaktoren og inkluderer bevegelsen av vannet rundt skipet i beregning av anløpsenergi til systemet. Når skipet beveger seg gjennom vannet vil også vannmassen rundt skipet bevege seg. Stopper skipet opp, vil vannmassen rundt fortsette å bevege seg og presse skipet videre mot kaien.

$$C_H = \frac{M_d + M_h * C_{HR}}{M_d}$$

I formelen over er C_{HR} en reduksjonsfaktor som følger av anløpsvinkelen til skipet. Det er gjennomført flere modelltester og fullskalatester for å finne et uttrykk for vannmassen rundt skipet, den hydrodynamiske massen M_H . De mest brukte metodene i dag er formelen fra Ueda og fra Vasco Costa. Bemerk at parameteren D i dette tilfellet betyr skipets dypgang, altså avstanden fra skrogets bunn opp til vannlinjen.

Ueda:

$$C_b = \frac{M_d}{\rho * L_{BP} * B * D} = \frac{11600t}{1,025t / m^3 * 107m * 17,6m * 6,8m} = 0,884$$

$$C_H = 1 + \frac{\pi * D}{2 * C_b * B} = 1 + \frac{\pi * 6,8m}{2 * 0,884 * 17,3m} = 1,698$$

Vasco Costa

$$C_H = 1,0 + 2,0 \frac{D}{B} = 1,0 + 2,0 \frac{6,8m}{17,3m} = 1,786$$

En kunne i denne oppgaven ha benyttet gjennomsnittet av disse verdiene for C_H

$$C_H = \frac{C_{H,Ueda} + C_{H,VascoCosta}}{2} = \frac{1,698 + 1,786}{2} = 1,742$$

Her er derimot PIANC(2002) sin anbefaling benyttet. PIANC (2002) konkluderer med at C_H kan settes lik 1,5 hvor klaringen under kjølen er større enn $0,5 * D = 3,4$ m, mens verdien kan settes lik 1,8 i tilfeller hvor klaringen bare er $0,1 * D$.

C_H blir dermed satt lik 1,5, da klaringen under kjøle er $14 \text{ m} - 6,8 \text{ m} = 7,2 \text{ m}$ og større enn $0,5 * D$

= 3,4 m. Disse verdiene gjelder for anløp vinkelrett på kaiens lengderetning, når en snakker om anløp langsmed kaien, slik det er for en ro/ro-rampe, anbefaler PIANC (2002) å sette verdien C_H lik 1,1.

4.2.4 Eksentrisitetsfaktoren C_E

Eksentrisitetsfaktoren er en faktor som tar høyde for energidissipasjonen som kommer av den roterende bevegelsen ved kontaktpunktet etter skipet er i kontakt med kaien via fenderen.

$$C_E = \frac{i^2 + r^2 * \cos^2 \phi}{i^2 + r^2}$$

der i = skipets trehetersradius, generelt mellom 0,2 og 0,25 L

r = avstanden fra kontaktpunkt til massesenter på skipet

ϕ = vinkel mellom hastighetsvektor og r

For skip som får taubåtsassistanse vil vinkelen kunne settes til $1-5^0$, mens for skip uten taubåtsassistanse vil denne vinkelen oftest være rundt $10-15^0$. I dette tilfellet kommer designskipet inn med kortsiden først, og anløpsvinkelen vil være i det laveste sjiktet, og settes til 10^0 .

Det antas at massesenteret på skipet vil være omtrent i det geometriske midtpunktet, og r settes til 0,5 L.

For en $i = 0,25L$ blir

$$C_E = \frac{i^2 + r^2 * \cos^2 \phi}{i^2 + r^2} = \frac{(0,25L)^2 + (0,5L)^2 * \cos^2 \phi}{(0,25L)^2 + (0,5L)^2} = 0,976$$

mens for en $i = 0,20L$ blir uttrykket

$$C_E = \frac{i^2 + r^2 * \cos^2 \phi}{i^2 + r^2} = \frac{(0,20L)^2 + (0,5L)^2 * \cos^2 \phi}{(0,20L)^2 + (0,5L)^2} = 0,974$$

Da designskipet spesifiseres ut fra relativt få parametere, velges den mest konservative eksentrisitetsfaktoren $C_E = 0,976$

En annen mulighet er å benytte formlene gitt av PIANC (2002)

$$C_e = \frac{K^2 + K^2 * \cos^2 \phi}{K^2 + R^2}$$

Hvor K = gyrasjonsradius eller omdreingsradius gitt ved formelen $K = (0,19 * C_b + 0,11) * L_{BP}$

R= avstanden fra kontaktpunkt til massesenter på skipet

ϕ = vinkel mellom hastighetsvektor og R

PIANC (2002) oppgir videre at for ro/ro- og endefendere kan C_E -faktoren settes lik 1,0

4.2.5 Konfigurasjonsfaktoren C_C

Konfigurasjonsfaktoren C_C tar høyde for effekten vannmassene mellom skipet og kaifronten har på anløpet, og varierer vanligvis mellom 0,8 og 1,0. Ved hellende sjøbunn vil skipet møte økende motstand fra vannmassene når det kjører inn mot kai. Denne effekten er sterkest for tette kaier, der vannmassene må presses ut til siden under anløp av skip. For åpne kaier, som her, vil ikke denne effekten gjøre seg gjeldende da vannmassene kan bevege videre inn under kaien, og C_C kan settes lik 1,0.

4.2.6 Mykhetsfaktoren C_S

Mykhetsfaktoren C_S bestemmes ut fra elastisiteten eller fleksibiliteten mellom skipets skrog og fendersystemet eller kaikonstruksjonen. Noe av den kinetiske energien vil bli absorbert gjennom den elastiske deformasjonen av skipsskroget eller av fleksibiliteten til kaien. Thoresen (2010) anbefaler å sette denne lik 1,0 for mindre skip, mens for harde fendere eller større skip kan C_S settes mellom 0,9 og 1,0. Denne kaikonstruksjonen er konstruert med pæler, og vil av den grunn være fleksibel, i tillegg har designskipet en dødvektstonnasje (DWT) på 7 000 tonn, noe som er relativt lavt, slik at mykhetsfaktoren kan settes lik 1,0.

4.2.7 Total anløpsenergi

Det er mange aspekter å ta hensyn til for å finne den totale anløpsenergien fenderen må absorbere. Ved å sette inn i formelen for faktoren C får en:

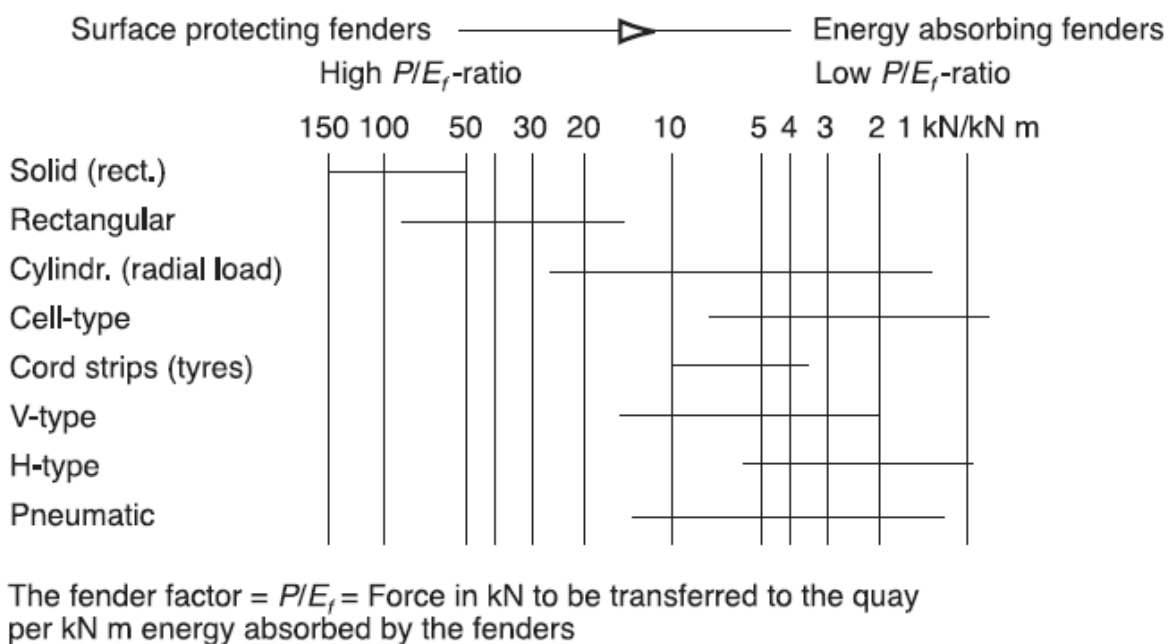
$$C = C_H * C_E * C_C * C_S = 1,1 * 1,0 * 1,0 * 1,0 = 1,1$$

Sammen med verdiene for skipets deplasement M og anløpshastighet betyr dette at fendersystemet må absorbere:

$$E_f = \frac{1}{2} * M_d * C * U^2 = \frac{1}{2} * 11600t * 1,1 * (0,40m / s)^2 = 1020,8kNm$$

4.3 Valg av fendere

Det er flere faktorer som spiller inn når en skal velge en riktig fender for konstruksjonen. For det første må fenderen ha tilstrekkelig kapasitet for å absorbere energien tilstede. På samme måte må reaksjonskraften som overføres fra fenderen til konstruksjonen ikke overstige kapasiteten til kaikonstruksjonen. Videre er det nødvendig å kontrollere at trykket fra fendersystemet ikke er høyere enn det tillatte trykket for skipets skrog. Avslutningsvis spiller naturligvis også det økonomiske inn, og en ønsker å optimere effekten av fenderen i forhold til kostnaden. Det innebærer at en ikke overdimensjonerer fendersystemet, men velger et fendersystem som er i tråd med hvilke påkjenninger og hvilken sikkerhet som er ønskelig. I figur 4.3 er en oversikt over aktuelle fendersystemer med deres respektive fenderfaktorer.



Figur 4.35 Oversikt over aktuelle fendersystemer med fenderfaktor fra Thoresen, 2010

I dette tilfellet er det ønskelig å overføre lite **horisontal** last videre inn i konstruksjonen da den som åpen kai er mykere enn en lukket kai, hvor vannet ikke kan bevege seg innover i eller under konstruksjonen.

I dette tilfellet betyr det at vi må velge en energiabsorberende fendertype med lavt P/E_f -forhold, eller tilsvarende et høyt E_f/P -forhold. Fra figuren ser en at sylindriske fendere, cellefendere, h-type, v-type og er aktuelle løsninger. Pneumatiske fendere, fendere som inneholder luft, er ikke vurdert som gunstig for ro/ro-kaien.

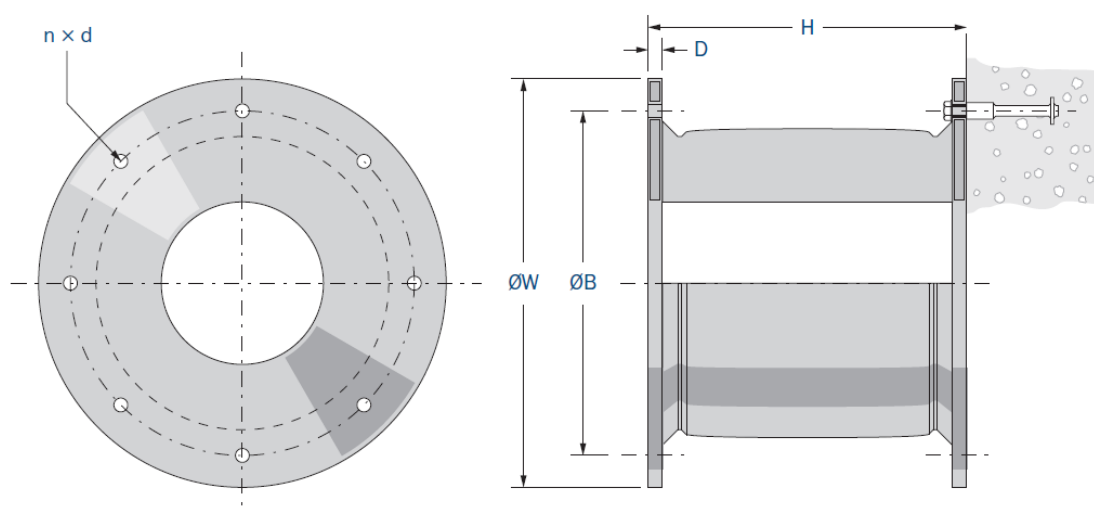
Blant flere leverandører av fendersystemer, ble Trelleborg Marine Systems valgt som grunnlag for valg av fendersystem. Trelleborg har to aktuelle fendertyper som kan nyttes på ro/ro-kaien og som tåler påkjenningen. Den første typen kalles «Super Cone Fenders» (Vedlegg F) og den andre typen heter «SCK Cell Fenders» (Vedlegg G). Oppdragsgiver ønsket også å se på muligheten for å benytte V-fendere eller «Arch Fenders» (Vedlegg H), men disse hadde ikke stor nok kapasitet til å kunne brukes for ro/ro-kaien. De mest aktuelle fendersystemene som tilfredsstillter kravene er oppsummert i tabell 4.3.

Tabell 4.9 Aktuelle fendere

Fender	Energi	Reaksjonskraft	E_r/P	P/E_r
SCN 1400, E 1.0	1030 kNm	1420 kN	0,725	1,379
SCN 1200, E 3.0	1045 kNm	1680 kN	0,622	1,608
SCK 1700H, E 1.6	1036 kNm	1388 kN	0,746	1,340
SCK 1600H, E 2.1	1051 kNm	1497 kN	0,702	1,424

Det som veier tyngst i valget av fender i dette tilfelle er reaksjonskraften som overføres fra fenderen til bæresystemet. Denne bør holdes så lav som mulig for å sikre bæresystemets stabilitet. Losseluken fra skipet er så lang at størrelsen på fenderne ikke er avgjørende for valget. Valget faller dermed på SCK 1700H, E 1.6. Denne løsningen er anbefalt for ro/ro-kaier, i likhet med Super cone fenderne. Utformingen av SCK cellefenderne vises i figur 4.4.

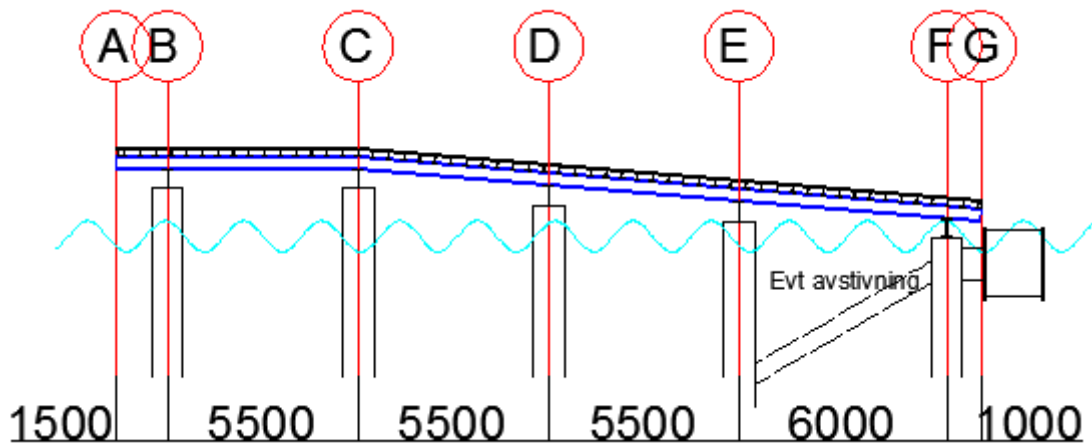
	H	ØW	ØB	D	d	Anchors/ head bolts	Weight
SCK 1700H	1700	2100	1900	50	66	8 × M56	3700



Figur 4.36 Dimensjoner for fenderen SCK 1700H

4.4 Festeprosedyre for fenderne

Standardmetode for innfesting, hvor en borer hull og gyser fast innstøpingsgods i betongkaien, kan naturligvis ikke benyttes i dette tilfellet. Kaifronten bygges ofte med et nedsenket skjørt for å kunne forhindre mindre båter å komme inn under kaien og for å kunne feste fenderne til kaien. For stålkaaien på Somaneset, Sandnes er kaifronten relativt lav og et skjørt for å hindre mindre båter å komme inn under anses ikke som fornuftig eller nødvendig. For å feste fenderne til pælene foreslås det at en sveiser en rørbit med en lengde på eksempelvis 600 mm med samme diameter som pælene til pælene. Videre sveises en endeplate fast i rørbiten som er stor nok for å sikre god innfestning av fenderen. Den tenkte utformingen vises i figur 4.5. Selve innfestningen er en del av pæledimensjoneringen og vil ikke bli behandlet videre.



Figur 4.37 Tverrsnitt med fender

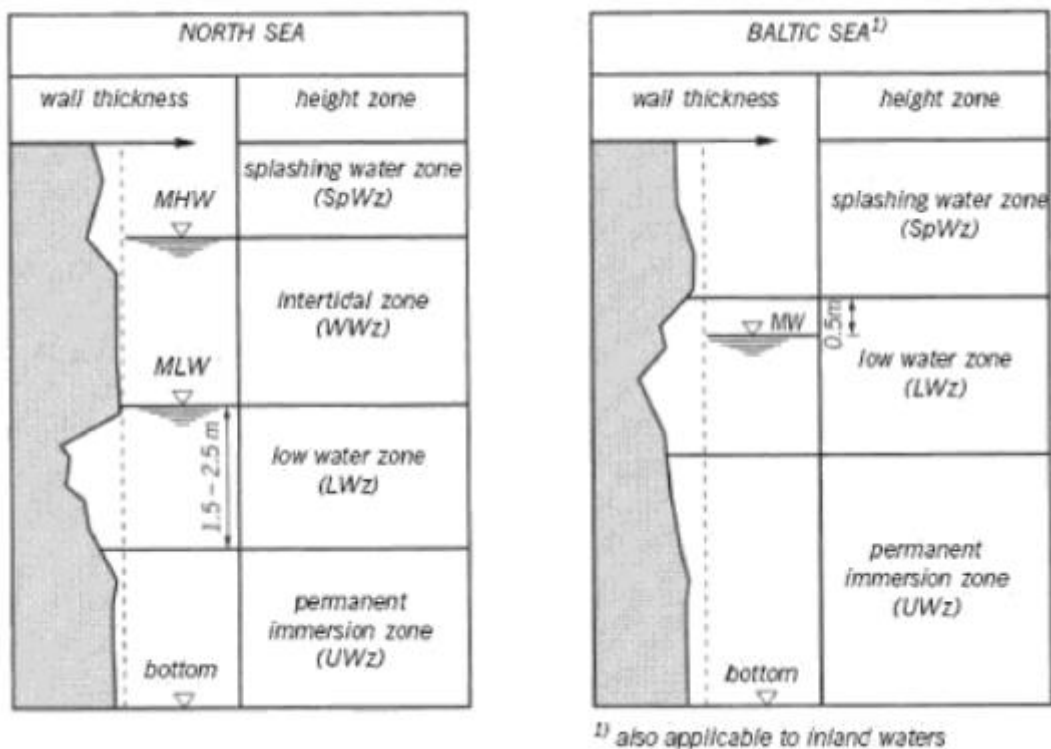
Et uromoment er at deler av fenderen vil stå under vann med en så lavkaifront. Det vil være en lite heldig løsning å feste fenderen inn i sekundærbjeltene da disse bare er festet i hoveddragerne. Det kunne vært mulig å laget en anordning som løfter fenderen ut av vannet, men da vil det blokkere for tilgangen til kaifrontens ytterste deler. Forslaget blir dermed stående, og det blir anbefalt å benytte offeranoder for å begrense korrosjonen på festeanordningen.

4.5 Levetid for fenderne

Fendere har generelt sett en levetid på 20-30 år (Thoresen). Havner der fenderne skal absorbere støtlaster fra mange forskjellige typer skip har derimot en redusert levetid på 10-20 år. Dette innebærer at når ro/ro-rampen skal flyttes må nye fendere installeres. Dette kan være fordelaktig da en på dette tidspunkt kan vurdere om forutsetningene som ble lagt for valg av fendere var korrekte med hensyn til slitasje og bruk. Det kan også tenkes at det i andre periode av ro/ro-rampens levetid at andre typer skip skal få anløpe eller at det har skjedd en stor utvikling innenfor fendere at det vil være mer gunstig å benytte en nyere type fender. Fenderne fra rampens første periode må uansett skiftes når rampen skal flyttes lenger nord.

5.0 KORROSJON

Det finnes flere utfordringer tilknyttet det å bygge i stål i nærheten av sjøvann. Den største ulempen er unektelig korrosjon. Dette miljøet karakteriseres som det mest aggressive, og korrosivitetskategorien er følge NS-EN ISO 12944-2:1999 satt til meget høy (C5-M). Årlig påfører korrosjon på metallkonstruksjoner i marint miljø industrien enorme kostnader. Når stål kommer i kontakt med vann oppstår naturlige korrosjonsprosesser som påvirkes av kjemiske, fysiske og biologiske faktorer. En deler gjerne inn i forskjellige korrosjonssoner i høyderetningen som karakteriseres ut fra hvilken type korrosjon som er gjeldende og intensiteten av korrosjonen. (EAU, 2006). Figur 5.1 viser en typisk inndeling av forskjellige korrosjonssoner.



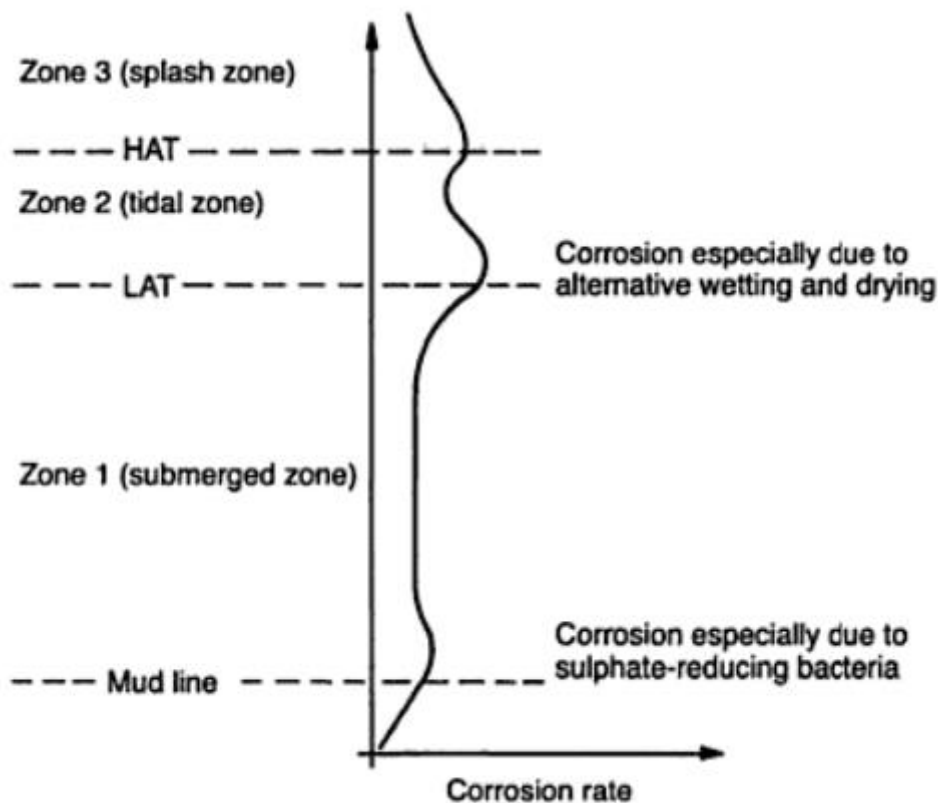
Figur 5.38 Korrosjonssoner for Nordsjøen og Østersjøen. Hentet fra EAU, 2006.

Korrosjon kan være et problem i alle miljøer der det er nærvær av fuktighet, oksygen og en elektrolytt. Når stål korroderer dannes jernoksider som har 6-7 ganger så stort volum som originalvolumet, noe som fører til økt belastning på stålet. For metalleder som er i tidvis kontakt med sjøvann skjer korrosjonsprosessene raskere som følge av saltet i sjøvannet. Saltet fungerer som en katalysator som forsterker og intensiverer korroderingen av metallet. (Tsinker, 1997). Beskyttelse mot korrodering blir med andre ord et viktig tema for sikker og økonomisk havneprosjektering og havnedrift. NS-EN ISO 12944-1:1993 fastslår at det er nødvendig at eiere så vel som planleggere, konsulenter, malere, inspektører og produsenter har oppdatert og

tilgjengelig informasjon om korrosjonsbeskyttelse for å sikre effektiv korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner.

5.1 Korrosjonsrate

I prosjektering av kaier er det vanlig å ta utgangspunkt i korrosjonsraten på stedet, nemlig tap av veggtykkelse i forhold til tid. Figur 5.2 viser ensidig korrosjonshastigheten på en stålplate. Som vi ser er ikke korrosjonsraten lik i alle korrosjonssoner. Den mest kritiske sonen i forhold til korrosjonsrate er i plaskesonen og i tidevannssonen, og det er i disse sonene ro/ro-rampen skal stå. Dette innebærer at en må dedikere mye oppmerksomhet til disse problemene.



Figur 5.39 Ensidig korrosjonsrate på stålplate i marint miljø. Hentet fra Thoresen, 2010

Korrosjonshastigheten varierer i forskjellige miljø avhengig av blant annet eksponering av sjøvann eller sjøluft. Erfaringer har vist betydelig korrosjon i plaskesonen og i lavvannssonen med alternerende tørre og våte forhold. Når korrosjonsdelene kommer i kontakt med vann, og særlig sjøvann, vil sjøvannet fungere som elektrolytt i et galvanisk element og en vil få induert strøm på overflaten av stålet. Deler av metalloverflaten fungerer som anoder og andre som katoder. Der hvor elektronisk strøm forlater metalloverflaten er hvor korrosjonen vil starte. I tidevannssonen er konstruksjonsdelene vekselvis neddykket i vann og delvis over vannlinjen, noe som gir korrosjonsprosessene god tilgang på oksygen, som er med å øke korrosjonshastigheten (Thoresen, 2010).

I prosjektering av stålkonstruksjoner i marint miljø er det hovedsakelig fire former for korrosjon en dimensjonerer mot. I første omgang vurderer en faren for overflatekorrosjon, der vannet vekselvis dekker konstruksjonsdelen og vekselvis ikke er tilstede på konstruksjonens overflate. For detaljeringen er det nødvendig å finne løsninger der vannet ikke blir innesluttet og forårsaker gropkorrosjon. Gropkorrosjon oppstår der hvor vann blir hindret i å renne av konstruksjonen og danner pytter. Siden vannet forblir på samme sted vil stålet i kontakt med pytten stadig være utsatt for korrosjon og en vil oppleve en høy korrosjonsrate på dette stedet. Dersom en skal forbinde to ståloverflater sammen er det dessuten viktig å være oppmerksom på spaltekorrosjon fra vann som kan trenge inn mellom sprekken. En annen type korrosjon oppstår i sjøbunnsjonen der en kan finne sulfatreduserende bakterier. Disse bakteriene er aktive i vann som er svært oksygenfattige, som i bassenger, innsnevring og bukter med svært høy forurensning (Thoresen, 1998).

Thoresen (2010) lister opp flere faktorer som hastigheten på korrosjon avhenger av:

- atmosfæriske forhold i miljøet
- Saltholdighet av sjøvannet, der saltholdighet på 2,5-3 ‰ gir mest kritiske resultater
- pH-verdi av vannet. Ved pH under 4 vil korrosjonsraten øke dramatisk
- økning av oppløst oksygeninnhold i sjøvann gir økning i korrosjonsraten
- temperatur. Høyere korrosjonshastighet ved høyere temperatur.
- bølge- og strømforhold på stedet
- kjemisk sammensetning av jordlaget stålet blir innfestet i.

Der hvor nøyaktige korrosjonsmålinger mangler kan en anta at gjennomsnittskorrosjon av stål i kaier er omtrent 0,1mm/år til 0,15mm/år per side av stålet. Gropkorrosjon i tidevannssonen i skandinaviske havner kan være opp til 0,5 mm/år, med en gjennomsnittsrate på 0,3 mm/år. I tropiske farvann er korrosjonsraten vanligvis høyere enn dette (Thoresen, 2010). I tabell 5.1 fremkommer verdiene for tap av veggtykkelse nasjonalt tillegg i NS-EN 1993-5:2007+NA:2010 legger til grunn for prosjekteringen.

Tabell 5.10 Verdier for tap av veggtykkelse etter NS-EN 1993-5:2007+NA:2010

Tabell NA.4.2 – Verdier for reduksjon av tykkelse [mm] på grunn av korrosjon for peler og spunt i ferskvann eller sjøvann ¹⁾

Dimensjonerende brukstid	5 år	25 år	50 år	75 år	100 år
Vanlig ferskvann (elver, skipskanaler,) i korrosjonsutsatt sone (vannlinje)	1,0	5,0	10,0	15,0	20,0
Svært forurenset ferskvann (kloakk, industrielt avløp,) i korrosjonsutsatt sone (vannlinje)	0,5	2,5	5,0	7,5	10,0
Sjøvann i temperert klima i korrosjonsutsatt sone (lavvann og i sone utsatt for sjøsprøyt) ²⁾	1,5	7,5	15,0	22,5	30,0
Sjøvann i temperert klima i permanent neddykket sone ²⁾	0,5	2,5	5,0	7,5	10,0
1) Reduksjon av tykkelse er ensidig reduksjon på eksponert flate.					
2) Marint miljø krever spesiell vurdering av korrosjonsfaren. Den høyeste korrosjonshastigheten finnes ikke nødvendigvis i den mest påkjente delen og trenger derfor ikke være dimensjonerende.					

For denne kaien settes dermed korrosjonsraten til 0,3 mm/år, da den er plassert i sjøvann i temperertklima i korrosjonsutsatt sone. I den generelle delen av NS-EN 1993-5:2007+NA:2010 er derimot verdien satt mellom 0,075 mm/år og 0,11 mm/år for samme sone. Dette samsvarer med hva som står i Thoresen (2010) om skandinaviske havner og gropkorrosjon.

5.2 Korrosjonsbeskyttende tiltak

For å sikre tilstrekkelig styrke i konstruksjonen inkluderes korrosjonsbeskyttende tiltak i prosjekteringen av konstruksjoner nær kystsonen så vel som for konstruksjoner i havet. Der hvor konstruksjonen er nedsenket i vann har katodisk beskyttelse vist seg å være svært gunstig, og korrosjonsproblemene kan nærmest bli eliminert (Thoresen, 2010). I plaskesonen og i tidevannssonen har katodisk beskyttelse redusert effekt, og en blir nødt til å innføre andre tiltak for å motvirke korrosjon. Det finnes flere mulige tiltak å benytte seg av for å forhindre korrosjonsprosesser med varierende grad av suksess. EAU (2006) beskriver 5 metoder for å beskytte konstruksjonsdeler mot korrosjon:

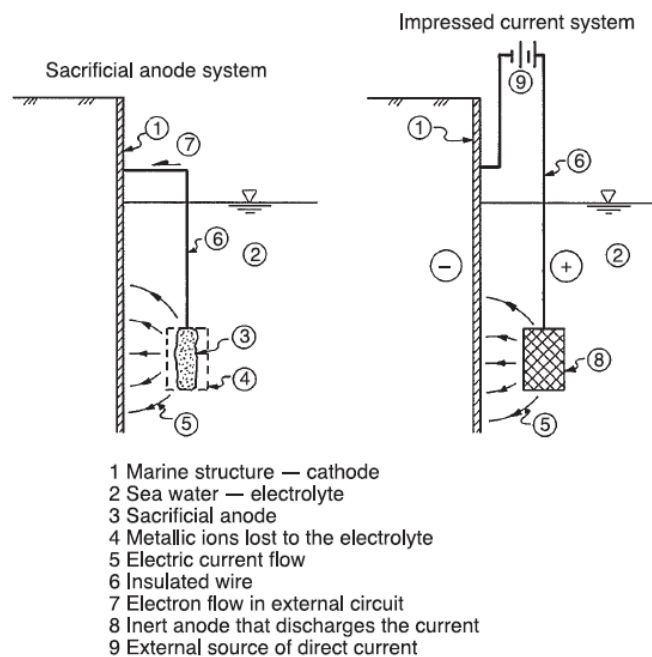
1. Korrosjonsbeskyttende maling
2. Katodisk beskyttelse
3. Legeringer
4. Overdimensjonering
5. Detaljering

5.2.1 Korrosjonsbeskyttende maling

Korrosjonsbeskyttende maling kan utsette starten på korrosjonsprosessene med mer enn 20 år. Det finnes ulike systemer for å gi maksimal beskyttelse mot korrosjon. Valget av malingsystem bør tas med hensyn til påkjenningene fra miljøet hvor konstruksjonen skal oppføres. Før en påfører malingslaget er det nødvendig å sandblåse stålet til standard renhet Sa 2 1/2. NS-EN ISO 12944-4:1999 sier at det viktigste hensikten med å overflatebehandle stålet er å preparere det for å oppnå vedheft for maling, samtidig som det fjerner skadelige produkter. I tillegg blir forurensningsmengden i stålet, som kan forårsake korrosjon i seg selv, redusert i følge NS-EN ISO 12944-4:1999. Tidligere brukte en gjerne malingsystemer som inneholdt bitumen, mens det nå brukes lite løsemidler, og en baserer seg ofte på systemer med epoxy polymerer eller polyurethan polymerer. Malingsarbeidene bør utføres i verksted og transporteres til byggeplass hvor en kan gå over og reparere eventuelt skader i malingen. I tillegg til malingsystemet bør det legges til rette for katodisk beskyttelse av konstruksjonen (EAU, 2006). Tsinker (1997) fremhever korrosjonsbeskyttende maling som en økonomisk metode for å beskytte mot korrosjon, da malingslaget er slitesterkt og om utført riktig blir stålet totalt isolert fra miljøet. En må derimot følge et øye med abrasjon under transporten og i håndteringen av ferdigmalte konstruksjonsdeler, og reparere småskade så snart en oppdager dem (Tsinker, 1997).

5.2.2 Katodisk beskyttelse

Korrosjon under vannlinjen kan bli betydelig redusert ved hjelp av elektrolytiske hjelpemidler ved installasjon av katodisk beskyttelse med påført strøm eller som offeranode. Denne formen for korrosjonsbeskyttelse er ideell for konstruksjoner i tidevannssonen, og også hvor reparasjoner eller renovering blir finansielt ugunstig. Ved påført strøm vil et beskyttende malingslag være uunnværlig for å oppnå god strømfordistribusjon og lavere behov for strøm på lang sikt (EAU, 2006 og Thoresen, 2010). Figur 4.3 viser skjematisk hvordan henholdsvis et offeranodesystem («sacrificial anode system») og et påført strøm-system («impressed current system») blir bygget opp.



Figur 5.40 Skjematisk fremstilling av korrosjonsbeskyttelse med katodisk system.

Thoresen, 2010

Videre, i figur 5.4, er spenningsrekka presentert. Av denne kan en se at for at et metall som stål skal beskyttes mot korrosjon må en benytte et metall som er lenger til høyre i spenningsrekka. En kan eksempelvis sette inn en sinkanode (Zn) i sjøvannet for å beskytte stålet, som i hovedsak består av jern (Fe).

Beskyttet (katodisk ende)	Korrodert (anodisk ende)
Au Ag Cu H ₂ Pb Sn Fe Zn Al Mg Na Ca K Li	

Figur 5.41 Spenningsrekka. Hentet fra Utdanningsdirektoratet, 2006

Katodiske beskyttelsessystemer behøver lite eller ingen tilsyn i levetiden, dersom det er korrekt installert. Ved å benytte en offeranode behøves heller ingen strømkilde, og en sparer utgifter. I tillegg er det enkelt å installere og vedlikeholde offeranoder (Tsinker, 1997).

5.2.3 Legeringer

En annen metode for å forhindre korrosjon er å bruke legeringer som byggemateriale. For å minske korrosjonsprosesser på en konstruksjon har det vist seg at en blanding av kobber, nikkel, krom, fosfor og silikon er gunstig i og over plaskesonen. Kobber alene som tilsetning i stålet har derimot vært lite suksessfullt. Erfaringer har også vist at en legering som inkluderer niobat, titan og vanadium har en positiv effekt i korrosjonsbeskyttelsen. (EAU, 2006)

5.2.4 Overdimensjonering

I enkelte tilfeller vil det være mer økonomisk gunstig å overdimensjonere konstruksjonsdelene fremfor eksempelvis å påføre beskyttende lag eller strøm for å hindre korrosjonsdannelse. Her lar en korrosjonsprosessen skje gjennom hele levetiden, og på grunn av større godstykkelse vil en ved levetidens slutt fortsatt ha tilstrekkelig kapasitet mot brudd. En legger tap av veggtykkelse til grunn for dimensjoneringen og øker tykkelsen tilsvarende på de eksponerte siden. Et alternativ til å øke tykkelsen, er å øke stålqualiteten. Da benytter en samme prinsippet som tidligere, at en fortsatt skal ha tilstrekkelig kapasitet ved levetidens slutt. (EAU, 2006)

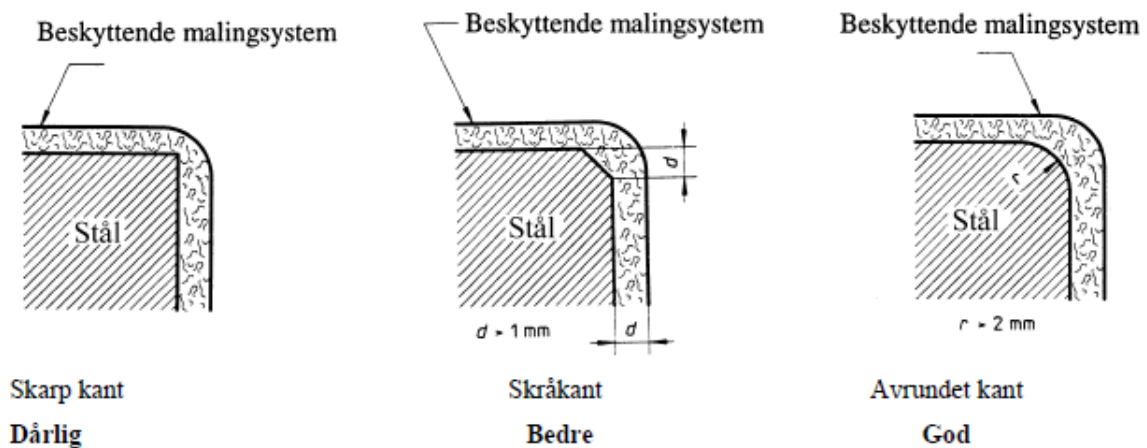
5.2.5 Detaljering

I detaljeringen bør en sørge for at konstruksjonsdelene drar nytte av god avrenning eller drenering for å holde dem tørre. Dersom konstruksjonsdelene forblir våte, eller vann blir innesperret, kan det oppstå gropkorrosjon og en vil kunne få hull gjennom delene. Videre kan en i detaljeringen beskytte ståloverflaten mot slitasje ved å benytte eksempelvis trefendere. Ved bruk av malingsystemer vil fendere være gunstig for å motvirke skader i malingslaget, og i neste omgang også korrosjonsprosessen (EAU, 2006).

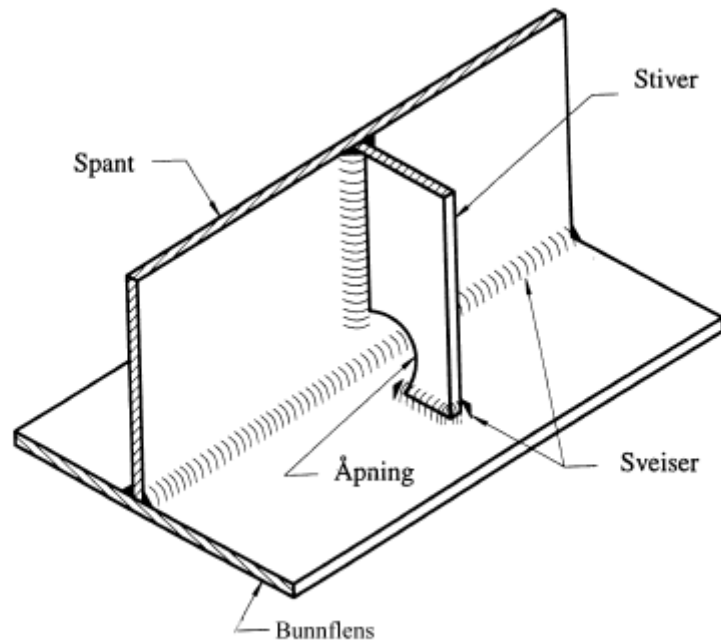
NS-EN ISO 12944-3:1999 omhandler utformingen av stålkonstruksjoner for å hindre korrosjon ved beskyttende malingsystemer. Her blir det anbefalt at utformingen skal være enkel, og en skal tilstrebe å unngå unødvendig kompleksitet. For stålkomponenter som etter oppføring vanskelig lar seg inspiserer eller ikke blir tilgjengelige i bruksperioden bør korrosjonsbeskyttelsen være så effektiv at den holder hele konstruksjonens levetid. Dette innebærer at en bør unngå å bruke hulprofiler og rør da innsiden her ikke kan inspiseres, og vann som trenger inn i disse vil kunne bli fanget og skape store korrosjonsproblemer. Standarden anbefaler at en benytter sveiser istedenfor bolter for å oppnå glattest mulig overflater. Problemet med å sveise i denne oppgaven

er at kaien må utformes med hensyn til at den skal demonteres og settes opp igjen, og dette er mye mer tidkrevende med sveiser enn bolter. Sveiser en materialer sammen endres strukturen i de sammensmeltede materialene (Aasen, 2010). En avskjært, sveiset forbindelse lar seg ikke sveise om igjen, noe som kreves for at sveising skal være en løsning i det tilfellet. Ved bolting kan det oppstå trange åpninger og spalter der smuss og fuktighet kan komme inn og skape korrosjon. En må derfor male alle overflatene før en setter dem sammen, og gjennomføre jevnlig inspeksjoner med fokus på disse potensielle problemområdene.

Det anbefales videre å utforme konstruksjonsdelene med avrundede kanter for at et korrosjonsbeskyttende malingsdekke skal kunne påføres jevnt og danne en tilstrekkelig tykkelse. Dette er vist i figur 5.5. Videre ser en i figur 4.6 bør en ved anvendelse av stivere utforme disse med hull mot flensene for å sikre god avrenning og forhindre at vann blir liggende i hjørnene.



Figur 5.42 Utforming av kanter etter NS-EN ISO 12944-3:1999



For åpninger, $r \geq 50$ mm

Figur 5.43 Utforming av stivere etter NS-EN ISO 12944-3:1999

5.3 Valg av korrosjonsbeskyttende tiltak

Ro/ro-kaien i dette prosjektet er hovedsakelig i plaskesonen. Enkelte deler vil ved stormflo kunne være under vannoverflaten, men situasjonen er hovedsakelig plaskesone med vekselvis tørre og våte perioder. Det mest gunstige tiltaket en kan iverksette i dette tilfellet vil være å benytte korrosjonsbeskyttende maling på alle konstruksjonsdelene denne oppgaven omhandler. Det vil si, for pælene er det ikke vurdert nødvendig å korrosjonsbeskytte med maling. Pælene står noen meter over vann, men i all hovedsak er disse under vannoverflaten. For pælene vil det derfor være mer gunstig å overdimensjonere, og la korrosjonsprosessene løpe, eller å benytte katodisk beskyttelse med offeranoder. Dimensjoneringen av pæler inngår ikke i oppgaven, men i en prosjekteringssituasjon må dette også tas med. Viss pæledimensjoneringen og korrosjonsbeskyttelsen av pælene ikke er tilstrekkelig, vil dette gå utover ro/ro-kaiens bæresystem og kapasitet, og kan føre til kollaps. Det foreslås derfor at pælene blir beskyttet mot korrosjon gjennom overdimensjonering da kun én side av pælen vil være eksponert for korrosjonsprosessene. Pælene skal dessuten bare vare halve levetiden, 25 år, så tap av vegtykkelse vil i følge standarden være 7,5 mm totalt.

For konstruksjonsdelene som omhandles i oppgaven skal korrosjonsbeskyttende maling velges. Her finnes mange ulike malingsystemer, med forskjellige levetider. For konstruksjoner i

plaskesonen har Jotun tre malingsystemer; Baltoflake, Jotamastic og Marathon. Valget av korrosjonsbeskyttende malingsystem falt på Baltoflake, med varianten Baltoflake Ecolife. Systemet er anbefalt anvendt for områder med ekstrem mekanisk påkjenning og aggressive miljø. Dette innebærer at systemet er anbefalt for offshore, marine konstruksjoner, pirer, kaier og broer i tillegg til generelle konstruksjoner hvor framtidig vedlikehold vanskelig lar seg gjennomføre. I vedlegg I finnes det tekniske databladet for Baltoflake Ecolife. Baltoflake ble benyttet i korrosjonsbeskyttelsen av plattformene i Ekofisk-feltet på 1980-tallet, og bemalingslaget der er fortsatt som ny. I senere år er malingsystemet også benyttet i ikoniske Burj Al Arab i Dubai.

Det ble etablert kontakt med Jotun A/S i forbindelse med valg av korrosjonsbeskyttende malingsystem. Concept manager Jan Henrik Treidene i Jotun bistod med prislister og begrepsavklaringer. Treidene foreslo at det ble benyttet en tykkelse på malingslaget på 1800 μm (mikrometer) for å motstå miljøpåkjenningene. Optimal tykkelse er 1500 μm , men i dette tilfellet er den mekaniske påkjenningen fra kjøretøyene betydelig, og vil etter hvert kunne lage hull i malingslaget. Det anbefales derfor at en gjør jevnlig inspeksjoner av kaidekkets overflate, for å sørge for tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse. Eventuelle skader på malingslaget vil da kunne oppdages og repareres raskt. Malingssystemet leveres i flere farger, og rent utseendemessig vil kaikonstruksjonen skille seg ut fra betongkaien selv om den males i en gråtone. Fargevalget blir foreslått i en farge som kan bidra til økt beredskap mot korrosjonsstart. Forslaget går ut på å male kaien i en grønton. Dette er på grunn av at grønn er komplementærfarge til den røde korrosjonsfargen, og er en dårlig match, slik at øyet lettere oppfatter rødfargen fra korrosjonsprosessene. Oppdages dette i tide, vil korrosjonen kunne stoppes, og store kostnader vil bli unngått.

Levetiden på malingsystemet ved korrekt utførelse har referanser på 30 år, i følge Jotuns Concept manager. Dette betyr at en må gjøre en vurdering når konstruksjonen flyttes om det er nødvendig med et ekstra lag eller om det er tilstrekkelig med ett. Dersom malingslaget hadde blitt fjernet i prosessen med å flytte kaikonstruksjonen for så å settes umalt tilbake, ville tapet av veggtykkelse maksimalt være 7,5 mm. Det er av denne grunn anbefalt å ta en vurdering på malingsystemet etter halve levetiden til konstruksjonen. Ved jevnlig oppsyn på malingslaget, vil mest sannsynlig laget være intakt også etter 25 år. Ved å la malingslaget bli værende, vil en fortsatt være noe beskyttet mot korrosjon, slik at et helt nytt lag med korrosjonsbeskyttende maling anses som unødvendig. Som sagt, er det lagt opp til at dette kan vurderes etter at en har sett hvordan malingslaget takler påkjenningene.

6.0 ØKONOMI

Økonomien i et prosjekt veier ofte tungt når det kommer til beslutningstaking. Samtidig som en ønsker en konstruksjon som svarer til behovene, som er sikker og bestandig, vil en gjerne også holde kostnadsnivået nede. Det å bygge nytt, eller reparere for den saks skyld, innebærer en investering for utbygger eller eier. Ved å holde kostnadsnivået nede holdes også ressursforbruket nede. Optimalisering av konstruksjonen innebærer at en ikke forbruker unødvendig mye av verdens ressurser og kan bidra til å bevare miljøet. Behovet for byggematerialer stiger i takt med befolkningsveksten, og ved å begrense forbruket i hvert prosjekt gjør en inngrepet i naturen minst mulig.

6.1 Kostnader

Kostnadene i dette prosjektet er sterkt knyttet sammen med materialforbruket. DE viktigste og største kostnadene er identifisert og fremstilt i underkapitlene. Kostnaden til fenderne er ikke tatt med, da leverandøren av fenderne ikke har kunnet estimere pris på dette. I sammenligningen med betongkaaien vil uansett disse ikke gjøre seg gjeldene dersom fenderne festes som angitt i pælene. Da vil naturlig nok denne kostnaden bli eksakt den samme for begge løsningene.

6.1.1 Stålkostnader

Selve stålkonstruksjonskostnaden er beregnet ut fra kiloprisen. Prisen som er innhentet er oppgitt av daglig leder Arne Støle-Hansen i det rådgivende sivilingeniørfirmaet Petter J.Rasmussen AS. I innkjøp kan stålet koste ned i 7-8 kr per kilo ekskludert merverdiavgift (MVA), mens ferdig sveiste og malte stålkonstruksjoner koster 24-27 kr per kilo før MVA. Prisen avhenger av hvor mye sveisearbeider og bearbeiding som er nødvendig. Med bakgrunn i dette settes stålprisen for dette prosjektet til 24 kr per kilo før MVA, da malingslaget er satt som egen utgiftspost. Avregningen av stålmengder er utført med bakgrunn i de dimensjonerte konstruksjonsdelene og kalkulerer seg til 120 073 kg.

6.1.2 Pælekostnader

Ro/ro-kaaien understøttes av 21 pæler i hvert byggetrinn. Det er antatt at en må benytte friksjonsbærende pæler som drives 25 m under havbunnen. Vanddypet på stedet er 14 m, og konstruksjonen rager noen meter opp fra dette. For budsjettets del er det satt en gjennomsnittlig lengde på pælene til 40 m. Anslått pris for pælene per løpemeter er oppgitt av daglig leder i rådgiverfirmaet Nyvoll Consult AS Svein Ove Nyvoll. I budsjettet benyttes denne prisen veiledende, og er satt til 7 000 kr per løpemeter. Dette gjelder de angitte pælene med diameter på omkring 900 mm. Pælekostnadene kan avvike noe fra den budsjetterte kostnaden som følge av grunnforhold og medgåtte lengder.

6.1.3 Malingskostnader

Det er de eksponerte overflatene som danner grunnlaget for malingskostnaden. Det korrosjonsbeskyttende malingslaget dannes av Jotuns Baltoflake Ecolife, og påføres etter bruksanvisning og med en tykkelse på 1800 µm. Jotuns Consept manager Jan Henrik Treidene har gitt estimat av pris for malingsystemet. Prisen som er oppgitt er for styrenfri, glassflakforsterket primer. Da det var snakk om så store mengder er prisen oppgitt med 15 % rabatt og inklusiv et anslått svinn på malingen på 10 %. Malingsprisen blir da 349,58 kr per kvadratmeter overflate. Med de ståldimensjonene som er valgt for konstruksjonen vil det eksponerte arealet utgjøre hele 2798,7 m².

6.1.4 Rigg og drift

For å få oppført konstruksjonen er det helt nødvendig med riggarbeider. I punktet rigg og drift er det vanlig å angi kostnaden som en prosentsats til materialkostnadene. Satsen for dette prosjektet settes til 10 % da dette er en konstruksjon der alle elementene kan ferdigstilles i verksted og det kun er montasjearbeider som gjenstår på byggeplass.

6.1.5 Kalkulasjonskostnader

I tillegg til materialkostnader og kostnader for å oppføre konstruksjonen kommer kostnaden for regnearbeidet. Kalkulasjonskostnaden er betaling for arbeidstimer og påslag fra prosjekteringen og beregnes som en prosentandel av materialkostnaden. Denne vil naturligvis påvirkes av konjunkturer i markedet, samt antall aktører i anbudskonkurransen . Det er ikke uvanlig at anbudene prioriteres og sorteres med totalpris som utgangspunkt, så her er det også mulig å «prise seg ut» av anbudskonkurransen. For dette prosjektet er kalkulasjonskostnaden satt til 10 % av materialkostnaden.

6.1.6 Rivningskostnader

Det har vist seg vanskelig å skaffe til veie informasjon om hvor store rivningskostnader et prosjekt som dette innebærer. Rivningsarbeidet skal inngå som del i en eventuell livsløpsanalyse, men størrelsesorden er foreløpig ukjent. Av den grunn er det blitt fokusert mest på budsjettet som ikke inkluderer rivningsarbeidet, slik at en kan arbeide med konkrete tall og satser.

Det blir antatt at rivningskostnadene for kaikonstruksjonen er minst like store som kostnadene for å oppføre konstruksjonen. I budsjettet som inkluderer rivningskostnader er derfor denne utgiftsposten satt med lik prosentsats som posten rigg og drift.

6.2 Budsjett

Budsjettet er beregnet i Microsoft Excel 2010 med priser som beskrevet tidligere i kapitlet. Av figur 6.1, ser en at pælekostnadene er den desidert største utgiften, og at en kan spare rundt 10 millioner på å ikke flytte ro/ro-kaien.

Stålkai med flytting			Stålkai u/flytting
Pælearbeid		11 760 000,00	5 880 000,00
Malingsystem		978 376,49	978 376,49
Stålkonstruksjon		2 905 753,05	2 905 753,05
Sum materialer		15 644 129,54	9 764 129,54
Rigg og drift	10 %	1 564 412,95	976 412,95
Kalkulasjons	10 %	1 564 412,95	976 412,95
sum ekskl mva		18 772 955,45	11 716 955,45
MVA	25 %	4 693 238,86	2 929 238,86
sum inkl MVA		23 466 194,31	14 646 194,31

Figur 6.44 Budsjett for ro/ro-kaien

Totalsummen for ro/ro-kaien ved gjennomføring av begge byggetrinnene er 23 446 194 kr.

Dersom det blir besluttet å avvikle havnevirksomheten ved Somaneset, Sandnes i løpet av første halvdel i konstruksjonens levetid vil dette innebære en besparelse på 8 820 000 kr. Det er med andre ord en godt begrunnet beslutning å gjennomføre kaiutvidelsen i to byggetrinn, særlig med tanke på muligheten for å sløyfe byggetrinn to.

6.3 Sammenligning mot tilsvarende kai i betong

For en tilsvarende kaikonstruksjon utført i betong er kostnadsbildet noe annerledes. Her antar en at posten rigg og drift vil kunne settes noe høyere. Dette er fordi egenvektene på elementene ofte krever større kraner i monteringen. Stålelementene kan i større grad enn betongelementene deles opp i dimensjoner som er optimale for kranene. Ved bruk av betongelementer må disse naturligvis være minst like lange som spennene de skal strekkes over, og dette indikerer større dimensjoner og tyngre enkeltelementer. Av denne grunn er kostnaden for rigg og drift vurdert til 15 %.

Budsjettet for betongkaien er vist i figur 6.2. I følge Nyvoll er et typisk tall for pris per kvadratmeter betongkai 14 000 kr. Dette inkluderer materialkostnader og pælearbeider.

	kr/m ²	m ²	pris	betongkai u/flytting
betongkai	14000	541,25	15 155 000,00	7 577 500,00
Rigg og drift	15 %		2 273 250,00	1 136 625,00
Kalkulasjons	10 %		1 515 500,00	757 750,00
sum ekskl mva			18 943 750,00	9 471 875,00
MVA	25 %		4 735 937,50	2 367 968,75
sum inkl MVA			23 679 687,50	11 839 843,75

Figur 6.45 Budsjett for ro/ro-kaien utført som betongkonstruksjon

Kostnadsbildet for betongkaien er nokså likt som for stålkaien. Totalprisen er 23 679 688 kr, og dermed bare 236 797 kr dyrere enn stålkaien. En betydelig forskjell er at levetiden for betongkaier kan settes opp mot 100 år, men stålkaien er dimensjonert for en levetid på 50 år. Besparelsen på å ikke gjennomføre byggetrinn to er derimot høyere for betongkaien, hvor en kan spare 11 839 844 kr.

6.4 Anbefaling

Sammenligner en stålkaien og betongkaien ser en at prisen er ganske ulike med hensyn på byggekostnader. Forskjellen ligger i all hovedsak i varigheten av konstruksjonen.

Ved oppføring av ro/ro-kaien i betong vil totallevetid kunne bli anslått til 125 år, ved gjennomføring av byggetrinn to. Dette kommer av at en mest sannsynlig må oppføre en helt ny kai to ganger ved en slik løsning. Årsaken til dette ligger i knutepunktene og byggemetoden for betongkonstruksjoner. Bygges kaikonstruksjonen i betong vil en dermed få to kaier der den ene må rives etter 25 år, mens den andre kan ha en levetid på 100 år.

Blir konstruksjonen bygget i stål, prosjektert som i denne masteroppgaven, vil en kunne utnytte materialene på en mer effektiv måte. Konstruksjonen er dimensjonert for en levetid på 50 år, og det er innført tiltak for å kunne sikre dette. Her er det dessuten de samme materialene, med unntak av pælene, som blir benyttet i begge byggetrinnene.

For utbyggingen ved Somaneset, Sandnes blir stålkonstruksjonsløsningen vurdert som den mest egnede. Bare det å bygge en betongkai for å vare i 25 år er urimelig i forhold til dens potensielle levetid. Med stålkonstruksjonen vil en kunne utnytte materialbruken bedre, og i tillegg kan stålet resirkuleres etter levetiden er ute. Betongkonstruksjoner kan også føres tilbake i noen grad, men da betongkonstruksjoner består av både armering og betong må en dele disse komponentene fra hverandre gjennom knusing av betongen. Betong binder dessuten vann kjemisk i herdeprosessen, og dette er ikke vann en får tilbake ved rivning (Gjerp, Opsahl & Smeplass, 2009).

Stålkonstruksjonen fremstår av denne grunn som mer miljøvennlig løsning, med tanke på vann som en livsnødvendig ressurs det er mangel på i store deler av verden.

Kostnadmessig er det ikke stor forskjell på de to konseptene, når en legger til grunn at en ønsker å opprettholde en ro/ro-kai som en av Sandnes Havn sine havnefasiliteter i 50 år fremover. Det kan argumenteres for at betongkaien har lenger levetid, men dersom driften opphører om 50 år vil en heller ikke få gevinsten av denne langsiktige løsningen.

Ser en på budsjettet som inkluderer rivningskostnader i figur 6.3, blir forskjellen mellom de to løsningene noe tydeligere. Dette skyldes at kostnadene til rigg og drift er satt høyere for betongkonstruksjonen og dermed også rivningskostnaden da disse er inkludert med samme prosentsats.

	kr/m ²	m ²	pris	betongkai u/flytting	
betongkai	14000	541,25	15 155 000,00	7 577 500,00	
Rigg og drift	15 %		2 273 250,00	1 136 625,00	
Kalkulasjonsar	10 %		1 515 500,00	757 750,00	
Riving	15 %		2 273 250,00	1 136 625,00	
sum ekskl mva			21 217 000,00	10 608 500,00	
MVA	25 %		5 304 250,00	2 652 125,00	Spart ved kun byggetrinn 1
sum inkl MVA			26 521 250,00	13 260 625,00	13 260 625,00
Stålkai med flytting				Stålkai u/flytting	
Pælearbeid			11 760 000,00	5 880 000,00	
Malingssystem			978 376,49	978 376,49	
Stålkonstruksjon			2 905 753,05	2 905 753,05	
Sum materialer			15 644 129,54	9 764 129,54	
Rigg og drift	10 %		1 564 412,95	976 412,95	
Kalkulasjonsar	10 %		1 564 412,95	976 412,95	
Riving	10 %		1 564 412,95	976 412,95	
sum ekskl mva			20 337 368,40	12 693 368,40	
MVA	25 %		5 084 342,10	3 173 342,10	Spart ved kun byggetrinn 1
sum inkl MVA	0 %		25 421 710,50	15 866 710,50	9 555 000,00

Figur 6.46 Budsjett for kailøsningene inkludert rivningskostnadene

Det kan være at kostnaden til rigg og drift for betongkonstruksjonen er satt noe høyt. Det er vanlig å operere med en prosentsats for disse kostnadene mellom 10 og 15 prosent, men hvordan en skal skille her er det funnet lite data på. Kostnadsbesparelsen på å kun utføre byggetrinn en er noe høyere i dette budsjettet. I størrelsesorden er likevel besparelsen nokså likt som i tilfellet uten rivning.

I oppgaveteksten legges det opp til en økonomisk analyse ved å sammenligne prosjektene med basis i gjennomsnittlige renter og prisstigning de siste 5 årene gitt av Statistisk Sentralbyrå (SSB). Når prisen på de to løsningene er såpass like, blir nødvendigheten til dette også mindre.

Riktignok vil det være store forskjeller med tanke på levetiden til konstruksjonene, da prisen er lik, men betongkaien potensielt kan være i drift 2,5 ganger så lenge med fremgangsmetoden som her er skissert. Likevel blir det galt å sammenligne løsningene når behovet for kaien kan opphøre i løpet av de neste 50 årene. De gjennomsnittlige rentene med prisstigning vil derfor ikke inkluderes i den økonomiske analysen. Kostnadene er oppgitt i nåverdier, og en starter uansett med byggetrinn en der kostnadene kommer som en engangsutgift. Prisstigningen vil kunne skje innen byggetrinn to settes i gang, men ved å sette av kapital til disse utgiftene samtidig som byggetrinn en starter, vil ikke dette være i konflikt med prisstigning og renter for prosjektet.

Havneindustrien er i stadig utvikling, og i følge havnedirektør i Borg Havn Tore Lundestad er betydningen av en redusert seilingstid på et par tre timer stor. Skipene som skal anløpe vil i de fleste tilfeller velge den havnen som er nærmest så lenge den har ledig kapasitet. Lokaliseringen med en havn i Sandnes var kanskje mer logisk tidligere når veinettet ikke var like utbygd som i dag. Det er ingen tvil om at en havn i Sandnes vil anses som en trygg havn i forhold til naturkrefter, og en vil være i ly for en storm dersom en ligger til kai her. Utviklingen har dessverre for Sandnes som havneby gått i den retning at det kan anses som mer gunstig og effektiv å samlokalisere de små havnene til større havner som er lettere tilgjengelig for skipstrafikken. Dette er med å argumenterer for at en ikke bør operere med en tidshorison på over 50 år av gangen, noe som miljømessig fremhever løsningen med stålkaien. Ved prosjektering av en stålkai som skal ha levetid opp mot levetiden til en betongkai kreves flere tiltak for å hindre korrosjonsdannelse, og inspeksjoner minst et par ganger i året, men selve stålkostnaden vil ikke være betydelig høyere, så løsningene forholder seg relativt like i pris selv med en levetid på stålkonstruksjonen opp mot 100 år. Det vanlige er å beregne stålkonstruksjoner for lastvirkninger med 50 års returperiode, med tanke på naturkrefter. Dette sier noe om sikkerhetsnivået til konstruksjonen. For dette tilfellet er det et poeng at med den utviklingen som finner sted er det sannsynlig at nyttelastene denne konstruksjonen vil bli utsatt for vil kunne endres, og det er svært vanskelig å forutse hvilke lastvirkninger den vil bli utsatt for dersom tidshorisonen er 100 år.

Det konkluderes dermed at løsningen med ro/ro-kaien oppført som stålkonstruksjon er den best egnede løsningen. Totalkostnaden for prosjektet vil være 25 421 711 kr inkludert merverdiavgift og ved en rivningskostnad på 10 % av materialkostnaden.

Ved å sløyfe byggetrinn to vil en spare 9 555 000 kr i utgifter, men dette stiller strengere krav til inspisering av stålkaien med tanke på korrosjonsbeskyttelse.

7.0 VIDERE ARBEID

Oppgaven har tatt for seg de mest sentrale delene av prosjekteringen, og danner grunnlag for videre arbeid.

Først og fremst gjelder det å gjennomføre de geotekniske undersøkelsene og å dimensjonere pælene. Det er antydning at dette vil være den største utgiftsposten, og det å definere hvor langt ned i havbunnen pælene må bores for å tåle påkjenningene vil gi et riktigere bilde av økonomien i prosjektet.

Knutepunktene i stålkonstruksjonene er utformet, men dimensjonering av bolter og eventuelle avstivere mangler. På generell basis kan det være tenkelig at en i denne situasjonen kan gå for den samme boltedimensjonen i alle knutepunkt. Da vil en naturligvis beregne dimensjonen ut fra største lastpåvirkning.

Knutepunktene i betongkaien må også beregnes til å oppta kreftene og sørge for en trygg forbindelse mellom betongkaien og stålkaien.

Kaien bakre front er ikke behandlet i denne oppgaven. Her bør en avgrense tilgjengeligheten for små båter å komme innunder. Dersom det blir benyttet plater bør platene beregnes etter vindlastene på stedet, som er beregnet i kapittel 2.

Sluttvis vil det være nødvendig å se på byggetider og lage en ordentlig framdriftsplan for prosjektet. Det er enkelte valg som må tas før disse kan produseres, og er dermed ikke blitt behandlet i oppgaven. Det må eksempelvis avklares hvor stor kostnadsrammen er og hvilke løsninger en foretrekker. Enkelte av kravene som prosjekterende har lagt til grunn, kan avvike fra hva kunden ønsker, og andre løsninger enn den som er antydning i oppgaven kan velges. Dette er dog en konstruksjon som kan settes sammen i større konstruksjonsdeler på verksted før den ankommer byggeplass, og det er ikke sannsynlig at oppføringen av stålkonstruksjonen er den mest tidkrevende prosessen. Det er eksempelvis pælearbeider som må utføres og materialer og maling som skal bestilles, og forsinkelser her vil naturlig nok forlenge byggetiden til prosjektet.

Konklusjon

I denne oppgaven er en kaikonstruksjon i stål blitt prosjektert. De viktigste aspekter og hensyn ved et slikt byggeprosjekt er blitt behandlet, med unntak av pæledimensjoneringen. De største temaene som er behandlet er dimensjonering av konstruksjonen, fender design, korrosjonsbeskyttelse og finansielle aspekter.

Resultatet av prosjekteringen er at en tydelig ser nytteverdien av å utføre denne konstruksjonen i stål. Sammenlignet med en betongkai som skal tjene samme formål er prisen i samme størrelsesorden og forskjellen er ikke stor. Dette avhenger selvsagt av Sandnes Havn sitt behov for en ro/ro-kai. I oppgaven er det lagt til grunn at kaien skal ha en levetid på 50 år, og det er en mer fornuftig bruk av ressurser å finne en løsning som er i bruk i hele konstruksjonens levetid. Det er dessuten grunn til å tro at utviklingen i havneindustrien bare vil fortsette, og stadig større og tyngre utstyr vil kunne tas i bruk de neste 50 år. Dette er også et poeng for at en bør dimensjonere konstruksjonen med laster som er sannsynlige for hele levetiden, slik at den ikke blir avleggs, og får en begrenset bruk.

Lastene som er brukt er konservativt valgt, og er benyttet med tanke på hvilke laster som faktisk kan opptre på en slik konstruksjon. Videre er også hensynet til fremtidige forøkning av laster tatt med i lastanalysen. Dette innebærer at utnyttelsesgraden ikke er 100 % for konstruksjonen med de lastene som opptre i dag, men det er en buffer som tar høyde for forøkede laster eller endret bruk.

Den totale prisen for stålkaien vil være 25 421 711 kr for det fullstendige prosjektet. Ved å kutte ut byggetrinn to og hele flyttingen, vil kostnadene knyttet til stålkaien alene bli kuttet med 9 555 000 kr. Denne prisen inkluderer alle materialkostnader, fullstendig korrosjonsbeskyttelse i levetiden, kostnader til rigg og drift og rivningskostnader etter levetiden, samt merverdiavgift.

Bibliografi

- Aasen, B. (2010). *Stål Håndbok Del 3: 2010 Konstruksjoner av stål*. Oslo: Norsk Stålforbund.
- Agerschou, H., Dand, I., Ernst, T., Ghoo, H., Jensen, O. J., Korsgaard, J., . . . Svendsen, H. L. (2004). *Planning and Design of ports and Marine Terminals* (2. utg.). London: Thomas Telford Publishing.
- Direktoratet for samfunnsikkerhet og beredskap. (2009, september). *Havnivåstigning, estimater av fremtidig havnivåstigning i norske kystkommuner*. Hentet fra <http://www.dsb.no/Global/Publikasjoner/2009/Rapport/Havnivaastigning-rapp.pdf>
- Eie, J. (2000). *Havner og Kaier* (2. utg.). Kristiansand: nki Forlaget.
- Gjerp, P., Opsahl, M., & Smeplass, S. (2009). *Grunnleggende betongteknologi* (2. utg.). Oslo: Byggenæringens Forlag AS.
- Harsson, B. G., Sundsbj, J., Vestøl, O., Tørresen, T., Solheim, D., Pettersen, B. R., & Andersen, Ø. (2009, desember 1). *Kartverket*. Hentet april 20, 2014 fra http://www.kartverket.no/Documents/Standard/Bransjestandarder%20utover%20SOSI/Hoydesystemer_referansenivaer.pdf
- Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU. (2007). *Stålkonstruksjoner, profiler og formler* (3. utg.). Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
- Kamphuis, J. W. (2010). *Introduction to Coastal Engineering and Management* (2. utg.). Singapore: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- Larsen, P. K. (2010). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* (2. utg.). Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
- Norske Sivilingeniørers Forening. (1988). *Anvisninger for Havnebygging Del 1: Havneplanlegging*. Oslo: Norske Sivilingeniørers Forening.
- Norske Sivilingeniørers Forening. (1988). *Anvisninger for Havneplanlegging Del 2: Havnekonstruksjoner og utstyr*. Oslo: Norske Sivilingeniørers forening.
- The Committee for Waterfront Structures of the Society for Harbour Engineering and the German Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. (2006). *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways EAU 2004* (8. utg.). Berlin: Ernst & Sohn.

- Thoresen, C. A. (1988). *Port Design, Guidelines and Recommendations*. Trondheim: Tapir Publishers.
- Thoresen, C. A. (2010). *Port designer's handbook* (2. utg.). London: Thomas Telford Limited.
- Tsinker, G. P. (1997). *Handbook of Port and Harbor Engineering, geotechnical and structural aspects*. New York: Chapman & Hall.
- Utdanningsdirektoratet. (2006). *Tabeller og formler i kjemi 2KJ og 3KJ*. Oslo: Gyldendal Undervisning.
- Working Group 33 of the Maritime Navigation Commission. (2002). *Guidelines For the Design of Fender systems:2002*. Brussel: PIANC General Secretariat.

Eurokoder /Norsk standard

- NS-EN 1990:2002+NA:2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010 Endringsblad A1, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Laster på konstruksjoner. Del 1-1:Allmenne laster.
- NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Snølaster
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Vindlaster
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1993-1-7:2007+NA:2009 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-7:Plater påkjent normalt på plateplanet
- NS-EN 1993-5:2007+NA:2010 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 5: Peler (spunt)
- NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Geoteknisk prosjektering

ISO-standarder

NS-EN ISO 12944-1 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 1: Generell introduksjon

NS-EN ISO 12944-2 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 2: Klassifisering av miljøet

NS-EN ISO 12944-3 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 3: Vurdering av utforming

NS-EN ISO 12944-4 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 4: Overflatetyper og forbehandling

NS-EN ISO 12944-5 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 5: Beskyttende malingsystemer

NS-EN ISO 12944-7 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 7: Utførelse og kontroll av malearbeid

NS-EN ISO 12944-8 Maling og lakk, Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer Del 8: Utarbeidelse av spesifikasjoner for nye konstruksjoner og vedlikehold

NORSOK

NORSOK N-003 Actions and action effects (Edition 2, September 2007)

Karttjenester

Norge i Bilder, Skog og landskap, Statens vegvesen og Statens Kartverk (www.norgebilder.no)

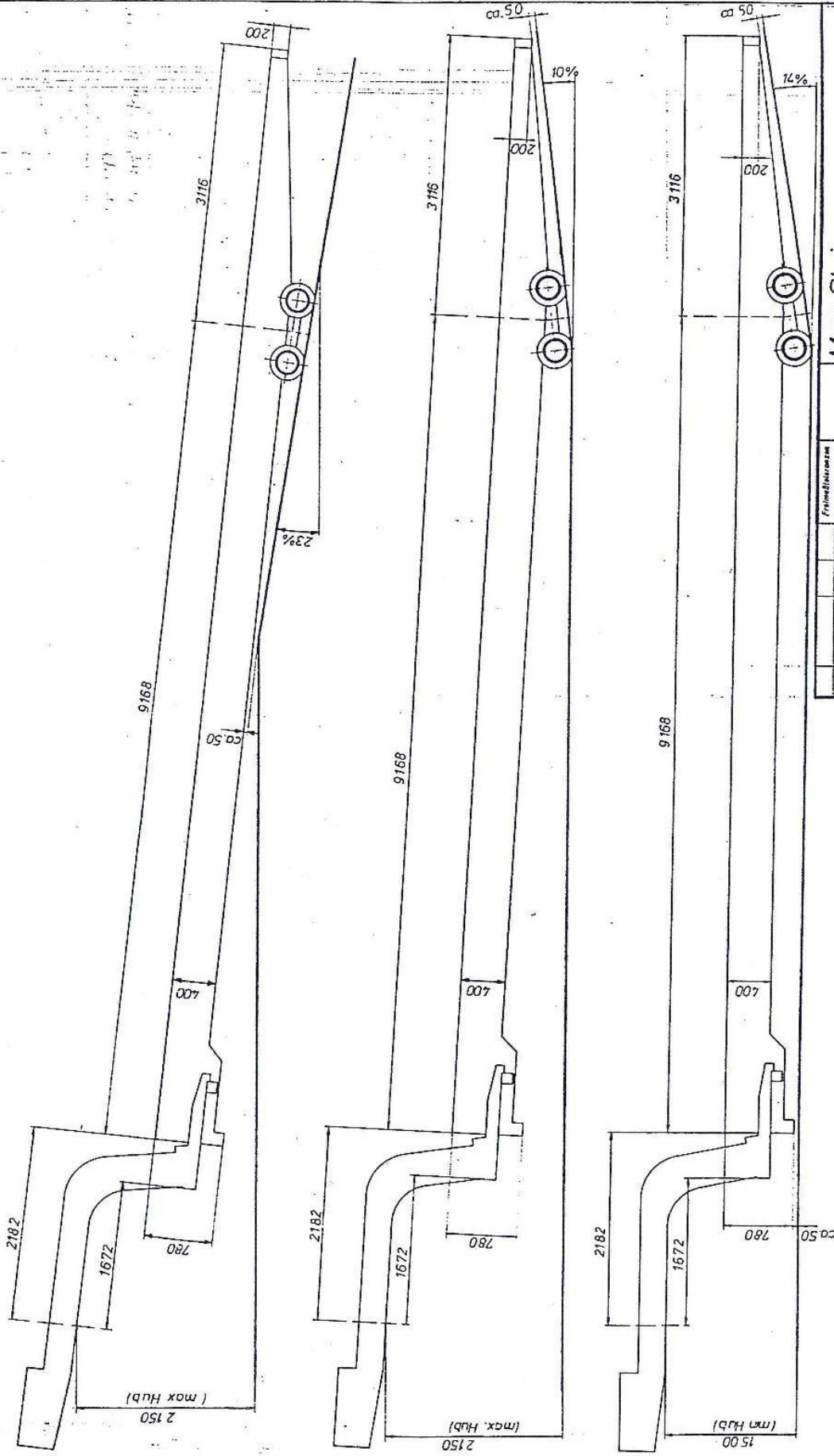
Norgeskart , Kartverket (www.norgeskart.no)

Sjøkart, Kystverket (<http://kart.kystverket.no/default.aspx?gui=1&lang=2>)

Google Maps, Google (maps.google.com)

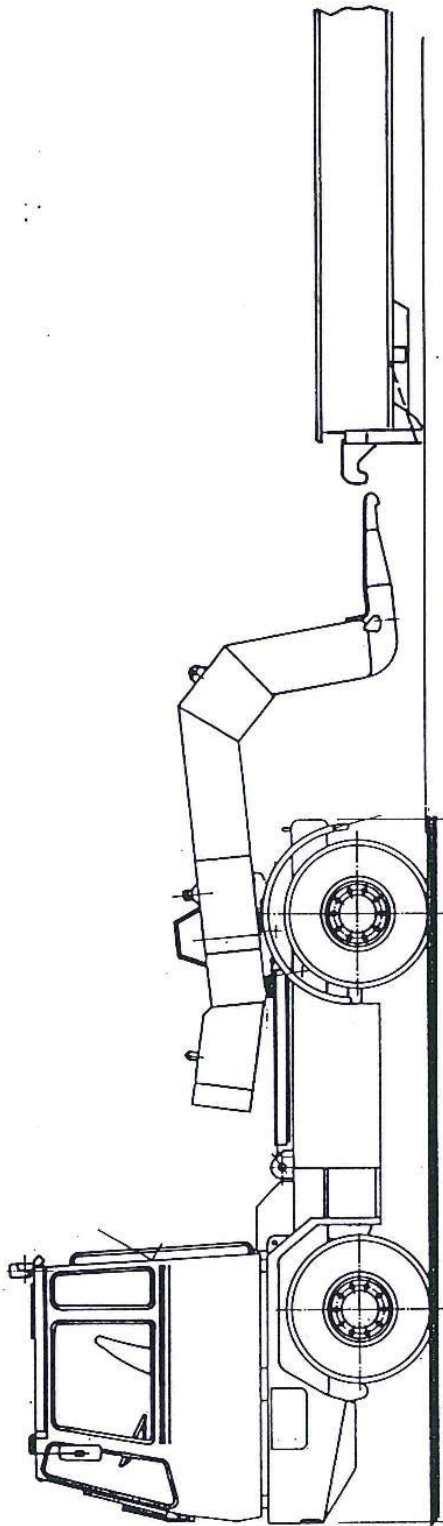
Vedlegg A: Rolltrailer fra MAFI Transport-Systeme GmbH

Tilgjengelig fra produsent Gordon Lindseth i Brubakken AS
(<http://www.brubakken.no/avd-44---import--salg-maskiner>)

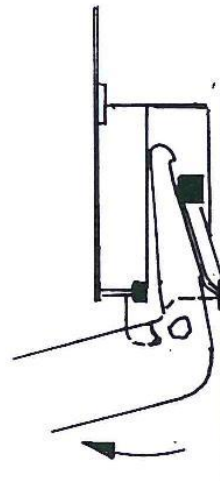


Max. Steigungen Rolltrailer 40' 40t mit Tractor 251200V		Maßstab /	
MAFI 7253 Rennwagen - Postfach		053.005.0584	
d. TVF 03182 c. Maße b. Steigung	Ra Ro Ra Ro	Name Tag Name Tag	Name Tag Name Tag
1977 Bauz. 1972 Dep. Name	Heizmann	1977 Bauz. 1972 Dep. Name	Heizmann


Für diese Zeichnung gelten die Bestimmungen über den Schutz für Urheberrecht.



Tractor with Gooseneck in coupling position

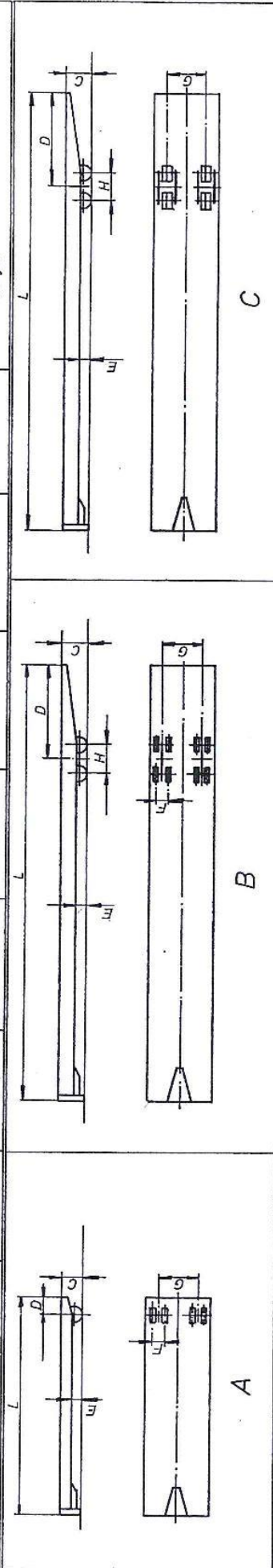


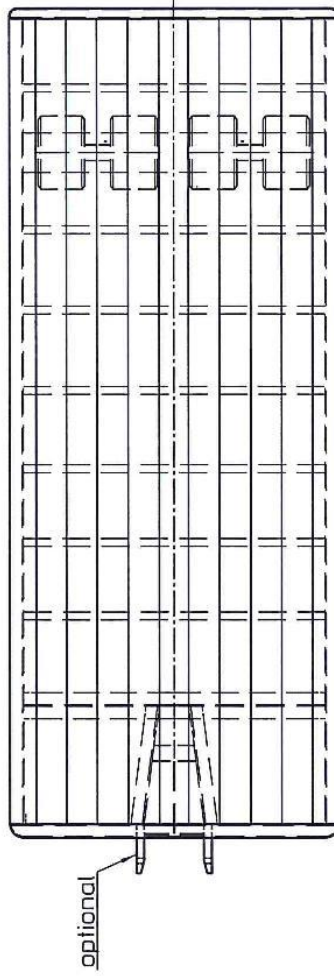
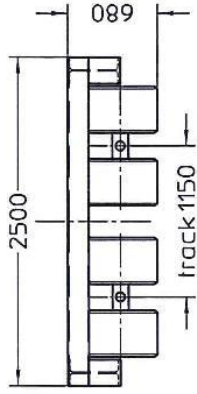
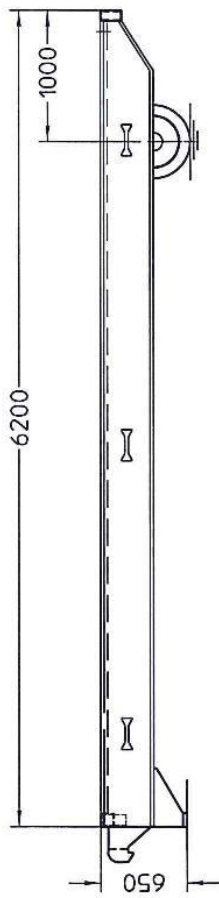
Gooseneck inserted into the coupling-mouth, but not locked yet. In order to lock it, the 5th wheel has to be lifted by approx. 250 mm. Then it is coupled, but the trailer is still on the ground!

				Allgemeintoleranzen für Stahlbauteile n. DIN 7168-g für Gewinde n. DIN 13-m		Benennung LOSS OF LIFTING STROKE BY COUPLIG OPERATION												
				<table border="1"> <tr> <td></td> <td>Tag</td> <td>Name</td> </tr> <tr> <td>Bearb.</td> <td>24.11.78</td> <td>Eg.</td> </tr> <tr> <td>Gepr.</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>			Tag	Name	Bearb.	24.11.78	Eg.	Gepr.					Maßstab //	
	Tag	Name																
Bearb.	24.11.78	Eg.																
Gepr.																		
				Ohne unsere Genehmigung darf diese Zeichnung weder kopiert noch vervielfältigt, noch dritten Personen oder Konkurrenzfirmen zugänglich gemacht werden. (§ 1 und § 11 des Gesetzes vom 19. Juli 1901.)		Zeichnung-Nr. 099 005 0571												
Ind.	A.-Nr.	Datum	Name	Ersatz für		Ersetzt durch												
						Bl. von												

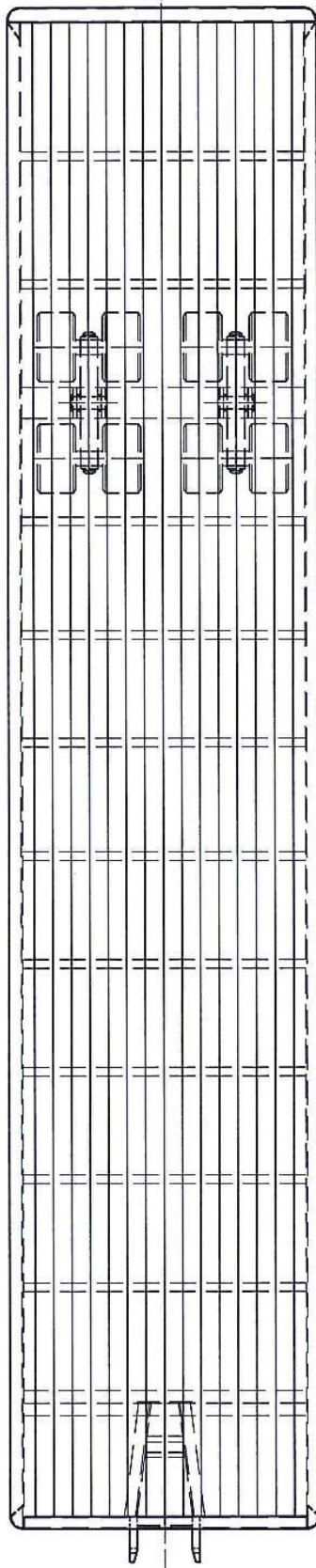
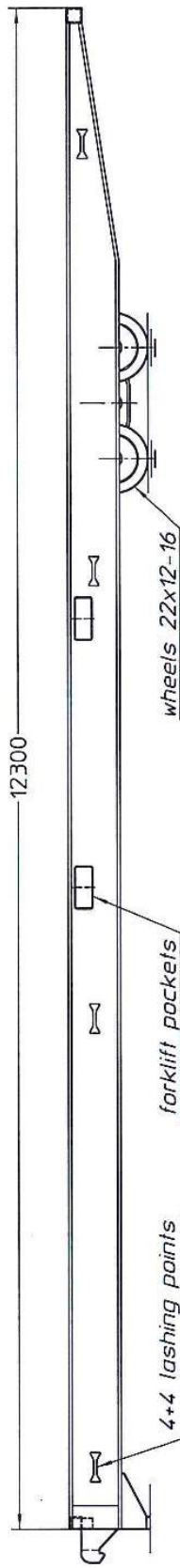
Technical Data MAFI Standard Rolltrailer

Type	C25Ca 20'/25t	C25CaII 20/25t	C25/40 20'/40t	A40Ca 40'/40t	A40CaII 40'/40t	A40S 40'/40t	A60Ca	80Ca 40'/80t
Axle arrangement	A	A	B	B	B	C	B	B
Tare weight(kg)	2050	2050	2600	4500	4500	4500	6000	8750
Platform LxW(mm)	6151 x 2500	6151 x 2500	6151 x 2500	12284 x 2500	12284 x 2500	12284 x 2500	12284 x 2500	12284 x 2500
Platform height(mm) G	620	650	500	780	780	780	780	800
Rear overhang(mm) D	405	405	1000	3116	3116	3116	3116	3116
Wheel base G(mm)	1450	1450	1500	1450	1450	1450	1300	1400
Axle trackF (mm)	450	450	450	450	450	-	560	630
Axle distanceH(mm)	-	-	630	800	800	800	1000	1000
Ground clearanceE(mm)	290	320	200	380	380	380	280	250
Max.gr adibility %	24%	25%	25%	20%	20%	20%	18%	18%
No.of wheels size/mm	4 x 405x260	4x 540x200	8 x 405x260	8x 405x260	8x 540x200	4x 540x400	8x 550x320	8x 540x400
Axle load, lifted(kg)	17900	17900	30400	32500	32500	32500	50500	66000
lowered,kg	14500	14500	25400	29800	29800	29800	46250	62000
5th wheel load(kg)	11600	11600	14200	14000	14000	14000	20850	25000
Front support Load(kg)	12550	12550	17200	14700	14700	14700	22750	26750
Wheel load(kg)	4475	4475	3800	4060	4060	8125	6310	8250
Contact area(sqcm)	240	250	230	234	245	245	420	490
Ground pressure (kg/sqcm)	18,6	18,6	16,5	17,3	16,6	16,6	15,0	16,8

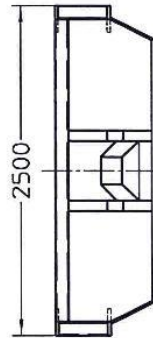




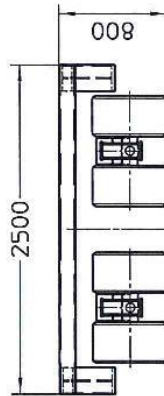
This drawing is property of Transport Systems Seacom AG. Making copies of it or showing it to third parties is only allowed with a specific permission by Transport Systems Seacom AG (ST u. STI German law dated 19.Jul. 1970)		universal tolerances DIN ISO 2768-1 m DIN ISO 2768-2 L DIN 2310-T11 B	scale 1:35	Rolltrailer 20' 40t 6200 x 2500 x 650/680 Wheels 22x14-16 (559x356-406)
date 2004	drawn 26.02.04	checked Norm	name .drg	
issue 1	modification	date	name	drawing no. 3.06.22.6031
				A3 page 1/1



FRONT VIEW



REAR VIEW

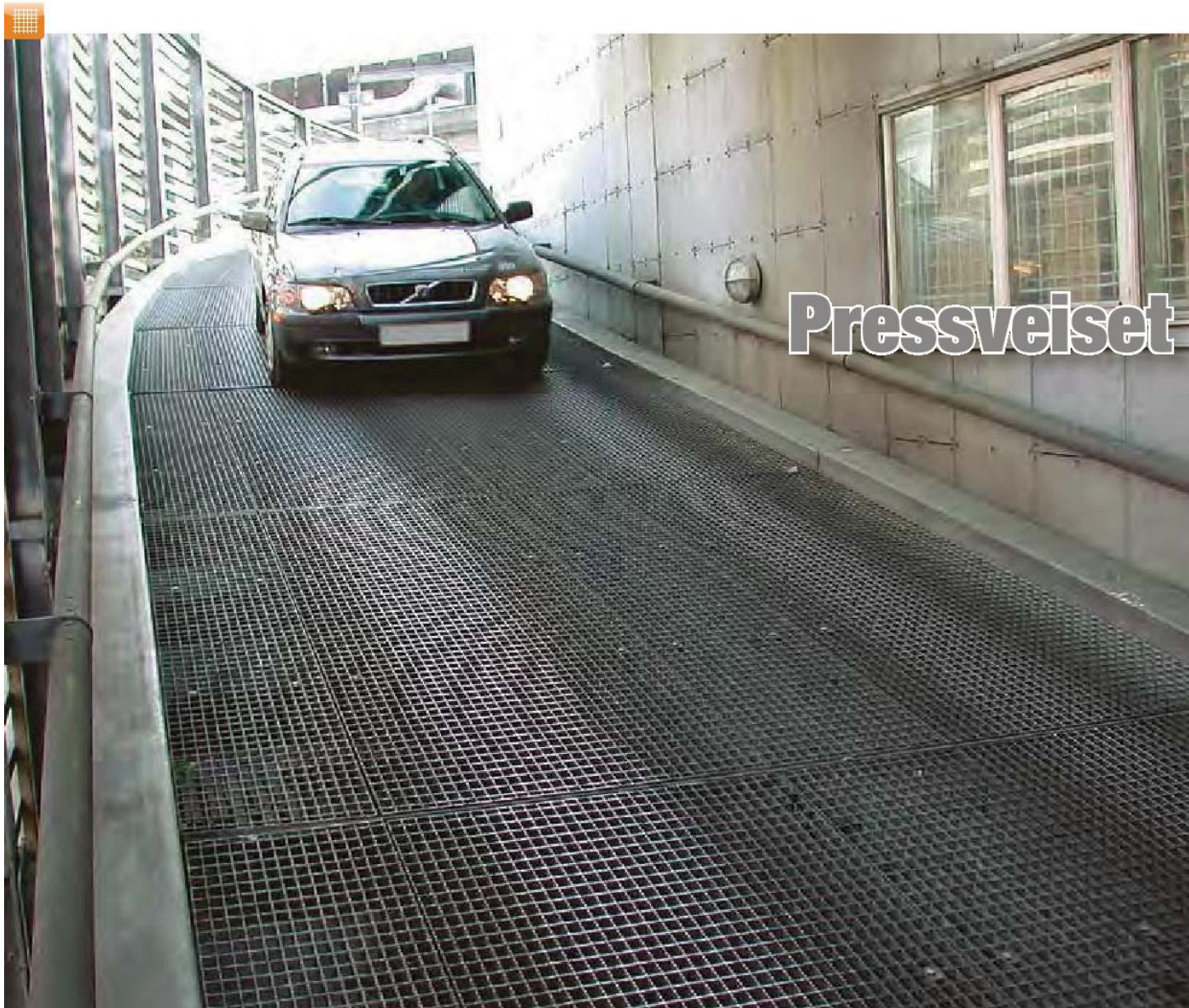


This drawing is property of Transport Systems Seacom AG. Making copies of it or showing it to third parties is only allowed with a specific permission by Transport Systems Seacom AG. (B7 u. B11 German law dated 19.1.14, 190ff)		universal tolerances DIN ISO 2768-1 m DIN ISO 2768-2 L DIN 2310-11 II B	scale 1:35	Rolltrailer 40' 60t 12300 x 2500 x 800 wheels 22x12-16 (559x305-4.06)
date 2005	name dg	checked Norm	Transport Systems Seacom AG	drawing no. 3.06.22.6087
issue modification date name			A3 page 1/1	

Vedlegg B: Kjørbare gitterrister

Tilgjengelig fra Weland AS

(http://www.weland.no/nb-no/pdf/produkthaandbok_utg_5.pdf#page=8)



Kjørbare rister

Lagerført kjørbare gitterrist

Vi lagerfører kjørbare rister i de vanligste formatene for varierende belastning. Se lagerførte formater i tabellen.

Lagerførte kjørbare rister kan leveres omgående, noe som gir enkel prosjektering og lett håndtering av gitterristen for deg.

H3 kjørbare gitterrist finnes med bærestålhøyder fra 35 til 80 mm for å oppfylle dine belastningskrav.

Den kjørbare gitterristen finnes med to ristbredder, 700 og 1000 mm, med varierende ristlengder. Maskevidden er c/c 33 x 37 mm (H3).

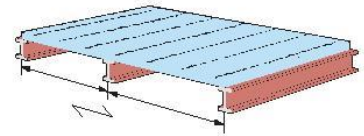
Alle lagerførte kjørbare rister er utstyrt med kantstål, og hele gitterristen er overflatebehandlet med varmgalvanisering.

Kjørbare rister type H3 kan også fås i spesialstørrelser (bestillingsvare) for å dekke spesielle spesifikasjoner og krav.



Innstøpningsrammer

Lagerførte innstøpningsrammer finnes tilpasset alle risthøydene (se side 70-73). Innstøpningsrammene er bygd opp av rammehjørne 200 + 200 og sidestykker i lengder på 3 m som tilpasses ved støping.



Mål/utlegg

Ristlengde = bæreståslengden inkl. kantstål.

Spennvidden er avstanden mellom to opplag. Risten kan med fordel ligge over to eller flere opplag.

Ved målanvisning angis bæreståslengden som første mål, eks. 810 x 1000 mm.

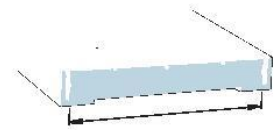
gitterrist

Fordeler

Kjørbare rister fra lageret vårt er lette å håndtere. Dette gir rask og enkel montering. Det er bare å legge dem på plass. Du slipper blant annet å kappe dem til og å sveise på kantstål.

Lagerførte kjørbare rister kan leveres samme dag hvis du bestiller gitterristen før kl. 10.

De kjørbare ristene produseres med svært nøyaktige mål.

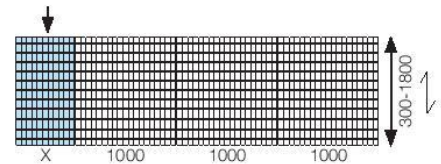


Ristmål

Det eksakte mål på risten. Risten skal alltid være 6-10 mm kortere enn hullmålet. Dette gjelder både i lengde og bredde.

Breddemål/passbit

Gitterristens standardbredde er 1000 mm. For å oppnå det fulle utleggsmålet behøves ofte en passbit. Passbiten kappes ved nærmeste bærestål. Dermed får passbiten kantstål rundt hele. Alle snitt skal kaldgalvaniseres!



Fordeler med lagerformat:

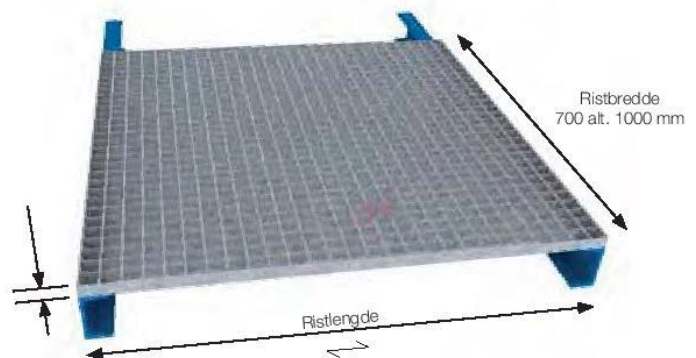
- *Omgående levering av ferdige format!*
- *Alle rister leveres ferdig med kantstål!*
- *Lett å håndtere og raskt å montere!*
- *Ingen snittflater med dårlig overflatebehandling!*
- *Ingen pristillegg for kapping!*
- *Lite svinn!*

Ta mål

Ekstra kraftig A-rist

Ekstra kraftig A-rist er et godt alternativ til den pressveisede kjørbare gitterristen. Denne risten tåler svært store punktlaster. Les mer om dette produktet på side 38 (A-rist).

Risthøyde
35 til 80 mm





Finn riktig rist i vårt lagerførte sortiment

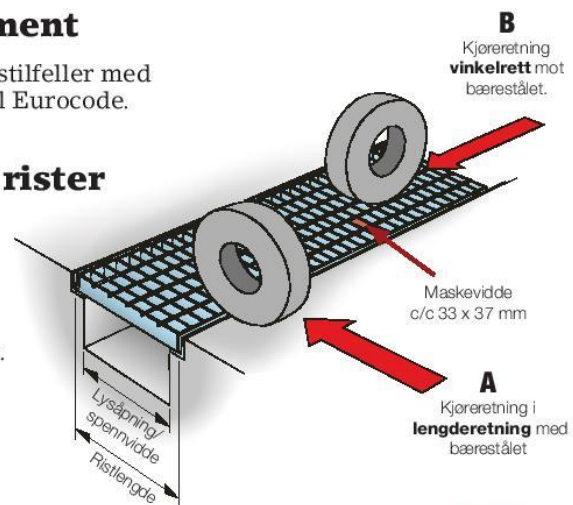
Tabellene under inneholder eksempler på ulike belastningstilfeller med motorkjøretøy. Verdiene som angis, er beregnet i henhold til Eurocode.

Maks. tillatt spennvidde for kjørbare rister

Trykkflatens størrelse og kjøreretningen er avgjørende for fastsettelse av risttype og dimensjon.

Welands prosjekteringskontor hjelper deg gjerne om du trenger råd eller har spørsmål om dimensjonering. Det finnes også mer informasjon på siden terminologi gitterrist.

Vær oppmerksom på at det for tyngre lastebiler finnes to tabeller avhengig av hvilken kjøreretning man skal ha (se illustrasjon til høyre).



Personbiler maks. 3 tonn

Last: 10 kN per hjul. Trykkflate: 100 x 100 mm. Valgfri kjøreretning.



	Lysåpning (mm)									
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Rist	2	4	6	8	11	14	17	19	22	24

Kjøretøy med totalvekt mellom 3 og 16 tonn

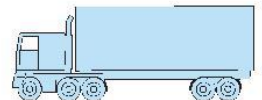
Last: 45 kN per hjul. Trykkflate: 200 x 200 mm. Valgfri kjøreretning.



	Lysåpning (mm)									
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Rist	2	4	6	9	12	16	18	21	23	25

Tyngre lastebiler (Allmenn trafikk)

Last: 105 kN per hjul. Trykkflate: 600 x 200 mm.



	Lysåpning (mm)										
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	
Kjøreretning A. Langs med bærestål.	Rist	2	4	6	9	12	15	18	20	23	25
Kjøreretning B. Vinkelrett mot bærestål.	Rist	2	4	7	10	13					

Trucktrafikk med luftgummihjul

Trykkflate: 200 x 200. Valgfri kjøreretning.



Truck-klasse	Last per hjul (kN)	Truckens nettovekt (tonn)	Løftekapasitet (tonn)		Lysåpning (mm)									
					300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
FL1	18	2,1	1,0	Rist	1	3	5	8	11	14	17	19	22	24
FL2	28	3,1	1,5	Rist	2	3	6	8	11	14	18	19	22	24
FL3	44	4,4	2,5	Rist		4	6	9	12	16	18	21	23	25
FL4	63	6,0	4,0	Rist			7	10	13					

Trucktrafikk med massive hjul

Trykkflate: 200 x 200 mm. Valgfri kjøreretning.



Truck-klasse	Last per hjul (kN)	Truckens nettovekt (tonn)	Løftekapasitet (tonn)		Lysåpning (mm)									
					300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
FL1	26	2,1	1,0	Rist	2	3	6	8	11	14	17	19	22	24
FL2	40	3,1	1,5	Rist	2	4	6	8	12	15	18	20	23	25
FL3	63	4,4	2,5	Rist			7	10	13					



Eksempel på bruk av tabellene

Behovet er en rist som tåler tyngre lastebiler, og en lysåpning på 600 mm.

Kjøreretningen skal være langs med bærestålet.

Se tabellen på side 20. Tyngre lastebiler. Finn lysåpning 600 mm og kjøreretning A.

Du får da se at rist nr. 9 anbefales.

Finn rist nr. 9 i tabellen under – det finnes informasjon om beskrivelse, ristformat og mål for egnet innstøpningsramme.



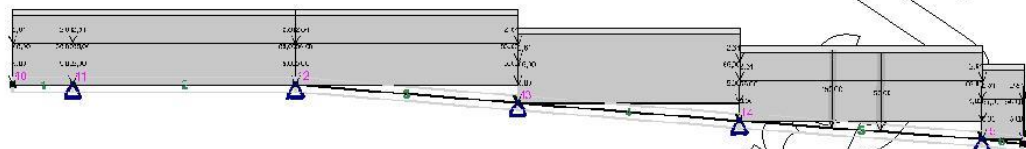
Rist Nr.	Lysåpning (mm)	Beskrivelse	Ristformat Bredde x Lengde x Høyde (mm)	Art. nr.	Vekt (kg/stk)	Dimensjon innstøpningsramme (mm)
1	300	H3 35/3	360 x 1000 x 35	3530361001	12,1	L-40 x 40 x 3
2	300	H3 50/3	390 x 1000 x 50	5030391001	18,0	L-55 x 55 x 3
3	400	H3 40/3	470 x 1000 x 40	4030471001	17,4	L-45 x 45 x 3
4	400	H3 50/4	490 x 1000 x 50	5040491001	30,3	L-55 x 55 x 3
5	500	H3 45/3	580 x 1000 x 45	4530581001	23,0	L-50 x 50 x 3
6	500	H3 50/4	590 x 1000 x 50	5040591001	36,0	L-55 x 55 x 3
7	500	H3 60/4	615 x 1000 x 60	60406151001	44,0	L-65 x 65 x 3
8	600	H3 50/4	690 x 1000 x 50	5040691001	41,7	L-55 x 55 x 3
9	600	H3 60/4	715 x 1000 x 60	60407151001	50,7	L-65 x 65 x 3
10	600	H3 70/4	735 x 700 x 70	70407350701	42,9	L-75 x 75 x 3
11	700	H3 50/4	790 x 1000 x 50	5040791001	47,4	L-55 x 55 x 3
12	700	H3 60/4	815 x 1000 x 60	60408151001	57,4	L-65 x 65 x 3
13	700	H3 80/4	850 x 700 x 80	8040850701	55,5	L-85 x 85 x 3
14	800	H3 50/4	890 x 1000 x 50	5040891001	53,1	L-55 x 55 x 3
15	800	H3 60/4	915 x 1000 x 60	60409151001	64,1	L-65 x 65 x 3
16	800	H3 70/4	935 x 700 x 70	70409350701	53,7	L-75 x 75 x 3
17	900	H3 50/4	990 x 1000 x 50	5040991001	58,8	L-55 x 55 x 3
18	900	H3 80/4	1054 x 700 x 80	80410540701	67,9	L-85 x 85 x 3
19	1000	H3 60/4	1114 x 1000 x 60	60411141001	77,5	L-65 x 65 x 3
20	1000	H3 70/4	1135 x 700 x 70	70411350701	64,5	L-75 x 75 x 3
21	1000	H3 80/4	1150 x 700 x 80	8041150701	73,8	L-85 x 85 x 3
22	1100	H3 60/4	1215 x 1000 x 60	60412151001	84,2	L-65 x 65 x 3
23	1100	H3 80/4	1250 x 700 x 80	80412500701	79,9	L-85 x 85 x 3
24	1200	H3 60/4	1315 x 1000 x 60	60413151001	90,9	L-65 x 65 x 3
25	1200	H3 80/4	1350 x 700 x 80	80413500701	86,0	L-85 x 85 x 3

For opplysninger om belastningsverdier, se Weland sin hjemmeside www.weland.no Eller kontakt vår salgsavdeling.

Vedlegg C: Sekundærbjelker

Tilgjengelig gjennom Focus Konstruksjon 2014

1. KONSTRUKSJONSMODELLOG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
10	0	0
11	1500	0
12	7000	0
13	12500	-458
14	18000	-917
15	24000	-1375
16	25000	-1500

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEB 360	A [mm ²]	18100
		I _x [mm ⁴]	2,9300e+006
		I _y [mm ⁴]	4,3190e+008
		I _z [mm ⁴]	1,0140e+008
		Total vekt [kN]	34,93

1.3. MATERIALDATA

1 S355, Stål

Material: Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³E-modul: 2,1000e+005 N/mm²G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

 $f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$ **1.4. Segmentdata**

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
1	10	11	HEB 360	HEB 360	S355, Stål	Rett bjelke
2	11	12	HEB 360	HEB 360	S355, Stål	Rett bjelke
3	12	13	HEB 360	HEB 360	S355, Stål	Rett bjelke
4	13	14	HEB 360	HEB 360	S355, Stål	Rett bjelke
5	14	15	HEB 360	HEB 360	S355, Stål	Rett bjelke
6	15	16	HEB 360	HEB 360	S355, Stål	Rett bjelke

1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]
1	1,05	1,05	1500	1500	1500
2	1,05	1,05	5500	5500	5500
3	1,05	1,05	5519	5519	5519
4	1,05	1,05	5519	5519	5519
5	1,05	1,05	6017	6017	6017
6	1,05	1,05	1008	1008	1008

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr		RotY
			X	Z	
1	1500	0	F	F	
2	7000	0	F	F	
3	12500	-458	F	F	
4	18000	-917	F	F	
5	24000	-1375	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri

Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.7. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype: Annen variabel

Studentversjon - Ikke for kommersielt bruk

	Lastvarighet:	Korttidslast		
	1 Fordelt last	P1 = 66,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 66,00 kN/m X2 = 1500 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	2 Fordelt last	Virker på segment: 1 P1 = 66,00 kN/m X1 = 1500 mm P2 = 66,00 kN/m X2 = 7000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	3 Fordelt last	Virker på segment: 2 P1 = 66,00 kN/m X1 = 7000 mm P2 = 66,00 kN/m X2 = 12500 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	4 Fordelt last	Virker på segment: 3 P1 = 66,00 kN/m X1 = 12500 mm P2 = 66,00 kN/m X2 = 18000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -458 mm Z2 = -458 mm	
	5 Fordelt last	Virker på segment: 4 P1 = 66,00 kN/m X1 = 18000 mm P2 = 66,00 kN/m X2 = 24000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -917 mm Z2 = -917 mm	
	6 Fordelt last	Virker på segment: 5 P1 = 66,00 kN/m X1 = 24000 mm P2 = 66,00 kN/m X2 = 25000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = -1375 mm Z2 = -1375 mm	
2 Egenlast		Virker på segment: 6		
	Lasttype:	Permanent last		
	Lastvarighet:	Permanent		
	1 Fordelt last	P1 = 5,00 kN/m X1 = 1500 mm P2 = 5,00 kN/m X2 = 7000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	2 Fordelt last	Virker på segment: 2 P1 = 5,00 kN/m X1 = 7000 mm P2 = 5,00 kN/m X2 = 12500 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
		Virker på segment: 3		

3 Fordelt last	P1 = 5,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 5,00 kN/m X2 = 1500 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
4 Fordelt last	P1 = 5,00 kN/m X1 = 12500 mm P2 = 5,00 kN/m X2 = 18000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = -458 mm Z2 = -458 mm	
5 Fordelt last	P1 = 5,00 kN/m X1 = 24000 mm P2 = 5,00 kN/m X2 = 25000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = -1375 mm Z2 = -1375 mm	
6 Fordelt last	P1 = 5,00 kN/m X1 = 18000 mm P2 = 5,00 kN/m X2 = 24000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = -917 mm Z2 = -917 mm	
5 Generert snølast 1	Lasttype: Snølast: Norge, Island, Finland, Sverige		
	Snølastdata: s_k = 1,50 kN/m ² C_e = 1,00 Formfaktorer: my1 = 0,80	cc = 2300 mm C_t = 1,00	Pullttak
	Lastvarighet: Halvårslast		
1 Fordelt last	P1 = 2,64 kN/m X1 = 0 mm P2 = 2,64 kN/m X2 = 1500 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
2 Fordelt last	P1 = 2,64 kN/m X1 = 1500 mm P2 = 2,64 kN/m X2 = 7000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
3 Fordelt last	P1 = 2,64 kN/m X1 = 7000 mm P2 = 2,64 kN/m X2 = 12500 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
4 Fordelt last	P1 = 2,64 kN/m X1 = 12500 mm P2 = 2,64 kN/m X2 = 18000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = -458 mm Z2 = -458 mm	

5 Fordelt last	P1 = 2,64 kN/m X1 = 18000 mm P2 = 2,64 kN/m X2 = 24000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = -917 mm Z2 = -917 mm
6 Fordelt last	P1 = 2,64 kN/m X1 = 24000 mm P2 = 2,64 kN/m X2 = 25000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = -1375 mm Z2 = -1375 mm
9 Lasttog posisjon 21,54	Lasttype: Annen variabel Lastvarighet: Korttidslast	
1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 21488 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z = -1183 mm
2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 20291 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z = -1092 mm

1.8. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) 1,35·<kt> + 1,35·Egenlast
+ 1,50·Generert snølast 1
+ 1,50·Lasttog posisjon
21,54 + 1,50·Nyttelast
Grensetilstand: Brudd
- 1,35 * <Konstruksjonens tyngde>
1,35 * Egenlast
1,50 * Generert snølast 1
1,50 * Lasttog posisjon 21,54
1,50 * Nyttelast (Dominerende)
- (2) 1,00·<kt> + 1,00·Egenlast
Grensetilstand: Brudd
- 1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
1,00 * Egenlast
- (3) 1,00·<kt> + 1,00·Egenlast
+ 1,50·Generert snølast 1
+ 1,50·Lasttog posisjon
21,54 + 1,50·Nyttelast
Grensetilstand: Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,00 * Egenlast
 1,50 * Generert snølast 1
 1,50 * Lasttog posisjon 21,54
 1,50 * Nyttelast (Dominerende)

- (4) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,30 \cdot \text{Generert snølast 1}$
 $+ 1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $21,54 + 1,30 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand:

Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,00 * Egenlast
 1,30 * Generert snølast 1
 1,30 * Lasttog posisjon 21,54
 1,30 * Nyttelast (Dominerende)

- (6) $1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 Grensetilstand:

Brudd

1,35 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,00 * Egenlast

- (7) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Generert snølast 1}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $21,54 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand:

Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,35 * Egenlast
 1,50 * Generert snølast 1
 1,50 * Lasttog posisjon 21,54
 1,50 * Nyttelast (Dominerende)

2. BEREGNINGER

2.1. KNUTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
10	0,0(1)	2,8(1)	0,1(1) max
	0,0(1)	0,2(2)	0,0(2) min
11	0,0(1)	0,0(1)	0,1(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
12	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) min

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
13	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,1(1) min
14	0,0(1)	0,0(1)	0,4(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
15	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,8(1) min
16	1,6(1)	13,1(1)	0,0(2) max
	0,0(2)	0,3(2)	-0,8(1) min

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
10	0,00(1)	0,00(6)	0,00(3) max
	0,00(1)	0,00(7)	0,00(6) min
11	0,00(1)	435,48(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	25,12(2)	0,00(2) min
12	2,45(1)	681,90(1)	0,00(1) max
	0,07(2)	38,06(2)	0,00(2) min
13	-0,19(2)	498,92(1)	0,00(2) max
	-9,57(1)	32,93(2)	0,00(1) min
14	14,65(1)	1058,95(1)	0,00(2) max
	0,36(2)	41,34(2)	0,00(1) min
15	-0,24(2)	564,66(1)	0,00(3) max
	-7,52(1)	22,49(2)	0,00(6) min
16	0,00(1)	0,00(6)	0,00(2) max
	0,00(2)	0,00(3)	0,00(1) min

2.2. OPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	1500	0	0,00 (7)	435,48 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	25,12 (2)	0,00 (2) min
2	7000	0	2,45 (1)	681,90 (1)	0,00 (1) max
			0,07 (2)	38,06 (2)	0,00 (2) min
3	12500	-458	-0,19 (2)	498,92 (1)	0,00 (2) max
			-9,57 (1)	32,93 (2)	0,00 (1) min
4	18000	-917	14,65 (1)	1058,95 (1)	0,00 (2) max
			0,36 (2)	41,34 (2)	0,00 (1) min
5	24000	-1375	-0,24 (2)	564,66 (1)	0,00 (3) max
			-7,52 (1)	22,49 (2)	0,00 (6) min

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
------------	-------------	--------------	-----------	------------	-----------	-----------

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
1	0	0,00(1)	0,00(1)	8,37(1)	0,0(1)	2,8(1) max
	0	0,00(2)	0,00(1)	0,48(2)	0,0(1)	0,2(2) min
	1500	125,54(1)	0,00(1)	159,02(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	1500	7,19(2)	0,00(1)	9,11(2)	0,0(1)	0,0(2) min
	1500	125,54(1)	0,00(1)	159,02(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	1500	7,19(2)	0,00(1)	9,11(2)	0,0(1)	0,0(2) min
2	0	125,53(1)	0,00(1)	-13,77(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	7,19(2)	0,00(1)	-237,41(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	2200	-11,49(2)	0,00(1)	8,10(1)	0,0(1)	-0,3(2) max
	2200	-194,21(1)	0,00(1)	0,30(2)	0,0(1)	-5,7(1) min
	5500	338,83(1)	0,00(1)	314,97(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	5500	18,51(2)	0,00(1)	17,88(2)	0,0(1)	0,0(1) min
3	0	338,83(1)	22,94(1)	-16,61(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	18,51(2)	1,32(2)	-304,70(1)	0,0(2)	0,0(2) min
	2760	-7,96(2)	0,00(1)	-0,83(2)	0,0(2)	-0,2(2) max
	2760	-164,40(1)	0,00(2)	-29,45(1)	-0,4(1)	-4,7(1) min
	5519	176,30(1)	-1,32(2)	245,80(1)	0,0(2)	0,0(2) max
	5519	13,95(2)	-22,94(1)	14,96(2)	0,0(1)	0,0(1) min
4	0	176,31(1)	22,94(1)	-14,33(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	13,95(2)	1,32(2)	-189,44(1)	0,0(2)	0,0(2) min
	2760	-6,25(2)	0,00(2)	85,82(1)	0,2(3)	1,9(3) max
	2208	-39,34(1)	0,44(2)	-5,94(1)	0,0(6)	-0,1(6) min
	5519	649,92(1)	-1,32(2)	361,07(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	5519	21,95(2)	-22,94(1)	17,23(2)	0,0(2)	0,0(2) min
5	0	649,90(1)	40,72(1)	-20,34(2)	0,0(2)	0,0(2) max
	0	21,95(2)	1,32(2)	-631,79(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	3498	-16,94(2)	-0,24(2)	177,49(7)	0,0(2)	-0,6(2) max
	3498	-728,72(1)	-1,45(1)	-79,76(1)	-2,0(1)	-26,1(1) min
	6017	55,78(1)	-1,32(2)	417,78(1)	0,0(2)	0,0(2) max
	6017	3,20(2)	-39,45(1)	14,11(2)	0,0(1)	0,0(1) min
6	0	55,80(1)	13,15(1)	-6,04(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	3,20(2)	0,75(2)	-105,21(1)	0,0(2)	0,0(2) min
	0	55,80(1)	13,15(1)	-6,04(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	3,20(2)	0,75(2)	-105,21(1)	0,0(2)	0,0(2) min
	1008	0,00(1)	0,69(1)	-0,32(2)	1,6(1)	13,1(1) max
	1008	0,00(2)	0,04(2)	-5,54(1)	0,0(2)	0,3(2) min

2.4. RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



Største forskyvning: 26,4 mm

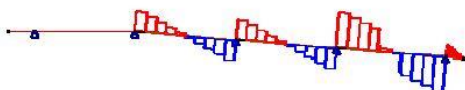
2.4.2. Moment



Største moment: 728,72 kN·m

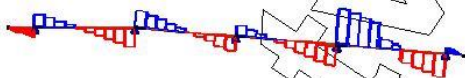
2.4.3. Aksialkraft

Studentversjon



Største aksialkraft: 40,72 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 631,79 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
1	0	0,01(1)	0,00(3)	0,01(1)	0,00(3)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
	150	0,00(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	300	0,01(1)	0,01(1)	0,04(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	450	0,01(1)	0,01(1)	0,06(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	600	0,02(1)	0,02(1)	0,09(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	750	0,03(1)	0,03(1)	0,11(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	900	0,05(1)	0,05(1)	0,13(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1050	0,07(1)	0,07(1)	0,15(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1200	0,09(1)	0,09(1)	0,17(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1350	0,11(1)	0,11(1)	0,20(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	1500	0,14(1)	0,14(1)	0,22(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
2	0	0,14(1)	0,14(1)	0,30(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	550	0,01(1)	0,01(1)	0,26(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1100	0,11(1)	0,11(1)	0,19(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1650	0,18(1)	0,18(1)	0,20(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2200	0,21(1)	0,21(1)	0,24(1)	0,24(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2750	0,21(1)	0,21(1)	0,23(1)	0,23(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3300	0,17(1)	0,17(1)	0,20(1)	0,19(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3850	0,09(1)	0,09(1)	0,21(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4400	0,03(1)	0,03(1)	0,28(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4950	0,18(1)	0,18(1)	0,36(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	5500	0,37(1)	0,42(1)	0,50(1)	0,46(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
3	0	0,37(1)	0,42(1)	0,49(1)	0,46(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	552	0,19(1)	0,19(1)	0,35(1)	0,21(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	1104	0,04(1)	0,04(1)	0,27(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	1656	0,07(1)	0,07(1)	0,19(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	2208	0,14(1)	0,14(1)	0,17(1)	0,16(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	2760	0,18(1)	0,18(1)	0,20(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3311	0,18(1)	0,18(1)	0,20(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3863	0,14(1)	0,14(1)	0,17(1)	0,16(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4415	0,07(1)	0,07(1)	0,20(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4967	0,04(1)	0,05(1)	0,27(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5519	0,19(1)	0,20(1)	0,33(1)	0,22(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
4	0	0,19(1)	0,19(1)	0,28(1)	0,22(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	552	0,08(1)	0,08(1)	0,24(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	1104	0,00(1)	0,00(1)	0,16(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	1656	0,04(1)	0,04(1)	0,09(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	2208	0,04(1)	0,04(1)	0,05(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	2760	0,01(1)	0,01(1)	0,11(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3311	0,06(3)	0,06(3)	0,15(1)	0,07(3)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3863	0,17(3)	0,17(3)	0,25(1)	0,19(3)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4415	0,31(1)	0,35(1)	0,40(1)	0,39(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4967	0,50(1)	0,56(1)	0,59(1)	0,61(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5519	0,72(1)	0,80(1)	0,81(1)	0,88(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
5	0	0,72(1)	0,83(1)	0,98(1)	0,90(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	602	0,30(1)	0,34(1)	0,80(1)	0,37(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	1203	0,08(1)	0,08(1)	0,72(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	1805	0,41(1)	0,47(1)	0,67(1)	0,51(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	2407	0,67(1)	0,77(1)	0,75(1)	0,84(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	3009	0,76(1)	0,88(1)	0,85(1)	0,96(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	3498	0,80(1)	0,93(1)	0,90(1)	1,01(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3610	0,78(1)	0,91(1)	0,88(1)	0,98(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4212	0,64(1)	0,74(1)	0,72(1)	0,80(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4814	0,45(1)	0,52(1)	0,54(1)	0,57(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5416	0,22(1)	0,22(1)	0,45(1)	0,25(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6017	0,06(1)	0,07(1)	0,53(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
6	0	0,06(1)	0,06(1)	0,13(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	101	0,05(1)	0,05(1)	0,13(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	202	0,04(1)	0,04(1)	0,11(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	302	0,03(1)	0,03(1)	0,10(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	403	0,02(1)	0,02(1)	0,08(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	504	0,02(1)	0,02(1)	0,07(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	605	0,01(1)	0,01(1)	0,06(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	705	0,01(1)	0,01(1)	0,04(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	806	0,00(1)	0,00(1)	0,03(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	907	0,00(1)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)
	1008	0,00(1)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.10 (bøyning, skjær og aksialkraft)

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 93,06 % (EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62))

Vedlegg D: Hoveddragere

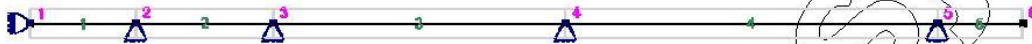
Tilgjengelig gjennom Focus Konstruksjon 2014

Prosjekttittel: Snitt B-B

Beregning utført: 02.06.2014 10:27:02

Focus Konstruksjon 2014

1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



1.1. KNUTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	2000	0
4	10105	0
5	17105	0
6	18705	0
3	4579	0

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEB 550	A [mm ²]	25400
		I _x [mm ⁴]	6,0200e+006
		I _y [mm ⁴]	1,3670e+009
		I _z [mm ⁴]	1,3080e+008
		Total vekt [kN]	36,59

1.3. MATERIALDATA

1 S355, Stål

Material: Stål

Fasthetskklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹

Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³

E-modul: 2,1000e+005 N/mm²

G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$

$f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$

$f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$

1.4. Segmentdata

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
4	4	5	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
1	1	2	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
5	5	6	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
2	2	3	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
3	3	4	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke

1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]
4	1,05	1,05	7000	7000	7000
1	1,05	1,05	2000	2000	2000
5	1,05	1,05	1600	1600	1600
2	1,05	1,05	2579	2579	2579
3	1,05	1,05	5526	5526	5526

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
1	0	0	F		
4	17105	0	F	F	
1	2000	0	F	F	
2	4579	0	F	F	
4	10105	0	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri

Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.7. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype: Annen variabel
Lastvarighet: Korttidslast

1 Fordelt last	P1 = 127,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 127,50 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 127,50 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 127,50 kN/m X2 = 4579 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
3 Fordelt last	P1 = 127,50 kN/m X1 = 4579 mm P2 = 127,50 kN/m X2 = 10105 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 127,50 kN/m X1 = 10105 mm P2 = 127,50 kN/m X2 = 17105 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Fordelt last	P1 = 127,50 kN/m X1 = 17105 mm P2 = 127,50 kN/m X2 = 18705 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Egenlast	Lasttype: Permanent last Lastvarighet: Permanent	
1 Fordelt last	P1 = 12,84 kN/m X1 = 0 mm P2 = 12,84 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 12,84 kN/m X1 = 10105 mm P2 = 12,84 kN/m X2 = 17105 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
3 Fordelt last	P1 = 12,84 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 12,84 kN/m X2 = 4579 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 12,84 kN/m X1 = 4579 mm P2 = 12,84 kN/m X2 = 10105 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm

5 Fordelt last	P1 = 12,84 kN/m X1 = 17105 mm P2 = 12,84 kN/m X2 = 18705 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm												
8 Lasttog posisjon 14,49	<table> <tr> <td>Lasttype:</td> <td>Annen variabel</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Lastvarighet:</td> <td>Korttidslast</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1 Punktlast</td> <td>P = 150,00 kN X = 14494 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4</td> <td>Z = 0 mm</td> </tr> <tr> <td>2 Punktlast</td> <td>P = 150,00 kN X = 12494 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4</td> <td>Z = 0 mm</td> </tr> </table>	Lasttype:	Annen variabel		Lastvarighet:	Korttidslast		1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 14494 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm	2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 12494 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm	
Lasttype:	Annen variabel													
Lastvarighet:	Korttidslast													
1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 14494 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm												
2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 12494 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm												

1.8. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) $1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $14,49 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,35 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon } 14,49$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (2) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
- (3) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $14,49 + 1,30 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon } 14,49$
 $1,30 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (5) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $14,49 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,00 * Egenlast
 1,50 * Lasttog posisjon 14,49
 1,50 * Nyttelast (Dominerende)

2. BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0(1)	-0,3(2)	0,0(2) max
	0,0(1)	-4,2(1)	-0,1(1) min
2	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,1(1) min
4	0,0(1)	0,0(1)	0,2(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
5	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,4(1) min
6	0,0(1)	11,4(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,4(2)	-0,4(1) min
3	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0,00(1)	0,00(2)	0,00(1) max
	0,00(1)	0,00(1)	0,00(2) min
2	0,00(1)	800,37(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	53,53(2)	0,00(2) min
4	0,00(1)	1889,91(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	107,77(2)	0,00(2) min
5	0,00(1)	1156,96(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	68,95(2)	0,00(2) min
6	0,00(1)	0,00(2)	0,00(2) max
	0,00(1)	0,00(5)	0,00(1) min
3	0,00(1)	553,73(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	46,51(2)	0,00(2) min

2.2. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	0	0,00 (5)	0,00 (2)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	0,00 (1)	0,00 (2) min

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
4	17105	0	0,00 (5)	1156,96 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	68,95 (2)	0,00 (2) min
1	2000	0	0,00 (5)	800,37 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	53,53 (2)	0,00 (2) min
2	4579	0	0,00 (5)	553,73 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	46,51 (2)	0,00 (2) min
4	10105	0	0,00 (5)	1889,91 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	107,77 (2)	0,00 (2) min

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
4	0	1237,15(1)	0,00(1)	-53,12(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	64,53(2)	0,00(1)	-1035,65(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	4200	-49,83(2)	0,00(1)	-1,33(2)	0,0(1)	-0,8(2) max
	4200	-1152,41(1)	0,00(1)	-71,36(1)	0,0(1)	-18,7(1) min
	7000	270,32(1)	0,00(1)	745,07(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	7000	18,94(2)	0,00(1)	40,09(2)	0,0(1)	0,0(1) min
1	0	0,00(1)	0,00(1)	21,12(1)	0,0(1)	-0,3(2) max
	0	0,00(2)	0,00(1)	1,48(2)	0,0(1)	-4,2(1) min
	2000	422,44(1)	0,00(1)	401,33(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	2000	29,59(2)	0,00(1)	28,11(2)	0,0(1)	0,0(1) min
	2000	422,44(1)	0,00(1)	401,33(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	2000	29,59(2)	0,00(1)	28,11(2)	0,0(1)	0,0(1) min
5	0	270,36(1)	0,00(1)	-22,49(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	18,94(2)	0,00(1)	-321,06(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	0	270,36(1)	0,00(1)	-22,49(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	18,94(2)	0,00(1)	-321,06(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	1600	0,00(1)	0,00(1)	-1,18(2)	0,0(1)	11,4(1) max
	1600	0,00(2)	0,00(1)	-16,90(1)	0,0(1)	0,4(2) min
2	0	422,44(1)	0,00(1)	-22,03(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	29,59(2)	0,00(1)	-350,68(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	1805	84,40(1)	0,00(1)	0,86(2)	0,0(1)	0,1(1) max
	1547	10,26(2)	0,00(1)	-78,32(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	2579	150,23(1)	0,00(1)	139,56(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	2579	17,06(2)	0,00(1)	12,31(2)	0,0(1)	0,0(2) min
3	0	150,21(1)	0,00(1)	-28,20(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	17,06(2)	0,00(1)	-328,57(1)	0,0(1)	0,0(1) min

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
2210	-18,18(2)	0,00(1)	138,34(1)	0,0(1)	-0,2(2) max	
1658	-200,97(1)	0,00(1)	-3,67(2)	0,0(1)	-1,1(1) min	
5526	1237,18(1)	0,00(1)	721,97(1)	0,0(1)	0,0(1) max	
5526	64,53(2)	0,00(1)	45,39(2)	0,0(1)	0,0(2) min	

2.4. RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



Største forskyvning: 19,0 mm

2.4.2. Moment



Største moment: 1237,18 kN·m

2.4.3. Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 1035,65 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
4	0	0,65(1)	0,86(1)	0,88(1)	0,92(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	700	0,27(1)	0,35(1)	0,67(1)	0,38(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	1400	0,06(1)	0,06(1)	0,57(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2100	0,33(1)	0,43(1)	0,51(1)	0,47(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	2800	0,50(1)	0,66(1)	0,56(1)	0,71(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	3500	0,58(1)	0,76(1)	0,66(1)	0,82(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4200	0,61(1)	0,80(1)	0,69(1)	0,86(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4900	0,52(1)	0,68(1)	0,59(1)	0,73(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5600	0,35(1)	0,46(1)	0,46(1)	0,50(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	6300	0,13(1)	0,13(1)	0,47(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	7000	0,14(1)	0,14(1)	0,52(1)	0,16(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1	0	0,01(1)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
	200	0,00(1)	0,00(1)	0,03(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	400	0,01(1)	0,01(1)	0,06(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	600	0,02(1)	0,02(1)	0,09(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	800	0,04(1)	0,04(1)	0,12(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1000	0,06(1)	0,06(1)	0,15(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1200	0,08(1)	0,08(1)	0,18(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,11(1)	0,11(1)	0,21(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1600	0,14(1)	0,14(1)	0,24(1)	0,16(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1800	0,18(1)	0,18(1)	0,28(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2000	0,22(1)	0,22(1)	0,32(1)	0,25(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
5	0	0,14(1)	0,14(1)	0,23(1)	0,16(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	160	0,12(1)	0,12(1)	0,21(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	320	0,09(1)	0,09(1)	0,19(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	480	0,07(1)	0,07(1)	0,17(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	640	0,05(1)	0,05(1)	0,14(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	800	0,04(1)	0,04(1)	0,12(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	960	0,02(1)	0,02(1)	0,09(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1120	0,01(1)	0,01(1)	0,07(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1280	0,01(1)	0,01(1)	0,05(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1440	0,00(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1600	0,00(2)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
2	0	0,22(1)	0,22(1)	0,30(1)	0,25(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	258	0,18(1)	0,18(1)	0,25(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	516	0,14(1)	0,14(1)	0,20(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	774	0,10(1)	0,10(1)	0,16(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1032	0,08(1)	0,08(1)	0,12(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1289	0,06(1)	0,06(1)	0,08(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1547	0,05(1)	0,05(1)	0,06(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1805	0,04(1)	0,04(1)	0,05(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2063	0,05(1)	0,05(1)	0,06(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2321	0,06(1)	0,06(1)	0,09(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2579	0,08(1)	0,08(1)	0,11(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
3	0	0,08(1)	0,08(1)	0,23(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	553	0,02(5)	0,02(5)	0,19(1)	0,02(5)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1105	0,08(1)	0,08(1)	0,12(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1658	0,11(1)	0,11(1)	0,12(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2210	0,10(1)	0,10(1)	0,11(1)	0,11(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2763	0,06(1)	0,06(1)	0,14(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
3316		0,02(5)	0,02(5)	0,22(1)	0,02(5)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
3868		0,12(1)	0,12(1)	0,30(1)	0,14(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
4421		0,27(1)	0,31(1)	0,41(1)	0,34(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
4974		0,44(1)	0,51(1)	0,58(1)	0,56(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
5526		0,65(1)	0,76(1)	0,78(1)	0,83(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 85,52 % (EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen)

Prosjekttittel: Snitt C-C

Beregning utført: 02.06.2014 11:55:07

Focus Konstruksjon 2014

1. KONSTRUKSJONSMODELLOG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	2000	0
3	6053	0
4	11579	0
5	18579	0
6	20177	0

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEB 600	A [mm ²]	27000
		I _x [mm ⁴]	6,6900e+006
		I _y [mm ⁴]	1,7100e+009
		I _z [mm ⁴]	1,3530e+008
		Total vekt [kN]	41,95

1.3. MATERIALDATA

1 S355, Stål

Material: Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³E-modul: 2,1000e+005 N/mm²G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

 $f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$

1.4. Segmentdata

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
2	2	3	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
3	3	4	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
1	1	2	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
4	4	5	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
5	5	6	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke

1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]
2	1,05	1,05	4053	4053	4053
3	1,05	1,05	5526	5526	5526
1	1,05	1,05	2000	2000	2000
4	1,05	1,05	7000	7000	7000
5	1,05	1,05	1598	1598	1598

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
1	0	0	F		
2	2000	0	F	F	
2	6053	0	F	F	
3	11579	0	F	F	
4	18579	0	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.7. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype: Annen variabel
Lastvarighet: Korttidslast

1 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 6053 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 11579 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
3 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 11580 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 18579 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 18580 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 20177 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 6053 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Egenlast	<p>Lasttype: Permanent last</p> <p>Lastvarighet: Permanent</p> <p>1 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 18580 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 20177 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5</p> <p>2 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 11580 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 18579 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4</p> <p>3 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 6053 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 11579 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3</p> <p>4 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 0 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1</p>	<p>Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm</p> <p>Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm</p> <p>Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm</p> <p>Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm</p>

5 Fordelt last	P1 = 16,67 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 6053 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Lasttog posisjon 15,97		
Lasttype:	Annen variabel	
Lastvarighet:	Korttidslast	
1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 15967 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm
2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 13967 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm

1.8. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) $1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $15,97 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,35 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon } 15,97$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (2) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $15,97 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon } 15,97$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (3) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $15,97 + 1,30 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon } 15,97$
 $1,30 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (4) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 Grensetilstand: Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
1,00 * Egenlast

2. BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0(1)	-0,3(4)	0,0(4) max
	0,0(1)	-3,4(1)	-0,1(1) min
2	0,0(1)	0,0(1)	0,0(4) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) min
3	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(4) min
4	0,0(1)	0,0(1)	0,2(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(4) min
5	0,0(1)	0,0(1)	0,0(4) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,4(1) min
6	0,0(1)	10,7(1)	0,0(4) max
	0,0(1)	0,5(4)	-0,4(1) min

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0,00(1)	0,00(4)	0,00(1) max
	0,00(1)	0,00(1)	0,00(1) min
2	0,00(1)	1154,14(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	77,97(4)	0,00(4) min
3	0,00(1)	1040,41(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	77,68(4)	0,00(4) min
4	0,00(1)	2312,91(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	135,05(4)	0,00(4) min
5	0,00(1)	1446,22(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	87,47(4)	0,00(4) min
6	0,00(1)	0,00(1)	0,00(4) max
	0,00(1)	0,00(4)	0,00(1) min

2.2. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	0	0,00 (4)	0,00 (4)	0,00 (4) max
			0,00 (1)	0,00 (1)	0,00 (1) min
2	2000	0	0,00 (4)	1154,14 (1)	0,00 (1) max

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
2	6053	0	0,00 (1)	77,97 (4)	0,00 (4) min
			0,00 (4)	1040,41 (1)	0,00 (1) max
3	11579	0	0,00 (1)	77,68 (4)	0,00 (4) min
			0,00 (4)	2312,91 (1)	0,00 (1) max
4	18579	0	0,00 (1)	135,05 (4)	0,00 (4) min
			0,00 (4)	1446,22 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	87,47 (4)	0,00 (4) min

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
2	0	545,59(1)	0,00(1)	-36,68(4)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	37,49(4)	0,00(1)	-553,25(1)	0,0(1)	0,0(4) min
	2026	-6,05(4)	0,00(1)	-2,50(4)	0,0(1)	0,0(4) max
	2432	-127,59(1)	0,00(1)	-0,93(2)	0,0(1)	-0,8(1) min
	4053	319,66(1)	0,00(1)	441,75(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	4053	27,37(4)	0,00(1)	31,69(4)	0,0(1)	0,0(4) min
3	0	319,65(1)	0,00(1)	-37,01(4)	0,0(1)	0,0(4) max
	0	27,37(4)	0,00(1)	-468,01(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	2211	-20,10(4)	0,00(1)	135,03(1)	0,0(1)	-0,1(4) max
	2210	-214,98(1)	0,00(1)	-15,73(1)	0,0(1)	-1,0(1) min
	5526	1482,41(1)	0,00(1)	888,83(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	5526	80,43(4)	0,00(1)	56,22(4)	0,0(1)	0,0(4) min
1	0	0,00(1)	0,00(1)	27,28(1)	0,0(1)	-0,3(4) max
	0	0,00(4)	0,00(1)	1,87(4)	0,0(1)	-3,4(1) min
	2000	545,60(1)	0,00(1)	518,33(1)	0,0(1)	0,0(4) max
	2000	37,49(4)	0,00(1)	35,61(4)	0,0(1)	0,0(1) min
	2000	545,60(1)	0,00(1)	518,33(1)	0,0(1)	0,0(4) max
	2000	37,49(4)	0,00(1)	35,61(4)	0,0(1)	0,0(1) min
4	0	1482,37(1)	0,00(1)	-67,11(4)	0,0(1)	0,0(4) max
	0	80,43(4)	0,00(1)	-1253,39(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	4200	-63,68(4)	0,00(1)	-1,51(4)	0,0(1)	-0,8(4) max
	4201	-1369,65(1)	0,00(1)	7,35(4)	0,0(1)	-18,1(1) min
	7000	348,22(1)	0,00(1)	915,15(1)	0,0(1)	0,0(4) max
	7000	23,93(4)	0,00(1)	50,97(4)	0,0(1)	0,0(1) min
5	0	348,27(1)	0,00(1)	-28,45(4)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	23,93(4)	0,00(1)	-413,98(1)	0,0(1)	0,0(4) min

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
0	348,27(1)	0,00(1)	-28,45(4)	0,0(1)	0,0(1)	max
0	23,93(4)	0,00(1)	-413,98(1)	0,0(1)	0,0(1)	min
1598	0,00(1)	0,00(1)	-1,50(4)	0,0(1)	10,7(1)	max
1598	0,00(4)	0,00(1)	-21,78(1)	0,0(1)	0,5(4)	min

2.4. RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



Største forskyvning: 18,4 mm

2.4.2. Moment



Største moment: 1482,41 kN·m

2.4.3. Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 1253,39 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
2	0	0,25(1)	0,25(1)	0,37(1)	0,28(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	405	0,15(1)	0,15(1)	0,31(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	811	0,07(1)	0,07(1)	0,24(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1216	0,00(1)	0,00(1)	0,17(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1621	0,04(1)	0,04(1)	0,10(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2026	0,06(1)	0,06(1)	0,07(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2432	0,06(1)	0,06(1)	0,07(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2837	0,04(1)	0,04(1)	0,10(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3242	0,00(1)	0,00(1)	0,17(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3647	0,06(1)	0,06(1)	0,24(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	4053	0,15(1)	0,15(1)	0,27(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
3	0	0,15(1)	0,15(1)	0,29(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	553	0,03(1)	0,03(1)	0,24(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1105	0,05(1)	0,05(1)	0,15(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1658	0,10(1)	0,10(1)	0,11(1)	0,11(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2211	0,10(1)	0,10(1)	0,11(1)	0,11(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2763	0,06(1)	0,06(1)	0,13(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3316	0,01(2)	0,01(2)	0,22(1)	0,01(2)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3868	0,12(1)	0,12(1)	0,32(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4421	0,27(1)	0,32(1)	0,43(1)	0,34(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4974	0,46(1)	0,54(1)	0,61(1)	0,59(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5526	0,68(1)	0,80(1)	0,82(1)	0,88(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
1	0	0,01(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
	200	0,00(1)	0,00(1)	0,03(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	400	0,01(1)	0,01(1)	0,07(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	600	0,02(1)	0,02(1)	0,10(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	800	0,04(1)	0,04(1)	0,14(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1000	0,06(1)	0,06(1)	0,17(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1200	0,09(1)	0,09(1)	0,20(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,12(1)	0,12(1)	0,24(1)	0,14(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1600	0,16(1)	0,16(1)	0,27(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1800	0,20(1)	0,20(1)	0,32(1)	0,23(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2000	0,25(1)	0,25(1)	0,36(1)	0,28(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
4	0	0,69(1)	0,91(1)	0,93(1)	0,98(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	700	0,28(1)	0,37(1)	0,78(1)	0,40(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	1400	0,06(1)	0,06(1)	0,66(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2100	0,35(1)	0,46(1)	0,56(1)	0,49(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	2800	0,52(1)	0,70(1)	0,59(1)	0,75(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	3500	0,61(1)	0,81(1)	0,68(1)	0,87(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4200	0,63(1)	0,84(1)	0,71(1)	0,90(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4900	0,54(1)	0,72(1)	0,61(1)	0,77(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5600	0,37(1)	0,49(1)	0,46(1)	0,53(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	6300	0,13(1)	0,13(1)	0,45(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	7000	0,16(1)	0,16(1)	0,57(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
5	0	0,16(1)	0,16(1)	0,26(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	160	0,13(1)	0,13(1)	0,26(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	320	0,10(1)	0,10(1)	0,23(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	479	0,08(1)	0,08(1)	0,20(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	639	0,06(1)	0,06(1)	0,18(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	799	0,04(1)	0,04(1)	0,14(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
959		0,03(1)	0,03(1)	0,12(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1119		0,01(1)	0,01(1)	0,09(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1278		0,01(1)	0,01(1)	0,07(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1438		0,00(1)	0,00(1)	0,04(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1598		0,00(4)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 91,02 % (EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen)

Prosjekttittel: Snitt D-D

Beregning utført: 02.06.2014 11:07:38

Focus Konstruksjon 2014

1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



1.1. KNUTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	2000	0
3	7526	0
4	13053	0
5	20053	0
6	21650	0

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEB 600	A [mm ²]	27000
		I _x [mm ⁴]	6,6900e+006
		I _y [mm ⁴]	1,7100e+009
		I _z [mm ⁴]	1,3530e+008
		Total vekt [kN]	45,02

1.3. MATERIALDATA

1 S355, Stål

Material: Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³E-modul: 2,1000e+005 N/mm²G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

 $f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$

1.4. Segmentdata

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
2	2	3	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
3	3	4	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
1	1	2	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
4	4	5	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke
5	5	6	HEB 600	HEB 600	S355, Stål	Rett bjelke

1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]
2	1,05	1,05	5526	5526	5526
3	1,05	1,05	5526	5526	5526
1	1,05	1,05	2000	2000	2000
4	1,05	1,05	7000	7000	7000
5	1,05	1,05	1598	1598	1598

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
1	0	0	F		
2	2000	0		F	
2	7526	0		F	
3	13053	0		F	
4	20053	0		F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.7. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype: Annen variabel
Lastvarighet: Korttidslast

1 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 7526 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 13053 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
3 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 13055 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 20053 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 20055 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 21650 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Fordelt last	P1 = 165,00 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 165,00 kN/m X2 = 7526 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Egenlast	<p>Lasttype: Permanent last</p> <p>Lastvarighet: Permanent</p> <p>1 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 0 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1</p> <p>2 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 7526 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2</p> <p>3 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 7526 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 13053 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3</p> <p>4 Fordelt last</p> <p>P1 = 16,67 kN/m X1 = 13055 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 20053 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4</p>	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm

5 Fordelt last	P1 = 16,67 kN/m X1 = 20055 mm P2 = 16,67 kN/m X2 = 21650 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm												
5 Lasttog posisjon 17,50	<table> <tr> <td>Lasttype:</td> <td>Annen variabel</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Lastvarighet:</td> <td>Korttidslast</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1 Punktlast</td> <td>P = 150,00 kN X = 17501 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4</td> <td>Z = 0 mm</td> </tr> <tr> <td>2 Punktlast</td> <td>P = 150,00 kN X = 15501 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4</td> <td>Z = 0 mm</td> </tr> </table>	Lasttype:	Annen variabel		Lastvarighet:	Korttidslast		1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 17501 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm	2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 15501 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm	
Lasttype:	Annen variabel													
Lastvarighet:	Korttidslast													
1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 17501 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm												
2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 15501 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z = 0 mm												

1.8. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) $1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $17,50 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,35 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon } 17,50$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (2) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
- (3) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $17,50 + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon } 17,50$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (4) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon}$
 $17,50 + 1,30 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,00 * Egenlast
 1,30 * Lasttog posisjon 17,50
 1,30 * Nyttelast (Dominerende)

2. BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0(1)	0,0(3)	0,0(3) max
	0,0(1)	0,0(2)	0,0(2) min
2	0,0(1)	0,0(1)	0,1(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
3	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,1(1) min
4	0,0(1)	0,0(1)	0,2(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
5	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,4(1) min
6	0,0(1)	11,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,5(2)	-0,4(1) min

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0,00(1)	0,00(2)	0,00(1) max
	0,00(1)	0,00(1)	0,00(2) min
2	0,00(1)	1298,08(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	88,34(2)	0,00(2) min
3	0,00(1)	1349,23(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	98,24(2)	0,00(2) min
4	0,00(1)	2251,24(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	131,28(2)	0,00(2) min
5	0,00(1)	1456,48(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	87,88(2)	0,00(2) min
6	0,00(1)	0,00(1)	0,00(2) max
	0,00(1)	0,00(2)	0,00(1) min

2.2. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	0	0,00 (4)	0,00 (2)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	0,00 (1)	0,00 (2) min

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
2	2000	0	0,00 (4)	1298,08 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	88,34 (2)	0,00 (2) min
2	7526	0	0,00 (4)	1349,23 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	98,24 (2)	0,00 (2) min
3	13053	0	0,00 (4)	2251,24 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	131,28 (2)	0,00 (2) min
4	20053	0	0,00 (4)	1456,48 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	87,88 (2)	0,00 (2) min

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
2	0	545,57(1)	0,00(1)	-45,67(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	37,49(2)	0,00(1)	-677,09(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	2763	-31,46(2)	0,00(1)	1,33(1)	0,0(1)	-0,3(2) max
	2763	-492,15(1)	0,00(1)	0,94(2)	0,0(1)	-4,5(1) min
	5526	552,91(1)	0,00(1)	679,74(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	5526	42,69(2)	0,00(1)	47,56(2)	0,0(1)	0,0(1) min
3	0	552,91(1)	0,00(1)	-40,33(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	42,69(2)	0,00(1)	-518,73(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	2211	-12,11(2)	0,00(1)	84,31(1)	0,0(1)	0,0(3) max
	2211	-93,83(1)	0,00(1)	1,10(2)	0,0(1)	-0,1(2) min
	5526	1435,37(1)	0,00(1)	838,11(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	5526	77,41(2)	0,00(1)	52,90(2)	0,0(1)	0,0(2) min
1	0	0,00(1)	0,00(1)	27,28(1)	0,0(1)	0,0(3) max
	0	0,00(2)	0,00(1)	1,87(2)	0,0(1)	0,0(2) min
	2000	545,60(1)	0,00(1)	518,33(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	2000	37,49(2)	0,00(1)	35,61(2)	0,0(1)	0,0(2) min
	2000	545,60(1)	0,00(1)	518,33(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	2000	37,49(2)	0,00(1)	35,61(2)	0,0(1)	0,0(2) min
4	0	1435,33(1)	0,00(1)	-66,66(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	77,41(2)	0,00(1)	-1242,63(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	4201	-64,89(2)	0,00(1)	-1,07(2)	0,0(1)	-0,9(2) max
	4201	-1385,73(1)	0,00(1)	-62,98(1)	0,0(1)	-18,4(1) min
	7000	348,22(1)	0,00(1)	925,77(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	7000	23,93(2)	0,00(1)	51,41(2)	0,0(1)	0,0(1) min
5	0	348,28(1)	0,00(1)	-28,44(2)	0,0(1)	0,0(1) max

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
0	23,93(2)	0,00(1)	-413,82(1)	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
0	348,28(1)	0,00(1)	-28,44(2)	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) max
0	23,93(2)	0,00(1)	-413,82(1)	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
1598	0,00(1)	0,00(1)	-1,50(2)	0,0(1)	11,0(1)	max
1598	0,00(2)	0,00(1)	-21,76(1)	0,0(1)	0,5(2)	min

2.4. RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



Største forskyvning: 18,8 mm

2.4.2. Moment



Største moment: 1435,37 kN·m

2.4.3. Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 1242,63 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
2	0	0,25(1)	0,25(1)	0,42(1)	0,28(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	553	0,08(1)	0,08(1)	0,37(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1105	0,06(1)	0,06(1)	0,28(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1658	0,15(1)	0,15(1)	0,21(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2211	0,21(1)	0,21(1)	0,23(1)	0,23(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2763	0,23(1)	0,23(1)	0,26(1)	0,26(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3316	0,21(1)	0,21(1)	0,23(1)	0,23(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3868	0,15(1)	0,15(1)	0,21(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4421	0,05(1)	0,05(1)	0,28(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4974	0,08(1)	0,08(1)	0,37(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	5526	0,25(1)	0,30(1)	0,42(1)	0,33(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
3	0	0,25(1)	0,30(1)	0,36(1)	0,33(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	553	0,12(1)	0,12(1)	0,28(1)	0,14(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1105	0,03(1)	0,03(1)	0,18(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1658	0,03(1)	0,03(1)	0,09(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2211	0,04(1)	0,04(1)	0,05(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2763	0,02(1)	0,02(1)	0,10(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3316	0,04(3)	0,04(3)	0,19(1)	0,04(3)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3868	0,14(1)	0,14(1)	0,29(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4421	0,27(1)	0,32(1)	0,41(1)	0,35(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4974	0,45(1)	0,53(1)	0,59(1)	0,57(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5526	0,66(1)	0,78(1)	0,79(1)	0,85(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
1	0	0,01(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
	200	0,00(1)	0,00(1)	0,03(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	400	0,01(1)	0,01(1)	0,07(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	600	0,02(1)	0,02(1)	0,10(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	800	0,04(1)	0,04(1)	0,14(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1000	0,06(1)	0,06(1)	0,17(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1200	0,09(1)	0,09(1)	0,20(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,12(1)	0,12(1)	0,24(1)	0,14(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1600	0,16(1)	0,16(1)	0,27(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1800	0,20(1)	0,20(1)	0,32(1)	0,23(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2000	0,25(1)	0,25(1)	0,36(1)	0,28(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
4	0	0,67(1)	0,88(1)	0,91(1)	0,95(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	700	0,26(1)	0,35(1)	0,77(1)	0,37(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1400	0,08(1)	0,08(1)	0,65(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2100	0,36(1)	0,47(1)	0,56(1)	0,51(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2800	0,54(1)	0,71(1)	0,60(1)	0,77(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3500	0,62(1)	0,82(1)	0,70(1)	0,88(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4200	0,64(1)	0,85(1)	0,72(1)	0,91(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4900	0,55(1)	0,73(1)	0,62(1)	0,79(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5600	0,38(1)	0,50(1)	0,47(1)	0,54(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6300	0,14(1)	0,14(1)	0,46(1)	0,16(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	7000	0,16(1)	0,16(1)	0,57(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
5	0	0,16(1)	0,16(1)	0,26(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	160	0,13(1)	0,13(1)	0,26(1)	0,15(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	320	0,10(1)	0,10(1)	0,23(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	479	0,08(1)	0,08(1)	0,20(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	639	0,06(1)	0,06(1)	0,18(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	799	0,04(1)	0,04(1)	0,14(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
959		0,03(1)	0,03(1)	0,12(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1119		0,01(1)	0,01(1)	0,09(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1278		0,01(1)	0,01(1)	0,07(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1438		0,00(1)	0,00(1)	0,04(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1598		0,00(2)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 88,13 % (EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62))

Prosjekttittel: Snitt E-E

Beregning utført: 02.06.2014 11:40:38

Focus Konstruksjon 2014

1. KONSTRUKSJONSMODELLO OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	2000	0
3	9000	0
4	14526	0
5	21526	0
6	23124	0

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEB 550	A [mm ²]	25400
		I _x [mm ⁴]	6,0200e+006
		I _y [mm ⁴]	1,3670e+009
		I _z [mm ⁴]	1,3080e+008
		Total vekt [kN]	45,23

1.3. MATERIALDATA

1 S355, Stål

Material: Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³E-modul: 2,1000e+005 N/mm²G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

 $f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$

1.4. Segmentdata

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
2	2	3	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
3	3	4	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
1	1	2	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
4	4	5	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke
5	5	6	HEB 550	HEB 550	S355, Stål	Rett bjelke

1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]
2	1,05	1,05	7000	7000	7000
3	1,05	1,05	5526	5526	5526
1	1,05	1,05	2000	2000	2000
4	1,05	1,05	7000	7000	7000
5	1,05	1,05	1598	1598	1598

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
1	0	0	F		
2	2000	0	F	F	
2	9000	0	F	F	
3	14526	0	F	F	
4	21526	0	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.7. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

Lasttype: Annen variabel
Lastvarighet: Korttidslast

1 Fordelt last	P1 = 172,50 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 172,50 kN/m X2 = 9000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 172,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 172,50 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
3 Fordelt last	P1 = 172,50 kN/m X1 = 14527 mm P2 = 172,50 kN/m X2 = 21526 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 172,50 kN/m X1 = 9000 mm P2 = 172,50 kN/m X2 = 14526 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Fordelt last	P1 = 172,50 kN/m X1 = 21527 mm P2 = 172,50 kN/m X2 = 23124 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Egenlast	Lasttype: Permanent last Lastvarighet: Permanent	
1 Fordelt last	P1 = 17,42 kN/m X1 = 0 mm P2 = 17,42 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 1	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
2 Fordelt last	P1 = 17,42 kN/m X1 = 9000 mm P2 = 17,42 kN/m X2 = 14526 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
3 Fordelt last	P1 = 17,42 kN/m X1 = 14527 mm P2 = 17,42 kN/m X2 = 21526 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 17,42 kN/m X1 = 21527 mm P2 = 17,42 kN/m X2 = 23124 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm

5 Fordelt last	P1 = 17,42 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 17,42 kN/m X2 = 9000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm												
5 Lasttog posisjon 6,03	<table> <tr> <td>Lasttype:</td> <td>Annen variabel</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Lastvarighet:</td> <td>Korttidslast</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1 Punktlast</td> <td>P = 150,00 kN X = 6030 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2</td> <td>Z = 0 mm</td> </tr> <tr> <td>2 Punktlast</td> <td>P = 150,00 kN X = 4020 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2</td> <td>Z = 0 mm</td> </tr> </table>	Lasttype:	Annen variabel		Lastvarighet:	Korttidslast		1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 6030 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z = 0 mm	2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 4020 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z = 0 mm	
Lasttype:	Annen variabel													
Lastvarighet:	Korttidslast													
1 Punktlast	P = 150,00 kN X = 6030 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z = 0 mm												
2 Punktlast	P = 150,00 kN X = 4020 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 2	Z = 0 mm												

1.8. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) $1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon 6,03} + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
 $1,35 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon 6,03}$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (2) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 Grensetilstand: Brudd
 $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
- (3) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon 6,03} + 1,30 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
 $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,30 \cdot \text{Lasttog posisjon 6,03}$
 $1,30 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (5) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon 6,03} + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
 1,00 * Egenlast
 1,50 * Lasttog posisjon 6,03
 1,50 * Nyttelast (Dominerende)

2. BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0(1)	14,6(1)	0,4(1) max
	0,0(1)	0,5(2)	0,0(2) min
2	0,0(1)	0,0(1)	0,5(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
3	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,3(1) min
4	0,0(1)	0,0(1)	0,2(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
5	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,4(1) min
6	0,0(1)	9,9(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,6(2)	-0,4(1) min

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0,00(1)	0,00(5)	0,00(2) max
	0,00(1)	0,00(2)	0,00(1) min
2	0,00(1)	1714,77(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	102,07(2)	0,00(2) min
3	0,00(1)	2137,61(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	125,07(2)	0,00(2) min
4	0,00(1)	1830,31(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	129,33(2)	0,00(2) min
5	0,00(1)	1355,24(1)	0,01(1) max
	0,00(1)	91,62(2)	0,00(2) min
6	0,00(1)	0,00(2)	0,00(2) max
	0,00(1)	0,00(5)	0,00(1) min

2.2. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	0	0,00 (5)	0,00 (5)	0,00 (2) max
			0,00 (1)	0,00 (2)	0,00 (1) min

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
2	2000	0	0,00 (5)	1714,77 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	102,07 (2)	0,00 (2) min
2	9000	0	0,00 (5)	2137,61 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	125,07 (2)	0,00 (2) min
3	14526	0	0,00 (5)	1830,31 (1)	0,00 (1) max
			0,00 (1)	129,33 (2)	0,00 (2) min
4	21526	0	0,00 (5)	1355,24 (1)	0,01 (1) max
			0,00 (1)	91,62 (2)	0,00 (2) min

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
2	0	569,75(1)	0,00(1)	-56,53(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	38,75(2)	0,00(1)	-1045,23(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	3500	-64,13(2)	0,00(1)	65,23(1)	0,0(1)	-1,1(2) max
	3500	-1359,40(1)	0,00(1)	3,77(2)	0,0(1)	-23,2(1) min
	7000	1324,23(1)	0,00(1)	1199,71(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	7000	70,36(2)	0,00(1)	65,56(2)	0,0(1)	0,0(1) min
3	0	1324,27(1)	0,00(1)	-47,38(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	70,36(2)	0,00(1)	-759,46(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	2763	96,40(5)	0,00(1)	0,81(2)	0,0(1)	2,4(1) max
	2763	-1,36(2)	0,00(1)	-51,22(5)	0,0(1)	0,1(2) min
	5526	1042,78(1)	0,00(1)	657,59(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	5526	74,86(2)	0,00(1)	49,01(2)	0,0(1)	0,0(2) min
1	0	0,00(1)	0,00(1)	28,49(1)	0,0(1)	14,6(1) max
	0	0,00(2)	0,00(1)	1,94(2)	0,0(1)	0,5(2) min
	2000	569,81(1)	0,00(1)	541,33(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	2000	38,76(2)	0,00(1)	36,82(2)	0,0(1)	0,0(2) min
	2000	569,81(1)	0,00(1)	541,33(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	2000	38,76(2)	0,00(1)	36,82(2)	0,0(1)	0,0(2) min
4	0	1042,74(1)	0,00(1)	-68,20(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	74,86(2)	0,00(1)	-994,39(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	4200	-69,15(2)	0,00(1)	2,88(5)	0,0(1)	-1,1(2) max
	3500	-1041,81(1)	0,00(1)	-96,96(1)	0,0(1)	-17,9(1) min
	7000	363,68(1)	0,00(1)	800,47(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	7000	24,74(2)	0,00(1)	53,88(2)	0,0(1)	0,0(1) min

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
5	0	363,73(1)	0,00(1)	-29,41(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	24,74(2)	0,00(1)	-432,41(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	0	363,73(1)	0,00(1)	-29,41(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	24,74(2)	0,00(1)	-432,41(1)	0,0(1)	0,0(2) min
1598	0,00(1)	0,00(1)	-1,55(2)	0,0(1)	9,9(1) max	
1598	0,00(2)	0,00(1)	-22,75(1)	0,0(1)	0,6(2) min	

2.4. RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



Største forskyvning: 23,2 mm

2.4.2. Moment



Største moment: 1359,40 kN·m

2.4.3. Aksialkraft



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 1199,71 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
2	0	0,30(1)	0,39(1)	0,73(1)	0,42(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	700	0,09(1)	0,09(1)	0,66(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,40(1)	0,52(1)	0,58(1)	0,56(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	2100	0,63(1)	0,82(1)	0,71(1)	0,88(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	2800	0,71(1)	0,93(1)	0,80(1)	1,00(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	3500	0,72(1)	0,94(1)	0,81(1)	1,01(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4200	0,63(1)	0,83(1)	0,71(1)	0,89(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4900	0,41(1)	0,54(1)	0,57(1)	0,58(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5600	0,11(1)	0,11(1)	0,63(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	6300	0,26(1)	0,33(1)	0,77(1)	0,36(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	7000	0,71(1)	0,92(1)	0,98(1)	0,99(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
3	0	0,70(1)	0,83(1)	0,83(1)	0,91(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	553	0,48(1)	0,57(1)	0,62(1)	0,62(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	1105	0,30(1)	0,36(1)	0,42(1)	0,39(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	1658	0,17(1)	0,17(1)	0,27(1)	0,19(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2211	0,09(1)	0,09(1)	0,15(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2763	0,05(5)	0,05(5)	0,06(5)	0,06(5)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3316	0,06(1)	0,06(1)	0,08(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3868	0,11(1)	0,11(1)	0,19(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4421	0,21(1)	0,21(1)	0,32(1)	0,24(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4974	0,36(1)	0,43(1)	0,49(1)	0,47(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5526	0,55(1)	0,65(1)	0,67(1)	0,71(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
1	0	0,01(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
	200	0,00(1)	0,00(1)	0,04(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	400	0,01(1)	0,01(1)	0,08(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	600	0,03(1)	0,03(1)	0,12(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	800	0,05(1)	0,05(1)	0,16(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1000	0,08(1)	0,08(1)	0,20(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1200	0,11(1)	0,11(1)	0,24(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,15(1)	0,15(1)	0,28(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1600	0,19(1)	0,19(1)	0,32(1)	0,22(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1800	0,24(1)	0,24(1)	0,38(1)	0,27(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2000	0,30(1)	0,30(1)	0,43(1)	0,34(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
4	0	0,55(1)	0,72(1)	0,79(1)	0,78(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	700	0,18(1)	0,18(1)	0,70(1)	0,21(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,11(1)	0,11(1)	0,56(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2100	0,33(1)	0,43(1)	0,47(1)	0,47(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	2800	0,48(1)	0,62(1)	0,54(1)	0,67(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	3500	0,55(1)	0,72(1)	0,62(1)	0,78(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4200	0,55(1)	0,72(1)	0,62(1)	0,77(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4900	0,47(1)	0,62(1)	0,53(1)	0,67(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5600	0,33(1)	0,43(1)	0,40(1)	0,46(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	6300	0,10(1)	0,10(1)	0,42(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	7000	0,19(1)	0,25(1)	0,56(1)	0,27(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
5	0	0,19(1)	0,19(1)	0,31(1)	0,22(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	160	0,16(1)	0,16(1)	0,30(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	320	0,12(1)	0,12(1)	0,27(1)	0,14(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	479	0,09(1)	0,09(1)	0,24(1)	0,11(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	639	0,07(1)	0,07(1)	0,21(1)	0,08(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	799	0,05(1)	0,05(1)	0,16(1)	0,05(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
959		0,03(1)	0,03(1)	0,14(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1119		0,02(1)	0,02(1)	0,11(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1278		0,01(1)	0,01(1)	0,08(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1438		0,00(1)	0,00(1)	0,05(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
1598		0,00(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

3.2. KAPASITETSKART



Største kapasitetsutnyttelse: 93,97 % (EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen)

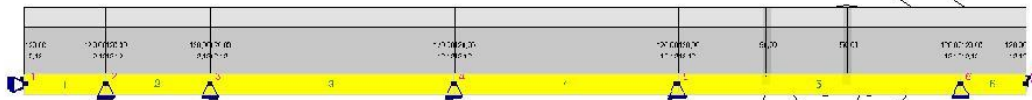
Prosjekttittel: Snitt F-F

Beregning utført: 02.06.2014 11:52:20

Focus Konstruksjon 2014

Studentversjon

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
1	0	0
2	2000	0
3	4579	0
4	10608	0
5	16134	0
6	23134	0
7	24732	0

1.2. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HEB 500	A [mm ²]	23900
		I _x [mm ⁴]	5,4000e+006
		I _y [mm ⁴]	1,0720e+009
		I _z [mm ⁴]	1,2620e+008
		Total vekt [kN]	45,52

1.3. MATERIALDATA

1 S355, Stål

Material: Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³E-modul: 2,1000e+005 N/mm²G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

 $f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$ $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$ **1.4. Segmentdata**

Seg Nr.	Kn.pkt 1	Kn.pkt 2	Tvsn 1	Tvsn 2	Material	Type / Ref.linje
2	2	3	HEB 500	HEB 500	S355, Stål	Rett bjelke
3	3	4	HEB 500	HEB 500	S355, Stål	Rett bjelke
1	1	2	HEB 500	HEB 500	S355, Stål	Rett bjelke
4	4	5	HEB 500	HEB 500	S355, Stål	Rett bjelke
5	5	6	HEB 500	HEB 500	S355, Stål	Rett bjelke
6	6	7	HEB 500	HEB 500	S355, Stål	Rett bjelke

1.4.1. Segmentdata EN 1993

Seg. nr.	Gamma_M0	Gamma_M1	L_ky [mm]	L_kz [mm]	L_eff [mm]
2	1,05	1,05	2579	2579	2579
3	1,05	1,05	6029	6029	6029
1	1,05	1,05	2000	2000	2000
4	1,05	1,05	5526	5526	5526
5	1,05	1,05	7000	7000	7000
6	1,05	1,05	1598	1598	1598

1.5. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr		RotY
			X	Z	
1	0	0	F		
2	2000	0	F	F	
2	4579	0	F	F	
3	10608	0	F	F	
4	16134	0	F	F	
5	23134	0	F	F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

1.7. LASTTILFELLER

1 Nyttelast

	Lasttype:	Annen variabel		
	Lastvarighet:	Korttidslast		
	1 Fordelt last	P1 = 120,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 120,00 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	2 Fordelt last	Virker på segment: 1 P1 = 120,00 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 120,00 kN/m X2 = 4579 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	3 Fordelt last	Virker på segment: 2 P1 = 120,00 kN/m X1 = 4579 mm P2 = 120,00 kN/m X2 = 10608 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	4 Fordelt last	Virker på segment: 3 P1 = 120,00 kN/m X1 = 10608 mm P2 = 120,00 kN/m X2 = 16134 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	5 Fordelt last	Virker på segment: 4 P1 = 120,00 kN/m X1 = 16134 mm P2 = 120,00 kN/m X2 = 23134 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	6 Fordelt last	Virker på segment: 5 P1 = 120,00 kN/m X1 = 23134 mm P2 = 120,00 kN/m X2 = 24732 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
2 Egenlast		Virker på segment: 6		
	Lasttype:	Permanent last		
	Lastvarighet:	Permanent		
	1 Fordelt last	P1 = 12,12 kN/m X1 = 0 mm P2 = 12,12 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
	2 Fordelt last	Virker på segment: 1 P1 = 12,12 kN/m X1 = 2000 mm P2 = 12,12 kN/m X2 = 4579 mm Retning = [0; -1]	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm	
		Virker på segment: 2		

3 Fordelt last	P1 = 12,12 kN/m X1 = 4579 mm P2 = 12,12 kN/m X2 = 10608 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 3	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
4 Fordelt last	P1 = 12,12 kN/m X1 = 10608 mm P2 = 12,12 kN/m X2 = 16134 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 4	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Fordelt last	P1 = 12,12 kN/m X1 = 16134 mm P2 = 12,12 kN/m X2 = 23134 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
6 Fordelt last	P1 = 12,12 kN/m X1 = 23134 mm P2 = 12,12 kN/m X2 = 24732 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 6	Z1 = 0 mm Z2 = 0 mm
5 Lasttog posisjon 20,32	Lasttype: Annen variabel Lastvarighet: Korttidslast 1 Punktlast P = 150,00 kN X = 20316 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5 2 Punktlast P = 150,00 kN X = 18316 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: 5	Z = 0 mm Z = 0 mm

1.8. LASTKOMBINASJON

Beregning utført for alle lastkombinasjoner bestående av:

- (1) $1,35 \cdot \langle kt \rangle + 1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $+ 1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon 20,32} + 1,50 \cdot \text{Nyttelast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,35 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,35 \cdot \text{Egenlast}$
 $1,50 \cdot \text{Lasttog posisjon 20,32}$
 $1,50 \cdot \text{Nyttelast (Dominerende)}$
- (2) $1,00 \cdot \langle kt \rangle + 1,00 \cdot \text{Egenlast}$
 Grensetilstand: Brudd
- $1,00 \cdot \langle \text{Konstruksjonens tyngde} \rangle$
 $1,00 \cdot \text{Egenlast}$

- (3) 1,00·<kt> + 1,00·Egenlast
+ 1,30·Lasttog posisjon
20,32 + 1,30·Nyttelast
Grensetilstand:

Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
1,00 * Egenlast
1,30 * Lasttog posisjon 20,32
1,30 * Nyttelast (Dominerende)

- (5) 1,00·<kt> + 1,00·Egenlast
+ 1,50·Lasttog posisjon
20,32 + 1,50·Nyttelast
Grensetilstand:

Brudd

1,00 * <Konstruksjonens tyngde>
1,00 * Egenlast
1,50 * Lasttog posisjon 20,32
1,50 * Nyttelast (Dominerende)

2. BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]
1	0,0(1)	-0,4(2)	0,0(2) max
	0,0(1)	-5,8(1)	-0,2(1) min
2	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,1(1) min
3	0,0(1)	0,0(1)	0,1(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
4	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,1(1) min
5	0,0(1)	0,0(1)	0,3(1) max
	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) min
6	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,0(1)	-0,6(1) min
7	0,0(1)	14,3(1)	0,0(2) max
	0,0(1)	0,6(2)	-0,5(1) min

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0,00(1)	0,00(1)	0,00(2) max
	0,00(1)	0,00(2)	0,00(1) min
2	0,00(1)	631,31(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	44,96(2)	0,00(2) min

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
3	0,00(1)	880,01(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	60,01(2)	0,00(2) min
4	0,00(1)	1024,92(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	78,05(2)	0,00(2) min
5	0,00(1)	1737,21(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	96,66(2)	0,00(2) min
6	0,00(1)	1094,41(1)	0,00(1) max
	0,00(1)	65,59(2)	0,00(2) min
7	0,00(1)	0,00(2)	0,00(2) max
	0,00(1)	0,00(5)	0,00(1) min

2.2. OPPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	0	0,00 (5)	0,00 (1)	0,00 (2) max
			0,00 (1)	0,00 (2)	0,00 (1) min
2	2000	0	0,00 (5) 631,31 (1)	0,00 (1) max	0,00 (1) max
			0,00 (1) 44,96 (2)	0,00 (2) min	0,00 (2) min
2	4579	0	0,00 (5) 880,01 (1)	0,00 (1) max	0,00 (1) max
			0,00 (1) 60,01 (2)	0,00 (2) min	0,00 (2) min
3	10608	0	0,00 (5) 1024,92 (1)	0,00 (1) max	0,00 (1) max
			0,00 (1) 78,05 (2)	0,00 (2) min	0,00 (2) min
4	16134	0	0,00 (5) 1737,21 (1)	0,00 (1) max	0,00 (1) max
			0,00 (1) 96,66 (2)	0,00 (2) min	0,00 (2) min
5	23134	0	0,00 (5) 1094,41 (1)	0,00 (1) max	0,00 (1) max
			0,00 (1) 65,59 (2)	0,00 (2) min	0,00 (2) min

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
2	0	397,69(1)	0,00(1)	-15,24(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	27,92(2)	0,00(1)	-207,98(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	1289	261,77(1)	0,00(1)	22,78(1)	0,0(1)	0,8(1) max
	1289	17,56(2)	0,00(1)	0,96(2)	0,0(1)	0,1(2) min
	2579	456,44(1)	0,00(1)	253,54(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	2579	30,40(2)	0,00(1)	17,16(2)	0,0(1)	0,0(2) min
	3	0	456,41(1)	0,00(1)	-36,83(2)	0,0(1)
0	30,40(2)	0,00(1)	-540,89(1)	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) min
3014	-29,89(2)	0,00(1)	1,04(2)	0,0(1)	0,0(1)	-0,5(2) max
3014	-451,27(1)	0,00(1)	-1,78(5)	0,0(1)	0,0(1)	-7,2(1) min
6029	447,87(1)	0,00(1)	538,05(1)	0,0(1)	0,0(1)	0,0(2) max
6029	36,68(2)	0,00(1)	38,92(2)	0,0(1)	0,0(1)	0,0(1) min

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
1	0	0,00(1)	0,00(1)	19,88(1)	0,0(1)	-0,4(2) max
	0	0,00(2)	0,00(1)	1,40(2)	0,0(1)	-5,8(1) min
	2000	397,69(1)	0,00(1)	377,81(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	2000	27,92(2)	0,00(1)	26,52(2)	0,0(1)	0,0(1) min
	2000	397,69(1)	0,00(1)	377,81(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	2000	27,92(2)	0,00(1)	26,52(2)	0,0(1)	0,0(1) min
4	0	447,88(1)	0,00(1)	-31,07(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	36,68(2)	0,00(1)	-371,98(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	2211	-6,42(2)	0,00(1)	67,64(5)	0,0(1)	1,3(5) max
	2211	-10,01(1)	0,00(1)	-0,21(2)	0,0(1)	0,0(2) min
	5526	1124,91(1)	0,00(1)	617,01(1)	0,0(1)	0,0(1) max
	5526	56,85(2)	0,00(1)	38,37(2)	0,0(1)	0,0(2) min
5	0	1124,87(1)	0,00(1)	-49,55(2)	0,0(1)	0,0(2) max
	0	56,84(2)	0,00(1)	-995,66(1)	0,0(1)	0,0(1) min
	4200	-48,65(2)	0,00(1)	-0,69(2)	0,0(1)	-1,0(2) max
	4200	-1141,33(1)	0,00(1)	-74,70(1)	0,0(1)	-23,1(1) min
	7000	253,81(1)	0,00(1)	707,07(1)	0,0(1)	0,0(2) max
	7000	17,82(2)	0,00(1)	38,40(2)	0,0(1)	0,0(1) min
6	0	253,85(1)	0,00(1)	-21,19(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	17,82(2)	0,00(1)	-301,85(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	0	253,85(1)	0,00(1)	-21,19(2)	0,0(1)	0,0(1) max
	0	17,82(2)	0,00(1)	-301,85(1)	0,0(1)	0,0(2) min
	1598	0,00(1)	0,00(1)	-1,12(2)	0,0(1)	14,3(1) max
	1598	0,00(2)	0,00(1)	-15,89(1)	0,0(1)	0,6(2) min

2.4. RESULTATER GRAFISK

2.4.1. Forskyvning



Største forskyvning: 23,6 mm

2.4.2. Moment



Største moment: 1141,33 kN·m

2.4.3. Aksialkraft

Studentversjon



Største aksialkraft: 0,00 kN

2.4.4. Skjærkraft



Største skjærkraft: 995,66 kN

3. KAPASITETSKONTROLL

3.1. EN 1993 UTNYTTELSESGRAD

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
2	0	0,24(1)	0,24(1)	0,28(1)	0,27(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	258	0,21(1)	0,21(1)	0,24(1)	0,24(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	516	0,19(1)	0,19(1)	0,21(1)	0,21(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	774	0,17(1)	0,17(1)	0,19(1)	0,19(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1032	0,16(1)	0,16(1)	0,18(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1289	0,16(1)	0,16(1)	0,18(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1547	0,17(1)	0,17(1)	0,19(1)	0,19(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1805	0,18(1)	0,18(1)	0,21(1)	0,21(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2063	0,21(1)	0,21(1)	0,24(1)	0,23(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2321	0,24(1)	0,24(1)	0,28(1)	0,27(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	2579	0,28(1)	0,28(1)	0,32(1)	0,31(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
3	0	0,28(1)	0,33(1)	0,45(1)	0,36(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	603	0,08(1)	0,08(1)	0,38(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1206	0,08(1)	0,08(1)	0,29(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1809	0,19(1)	0,19(1)	0,24(1)	0,21(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2412	0,25(1)	0,30(1)	0,29(1)	0,33(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3014	0,28(1)	0,33(1)	0,31(1)	0,36(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3617	0,26(1)	0,30(1)	0,29(1)	0,33(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4220	0,19(1)	0,19(1)	0,24(1)	0,21(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4823	0,08(1)	0,08(1)	0,28(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	5426	0,08(1)	0,08(1)	0,38(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	6029	0,27(1)	0,33(1)	0,45(1)	0,36(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
1	0	0,01(1)	0,00(1)	0,02(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen
	200	0,00(1)	0,00(1)	0,03(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	400	0,01(1)	0,01(1)	0,06(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	600	0,02(1)	0,02(1)	0,09(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	800	0,04(1)	0,04(1)	0,13(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1000	0,06(1)	0,06(1)	0,16(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1200	0,09(1)	0,09(1)	0,19(1)	0,10(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1400	0,12(1)	0,12(1)	0,22(1)	0,13(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1600	0,16(1)	0,16(1)	0,26(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1800	0,20(1)	0,20(1)	0,31(1)	0,22(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2000	0,24(1)	0,24(1)	0,35(1)	0,27(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
4	0	0,27(1)	0,32(1)	0,37(1)	0,35(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	553	0,15(1)	0,15(1)	0,25(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1105	0,06(1)	0,06(1)	0,16(1)	0,07(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1658	0,01(5)	0,01(5)	0,08(1)	0,01(5)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2211	0,01(1)	0,01(1)	0,01(5)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2763	0,02(5)	0,02(5)	0,10(1)	0,02(5)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3316	0,08(5)	0,08(5)	0,18(1)	0,09(5)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	3868	0,17(1)	0,17(1)	0,28(1)	0,20(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	4421	0,31(1)	0,36(1)	0,43(1)	0,40(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	4974	0,48(1)	0,56(1)	0,60(1)	0,62(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
	5526	0,69(1)	0,81(1)	0,80(1)	0,88(1)	EN 1993-1-1 6.3.2 Ligning (6.54) om y-aksen
5	0	0,69(1)	0,88(1)	0,95(1)	0,95(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	700	0,26(1)	0,34(1)	0,74(1)	0,36(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	1400	0,11(1)	0,11(1)	0,63(1)	0,12(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	2100	0,41(1)	0,53(1)	0,61(1)	0,57(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	2800	0,58(1)	0,74(1)	0,65(1)	0,80(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	3500	0,67(1)	0,86(1)	0,75(1)	0,92(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)

Seg. nr.	Snitt [mm]	Pl.tv	Pl.stab	El.tv	El.stab	Info
	4200	0,70(1)	0,90(1)	0,79(1)	0,97(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	4900	0,58(1)	0,74(1)	0,65(1)	0,80(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	5600	0,39(1)	0,50(1)	0,51(1)	0,54(1)	EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62)
	6300	0,15(1)	0,15(1)	0,51(1)	0,17(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	7000	0,16(1)	0,16(1)	0,56(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
6	0	0,16(1)	0,16(1)	0,25(1)	0,18(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	160	0,13(1)	0,13(1)	0,23(1)	0,14(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	320	0,10(1)	0,10(1)	0,20(1)	0,11(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	479	0,08(1)	0,08(1)	0,18(1)	0,09(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	639	0,06(1)	0,06(1)	0,15(1)	0,06(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	799	0,04(1)	0,04(1)	0,13(1)	0,04(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	959	0,02(1)	0,02(1)	0,10(1)	0,03(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1119	0,01(1)	0,01(1)	0,08(1)	0,02(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1278	0,01(1)	0,01(1)	0,05(1)	0,01(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1438	0,00(1)	0,00(1)	0,03(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.8 (bøyning og skjær)
	1598	0,00(2)	0,00(1)	0,01(1)	0,00(1)	EN 1993-1-1 6.2.6 om z-aksen

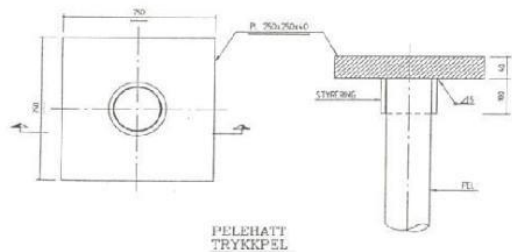
3.2. KAPASITETSKART



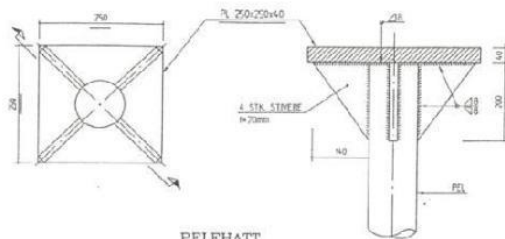
Største kapasitetsutnyttelse: 89,79 % (EN 1993-1-1 6.3.3 Ligning (6.62))

Vedlegg E: Stålkjernepæler

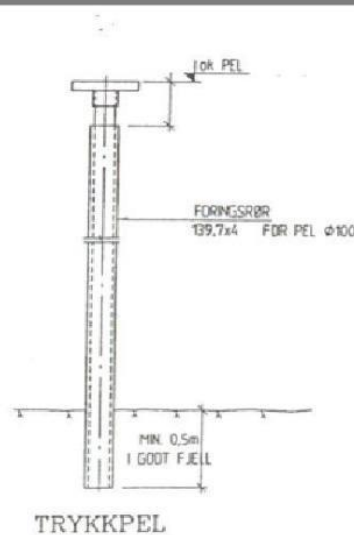
Tilgjengelig fra Fundamentering AS
(<http://www.fas.no/produktark>)



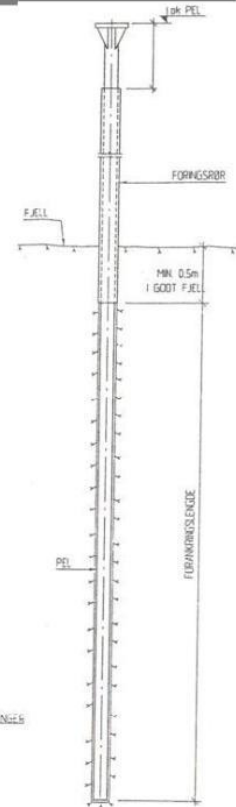
PELEHATT TRYKKPEL



PELEHATT STREKKPEL



TRYKKPEL



STREKKPEL

Trykkapasiteten beregnes ved:

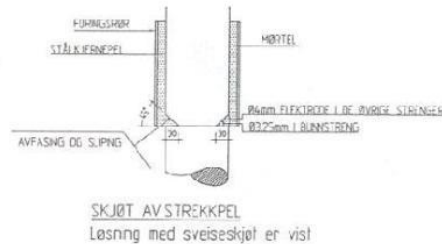
$$N_i = f_a \frac{A f_y}{j_m}$$

Der A er stålareal på pel og

$$f_a = 0,9$$

$$f_y \text{ etter NS-EN 10025}$$

$$j_m = 1,10$$



SKJØT AV STREKKPEL
Løsning med sveiseskjøt er vist

Rundtstål					Kvadratisk pelehode			Boreutstyr	Rør Dimensjon [mm]	Omstøp [l/m]
Ø [mm]	Volum [l/m]	Vekt [kg/m]	f _y [MPa]	Trykk [kN]	Sidekant [mm]	Tykkelse [mm]	Vekt [kg]			
50	2,0	15,7	335	538				Odex 76	88,9 x 3,2	3,4
60	2,8	22,6	325	752						
70	3,8	30,8	325	1023	180	32	8,3	Odex 90	114,3 x 3,6	5,2
80	5,0	40,2	325	1337						
90	6,4	50,9	315	1640	200	35	11,2	Tubex 115	139,7 x 4,0	7,3
100	7,9	62,8	315	2024	250	40	20,0	Tubex 115	139,7 x 4,0	5,8
110	9,5	76,0	295	2294	280	50	31,4	Tubex 140	168,3 x 4,5	10,4
120	11,3	90,5	295	2730	310	55	42,3	Tubex 140	168,3 x 4,5	8,6
130	13,3	106,2	295	3204	360	60	62,2	Tubex 165	193,7 x 5,0	13,2
								Tubex 165	193,7 x 5,0	13,2
140	15,4	123,2	295	3716						
150	17,7	141,4	295	4265	440	65	100,7	Tubex 165	193,7 x 5,0	8,8
								Tubex 190	219,1 x 6,3	15,8
180	25,4	203,6	285	5934	490	80	153,7	Tubex 215	257,0 x 6,3	21,5
								Tubex 240	273,0 x 6,3	27,8
200	31,4	251,4	285	7326				Tubex 240	273,0 x 6,3	21,8

Vedlegg F: Super Cone Fenders

Tilgjengelig fra Trelleborg Marine Systems

(http://www.trelleborg.com/upload/MarineSystems2011/Literature/TMS_CH1.pdf)

SUPER CONE FENDERS

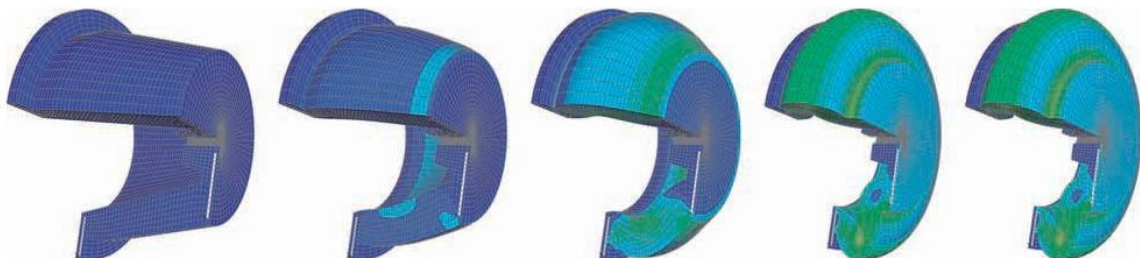
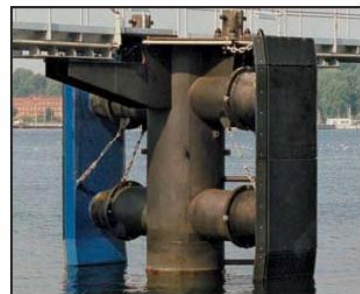
Super Cones are the latest generation of 'cell' fender, with optimal performance and efficiency. The conical body shape makes the SCN very stable even at large compression angles, and provides excellent shear strength. With overload stops the Super Cone is even more resistant to over-compression.

Features

- I Highly efficient geometry
- I No performance loss even at large berthing angles
- I Stable shape resists shear
- I Wide choice of rubber compounds

Applications

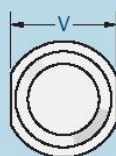
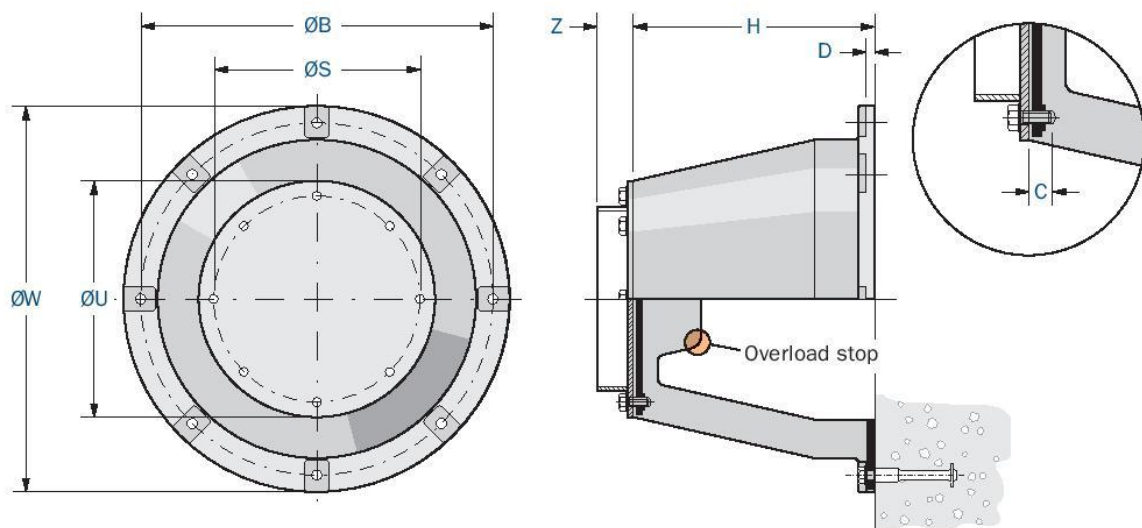
- I General cargo berths
- I Bulk terminals
- I Oil and LNG facilities
- I Container berths
- I RoRo and cruise terminals
- I Parallel motion systems
- I Monopiles and dolphins



SUPER CONE FENDERS

	H	ØW	V	ØU	C	D	ØB	ØS	Anchors/ Head bolts	Z _{min}	Weight
SCN 300	300	500	-	295	27-37	20-25	440	255	4 × M20	45	40
SCN 350	350	570	-	330	27-37	20-25	510	275	4 × M20	52	50
SCN 400	400	650	-	390	30-40	20-28	585	340	4 × M24	60	76
SCN 500	500	800	-	490	32-42	30-38	730	425	4 × M24	75	160
SCN 550	550	880	-	540	32-42	30-38	790	470	4 × M24	82	210
SCN 600	600	960	-	590	40-52	35-42	875	515	4 × M30	90	270
SCN 700	700	1120	-	685	40-52	35-42	1020	600	4 × M30	105	411
SCN 800	800	1280	-	785	40-52	35-42	1165	685	6 × M30	120	606
SCN 900	900	1440	-	885	40-52	35-42	1313	770	6 × M30	135	841
SCN 950	950	1520	1440	930	40-52	40-50	1390	815	6 × M30	142	980
SCN 1000	1000	1600	-	980	50-65	40-50	1460	855	6 × M36	150	1125
SCN 1050	1050	1680	-	1030	50-65	45-55	1530	900	6 × M36	157	1360
SCN 1100	1100	1760	-	1080	50-65	50-58	1605	940	8 × M36	165	1567
SCN 1200	1200	1920	-	1175	57-80	50-58	1750	1025	8 × M42	180	2028
SCN 1300	1300	2080	-	1275	65-90	50-58	1900	1100	8 × M48	195	2455
SCN 1400	1400	2240	2180	1370	65-90	60-70	2040	1195	8 × M48	210	3105
SCN 1600	1600	2560	2390	1570	65-90	70-80	2335	1365	8 × M48	240	4645
SCN 1800	1800	2880	2700	1765	75-100	70-80	2625	1540	10 × M56	270	6618
SCN 2000	2000	3200	-	1955	80-105	90-105	2920	1710	10 × M56	300	9560

[Units: mm, kg]



Some SCN sizes have a modified flange for reduced shipping dimensions.

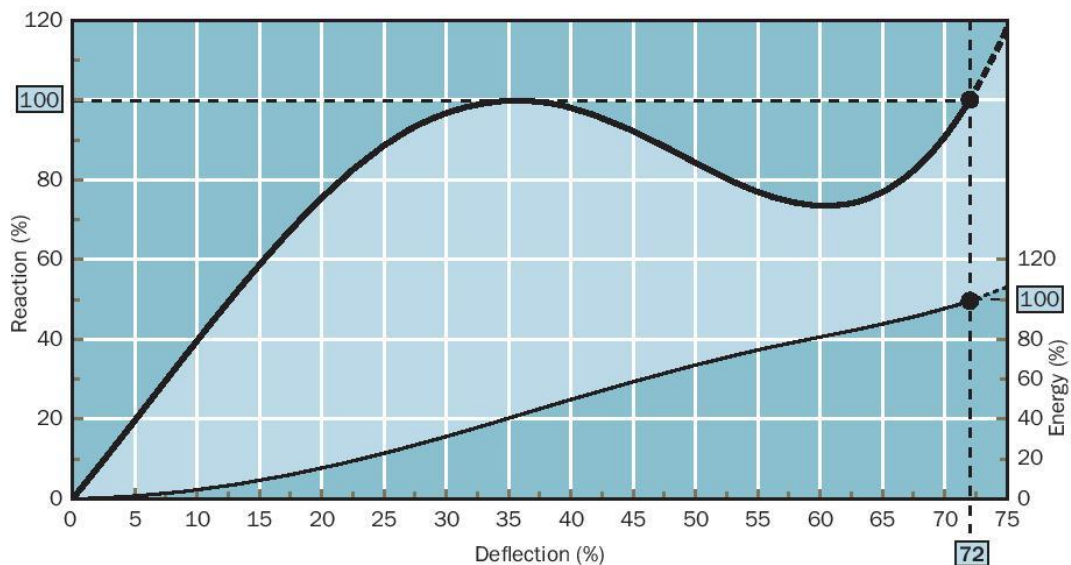
SUPER CONE FENDERS

Rated Performance Data (RPD)*

		E0.9	E1.0	E1.1	E1.2	E1.3	E1.4	E1.5	E1.6	E1.7	E1.8	E1.9	E2.0
SCN 300	E _R	7.7	8.6	8.9	9.2	9.5	9.8	10.1	10.4	10.6	10.9	11.2	11.5
	R _R	59	65	67	68	70	72	74	75	77	79	80	82
SCN 350	E _R	12.5	13.9	14.4	14.8	15.3	15.7	16.2	16.7	17.1	17.6	18	18.5
	R _R	80	89	91	93	96	98	100	102	104	107	109	111
SCN 400	E _R	18.6	20.7	21.4	22.1	22.8	23.5	24.2	24.8	25.5	26.2	26.9	27.6
	R _R	104	116	119	122	125	128	131	133	136	139	142	145
SCN 500	E _R	36.5	40.5	41.9	43.2	44.6	45.9	47.3	48.6	50	51.3	52.7	54
	R _R	164	182	187	191	196	200	205	209	214	218	223	227
SCN 550	E _R	49	54	56	58	59	61	63	65	67	68	70	72
	R _R	198	220	226	231	237	242	248	253	259	264	270	275
SCN 600	E _R	63	70	72	74	76	78	80	82	84	86	88	90
	R _R	225	250	257	263	270	276	283	289	296	302	309	315
SCN 700	E _R	117	130	134	137	141	144	148	151	155	158	162	165
	R _R	320	355	365	374	384	393	403	412	422	431	441	450
SCN 800	E _R	171	190	196	201	207	212	218	223	229	234	240	245
	R _R	419	465	478	490	503	515	528	540	553	565	578	590
SCN 900	E _R	248	275	282	289	296	303	310	317	324	331	338	345
	R _R	527	585	601	617	633	649	665	681	697	713	729	745
SCN 950	E _R	291	322	331	339	348	356	364	373	381	390	398	407
	R _R	588	653	671	688	706	724	742	759	777	795	813	830
SCN 1000	E _R	338	375	385	395	405	415	425	435	445	455	465	475
	R _R	653	725	745	764	784	803	823	842	862	881	901	920
SCN 1050	E _R	392	435	447	458	470	481	493	504	516	527	539	550
	R _R	720	800	822	843	865	886	908	929	951	972	994	1015
SCN 1100	E _R	450	500	514	527	541	554	568	581	595	608	622	635
	R _R	788	875	899	923	947	971	995	1019	1043	1067	1091	1115
SCN 1200	E _R	585	650	668	685	703	720	738	755	773	790	808	825
	R _R	941	1045	1073	1101	1129	1157	1185	1213	1241	1269	1297	1325
SCN 1300	E _R	743	825	847	869	891	913	935	957	979	1001	1023	1045
	R _R	1103	1225	1258	1291	1324	1357	1390	1423	1456	1489	1522	1555
SCN 1400	E _R	927	1030	1058	1085	1113	1140	1168	1195	1223	1250	1278	1305
	R _R	1278	1420	1459	1497	1536	1574	1613	1651	1690	1728	1767	1805
SCN 1600	E _R	1382	1535	1577	1618	1660	1701	1743	1784	1826	1867	1909	1950
	R _R	1670	1855	1905	1955	2005	2055	2105	2155	2205	2255	2305	2355
SCN 1800	E _R	1967	2185	2244	2303	2362	2421	2480	2539	2598	2657	2716	2775
	R _R	2115	2350	2413	2476	2539	2602	2665	2728	2791	2854	2917	2980
SCN 2000	E _R	2700	3000	3080	3160	3240	3320	3400	3480	3560	3640	3720	3800
	R _R	2610	2900	2978	3056	3134	3212	3290	3368	3446	3524	3602	3680

*in accordance with PIANC.

[Units: kNm, kN]



SUPER CONE FENDERS

Rated Performance Data (RPD)*

		E2.1	E2.2	E2.3	E2.4	E2.5	E2.6	E2.7	E2.8	E2.9	E3.0	E3.1	E/R (ε)
SCN 300	E _R	11.8	12.1	12.4	12.7	13.0	13.3	13.5	13.8	14.1	14.4	15.9	0.138
	R _R	84	86	89	91	93	95	97	100	102	104	114	
SCN 350	E _R	19	19.4	19.9	20.3	20.8	21.3	21.7	22.2	22.6	23.1	25.4	0.163
	R _R	114	117	120	123	126	129	132	135	138	141	155	
SCN 400	E _R	28.3	29	29.7	30.4	31.1	31.8	32.5	33.2	33.9	34.6	38.1	0.186
	R _R	149	153	157	161	165	169	173	177	181	185	204	
SCN 500	E _R	55.4	56.7	58.1	59.4	60.8	62.2	63.5	64.9	66.2	67.6	74.4	0.232
	R _R	233	239	246	252	258	264	270	277	283	289	318	
SCN 550	E _R	74	76	77	79	81	83	85	86	88	90	99	0.256
	R _R	283	290	298	305	313	320	328	335	343	350	385	
SCN 600	E _R	93	96	99	102	105	108	111	114	117	120	132	0.290
	R _R	324	332	341	349	358	366	375	383	392	400	440	
SCN 700	E _R	169	173	177	181	185	189	193	197	201	205	226	0.364
	R _R	462	474	486	498	510	522	534	546	558	570	627	
SCN 800	E _R	252	258	265	271	278	284	291	297	304	310	341	0.414
	R _R	606	621	637	652	668	683	699	714	730	745	820	
SCN 900	E _R	355	364	374	383	393	402	412	421	431	440	484	0.466
	R _R	765	785	805	825	845	865	885	905	925	945	1040	
SCN 950	E _R	418	429	440	451	463	473	485	496	507	518	570	0.492
	R _R	853	875	897	919	941	963	986	1008	1030	1052	1158	
SCN 1000	E _R	488	501	514	527	540	553	566	579	592	605	666	0.518
	R _R	945	969	994	1018	1043	1067	1092	1116	1141	1165	1282	
SCN 1050	E _R	565	580	595	610	625	640	655	670	685	700	770	0.544
	R _R	1042	1069	1096	1123	1150	1177	1204	1231	1258	1285	1414	
SCN 1100	E _R	652	669	686	703	720	737	754	771	788	805	886	0.571
	R _R	1145	1174	1204	1233	1263	1292	1322	1351	1381	1410	1551	
SCN 1200	E _R	847	869	891	913	935	957	979	1001	1023	1045	1150	0.622
	R _R	1361	1396	1432	1467	1503	1538	1574	1609	1645	1680	1848	
SCN 1300	E _R	1074	1102	1131	1159	1188	1216	1245	1273	1302	1330	1463	0.674
	R _R	1597	1638	1680	1721	1763	1804	1846	1887	1929	1970	2167	
SCN 1400	E _R	1341	1376	1412	1447	1483	1518	1554	1589	1625	1660	1826	0.725
	R _R	1853	1901	1949	1997	2045	2093	2141	2189	2237	2285	2514	
SCN 1600	E _R	2003	2056	2109	2162	2215	2268	2321	2374	2427	2480	2728	0.830
	R _R	2418	2480	2543	2605	2668	2730	2793	2855	2918	2980	3278	
SCN 1800	E _R	2851	2926	3002	3077	3153	3228	3304	3379	3455	3530	3883	0.932
	R _R	3060	3139	3219	3298	3378	3457	3537	3616	3696	3775	4153	
SCN 2000	E _R	3904	4008	4112	4216	4320	4424	4528	4632	4736	4840	5324	1.039
	R _R	3778	3876	3974	4072	4170	4268	4366	4464	4562	4660	5126	

*in accordance with PIANC.

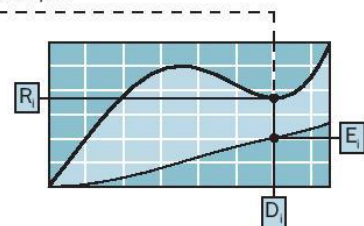
[Units: kNm, kN]

Intermediate deflections

D _i (%)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	72	75
E _i (%)	0	1	4	8	15	22	31	40	50	59	67	75	82	89	96	100	106
R _i (%)	0	19	39	59	75	89	97	100	98	92	84	77	73	77	91	100	118

Nominal rated deflection may vary at RPD. Refer to p12-35.

example



PIANC factors (from 3rd party witnessed Type Approval testing)

Angle factor

Angle (°)	AF
0	1.000
3	1.039
5	1.055
8	1.029
10	1.000
15	0.856
20	0.739

Temperature factor

Temperature (°C)	TF
50	0.882
40	0.926
30	0.969
23	1.000
10	1.056
0	1.099
-10	1.143
-20	1.186
-30	1.230

Velocity factor

Time (seconds)	VF
1	1.050
2	1.020
3	1.012
4	1.005
5	1.000
6	1.000
8	1.000
>10	1.000

For steady state deceleration, the compression time is:

$$t \text{ (seconds)} = \frac{2d}{V_i}$$

d = fender deflection (mm)

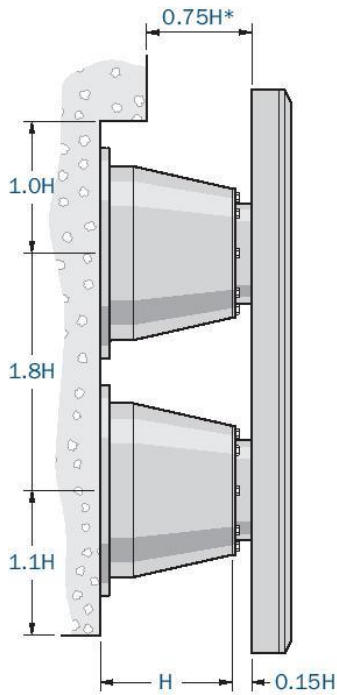
V_i = impact speed (mm/s)

If compression time t < 4s, please ask.

Refer to page 1-2 for further information.

SUPER CONE FENDERS

Clearances

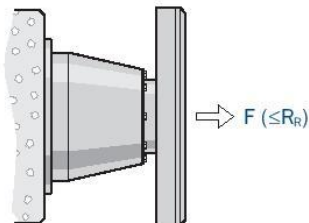


* does not allow for bow flares

There must be enough space around and between Super Cone fenders and the steel panel to allow them to deflect without interference.

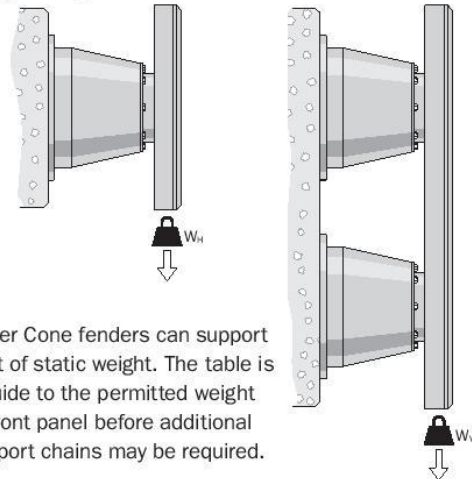
Distances given in the above diagram are for guidance. If in doubt, please ask.

Tension



If the tensile load exceeds the rated reaction then tension chains may be required. Please ask for advice on the design of tension chains.

Weight support



Super Cone fenders can support a lot of static weight. The table is a guide to the permitted weight of front panel before additional support chains may be required.

SCN	Panel weight (kg)	
	Single or multiple horizontal (n ≥ 1)	Multiple vertical (n ≥ 2)
E1	$W_H \leq n \times 1.0 \times W$	$W_V \leq n \times 1.25 \times W$
E2	$W_H \leq n \times 1.3 \times W$	$W_V \leq n \times 1.625 \times W$
E3	$W_H \leq n \times 1.5 \times W$	$W_V \leq n \times 1.875 \times W$

n = number of Super Cones. W = Super Cone weight

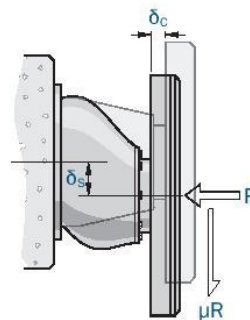
WH = panel weight – single or multi-horizontal

WV = panel weight – single or multi-vertical

Interpolate for other grades.

Refer to TMS when Super Cone direction is reversed.

Shear



Super Cones are very stable in shear. The table is a guide to maximum shear deflections (δ_s) for different shear coefficients (μ) and rubber grades.

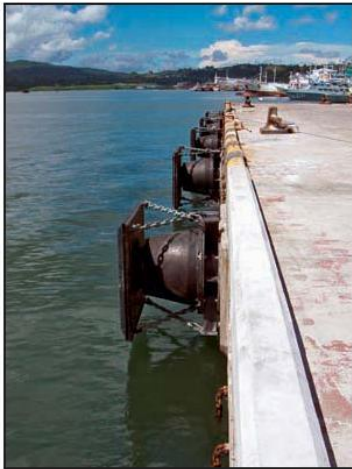
δ_s	Friction coefficients (μ)			
	0.15	0.2	0.25	0.3
E1	7%	9%	11%	14%
E2	9%	11%	14%	17%
E3	11%	17%	18%	22%

δ_s (max) usually occurs at $\delta_c = 0.3H$ to $0.35H$.

For $\delta_s \geq 20\%$, refer to TMS.

SUPER CONE FENDERS

**Proven
in practice**



SUPER CONE FENDERS

**Proven
in practice**



Vedlegg G: SCK Cell Fenders

Tilgjengelig fra Trelleborg Marine Systems

(http://www.trelleborg.com/upload/MarineSystems2011/Literature/TMS_CH1.pdf)

SCK CELL FENDERS

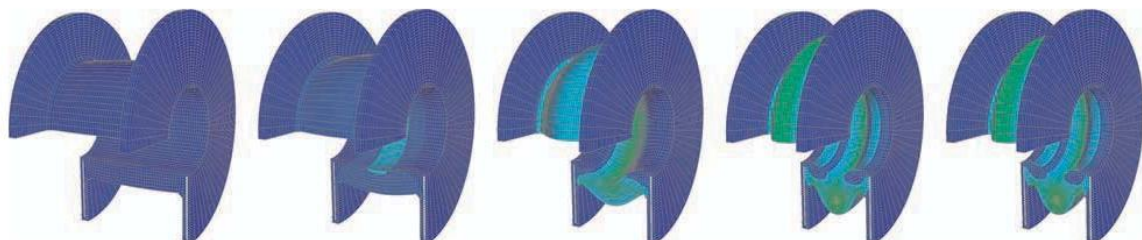
SCK Cell fenders have a very long track record and remain popular because of their simplicity, high performance and strength. They come in a wide range of standard sizes and are interchangeable with many older cell fender types.

Features

- I High performance
- I Can support large panels
- I Strong, well-proven design
- I Ideal for low hull pressure systems

Applications

- I Oil and LNG facilities
- I Bulk terminals
- I Offshore platforms
- I Container berths
- I RoRo and cruise terminals
- I Multi-user berths

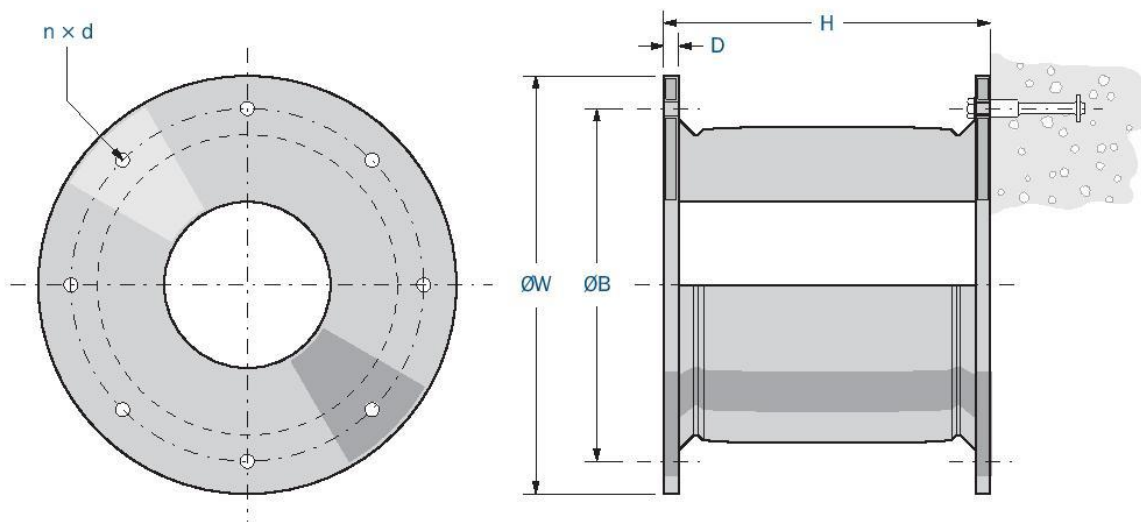


SCK CELL FENDERS

Dimensions

	H	ØW	ØB	D	d	Anchors/ head bolts	Weight
SCK 400H	400	650	550	25	30	4 × M22	75
SCK 500H	500	650	550	25	32	4 × M24	95
SCK 630H	630	840	700	25	32	4 × M27	220
SCK 800H	800	1050	900	30	40	6 × M30	400
SCK 1000H	1000	1300	1100	35	45	6 × M36	790
SCK 1150H	1150	1500	1300	40	50	6 × M42	1200
SCK 1250H	1250	1650	1450	40	50	6 × M42	1500
SCK 1450H	1450	1850	1650	42	61	6 × M48	2300
SCK 1600H	1600	2000	1800	45	61	8 × M48	3000
SCK 1700H	1700	2100	1900	50	66	8 × M56	3700
SCK 2000H	2000	2200	2000	50	76	8 × M64	5000
SCK 2250H	2250	2550	2300	57	76	10 × M64	7400
SCK 2500H	2500	2950	2700	70	76	10 × M64	10700
SCK 3000H	3000	3350	3150	75	92	12 × M76	18500

[Units: mm, kg]



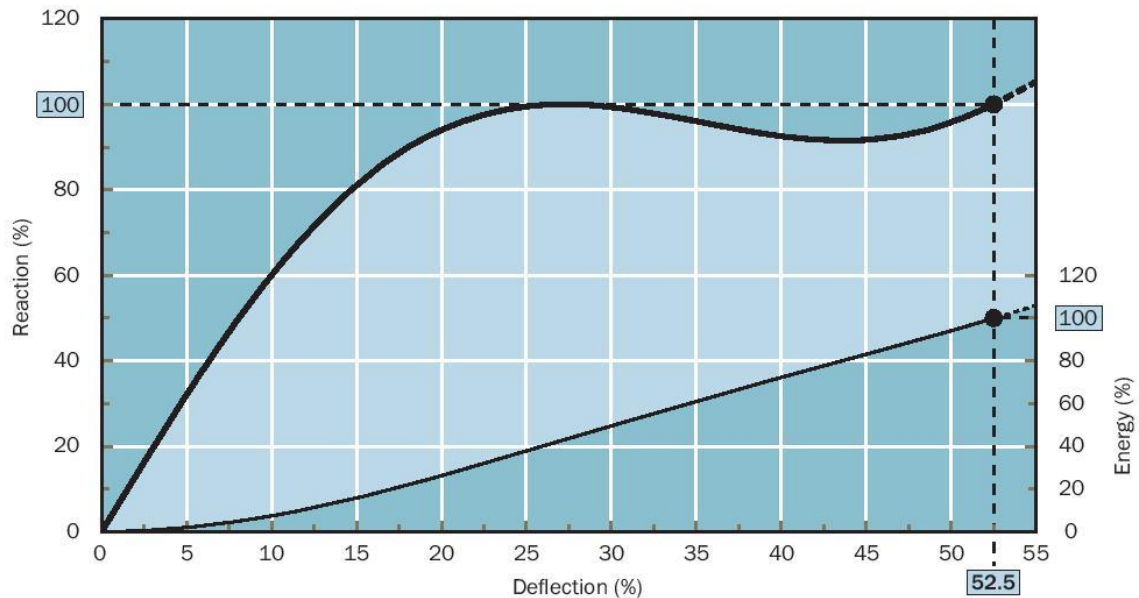
SCK CELL FENDERS

Rated Performance Data (RPD)*

		E0.9	E1.0	E1.1	E1.2	E1.3	E1.4	E1.5	E1.6	E1.7	E1.8	E1.9	E2.0
SCK 400H	E _R	8.8	9.8	10.4	11.0	11.6	12.2	12.7	13.3	13.9	14.5	15.1	15.7
	R _R	50.3	55.9	59.4	62.9	66.5	70	73.5	77.1	80.6	84.1	87.7	91.2
SCK 500H	E _R	16.7	18.6	19.8	20.9	22.1	23.3	24.5	25.7	26.8	28	29.2	30.4
	R _R	78.6	87.3	92.8	98.3	104	109	115	120	126	131	137	142
SCK 630H	E _R	34.4	38.2	40.6	42.9	45.3	47.6	50	52.4	54.7	57.1	59.4	61.8
	R _R	124	137	146	155	163	172	180	189	198	206	215	224
SCK 800H	E _R	67.1	74.5	79.5	84.5	89.5	94.5	99.5	104	109	114	119	124
	R _R	190	211	225	240	254	268	283	297	312	326	341	355
SCK 1000H	E _R	138	153	163	172	182	191	201	211	220	230	239	249
	R _R	314	349	371	393	415	437	458	480	502	524	545	568
SCK 1150H	E _R	210	233	248	263	277	292	306	321	336	350	365	379
	R _R	416	462	491	520	548	577	606	635	664	692	721	750
SCK 1250H	E _R	269	299	318	337	355	374	393	411	430	449	468	486
	R _R	491	545	579	614	648	682	716	750	784	818	852	887
SCK 1450H	E _R	421	468	497	526	555	585	614	643	672	702	731	760
	R _R	661	734	781	828	875	922	969	1016	1063	1110	1157	1193
SCK 1600H	E _R	566	629	668	707	746	785	825	864	903	942	982	1021
	R _R	805	894	950	1006	1062	1118	1174	1230	1286	1342	1397	1453
SCK 1700H	E _R	678	753	800	847	895	942	989	1036	1083	1131	1178	1225
	R _R	908	1009	1072	1135	1199	1262	1325	1388	1451	1514	1577	1641
SCK 2000H	E _R	1104	1227	1304	1380	1457	1534	1610	1687	1764	1840	1917	1994
	R _R	1258	1397	1485	1572	1659	1746	1833	1920	2007	2094	2181	2268
SCK 2250H	E _R	1854	2060	2169	2279	2388	2497	2606	2715	2824	2933	3042	3151
	R _R	1876	2085	2195	2309	2416	2527	2637	2747	2858	2968	3079	3189
SCK 2500H	E _R	2544	2826	2976	3026	3275	3425	3575	3724	3874	4024	4173	4323
	R _R	2317	2574	2711	2847	2983	3120	3256	3392	3528	3665	3801	3937
SCK 3000H	E _R	3795	4217	4452	4688	4923	5158	5394	5629	5865	6100	6335	6571
	R _R	3310	3678	3879	4080	4281	4482	4683	4884	5085	5286	5487	5688

*in accordance with PIANC.

[Units: kNm, kN]



SCK CELL FENDERS

Rated Performance Data (RPD)*

		E2.1	E2.2	E2.3	E2.4	E2.5	E2.6	E2.7	E2.8	E2.9	E3.0	E3.1	E/R (ε)
SCK 400H	E _R	16.2	16.7	17.2	17.7	18.1	18.6	19.1	19.6	20.1	20.6	22.7	0.174
	R _R	93.8	96.5	99.1	102	104	107	110	112	115	118	129	
SCK 500H	E _R	31.3	32.2	33	33.9	34.8	35.7	36.6	37.4	38.3	39.2	43.1	0.213
	R _R	146	151	155	159	163	167	172	176	180	184	203	
SCK 630H	E _R	63.7	65.5	67.4	69.2	71.1	72.9	74.8	76.7	78.5	80.4	88.4	0.277
	R _R	230	237	244	250	257	264	270	277	284	290	319	
SCK 800H	E _R	128	132	136	140	144	147	151	155	159	163	179	0.351
	R _R	366	377	388	399	409	420	431	442	453	464	510	
SCK 1000H	E _R	256	264	271	279	286	294	301	309	316	324	356	0.438
	R _R	585	602	619	636	653	670	687	704	720	737	811	
SCK 1150H	E _R	391	402	413	425	436	447	458	470	481	492	541	0.505
	R _R	773	795	818	840	863	886	908	931	953	976	1073	
SCK 1250H	E _R	501	516	530	545	559	574	589	603	618	633	696	0.548
	R _R	913	940	967	993	1020	1047	1073	1100	1127	1153	1269	
SCK 1450H	E _R	783	805	828	851	874	897	919	942	965	988	1086	0.637
	R _R	1229	1265	1301	1337	1372	1408	1444	1480	1516	1551	1707	
SCK 1600H	E _R	1051	1082	1113	1143	1174	1204	1235	1266	1296	1327	1460	0.702
	R _R	1497	1540	1584	1628	1671	1715	1758	1802	1845	1889	2078	
SCK 1700H	E _R	1262	1298	1335	1372	1408	1445	1482	1518	1555	1592	1751	0.746
	R _R	1690	1739	1788	1837	1886	1935	1985	2034	2083	2132	2345	
SCK 2000H	E _R	2054	2113	2173	2233	2293	2353	2412	2472	2532	2592	2851	0.879
	R _R	2336	2403	2470	2538	2605	2673	2740	2807	2875	2942	3236	
SCK 2250H	E _R	3245	3340	3435	3529	3624	3718	3813	3907	4002	4096	4506	0.988
	R _R	3285	3381	3476	3572	3668	3763	3859	3955	4051	4146	4561	
SCK 2500H	E _R	4452	4582	4712	4841	4971	5101	5230	5360	5490	5619	6181	1.098
	R _R	4056	4174	4292	4410	4528	4647	4765	4883	5001	5119	5631	
SCK 3000H	E _R	6761	6952	7143	7334	7525	7716	7906	8097	8288	8479	9327	1.152
	R _R	5856	6023	6191	6358	6526	6693	6860	7028	7195	7363	8099	

*in accordance with PIANC.

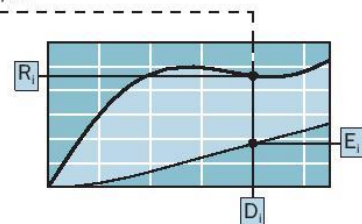
[Units: kNm, kN]

Intermediate deflections

D _i (%)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	52.5	55
E _i (%)	0	2	7	16	26	38	50	61	72	83	94	100	106
R _i (%)	0	32	60	81	94	99	99	96	92	92	96	100	106

Nominal rated deflection may vary at RPD. Refer to p12-35.

example



PIANC factors (from 3rd party witnessed Type Approval testing)

Angle factor

Angle (°)	AF
0	1.000
3	0.977
5	0.951
8	0.909
10	0.883
15	0.810
20	0.652

Temperature factor

Temperature (°C)	TF
50	0.882
40	0.926
30	0.969
23	1.000
10	1.056
0	1.099
-10	1.143
-20	1.186
-30	1.230

Velocity factor

Time (seconds)	VF
1	1.005
2	1.002
3	1.001
4	1.001
5	1.000
6	1.000
8	1.000
>10	1.000

For steady state deceleration, the compression time is:

$$t \text{ (seconds)} = \frac{2d}{V_i}$$

d = fender deflection (mm)

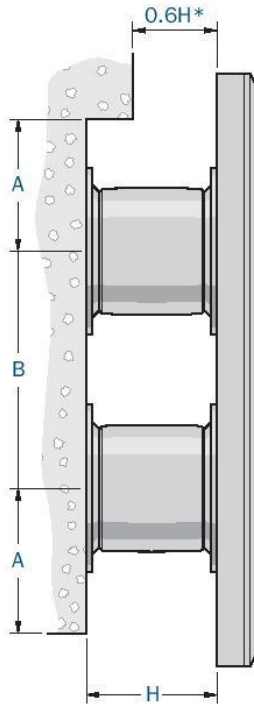
V_i = impact speed (mm/s)

If compression time t < 4s, please ask.

Refer to page 1-2 for further information.

SCK CELL FENDERS

Clearances



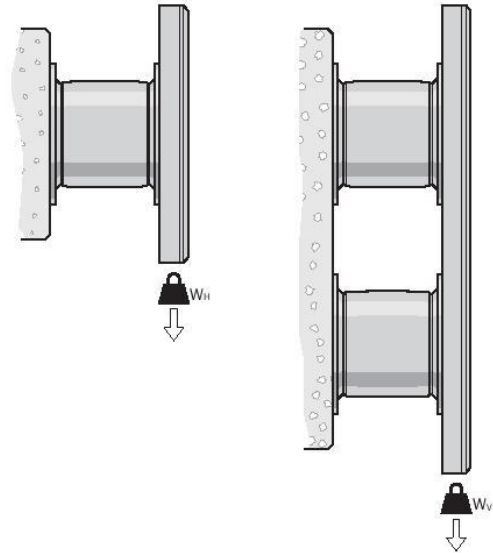
* does not allow for bow flares

There must be enough space around and between the Cell fenders and the steel panel to allow them to deflect without interference.

Distances given in the above diagram are for guidance. If in doubt, please ask.

SCK (H)	Edge (A)	Centres (B)
400	480	700
500	510	700
630	600	880
800	700	1120
1000	850	1500
1150	990	1730
1250	1060	1870
1450	1200	2180
1600	1270	2400
1700	1470	2550
2000	1560	2880
2250	1710	3360
2500	1910	3730
3000	2240	4500

Weight support

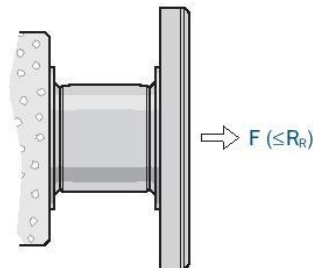


Cell fenders can support a lot of static weight. The table is a guide to the permitted weight of front panel before additional support chains may be required.

SCK	Single or multiple horizontal (n≥1)	Multiple vertical (n≥2)	H
E1	$W_H \leq n \times 1.0 \times W$	$W_V \leq n \times 1.25 \times W$	≤800
E2	$W_H \leq n \times 1.3 \times W$	$W_V \leq n \times 1.75 \times W$	
E3	$W_H \leq n \times 1.5 \times W$	$W_V \leq n \times 2.25 \times W$	
E1	$W_H \leq n \times 11 \times W^{0.6}$	$W_V \leq n \times 13.75 \times W^{0.6}$	≥1000
E2	$W_H \leq n \times 19 \times W^{0.6}$	$W_V \leq n \times 23.75 \times W^{0.6}$	
E3	$W_H \leq n \times 25 \times W^{0.6}$	$W_V \leq n \times 31.25 \times W^{0.6}$	

n = number of Cell fenders. W = SCK weight
 W_H = panel weight – single or multi-horizontal
 W_V = panel weight – single or multi-vertical
 Interpolate for other grades

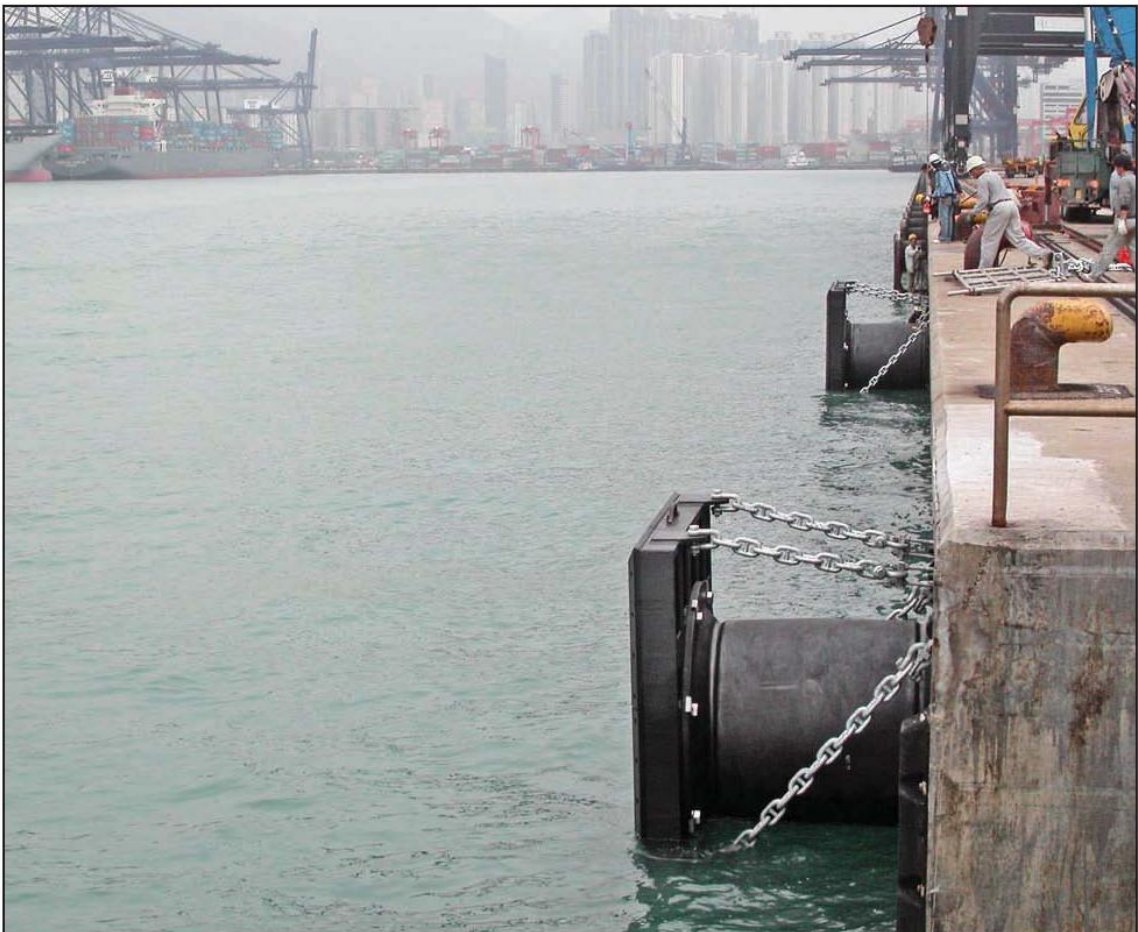
Tension



If the tensile load exceeds the rated reaction then tension chains may be required. Please ask for advice on the design of tension chains.

SCK CELL FENDERS

**Proven
in practice**



Vedlegg H: Arch Fenders

Tilgjengelig fra Trelleborg Marine Systems

(http://www.trelleborg.com/upload/MarineSystems2011/Literature/TMS_CH1.pdf)

ARCH FENDERS

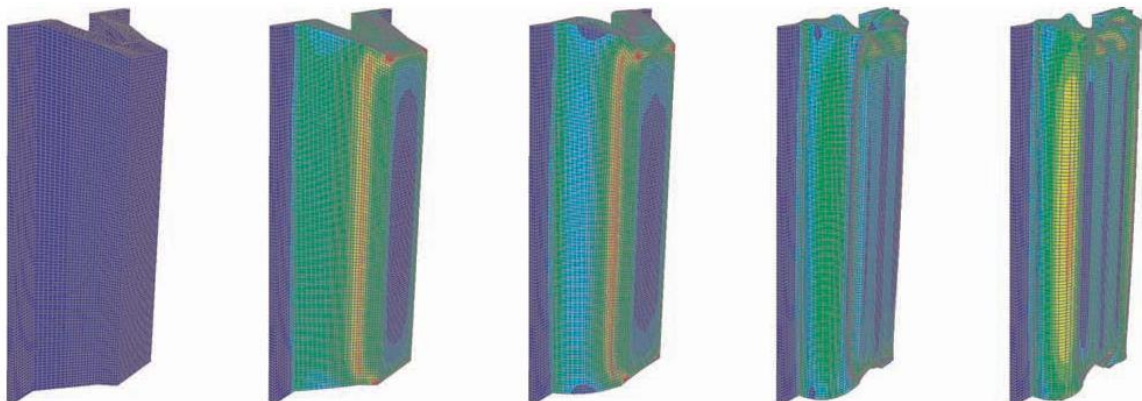
Arch fenders are simple and rugged, providing reliable and trouble-free service for a wide variety of berths even under the most severe conditions. The AN-fender is a traditional rubber faced unit whilst the ANP-fender can be fitted with either UHMW-PE face pads or connected to a steel panel.

Features

- | Simple one-piece design
- | Strong and hard wearing
- | Excellent shear performance
- | Large range of standard sizes

Applications

- | RoRo berths
- | General cargo
- | Workboat harbours
- | Barge and tug berths

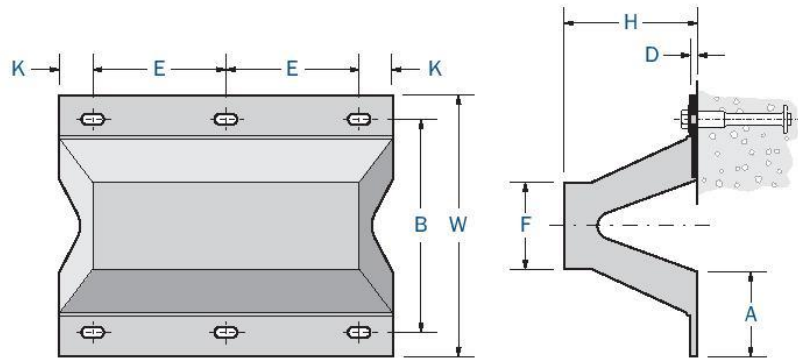


ARCH FENDERS

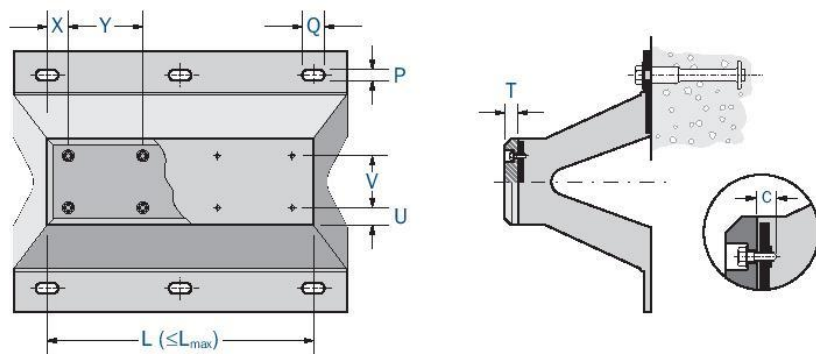
	L _{max}	H	A	B	W	F	D	K	E	P × Q	Anchors	Weight	
												AN	ANP
AN/ANP 150	3000	150	108	240	326	98	16-20	50	500	20 × 40	M16	28	35
AN/ANP 200	3000	200	142	320	422	130	18-25	50	500	25 × 50	M20	48	62
AN/ANP 250	3500	250	164	400	500	163	20-30	62.5	500	28 × 56	M24	69	90
AN/ANP 300	3500	300	194	480	595	195	25-32	75	500	28 × 56	M24	107	128
AN/ANP 400	3500	400	266	640	808	260	25-32	100	500	35 × 70	M30	185	217
AN/ANP 500	3500	500	318	800	981	325	25-32	125	500	42 × 84	M36	278	352
AN/ANP 600	3000	600	373	960	1160	390	28-40	150	500	48 × 96	M42	411	488
AN/ANP 800	3000	800	499	1300	1550	520	41-50	200	500	54 × 108	M48	770	871
AN/ANP 1000	3000	1000	580	1550	1850	650	50-62	250	500	54 × 108	M48	1289	1390

[Units: mm, kg/m]

AN Arch fender



ANP Arch fender



	U	V	C	UHMW-PE face pads				Steel frame	
				X	Y	T	Bolt size	X	Y
ANP 150	49	0	20-30	60-70	330-410	30	M16	70-90	250-300
ANP 200	65	0	30-45	60-70	330-410	30	M16	70-90	250-300
ANP 250	45	73	30-45	70-85	330-410	30	M16	70-90	250-300
ANP 300	50	95	30-45	70-85	330-410	40	M16	70-90	250-300
ANP 400	60	140	30-50	70-85	330-410	40	M16	70-90	250-300
ANP 500	65	195	30-50	70-85	330-410	50	M20	70-90	250-300
ANP 600	65	260	35-60	70-85	330-410	50	M20	70-90	250-300
ANP 800	70	380	50-70	70-85	330-410	60	M24	70-90	250-300
ANP 1000	80	490	50-70	70-85	330-410	60	M24	70-90	250-300

L	Anchors
1000	6 No
1500	8 No
2000	10 No
2500	12 No
3000	14 No
3500	16 No

Larger bolts are required when connecting ANP fenders to steel panels. Refer to TMS.

[Units: mm]

Non-standard lengths, profiles and bolting patterns are available on request.

Vedlegg I: Baltoflake

Tilgjengelig fra Jotun

([http://wwwda.jotun.com/jotun/paints/20020020.nsf/wwwProductDatabase/DF9F286483491F76C12568FF0036B4B8/\\$file/TDS%20-%20Baltoflake%20Ecolife%20-%20English%20%28uk%29%20-%20Issued.16.10.2013.pdf](http://wwwda.jotun.com/jotun/paints/20020020.nsf/wwwProductDatabase/DF9F286483491F76C12568FF0036B4B8/$file/TDS%20-%20Baltoflake%20Ecolife%20-%20English%20%28uk%29%20-%20Issued.16.10.2013.pdf))

Technical Data

Baltoflake



Jotun Protects Property

Product description

A glass flake reinforced unsaturated polyester coating. It is an ultra high build, extremely abrasion resistant and fast curing barrier coating. Can be used as a single coat or a two coat system in atmospheric and immersed environments. Suitable for properly prepared carbon steel and concrete substrates.

This technical datasheet is also valid for Baltoflake FC.

Baltoflake FC shall be used as the second coat in a two coat system or as single coat in environments where temperatures are typically above 25 °C.

Recommended use

Recommended for areas subject to extreme mechanical wear and harsh exposure conditions. Recommended for offshore environments, including splash zones, jetties, piles, tidal zones, decks, battery rooms, power stations, exterior of buried tanks, concrete bunds, refineries, bridges, mining equipment and general structural steel where future maintenance is challenging.

Film thickness and spreading rate

	Minimum	Maximum	Typical
Film thickness, dry (µm)	600	1500	750
Film thickness, wet (µm)	650	1650	820
Theoretical spreading rate (m ² /l)	1,52	0,61	1,21

Comments

All vinyl ester and polyester resin systems are subject to some shrinkage during the curing process. This results in a practical spreading rate lower than the theoretically calculated. The shrinkage depends on actual dry film thickness applied and conditions during application.

Approvals

APAS approved to specification 2917, 2917F, 2917P and 2917S
Norsok M501/ISO 20340

Physical properties

Colour	Limited number
Solids (vol %)*	96 ± 2
Flash point	34 °C ± 2 (Setaflash)
VOC	75 gms/ltr UK-PG6/23(97). Appendix 3
Gloss	Semiflat
Gloss retention	Very good
Water resistance	Excellent
Abrasion resistance	Excellent
Solvent resistance	Very good
Chemical resistance	Very good
Flexibility	Limited
Compatibility with cathodic protection	Very good

*Theoretically calculated

Hong Kong rules: Category of paints - Other vessel coatings; VOC 80 gms/ltr HK EPD method (Ready to use); Exempt compound - N/A; Specific gravity: 1.25 (A+B); Both VOC and Specific gravity values provided are typical values, subject to changes when different colour involved.

Surface preparation

All surfaces should be clean, dry and free from contamination. The surface should be assessed and treated in accordance with ISO 8504.

Bare steel

Blast cleaning to Sa 2½. (ISO 8501-1:2007). Roughness: using abrasives suitable to achieve a surface roughness of Grade Medium G (50-85µm, Ry5) (ISO 8503-2).

Other surfaces

The coating may be used on other substrates. Please contact your local Jotun office for more information.

Condition during application

The temperature of the substrate should be minimum 10°C and at least 3°C above the dew point of the air, temperature and relative humidity measured in the vicinity of the substrate. Maximum temperature should be 45°C. Relative humidity should be maximum 85 %.

Good ventilation is required in confined areas to ensure proper drying. The coating should not be exposed to oil, chemicals or mechanical stress until cured.

Application methods

Spray	Use normal airless spray or two-comp. airless spray equipment
Brush	Recommended for stripe coating and small areas, care must be taken to achieve the specified dry film thickness.
Roller	May be used for small areas but not recommended for first primer coat, however when using roller application care must be taken to apply sufficient material in order to achieve the specified dry film thickness.

Application data

Mixing ratio (volume)	See separate table.
Pot life (23°C)	45 - 55 minutes (Reduced at higher temp.)
Thinner	Styrene. If needed max. 5 % styrene.
Cleaner	Jotun Thinner No. 17 or Jotun Thinner No. 27
Guiding data airless spray	
Pressure at nozzle	15-25 MPa (150-250 kp/cm ² 2100-4000 psi)
Ratio/Capacity:	>45:1, min. 12 l per minute. Slow moving piston.
Nozzle tip	0.69 - 1.09 mm (0.027 - 0.043").
Spray angle	40 - 80°
Filter	To be removed.

Ratio/Capacity:

Note For further details please see separate "Working Manual".

Drying time

Drying times are generally related to air circulation, temperature, film thickness and number of coats, and will be affected correspondingly. The figures given in the table are typical with:

- * Good ventilation (Outdoor exposure or free circulation of air)
- * Typical film thickness
- * One coat on top of inert substrate

Baltoflake:

Substrate temperature	10°C	23°C	40°C
Surface dry	3 h	2 h	2 h
Through dry	5 h	2 h	2 h
Cured	4 d	2 d	1 d
Dry to recoat, minimum	5 h	2 h	2 h
Dry to recoat, maximum ¹	20 h	12 h	12 h

Baltoflake FC*:

Substrate temperature	23°C	40°C
Surface dry	2 h	2 h
Through dry	2 h	2 h
Cured	2 d	1 d
Dry to recoat, minimum		
Dry to recoat, maximum		

1. The surface should be dry and free from any contamination prior to application. If the maximum dry to recoat time is exceeded, please contact Jotun for advice.

*: **Baltoflake FC** should not be over coated with either **Baltoflake FC** nor **Baltoflake**.

The given data must be considered as guidelines only. The actual drying time/times before recoating may be shorter or longer, depending on film thickness, ventilation, humidity, underlying paint system, requirement for early handling and mechanical strength etc. A complete system can be described on a system sheet, where all parameters and special conditions could be included.

Typical paint system

Environment temperatures typically below 25 °C:

Baltoflake 1 x 750 - 1000 µm (Dry Film Thickness)

or

Baltoflake 2 x 600 - 750 µm (Dry Film Thickness)

Environment temperatures typically above 25 °C:

Baltoflake FC 1 x 750 - 1000 µm (Dry Film Thickness)

or

Baltoflake 1 x 600 - 750 µm (Dry Film Thickness)

Baltoflake FC 1 x 600 - 750 µm (Dry Film Thickness)

Other systems may be specified, depending on area of use

Mixing Ratio Table - Additives

Choose peroxide and, if necessary, inhibitor or accelerator according to the table below. Inhibitor or accelerator (if used) must be thoroughly mixed with Baltoflake before adding the required amount of peroxide. Mechanical agitation for one minute or more.

The minimum steel temperature is 10 °C.

The steel temperature shall be within 10 °C below and 20 °C above the paint temperature.

Additive volume (ml) in 16 litres product.

Additive	Paint temperature					
	10-14 °C *	15-19 °C *	20-24 °C *	25-29 °C	30-34 °C	35-40 °C
Jotun Accelerator Co1P	300					
Jotun Peroxide 1	300	300	200	200	200	200
Jotun Inhibitor 51				200	200	400

* : Not applicable for Baltoflake FC

Note: Check temperature of pump during application. Friction in piston may cause increase in temperature. If this should happen, keep pump going to get heated Baltoflake out as quickly as possible.

If the temperature is ranging near the max. temperature in a zone, it is recommended to reduce the content of peroxide/accelerator respectively, or to increase the content of inhibitor.

Approved alternatives to Jotun Peroxide 1 can be used. Please contact your local Jotun office.

Warning: Accelerator and peroxide must never be mixed directly together.

Storage

The product must be stored below 25°C and in accordance with national regulations. Storage conditions are to keep the containers in a dry, cool, well ventilated space and away from source of heat and ignition. Containers must be kept tightly closed.

SHELF LIFE: 6 months, at 23°C, subject to re-inspection thereafter. Shelf life very much depends on temperature. Lower temperatures (if possible below freezing point) will lengthen the shelf life considerably, while high temperature may lead to gelling in the tin.

Accelerator and peroxide must be kept in their original containers. No other materials shall be stored in the same room as peroxides.

Always consult your local/national authorities for storing peroxides!

Handling

Handle peroxide with care. Avoid that it comes in contact with flameable substances. Accelerator and peroxide must never be mixed directly together. Before handling, see safety data sheet for accelerator and peroxide.

Packing size

20 litre unit: 16 litres in a 20 litre container.

Health and safety

Please observe the precautionary notices displayed on the container. Use under well ventilated conditions. Do not breathe or inhale mist. Avoid skin contact. Spillage on the skin should immediately be removed with suitable cleanser, soap and water. Eyes should be well flushed with water and medical attention sought immediately.

For detailed information on the health and safety hazards and precautions for use of this product, we refer to the Material Safety Data Sheet.

DISCLAIMER

The information in this data sheet is given to the best of our knowledge based on laboratory testing and practical experience. However, as the product can be used under conditions beyond our control, we can only guarantee the quality of the product itself. We also reserve the right to change the given data without notice. Minor product variations may be implemented in order to comply with local requirements.

If there is any inconsistency in the text the English (UK) version will prevail.

Jotun is a World Wide company with factories, sales offices and stocks in more than 50 countries. For your nearest local Jotun address please contact the nearest regional office or visit our website at www.jotun.com

ISSUED 7 MARCH 2014 BY JOTUN
THIS DATA SHEET SUPERSEDES THOSE PREVIOUSLY ISSUED