



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av Kai Framo

Design of Kai Framo

**Tor-Simen Berntsen og Martin Dregelid**

Byggingeniør

Institutt for byggfag ved HVL

Jan Bernt Husebø

Innleveringsdato 22.05.19

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 1

## Forord

Denne oppgaven er gjennomført våren 2019 i samarbeid med Sweco som en avsluttende del av bachelorgraden i byggingeniør ved Høgskulen på Vestlandet, HVL. Oppgaven er gjennomført av Tor-Simen Berntsen og Martin Dregelid og omhandler dimensjoneringen av en industrikai på askøy med spesielt fokus på en alternativ dekkeløsning.

Oppgaven fikk vi av Sweco og gikk opprinnelig ut på å dimensjonere en helt vanlig kai med vanlige løsninger. Vi bestemte oss for å prøve noe nytt med dekket på denne kaien og kom opp med en alternativ elementbasert løsning.

I denne oppgaven har vi fått brukt kunnskapen vi har opparbeidet oss gjennom studiet i tillegg til å måtte tilegne oss ny kunnskap som ligger litt utenfor pensum.

Vi vil rette en takk til Thomas Simpson som har vært vår kontaktperson i Sweco. Vi vil også rette en takk til vår veileder ved HVL, Jan Bernt Husebø for konstruktiv kritikk og god hjelp.

Bergen 22. juni 2019



Tor-Simen Berntsen



Martin Dregelid

## Sammendrag

Denne oppgaven handler om dimensjonering av en industrikai med bruk av betongelement i kaikonstruksjon. Hovedsakelig er oppgaven vinklet mot bruken av dekkeelement, men ikke begrenset til kun dette.

I denne oppgaven har vi dimensjonert en industrikai av betong. Vi valgte å se på en litt annen type dekkeløsning enn den tradisjonelle metoden. Vanligvis benytter man forskalingselementer med en påstøp eller et rent plasstøpt dekke. Vår alternative løsning dreier seg om å benytte fullstendige dekkelementer hvor elementet har full høyde og inneholder all nødvendig armering. Dermed eliminerer vi en stor del av arbeidet på stedet.

Man kommer ikke helt unna plasstøping ettersom dekkelementene vil bindes sammen med støpeskjøter. Slik vil kreftene kunne fordeles jevnt over alle dekkeelementene. Formålet med denne løsningen er å effektivisere byggeprosessen og dermed redusere byggetiden og evt. kostnader knyttet til plassarbeid.

Videre har vi dimensjonert søylene, bjelkene og frontbjelken til kaien. Bjelkene som dekke hviler på vil også være prefabrikkerte. Her vil det være oppstikkende bøylor fra bjelken som stikker opp i skjøtene mellom dekkeelementene. Det vil også være utstikkende bøylor fra dekkeelementene ut i skjøtene slik at alt blir sammenkoblet til en monolittisk konstruksjon.

Konstruksjonen er dimensjonert for påkjenninger i både bruddgrense og bruksgrense. I bruddgrense er konstruksjonen kontrollert for moment og skjærkrefter. I bruksgrense er den kontrollert for nedbøyning og riss.

## **Abstract**

In this Bachelor thesis we have designed an industrial quay with the use of concrete elements. The Bachelor thesis is mainly focused around self designed slab elements and the casting joints between these elements, but also around designed beams, columns and a frontal beam.

We chose a different kind of slab solution than the traditional method. Traditionally the method for creating a slab on a quay revolves around the use of cast concrete or the use of conform elements with cast concrete on top. Our alternative solution revolves around the use of massive precast concrete slab elements with preinstalled rebar. This solution will eliminate a big part of the onsite labour.

This solution will not entirely eliminate the use of cast concrete. The precast elements will need to be connected by several casting joints. In this way the forces acting on the quay can be evenly distributed along all the slab elements. The purpose of this solution is to cut time spent on constructing the quay and cut costs tied to the onsite labour.

Furthermore we designed the columns, beams and frontal beam of the quay. The beams with the precast concrete slabs rests upon are also to be precast. The slab elements, beams and casting joints will be coupled together using protruding stirrups.

The quay is designed for its ultimate limit state (ULS) as well as serviceability limit state (SLS).

# Innholdsliste Rapport

<u>Forord</u>	<u>side I</u>
<u>Sammendrag</u>	<u>side II</u>
<u>Abstract</u>	<u>side III</u>
<u>1 Innledning</u>	<u>side 1</u>
1.1 Problemstilling	
1.2 Generelt	
1.3 Avgrensning	
1.4 Metode	
<u>2 Beskrivelse av kaianlegget</u>	<u>side 2</u>
<u>3 Teori</u>	<u>side 3</u>
3.1 Plasstøpt betong	
3.2 Forskaling	
3.3 Prefabrikkerte elementer	
3.3.1 Generelt	
3.3.2 Fordeler	
3.3.3 Miljømessige fordeler	
3.3.4 Økonomiske fordeler	
3.3.5 Transport	
3.3.6 Montering	
3.4 Fenderverk	
<u>4 Beregninger og analyse</u>	<u>side 8</u>
4.1 Laster	
4.1.1 Egenlaster	
4.1.2 Nyttelaster	
4.1.3 Lastkoeffisienter	
4.2 Eksponeringsklasser, materialer og overdekning	<u>side 10</u>
4.3 Dimensjonering av betongdekke	<u>side 11</u>
4.3.1 Bruddgrensekontroll	
4.3.2 Armering	
4.3.3 Bruksgrense	
4.4 Dimensjonering av kobling mellom elementer	<u>side 18</u>
4.4.1 Krefter og mål	
4.4.2 Armering	
4.4.2.1 Utforming av utstikkende bøyer fra element	
4.4.2.2 Elementutkrager	
4.4.3 Bruksgrensekontroll	



<u>4.5 Dimensjonering av bjelkekobling</u>	<u>side 27</u>
4.5.1 Krefter og mål	
4.5.2 Armering	
4.5.3 Bruksgrensekontroll	
<u>4.6 Dimensjonering av bjelke</u>	<u>side 33</u>
4.6.1 Laster	
4.6.2 Lengdearmering	
4.6.3 Skjærarmering	
4.6.4 Bruksgrensekontroll	
<u>4.7 Dimensjonering av frontbjelke</u>	<u>side 47</u>
4.7.1 Krefter og data	
4.7.2 Armering	
4.7.3 Bruksgrensekontroll	
4.7.4 Pullert	
<u>4.8 Dimensjonering av søyler/peler</u>	<u>side 53</u>
4.8.1 Fremste søylerekke	
4.8.2 Midtre søylerekke	
4.8.3 Bakre søylerekke	
<u>5 Diskusjon</u>	<u>side 60</u>
<u>6 Konklusjon</u>	<u>side 61</u>
<u>7 Forslag til videre arbeid</u>	<u>side 62</u>
<u>8 Litteraturliste</u>	<u>side 63</u>

## **Innholdsliste vedlegg**

Mathcadberegninger:

V.4.2 Eksponeringsklasser, materialer og overdekning side 1

V.4.3 Dimensjonering av dekke side 2

V.4.3.1 Bruddgrense

V.4.3.2 Bruksgrense

V.4.4 Kobling mellom dekkeelementene side 23

V.4.4.1 Krefter og mål

V.4.4.2 Armering

V.4.4.2.1 Utkrager

V.4.4.3 Bruksgrensekontroll

V.4.5 Bjelkekobling side 45

V.4.5.1 Krefter og data

V.4.5.2 Armering

V.4.5.3 Bruksgrensekontroll

V.4.6 Dimensjonering Bjelke side 60

V.4.6.1 Laster og krefter

V.4.6.2 Lengdearmering

V.4.6.3 Skjærarmering

V.4.7 Frontbjelke side 88

V.4.7.1 Krefter og data

V.4.7.2 Armering

V.4.7.3 Torsjon

V.4.7.3 Bruksgrensekontroll om sterk akse

V.4.7.4 Pullert

V.4.8 Dimensjonering Søyle side 111

V.4.8.1 Fremste søylerekke

V.4.8.2 Midtre søylerekke

V.4.8.3 Bakre søylerekke

V.4.8.4 Skjærarmering

Utskrift fra ISY Design:

Vedlegg I side 1

Vedlegg II side 2

Vedlegg III side 3



# 1 Innledning

## 1.1 Problemstilling

Hvordan skal en industri kai dimensjoneres i henhold til kravene satt i Eurokoden med en alternativ dekkeløsning hvor man benytter hele dekkeelementer uten påstøp.

## 1.2 Generelt

SWECO dimensjonerte i 2015 en industri kai for Framo på Askøy. Kaien er av Betongkvalitet B45 og er 35,6 meter bred og 16,5 meter lang. Vår oppgave er å dimensjonere denne kaien på nytt i henhold til eurokoden for de laster som er å forvente med tanke på bruksområdet og klimaforhold.

Vi valgte å se på en løsning med hele dekkeelementer istedenfor tradisjonelle dekkeløsninger. Tradisjonelle løsninger for kaidekker kan være å enten bruke forskalingsselementer som plattendecker med påstøp eller å plasstøpe hele dekket. Vår alternative løsning dreier seg om å bruke hele dekkeelementer med full høyde og all nødvendig armering slik at krav om påstøp elimineres. Man må plasstøpe skjøtene mellom elementene for å få overført kreftene gjennom hele dekket, men dette blir en vesentlig mindre støpejobb enn dersom man måtte ha støpt hele dekket.

I oppgaven kommer vi til å dimensjonere disse dekkeelementene, skjøten mellom dekkeelementene, hovedbjelke, søyler/peler og frontbjelke. Vi vil i tillegg gå inn på litt innledende teori om betong som bygningsmateriale, prefabrikkerte elementer og transport og montering.

Beregningene er gjort i mathcad og analyse av lastkombinasjoner på hovedbjelken er gjort i ISY-Design. Programmet Revit er også brukt, men kun for å få fram tegninger av armeringen og illustrasjoner av kaien og de forskjellige komponentene denne består av. Rapporten er skrevet i mathcad og convertert til pdf.

## 1.3 Avgrensning

Vi har valgt å avgrense oppgaven på enkelte områder. Ettersom vi fokuserte hovedsakelig på den alternative dekkeløsningen, valgte vi å ikke dimensjonere forankringsplaten. Grunnen til dette er at den er helgående langs hele bredden av kaien og dermed ganske standard. Derfor sier vi bare at denne gjøres på "vanlig måte".

Vi har heller ikke regnet på det geotekniske med tanke på løsmassene søylene står i. Her har vi gjort antagelser. Fundamentering er heller ikke noe vi har sett på. Det er også lagt lite vekt på horisontale laster for kaiens globale stabilitet. Disse kreftene vil bli tatt opp av forankringsplaten. For pullerten har vi gjort en forenklet beregning som ikke samvirker med de omliggende konstruksjonene.

## 1.4 Metode

For å løse denne oppgaven har vi brukt statiske håndberegninger utført i mathcad. ISY-Design er også brukt, men kun for å finne statikken i bjelken. Revit er brukt for å lage figurer og illustrasjoner og selve rapporten er skrevet i mathcad.

Som regelverk har vi benyttet Norsk standard: NS-EN 1990, NS-EN 1991-1-1, NS-EN 1992-1-1 og som grunnlag for teoridelen har vi brukt betongelementbøkene i tillegg til flere andre kilder listet opp i litteraturlisten.

Selve beregningsgangen er organisert slik at den starter på toppen av konstruksjonen for så å regne seg nedover. Vi startet med å dimensjonere dekkeelementene og dekkeskjøten, dimensjonerte bjelkene, dimensjonerte søylene. Frontbjelken ble dimensjonert helt til sist. Slik er også rapporten utformet. Den starter på toppen og jobber seg gradvis nedover i konstruksjonen.

Alle beregningene gjort i mathcad er lagt til som vedlegg i oppgaven. Etter hvert resultat presentert i rapporten henvises det til det aktuelle punktet i vedleggene. Figurer og illustrasjoner er laget i Revit og noen i paint.

## 2 Beskrivelse av kaianlegget

Kaianlegget vi skal dimensjonere ligger på Askøy og er allerede bygd. Oppgaven skriver vi i samarbeid med SWECO. Kaien er 35,6 meter bred og 16,5 meter lang. Den står på 18 peler som er forankret i fjellgrunnen.

Dekke hviler på 6 betongbjelker og konstruksjonen er fastholdt horisontalt av en helgående forankringsplate. En frontbjelke er montert helt fremst på kaien. Frontbjelken hviler på utstikkende HEA stålbjelker som er innstøpt i bjelkene. På frontbjelken er det montert fendere som har som hovedoppgave å ta opp støtkrefter fra skip som legger til kaien.

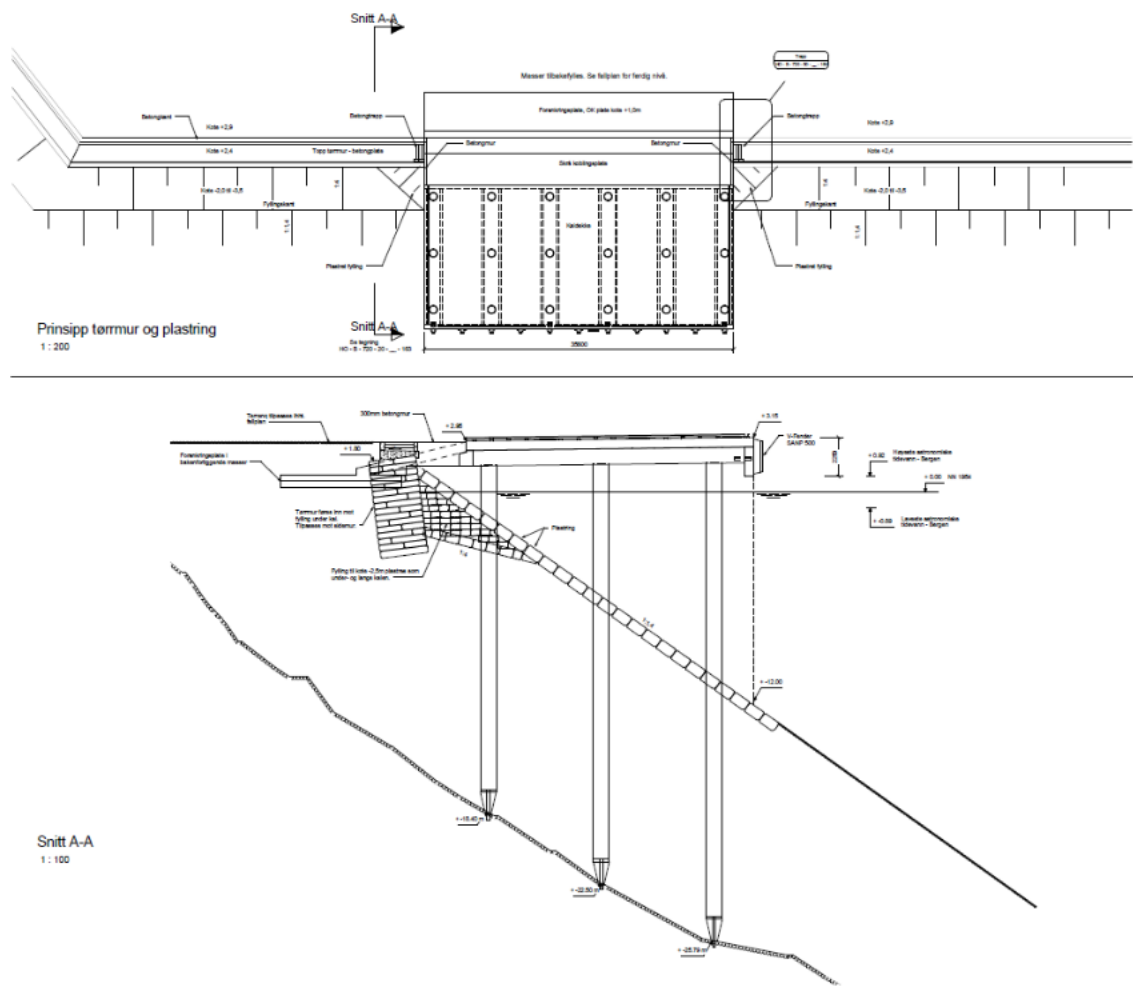
B45 betong og B500NC armering er benyttet. Betongen er også tilpasset de korrosive forholdene ved å ha bestandighetsklasse MF40. Kaien vil kunne ta imot båter på opptil 10000 tonn og vil bli brukt til industrielle formål noe som innebærer mye tungt utstyr. Derfor er lastene som antas å virke på kaien ganske store slik at dimensjonene på selve kaien blir ganske massive.

Sweco benyttet seg av plattendekker med påstøp da de dimensjonerte dekket til denne kaien i 2015. Fordelen med å bruke plattendekker er at det letter forskalingsarbeidet kontra et helt plasstøpt dekke. Dersom man skal ha et helt plasstøpt dekke vil det by på utfordringer med forskalingsarbeidet ettersom et kaidekke er virent å forskale.

Vår løsning tar dette et skritt videre. De hele dekkeelementene skal spare støpearbeidet ved at det kun er skjøtene som må støpes. Skjøtene er allerede delvis forskalet av elementene i seg selv, slik at man også sparer tid her.

Dekkeløsningen vår vil bestå av følgende deler:

- Dekkeelement med ferdig innlagt armering.
- Skjøten mellom elementene.
- Skjøten mellom elementene over bjelken.



Figur 1: Snitt kai, tegninger fra Sweco

## 3 Teori

### 3.1 Plasstøpt betong

Vanligvis plasstøper man konstruksjoner i betong. Plasstøpt betong vil si at betongen blir støpt på stedet i forskalingsformer. Dette gir muligheter for endringer og tilpasninger av konstruksjonen dersom dette skulle være ønskelig[3]. Dermed er det enkelt å rette opp unøyaktigheter i konstruksjonen som kan oppstå under bygging. Plasstøpt betong er utsatt for miljøet under støp og herding. Dette kan senke kvaliteten på den ferdige betongen sammenlignet med prefabrikkert betong. Plasstøpt betong krever langt mer lagringsplass på byggeplassen enn prefabrikerte betongelementer og fører med seg mer støv på arbeidsplassen [5, s.13].

## 3.2 Forskaling

Når man skal plasstøpe må man ha forskaling. Forskalingen er formen man heller betongen i slik at den får ønsket form. Forskalingen kan være bærende eller støttende. Bærende forskaling skal kunne ta hele vekten av den ferske betongen og blir brukt når det f.eks. skal støpes et dekke. Støttende forskaling brukes når det skal støpes vegger og skal tåle trykkpåkjenningen fra betongen. Betong som materiale kan støpes i alle mulige fasonger. Det er kun forskalingen som setter grenser for utformingen til betongkonstruksjonen. [2]

## 3.3 Prefabrikkerte elementer

### 3.3.1 Generelt

Modulbaserte løsninger eller såkalte prefabrikkerte elementer er betong elementer som er produsert på forhånd og monteres på byggeplassen. Fordelen med dette er at de ofte blir støpt innendørs i et kontrollert miljø. Dermed kan kvaliteten på elementene bli bedre enn dersom de var støpt ute på byggeplassen [5, s.11]

En utfordring med prefabrikkerte elementer er selve monteringsprosessen. Det kan være vanskelig dersom enkelte deler av konstruksjonen ikke har blitt slik som på tegningen. Det er derfor mye mindre rom for unøyaktigheter og feil med prefabrikkerte elementer. Dermed stilles det høyere krav til prosjekteringen og nøyaktighet under utførelsen.

### 3.3.2 Fordeler

Prefabrikkerte elementer har vært i bruk i Norge siden 1950 tallet. Det er mange fordeler ved bruk av prefabrikkerte betongelementer innenfor en rekke områder. Det krever minimalt vedlikehold, har lang levetid, gir branntrygge konstruksjoner og fleksibelt når det kommer til former, farger, overflater og profilering.

Ettersom de produseres innendørs i kontrollerte miljø, vil kvaliteten være god og stabil året rundt. Betongelementers høyere kvalitet og nøyaktighet og bruk av høyere betongfastheter gjør at spennvidden økes. Dermed vil det bli mindre materialbruk i tillegg til at kvaliteten fører til bedre bestandighet. Dette er gunstig i korrosive miljøer slik som vårt tilfelle hvor vi har en kaikonstruksjon. [5, s.11]

### 3.3.3 Miljømessige fordeler (nevne slaggsement)

Miljømessig er det også fordeler ved bruk av elementer. Man nyter godt av egenskaper betongen som materiale har i seg selv, som høy varmelagringskapasitet og Støydemping. Dette er mer relevant når det kommer til bygg, men er verdt å nevne uansett. I tillegg kan overflødig fersk betong resirkuleres og brukes på nytt. Den binder også opp nesten all CO<sub>2</sub> frigjort under sementproduksjonen gjennom karbonatiseringen av betongen når den knuses. [5, s.12-13]

Elementer er lite energikrevende å produsere og bidrar til lite avfall under produksjonen. Man kan bruke formene i årevis og behøver ikke transportere disse mellom byggeplasser. Man kan også benytte slaggsement i elementene. Slaggsement er sement laget av slagg som er et biprodukt fra jernproduksjon. Dermed kan dette regnes som et resirkulert materiale [4].

Det er rask og effektiv transport og montasje i tillegg til at det vil bli mindre støy og støv på byggeplassen. Man bruker også mindre plass ettersom elementene monteres når de ankommer byggeplassen. Dermed slipper man å sette av arealer til lagring av byggematerialer. Den økte styrken til elementene som følger av høyere kvalitet og bruk av forspenningsmetoder vil redusere materialforbruket. Det er i tillegg lite behov for vedlikehold. [5, s.12-13]

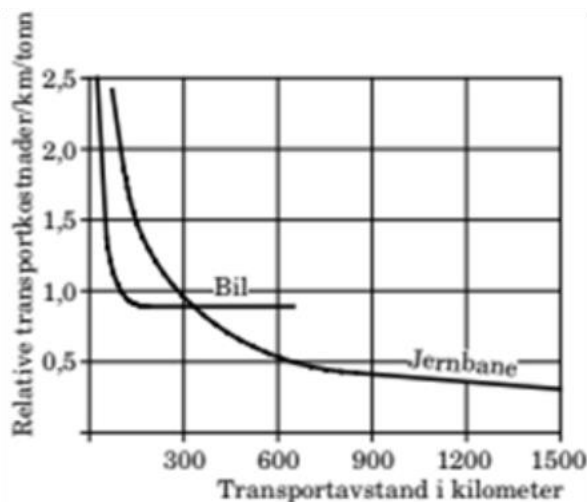
### 3.3.4 Økonomiske fordeler

Bruk av elementer gir også økonomiske fordeler. Det gir lavere tilriggingskostnader og man unngår værmessige forsinkelser ettersom produksjonen foregår inne i kontrollerte miljø. Den største spareeffekten elementbygging har er kortere byggetid. Dette gir stort utslag på økonomien. Kortere byggetid fører til [5, s.15]:

- Raskere ferdigstillelse
- Redusert prisstigning i byggetiden
- Reduserte byggelånsrenter
- Tidligere leieinntekter/ benyttelse av konstruksjonen

### 3.3.5 Transport

Dersom elementfabrikken ligger innenfor 300 km unna leveringsstedet, lønner det seg med biltransport. Dersom avstanden er lengre, vil det lønne seg med Jernbane. Dette er illustrert i figur 2. Båttransport er en tredje mulighet. Her må det vurderes om forholdene ligger til rette for slik transport [5, s.21-22].



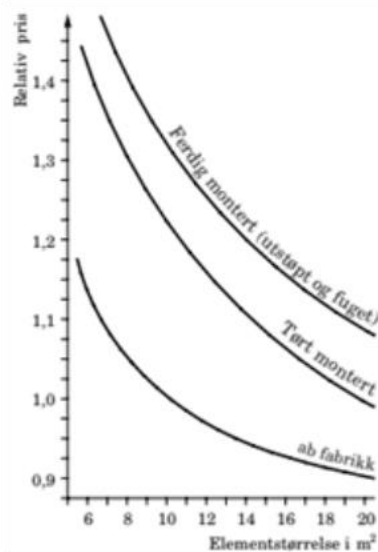
Figur 2

Norsk Spennbetong AS er en elementfabrikk som ligger 270 km unna med bil. Her kan det være gunstig med biltransport, men båttransport er også en fornuftig transportmetode ettersom Norsk Spennbetong AS ligger ved kysten. I vårt tilfelle vil nok transport via båt være det mest fornuftige og gunstige transportalternativet med tanke på vekten og antallet av betongelementene. Transport via båt vil nok redusere kostnadene i tillegg til å være mer praktisk. Elementene vil kunne heises på plass fra sjøen ved hjelp av en kranbåt.

### 3.3.6 Montering

Monteringen av de prefabrikkerte dekkeelementene vil skje ved hjelp av en kranbåt. Størrelsen på kranbåten må være slik at den takler vekten av hvert enkelt dekkeelement. Alle elementene kan monteres i en sammenhengende operasjon. Slik sparer man både tid og penger. Større elementer gir lavere monteringskostnader ettersom tiden det tar å løfte hvert enkelt element på plass nesten er uavhengig av størrelse og vekt. Figur x viser sammenhengen mellom relativ pris og elementstørrelse i antall kubikk. Alternativt kunne vi brukt mobilkran, men vi vurderer kranbåt som en bedre løsning.

Det er viktig å planlegge montasjen nøye med tanke på adkomst, plassforhold, størrelse, vekt og form på elementene samt montasjetakt. Det er viktig at dette tas inn i prosjekteringen så tidlig som mulig. Vi har ikke fokusert mye på dette i denne oppgaven, men nevner det. Montering av pelene vil også gjøres ved hjelp av en kranbåt. [5, s.22-23]



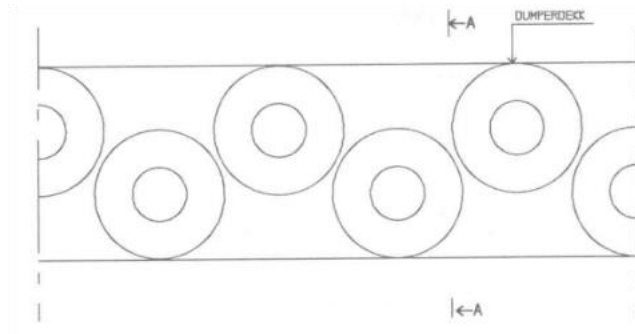
Figur 3

### 3.4 Fenderverk

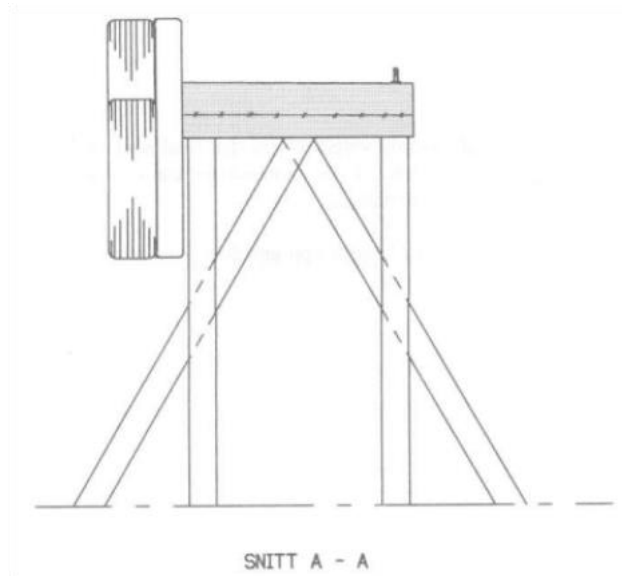
For å ta opp laster og krefter påført av skip blir det konstruert fendere langs kaien. Fenderen sin oppgave er å absorbere kreftene skipet ellers ville påført kaien alene når det legger til. De skal fungere som en slags «støtdemper» eller «fjæring».

Historisk så var de første kaiene bygget i tre og var dermed gode på å absorbere energien fra skip. På disse ble det brukt lastebildekk som fenderverk langs kaien. Dette gav en støtdempende effekt og fungerte bra for mindre skip. Dumperdekk ble brukt dersom det var snakk om større skip (figur 4 og 5). Etter hvert utviklet man gummifendere i ulike former som erstatning for lastebil og dumperdekk.

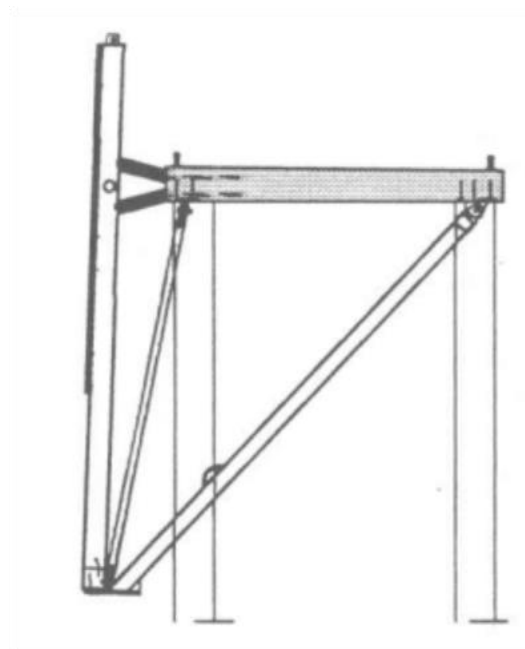
I dag er kaiene som regel bygget i betong. Disse trenger derfor mer effektive fenderverk ettersom betong er et mye hardere og stivere materiale. Derfor bruker vi i dag svært effektive elementfenderverk (figur 6). Slike elementfendere er i stand til å absorbere store mengder energi og samtidig minimere reaksjonskreftene kaien utsettes for. [2]



Figur 4: Fender av dumperdekk



Figur 5: Fender av dumperdekk



Figur 6: Elementfender

## 4 Beregninger og analyse

### 4.1 Laster

I dette kapitlet blir lastene som virker på konstruksjonen beskrevet. Vi har gått ut fra port designers handbook, NS 3479, NS-EN 1991-2, NS-EN 1991-1-1 og NS-EN 1990 for å bestemme verdiene under.

#### 4.1.1 Egenlaster

Egenlast er last som kommer av vekten til selve konstruksjonen. Kaien vår er dimensjonert med B45 armert betong. Tyngdetettheten til denne type betong med armering er:

$$g_b := 25 \frac{kN}{m^3} \quad \text{Sintef Byggforsk (471.031) tab. 21}$$

#### 4.1.2 Nyttelast

Nyttelast omfatter laster som kommer av lagring av utstyr og gods på kaien og laster forårsaket av diverse kjøretøy. Aktiviteten på kaien, altså hva kaien brukes til, skyldes kaiens bruksområde og er det som bestemmer størrelsen på nyttelasten kaien skal dimensjoneres for.

Kaien som skal dimensjoneres er en industrikai. Her kan det bli mye store laster som kommer av lossing av varer og tungt utstyr. Dette er det viktig å ta hensyn til under dimensjoneringen. Båtene som skal legges til vil være av størrelsesorden 10 000 tonn.

##### **Punktlast:**

Det virker en fritt bevegelig punktlast vertikalt rett ned på dekket:

$$q_{pkt.k} := 700 \text{ kN} \quad \text{Virkeområdet 1x1 meter} \quad \text{NS 3479 (3.5.2.2)}$$

Det virker en horisontal last inn mot frontbjelke:

$$q_{pkt.h} := 300 \text{ kN} \quad \text{Virkeområdet 0.25 m}^2 \quad \text{(port designers handbook tab 5.4)}$$

Det virker også en horisontal støtkraft fra skip når det legger til kaien:

$$q_{pkt.hs} := 500 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{NS 3479 (3.5.4)}$$

Det virker en pullert last på:

$$q_{pullert} := 300 \text{ kN} \quad \text{(inn/ut/langs/45 grad. Opp/ned)} \quad \text{(port designers handbook tab 4.9)}$$



### Jevnt fordelt last:

Det virker en vertikal jevnt fordelt last rett ned på alle deler av dekket av størrelsesorden

$$q_k := 50 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{port designers handbook tab 6.2})$$

Det virker også en horisontal vindlast fra skip mot kai. Denne virker inn/ut:

$$q_{kh} := 42 \frac{kN}{m} \quad (\text{hentet fra SWECO})$$

Sammen med veileder fra Sweco ble det bestemt at naturlaster som snølast ikke tas med i beregningene fordi dersom det er full nyttelast på kaien er den mest sannsynlig også brøytet fri for snø. Vindlast tas heller ikke med.

### 4.1.3 Lastkoeffisienter

Lastene presentert over multipliseres med lastkoeffisienter  $> 1.0$  i bruddgrense. Dette er et dimensjoneringsprinsipp basert på sannsynlighet.

Lastkoeffisientene bestemmes etter NS-EN 1990 og vi bruker ligning 6.10a) og 6.10b)

#### **Lastkoeffisienter i bruddgrense:**

*Permanente laster*  $\gamma_a := 1.2$

*Variable laster*  
*Dominerende*  $\gamma_{b,1} := 1.5$

*Variable*  $\gamma_{b,2} := 1.05$

#### **Ulike psi-faktorer i bruksgrense:**

NS-EN 1990 (Tabell NA.A1.1)

Jevnt fordelt last, Lastkategori E lager:

Ofte forekommende:  $\psi_1 := 0.9$

Langtidsdel  $\psi := 0.8$

Punktlast, lastkategori G middels store kjøretøy:

Ofte forekommende:  $\psi_1 := 0.5$

Langtidsdel  $\psi := 0.3$

## 4.2 Eksponeringsklasse, Materialer og Overdekning

Verdiene under er hentet fra NS-EN 1992-1-1

Eksponeringsklasse:

XS3: Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner. tabell 4.1

Materialer:

Betong (Bruker fasthetsklasse B45 fra tabell 3.1 NS-EN 1992-1-1)

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ctk.0.05} := 2.7 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{tab.3.1})$$

$$E_c := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

[NA.3.1.6]  
[Tab.NA.2.1N]

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

Armeringsstål B500NC

$$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

Overdekning:

$$c_{min} := 50 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

[Tab NA.4.4N]

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 60 \text{ mm}$$

Denne overdekningen brukes gjennomgående i hele konstruksjonen.

### 4.3 Dimensjonering av Betongdekket

Vi har valgt å utforske mulighetene for å bruke store dekkeelementer uten påstøp som fungerer som byggeklosser som heises på plass under byggefasen slik at man oppnår en kortere byggetid. Disse betongelementene vil inneholde all nødvendig armering.

Element 1 (fig 7) vil ligge ytterst på kaien mot frontbjelken. Element 2 (fig 8) er resten av dekkeelementene. Lengden til selve elementet er 5700 mm (fig 9), men vi har regnet med en ferdig lengde på 6700 mm. Den ekstra lengden kommer av støpeskjøten mellom dekkeelementene over bjelken. Alle resultater under er beregnet etter NS-EN 1992-1-1 som regelverk.

Elementenes dimensjoner:

$$L := 6700 \text{ mm}$$

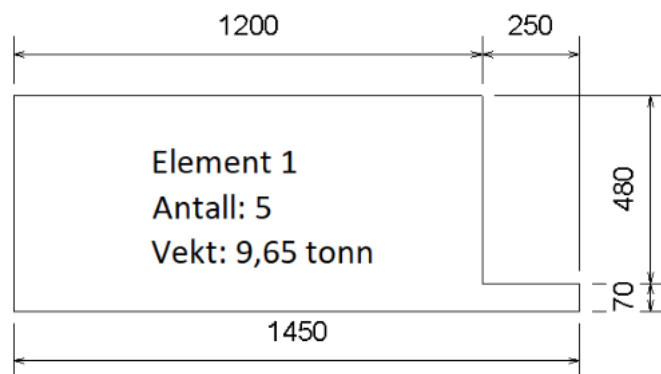
$$b_{topp} := 1200 \text{ mm}$$

$$b_{bunn.1} := 1450 \text{ mm}$$

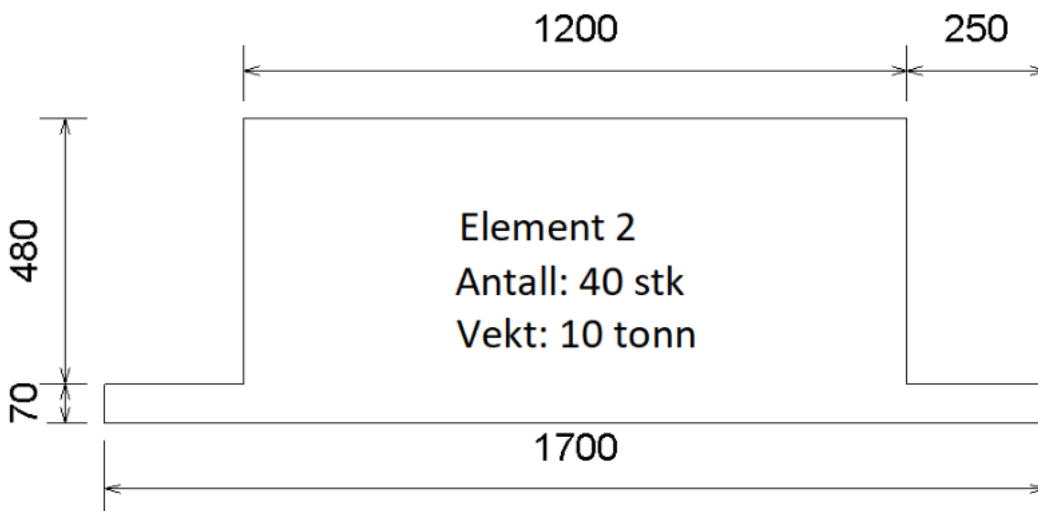
$$b_{bunn.2} := 1700 \text{ mm}$$

$$h := 550 \text{ mm}$$

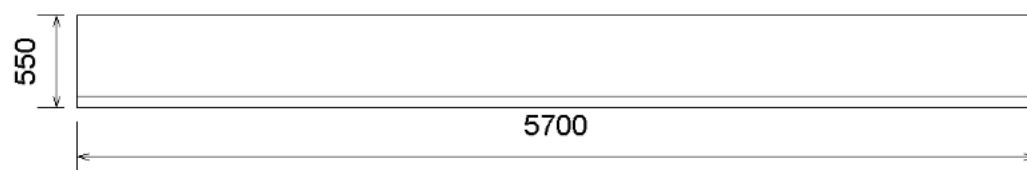
$$h_{utkrager} := 70 \text{ mm}$$



Figur 7: Viser dimensjoner på element 1



Figur 8: Viser dimensjoner på element 2



Figur 9: Viser dekkeelementet sett fra siden

### 4.3.1 Bruddgrensekontroll

I bruddgrense kontrollerte vi dekkeelementene for maks moment og skjærkraft som følger av de vertikale lastene konstruksjonen utsettes for. Videre la vi inn nødvendig lengde og skjærarmering.

Fant dimensjonerende feltmoment og støttemoment både karakteristisk og i bruddgrense.

Dimensjonerende moment bruddgrense:

V.4.3/3

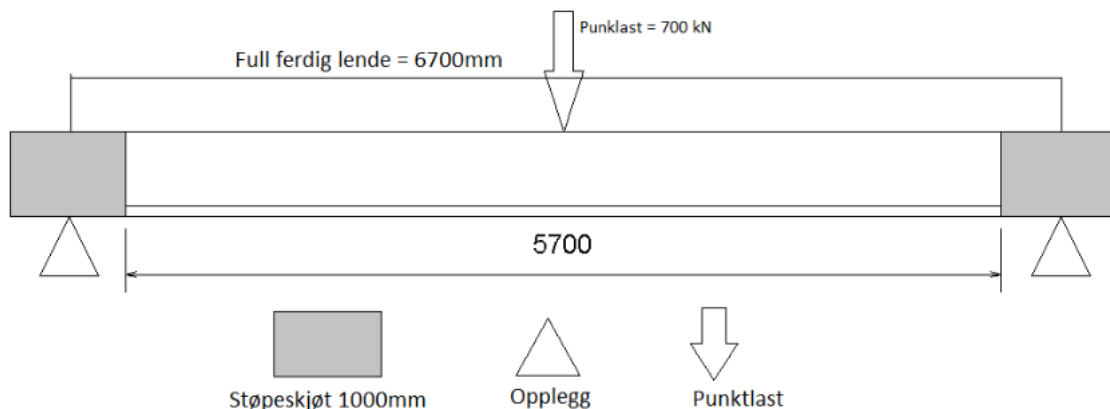
$M_{Ed} := 1342.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Feltmomentet ble dimensjonerende.

Dimensjonerende skjærkraft:

V.4.3/3

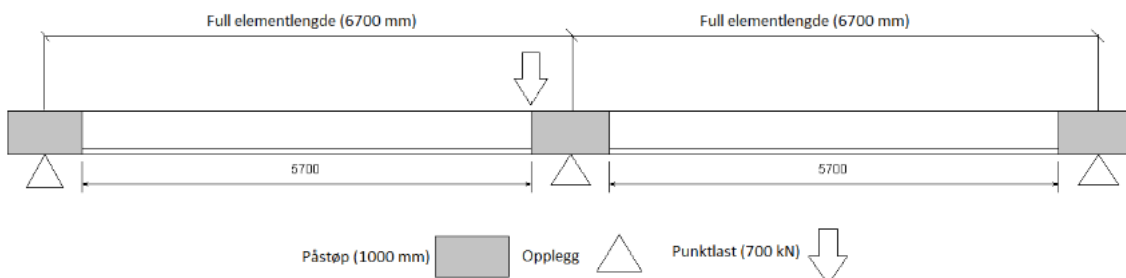
$V_{Ed} := 817.9 \text{ kN}$

For å finne dimensjonerende moment og skjærkraft brukte vi 2 forskjellige lastifeller. For dimensjonerende moment plasserte vi punktlasten midt mellom 2 opplagere se (fig 10).



Figur 10: Viser plassering av punktlasten for maks moment

For å finne dimensjonerende skjærkraft plasserte vi punktlasten nær opplager. Se (fig x).



Figur 11: Viser plassering av punktlasten for maks skjær

### 4.3.2 Armering

Under presenterer vi valgt lengdearmering, svinn og fordelingsarmering samt skjærarmering til dekkeelementene.

#### **Lengdearmering underkant:**

Ikke nødvendig med trykkarmering

Plassering: Underkant  
Størrelse: Ø25  
Antall: 16 stk

Armeringsareal:  $A_{s,2} := 7856 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 140mm



Figur 12: Viser innlagt armering UK

#### **Lengdearmering overkant:**

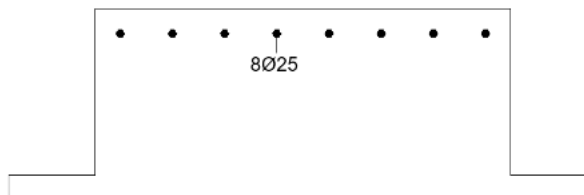
V.4.3/6

Her trenger elementet kun 7 jern, men det er god konstruksjonsmessig utførelse å bruke 8.

Plassering: Overkant  
Størrelse: Ø25  
Antall: 8 stk

Armeringareal:  $A_{s,ok,2} := 3928 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 140mm



Figur 13: Viser innlagt armering OK

#### **Svinn og fordelingsarmering:**

SdF armering skal utgjøre minimum 20% av hovedarmeringen. Vi har valgt å bruke bøylene i skjærarmeringen som SdF armering.

Størrelse: Ø16  
C/C: 120 mm

#### **Skjærarmering:**

Vi benytter 3 bøyer i selve elementet, men beregningsmessig regner vi bare med at 4 snitt virker inne i elementet mot skjær. Dette kommer av at 2 av bøylene må gå ut i skjøten for å binde skjøten og elementet sammen.

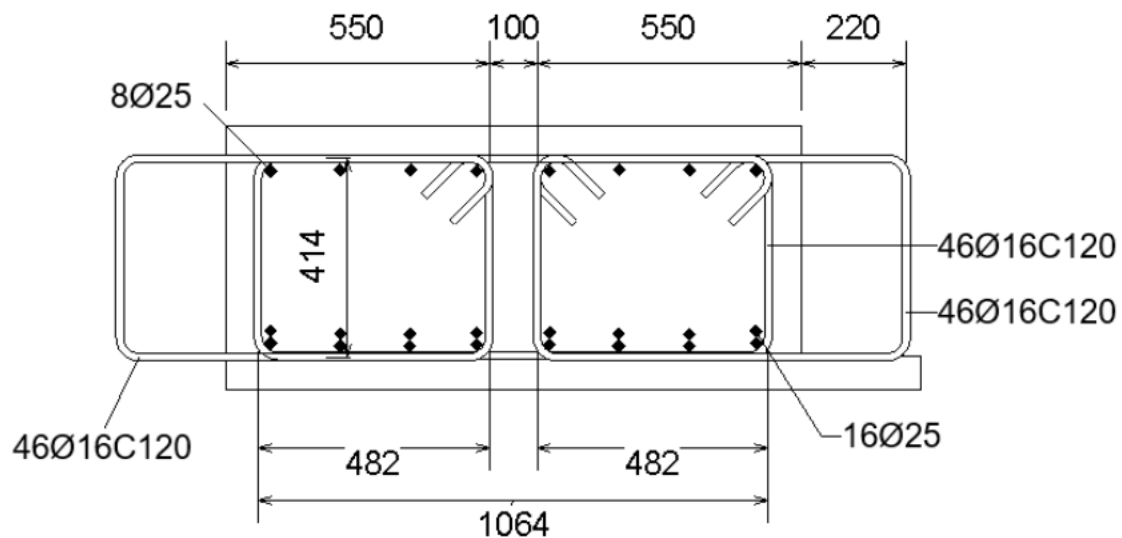
Størrelse: Ø16  
C/C: 120 mm  
Antall: 46 stk av hver bøyle, det er 3 bøylor, totalt: 138 bøylor i et element.

Minste dordiameter: B500NC, Ø16:  $\phi_{m.min} := 50 \text{ mm}$  V.4.3/10

**Avstand mellom bøylene i tverretningen:** V.4.3/11

Avstanden mellom bøylene i tverretningen kan ikke overskride 1.5xd=692.25mm. [NA.9.8N]

Derfor vil dette bli bøylene plassering i forhold til hverandre inne i dekkeelementene:



Figur 14: Viser plassering av bøylene i dekkeelementene

### 4.3.3 Bruksgrense

I dette kapitlet skal vi kontrollere dekkeelementene for nedbøyning og riss. For å foreta disse kontrollene trenger vi et kryptall og en svinntøyning. Derfor starter vi med å finne dette.

#### **Kryp:**

Kryp er en tilleggsdeformasjon av betongen som kommer av trykkpåkjenninger over lang tid. Betongen vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. [6, s.13]

Betongen vår er av Klasse S (standard sement). Utendørs forhold gir en Relativ fuktighet (RH) lik 80%.

Kryptall, nyttelast  
 $\varphi_q := 1.096$

Kryptall, egenlast  
 $\varphi_g := 1.957$

V.4.3.2/13

### **Svinn:**

Svinn kommer av uttørking og fører til at betongen krymper. Den totale svinntøyningen er sammensatt av autogent svinn og uttørkningssvinn og er uavhengig av lastnivå. [6, s.16]

Autogent svinn etter lang tid:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 8.75 \cdot 10^{-5} \quad \text{V.4.3.2/14}$$

Uttørkningssvinn etter lang tid, benevning er i promille:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) := 1.685 \cdot 10^{-4} \quad \text{V.4.3.2/14}$$

Totalt svinn:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.56 \cdot 10^{-4} \quad \text{V.4.3.2/15}$$

Deformasjon pga. Svinn:

$$\Delta s := \varepsilon_{cs} \cdot L = 1.715 \text{ mm} \quad \text{V.4.3.2/15}$$

### **Nedbøyning:**

V.4.3.2/16

En konstruksjon kan få en deformasjon pga lasten den utsettes for kalt nedbøyning. I NS-EN 1992-1-1 [7.4(4)] stilles det krav til at nedbøyningen ikke skal overskride L/250. Enkelte prosjekt kan ha strengere krav enn dette. Dersom konstruksjonen ikke overholder dette kravet, kan man:

- prosjektere med overhøyde på maksimalt L/250 etter [7.4(4)]
- putte inn armering i overkant (gjelder kun for dekker)
- bruke bedre betong
- minske spennet til konstruksjonsdelen

Nedbøyning pga. egenlast:

$$f_g := 3 \text{ mm}$$

Nyttelast langtidsdel:

$$f_{pl} := 9 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. svinn:

$$f_s := 0.01 \text{ mm}$$

Nyttelast korttidsdel:

$$f_{pk} := 1 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

$$f_1 := 12.7 \text{ mm}$$

Her er vi innenfor nedbøyningskravet:

[7.4(4)]

$$\frac{L}{250} = 26.8 \text{ mm}$$

### **Rissviddekontroll i felt**

Beregnes for laster i ofte forekommende pga. Eksponeringsklasse XS3.

(tab. NA.7.1N)

Riss bør sjekkes der det er størst moment, i felt er det den jevnt fordelte nyttelasten som gir størst moment og denne blir dermed dimensjonerende.

Lastkategorien for jevnt fordelt nyttelast har vi satt til E, lager, men vi bruker lavere psi verdier enn det egentlig skulle vært ettersom kaien dimensjoneres for lasting, lossing og korte perioder med lagring, ikke lange perioder.

Rissavstand  $S_{r,max} := 316.074$

V.4.3.2/21

Maks rissvidde  $w_{max} := 0.36$

Rissvidde  $w_k := 0.046$

$$w_k < w_{max}$$

Ok, elementet holder for riss i felt.



## Rissviddekontroll over støtte

Riss bør sjekkes der det er størst moment, over støtte gir den jevnt fordelte lasten størst moment.

$$\varepsilon := 0.0008 > 0.0006111$$

V.4.3.2/22

Da gjelder:

$$\varepsilon := 0.0006111$$

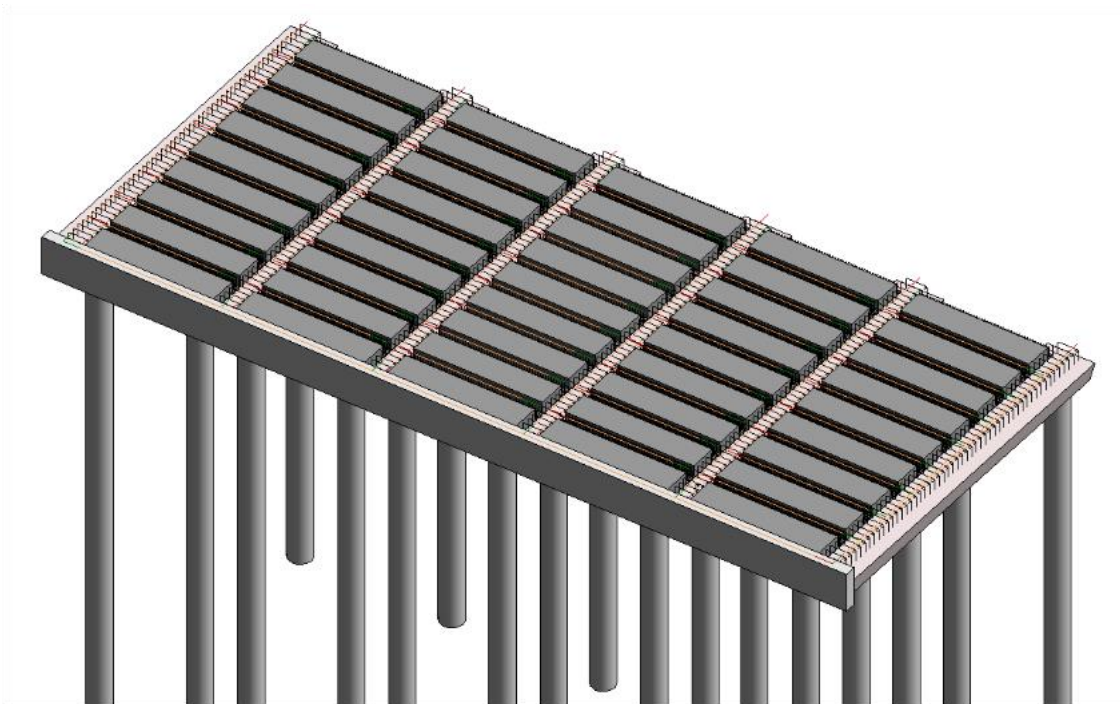
Rissvidde

$$w_k := S_{r,max} \cdot \varepsilon = 0.193$$

V.4.3.2/22

$$w_k < w_{max}$$

Dekket holder for riss over støtte, Ok!



Figur 15

Figur 15 viser dekket slik det vil se ut før skjøtene mellom elementene er ferdig utstøpt.

## 4.4. Kobling mellom dekke-elementene

### 4.4.1 Krefter og mål

Koblingen mellom dekke-elementene beregnes som en plastøp̄t b̄jelke.

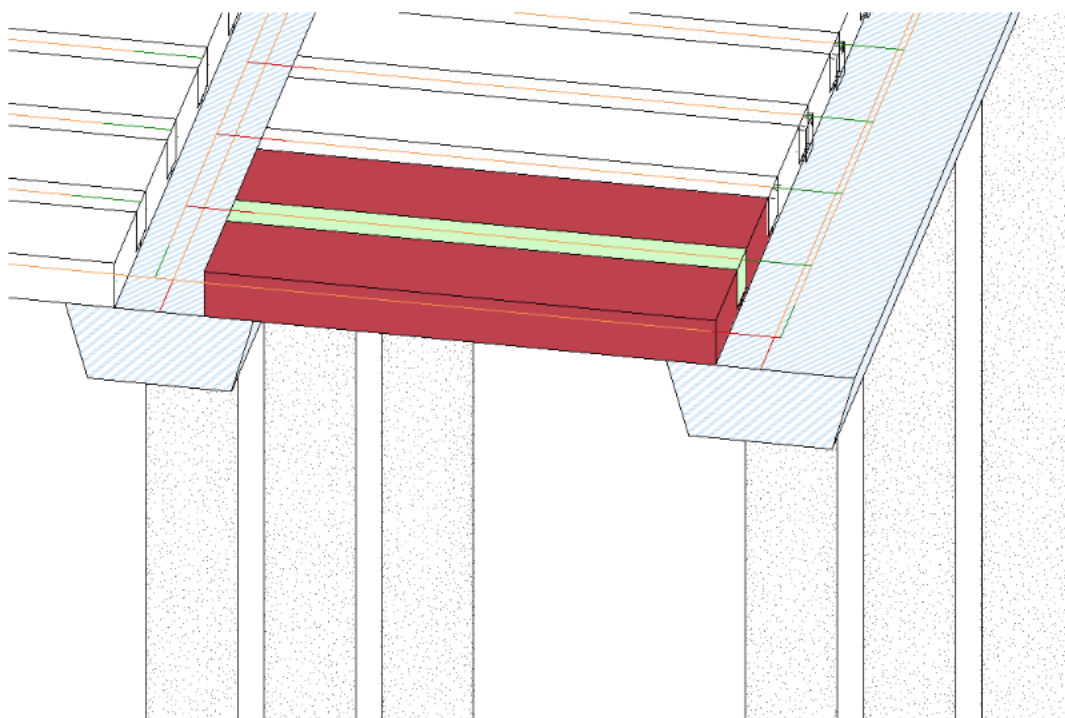
B̄jelkens m̄ål og avstander

B̄jelkebredde  $b_{uts} := 500 \text{ mm}$

Lengde b̄jelke  $L := 6700 \text{ mm}$

B̄jelkeh̄oyde  $h_{uts} := 480 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal  $A_{c.uts} := 500 \text{ mm} \cdot 480 \text{ mm} = 240000 \text{ mm}^2$



Figur 16: Viser skj̄øten (markert i gr̄ønt) mellom dekkeelementene (markert i r̄ødt)

Punktlast  $p_{pkt.s} := 350 \text{ kN}$

V.4.4/23

Nyttelast  $q_k := 60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast  $g_{k.uts} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_{c.uts} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Her blir punktlasten redusert på grunn av virkeområdet ift. skjøten som er 500mm bred. Punktlasten blir dermed halvert. Uten å gå dypere inn i teorien vil kreftene fordeles likt ut i to elementer ved lineær kraftfordeling.

Dimensjonerende momenter og skjærkraft

V.4.4.1/(24,25)

Maks feltmoment  $M_{felt.uts} := 656 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment ved opplegg  $M_{B.uts} := 545 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende skjærkraft  $V_{Ed.uts} := 392 \text{ kN}$

## 4.4.2 Armering

$c_{nom} := 60 \text{ mm}$

$d_g := 32 \text{ mm}$

største tilslag

Overdekningen må overholdes også i utkrageren. Her ligger armering helt i toppen av utkrageren. Utstikkende bøylearmering legges parallellt sammen med skjærarmeringen og går videre ut i utsparingen. Det er tenkt at det ikke blir noen glippe mellom utkrageren og disse utstikkende bøylenene. Derfor blir det ikke regnet noen overdekning for utkrageren i underkant.

### **Lengdearmering underkant:**

V.4.4.2/27

Ikke nødvendig med trykkarmering

Plassering: Underkant

Størrelse: Ø32

Antall: 6 stk

Armeringareal:  $A_{s.uts.uk} := 4812 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 70 mm

### **Lengdearmering overkant:**

V.4.4.2/27

Plassering: Overkant

Størrelse: Ø32

Antall: 6 stk

Armeringareal:  $A_{s.uts.ok} := 4812 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 70 mm



Fig 17 viser et snitt av hvordan støpeskjøten mellom to element (markert i blått) ser ut med tanke på plasseringen av bøyler og lengdearmring. Bøylene er lagt slik at maksimal avstand mellom bøyler i tverretningen på  $1.5 \cdot d = 692.25 \text{ mm}$  overholdes [NA.9.8N]. Bøylene som er markert på tegningen er den eneste bøylen som er  $\varnothing 12$ , resten er  $\varnothing 16$ .

### **Skjærstrekkapasitet:**

Antar bøylearmering to "halve"  $\varnothing 16$  bøyler, et fra hvert element, bunde av  $\varnothing 12$  bøyler. Dette gir totalt 4 snitt. I virkeligheten vil det si at bøylen går ut av elementet og danner bøylen i skjøten og for å slutte bøylen legges det inn en  $\varnothing 12$  bøyler for å binde sammen armeringen fra de to elementene.

$$A_{sw,uts} := 201 \text{ mm}^2 \cdot 2 + 113 \text{ mm}^2 \cdot 2 = 628 \text{ mm}^2 \quad \text{V.4.4.2/31}$$

Senteravstand, c/c:  $120 \text{ mm}$

Velger en senteravstand på  $120 \text{ mm}$ . Dette fordi bøyler skal forankres parallellt med den bøylearmeringen som er i elementene. Valget av senteravstand kommer av at vi skal bruke endebøylene i elementene til å forankre de utstikkende bøyler. Dette vises senere.

På grunn av den valgte senteravstanden vår kan vi drøfte muligheten for å redusere utstikkende bøyler fra elementdekket. Her bruker vi prinsippet om kraftpolygon 2:1 som en eventuell løsning. Denne løsningen følger god konstruksjonsmessig utførelse og er til sikker side regnemessig.

2:1 Kraftpolygon gir avstanden langs skjøten:

$$\frac{500 \text{ mm}}{2} = 250 \text{ mm}$$

Virkelig avstand mellom bøyler:

V.4.4.2/31

$$120 \text{ mm} \cdot 2 = 240 \text{ mm}$$

Kraftfordelingen fra elementet og ut i konstruksjonen vil dermed opprettholdes.

Selv om det her er mulig å redusere antall utstikkende bøylearmering slik at disse ligger med en senteravstand på  $240 \text{ mm}$  er det ikke gitt at dette er den beste løsningen. Formålet med å ha store deler av konstruksjonen som elementer er å redusere plassarbeid og ikke minst for å minke byggetiden. Derfor vektlegges det i vurderingen at vi her ønsker minst mulig arbeid på byggeplass og dermed ikke reduserer antallet bøyler.

Fra før skal det legges ned  $\varnothing 12$  bøyer og lengdearmering i skjøten, så hvor mye vi sparer på å legge inn bøyene utgjør nok en begrenset andel. Det vurderes likevel at mindre monteringsarbeid er i god tråd med hva vi ønsker å oppnå med løsningene våre og konstruksjonsmessig er en klar fordel.

Som et tilleggspunkt presiserer vi at det her kan velges bøyetype som stikker ut av elementene. Enten helgående bøyel eller krok. Dette vil entreprønør selv kunne velge. Dersom det velges forankring i element med standard krokende må lengden av kroken, ikke medregnet dor, være større enn:

Bøylediameter:  $\varnothing_b := 16 \text{ mm}$

$$l_{\text{krok}} := 5 \cdot \varnothing_b = 80 \text{ mm}$$

Det må også presiseres at når bøyene blir lagt inn i skjøtekoblingen vil plasseringen av lengdearmeringen i UK og OK bli påvirket. (se tegning) I UK må armeringen legges i de 4 bøylehjørnene og de resterende 2 midt i mellom (figur x).

Det er i tråd med god konstruksjonsmessig utførelse og tar hensyn til fastholding av bøyer. I OK legges armeringsjernene på samme måte.

#### 4.4.2.1 Elementutkrager

Med utstikkende bøyer er også utkrageren fra elementet en del som må tas med. Denne er tiltenkt i praksis å fungere som forskaling i byggefasen og skal kun holde egenvekten av overliggende betong.

Arealet av tv.sn over blir regnet som et polygon der vekten over følger lineært nedover, men vekten fra et skråskjær medberegnes siden noe av denne vekten påvirker utkrageren. Dette vises i vedleggene.

Armering:

Plassering: Overkant, helt i skorpen, uten overdekning.

Størrelse: Ø10

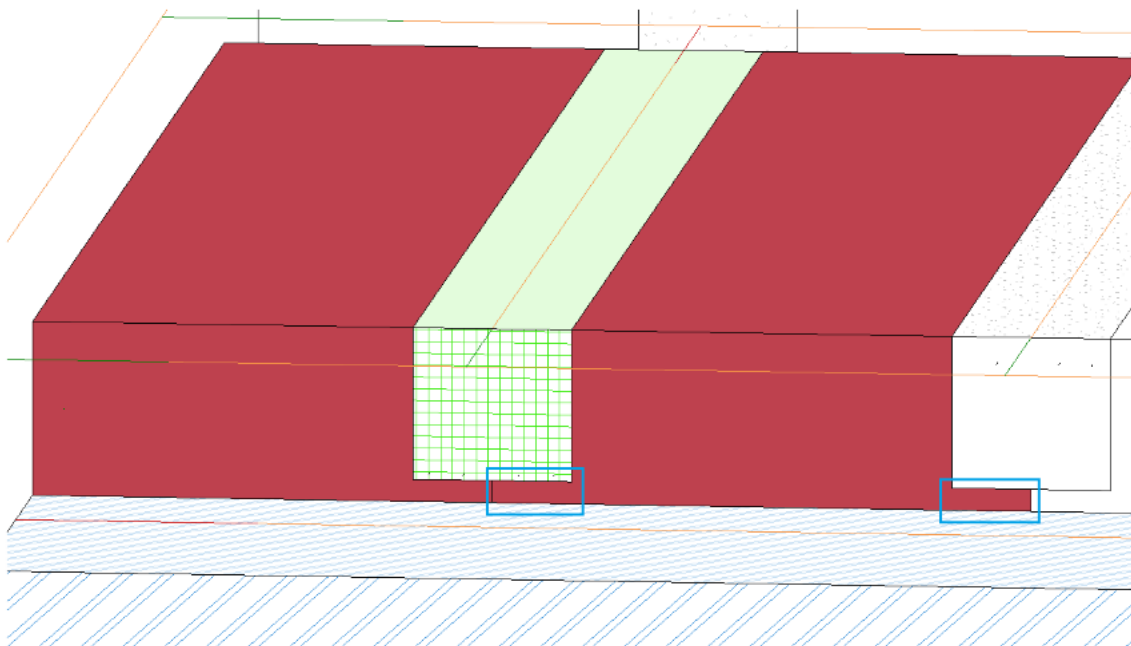
Antall: 46 stk. legges likt som skjærarmeringen i elementet.

Armeringsareal  $A_{s,for.brukt} := 452.7 \text{ mm}^2$

V.4.4.2.1/37

Senteravstand c/c: 120mm

$l_{u.jern} := 1580 \text{ mm}$



Figur 18 Viser elementutkrageren markert med en blå firkant

### 4.4.3 Bruksgrensekontroll

#### Nedbøyning

I dette kapitlet skal vi kontrollere skjøten mellom elementene for nedbøyning og riss. For å foreta disse kontrollene trenger vi et kryptall og en svinntøyning. Derfor starter vi med å finne dette.

#### **Kryp:**

V.4.4.3/(38,39)

Kryptall, nyttelast

$$\varphi_q := 1.036$$

Kryptall, egenlast

$$\varphi_g := 1.85$$

#### **Svinn:**

Autogent svinn etter lang tid:

V.4.4.3/39

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningssvinn etter lang tid, benevning er i promille:

V.4.4.3/40

$$\varepsilon_{cd}(\infty) := 1.332 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinn:

V.4.4.3/40

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.207 \cdot 10^{-4}$$

Deformasjon pga. Svinn:

V.4.4.3/40

$$\Delta s := \varepsilon_{cs} \cdot L = 1.479 \text{ mm}$$

#### **Nedbøyning:**

Koblingen mellom elementene må også kontrolleres for nedbøyning på lik linje med elementene selv. Her gjelder også samme krav for maks nedbøyning som for elementene.

Nedbøyning pga. egenlast:

Nyttelast langtidsdel:

$$f_g := 1.28 \text{ mm}$$

$$f_{pl} := 10.241 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. svinn:

Nedbøyning pga. punktlast:

$$f_s := 0.078 \text{ mm}$$

$$f_{pk} := 12.863 \text{ mm}$$



Total nedbøyning utkrager:

$$f_{uts} := f_g + f_{pl} + f_s + f_{pk} = 24.462 \text{ mm}$$

Her er det satt ett nedbøyningskrav som må oppfylles

$$\frac{L}{250} = 26.8 \text{ mm} \qquad \frac{f_{uts}}{L} = 0.913$$

Ok, koblingen overholder kravet!

### **Rissviddekontroll i felt**

Beregnes for laster i ofte forekommende pga. Eksponeringsklasse (tab. NA.7.1N) XS3.

Lastkategorien er her også E, lager, med lavere psi-verdier

$$\psi_1 := 0.7 \qquad \psi_2 := 0.5 \qquad \varphi_g = 1.85 \qquad \varphi_q = 1.036$$

$$\text{Rissavstand} \qquad S_{r,max} := 234.1 \text{ mm} \qquad \text{V.4.4.3/44}$$

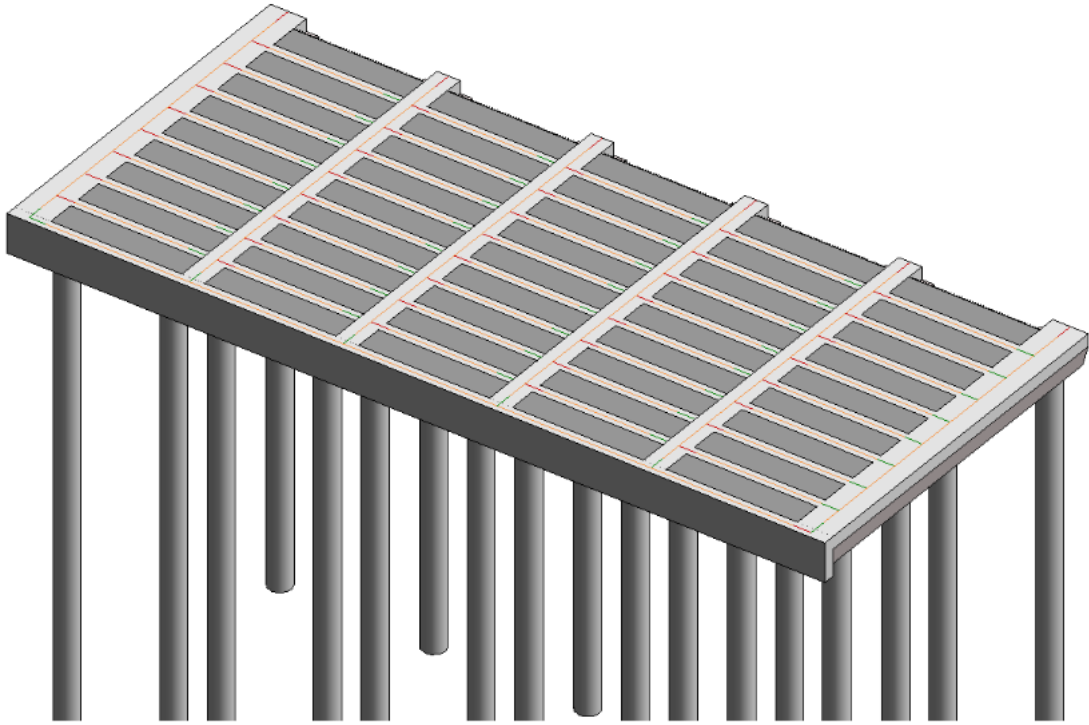
$$\text{Maks rissvidde} \qquad w_{max} := 0.36$$

$$\text{Rissvidde} \qquad w_k := 0.253$$

$$w_k < w_{max}$$

Koblingen overholder risskravet, Ok!.

Rissvidden i felt er tilfredsstillt og blir ikke dimensjonerende. Videre velger vi å ikke se på riss over støtte. Dette er en plasstøpt del av kaien som er kontinuerlig langs bjelken også, som har sine egne rissberegninger. Dette vises senere i rapporten.



**Figur 19 viser dekket med skjøtene mellom elementene ferdig utstøpt**

Figuren over viser dekket med skjøtene mellom elementene ferdig utstøpt.

## 4.5 Bjelkekobling

Denne løysinga går ut på at utstikkande bøyer som forankres i tverrgående lengdearming langsmid bjelken. Slik ligner denne koblingen særs mye på elementkoblingen og de fleste prinsippene og løsningene er de samme i dette tilfellet også.

Konstruksjonsmessig har vi valgt at bjelken under "bjelkekoblingen" skal ta alle de kreftene som virker mot konstruksjonen. Dette gjør at vi kun skal armere etter minimumskravene gitt i NS-EN 1992-1-1.

### 4.5.1 Krefter og mål

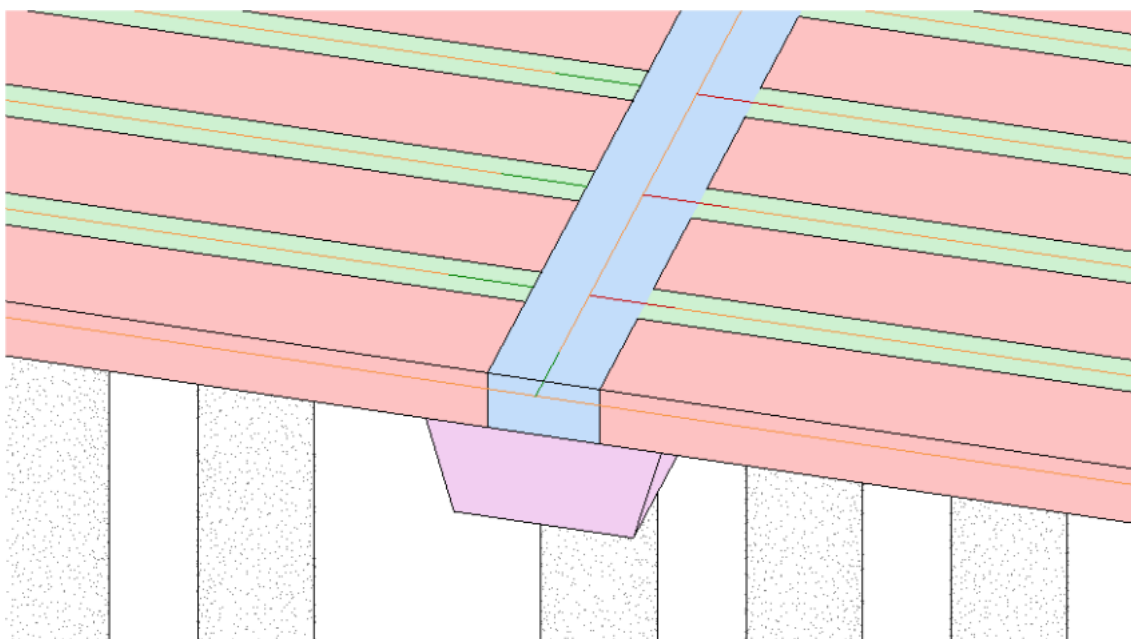
Bjelkens mål og avstander

Bjelkebredde  $b_{uts} := 1000 \text{ mm}$

Lengde bjelke  $L := 6500 \text{ mm}$

Bjelkehøyde  $h_{uts} := 550 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal  $A_{c.uts} := b_{uts} \cdot h_{uts} = 550000 \text{ mm}^2$



Figur 20

Fig 20 viser koblingen mellom elementene over bjelken markert i rosa. Bjelken er markert i blått, mens elementene er markert i rødt og skjøten mellom elementene er markert i grønt.

Punktlast  $p_{pkt.s} := 700 \text{ kN}$

Nyttelast  $q_k := 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast  $g_{k.uts} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_{c.uts} = 13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Maks feltmoment  $M_{felt.uts} := 684 \text{ kN} \cdot \text{m}$  V.4.5/46

Moment ved opplegg  $M_{B.uts} := 545 \text{ kN} \cdot \text{m}$  V.4.5/46

Dimensjonerende skjærkraft  $V_{Ed.uts} := 789 \text{ kN}$  V.4.5/46

## 4.5.2 Armering

$c_{nom} := 60 \text{ mm}$

$d_g := 32 \text{ mm}$

største tilslag

Siden bjelken ligger i UK trenger vi ikke ta hensyn til overdekning i UK. Det vises senere hvordan armeringen legges i snittet.

### **Lengdearmering underkant:**

V.4.5.2/48

Ikke nødvendig med trykkarmering

Plassering: Underkant

Størrelse: Ø25

Antall: 8 stk

Armeringareal:  $A_{s.uts} := 3928 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 100mm

V.4.5.2/50

### **Lengdearmering overkant:**

V.4.5.2/49

Plassering: Overkant

Størrelse: Ø25

Antall: 6 stk

Armeringareal:  $A_{s.uts.ok} := 2946 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 150mm

V.4.5.2/50

### Skjærstrekkapasitet:

Når skjærarmeringen i skjøten over bjelken skal finnes brukes *6.2.5 Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt* for å finne visse krav som må overholdes. Formelene har en rekke parametre, men kun armeringsarealet øker kapasiteten i dette tilfellet.

### Skjærarmering:

Størrelse: Ø12 og Ø16. 4 snitt.  
Antall: 154 stk Ø16 og 154 stk Ø12

Armeringareal:  $A_s := 628 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: 100mm

$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$  Kravet som må oppfylles V.4.5.2/52

Skjærkraften som brukes i (6.24) skal reduseres. Her går vi utfra at skjærkraften fra enden av opplager pluss en avstand,  $d$  ut er dimensjonerende og ihht. til standardens beskrivelse.

I denne skjøten brukes det oppstikkende bøylearmering fra bjelken for å binde konstruksjonen. Det legges ned tilstrekkelig bøylearmering for å oppfylle kravene fra formelen. Resultatet blir 4 snitt med Ø16 og Ø12 bøylor.

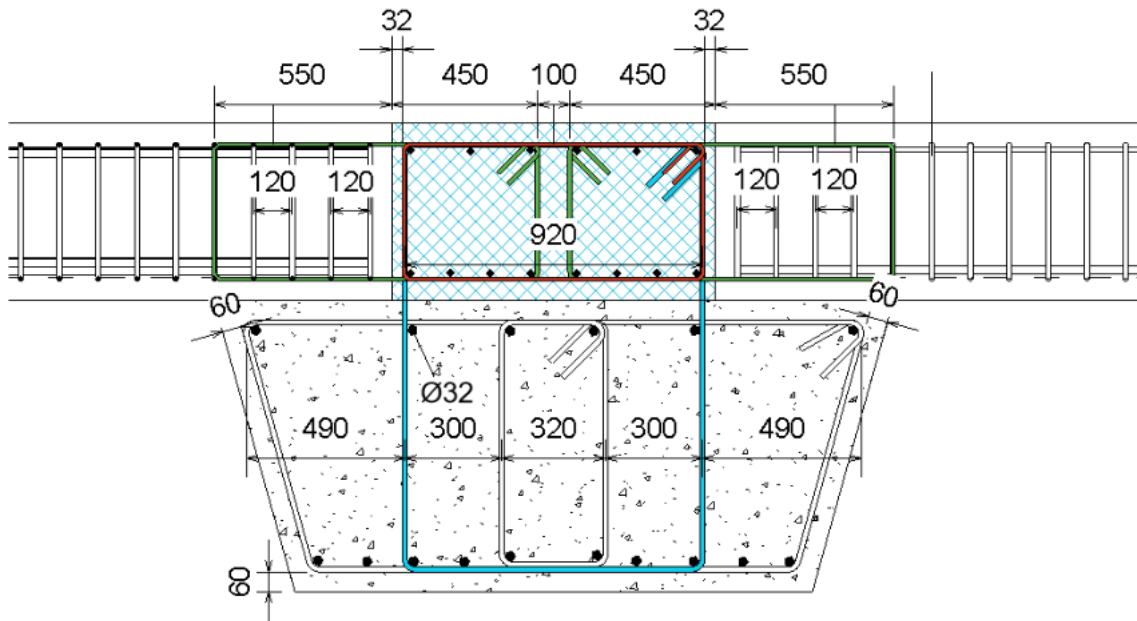
Avstand fra senter av opplager:  $x := 858 \text{ mm}$  V.4.5.2/52

Redusert skjærkraft:  $V_{red} := 1609 \text{ kN}$  V.4.5.2/53

$$V_{Edi} := 3.904 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

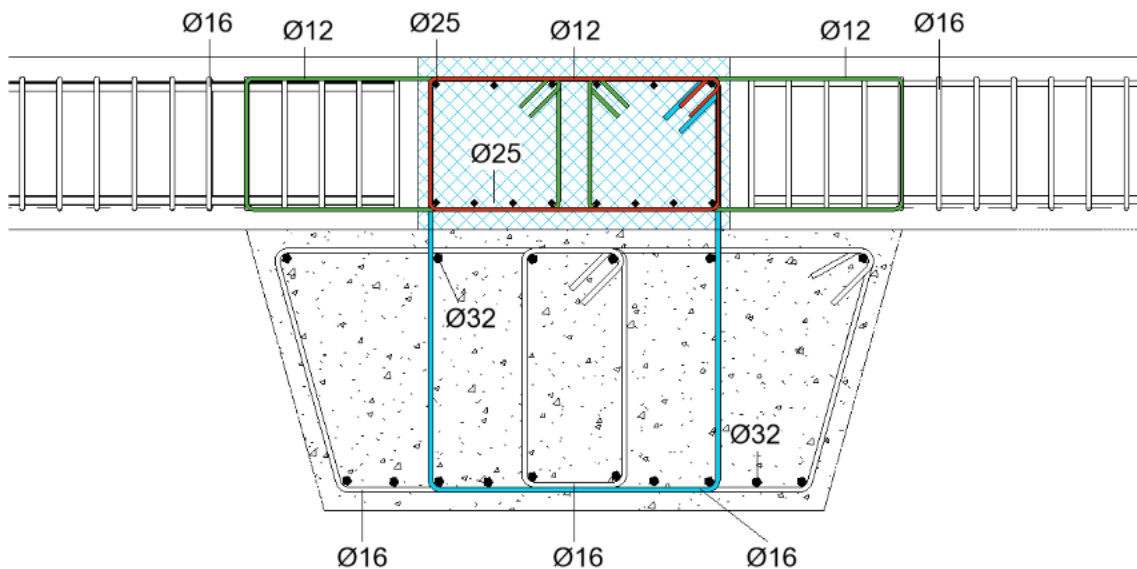
$$V_{Rdi} := 4.002 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Konklusjonen er dermed at skjærspenningen i støpeskjøten oppfyller kravet i NS-EN og er tilstrekkelig armert med tanke på skjærkreftene.



Figur 21

Figur 21 viser et snitt av hvordan koblinga, markert i blått, kobler dekkeelementene sammen over bjelken. Bøylen markert i blått kobler bjelken sammen med koblinga. Bøylene markert i grønt er bøylene som går fra dekkeelementene og ut i koblinga. Bøylen markert i rødt er Ø12 bøylen som legges inn for å sammenfatte alle bøylene i koblinga.



Figur 22

Figur 22 viser alle kamstørrelsene på armeringen i snittet.

### 4.5.3 Bruksgrensekontroll

Her kontrolleres koblinga for riss. Med tanke på nedbøyning har vi valgt å dimensjonere bjelken for å motstå kreftene som blir påført. Skjøten tar derfor ikke nedbøyning, men overfører heller kreftene ned i bjelken.

#### **Kryp:**

V.4.5.3/(56,57)

Kryptall, nyttelast  
 $\varphi_q := 1.013$

Kryptall, egenlast  
 $\varphi_g := 1.808$

#### **Svinn:**

Autogent svinn etter lang tid:

V.4.5.3/57

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 8.75 \cdot 10^{-5}$$

Uttørkningsvinn etter lang tid, benevning er i promille:

V.4.5.3/57

$$\varepsilon_{cd}(\infty) := 1.332 \cdot 10^{-4}$$

Totalt svinn:

V.4.5.3/57

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.207 \cdot 10^{-4}$$

Deformasjon pga. Svinn:

V.4.5.3/57

$$\Delta_s := \varepsilon_{cs} \cdot 15.6 \text{ m} = 3.443 \text{ mm}$$

## Rissviddekontroll i felt

Beregnes for laster i ofte forekommende pga. Eksponeringsklasse (tab. NA.7.1N) XS3.

Lastkategorien er her også E, lager, med lavere psi-verdier

$$\psi_1 := 0.7$$

$$\psi_2 := 0.5$$

$$\varphi_g = 1.808$$

$$\varphi_q = 1.013$$

Rissavstand

$$S_{r,max} := 312.509 \text{ mm}$$

V.4.5.3/59

Maks rissvidde

$$w_{max} := 0.36$$

Rissvidde

$$w_k := 0.57$$

$$w_k > w_{max}$$

Rissvidden holder ikke! Dette går imidlertid bra ettersom bjelken tar alt av nedbøyning og riss. Vi oppdaget denne feilen rett før innleveringsfrist og fikk derfor ikke tid til å rette den opp. Vi lar rissberegningen stå, men poengterer at det hadde vært bedre å gjort en rissberegning i overkant av skjøten. Her kunne momentet i overkant ført til at skjøten risser opp i topp over støttene ettersom man får strekk i overkant.



## 4.6 Dimensjonering av Bjelke

Kaien vil bestå av 6 hovedbjelker som har en lengde på 15.6 meter hver og har et bjelketverrsnitt formet som et trapes hvor den er breiere oppe en nede. Bjelkene vil være prefabrikkerte i kontrollerte forhold og monteres på byggeplass. Dette stiller krav til høy nøyaktighet ved produksjon av bjelkene og høy nøyaktighet ved utsetting av pelene bjelkene skal hvile på.

Bjelken er lagt opp på 3 søyler. I realiteten vil dette være myke opplegg og noe av momentet i bjelken vil kunne føres ned i søylene. Det er gode grunner for å anta at søylene er leddet i topp og ikke "hjelper" bjelken med å ta noe av momentet.

Grunnen til dette er at stivhetsforskjellen mellom søylene og bjelken er så stor at det blir overført svært lite moment ned i søylene. Derfor er det til sikker side å dimensjonere bjelken slik at den tar alt momentet selv.

Det vil også være 2 HEA stålbjelker som innstøpningsgods i hver bjelke. Disse vil etter vegvesenets håndbok 141 punkt [2.3.7] være varmforsinket og bli behandlet med sandavstrødd epoxymaling eller tilsvarende. Stålbjelkene vil fungere som opplegg for frontbjelken. Disse er ikke regnet på i denne oppgaven.

Vi har definert oppleggene som opplegg A, B og C hvor A er søylen i bakkant, B i midten og C i front. Kraftene er hentet ut fra ISY-Design og beregningene er gjort i Mathcad. For fulstendige beregninger henviser vi til vedlegg.

Mål på bjelke:

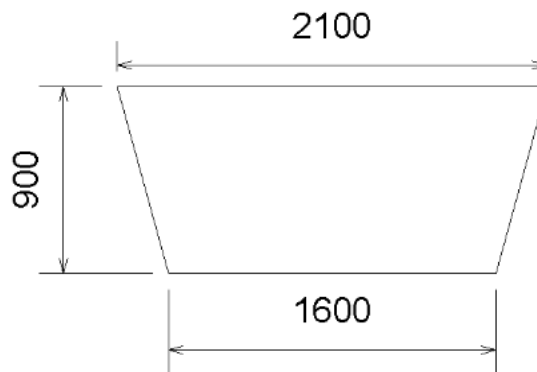
Bredde topp:  $b_t := 2100 \text{ mm}$

Bredde bunn:  $b_b := 1600 \text{ mm}$

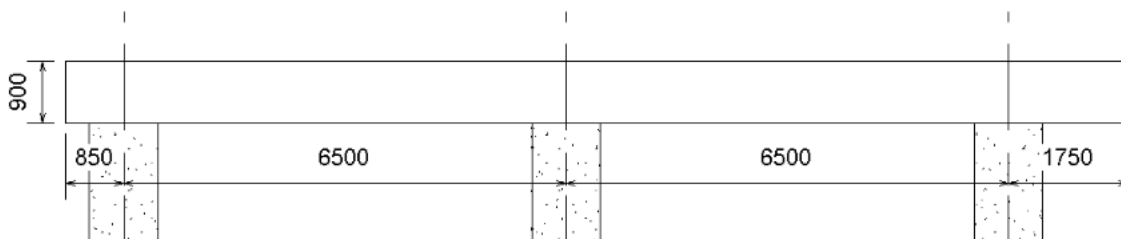
Midlere bredde:  $b := 1850 \text{ mm}$

Høyde:  $h := 900 \text{ mm}$

Lengde:  $L := 6500 \text{ mm}$



Figur 23: Viser bjelketverrsnittet



Figur 24

Figur 24 viser bjelketverrsnittet og figur x viser hvordan bjelken er lagt opp på søylene.

### Materialdata:

Betong:

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{mm^2} \quad f_{cteff} := f_{ctm} = 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

Armeringsstål:

$$\gamma_s := 1.15 \quad f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$$

### Overdekning og eksponeringsklasse:

Eksponeringsklasse: XS3, 50 år

(tab.4.1)

Hovedarmering:

$$\varnothing_h := 32 \text{ mm} \quad K_{32} := \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 = 804.248 \text{ mm}^2$$

Bøylar:

$$\varnothing_b := 12 \text{ mm} \quad K_{12} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

Overdekning:

$$C_{min.dur} := 50 \text{ mm}$$

(tab.NA.4.4N)

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

NA.4.4.1.3

$$C_{nom} := C_{min.dur} + \Delta C_{dev} = 60 \text{ mm}$$

4.4.1.1(2)

$$d := h - C_{nom} - \varnothing_b - \frac{\varnothing_h}{2} = 812 \text{ mm}$$

## 4.6.1 Laster

### Laster karakteristisk

Egenlaster (inkluderer vekten av bjelken og dekket):

$$g_b := 25 \frac{kN}{m^3} \quad A_t := 1.665 m^2$$

$$g_1 := g_b \cdot A_t = 41.625 \frac{kN}{m}$$

$$g_2 := g_b \cdot 6.7 m \cdot 0.55 m = 92.125 \frac{kN}{m}$$

$$g_k := g_1 + g_2 = 133.75 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast bjelke:

Jevnt fordelt last:

$$\text{Lastbredde: } L_b := 6700 mm$$

$$q_k := 50 \frac{kN}{m^2} \cdot L_b = 335 \frac{kN}{m}$$

Punktlast:

$$q_{pkt.k} := 700 kN \quad \text{Jevnt fordelt last er dimensjonerende i de fleste tilfeller}$$

Totale karakteristiske laster:

$$Q_k := g_k + q_k = 468.75 \frac{kN}{m}$$

### **Laster i Bruddgrense:**

Vi bruker ligning 6.10b fra NS-EN 1992-1-1 ettersom nyttelasten er mye større enn egenlasten.

Lastfaktorene vi bruker i ligning 6.10b er av størrelsesorden 1.2 for egenlast og 1.5 for den dominerende nyttelasten.

Dimensjonerende laster:

Permanente laster  $\gamma_a := 1.2$  NS 1990, NA.A1.2(B)

Variable laster

Dominerende  $\gamma_{b,1} := 1.5$

Variable  $\gamma_{b,2} := 1.05$

Ligning 6.10b gir størrelsen på lastkombinasjonen egenlast + nyttelast:

$$Q_f := g_k \cdot \gamma_a + q_k \cdot \gamma_{b,1} = 663 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Bjelkestatikk:**

Momenter og skjærkrefter har vi hentet ut fra dimensjoneringsprogrammet ISY-Design.

Momenter i bruddgrense:

Vedlegg s.I

$M_A := 950 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Moment over opplager A

$M_B := 3414 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Moment over opplager B

$M_C := 1558.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Moment over opplager C

$M_{felt} := 2489.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Moment i felt

Skjærkrefter i bruddgrense:

Vedlegg s.I

$V_{AV} := 1050 \text{ kN}$

$V_{AH} := 1842.1 \text{ kN}$

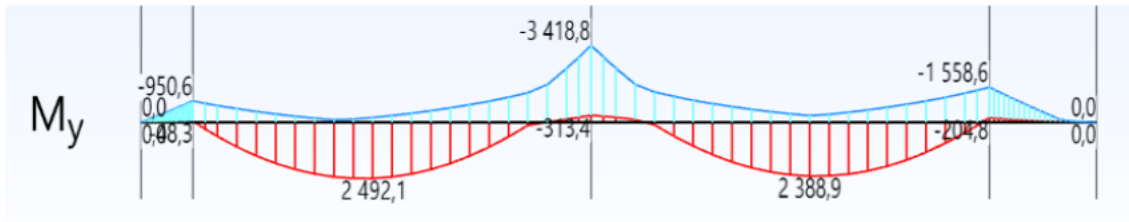
$V_{BV} := 2672.4 \text{ kN}$

$V_{BH} := 2643.5 \text{ kN}$

$V_{CV} := 1822.2 \text{ kN}$

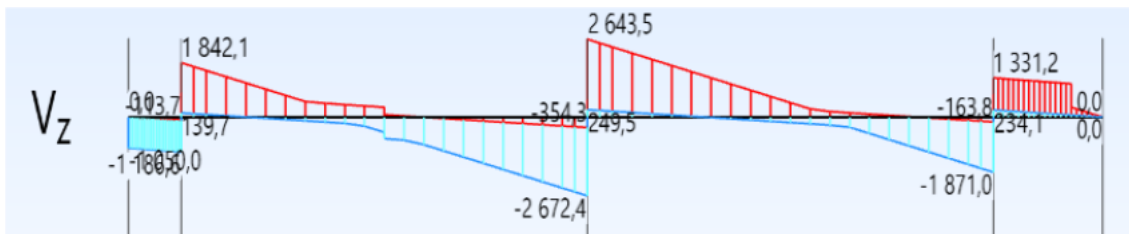
$V_{CH} := 1331.2 \text{ kN}$

Momentdiagram:



Figur 25: Viser momentdiagrammet til bjelken fra ISY Design

Skjæradiagram:



Figur 26: Viser skjæradiagrammet til bjelken fra ISY Design

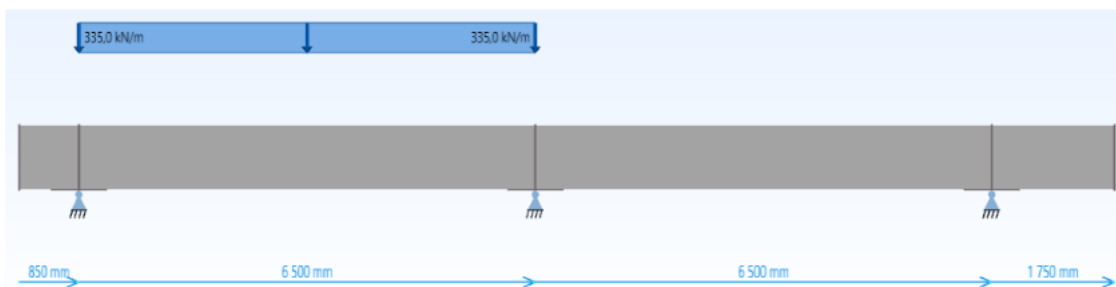
Diagrammene over er omhyllingsdiagram som viser alle de verste kreftene som opptrer i bjelken som følger av mange ulike lastplasseringer. Diagrammene er hentet fra Vedlegg s.I.

## 4.6.2 Lengdearmoring

### Lengdearmoring i felt:

Vedlegg V.4.6.2/63-64

Vi finner først lengdearmoringen i felt. Den mest ugunstige plasseringen av nyttelasten for maks strekk i underkant av felt vil være midt mellom opplager A og B (illustrasjon under)



Figur 27: Viser mest ugunstig lastplassering

Momentkapasitet i trykk:

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 8553.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{Rd} > M_{felt}$  Trenger ikke trykkarmere

$$A_{s.uk} := 7417.649 \text{ mm}^2 \quad n := \frac{A_{s.uk}}{K_{32}} = 9.223$$

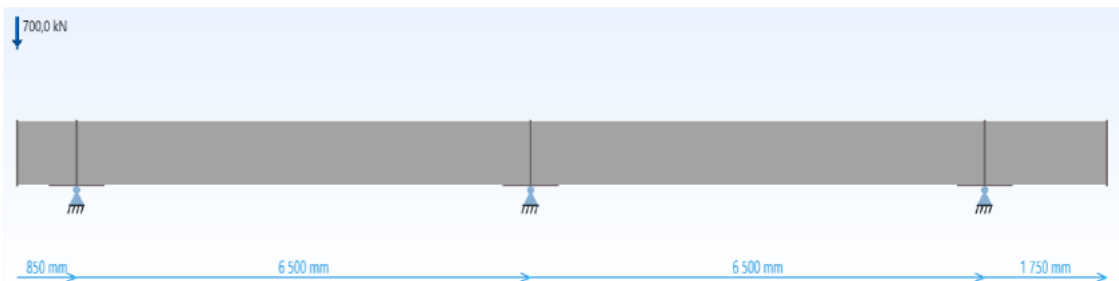
$$A_{s.uk} := 10 \cdot K_{32} = 8042.477 \text{ mm}^2$$

Bruker 10Ø32 jern i underkant felt.

### Lengdearmring over opplager A:

Vedlegg V.4.6.2/64-66

For å finne lengdearmring over opplager A vil den mest ugunstige lastkombinasjonen være punktlasten helt ute på kanten av utkrageren til venstre for opplager A. (illustrasjon under).



Figur 28: Viser mest ugunstig lastplassering

$$A_{s.A} := 2742.67 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s.A}}{K_{32}} = 3.41$$

$$A_{s.A} := 6 \cdot K_{32} = 4825.486 \text{ mm}^2$$

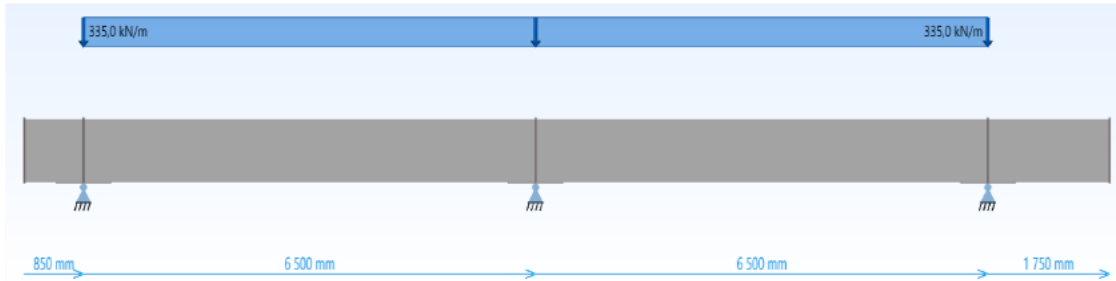
Ettersom senteravstanden mellom jernene overskrider 400mm må vi bruke flere jern, derfor bruker vi 6 jern selv om 4 ville vært tilstrekkelig. NA.9.3.1.1

Bruker 6Ø32 jern over opplager A.

## Lengdearmering over opplager B:

Vedlegg V.4.6.2/66-67

For å finne lengdearmering over opplager B, vil den mest ugunstige plasseringen av nyttelasten være over begge feltene. (Illustrasjon under).



Vi støtte på problemer da vi skulle sjekke rissvidden til bjelken. Dermed måtte vi øke armeringsmengden i overkant over opplager B. Riss ble derfor dimensjonerende for denne armeringen.

$$M_B = 3414 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 812 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 8553.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,B} := \frac{M_B}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_B}{M_{Rd}}\right) \cdot d} = 10374.089 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s,B}}{K_{32}} = 12.899$$

$$A_{s,B} := 13 \cdot K_{32} = 10455.22 \text{ mm}^2$$

Må øke armeringsmengden til 15Ø32 for å klare risskravene.

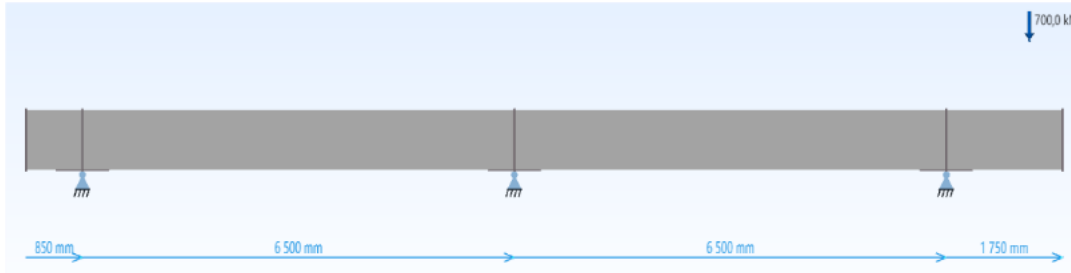
Vedlegg V.4.6.4/80

$$w_k := 0.348 \text{ mm} < w_{max} := 0.36 \text{ mm}$$

## Lengdearmering over opplager C

Vedlegg V.4.6.2/67-69

Den mest ugunstige plasseringen av nyttelasten for å få maks moment over opplager C vil være punktlasten plassert ytterst på høyre utkrager. Punktlasten virker over et område på 1x1 meter, dette vil si at senter av lasten vil virke 0.5 meter inn fra kanten av utkrageren ettersom utkrageren er vendt ut mot havet. Det vil derfor ikke være fysisk mulig å plassere punktlasten helt ytterst. Derfor er denne plassert slik som på bildet under.



Figur 30: Viser mest ugunstig lastplassering

$$M_C = 1558.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 812 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 8553.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,C} := \frac{M_C}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_C}{M_{Rd}}\right) \cdot d} = 4555.877 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s,C}}{K_{32}} = 5.665$$

$$A_{s,C} := 6 \cdot K_{32} = 4825.486 \text{ mm}^2$$

Bruker 6Ø32 jern over opplager C.

### Oppsummering lengdearmering brukt i bjelke:

Over Opplegg A: Bruker 6Ø32 jern

I felt: Bruker 10Ø32 jern

Over opplegg B: Bruker 15Ø32 jern

Over opplegg C: Bruker 6Ø32 jern

Legger inn endebøyler inntil hvert andre hovedjern i underkant. Velger Ø20 bøyler.



### **Forankring lengdearmering:**

Vedlegg V.4.6.2/69-70

All armering må ha forankring for å unngå at armeringsjernet "glir ut" eller blir dratt ut under stor belastning. Forankring i underkant har etter eurokoden såkalte "gode heftbetingelser" og trenger derfor kortere forankringslengde enn jern som for eksempel ligger i overkant.

Forankringslengde underkant: 1010 mm

Forankringslengde overkant: 1443 mm

### **4.6.3 Skjærarmering:**

Vedlegg V.4.6.3/70

Etter 6.2.2: Konstruksjoner uten beregningsmessig behov for skjærarmering, har ikke bjelken tilstrekkelig kapasitet uten skjærarmering.

Kapasitet:

$$V_{Rd,c} := 707.157 \text{ kN}$$

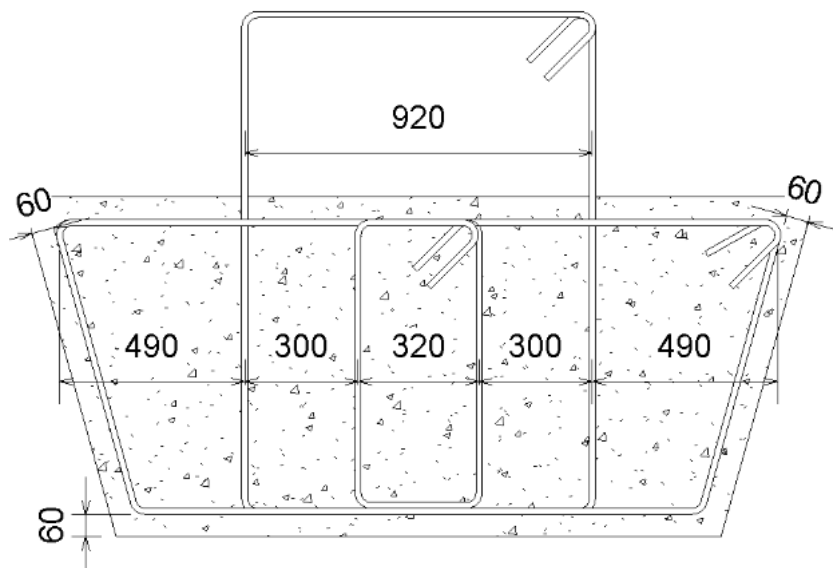
Vedlegg V.4.6.3/71

Dette er lavere enn selv den laveste opptredende skjærkraften:

$$V_{AV} = 1050 \text{ kN}$$

Vi må derfor legge inn skjærarmering for å øke bjelkens skjærkapasitet. Ettersom bjelken vår er 2100 mm bred i toppen må vi bruke 3 bøylor altså 6 snitt for å oppfylle krav om maksimal senteravstand mellom bøyleben i tverretningen. Vi valgte Ø12 bøylor ettersom dette gav oss en rimelig senteravstand innover i bjelken.

Vi får da en senteravstand mellom bøylebena som er innenfor kravet på maksimalt 600 mm etter NS-EN 1992-1-1 (NA.9.8N).



Figur 31: Viser bøyleplasseringen i bjelken

Etter NS-EN 1992-1-1, 6.2.3: Konstruksjoner med beregningsmessig behov for skjærarmering, og med en theta lik 21.8 får vi følgende skjærarmering i bjelken:

Skjærarmering opplager A og ut i utkrager: Ø12C300

Vedlegg V.4.6.3/73-74

Skjærarmering opplager A og ut mot felt 1: Ø12C290

Skjærarmering opplager B og ut i felt 1: Ø12C200

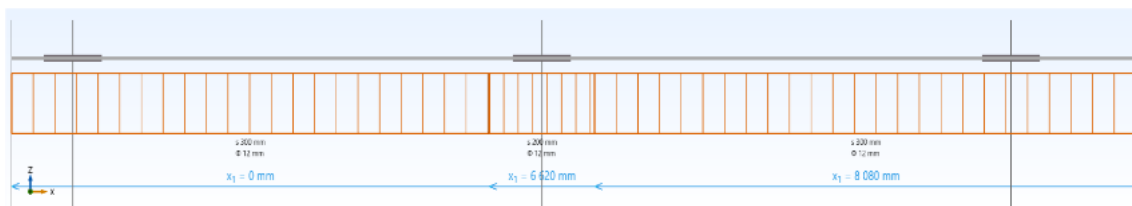
Skjærarmering opplager B og ut i felt 2: Ø12C200

Skjærarmering opplager C og ut i felt 2: Ø12C290

Skjærarmering opplager C ut i utkrager: Ø12C300

For å finne senteravstanden brukte vi følgende formel, se vedlegg V.4.6.3/73-74 for mer utfyllende utregning:

$$S := \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)}{V_{Ed}}$$



Figur 32: Viser variasjonen i skjærarmeringen i bjelken

## 4.6.4 Bruksgrense

Vedlegg V.4.6.4/74

### Beregning av kryptall og svinn:

Kryp er deformasjon av betongen som kommer av tidsavhengige ytre belastninger. Alle betongkonstruksjoner kryper. Kryp og svinn avhenger av fuktigheten til omgivelsene, tverrsnittsdimensjonene til konstruksjonen og sammensetningen av betongen. Kryp avhenger også av tidspunktet lasten påføres konstruksjonen, lastens varighet samt størrelse. (3.1.4)

I Bruksgrense regnes kaien for laster i Ofte forekommende ettersom forholdene tilsier at den befinner seg i eksponeringsklasse XS3. (tab. NA.7.1N)

Betong: S klasse (standard sement)

B45 Betong

Relativ fuktighet utendørse forhold RH=0.8

Areal tverrsnitt:  $A_c := 1665000 \text{ mm}^2$

Kryptall for egenlast:

Vedlegg V.4.6.4/75

Betongens alder ved pålastning i døgn:  $t_0 := 7$

$\varphi_g := 2.616$

Kryptall for nyttelast:

Vedlegg V.4.6.4/76

Betongens alder ved pålastning i døgn:  $t_0 := 90$

$\varphi_q := 1.465$

Autogent svinn etter lang tid:

Vedlegg V.4.6.4/76

$\varepsilon_{ca}(\infty) := 8.75 \cdot 10^{-5}$

Uttørkningsvinn etter lang tid:

Vedlegg V.4.6.4/77

$\varepsilon_{cd}(\infty) := 1.243 \cdot 10^{-4}$

Totalt svinn:

Vedlegg V.4.6.4/77

$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd}(\infty) + \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.118 \cdot 10^{-4}$

Deformasjon pga svinn:

Vedlegg V.4.6.4/77

$\Delta s := \varepsilon_{cs} \cdot L = 1.377 \text{ mm}$

## **Rissviddekontroll:**

Riss er små sprekker som oppstår i betongen som følger av deformasjoner pga laster. Dersom rissene blir store kan det føre til korrosjon av armeringen som vil bidra til å svekke konstruksjonen.

Kaien beregnes for laster i ofte forekommende pga. Eksponeringsklasse XS3.

(tab. NA.7.1N)

Riss bør sjekkes der det er størst moment. I bjelken har vi kontrollert rissvidden for følgende lastplasseringer:

- I felt: jevnt fordelt nyttelast plassert i felt mellom støtte A og B.
- Over støtte A: Punktlast plassert ytterst på venstre utkrager.
- Over støtte B: Jevnt fordelt last plassert over begge felt.
- Over støtte C: Punktlast plassert så langt ut som mulig på høyre utkrager.

Lastkategori for jevnt fordelt nyttelast er E, lager, men vi bruker lavere psi verdier enn det egentlig skulle vært for å overholde kravene i eurokoden. Kaien dimensjoneres uansett for lasting, lossing og korte perioder med lagring, ikke lange perioder slik kategori E egentlig tar høyde for, dermed føler vi oss trygge på denne antagelsen.

Psi verdier for Kategori E:

$$\psi_1 := 0.9 \quad \psi_2 := 0.8 \quad \text{NS-EN 1990 tab.NA.A1.1}$$

Psi verdier vi velger å bruke. Psi verdiene er de samme som for trafikklaster:

$$\psi_1 := 0.7 \quad \psi_2 := 0.5 \quad \text{NS-EN 1990 tab.NA.A1.1}$$

Resultater etter risskontrollen:

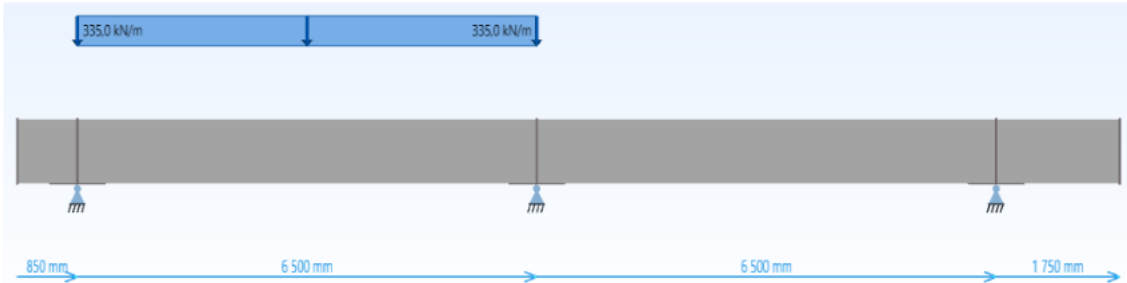
Krav:	$w_{max} := 0.36 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.6.4/79
Over støtte A:	$w_k := 0.198 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.6.4/82
I felt:	$w_k := 0.336 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.6.4/79
Over støtte B:	$w_k := 0.348 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.6.4/81
Over støtte C	$w_k := 0.305 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.6.4/84

Som nevnt tidligere under lengdearmering, måtte vi øke armeringsmengden fra 13 til 15 jern Ø32 over støtte B for å overholde risskravet. Ellers er alle rissvidder innenfor kravet på 0.36 mm i henholdt til eurokoden.

## Nedbøyningskontroll:

Vedlegg V.4.6.4/84

Nyttelasten plassert over feltet mellom opplager A og B vil være mest ugunstig og dermed dimensjonerende for kontroll av nedbøyningen til bjelken.



Figur 33: Viser mest ugunstig lastplassering

Under nedbøyningskontrollen bruker vi psi verdiene for lastkategori E slik de faktisk er:

$$\psi_1 := 0.9$$

$$\psi_2 := 0.8$$

NS-EN 1990 tab.NA.A1.1

Vi bruker nedbøyningsformelen fra Formler og diagrammer side 19:

$$f := \frac{M_0 \cdot L^2}{EI \cdot \eta_f}$$

Nedbøyning pga egenvekt:

Vedlegg V.4.6.4/85-86

$$f_g := 2.199 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga nyttelast langtidsdel:

Vedlegg V.4.6.4/86

$$f_{pl} := 7.431 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga. svinn

Vedlegg V.4.6.4/87

$$f_s := \frac{\varepsilon_{cs}}{d} \cdot \frac{L^2}{8} = 1.378 \text{ mm}$$

Nedbøyning pga nyttelast korttidsdel:

Vedlegg V.4.6.4/87

$$f_{pk} := 0.707 \text{ mm}$$

Total nedbøyning:

Vedlegg V.4.6.4/87

$$f_1 := f_g + f_{pl} + f_{pk} + f_s = 11.715 \text{ mm}$$

Krav etter eurokoden:

[7.4.1(4)]

$$\frac{L}{250} = 26 \text{ mm}$$

$$\frac{f_1}{\frac{L}{250}} = 0.451 < 1.0$$

Nedbøyningen bjelken får er innenfor kravene i eurokoden på 26mm.

## 4.7 Dimensjonering av Frontbjelke

I fremkant ut mot sjø ligger frontbjelken. Den er konstruert som element med spenn fra bjelke til bjelke slik som nevnt tidligere. Selv om dekket og konstruksjonen er med på å ta de horisontale kreftene blir frontbjelken, som ytterste del av kaien, utsatt for store krefter som den skal fordele til resten av konstruksjonen. Hovedsakelig tar vi for oss frontbjelkens hovedarmering, skjærarmering og ser på torsjon. De resterende delene krever en dypere teori; opplagernese-armering mm. Vi har forenklet valgt å kun dimensjonere grunnleggende delene ved frontbjelken.

### 4.7.1 Krefter og data

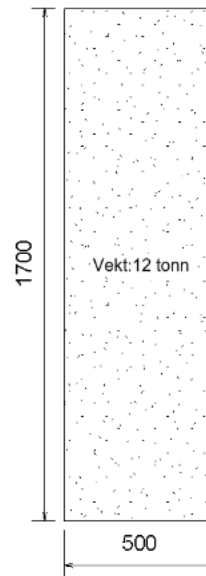
Bjelkens mål og avstander

Bjelkebredde  $b := 500 \text{ mm}$

Lengde bjelke  $L := 5700 \text{ mm}$

Bjelkehøyde  $h := 1700 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal  $A_c := b \cdot h = 850000 \text{ mm}^2$



Figur 34: Viser tv.sn av frontbjelken

Karakteristiske krefter:

Nyttelast  $q_k := 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.5 \text{ m} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenlast  $g_k := g_b \cdot h \cdot b = 21.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Karakteristisk lastsum  $Q_k := q_k + g_k = 46.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Punktlast  $q_{pkt.k} := 350 \text{ kN}$

Konsentrert last mot frontbjelke:  $q_{kons} := 300 \text{ kN}$

Vindlast fra skip mot kai:  $q_{skip} := 42.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

forenklet velger vi moment likt for støtte og felt, slik armerer vi likt i UK og OK.

Dimensjonerende momenter og skjærkraft

V.4.7.1/(90,91)

Maks moment

$$M_{Ed} := 614.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft y-retning

$$V_{Ed.y} := 450 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft z-retning

$$V_{Ed.z} := 549.2 \text{ kN}$$

## 4.7.2 Armering

Frontbjelken blir utsatt for både vertikale- og horisontale krefter. Dermed skiller disse utregningene seg tydelig fra de vi har gjort tidligere. Det blir delt inn i en y-akse og z-akse som henholdsvis er horisontal og vertikal. Vi bruker også termen svak og sterk akse, der den svake aksene er i horisontalretningen og den sterke i vertikalretning.

$$c_{nom} := 60 \text{ mm}$$

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

største tilslag

Beregninger om svak akse

Lengdearmering underkant:

Velger her å legge likt både i UK og OK. Har funnet dimensjonerende moment ved forenklet metode som gjør at vi ikke skiller mellom overkant og underkant for å være på sikker side.

Ikke nødvendig med trykkarmering

Plassering: Underkant

Størrelse: Ø25

Antall: 8 stk

$$\text{Armeringareal: } A_{sy} := 3928 \text{ mm}^2$$

V.4.7.2/92

Senteravstand c/c: 190 mm

Lengdearmering overkant:

Plassering: Overkant

Størrelse: Ø25

Antall: 8 stk

$$\text{Armeringareal: } A_{s.uts.ok} := 3928 \text{ mm}^2$$

V.4.7.2/92

Senteravstand c/c: 190 mm



Lengdearmering brukt

Overkant Bruker 8Ø25 jern

Underkant Bruker 8Ø25 jern

Det legges inn endebøyler, velger Ø16.

### **Forankring lengdearmering:**

Vi har tidligere valgt Ø16 endebøyler. Kravet i [8.4.2] gir oss en lavere forankringslengde enn omfaringskravet. Forankringslengden blir derfor dimensjonert deretter.

Forankringslengde: 1250mm

V.4.7.2/94

### **Skjærarmering:**

Bjelken har ikke nok kapasitet i seg selv og det er nødvendig å legge inn skjærarmering. Svak akse blir dimensjonerende langs hele bjelken. Det blir derfor lagt inn skjærarmering med en avstand på 170mm langs hele bjelken. En bølge rommer kravene for skjærarmering om sterk og svak akse.

$$V_{Ed,y} = 450 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,y,max} := 2724 \text{ kN}$$

### **Bøylearmering:**

Ikke nødvendig med trykkarmering

Plassering: Rundt lengdearmeringen langs bjelken

Størrelse: Ø16

Antall: 34 stk

V.4.7.2/98

Armeringsareal per snitt:  $A_s := 402^2$

V.4.7.2/(96,97)

Senteravstand c/c: 170 mm

### Armering i UK og OK for z-aksen

Det legges også inn armering i underkant og overkant langs bredden av elementen. Disse er dimensjonert etter torsjonsberegninger.

Plassering: Vertikalt

Størrelse: Ø25

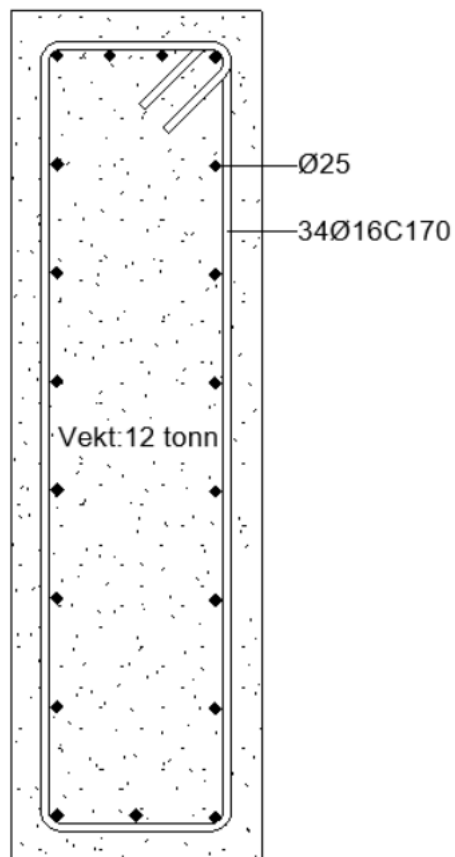
Antall: 3 stk. i UK og 4 stk. i OK

V.4.7.2/100

Armeringareal:  $A_{s.ok} := 1964 \text{ mm}^2$

$A_{s.uk} := 1473 \text{ mm}^2$

Senteravstand c/c: jevnt fordelt



Figur 35: Viser armering i frontbjelken

### 4.7.3 Bruksgrensekontroll

#### Nedbøyning

Vi har regnet nedbøyningen om sterk akse.

V.4.7.3/(105,106)

Nedbøyning pga. egenvekt:	$f_g := 0.664 \text{ mm}$
Nedbøyning pga. langstidsdel av lasten	$f_{lang} := 0.921 \text{ mm}$
Nedbøyning pga. korttidsdel av lasten	$f_{kort} := 0.553 \text{ mm}$
Nedbøyning pga. svinn	$f_s := 0.015 \text{ mm}$
Total nedbøyning:	$f_{tot} := 2.154 \text{ mm}$
	$krav := 22.8 \text{ mm}$

Frontbjelken har et stort tverrsnittsareal og en stor del av de vertikale kreftene går inn i resten av dekket, vi får derfor en relativt lav nedbøyning.

#### Risskontroll

Beregnes for laster i ofte forekommende pga. Eksponeringsklasse XS3. (tab. NA.7.1N)

Rissavstand	$S_{max} := 323.7 \text{ mm}$	V.4.7.3/108
Maks rissvidde	$w_{max} := 0.3$	
Rissvidde	$w_k := 0.055$	
	$w_k < w_{max}$	

Rissviddekravet er tilfredsstilt og vi trenger ikke dimensjonere for riss.

#### 4.7.4 Pullert

V.4.7.4/(109,110)

Det er ikke presisert hvor mange eller hvordan pullertene skal være, derfor velger vi at de skal plasseres til siden for frontbjelken, parallellt med støpeskjøten rett utenfor bjelken. Her er det god mulighet for tilpasse fordi det skal plasstøpes. Dette gir også god plass i UK av pullert/innfestningen.

Strekkeftene går inn i resten av dekket og vi gjør en veldig forenklet utregning for pullert. Denne vurderingen er basert på tid og ressurser ift. hovedtemaet i oppgaven. Likevel er det viktig for oss å ta med de vesentlige delene for konstruksjonen for å gi et best mulig helhetlig bilde kaien. Vanligvis blir pullerten boltet fast i en plate som er faststøpt i kaien og armeringen strekker seg videre inn i konstruksjonen.

Vi har valgt å ikke ta med pullert i rapporten, men beholdt utregningene i vedleggene.

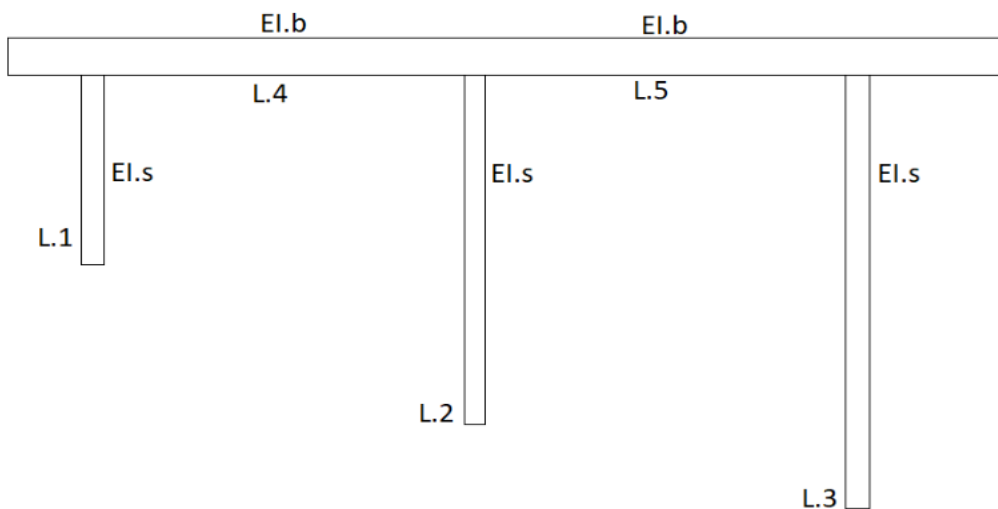
## 4.8 Dimensjonering av Søyler

Kaikonstruksjonen hviler på 3 søylerekker forankret i fast fjell som totalt utgjør 18 søyler. Søylenes plasstøpes og består av et 8mm tykt stålrør som fungerer som forskaling til betongen. Vi ser bort fra stålrøret når vi dimensjonerer disse søylene slik at beregningene er gjort for et 800mm betongtverrsnitt alene.

Vi har antatt en diameter på 800 mm for søylene. Videre har vi antatt at de er å regne som fast innspent 4 meter ned i løsmassen. Det er gode grunner for å regne søyler til en kaikonstruksjon som leddet i topp.

Grunnen til dette er at stivhetsforskjellen mellom søylene og bjelken er så stor at det blir overført svært lite moment ned i søylene. Derfor er det til sikker side å dimensjonere bjelken slik at den tar alt momentet alene uten noe hjelp fra søylene. Når det er sagt ønsker vi i beregningene under, når vi regner spesifikt på søylene, å føre noe av momentet fra bjelken ned i søylene. Dette blir til sikker side med tanke på søylene.

På grunn av begrensninger i programmet ISY-Design fikk vi ikke hentet ut momentene overført fra bjelken til søylene direkte i programmet. For å finne ut hvor mye av momentene som skulle overføres ned i søylene fant vi stivhetsforskjellen mellom bjelken og søylene for hånd.



Figur 36

Lengder fra topp til fast innspent:

$$L_1 := 8000 \text{ mm}$$

$$L_2 := 14000 \text{ mm}$$

$$L_3 := 18000 \text{ mm}$$

$$L_4 := 6500 \text{ mm}$$

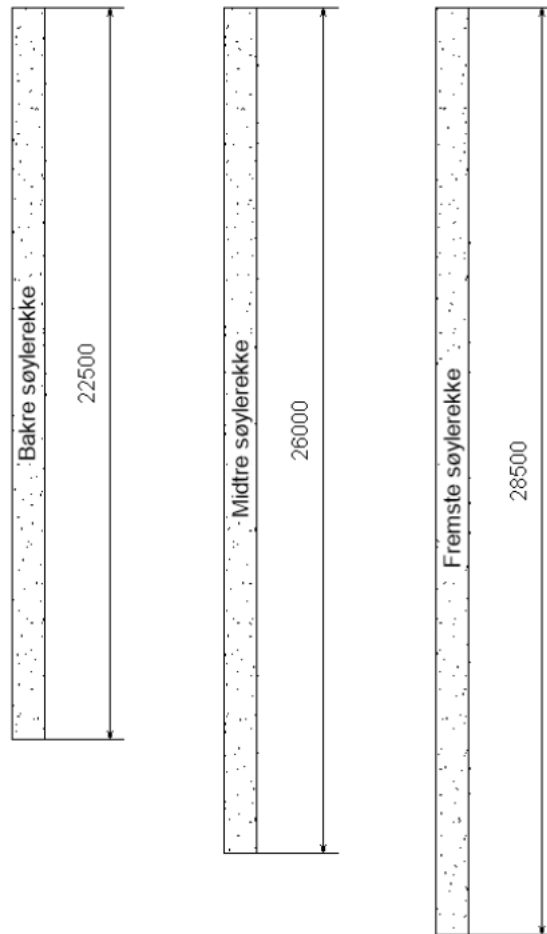
$$L_5 := 6500 \text{ mm}$$

Totale lengder på søylene:

$$L_{1.tot} := 22500 \text{ mm}$$

$$L_{2.tot} := 26000 \text{ mm}$$

$$L_{3.tot} := 28500 \text{ mm}$$



Figur 37: Viser lengde på søylerekkene

#### 4.8.1 Fremste søylerekke:

Vedlegg V.4.8.1/116-120

Stivhetsforskjellen førte til at 6,5% av momentet i bjelken går ned i søylene.

Den fremste søylerekken ble slank. Derfor måtte vi ta hensyn til 2.ordens moment.

Momentet i bjelken:  $M_C := 1558.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Vedlegg s.I

Stivhetsforskjellen:  $k_2 := 0.065$  Vedlegg V.4.8.1/116

Momentet overført til søylen:  $M_{Ed} := M_C \cdot k_2 = 101.309 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Vedlegg V.4.8.1/116

Aksialkraften søylen utsettes for:  $N_{Ed} := 2982.8 \text{ kN}$  (Vedlegg s.I)

1.Ordens moment:  $M_1 := 180.232 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Vedlegg V.4.8.1/116

Knekk lengde:  $l_0 := 10636.36 \text{ mm}$  Vedlegg V.4.8.1/117

Slankhet:  $\lambda_n := 21.947$  Vedlegg V.4.8.1/118

$\lambda_{n.lim} := 13$  Vedlegg V.4.8.1/118

$\lambda_n < \lambda_{n.lim}$  er ikke oppfylt og vi må dermed ta med andreordens effekter.

2.Ordens moment:  $M_2 := 311.368 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Vedlegg V.4.8.1/119

Samlet moment ( $M_1+M_2$ ):  $M_{Ed} := M_1 + M_2 = 491.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$  Vedlegg V.4.8.1/120

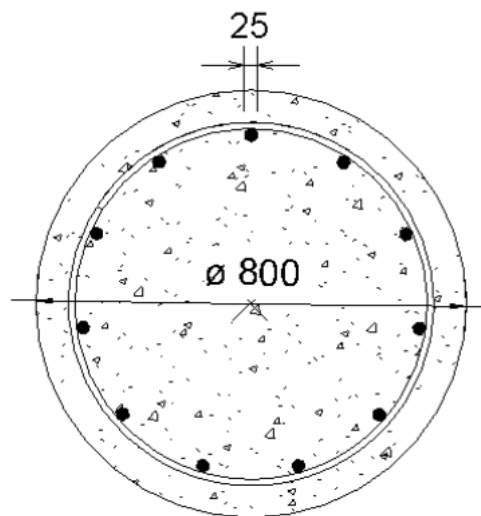
Minimumsarmering:  $A_{s.min} := 5026.548 \text{ mm}^2$  Vedlegg V.4.8.1/117

Minimumsarmeringen blir dimensjonerende for denne søylen.

Valgt lengdearmering:

$$A_{s.3} := 11 \cdot 491 \text{ mm}^2 = 5401 \text{ mm}^2$$

11Ø25 jevnt fordelt i sirkel.



Vedlegg V.4.8.1/120

Figur 38: Viser armering i fremste søyle

Største senteravstand bøyer:  $S_{cl.tmax} := 375 \text{ mm}$  Vedlegg V.4.8.4/129

Senteravstand søyleende mot bjelke:  $S_{cl.red} := 225 \text{ mm}$  Vedlegg V.4.8.4/129

Bøyer i søyleende mot bjelke: 4Ø12C225 Vedlegg V.4.8.4/129

Bøyer i resten av søylen: 74Ø12C375 Vedlegg V.4.8.4/130

## 4.8.2 Midtre søylerekke:

Stivhetsforskjellen førte til at 4,2% av momentet i bjelken går ned i søylene.

Vedlegg V.4.8.2/121

Den Midtre søylerekken ble også slank. Dermed måtte vi også her ta hensyn til 2.ordens moment.

Momentet i bjelken:

$$M_B := 3418.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg s.I

Stivhetsforskjellen:

$$k_2 := 0.04153$$

Vedlegg V.4.8.2/121

Momentet overført til søylen:

$$M_{Ed} := M_B \cdot k_2 = 141.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg V.4.8.2/121

Aksialkraften søylen utsettes for:

$$N_{Ed} := 5316 \text{ kN}$$

Vedlegg s.III

1.Ordens moment:

$$M_1 := 283.744 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg V.4.8.2/121

Kneklengde:

$$l_0 := 10636.36 \text{ mm}$$

Vedlegg V.4.8.2/122

Slankhet:

$$\lambda_n := 22.252$$

Vedlegg V.4.8.2/123

$$\lambda_{n.lim} := 13$$

Vedlegg V.4.8.2/123

$\lambda_n < \lambda_{n.lim}$  er ikke oppfylt og vi må dermed ta med andreordens effekter.

2.Ordens moment:

$$M_2 := 287.707 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg V.4.8.2/124

Samlet moment (M1+M2):

$$M_{Ed} := M_1 + M_2 = 571.451 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vedlegg V.4.8.2/124

Minimumsarmering:

$$A_{s.min} := 5896.141 \text{ mm}^2$$

Vedlegg V.4.8.2/122

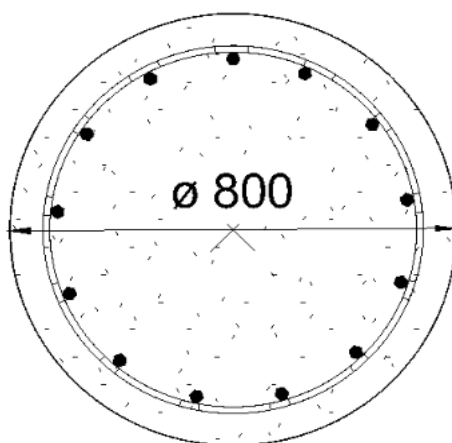
Minimumsarmeringen blir dimensjonerende for denne søylen.

Valgt lengdearmering:

$$A_{s,2} := 13 \cdot 491 \text{ mm}^2 = 6383 \text{ mm}^2$$

Vedlegg V.4.8.2/125

13Ø25 jenvt fordelt i sirkel



Figur 39: Viser armering i midtre søyle



Største senteravstand bøyer:	$S_{cl.tmax} := 375 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.8.4/129
Senteravstand søyleende mot bjelke:	$S_{cl.red} := 225 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.8.4/129
<u>Bøyer i søyleende mot bjelke:</u>	4Ø12C225	Vedlegg V.4.8.4/129
<u>Bøyer i resten av søylen:</u>	68Ø12C375	Vedlegg V.4.8.4/130

### 4.8.3 Bakre søylerekke:

Stivhetsforskjellen førte til at 14,5% av momentet i bjelken går ned i søylene.

Vedlegg V.4.8.3/126

Den bakre søylerekken ble ikke slank. Dermed slipper vi å ta hensyn til 2.ordens moment.

Vedlegg V.4.8.3/128

Momentet i bjelken:  $M_A := 950 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Vedlegg s.I

Stivhetsforskjellen:  $k_2 := 0.14535$

Vedlegg V.4.8.3/126

Momentet overført til søylen:  $M_{Ed} := M_A \cdot k_2 = 138.083 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Vedlegg V.4.8.3/126

Aksialkraften søylen utsettes for:  $N_{Ed} := 2266.6 \text{ kN}$

(fra ISY-Design)

1.Ordens moment:  $M_1 := 198.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Vedlegg V.4.8.3/126

Kneklengde:  $l_0 := 4849.452 \text{ mm}$

Vedlegg V.4.8.3/127

Slankhet:  $\lambda_n := 8.723$

Vedlegg V.4.8.3/128

$\lambda_{n.lim} := 13$

Vedlegg V.4.8.3/128

$\lambda_n < \lambda_{n.lim}$  er oppfylt og vi trenger ikke ta med andreordens effekter.

Minimumsarmering:  $A_{s.min} := 5026.548 \text{ mm}^2$

Vedlegg V.4.8.3/127

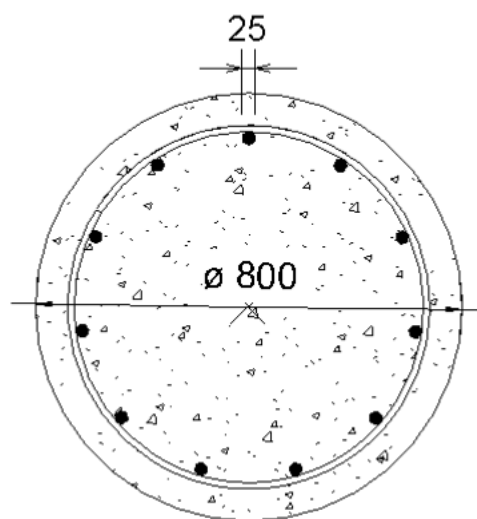
Minimumsarmeringen blir dimensjonerende for denne søylen.

Valgt lengdearmering:

$A_{s.1} := 11 \cdot 491 \text{ mm}^2 = 5401 \text{ mm}^2$

11Ø25 jevnt fordelt i en sirkel

Vedlegg V.4.8.3/129



Figur 40: Viser armering i bakre søyle

Største senteravstand bøyer:	$S_{cl.tmax} := 375 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.8.4/129
Senteravstand søyleende mot bjelke:	$S_{cl.red} := 225 \text{ mm}$	Vedlegg V.4.8.4/129
<u>Bøyer i søyleende mot bjelke:</u>	4Ø12C225	Vedlegg V.4.8.4/129
<u>Bøyer i resten av søylen:</u>	58Ø12C375	Vedlegg V.4.8.4/130

### **Kryp og svinn deformasjon:**

Vi har også kontrollert søylene for kryp og svinn deformasjon. Søylerekkene får litt ulik deformasjon, noe som må tas hensyn til under støpingen. Her kan man for eksempel forskalle med litt overhøyde for å kompensere der forskjellene er størst. I dette tilfellet vil det være bakre søylerekke.

Fremste søylerekke:

Sammentrekning:  $\Delta s := 12.5 \text{ mm}$  Vedlegg V.4.8/114

Midtre søylerekke:

Sammentrekning:  $\Delta s := 18.5 \text{ mm}$  Vedlegg V.4.8/114

Bakre søylerekke:

Sammentrekning:  $\Delta s := 8 \text{ mm}$  Vedlegg V.4.8/114

## 5 Diskusjon

Problemstillingen dreier seg enkelt sagt om hele betongelement som dekke, kontra SWECO sin plasstøpte løsning, med enkle betongelementer som støpes over i tillegg til dimensjonering av bjelke, søyler og frontbjelke. Tanken bak denne løsningen er å korte byggetiden og lette prosessen med å bygge kai. Rapporten viser hvordan vi vurderer de forskjellige delene av en kai, utformingen samt nødvendig armering i dekke, bjelke, elementskjøt, søyle og frontbjelke. En av hovudutfordringene har vært å finne en løsning for hvordan man sammenfatter de forskjellige byggedelene på en best mulig måte.

Herunder har vi en liste med fordeler og ulemper for å gi en oversikt over de faktorene byggeløsningen er vurdert etter.

Fordeler:

- Slik som for de fleste byggelementer er den klare fordelen med prefabrikerte elementer tidsbruk i byggefasen. Elementene kan påbegynnes allerede ved byggestart. Etterarbeidet med elementene kan påbegynnes med en gang elementet er lagt.
- Kai Framo er en åpen kai i sjø og er dermed utsatt for klorider og utendørse forhold. Ved å forskale og støpe på land og i tiltenkt tilfelle, innendørs, vil betongen ha svært gode herdeforhold i et kontrollert miljø.
- Vi kan nytte slaggsement som har særdeles god motstand mot kloridinntrengning og som er kostnadsbesparende. Slaggsement er også "grønnere" ved at det består av biprodukt fra produksjon av jern. Konstruksjonen vil kunne få betydelig lengre levetid [4].
- Minker arbeid på byggeplass.
- I tråd med den retningen industrien går. Med prefabrikering og byggeklosser.

Ulemper:

- Den store ulempen med elementene er logistikken knyttet til frakt og utlegging. Heising utgjør den største tidsbruken i byggefasen og rigg kan påvirkes av ytre forhold.
- Vansker for å gjøre tilpassninger ved feil og avvik.
- Fortsatt må vi armere og støpe i skjøtene mellom elementene, tette fuger osv. noe som ikke fjerner alt arbeidet knyttet til dekket på byggeplass, dette gjør at vi "taper" en del av tidsaspektet ved prefabrikerte dekkeelementer.

## 6 Konklusjon

Allerede fra starten av ble det klart at å forme oppgaven med problemstillingen vi hadde ikke ville bli lett. Den aller største utfordringen var utformingen av elementdekkene ettersom det ikke finnes noen standardisert fremgangsmåte eller mal. Innenfor betongstandardens rammer kom vi frem til en løsning som innbefatter alle krav satt til en kaikonstruksjon og formet dekke.

Det ble fokusert spesielt på 3 faktorer som ble styrende for det videre arbeidet. Hvordan dekket skulle kobles sammen til ett stort dekke, slik en tradisjonell, plasstøpt kai blir. Hvordan vi løste utfordringen ved å nytte utstikkende bøylearmering fra konstruksjonene for å få tilstrekkelig samspill mellom byggedelene. Hvordan de omliggende bygningsdelene som bjelke, søyle og frontbjelke ble tilpasset elementdekke.

Basert på resultatene kan vi trekke disse konklusjonene:

Slik vi designet dekkeelementene er dette en fullverdig gjennomførbar løsning med god praktisk gjennomførbarhet.

De omliggende bygningsdelene, bjelke, søyle og frontbjelke, måtte ikke tilpasses i særskilt stor grad det dekket vi har. Det vil si at vi unngår store endringer utfra den tradisjonelle utformingen.

Selv om vi har dimensjonert hele dekkeelement klarer vi ikke å unngå plasstøping i skjøtene mellom de. Likevel vurderes det at dette totalt sett er lite arbeid sammenlignet med arbeidsmengden et plasstøpt kaidekke krever. Gevinsten med bruk av prefabrikerte elementer faller dermed ikke bort.

Vi fikk alle de ulike konstruksjonsdelene til å holde for lastpåkjenningen kaien utsettes for i henhold til de krav norsk standar setter. Vurderingen vår er at å erstatte den brukte plasstøpte løsningen med fullstendige dekkeelement er fullt ut gjennomførbar og en, i flere tilfeller, god løsning.

## 7 Forslag til videre arbeid

Det har i oppgaven blitt gjort forenklinger. Vurderingen rundt dette har ligget på framgangen i rapporten og hva vi kan akseptere. Dette er nok det stedet vi først ville ha jobbet mer med dersom vi hadde hatt muligheten. Å lage bøvelister osv. ville ha vært et av punktene å arbeide med.

Begrensningene gjort i oppgaven med tanke på tid og ressurser vil også være et naturlig sted å fortsette arbeidet. Dette innebærer bla. skrådekke, forankringsplate og sideskjørt. Her må det nevnes at vi hadde som utgangspunkt å dimensjonere hele kaien og etter hvert som vi fikk et inntrykk av omfanget, begrenset vi oss. Derfor har vi for eksempel dimensjonert dekkeelementene for også å kunne samenfattes med skrådekket, akkurat slik som mellom elementene.

Et aspekt som det kan være svært interessant å se på omhandler økonomi. En kostnadsanalyse og tidsoversikt knyttet til vår løsning satt opp mot den gjennomførelsen som ble valgt på kaien vill kunne gi en enda bedre pekepinn på kvaliteten av løsningen vår og de underbygge fordelene/ulempene knyttet til den.

## 8 Litteraturliste

- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1990:2002+NA:2008
- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008
- Larsen, Clausen og Aalberg, Stålkonstruksjoner Profiler og Formler, 3. utgave, Fagbokforlaget
- Betongkonstruksjoner Formler og Diagrammer NS-EN 1992-1-1
- Sintef Byggforsk, Statikkformler for bjelker. Tilgjengelig:  
[https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler\\_for\\_bjelker?fbclid=IwAR3QtnIXfRtB9IdxVo\\_9IKHFCl0QhS2pVSqvC1p8is6TUQau8ku3zyMo558](https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker?fbclid=IwAR3QtnIXfRtB9IdxVo_9IKHFCl0QhS2pVSqvC1p8is6TUQau8ku3zyMo558) Lest 03.03.19
- [1]: Stateng Vegvesen. Håndbok-141 Ferjekaier. Tilgjengelig:  
[https://www.vegvesen.no/\\_attachment/69753/binary/34140](https://www.vegvesen.no/_attachment/69753/binary/34140) Lest 23.03.19
- [2]: Snl.no. (2019). Forskaling. Tilgjengelig:  
<https://snl.no/forskaling> Lest 02.05.19
- [3]: Norsk fabrikkbetongforening. Fordeler ved plasstøpte løsninger i bygg. Tilgjengelig:  
[https://fabeko.no/assets/Fordeler\\_plasstopte\\_losninger.pdf](https://fabeko.no/assets/Fordeler_plasstopte_losninger.pdf) lest 12.03.19
- [4]: Statens Vegvesen. Høye doseringer flygeaske og slagg i betong. Tilgjengelig:  
<https://docplayer.me/40374616-Hoye-doseringer-flygeaske-og-slagg-i-betong.html> lest 28.04.19
- [5] Betongelementforeningen. Bind A bygging med betongelementer. Tilgjengelig:  
<http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html> lest 20.02.19
- [6] S.I.Sørensen, Betongkonstruksjoner, Trondheim: fagbokforlaget, 2013.

Tidligere brukte bacheloroppgaver:

- P.O.Lien, A.Koren, M.Kveseth, Betongkai med obsjon på flytende dykalb 2012