



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av dokkport Endur  
Sjøsterk AS

Design of dock gate Endur Sjøsterk AS

**Martin Tesdal og Sokrates Coratti**

Byggingeniør

Institutt for byggfag ved HVL

Veileder: Jan Bernt Husebø

25.05.2020

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, § 12-1.

## Forord

---

Denne oppgaven er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden ved Høgskulen på Vestlandet, institutt for byggfag. Oppgaven er utført av Sokrates Coratti og Martin Tesdal våren 2020. Ved innlevering av denne oppgaven fullfører vi våre bachelorgrader innen byggingeniørfaget med fordypning i konstruksjonsteknikk. Oppgaven omhandler dimensjonering, og er en fagoppgave innen konstruksjonsteknikk. Det anbefales at leseren har forståelse innen fagfeltet for å få fullt utbytte.

I samarbeid med Endur Sjøsterk AS er det dimensjonert og utarbeidet løsninger for en dokkport på Stamsneset Industriområde i Bergen kommune. Oppgaven tar en mulighetsstudie og tar for seg et bredt spekter av konstruksjonsfaget, med hovedvekt på betongdimensjonering. Denne oppgaven har gitt oss innblikk i fagområder og beregningsmetoder utover det som har vært på læreplanen gjennom studiet, og vi synes det har vært spennende å sette seg inn i oppdrifts- og stabilitetsberegninger. Det har vært givende å se at opparbeidet kunnskap kombinert med ny læring kan bidra til å løse reelle og virkelighetsnære problemstillinger samt belyse områder som må undersøkes nærmere.

Vi vil gjerne takke Endur Sjøsterk AS for et godt samarbeid, konstruktiv dialog og mange verdifulle innspill underveis. Vi vil også takke vår veileder, Jan Bernt Husebø, for meget nyttig og inspirerende veiledning samt rådgivning gjennom hele perioden vi har arbeidet med denne oppgaven. Til slutt vil vi rette en takk til Trond Einar Martinsen ved Høgskulen på Vestlandet som var med oss i startfasen og formidlet kontakt med Endur Sjøsterk AS.

Bergen, mai 2020



---

Sokrates Coratti



---

Martin Tesdal

## Sammendrag

---

Denne bacheloroppgaven er en mulighetsstudie utført på oppdrag fra Endur Sjøsterk AS. Formålet med oppgaven er å studere samt presentere alternative løsninger til en ny dokkport som skal benyttes til å etablere en tørrdokk på Stamsneset Industriområde i Bergen kommune. Den nye dokkporten skal erstatte eksisterende dokkport etter ønske fra Endur Sjøsterk AS om en mer effektiv operasjon av dokkporten sett i lys av dagens utvikling hvor selskapet opplever økt etterspørsel. Den nåværende dokkporten er 6 meter høy og 24,6 meter bred. I dagens dokkanlegg er det hovedsakelig produksjon av flytende konstruksjoner i betong til bruk i fiskeoppdrettsnæringen.

Fokusområdet har vært å prosjektere en dokkport med funksjonalitet tilpasset dagens behov. Det har derfor vært essensielt å kartlegge mangler ved dagens dokkport, og deretter presentere og vurdere løsninger. For å flytte dokkporten må man ved dagens situasjon vente til høyvann før dokkporten har tilstrekkelig oppdrift til å flyte. Det innebærer blant annet mindre fleksibilitet og lavere effektivitet ved drift.

Ved prosjektering av flytende konstruksjoner, slik som denne dokkporten, er det viktig å finne riktig balanse mellom konstruksjonens flytende egenskaper, stabilitet og styrke. Problemstillinger knyttet til lekkasje, og tømning og fylling av tørrdokken belyses i oppgaven. Den nye dokkporten er prosjektert til å flyte uavhengig av tidevann. Det er også utført beregninger på et ballasteringssystem for heving og senkning av dokkporten.

Beregningene i oppgaven er utført etter fysiske lover, og gjeldende beregningsstandarder og eurokode. Eurokoden er brukt for å dokumentere prosjektering og beregning, og for å sikre at konstruksjonen er bygget i henhold til dagens krav og standard.

Dagens dokkport med tilhørende tegninger er benyttet som grunnlag for denne oppgaven. Resultatet av beregningene viser at man må øke dokkportens dimensjoner for å tilpasse dagens standard, spesielt med tanke på strengere krav til overdekning. Videre viser beregningene at dokkportens bredde må dobles for at den skal ha mulighet til å flyte på lavvann.

## Abstract

---

This bachelor thesis is a feasibility study carried out on behalf of Endur Sjøsterk AS. The objective of the thesis is to study and present alternative solutions for a new dock gate at the Stamsneset Industrial Area in Bergen Municipality, Norway. The new dock gate will replace the existing one as a result of Endur Sjøsterk AS' request for increased operational efficiency of the dock gate due to the current development where the company is experiencing growing demand. The current dock gate is 6 meters high and 24.6 meters wide. In the existing docking facilities, there is mainly production of floating structures in concrete for use in the fish farming industry.

Our key area of interest has been to design a dock gate adapted to the needs of today's situation in terms of functionality. It has therefore been essential to identify deficiencies in the existing dock gate. Furthermore, a study of the abovementioned deficiencies and possible solutions to these are presented in this thesis. In today's situation, the dock gate must wait for high tide in order to get sufficient buoyancy to float. This means, among other things, less flexibility and lower efficiency of operation.

When designing floating structures, such as this dock gate, it is important to identify the proper balance between floating abilities, stability, and strength of the structure. Issues related to leakage of dock gate as well as emptying and filling of the dry dock are highlighted in this thesis. The new dock gate is designed to float regardless of tides. Calculations have also been made on a ballast system for raising and lowering the dock gate.

All calculations in this thesis are implemented according to physical laws, current calculation standards and the Eurocodes. The Eurocodes is used to document design and calculation, and to ensure that the structure is built according to current requirements and standards.

We have used the existing dock gate with corresponding drawings as the basis for our thesis. The results of the calculations show that the dimensions of the dock gate need to be increased to adapt to the current Eurocodes, especially regarding stricter requirements for concrete covering. Furthermore, the calculations show that the width of the dock gate must be doubled for it to be able to float at low tide.

## Innholdsfortegnelse

---

<i>Forord</i>	2
<i>Sammendrag</i>	3
<i>Abstract</i>	4
<i>Figurliste</i>	8
<i>Tabelliste</i>	9
<b>1 Innledning</b>	<b>10</b>
1.1 Generelt	10
1.2 Bakgrunn	11
1.3 Problemstilling	11
1.4 Avgrensninger	12
1.5 Metode	12
<b>2 Beskrivelse av dokkanlegget</b>	<b>14</b>
2.1 Dokkanlegget i dag	14
2.2 utfordringer	15
2.2.1 Plassering av dokkport	15
2.2.2 Dokkportens høyde	16
2.2.3 Operering av dokkporten	18
2.2.4 Tetning mellom dokkport og ramme	19
2.2.5 Tømming av tørrdokken	20
2.2.6 Fylling av tørrdokken	20
2.2.7 Flytting av dokkport	21
<b>3 Teori</b>	<b>22</b>
3.1 Oppdrift og stabilitet	22
3.2 Fribord og fri overflate	24
3.3 Krenkning	25
<b>4 Lastgrunnlag</b>	<b>26</b>

4.1	Laster	26
4.1.1	Egenlaster	26
4.1.2	Nyttelaster	26
4.1.3	Lastkoeffisienter	27
4.2	Eksponeringsklasse, materialer og overdekning	29
4.2.1	Eksponeringsklasse	29
4.2.2	Materialer	30
4.2.3	Overdekning	31
<b>5</b>	<b>Beregninger</b>	<b>32</b>
5.1	Oppdrifts- og stabilitetsberegninger	34
5.1.1	Nødvendig oppdrift	34
5.1.2	Stabilitetsberegning	36
5.1.3	Nødvendig størrelse på ballasttanker	37
5.1.4	Krengning av dokkport	39
5.2	Dimensjonering av sidevegger	40
5.2.1	Bruddgrensekontroll	40
5.2.2	Armering	41
5.2.3	Rissviddekontroll	42
5.3	Dimensjonering av innvendige vegger	42
5.3.1	Bruddgrensekontroll	43
5.3.2	Armering	44
5.3.3	Rissviddekontroll	45
5.4	Dimensjonering av toppflens	45
5.4.1	Bruddgrensekontroll	45
5.4.2	Armering	48
5.4.3	Rissviddekontroll	50
5.5	Dimensjonering av bunnflens	51
5.5.1	Bruddgrensekontroll	52
5.5.2	Armering	54
5.5.3	Rissviddekontroll	57
5.6	Dimensjonering av øvre utkrager	58
5.6.1	Bruddgrensekontroll	58
5.6.2	Armering	59
5.6.3	Rissviddekontroll	60
5.7	Dimensjonering av nedre utkrager	60

5.7.1	Bruddgrensekontroll _____	60
5.7.2	Armering _____	61
5.7.3	Rissviddekontroll _____	62
5.8	Skråstøtter _____	63
5.8.1	Kraftoverføring fra toppflens til pilar _____	63
5.8.2	Kraftoverføring fra bunnflens til pilar _____	64
5.9	Svinn og fordelingsarmering _____	66
5.9.1	Svinn og fordelingsarmering for sidevegger _____	66
5.9.2	Svinn og fordelingsarmering for bunnflensen _____	67
6	<i>Diskusjon og videre arbeid</i> _____	68
6.1	Økte dimensjoner _____	68
6.2	Flyte på lavvann _____	69
6.3	Innervegger med sentrisk armering _____	69
6.4	Symmetrisk armering _____	70
6.5	Svinn og fordelingsarmering _____	70
6.6	Samme senteravstand for hele konstruksjonen _____	70
6.7	Utkragere og innspenning _____	71
6.8	Endeveggene _____	71
7	<i>Konklusjon</i> _____	72
8	<i>Kildeliste</i> _____	73
9	<i>Vedleggsliste</i> _____	75

## Figurliste

---

Figur 1: Dokkanlegg med dokkport i front. Foto: Martin Tesdal	14
Figur 2: Utklipp fra kommuneplan over Stamsneset Industriområde (Kommune, 2020)	15
Figur 3: Dokkporten ved flom i 2020. Foto: Endur Sjøsterk AS	16
Figur 4: Vannstandsniå og ekstremalverdier (Kartverket, 2020)	17
Figur 5: Luke for fylling av tørrdokken (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	21
Figur 6: Illustasjon av metasenter, tyngdepunkt og oppdriftssenter (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	23
Figur 7: Illustrasjon av fri overflate (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	24
Figur 8: Illustrasjon av krenkning på flytende konstruksjoner (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	25
Figur 9: Oversiktsskisse dokkport (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	33
Figur 10: Oversiktsskisse armering (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	33
Figur 11: Illustrasjon av ballasttanker og flytekamre sett ovenfra (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	37
Figur 12: Krenkning av dokkporten på 8 grader (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	39
Figur 13: Moment- og skjæradiagram til sidevegger (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	41
Figur 14: Armeringstegning snitt B-B for sidevegger (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	42
Figur 15: Moment- og skjæradiagram til innvendige vegger (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	43
Figur 16: Armeringstegning for innvendige vegger (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	44
Figur 17: Moment- og skjæradiagram til toppflens for vertikale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	46
Figur 18: Moment- og skjæradiagram til toppflens for horisontale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	47
Figur 19: Armeringstegning snitt D-D for toppflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	48
Figur 20: Detaljtegning 1 for innside toppflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	49
Figur 21: Moment- og skjæradiagram til bunnflens for vertikale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	52
Figur 22: Moment- skjæradiagram til bunnflens for horisontale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	53
Figur 23: Armeringstegning snitt E-E for bunnflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	54
Figur 24: Detaljtegning 2 for innside bunnflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	55
Figur 25: Moment- og skjæradiagram til øvre utkrager (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	58
Figur 26: Armeringstegning snitt A-A for øvre utkrager (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	59
Figur 27: Moment- og skjæradiagram til nedre utkrager (Coratti/Tesdal, Robot 2020)	61
Figur 28: Armeringstegning snitt C-C for nedre utkrager (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	62
Figur 29: Stavmodell for kraftoverføring fra toppflens til pilar (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	63
Figur 30: Stavmodell for kraftoverføring fra bunnflens til pilar (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)	65



## Tabelliste

Tabell 1: Liste over standarder som er benyttet i oppgaven	13
Tabell 2: Lastkoeffisienter for bruddgrensetilstand	27
Tabell 3: Lastkoeffisienter for oppdriftsberegning	28
Tabell 4: Lastkoeffisienter for beregning av stabilitet	28
Tabell 5: Lastkoeffisienter ved høy egenvekt	29
Tabell 6: Betongegenskaper	30
Tabell 7: Armeringsstålegenskaper	31
Tabell 8: Nøkkeltall for oppdriftsberegning	34
Tabell 9: Vannhøyde på dokkportkassen	35
Tabell 10: Oversikt over nødvendig vannivå ved bruk av ulike lastkoeffisienter	35
Tabell 11: Oppdriftssenter sammenlignet med dokkportens tyngdepunkt	36
Tabell 12: Stabilitetsberegning med metasenterhøyde	36
Tabell 13: Sammenligning av nødvendig ballast og lengde på ballasttank	38
Tabell 14: Resultater fra krengningsberegninger	40
Tabell 15: Bruddgrensekontroll for sidevegger	40
Tabell 16: Armering for sidevegger	41
Tabell 17: Rissviddekontroll for sidevegger	42
Tabell 18: Bruddgrensekontroll for innvendige vegger	43
Tabell 19: Armering for innervegger	44
Tabell 20: Rissviddekontroll for innvendige vegger	45
Tabell 21: Bruddgrensekontroll for vertikale laster på toppflens	46
Tabell 22: Bruddgrensekontroll for horisontale laster på toppflens	47
Tabell 23: Armering for vertikale laster på toppflens	48
Tabell 24: Armering for horisontale laster på toppflens	49
Tabell 25: Skjærarmering for horisontale laster på toppflens	50
Tabell 26: Rissviddekontroll for vertikale laster på toppflens	50
Tabell 27: Rissviddekontroll for horisontale laster på toppflens	51
Tabell 28: Bruddgrensekontroll for vertikale laster på bunnflens	52
Tabell 29: Bruddgrensekontroll for horisontale laster på bunnflens	53
Tabell 30: Armering for vertikale laster på bunnflens	54
Tabell 31: Armering for horisontale laster på bunnflens	55
Tabell 32: Skjærarmering for horisontale laster på bunnflens	56
Tabell 33: Rissviddekontroll for vertikale laster på bunnflens	57
Tabell 34: Rissviddekontroll for horisontale laster på bunnflensen	57
Tabell 35: Bruddgrensekontroll for øvre utkrager	58
Tabell 36: Armering for øvre utkrager	59
Tabell 37: Rissviddekontroll for øvre utkrager	60
Tabell 38: Bruddgrensekontroll for nedre utkrager	60
Tabell 39: Armering for nedre utkrager	61
Tabell 40: Rissviddekontroll for nedre utkrager	62
Tabell 41: Kraftoverføring fra toppflens til pilar	64
Tabell 42: Kraftoverføring fra bunnflens til pilar	65
Tabell 43: Svinn og fordelingsarmering for sidevegger	66
Tabell 44: Svinn og fordelingsarmering for bunnflensen	67

# 1 Innledning

---

## 1.1 Generelt

Norge er et lite land, men en maritim stormakt (Kvamstad-Lervold et al., 2019). Sjømatnæringen har hatt en eventyrlig utvikling de siste ti årene – produksjon av oppdrettslaks økte med over 100 prosent og lakseprisen til oppdretter steg med 85 prosent for å nevne noe (Firskerinæring, 2020). Selv om det er store svingninger i sjømatnæringen, spesielt i lønnsomheten, har vi hatt makroøkonomiske forhold på vår side hva gjelder rentenivå, kronekurs og oljepriser (Firskerinæring, 2020).

En slik utvikling vil naturligvis medføre økt behov for produksjon og vedlikehold av varer og tjenester tilknyttet næringen. Det er vanlig å dele sjømatnæringen inn i to sektorer; havbruk og fangst. De har hver sin egen verdikjede som består av leverandører, produksjon/fangs, bearbeiding og handel. De siste ti årene har lønnsomheten vært moderat til god i de fleste delene av verdikjeden, og dette kan skyldes økte produktpriser og/eller høyere volum (Tveterås et al., 2019). Utstysleverandørene har hatt driftsresultat før avskrivninger (EBITDA) på mellom 5-10 prosent. Dette er lavere enn blant annet havbruksselskapene (kundene til utstysleverandørene), og kan delvis være forårsaket av at kostnadene og risikoen knyttet til innovasjonsprosesser har ligget hos utstysleverandørene. Disse prosessene fanges ikke opp i lønnsomhetsberegningen (Tveterås et al., 2019).

Historisk sett har havbruksnæringens leverandører hatt viktige roller for innovasjonsevnen til næringen. Leverandørene er en svært sammensatt sektor som omfatter alt fra fiskefôr-selskaper, farmasøytiske selskaper, leverandører av produksjonsutstyr og programvare, til leverandører av vedlikeholdstjenester. Alle disse har bidratt til innovasjon som har hevet produktiviteten og muliggjort bærekraftig vekst.

## 1.2 Bakgrunn

Endur Sjøsterk AS produserer fôringsflåter til bruk i fiskeoppdrettsnæringen og kategoriseres dermed som en utstyrsleverandør i verdikjeden. Selskapet opplever økt etterspørsel i tråd med bransjeutviklingen, og ønsker å erstatte eksisterende dokkport for å øke operasjonell effektivitet og produktivitet.

Dagens dokkport på Stamsneset Industriområde i Bergen kommune ble prosjektert av Trumpy og Fjell i 1974. Det finnes i dag noen tegninger fra dokkporten, men disse er ikke fullstendige. Tegningene som er tilgjengelige er brukt som grunnlag for prosjektering av ny dokkport. Det er likevel nødvendig å gjøre endringer og nye beregninger for å imøtekomme dagens eurokode og endret bruksmønster.

En av de største utfordringene med dagens dokkport er at den har store lekkasjer, hovedsakelig i bunnen mellom dokkporten og grunnfundamentet. Videre er dokkportens flytekamre ikke funksjonelle nok til å ballastere dokkporten, fordi det tar lang tid å fylle og tømme disse.

Dokkporten skal prosjekteres på nytt etter gjeldende eurokode. Løsninger for å redusere lekkasjer inn i tørrdokken, samt å etablere et velfungerende ballasteringssystem vil være sentralt.

## 1.3 Problemstilling

Basert på overnevnte presenteres følgende problemstilling for oppgaven:

**Hvordan kan en dokkport designes for å flyte uavhengig av tidevann?**  
– *En mulighetsstudie av ny dokkport på Stamsneset Industriområde i Bergen kommune*

Gjennom oppgaven vil vi systematisk gjennomgå og diskutere relevant teori samt resultatet av funnene våre som drøftes i diskusjonsdelen. Til slutt vil vi konkludere med et svar på vår problemstilling.

## 1.4 Avgrensninger

Dimensjonering av ny dokkport er en stor oppgave og det har vært nødvendig å avgrense fokusområde. Da hovedfokuset i oppgaven har vært å finne en god løsning for driften av dokkporten, er dimensjonering begrenset til overordnet design. Det er derfor valgt å utelate detaljberegninger som forankring av armering og ekstra armering i innspenningpunkter.

Armeringstegningene i oppgaven er gjort på bakgrunn av beregningene som er utført, og er ikke fullstendige da ikke all armering er beregnet. Bøyelister havner også inn under avgrensning av oppgaven, da dette er naturlig å utføre etter armeringstegningene.

Pilarene som dokkporten hviler mot er ikke beregnet, verken tilstanden til de gamle eller dimensjonering av nye. Det er antatt for videre arbeid i oppgaven at nye pilarer vil ha samme lysåpning som dagens.

Videre er det i oppgaven lagt opp til ulike pumpesystemer. Pumpesystemene er ikke beregnet eller dimensjonert. Det er ikke utført beregninger for gjennomganger til rør eller luker i dokkporten. Lukene som skal benyttes til å fylle dokkporten er heller ikke beregnet, selv om disse er lagt til rette for.

Fortøyningspunkter på dokkporten er ikke beregnet, i videre arbeid bør disse planlegges slik at armeringen kan legges til rette for å ta opp kreftene.

Deformasjoner er ikke beregnet eller tatt hensyn til i denne oppgaven. Det antas at en deformasjon vil ha liten betydning for det praktiske formålet til dokkporten. Samtidig er det mulig at deformasjoner kan føre til lekkasjer. Denne muligheten er vurdert som liten og er derfor ikke tatt med videre i oppgaven.

## 1.5 Metode

Tidlig i prosessen ble det utført befarings av dagens dokkanlegg. Det ble diskutert utfordringer og mulige alternative løsninger, samt ønsker knyttet til ny dokkport. Dette er nærmere omtalt i

kapittel 2. Opprinnelig var det planlagt flere befaringer, men dette ble dessverre avlyst grunnet SARS-CoV-2 (Covid-19 viruset).

For å løse oppgaven er det brukt håndberegninger utført i Matchad, hvor forarbeider er gjort for hånd. Elementer er hver for seg lagt inn i Robot for å lage moment- og skjæradiagram, samt å kontrollere resultatene. Det er lagt vekt på håndberegningene og det er disse som er presentert i oppgaven. For å lage figurer og illustrasjoner er det brukt Sketchup, som er et 3D-tegneprogram. Armeringstegninger er også laget ved hjelp av Sketchup, disse tegningene er illustrative og ikke fullstendige.

Beregningene i oppgaven er utført etter fysiske lover og gjeldende beregningsstandarder og eurokode. Først er det gjort enkle håndberegninger for å bestemme omtrentlige dimensjoner, samt å lage et beregningsoppsett. Beregningsoppsettet ble deretter overført til Mathcad, hvor justeringer ble gjort for å finne en balanse mellom konstruksjonens oppdrift, stabilitet og styrke. Til slutt er konstruksjonen optimalisert for å gjøre dimensjonene mindre. Som en kontroll ble konstruksjonsdelene lagt enkeltvis inn i Robot for å sammenligne ekstremalverdier, samt å få ut moment- og skjæradiagram.

Eurokoden er brukt for å dokumentere prosjektering og beregning, og for å sikre at konstruksjonen er bygget i henhold til dagens krav og standard. Tabell 1 viser standardene som er benyttet i denne oppgaven.

Tabell 1: Liste over standarder som er benyttet i oppgaven

Forkortelse	Betegnelse	Tittel
NS-EN1990	NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN1992	NS-EN 1992-1-1:2004 + A1:2014 + NA:2018	Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN1993	NS-EN 1993-1-1:2005 + A1:2014 + NA:2015	Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN1991	NS-EN 1991-1-1-3:2003+NA:2008	Laster på konstruksjoner, del 1-1: Allmenne laster og del 1-3: Allmenne laster – snølaster

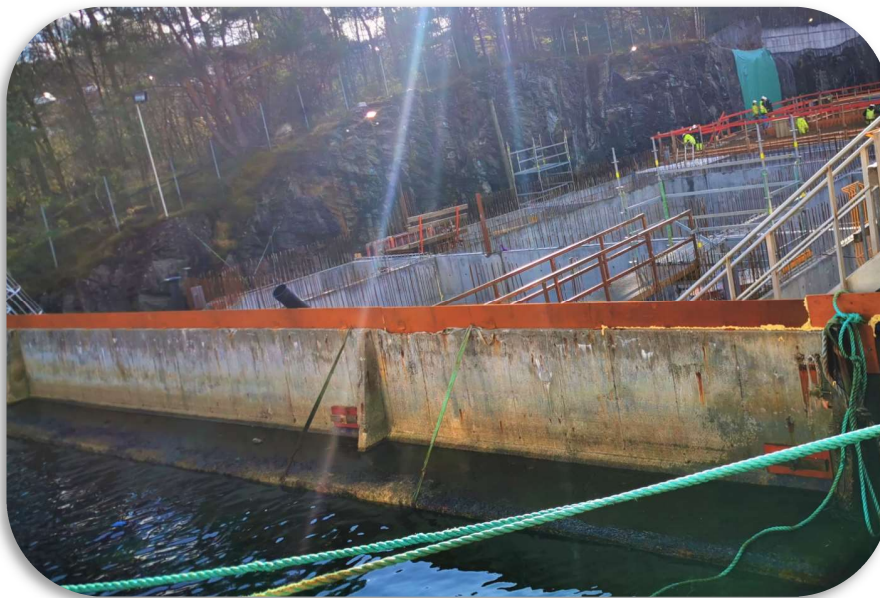
## 2 Beskrivelse av dokkanlegget

---

### 2.1 Dokkanlegget i dag

Dokkanlegget befinner seg på Stamsneset Industriområdet i Bergen kommune. Anlegget benyttes i dag til bygging av foringsflåter for fiskeoppdrettsnæringen. Dokkanlegget er 25 meter bredt og 90 meter langt. Dokkporten er i dag 6 meter høy og 24,6 meter bred.

På sidene av dokkporten er det betongpilarer, samt et bunnfundament som dokkporten hviler mot. Pilarene er påmontert pakninger som skal sørge for tetning mellom pilarene og dokkport. En tilsvarende pakning er brukt i bunnfundamentet. Figur 1 viser dokkporten slik den står i dag.



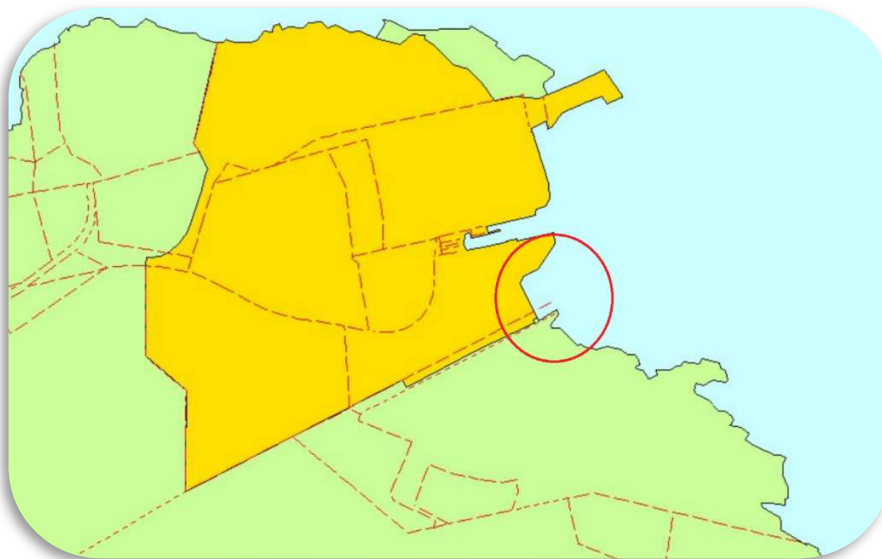
Figur 1: Dokkanlegg med dokkport i front. Foto: Martin Tesdal

## 2.2 Utfordringer

### 2.2.1 Plassering av dokkport

Lysåpningen begrenser størrelsen til konstruksjonene som kan bygges og fraktes ut. Ved å flytte dokkåpningen lengre ut ville geografien tillatt en større lysåpning. Dette hadde gitt mulighet for å bygge større konstruksjoner.

Figur 2 viser Bergen Kommune sin kommuneplan for Stamsneset industriområde. Dokkporten ligger innenfor den røde sirkelen markert på figur 2. Tørrdokken er i dag plassert helt inntil grensen til LNF-området. Utvidelser inn i LNF-områder er utfordrende. Endur Sjøsterk AS har vært i dialog med kommunen som stiller seg negativ til utvidelse av dokkanlegget. Det er derfor tatt en avgjørelse om å beholde dokkportens nåværende plassering og størrelse, da den tilfredsstillende dagens behov.

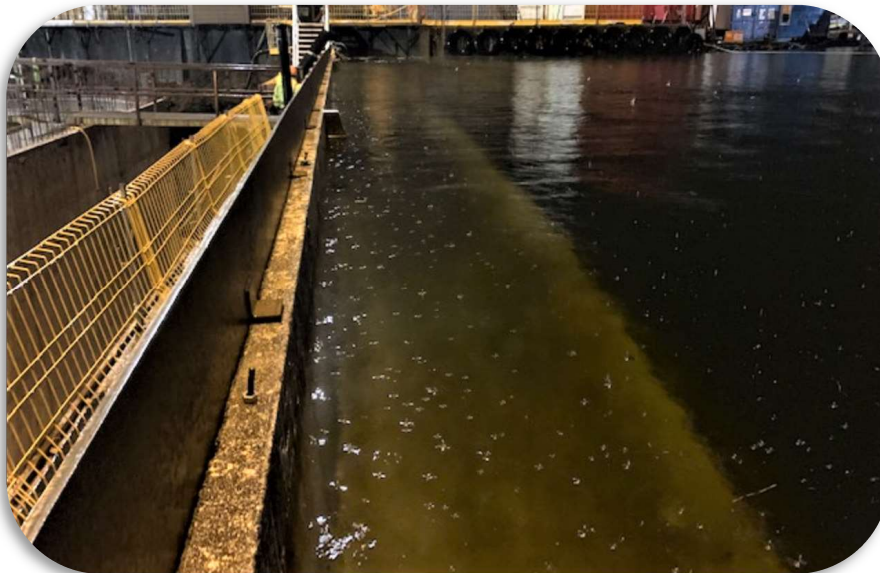


Figur 2: Utklipp fra kommuneplan over Stamsneset Industriområde (Kommune, 2020)

### 2.2.2 Dokkportens høyde

Ifølge Endur Sjøsterk AS har økt vannstand og flomproblematikk ført til utfordringer med dokkportens høyde. Figur 3 viser dokkporten ved flom i 2020. Under flommen ble det nødvendig å øke høyden ved å feste på en stålplate for å sikre at vann ikke renner over.

Dagens dokkport har en høyde på 6 meter, noe som tilsvarer en kotehøyde på +1,2. Dette medfører at dokkporten har tilstrekkelig høyde ved høyvann med 50 års gjentaksintervall (Kartverket, 2020). Med tanke på framtidige klimaendringer og økt vannstand, må det likevel vurderes om høyden til den nye dokkporten bør økes.

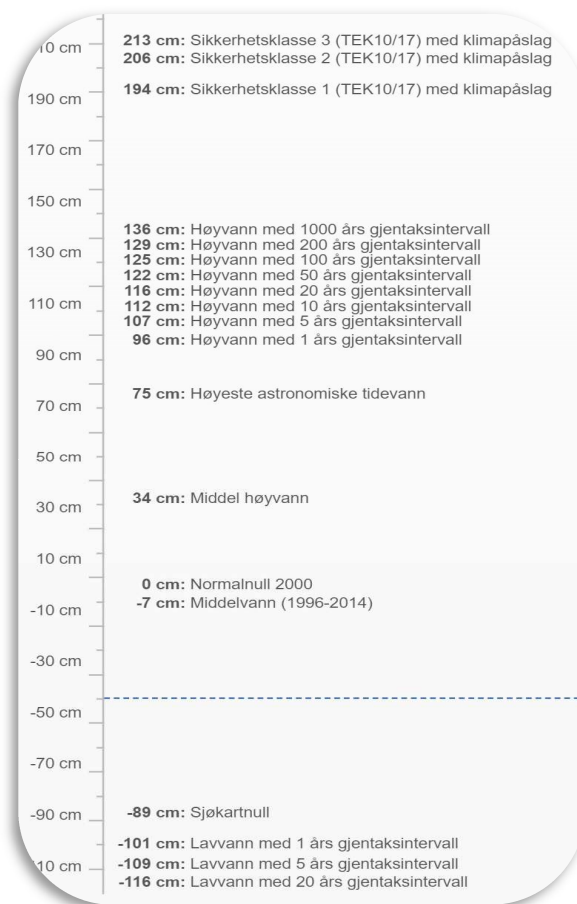


Figur 3: Dokkporten ved flom i 2020. Foto: Endur Sjøsterk AS

Figur 4 viser vannivåer med ekstremalverdier for Stamsnetet Industriområdet i Bergen kommune. Dersom dokkportens høyde skal tilfredsstille strengeste anbefaling etter TEK17 med sikkerhetsklasse 3, må høyden til den nye dokkporten ligge på kote +2,1 (Byggkvalitet). Dersom vann renner over er skadeomfanget lite og det er ikke risiko for liv og helse til arbeiderne. Det vil også være forutsigbart og arbeiderne vil ha god tid til å komme seg ut.



Etter dialog med Endur Sjøsterk AS er det tatt en beslutning om å bygge dokkporten 6,5 meter høy, som tilsvarer en kotehøyde +1,7. Denne høyden vil være tilstrekkelig i henhold til kartverket sine prognoser for flom med 1000 års gjentakintervall (Kartverket, 2020). For å sikre seg mot klimaendringer og økt vannstand i framtiden vil dokkportens styrke beregnes til en høyde på 7 meter, som tilsvarer en kotehøyde på +2,2. Dermed kan dokkportens høyde økes ved behov, og vil da også tilfredsstillere strengeste anbefaling etter TEK17 med sikkerhetsklasse 3 (Byggkvalitet).



**Figur 4: Vannstands nivå og ekstremalverdier (Kartverket, 2020)**

### 2.2.3 Operering av dokkporten

Dokkporten blir i dag åpnet og lukket ved hjelp av manuelt arbeid og tidevann. For at dokkporten skal flyte høyt nok slik at den kan flyttes inntil rammen, er man avhengig av høyvann. Videre må dokkporten holdes inntil mens det fjærer før den setter seg på plass. Dersom man ikke får plassert dokkporten riktig inntil rammen må man vente til neste høyvann og gjenta prosessen. Dette medfører at det tar mye tid å plassere dokkporten. Videre fører det til stor slitasje ettersom dokkporten ligger og skulper inntil pakningene mens det fjærer.

For å motvirke problemet med tidevann ønskes det å kunne ballastere dokkporten. Det vil si at noen av flytekamrene i dokkporten kan fylles og tømmes for vann. Dette gjør at man kan heve og senke dokkporten etter eget ønske, noe som medfører at man sparer tid i forhold til å vente på tidevann. En av utfordringene ved et ballasteringssystem er at man trenger pumper og utstyr for å drifte dette. Noe som igjen fører til mer vedlikehold og krav til teknisk kompetanse.

Dagens metode for å flytte dokkporten inntil rammen er at den krenger litt i sjøen med nedsiden inn. Dette gjør at bunnen av dokkporten kommer inn først og kan settes på fundamentet før resten av dokkporten vippes inntil. En ulempe med denne løsningen er at pakningen i bunnfundamentet får veldig stor slitasje. Dokkporten bærer preg av dette i dag, da den har store lekkasjer i bunn.

Et annet alternativ vil være å montere en kraftig stålstang i toppen av dokkporten, og ha toppen vendt innover. Dermed har man muligheten til å hekte dokkporten på kraftige mottakere i toppen og deretter vippe dokkporten inn i bunn. Denne metoden vil være enklere da man kan se elementene når de møter hverandre, i motsetning til at de er flere meter under sjøen. Samtidig vil pakningene i bunn få mindre slitasje fordi dokkporten vippes inntil. Selv om det kan medføre økt slitasje i øvre del av pakningene er disse mye mer tilgjengelig for inspeksjon.

For at overnevnte skal la seg gjennomføre må dokkporten enten bli hengende etter stålstangen i toppen, eller vippes inn så presist at den setter seg på bunnen. Om den blir hengende i toppen vil det føre til store krefter på pilarene. Videre vil løsningen om å vippe den rett over fundamentet være problematisk fordi det må være en nøyaktig glipe mot bunnen. Noe som vil være sårbart om det kommer steiner eller annet imellom. Deformasjoner som gjør at dokkporten blir hengende lavere enn beregnet vil også skape problemer for en slik løsning.

Et tredje alternativ vil være å ha mulighet til å krenge dokkporten. Dersom dokkporten kan krenkes etter eget ønske kan man bruke flere metoder for å føre den inntil rammen. Et alternativ kan være å krenge toppen inn først, og så feste den med strekkfisk før dokkporten blir rettet opp og satt på fundamentet. Når dokkporten blir krenget til en loddrett posisjon vil dokkporten bli parallelt med rammen. Noe som fører til at det blir jevn slitasje i motsetning til at bunnpakningen blir knust når dokkporten settes inntil.

Det er vurdert at det tredje alternativet hvor det tilrettelegges for krenkning av dokkporten gir størst fleksibilitet, og dette alternativet vil benyttes for videre prosjektering i oppgaven.

#### 2.2.4 Tetning mellom dokkport og ramme

Dagens løsning for tetning mellom dokkport og dokkportens ramme er at det benyttes pakninger. Etter hvert som vannet pumpes ut av tørrdokken, vil trykkdifferansen øke og dokkporten blir presset mot pakningene. Pakningene er tett i sidene, men det er store lekkasjer i bunnen av dokkporten. Når dokkporten settes i posisjon, er det dykkere inne for å tette de største lekkasjene. Det er likevel ikke mulig å tette alle fullstendig, og det går derfor pumper kontinuerlig.

Et alternativ for å redusere lekkasjene inn i tørrdokken er å bytte ut dagens pakning med en oppblåsbar gummipakning, som vil ligge innfelt i rammen til dokkporten. Gummipakningen vil ligge beskyttet når dokkporten settes inntil, og det vil dermed ikke oppstå like stor slitasje eller skade. Etter at dokkporten er på plass kan gummipakningen blåses opp slik at den tetter mellom dokkport og ramme. Gummipakningen kan enkelt byttes eller vedlikeholdes når dokkporten ikke er i bruk. En utfordring med å benytte en oppblåsbar pakning er at den kan punktere, og luft kan lekke ut. Det vil derfor være behov for et overvåkningssystem som holder kontroll på lufttrykket, slik at luft kan etterfylles ved behov.

Da det ikke er registrert prinsipielle problemer med pakningstypen som benyttes til dagens dokkport, er det valgt å beholde denne. Det er likevel en utfordring i at pakningene ødelegges når dokkporten settes inntil rammen. Sannsynligheten er derfor stor for at en endring i hvordan dokkporten settes i posisjon, vil løse problemet. Fordelen ved å benytte samme type pakning som blir brukt i dag er at de allerede har vist seg å fungere så lenge de er uskadet. Det blir heller ikke behov for ekstra pumpe, kompressor og et omfattende overvåkningssystem ved å benytte denne typen pakning. Dette er viktig for å drive kostnadseffektivt.

Videre prosjektering og beregning i denne oppgaven vil basere seg på å bruke tilsvarende pakningssystem som i dag.

#### 2.2.5 Tømming av tørrdokken

Dagens løsning for tømming av tørrdokken er at det benyttes nedsenkbare pumper. En utfordring som forlenger denne prosessen betraktelig, er at det er store lekkasjer. Ifølge Endur Sjøsterk AS tar det i dag ca. 72 timer å tømme tørrdokken. Det ligger et stort potensial her for å korte ned tiden ved å redusere lekkasjene.

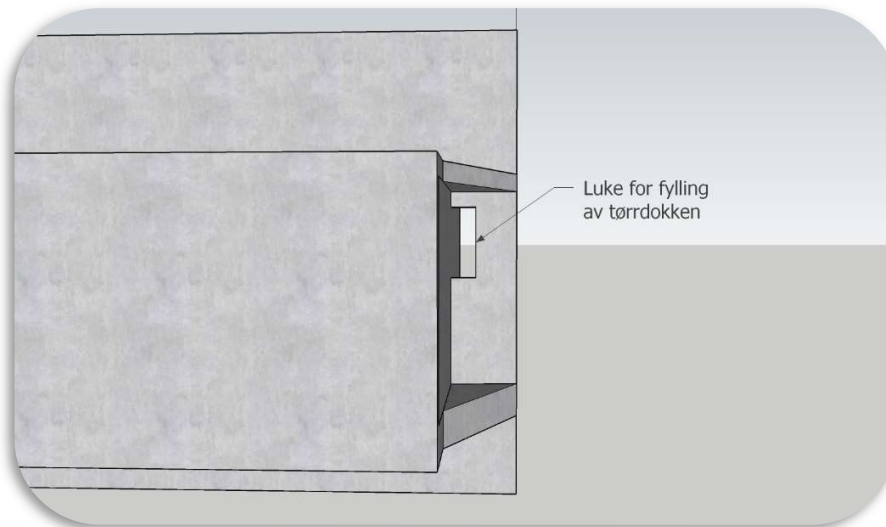
Tørrdokken har i dag en lengde på 24 meter, en dybde på 90 meter og en vannhøyde på ca. 4,5 meter ved middel høyvann. Dette utgjør et volum på 9720 m<sup>3</sup>. Pumpene er oppgitt til en pumpekapasitet på 20 m<sup>3</sup> per minutt, ifølge Endur Sjøsterk AS. Det vil si at dersom lekkasjene stoppes, vil tiden det tar å tømme dokkporten reduseres fra 72 timer til rett over 8 timer. Det er dermed et potensiale for å redusere tiden det tar å tømme tørrdokken med opp til 64 timer.

Tiltaket for å redusere tiden det tar å tømme tørrdokken vil i hovedsak være å minimere lekkasjene. Videre prosjektering og beregning av pumpesystemet er ikke vurdert grunnet avgrensning av oppgaven.

#### 2.2.6 Fylling av tørrdokken

Når tørrdokken skal fylles opp etter prosjektene er ferdig, blir det i dag åpnet luker i toppen av dokkporten. Disse lukene ligger relativt høyt oppe som medfører at vann kun renner inn når det er høyvann. En konsekvens av dette er at det tar lang tid å fylle tørrdokken. Av den grunn er det ønsket en bedre løsning som gjør at tørrdokken kan fylles raskere, samtidig som løsningen ikke blir mer avansert.

For å unngå at lukene kun kan brukes til å fylle dokkporten når det er høyvann, må de plasseres lengre ned. Dette medfører også at lukene må beregnes for et større vanntrykk. Tilkomsten vil også bli vanskeligere, og det vil være nødvendig med et mer avansert åpne og lukkesystem. Dette fordi det da ikke vil være mulig å åpne lukene direkte fra toppen av dokkporten. Videre er en konsekvens økt vedlikehold og ekstra kostnader knyttet til produksjon.



Figur 5: Luke for fylling av tørrdokken (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

For å tilrettelegge for luker lengre nede, vil dokkportens kasse prosjekteres kortere enn hva den er i dag. Det vil da være plass til luker som kan plasseres på hver side av dokkporten. Det er valgt å legge til rette for denne løsningen i oppgaven, men det er ikke utført videre beregninger for lukene. Figur 5 viser et forslag til hvordan lukene kan plasseres.

### 2.2.7 Flytting av dokkport

Dokkporten flyttes i dag til og fra lagring ved å feste på en trosse og trekke den med båt. Dette er et relativt tungvint system, hvor arbeidet utføres manuelt.

Et alternativ til dette er å vinsje dokkporten, istedenfor å flytte den med båt. Dette kan gjøres ved å etablere en innfestning i hver ende av dokkporten som vinsjen festes i når dokkporten skal flyttes. Grunnforholdene er en faktor som gjør det utfordrende å flytte dokkporten med vinsj. I et slikt tilfelle mister man fleksibiliteten i forhold til hvordan dokkporten flyttes fordi vinsjen kun vil dra den i en bestemt retning. Da vil det ikke være mulig å styre unna eventuelle hindringer.

På bakgrunn av dette og etter diskusjon med Endur Sjøsterk AS er det vurdert at dagens metode er den beste og mest fleksible løsningen. Det er derfor ikke behov for å tilrettelegge for alternativer.

## 3 Teori

---

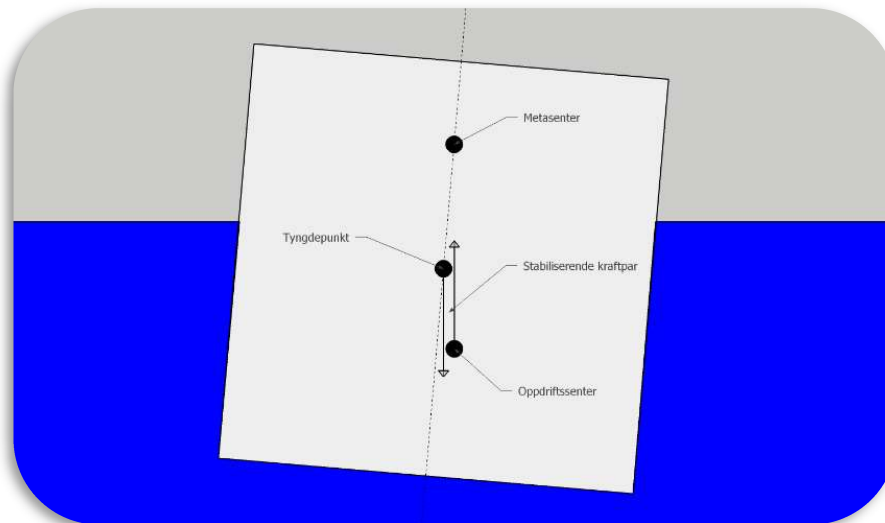
### 3.1 Oppdrift og stabilitet

Etter Arkimedes lov er oppdriften å regne for vekten av den væsken som fortrennes. Dersom en gjenstand er nedsunket i vann, vil oppdriften være lik tyngden av vannet som gjenstanden fortrenger (Pedersen, 2019).

En gjenstand som settes i vann vil derfor synke helt til den har fortrenget vann lik sin egen tyngde. Massen av det fortrenget vannet kalles deplasement (Brudevoll, 2018a). Oppdriften er dermed å regne som en kraft som virker i oppdriftssenteret hvor en kan samle hele gjenstandens oppdrift og samtidig beholde dens egenskaper. På samme måte er vekten av gjenstanden en kraft som virker i tyngdepunktet hvor en kan samle hele gjenstandens vekt og samtidig beholde dens egenskaper, også kalt massesenter. Plasseringen av tyngdepunktet og oppdriftssenteret har stor betydning for gjenstandens stabilitet i vann (Amdahl et al., 2014).

Den enkleste måten å oppnå stabilitet på er å ha tyngdepunktet liggende under oppdriftssenteret. På den måten har man to krefter som virker i hver sin retning, som skaper et stabiliserende moment ved krenkning. Dette er ofte vanskelig å oppnå fordi man ønsker å ha store deler over vann, noe som kan trekke tyngdepunktet opp. For stabiliteten sin del er det ønskelig å få tyngdepunktet så langt ned som mulig. Deretter må man bruke andre effekter som metasenter for å påvise stabilitet.

For å regne stabilitet på en flytende gjenstand med lav krenkningsvinkel, under 10 grader, kan man bruke metasenter og metasenterhøyden som et kriterium. Metasenter er et punkt langs senterlinjen til gjenstanden hvor oppdriftssenteret alltid vil peke gjennom. Ved vinkelendringer vil oppdriftssenteret flytte seg til siden og fortsatt peke gjennom metasenteret. For at gjenstanden skal holde seg stabil i vannet er det viktig at tyngdepunktet ligger under metasenteret. Dersom dette er oppfylt vil tyngdepunktet og oppdriftssenteret danne et kraftpar som gir et stabiliserende moment på gjenstanden, illustrert i figur 6 (Amdahl et al., 2014).



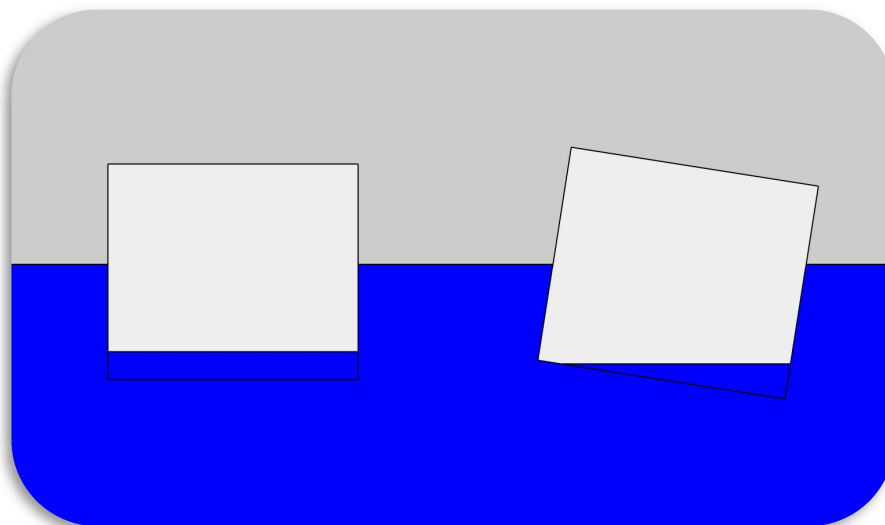
Figur 6: Illustrasjon av metasenter, tyngdepunkt og oppdriftssenter (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

For å kontrollere dette må plasseringen til metasenteret beregnes ved å finne annet arealmomentet til vannspeilet som gjenstanden bryter, og dele det på volum av det fortrenkte vannet (volumdeplasement). Da finner man ut hvor høyt metasenteret ligger over oppdriftssenteret. Deretter trekkes differansen mellom tyngdepunktet og oppdriftssenteret fra metasenteret, dette forholdet kaller man for metasenterhøyden ( $GM$ ). Når man har funnet dette forholdet kan man se om gjenstanden ligger stabilt i vannet. Dersom  $GM > 0$  er gjenstanden i stabil likevekt. Videre er den i labil likevekt dersom er  $GM = 0$ . Tilslutt vil den være ustabil dersom  $GM < 0$  og gjenstanden vil bevege seg til den blir stabil og typisk kante (Amdahl et al., 2014).

### 3.2 Fribord og fri overflate

Fribord er enkelt forklart høyden fra vannoverflaten opp til dekket på en båt (Brudevoll, 2018b). For større skip skal nedlastningsmerker være påført på begge sider for å sikre at det har nok tilgjengelig fribord, og at den ikke blir overlastet (fiskeridepartementet, 2014). Fribordet på en båt sier noe om hvor mye den kan krenge før det renner vann inn på dekket. Videre vil et større fribord gjøre at en båt tåler større bølger uten å bli oversvømt. Når det renner vann inn på dekket vil stabiliteten bli dårlig, og når et skip tar inn store mengder vann kan den fort kantre (Amdahl et al., 2014).

Grunnen til at et skip får dårlig stabilitet når den tar inn vann er fordi den får en fri overflate. Som vist på figur 7 vil en væske strømme til det laveste punktet med en gang skipet får en krenkning (Erikstad, 2014). Dermed vil vekten av vannet flytte seg i samme retning som krenkningen og øke effekten. For å motvirke denne effekten kan det lages langsgående skott som vil begrense vandringen til vannet (Amdahl et al., 2014).



Figur 7: Illustrasjon av fri overflate (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

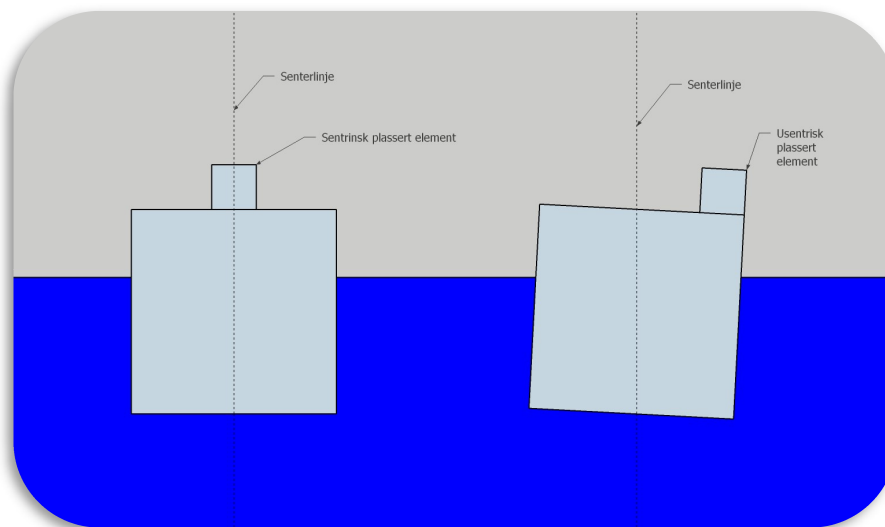


### 3.3 Kregning

For å beregne kregning i vannet tar man utgangspunkt i plassering til lastene i forhold til senterlinjen. Lastene med tyngdepunkt i senterlinjen til en konstruksjon vil ikke gi effekt på kregningen. Dersom et element har et tyngdepunkt utenfor senterlinjen vil konstruksjonen få et virkende moment, og krenge som vist på figur 8. Dette vil rotere konstruksjonen helt til oppdriften flytter på seg nok for å motvirke. For å beregne vinkelen til en kregning som oppstår kan følgende formler benyttes (Johansen et al., 2019).

$$tyngdepunkt_{skeivstilling} = \frac{vekt \times skeivstilling}{vektdeplasement} \quad vinkel = \text{atan} \left( \frac{tyngdepunkt_{skeivstilling}}{GM} \right)$$

Formelen over er kun gyldig for vinkler inntil 10 grader (Amdahl et al., 2014)).



Figur 8: Illustrasjon av kregning på flytende konstruksjoner (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

## 4 Lastgrunnlag

---

### 4.1 Laster

Lastene defineres ut ifra konstruksjonens bruksområde, samt de naturlige kreftene som virker i lokasjonen.

#### 4.1.1 Egenlaster

Egenlasten til konstruksjonen kommer av egenvekten til dokkporten som skal konstrueres i betong B45. For konstruksjonen vil ikke egenlasten virke i samme retning som nyttelast fra vanntrykket, og dermed ha mindre innvirkning. Derimot er egenlasten svært viktig i forhold til oppdrift og stabiliteten til konstruksjonen i vannet.

$$g = 25 \frac{\text{kn}}{\text{m}^3} \quad \text{- Egenlast betong (Byggforsk, 2020)}$$

#### 4.1.2 Nyttelaster

Nyttelast er definert av lastene som virker på konstruksjonen under bruk. For dokkporten vil det i hovedsak gjelde vanntrykket når tørrdokken er tom for vann. Vanntrykket er beregnet fra tyngdetettheten til sjøvann som har en gjennomsnittlig tetthet på 1,025 g/ml (Haugan and Aamot, 2011). Ved å regne med tyngdeakselerasjonen får man uttrykket:

$$\rho_{sjø} = 10,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{- Nyttelast fra vanntrykket (Vedlegg 1)}$$

Utover vanntrykket som virker på dokkporten benyttes den som landgang, og den må derfor også beregnes for en sekundær nyttelast. Denne nyttelasten er hentet fra tabell NA.6.2 NS-EN 1991-1-1, hvor den største nyttelasten fra tabellen er valgt til sikker side. I denne oppgaven er det kun tatt hensyn til jevnt fordelt last som nyttelast.

$$p = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{- Nyttelast fra landgang}$$

Videre vil snø kunne legge seg på konstruksjonen. Området ligger ved havnivå og det vil derfor ikke forekomme høydetillegg på snølasten (tabell NA.4.1(901) NS-EN 1991-1-3)

$$S_K = 2,0 \frac{kN}{m^2} \quad - \text{Snølast fra tabell NA.4.1(901) NS-EN 1991-1-3}$$

#### 4.1.3 Lastkoeffisienter

Lastene over multipliseres med lastkoeffisienter. Verdien til lastkoeffisientene er basert på sannsynligheten for at lastene avviker fra antatt størrelse. I oppgaven er beregningene utført med ulike kombinasjoner av lastkoeffisienter.

Konstruksjonen er ikke direkte beskrevet i NS 1990, det er derfor valgt å benytte lastkoeffisientene etter NS-EN 1990 - Tillegg A1 for broer, da dette vil være til sikker side.

##### 4.1.3.1 Lastkoeffisienter for bruddgrensetilstand

For å beregne konstruksjonen i bruddgrensetilstand er lastkoeffisientene presentert i tabell 2.

Tabell 2: Lastkoeffisienter for bruddgrensetilstand

Laster	Verdi
Permanente laster	$\gamma_g = 1,2$
Vanntrykk variabel del	$\gamma_{w.v} = 1,35$
Nyttelast	$\gamma_p = 1,5$
Snølast	$\gamma_s = 1,05$

Når dokkporten står i lukket posisjon vil vanntrykket variere med tidevann, derfor benyttes lastkoeffisient på 1,35 for variabelt vanntrykk etter NS-EN 1990 - Tillegg A1.

#### 4.1.3.2 Lastkoeffisienter for oppdriftsberegning

For oppdriftsberegning av dokkporten ved lavvann er det valgt lastkoeffisienter presentert i tabell 3.

Tabell 3: Lastkoeffisienter for oppdriftsberegning

Laster	Verdi
Permanente laster	$\gamma_{g,R} = 1,0$
Vanntrykk	$\gamma_{w,R} = 1,0$

Dette er et tilfelle som ikke har betydning for konstruksjonens styrke. Det er derimot dette settet med lastkoeffisienter som har definert dimensjonene for å oppnå tilstrekkelig flyt under den praktiske driften, og som antas å være det mest realistiske tilfellet.

#### 4.1.3.3 Lastkoeffisienter for beregning av stabilitet

For beregning av dokkportens stabilitet er det valgt lastkoeffisienter presentert i tabell 4.

Tabell 4: Lastkoeffisienter for beregning av stabilitet

Laster	Verdi
Permanente laster	$\gamma_{g,P} = 0,9$
Vanntrykk, permanent del	$\gamma_{w,p} = 1,2$

Stabilitetsberegningen utføres for å sikre at konstruksjonen er stabil når den flyter. Vannet vil treffe dokkporten i samme høyde uavhengig av tidevann, noe som gir et permanent vanntrykk på hele konstruksjonen.

#### 4.1.3.4 Lastkoeffisienter ved høy egenvekt

For å kontrollere oppdriftsberegningene for et antatt tilfelle med høy egenvekt er det valgt følgende lastkoeffisienter presentert i tabell 5.

Tabell 5: Lastkoeffisienter ved høy egenvekt

Laster	Verdi
Permanente laster	$\gamma_g = 1,2$
Vanntrykk	$\gamma_w = 1,0$

Hvis dokkporten blir for tung må den tilføres ekstra oppdrift, dette kan gjøres ved å montere flyteelementer i underkant av kassen. Det vil gjøre at senterpunktet for oppdrift flytter seg lengre ned. Det er derfor beregnet et scenario hvor egenvekten er høy med tilført ekstra oppdrift for å sikre at dokkporten forblir stabil.

## 4.2 Eksponeringsklasse, materialer og overdekning

Verdier og formler er hentet fra NS-EN 1992-1-1.

### 4.2.1 Eksponeringsklasse

Konstruksjonen står delvis nedsenket i sjøvann, det er derfor valgt å benytte eksponeringsklasse XS3 for tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsone (tabell 4.1).

## 4.2.2 Materialer

Det er valgt å konstruere dokkporten i betong og armeringsstål fordi Endur Sjøsterk AS hovedsakelig bygger betongkonstruksjoner. Verdiene i dette kapitlet er hentet fra NS-EN 1992-1-1.

### 4.2.2.1 Betong

Det er valgt å benytte betongkvalitet B45 etter tabell 3.1 NS-EN 1992-1-1. For vanntette konstruksjoner er det anbefalt å benytte bestandighetsklasse MF40 etter tabell NA.15 NS-EN 206-1. Bestandighetsklasse MF40 tilfredsstiller kravene til bestandighet.

Tabell 6: Betongegenskaper

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$f_{ck}$	$45 \frac{N}{mm^2}$	Betongens karakteristiske sylindertykkfasthet (Tabell 3.1)
$\gamma_c$	1,5	Partialfaktor for betong (Tabell NA.2.1N)
$\alpha_{cc}$	0,85	Koeffisient som tar hensyn til virkning av langtidslasten til betongens trykkfasthet (NA.3.1.6)
$f_{cd}$	$25,5 \frac{N}{mm^2}$	Nødvendig oppdrift
$f_{ctm}$	$3,8 \frac{N}{mm^2}$	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet (Tabell 3.1)

Tabell 6 framstiller betongegenskapene som er benyttet for videre beregninger i oppgaven.

#### 4.2.2.2 Armeringsstål

Konstruksjonen blir armert med B500NC. Tabell 7 viser armeringsstålets kapasitet som benyttes for beregningene videre i oppgaven.

Tabell 7: Armeringsstålegenskaper

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$f_{yk}$	$500 \frac{N}{mm^2}$	Armeringsstålets karakteristiske flytegrense (3.2.2)
$\gamma_s$	1,15	Partialfaktor for armeringsstål (NA.2.1N)
$f_{yd}$	$435 \frac{N}{mm^2}$	Armeringsstålets dimensjonerende flytegrense

Det er kamstål som benyttes som armering i konstruksjonen, og betegnes med bokstaven  $\emptyset$  med påfølgende stangdiameter i millimeter. For eksempel vil armeringsjern med en stangdiameter på 12 mm, betegnes  $\emptyset 12$ .

#### 4.2.3 Overdekning

Overdekningen bestemmes etter tabell NA.4.4N. Det er kravet til bestandighet som avgjør overdekningen til konstruksjonen.

$$C_{min} = 50 \text{ mm}$$

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

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

## 5 Beregninger

---

Bakgrunnen for beregningene er at det er ønsket at dokkporten skal flyte ved lavvann. Som et utgangspunkt for beregningene ble det først laget en skisse av den opprinnelige dokkporten. Deretter ble det utført beregninger for å finne oppdriftens volum og oppdriftssenteret. Videre ble betongens egenvekt og tyngdepunkt beregnet. Det ble satt opp en likevekt i mathcad for å finne balansen mellom oppdrift og stabilitet. Deretter ble dokkporten beregnet i bruddgrense.

Dokkporten ble optimalisert ved å lage konstruksjonen så slank som mulig, med bakgrunn i kravene om oppdrift, stabilitet og styrke. For å senke dokkporten ved høyvann, er det gjort beregninger på hvor mye vann som må fylles i dokkportens ballasttanker. Til slutt er det gjort beregninger på krenkning av dokkporten, slik at den kan skjevstilles i vannet.

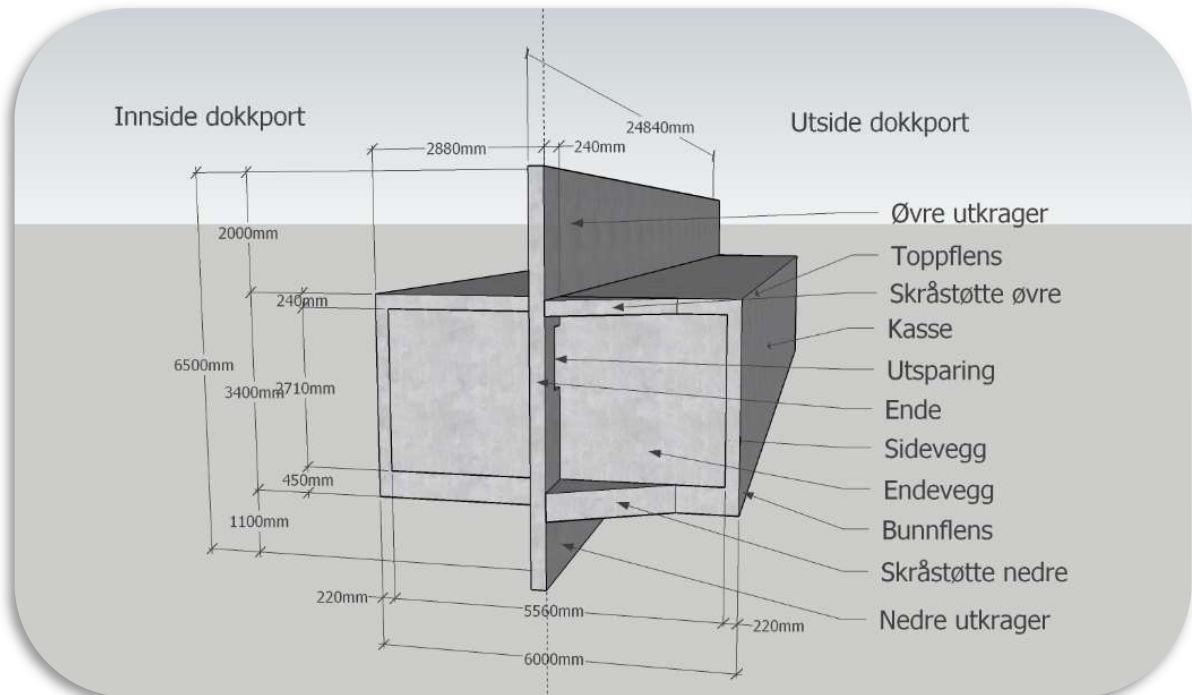
Dimensjonering av dokkporten er gjort ved å dele den opp i elementer, og deretter se hvilke krefter som virker på hvert element. Figur 9 illustrerer hvordan dokkporten er delt opp i ulike elementer. Elementene er beregnet som leddet innfestet i hverandre, foruten utkragerne som er beregnet fast innspent. Deretter er de dimensjonert ut ifra maks feltmoment som oppstår ved leddet innfestning. Det er antatt at feltmomentene er dimensjonerende og at innspenningene ikke er sterke nok til å ta større krefter. Der det virker to momenter på samme element er disse summert til sikker side, uavhengig om de virker med maksimum samme sted.

Dokkportens minimumsarmering er valgt til 2 ganger normal minimumsarmering, da konstruksjonen bør være så vanntett som mulig [NS-EN-1991 (NA9.2.1.1)].

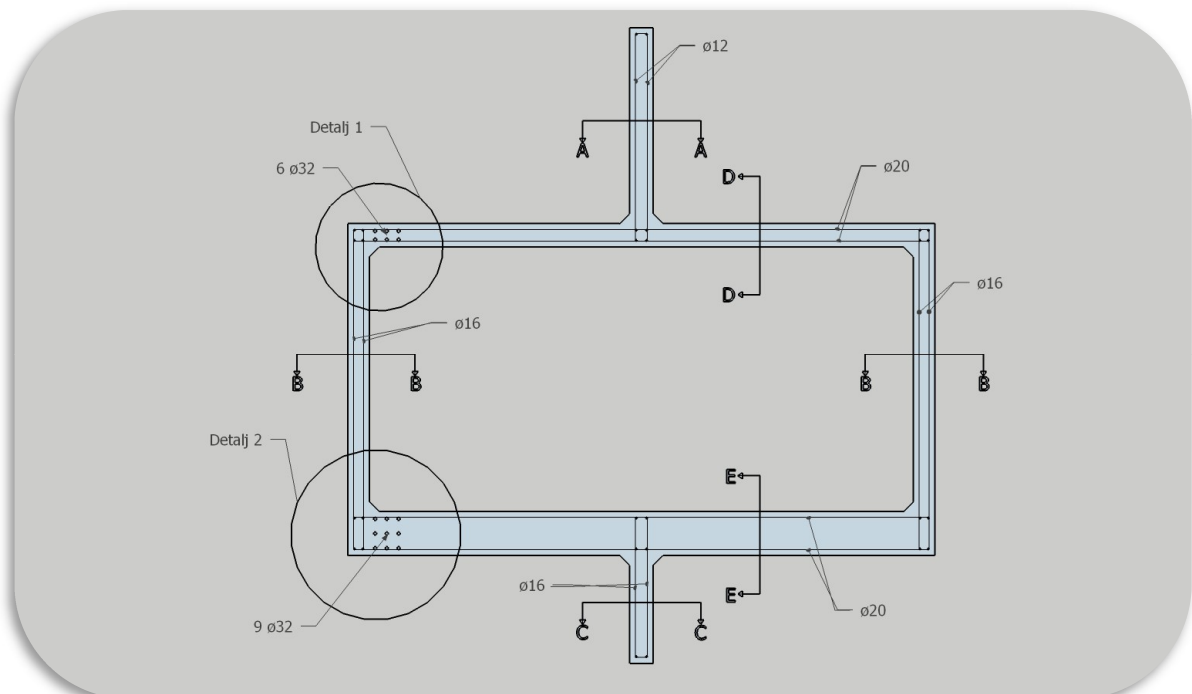
Det er utført en rissviddekontroll av hver enkelt konstruksjonsdel. Kontrollen er utført etter forenklet metode (NS-EN 1992 7.3.3). Maks rissvidde er beregnet for laster i ofte forekommende etter tabell NA.7.1N.

Figur 10 viser en oversiktsskisse av dokkporten som viser armeringens plassering. Figuren viser også plassering av snitt som er brukt for armeringstegningene videre i oppgaven.





Figur 9: Oversiktsskisse dokkport (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)



Figur 10: Oversiktsskisse armering (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

## 5.1 Oppdrifts- og stabilitetsberegninger

I beregningene for oppdrift og stabilitet er ikke snølast eller annen nyttelast enn vanntrykket medtatt. Det er fordi det ikke vil være snø på dokkporten når den flyttes. Videre skal dokkporten benyttes til landgang, dette er den eneste nyttelasten som er antas å virke utover vanntrykket. Dokkporten vil ikke brukes til landgang mens den flyttes. Det er derfor kun egenvekt og vanntrykk som er medvirkende laster i beregningene for oppdrift og stabilitet.

For beregningene av dokkportens oppdrift og stabilitet er ikke vannstrømninger eller bølger medtatt. Dette fordi konstruksjonen ligger i en vik, hvor det er lite bevegelser i sjøen. Dokkporten er kun utsatt når den flyttes, og det er en forutsetning at dette kun skjer når det er gode forhold og lite bølger. Videre skal dokkporten bygges på lokasjonen, og det er dermed ikke relevant å beregne den for eventuelle krefter som vil oppstå under transport.

### 5.1.1 Nødvendig oppdrift

En beregning av betongens egenvekt er utført for å finne nødvendig oppdrift for at dokkporten skal flyte ved lavvann. Beregningene er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.2, som er lastkoeffisientene for det mest realistiske tilfellet. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 12.

Tabell 8: Nøkkeltall for oppdriftsberegning

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$V_{tot}$	158,7 $m^3$	Dokkportens betongvolum
$g_{c_r}$	25 $\frac{kN}{m^3}$	Egenvekt armert betong
$G_{CR}$	3968,1 $kN$	Dokkportens egenvekt
$n\delta o_R$	394,8 $m^3$	Nødvendig oppdrift

Nødvendig oppdrift er det totale volumdeplasementet dokkporten må ha for å flyte ved lavvann, presentert i tabell 8. Dette er grunnlaget for størrelsen til dokkportens kasse, som skal sørge for tilstrekkelig oppdrift.

Tabell 9: Vannhøyde på dokkportkassen

Høyde av kassen	Høyden vannet treffer kassen	Differanse
3,4 m	2,8 m	0,6 m

Beregningene presentert i tabell 9 er utført for å kontrollere at vannivået ikke overstiger dokkportens kasse. Dersom vannivået overstiger dokkportens kasse vil dette føre til et negativt vanntrykk som motvirker oppdriften. Samtidig vil annet arealmomentet til vannspeilet forsvinne, og dokkporten vil miste stabiliteten. Det er derfor viktig å ha kontroll på hvor vannet treffer dokkporten, som ifølge tabell 9 er 60 cm under toppen av kassen.

Videre er det gjort beregning på nødvendig vannstands nivå for at dokkporten skal flyte. Her er vannhøyden ved lavvann bestemt til 3,9 meter. Beregninger viser at bunnen til dokkporten vil flyte i samme høyde som havbunnen ved lavvann. Når vannivået stiger mot høyyvann vil dokkporten flyte høyere.

Det er også utført en kontroll av beregningene med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.3 og kapittel 4.1.3.4. Resultatene presentert i tabell 10 viser at dokkporten vil flyte ved alle de tre tilfellene. For beregningen med lastkoeffisientene etter kapittel 4.1.3.4, er det lagt til ekstra oppdrift. Den ekstra oppdriften er nødvendig for at dokkporten skal flyte dersom den blir tyngre enn antatt. Det kan derfor konkluderes med at dokkporten har tilstrekkelig oppdrift til å flyte uavhengig av tidevann.

Tabell 10: Oversikt over nødvendig vannnivå ved bruk av ulike lastkoeffisienter

Lastkoeffisienter	Vannhøyde ved lavvann	Nødvendig vannnivå
Kapittel 4.1.3.2	3,9 m	3,9 m
Kapittel 4.1.3.3	3,9 m	3,2 m
Kapittel 4.1.3.4	3,9 m	3,9 m

### 5.1.2 Stabilitetsberegning

Det er utført en stabilitetsberegning for å sikre at dokkporten ligger stabilt i vannet. Det er gjort en sammenligning av tyngdepunkt, oppdriftssenter og metasenterhøyde for å påvise stabilitet. Stabilitetsberegningene er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.3, som er antatt å være verste tilfellet for stabiliteten til dokkporten. I dette scenarioet flyter dokkporten høyere i vannet som gjør at tyngdepunktet blir tilsvarende høyere. Dersom tyngdepunktet havner så høyt at det blir liggende over metasentret, vil dokkporten bli ustabil. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 12.

Tabell 11: Oppdriftssenter sammenlignet med dokkportens tyngdepunkt

Oppdriftssenteret $TPO_p$	Dokkportens tyngdepunkt $TP_c$	Differanse $\Delta TP_p$
2,11 m	2,69 m	- 0,58 m

Tabell 11 viser at oppdriftssenteret ligger under dokkportens tyngdepunkt, noe som tilsier at dokkporten ikke er stabil. Det blir derfor nødvendig å vurdere metasenterhøyden for å påvise stabilitet.

Tabell 12: Stabilitetsberegning med metasenterhøyde

Metasenterhøyden $Meta_p$	Differanse $\Delta TP_p$	GM-forholdet $GM_p$
1,4 m	- 0,58 m	0,82 m

Resultatene fra beregningene presentert i tabell 12 viser at GM-forholdet er positivt, som tilsier at dokkporter flyter stabilt.

Det er også gjort stabilitetsberegninger for det mest realistiske tilfellet etter kapittel 4.1.3.2. Ved å benytte samme beregningsmetode er GM-forholdet beregnet.

$$GM_R = 0,83 \text{ m} \quad - \text{ GM-forholdet er positivt}$$

Ifølge beregningene har dokkporten god stabilitet med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.2.

Deretter er det kontrollert for et tilfelle med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.4, hvor dokkporten antas å ha en høyere egenvekt. Dette vil føre til at dokkporten ligger dypere i vannet enn ønsket, noe som i utgangspunktet vil gi bedre stabilitet. På en annen side vil ikke dokkporten være funksjonell dersom den ikke flyter på lavvann. Det blir derfor nødvendig å øke oppdriften ved å legge til ekstra oppdrift i underkant av kassen. Dette fører til at oppdriftssenteret havner lengre nede.

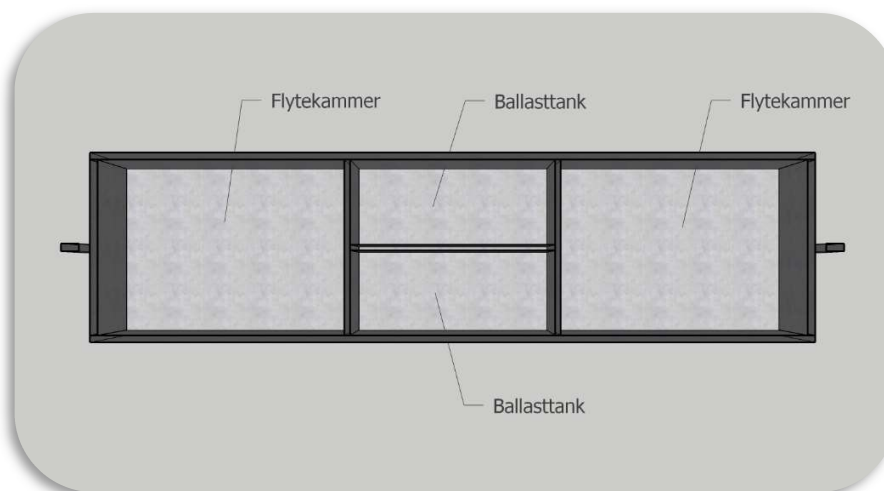
$$GM_E = 0,43 \text{ m}$$

- GM-forholdet er positivt

Beregningen viser at dokkporten vil være stabil også med ekstra oppdrift med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.4.

### 5.1.3 Nødvendig størrelse på ballasttanker

Det er tilrettelagt for to ballasttanker som er sentrert i midten av dokkporten. I dette kapitlet er det utført beregninger for å vurdere størrelsen til disse. Verdiene er oppgitt som det totale volumet og lengden av de to ballasttankene. Figur 11 viser en illustrasjon av ballasttankene sett ovenfra.



Figur 11: Illustrasjon av ballasttanker og flytekamre sett ovenfra (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

Det er gjort en beregning for å finne ut hvor mye vann som skal til for å senke dokkporten ved høyvann. Dette avgjør størrelsen til ballasttankene. Beregningen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.2 og kapittel 4.1.3.3. Det er ikke spesifisert i eurokoden hvilke lastkoeffisienter som skal benyttes i en slik situasjon, og det må derfor gjøres en skjønnsmessig vurdering. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 12.

Tabell 13: Sammenligning av nødvendig ballast og lengde på ballasttank

Lastkoeffisienter	Nødvendig ballast	Lengde ballasttank
Kapittel 4.1.3.2	93,3 m <sup>3</sup>	6,4 m
Kapittel 4.1.3.3	192 m <sup>3</sup>	13,1 m

Resultatene fra de to beregningene fremstilt i tabell 13 viser store forskjeller på nødvendig ballast for å senke dokkporten ved høyvann. I det mest realistisk scenario etter kapittel 4.1.3.2 er det nødvendig med 93,3 m<sup>3</sup> sjøvann for å senke dokkporten. Dersom beregningene for det verste scenarioet etter kapittel 4.1.3.3 inntreffer vil det være behov for 192 m<sup>3</sup>. En ulempe med så store ballasttanker er at den frie overflaten hvor vannet virker blir stor, noe som kan gjøre dokkporten ustabil. Det kan også oppstå praktiske problemer i forbindelse med tømning, fordi vannet vil spre seg over et stort areal. Da vil en liten krenkning av dokkporten føre til at vannet renner vekk fra pumpen.

Det er vurdert at det ikke er behov for å ha ballasttanker på 192 m<sup>3</sup>, da det er lite sannsynlig at dokkporten blir så lett. Dette skyldes at dokkporten har mye armering. Det er heller ingen stor sannsynlighet for at oppdriften blir større enn antatt. Oppdriften kan påvirkes av saltnivået i vannet, men ettersom at dokkporten skal være på samme lokasjon hele tiden, vil saltnivået være stabilt. Det er derfor valgt å prosjektere ballasttankene med en lengde på 6,5 meter som gir et totalt volum på 93,7 m<sup>3</sup>. For å fylle og tømme tankene kan det monteres en pumpe i hver tank. Med en pumpekapasitet på 1000L/min og en pumpe til hver ballasttank, vil fylling og tømning ta ca. 47 minutter. Dette er kun et eksempel, og det bør vurderes ulike pumper for å bestemme pumpetiden.

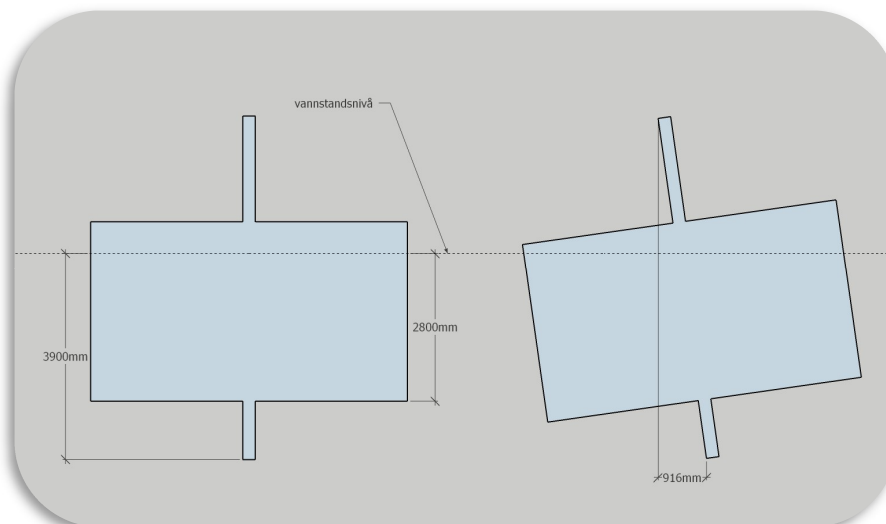
#### 5.1.4 Krenkning av dokkport

Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 12.

Topp- og bunnflensen til dokkporten har skråstøtter som gjør at dokkporten ligger med en naturlig krenkning i vannet på ca. 1 grad. Dersom pumper og annet utstyr monteres på innsiden vil det kunne motvirke krenkningen.

For å oppnå krenkning på dokkporten kan den ene ballasttanken fylles med vann. Dette vil skape skeivstilling på tyngdepunktet og dokkporten vil krenge. Når dokkporten krenkes er det viktig at det ikke blir fylt for mye vann i den ene ballasttanken. Dersom en ballasttank blir overfylt kan det resultere i at dokkporten legger seg over på siden.

Figur 12 viser en illustrasjon av dokkporten i rett posisjon og en med krenkning på 8 grader. Ut ifra denne illustrasjonen ser man at dersom dokkporten heller over 8 grader kan vannivået begynne å gå inn over kassen. Når vannet overstiger kassen vil brytningen av vannspeilet minke, noe som vil redusere annet arealmomentet. Dette vil føre til at metasenterhøyden synker, og stabiliteten blir dårlig. Dersom metasenterhøyden synker for mye vil dokkporten kantre. Figur 12 viser at en krenkning på 8 grader vil gi en differanse fra topp og bunn på 90 cm. En slik differanse er mer enn tilstrekkelig til det krenkningsformålet dokkporten har.



Figur 12: Krenkning av dokkporten på 8 grader (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

Tabell 14: Resultater fra krenningsberegninger

Benevning	Verdi	Beskrivelse
<i>Balvolum</i>	30 $m^3$	Mengde sjøvann i en ballasttank
<i>TPch<sub>bal</sub></i>	0,113 <i>m</i>	Tyngdepunktet til dokkporten når den står skjevt i vannet
<i>vinkel</i>	7,7 <i>grader</i>	Krenningsvinkelen til dokkporten

Resultatene presentert i tabell 14 viser at 30  $m^3$  sjøvann i den ene ballasttanken vil gi en krenning av dokkporten på 7,7 grader. Disse beregningene har ikke tatt høyde for fri overflate og vinkelen kan bli større.

## 5.2 Dimensjonering av sidevegger

Beregningene av sideveggene til dokkportens kasse er utført med hensyn til det horisontale vanntrykket som virker på dokkporten. Vanntrykket er beregnet når dokkporten er i bruk, og tørrdokken er tom for vann. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 2.

### 5.2.1 Bruddgrensekontroll

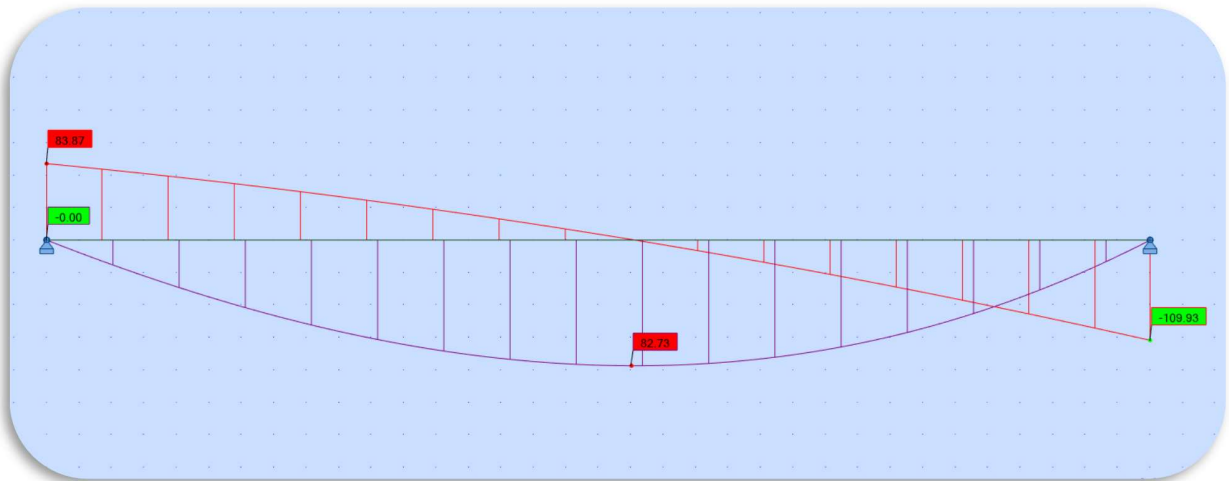
Bruddgrensekontrollen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.1.

Tabell 15: Bruddgrensekontroll for sidevegger

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
<b>Moment</b>	$M_{Ed\_sidevegg}$	83,2 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\_sidevegg}$	162 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
<b>Skjær</b>	$V_{Ed\_sidevegg}$	110 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\_sidevegg\_max}$	125,6 <i>kN</i>	Betongens skjærstrekkapasitet



Resultatene presentert i tabell 15 viser at betongens momentkapasitet er større enn opptredende feltmoment, og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærstrekkkapasitet større enn opptredende skjærkraft, og det er ikke behov for skjærarmering. Figur 13 viser moment- og skjærkraftdiagram for sideveggene.



Figur 13: Moment- og skjærkraftdiagram til sidevegger (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

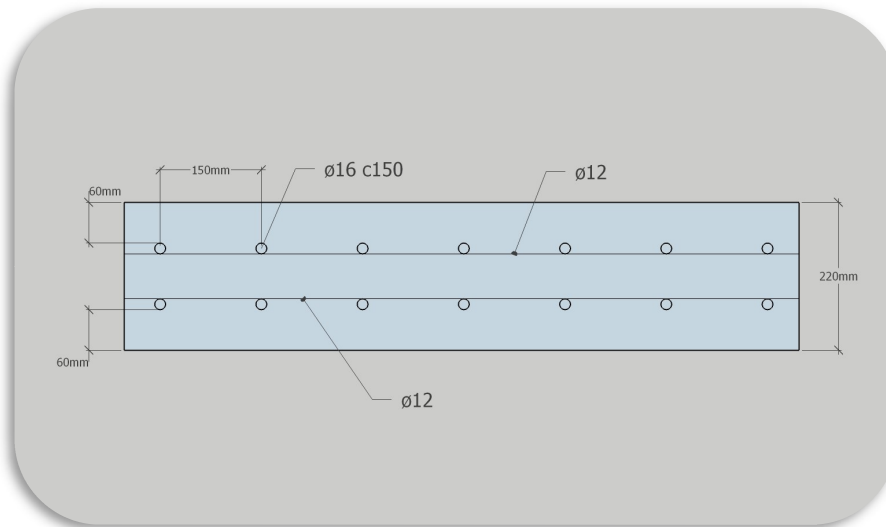
## 5.2.2 Armering

I dette delkapittelet presenteres valgt armering til dokkportens sidevegger.

Tabell 16: Armering for sidevegger

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Senteravstand	Plassering	Valgt armeringsareal
1380 $mm^2$	Ø16	150 mm	Innside og utside	1340 $mm^2$

Tabell 16 viser valgt armering til sideveggene, her er det lagt inn mindre armering enn beregnet nødvendig. Dette vil gi en overutnyttelse av armeringen på 3%. Siden konstruksjonen er monolittisk støpt vil noe av momentet tas opp som støttemoment og dermed redusere feltmomentet. Fra NS-EN1992-1-1 punkt 9.2.1.2(1) står det at 15% av feltmomentet bør armeres for ved en monolittisk støpt konstruksjon. Det kan dermed konkluderes med at en overutnyttelse på 3 % er akseptabelt. Figur 14 viser plassering av armering for sideveggene.



Figur 14: Armeringstegning snitt B-B for sidevegger (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

### 5.2.3 Rissviddekontroll

Forenklet metode for rissviddekontroll etter NS-EN 1992-1-1, tabell 7.3N.

Tabell 17: Rissviddekontroll for sidevegger

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{S_{sidevegg}}$	$298,5 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_sidevegg}$	$320 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning

Resultater presentert i tabell 17 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

### 5.3 Dimensjonering av innvendige vegger

Beregning av de innvendige veggene i kassen er utført med hensyn på vanntrykket som virker på veggene når ballasttankene er fulle. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 3.

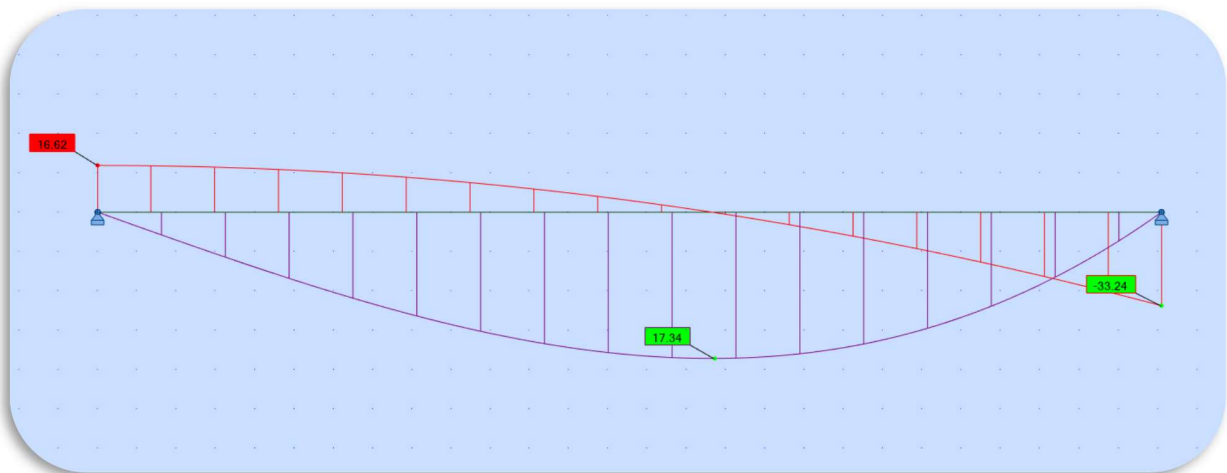
### 5.3.1 Bruddgrensekontroll

Bruddgrensekontrollen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.1

Tabell 18: Bruddgrensekontroll for innvendige vegger

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed\_inni}$	17,3 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\_inni}$	44,9 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$V_{Ed\_inni}$	33,2 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\_inni\_max}$	59,7 <i>kN</i>	Betongens skjærstrekkapasitet

Resultatene presentert i tabell 18 viser at betongens momentkapasitet er større enn opptredende feltmoment, og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærstrekkapasitet større enn opptredende skjærkraft, og det er ikke behov for skjærarmering. Figur 15 viser moment- og skjærkraftdiagram for innvendige vegger.



Figur 15: Moment- og skjærkraftdiagram til innvendige vegger (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

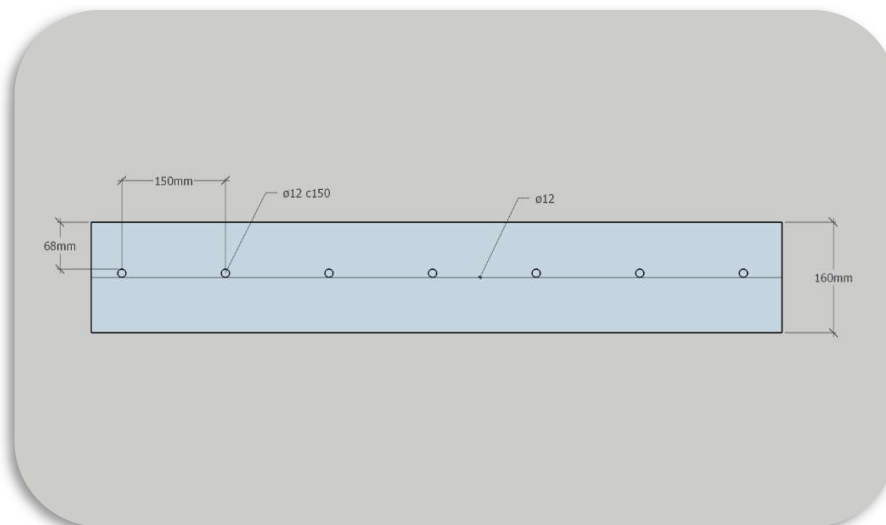
### 5.3.2 Armering

I dette delkapittelet presenteres valgt armering til dokkportens innvendige vegger.

Tabell 19: Armering for innervegger

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Senteravstand	Plassering	Valgt armeringsareal
533,1 $mm^2$	Ø12	150 mm	Sentrisk	753,3 $mm^2$

Tabell 19 viser valgt armering til de innvendige veggene. Her er armert valgt tettere enn nødvendig. Dette er gjort for at konstruksjon skal ha den samme senteravstanden overalt, noe som forenkler produksjonen. Da veggene kun er sentrisk armert vil mer armering være hensiktsmessig og føre til tettere vegger, samt redusert rissvidde. Figur 16 viser plassering av armeringen for de innvendige veggene.



Figur 16: Armeringstegning for innvendige vegger (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

### 5.3.3 Rissviddekontroll

Forenklet metode for rissviddekontroll etter NS-EN 1992-1-1, tabell 7.2N.

Tabell 20: Rissviddekontroll for innvendige vegger

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{Sinni}$	$205,1 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_inni}$	$280 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning

Resultater presentert i tabell 20 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

## 5.4 Dimensjonering av toppflens

Toppflensen er belastet både horisontalt og vertikalt. Det er vanntrykket som utgjør de horisontale lastene. Ved beregning av de horisontale lastene er toppflensen sett på som en bjelke. Lastbredden til vanntrykket som virker er antatt å være fra vannoverflaten og ned til midten av dokkportens kasse.

De vertikale lastene består av snølast, nyttelast og innspenningsmomentet fra øvre utkrager. Nyttelasten oppstår da dokkporten skal benyttes som landgang, og virker kun på innsiden. Snølasten beregnes også for kun å virke på innsiden, fordi sjøen vil vaske vekk snøen på utsiden. Det er antatt at innspenningsmomentet fra øvre utkrager fordeler seg likt til hver side.

Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 4 for de horisontale lastene og vedlegg 8 for de vertikale lastene.

### 5.4.1 Bruddgrensekontroll

Bruddgrensekontrollen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.1.

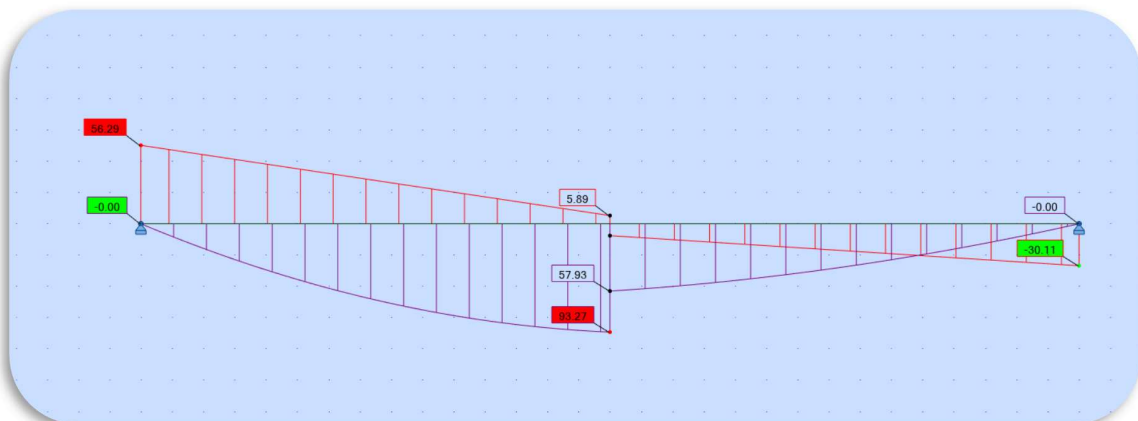
#### 5.4.1.1 Bruddgrensekontroll for vertikale laster

I dette delkapittelet er det utført en bruddgrensekontroll for de vertikale lastene som virker på dokkportens toppflens.

Tabell 21: Bruddgrensekontroll for vertikale laster på toppflens

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed\_topplate}$	96 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\_topplate}$	202,7 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$V_{Ed\_topplate}$	56,3 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\_sidevegg\_max}$	125,6 <i>kN</i>	Betongens skjærstrekkkapasitet

Resultatene presentert i tabell 21 viser at betongens momentkapasitet er større enn opptredende feltmoment, og det er ikke behov for trykkarmering. Skjærkraften som virker på toppflensen er sammenlignet med skjærstrekkkapasiteten til sideveggene. Ettersom at toppflensen er tykkere og har mindre skjærkraft, har den tilstrekkelig kapasitet. Figur 17 viser moment- og skjærkraftdiagram for de vertikale lastene som virker på toppflensen.



Figur 17: Moment- og skjærkraftdiagram til toppflens for vertikale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

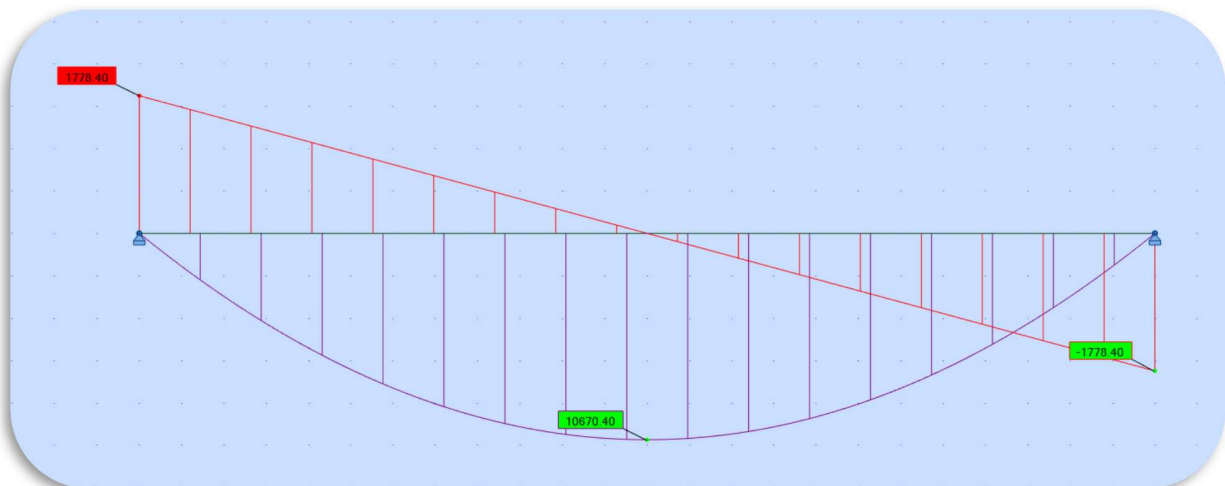
### 5.4.1.2 Bruddgrensekontroll for horisontale laster

I dette delkapitlet er det utført en bruddgrensekontroll for de horisontale lastene som virker på dokkportens toppflens.

Tabell 22: Bruddgrensekontroll for horisontale laster på toppflens

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed\emptyset}$	10669,2 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\emptyset}$	51654 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$V_{Ed\emptyset}$	1778,2 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\emptyset}$	5104,4 <i>kN</i>	Betongens skjærtrykkapasitet

Resultatene presentert i tabell 22 viser at betongens momentkapasitet er større enn opptredende feltmoment, og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærtrykkapasitet større enn skjærkraften som virker på konstruksjonens toppflens. NS-EN 1991-1-1 stiller likevel krav til skjærarmering, da toppflensen er beregnet som en bjelke. Figur 18 viser moment- og skjærkraftdiagram for de horisontale lastene som virker på toppflensen.



Figur 18: Moment- og skjærkraftdiagram til toppflens for horisontale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

## 5.4.2 Armering

Her presenteres valgt armering for toppflensen.

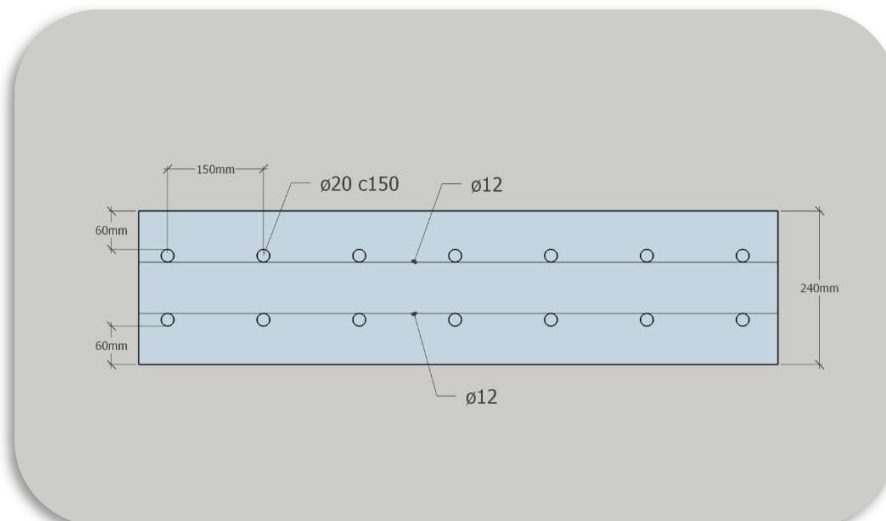
### 5.4.2.1 Armering for vertikale laster

I dette delkapittelet presenteres valgt armering for de vertikale lastene som virker på toppflensen.

Tabell 23: Armering for vertikale laster på toppflens

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Senteravstand	Plassering	Valgt armeringsareal
1412,1 $mm^2$	Ø20	150 mm	Innside og utside	2093,3 $mm^2$

Tabell 23 viser valgt armering for de vertikale lastene på toppflensen og figur 19 viser plassering av armering.



Figur 19: Armeringstegning snitt D-D for toppflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)



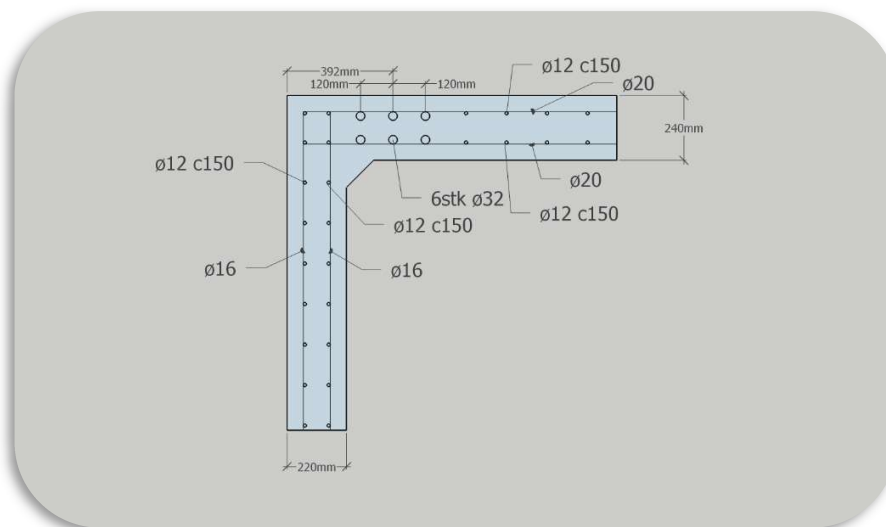
### 5.4.2.2 Hovedarmering for horisontale laster

I dette delkapittelet presenteres valgt hovedarmering for de horisontale lastene som virker på toppflensen.

Tabell 24: Armering for horisontale laster på toppflens

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Antall	Plassering	Valgt armeringsareal
4590,7 $mm^2$	Ø32	6	Innside	4824 $mm^2$

Tabell 24 viser valgt hovedarmering for de horisontale lastene på toppflensen og figur 20 viser plassering av armering.



Figur 20: Detaljtegning 1 for innside toppflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

### 5.4.2.3 Skjærarmering for horisontale laster

I dette delkapittelet presenteres valgt skjærarmering for de horisontale lastene som virker på toppflensen.

Tabell 25: Skjærarmering for horisontale laster på toppflens

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$S_{toppflens}$	688.9 mm	Beregnet største senteravstand for skjærarmering
$S_{valgt\_toppflens}$	150 mm	Valgt senteravstand for skjærarmering

Tabell 25 presenterer beregnet og valgt senteravstand for skjærarmering. Toppflensen skal armeres for de vertikale lastene som virker, og armeringen vil også fungere som skjærarmering for de horisontale lastene. Armeringen for de vertikale lastene er valgt noe høyere enn nødvendig for å holde til begge formål. Valgt armering for de vertikale lastene er  $\varnothing 20$  c150.

Det er valgt en armering for de vertikale lastene som gir 102,2 mm<sup>2</sup> armering som ikke er i bruk, denne kan brukes til å ta opp skjær. Ved å snu formelen for utregning av senteravstand til å finne areal, ser man at det er behov for kun 24,6 mm<sup>2</sup> av hvert armeringsjern. Videre er nødvendig armering i vertikal retning beregnet for underkant. Dermed har armeringen som ligger i overkant tilgjengelig armeringsareal til å ta skjærkreftene.

#### 5.4.3 Rissviddekontroll

Forenklet metode for rissviddekontroll etter NS-EN 1992-1-1, tabell 7.2N og tabell 7.3N.

##### 5.4.3.1 Rissviddekontroll for vertikale laster

Beregningene er utført på bakgrunn av de vertikale lastene som virker på toppflensen.

Tabell 26: Rissviddekontroll for vertikale laster på toppflens

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{S_{topplate}}$	195.5 $\frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_topplate}$	320 $\frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning

Resultater presentert i tabell 26 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

#### 5.4.3.2 Rissviddekontroll for horisontale laster

Beregningene er utført på bakgrunn av de horisontale lastene som virker på toppflensen.

Tabell 27: Rissviddekontroll for horisontale laster på toppflens

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{Stoppflens}$	$275.8 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_toppflens}$	$280 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning etter Tabell 7.3N

Resultater presentert i tabell 27 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

## 5.5 Dimensjonering av bunnflens

Bunnflensen er belastet både horisontalt og vertikalt. Det er vanntrykket som utgjør de horisontale lastene. Ved beregning av de horisontale lastene er bunnflensen sett på som en bjelke. Lastbredden til vanntrykket som virker er antatt å være fra midten av kassen og ned til havbunnen.

De vertikale belastningene som treffer bunnflensen kommer som en punktlast fra sideveggene. Lastene fra sideveggene vil tilsvare opplagskreftene fra toppflensen i tillegg til egenvekten av sideveggene.

Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 5 for de horisontale lastene og vedlegg 9 for de vertikale lastene.

### 5.5.1 Bruddgrensekontroll

Bruddgrensekontrollen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.1.

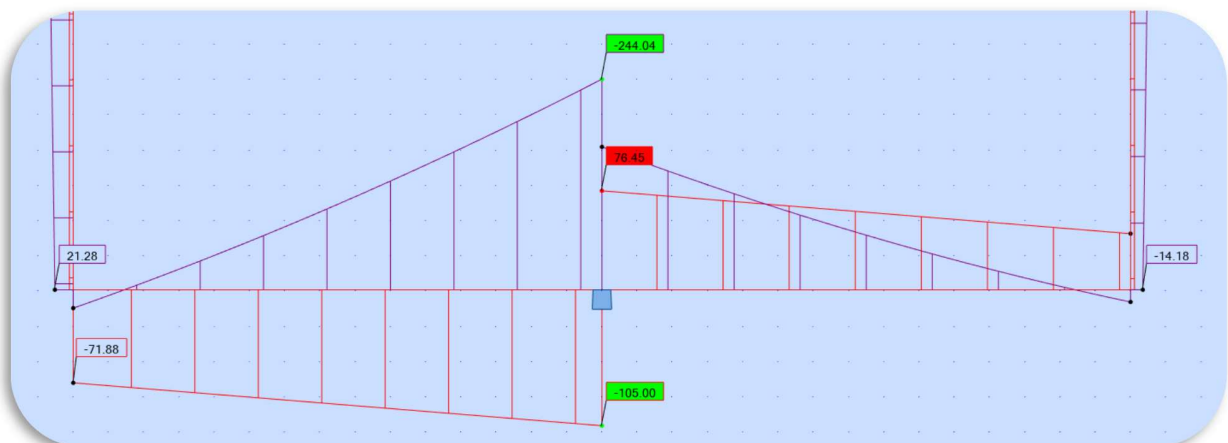
#### 5.5.1.1 Bruddgrensekontroll for vertikale laster

I dette delkapittelet er det utført en bruddgrensekontroll for de vertikale lastene som virker på dokkportens bunnflens.

Tabell 28: Bruddgrensekontroll for vertikale laster på bunnflens

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed\_bunnplate}$	280,7 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\_bunnplate}$	1012,6 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$V_{Ed\_bplate}$	103,6 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\_bplate}$	128,4 <i>kN</i>	Betongens skjærstrekkapasitet

Resultatene presentert i tabell 28 viser at betongens momentkapasitet er større enn opptredende feltmoment, og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærstrekkapasitet større enn opptredende skjærkraft, og det er ikke behov for skjærarmering. Figur 21 viser moment- og skjærkraftdiagram for de vertikale lastene som virker på bunnflensen.



Figur 21: Moment- og skjærkraftdiagram til bunnflens for vertikale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

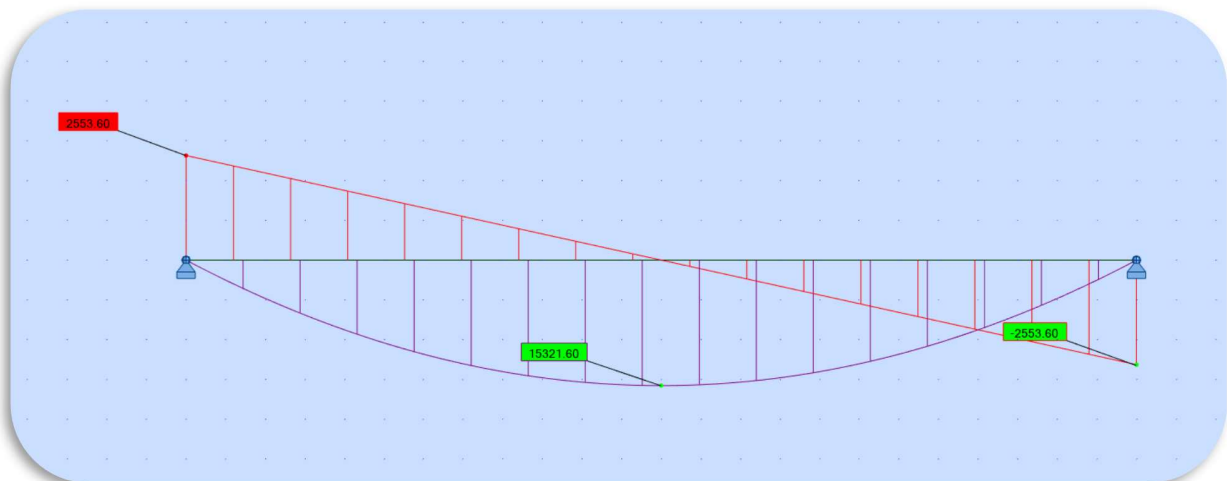
### 5.5.1.2 Bruddgrensek kontroll for horisontale laster

I dette delkapittelet er det utført en bruddgrensek kontroll for de horisontale lastene som virker på dokkportens bunnflens.

Tabell 29: Bruddgrensek kontroll for horisontale laster på bunnflens

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed.N}$	15319,9 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd.N}$	96851,2 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$V_{Ed.N}$	2553,3 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd.N}$	9570,8 <i>kN</i>	Betongens skjærtrykkapasitet

Resultatene presentert i tabell 29 viser at betongens momentkapasitet er større enn opptredende feltmoment, og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærtrykkapasitet større enn skjærkraften som virker på konstruksjonens bunnflens. NS-EN 1991 stiller likevel krav til skjærarmering, da bunnflensen er regnet som en bjelke. Figur 22 viser moment- og skjærkraftdiagram for de horisontale lastene som virker på bunnflensen.



Figur 22: Moment- skjærkraftdiagram til bunnflens for horisontale laster (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

## 5.5.2 Armering

Her presenteres valgt armering for bunnflensen.

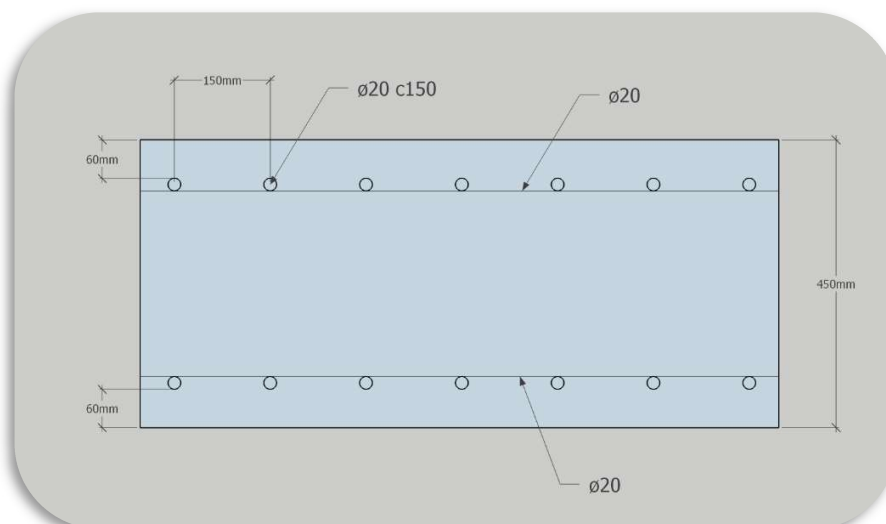
### 5.5.2.1 Armering for vertikale laster

I dette delkapittelet presenteres valgt armering for de vertikale lastene som virker på bunnflensen.

Tabell 30: Armering for vertikale laster på bunnflens

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Senteravstand	Plassering	Valgt armeringsareal
1788,1 $mm^2$	Ø20	150 mm	Innside og utside	2093,3 $mm^2$

Tabell 30 viser valgt armering for de vertikale lastene på bunnflensen og figur 23 viser plassering av armering.



Figur 23: Armeringstegning snitt E-E for bunnflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

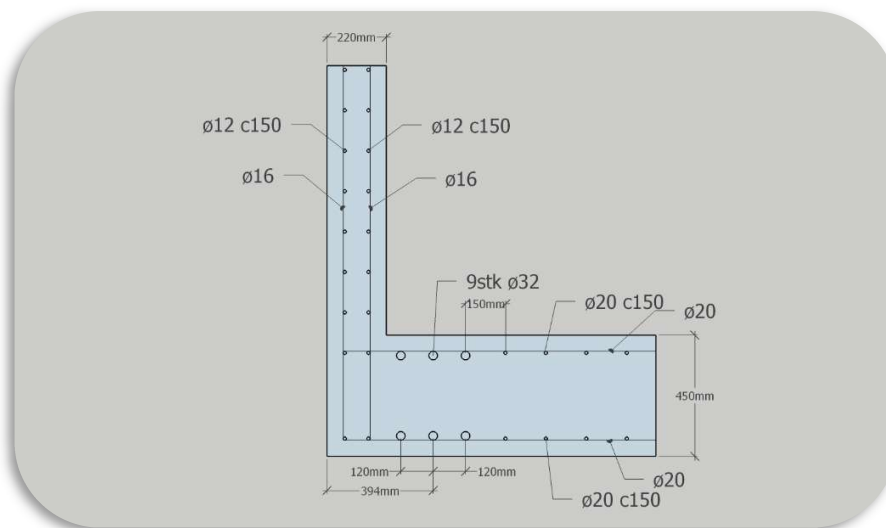
### 5.5.2.2 Hovedarmering for horisontale laster

I dette delkapittelet presenteres valgt hovedarmering for de horisontale lastene som virker på bunnflensen.

Tabell 31: Armering for horisontale laster på bunnflens

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Antall	Plassering	Valgt armeringsareal
6536 $mm^2$	Ø32	6	Innside	7236 $mm^2$

Tabell 31 viser valgt hovedarmering for de horisontale lastene på bunnflensen og figur 24 viser plassering av armering.



Figur 24: Detaljtegning 2 for innside bunnflens (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

### 5.5.2.3 Skjærarmering for horisontale laster

I dette delkapittelet presenteres valgt skjærarmering for de horisontale lastene som virker på bunnflensen.

Tabell 32: Skjærarmering for horisontale laster på bunnflens

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$S_{\max\_bunnflens}$	374 mm	Beregnet største senteravstand for skjærarmering
$S_{valgt\_bunnflens}$	150 mm	Valgt senteravstand for skjærarmering

Tabell 32 presenterer beregnet og valgt senteravstand for skjærarmering. Bunnflensen skal armeres for de vertikale lastene som virker, og armeringen vil også fungere som skjærarmering for de horisontale lastene. Armeringen for de vertikale lastene er valgt noe høyere enn nødvendig for å holde til begge formål. Valgt armering for de vertikale lastene er  $\varnothing 20$  c150.

Det er valgt en armering for de vertikale lastene som gir  $88,7 \text{ mm}^2$  armering som ikke er i bruk, denne kan brukes til å ta opp skjær. Ved å snu formelen for utregning av senteravstand til å finne areal, ser man at det er behov for kun  $35,3 \text{ mm}^2$  av hvert armeringsjern. Videre er nødvendig armering i vertikal retning regnet for overkant. Dermed har armeringen som ligger i underkant mer areal tilgjengelig for å kunne ta skjær.



### 5.5.3 Rissviddekontroll

Forenklet metode for rissviddekontroll etter NS-EN 1992-1-1, tabell 7.2N og tabell 7.3N.

#### 5.5.3.1 Rissviddekontroll for vertikale laster

Beregningene er utført på bakgrunn av de vertikale lastene som virker på bunnflensen.

Tabell 33: Rissviddekontroll for vertikale laster på bunnflens

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{S_{bunnplate}}$	$247,6 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_bunnplate}$	$320 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning etter Tabell 7.3N

Resultater presentert i tabell 33 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

#### 5.5.3.2 Rissviddekontroll for horisontale laster

Beregningene er utført på bakgrunn av de horisontale lastene som virker på bunnflensen.

Tabell 34: Rissviddekontroll for horisontale laster på bunnflensen

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{S_{bunnflens}}$	$261,8 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_bunnflens}$	$280 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning etter Tabell 7.3N

Resultater presentert i tabell 34 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

## 5.6 Dimensjonering av øvre utkrager

Øvre utkrager er regnet som utkraget fra dokkportens kasse. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 6.

### 5.6.1 Bruddgrensekontroll

Bruddgrensekontrollen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.1.

Tabell 35: Bruddgrensekontroll for øvre utkrager

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed\_Tutkr}$	35,3 <i>kNm</i>	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\_Tutkr}$	212,3 <i>kNm</i>	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$M_{Rd\_Tutkr}$	42,4 <i>kN</i>	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\_tutk\_min}$	64,9 <i>kN</i>	Betongens skjærestrekkkapasitet

Resultatene presentert i tabell 35 viser at betongens momentkapasitet er større enn innspenningsmomentet og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærestrekkkapasitet større enn opptredende skjærkraft, og det er ikke behov for skjærarmering. Figur 25 viser moment- og skjærkraftdiagram for den øvre utkrageren.



Figur 25: Moment- og skjærkraftdiagram til øvre utkrager (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

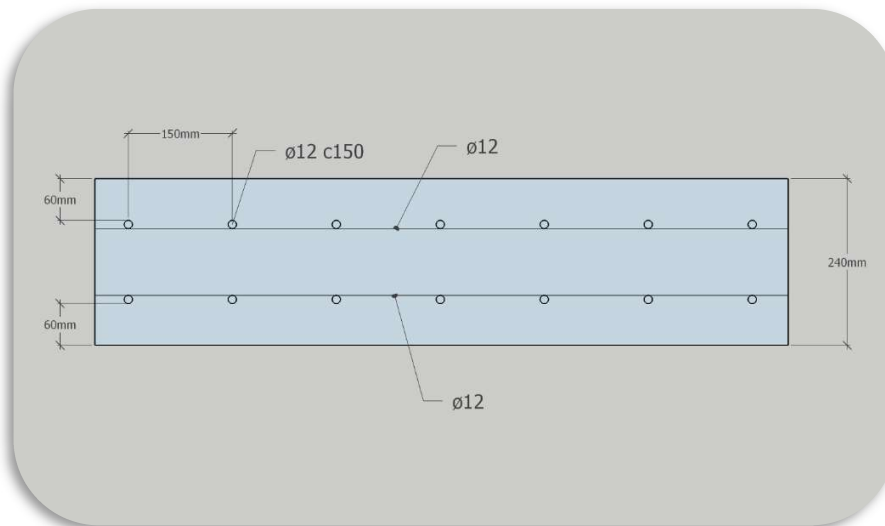
## 5.6.2 Armering

I dette delkapittelet presenteres valgt armering til dokkportens øvre utkrager.

Tabell 36: Armering for øvre utkrager

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Senteravstand	Plassering	Valgt armeringsareal
687,6 $mm^2$	Ø12	150 mm	Innside og utside	753,3 $mm^2$

For den øvre utkrageren er det minimumsarmeringen som er dimensjonerende. Tabell 36 viser valgt armering for den øvre utkrageren og figur 26 viser plassering av armering.



Figur 26: Armeringstegning snitt A-A for øvre utkrager (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

### 5.6.3 Rissviddekontroll

Forenklet metode for rissviddekontroll etter NS-EN 1992-1-1, tabell 7.3N.

Tabell 37: Rissviddekontroll for øvre utkrager

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{Stutkr}$	$264,6 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_tutkr}$	$320 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning etter Tabell 7.3N

Resultater presentert i tabell 37 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

## 5.7 Dimensjonering av nedre utkrager

Nedre utkrager er regnet som utkraget fra dokkportens kasse. Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 7.

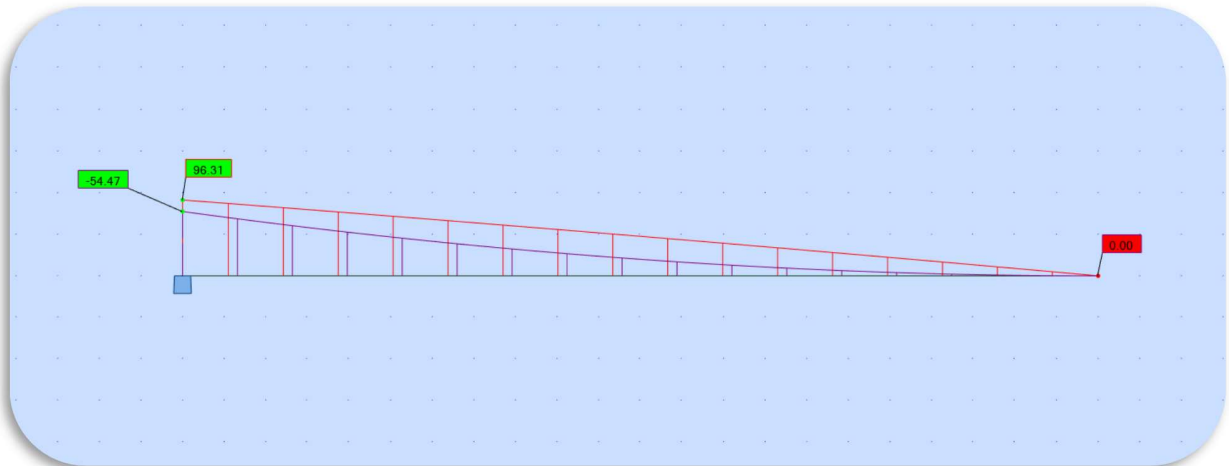
### 5.7.1 Bruddgrensekontroll

Bruddgrensekontrollen er utført med lastkoeffisienter etter kapittel 4.1.3.1.

Tabell 38: Bruddgrensekontroll for nedre utkrager

Type	Benevning	Verdi	Beskrivelse
Moment	$M_{Ed\_butkr}$	$60,5 \text{ kNm}$	Maks opptredende feltmoment
	$M_{Rd\_butkr}$	$207,5 \text{ kNm}$	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
Skjær	$V_{Ed\_butkr}$	$96,3 \text{ kN}$	Maks opptredende skjærkraft
	$V_{Rd\_butkr\_max}$	$116,1 \text{ kN}$	Betongens skjærestrekkkapasitet

Resultatene presentert i tabell 38 viser at betongens momentkapasitet er større enn innspenningsmomentet, og det er ikke behov for trykkarmering. Videre er betongens skjærstrekkkapasitet større enn opptredende skjærkraft, og det er ikke behov for skjærarmering. Figur 27 viser moment- og skjærkraftdiagram for den nedre utkrageren.



Figur 27: Moment- og skjærkraftdiagram til nedre utkrager (Coratti/Tesdal, Robot 2020)

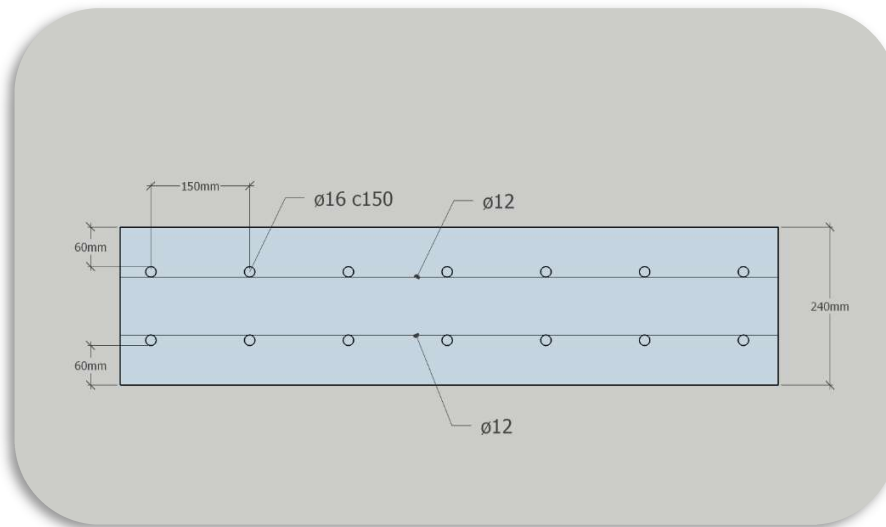
### 5.7.2 Armering

I dette delkapittelet presenteres valgt armering til dokkportens nedre utkrager.

Tabell 39: Armering for nedre utkrager

Nødvendig armeringsareal	Dimensjon	Senteravstand	Plassering	Valgt armeringsareal
850,9 $mm^2$	Ø16	150 mm	Innside og utside	1340 $mm^2$

Tabell 39 viser valgt armering for den nedre utkrageren og figur 28 viser plassering av armering.



Figur 28: Armeringstegning snitt C-C for nedre utkrager (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

### 5.7.3 Rissviddekontroll

Forenklet metode for rissviddekontroll etter NS-EN 1992-1-1, tabell 7.3N.

Tabell 40: Rissviddekontroll for nedre utkrager

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$\sigma_{S_{butkr}}$	$184,1 \frac{N}{mm^2}$	Opptredende spenning
$\sigma_{tillatt\_butkr}$	$320 \frac{N}{mm^2}$	Tillatt spenning

Resultater presentert i tabell 40 viser at tillatt spenning er større enn opptredende spenning, og rissviddekontrollen er godkjent.

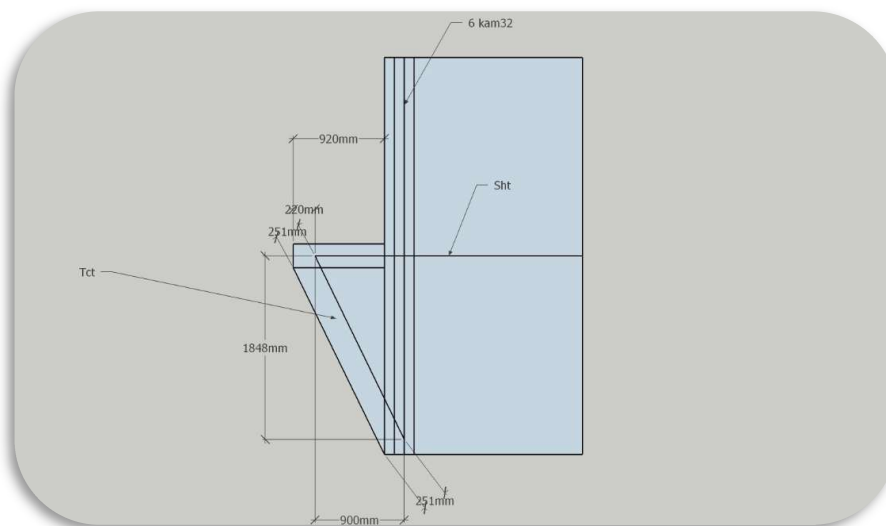
## 5.8 Skråstøtter

Det er utført en dimensjonering av skråstøttene for å kontrollere om de tåler kraftoverføringen mellom dokkporten og pilarene. For å kontrollere at dokkporten klarer å overføre kreftene til pilarene gjennom skråstøttene er det beregnet en stavmodell. Denne stavmodellen tar utgangspunkt i at skjærkreftene skal hentes fra innsiden og frem til utsiden som strekk. Deretter gå gjennom skråstøtten som trykk og inn i pilarene. Dette vil skape strekk langsetter dokkporten som må tas opp for å beholde likevekt. Tillat spenning i betongen er regnet etter NS-EN 1992-1-1 6.5.4 (4) b).

### 5.8.1 Kraftoverføring fra toppflens til pilar

Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 10.

For skråstøtten til toppflensen er det beregnet at 6  $\varnothing 32$  er tilstrekkelig for å løfte hele skjærkraften fra innsiden til utsiden av dokkporten. Når kraften er løftet fram går den i en trykkdiagonal (Tct) hvor spenningen er beregnet ut ifra tilgjengelig betong som kan ta trykk. For å ta opp strekkreftene som dannes langsetter dokkporten trengs det 3  $\varnothing 32$ . Figur 29 illustrerer stavmodellen brukt for å beregne skråstøtten til toppflensen.



Figur 29: Stavmodell for kraftoverføring fra toppflens til pilar (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

Tabell 41: Kraftoverføring fra toppflens til pilar

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$V_{Ed\emptyset}$	1778,2 kN	Opptredende skjærkraft
$S_{H_t}$	866 kN	Strekraft langsetter dokkporten
$AS_{H_t}$	1991,8 mm <sup>2</sup>	Nødvendig armeringsareal for strekkraft langsetter dokkporten
$\sigma_{topp}$	17,6 $\frac{N}{mm^2}$	Spenning mellom dokkport og pilar
$\sigma_{Tct}$	16,5 $\frac{N}{mm^2}$	Spenning i trykkdiagonal
$\sigma_{Rdmax}$	17,8 $\frac{N}{mm^2}$	Maks tillat spenning

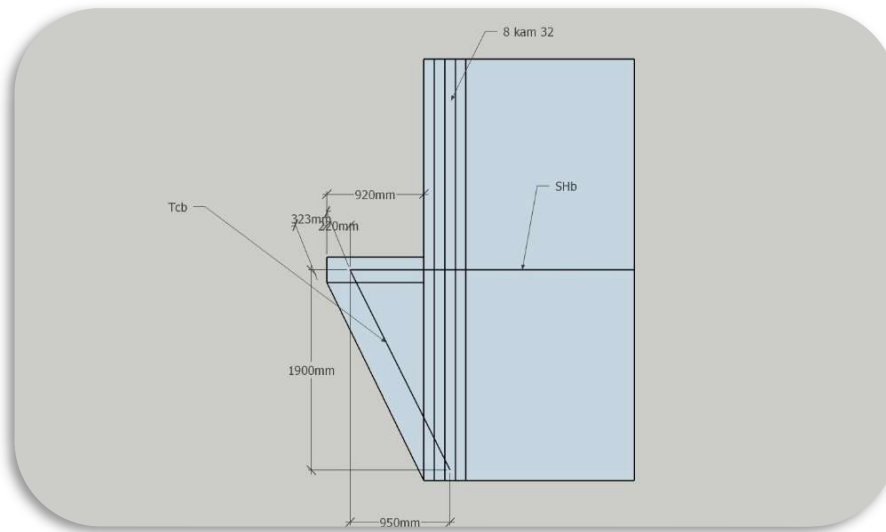
Spenningene presentert i tabell 41 er mindre enn maks tillat spenning, og skråstøtte har dermed tilstrekkelig kapasitet.

### 5.8.2 Kraftoverføring fra bunnflens til pilar

Beregningene i dette delkapittelet er hentet fra vedlegg 11.

For skråstøtten til bunnflensen er det beregnet at 8  $\emptyset 32$  er tilstrekkelig for å løfte hele skjærkraften fra innsiden til utsiden av dokkporten. Når kraften er løftet frem går den i en trykkdiagonal (Tcb) hvor spenningen er beregnet ut ifra tilgjengelig betong som kan ta trykk. For å ta opp strekket som dannes langsetter dokkporten trengs det 4  $\emptyset 32$ . Figur 30 illustrerer stavmodellen brukt for å beregne skråstøtten til bunnflensen.





Figur 30: Stavmodell for kraftoverføring fra bunnflens til pilar (Coratti/Tesdal, Sketchup 2020)

Tabell 42: Kraftoverføring fra bunnflens til pilar

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$V_{Ed_N}$	2553,3 kN	Opptredende skjærkraft
$S_{H_b}$	1276,7 kN	Strekraft langsetter dokkporten
$A_{S_{H_b}}$	293,3 mm <sup>2</sup>	Nødvendig armeringsareal for strekkraft langsetter dokkporten
$\sigma_{bunn}$	13,5 $\frac{N}{mm^2}$	Spenning mellom dokkport og pilar
$\sigma_{Tcb}$	9,8 $\frac{N}{mm^2}$	Spenning i trykkdiagonal
$\sigma_{Rdmax}$	17,8 $\frac{N}{mm^2}$	Maks tillat spenning

Spenningene presentert i tabell 42 er mindre enn maks tillat spenning, og skråstøtte har dermed tilstrekkelig kapasitet.

## 5.9 Svinn og fordelingsarmering

Svinn og fordelingsarmering skal etter NS-EN 1992-1-1 9.3.1.1(2) i vanlige konstruksjoner utgjøre 20 % av hovedarmeringen. Etter eurokoden NS-EN 1992-1-1 NA 9.2.1.1, er det anbefalt at minimumsarmeringen i tette konstruksjoner bør dobles. For å sikre en tett konstruksjon, er svinn og fordelingsarmering beregnet til å være to ganger minimumsarmering.

Beregningene for svinn og fordelingsarmering finnes under tilhørende konstruksjonsdel i vedlegg 2-9.

### 5.9.1 Svinn og fordelingsarmering for sidevegger

Alle konstruksjonsdelene sin svinn og fordelingsarmering er beregnet etter samme metode som for sidevegger. Dette blir derfor benyttet som et beregningseksempel for å vise framgangsmåten. Beregning av svinn og fordelingsarmering for sideveggene er hentet fra vedlegg 2.

Tabell 43: Svinn og fordelingsarmering for sidevegger

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$SF_{20\_sidevegg}$	276 $mm^2$	20 % av hovedarmeringen til sideveggene
$SF_{As\_min\_sidevegg}$	600,7 $mm^2$	2 ganger minimumsarmering
$CC_{SF\_sidevegg}$	188,1 $mm$	Nødvendig senteravstand for svinn og fordelingsarmering til sidevegger med $\varnothing 12$ armeringsjern
$CC_{valgt\_SF\_sidevegg}$	150 $mm$	Valgt senteravstand svinn og fordelingsarmering til sidevegger

Det er valgt å benytte  $\varnothing 12$  c150 som svinn og fordelingsarmering for sideveggene, etter resultatene presentert i tabell 43. Denne svinn og fordelingsarmeringen er valgt for alle konstruksjonsdelene, utenom bunnflensen.

### 5.9.2 Svinn og fordelingsarmering for bunnflensen

For bunnflensen er ikke svinn og fordelingsarmeringen lik som for resten av konstruksjonen. Svinn og fordelingsarmering for bunnflensen er hentet fra vedlegg 9.

Tabell 44: Svinn og fordelingsarmering for bunnflensen

Benevning	Verdi	Beskrivelse
$SF_{20\_bunnplate}$	357,6 $mm^2$	20 % av hovedarmeringen til bunnflens
$SF_{As\_min\_bunnplate}$	1501,8 $mm^2$	2 ganger minimumsarmering til bunnflens
$CC_{SF\_bunnplate}$	209,1 $mm$	Nødvendig senteravstand for svinn og fordelingsarmering til bunnflens med $\varnothing 12$ armeringsjern
$CC_{valgt\_SF\_bunnplate}$	150 $mm$	Valgt senteravstand svinn og fordelingsarmering til bunnflens

Det er valgt å benytte  $\varnothing 20$  c150 som svinn og fordelingsarmering for bunnflensen etter resultatene presentert i tabell 44.

## 6 Diskusjon og videre arbeid

---

Det har vært nødvendig å avgrense oppgaven, da det har vært for omfattende å gå i detalj på alle områder. Et naturlig sted å starte videre arbeid, er detaljarmring av konstruksjonen. Oppgaven dekker ikke armering til fortøyningspunkter eller bøyelister. Videre er dokkporten beregnet som en monolittisk støpt konstruksjon, og det må beregnes innspenningsarmering etter NS-EN1992-1-1 9.2.1.2 og 9.2.1.4. Det må også arbeides videre med forankringsarmering for ender og hjørner.

Pilarene som dokkporten legges inntil er ikke beregnet, og tilstanden bør vurderes. Luker for tømning av dokkporten må også beregnes, samt videre prosjektering av pumpe-systemer.

Det økonomiske aspektet i oppgaven er heller ikke vurdert, da hovedfokuset har vært å prosjektere en funksjonell dokkport. Det kunne derfor vært nyttig å vurdere de ulike alternativene nærmere, med større vekt på økonomi og kostnadseffektivitet. Innovasjon Norge har nylig innvilget støtte til bygging av landets første «arktiske tørrdokk» ved Purkholmen Industripark i Nærøy kommune (Hansvik, 2020). Dette er et prosjekt som man kan hente inspirasjon fra på flere områder, for eksempel finansieringsmetode og forretningsstrategi.

### 6.1 Økte dimensjoner

Krav til overdekning har hatt stor betydning for konstruksjonens vekt. Økt vekt fører til at dokkporten trenger mer oppdrift for å flyte, og størrelsen til dokkportens kasse må derfor økes. Etter NS-EN 1992-1-1 NA.4.4.1.3(3) åpnes det opp for at største negative avvik ( $\Delta C_{dev}$ ). Avviket kan derav reduseres fra 10mm til 5mm, så lenge kriteriene for dette er oppfylt. Det vil si at overdekningen kan reduseres fra 60mm til 55mm, noe som ville ført til en betydelig vektreduksjon. I denne oppgaven er det ikke sett på muligheten for å redusere overdekningen, blant annet fordi ett av kriteriene er krav om et omfattende kvalitetssikringssystem. Videre vil stor overdekning være positivt for konstruksjonens bestandighet, da den ligger i sjøvann. Det kunne likevel vært gjort mer beregninger for å se hvilken effekt redusert overdekning ville hatt på konstruksjonen.

I denne oppgaven er hver konstruksjonsdel optimalisert enkeltvis, for å redusere vekt og størrelse. Videre er det mulig å se på konstruksjonen som en helhet for å optimalisere ytterligere.

På den måten kan man redusere dimensjonene ved at momenter kan overføres mellom konstruksjonsdeler.

## 6.2 Flyte på lavvann

Et stort fokus i denne oppgaven har vært å få dokkporten til å flyte på lavvann. Det betyr at dokkporten må kunne flyte med en lavere vannhøyde sammenlignet med dagens dokkport. For å gi dokkporten tilstrekkelig oppdrift er kassens bredde økt fra 3 til 6 meter. Dette vil i praksis tilsi at tørrdokken blir 1,5 meter kortere, som fører til redusert arbeidsareal.

Den store bredden til kassen gjør at dokkporten tar mer plass både i bruk og ved lagring. På bakgrunn av dette kunne det vært hensiktsmessig å vurdere en løsning der dokkporten ikke flyter på lavvann, men trenger middel høyvann for å flyte. På den måten kunne størrelsen vært redusert kraftig samtidig som det fremdeles blir en økt fleksibilitet i bruken av dokkporten.

Som et videre arbeid kunne det vært utarbeidet en tidevannskurve der vannstands nivået blir fremstilt. Ut ifra en slik tidevannskurve kan det leses av hvor mange brukstimer man vil få ved forskjellige vannstands nivåer. På den måten kan man kartlegge hvor mange dager og timer i året dokkporten er operativ.

Dokkporten er beregnet for å flyte på lavvann, og det ikke tatt hensyn til lavvann med returperiode. Det vil si at vannstanden i noen tilfeller vil være lavere enn 3,9 meter, hvor dokkporten ikke vil flyte. Dette er sjeldent forekommende og raskt forbigående, og derfor ikke tatt hensyn til.

## 6.3 Innervegger med sentrisk armering

For de innvendige skilleveggene til ballasttankene er det valgt å bruke sentrisk armering. Disse veggene har betydelig lavere vanntrykk enn resten av konstruksjonen. For å spare vekt og arbeid under montering er det derfor valgt å prosjektere disse så slanke som mulig. For å redusere vekten ytterligere, hadde det vært en mulighet å lage veggene i lettere materiale, som for eksempel aluminium- eller stålplater. I denne oppgaven er det likevel ikke vurdert andre materialer enn betong, da Endur sjøsterk AS hovedsakelig produserer betongkonstruksjoner.

## 6.4 Symmetrisk armering

For konstruksjonsdelene som er beregnet som plater er det benyttet samme armering på strekk- og trykksiden. Dette for å sikre korrekt plassering, samtidig som det vil gjøre konstruksjonen tettere. Ekstra armering er også gunstig for å redusere riss.

For nedre utkrager er det helt nødvendig med symmetrisk armering da den potensialt kan bli belastet fra begge sider. Dersom utkrageren stikker ut fra kassen uten å få full støtte fra bunnfundamentet vil den få strekk på utsiden. Det kan oppstå strekk på innsiden dersom utkrageren har full støtte fra bunnfundamentet.

Videre vil utkragerne skape et moment som virker på topp- og bunnflensen. Dette momentet vil fordele seg ut til hver side av platen med strekk og trykk på motsatt side av hverandre. Det er kun gjort beregninger for siden med størst moment, og armert for dette på begge sider.

Gjennom mer omfattende beregninger er det mulig å redusere mengden armering. Dette kan gjøres ved å beregne nødvendig armering på strekk- og trykksiden hver for seg i stedet for å ha den symmetrisk. Dette krever mer arbeid i prosjekteringsfasen og mer kontroll under bygging av dokkporten.

## 6.5 Svinn og fordelingsarmering

I vanlige konstruksjoner er det et krav om at svinn og fordelingsarmeringen skal utgjøre 20 % av hovedarmeringen (NS-EN 1992-1-1 9.3.1.1(2)). For dokkporten er det likevel valgt å benytte mer armering, for at konstruksjonen skal bli så tett som mulig, da den skal ligge i sjøvann. Derfor er svinn og fordelingsarmeringen satt til to ganger minimumsarmeringen. For å spare armering kan det utføres flere og mer inngående beregninger for å vurdere om armeringen kan reduseres.

## 6.6 Samme senteravstand for hele konstruksjonen

For å få en sammenhengende konstruksjon er det valgt å legge all armering med samme senteravstand på 150 mm. Lik senteravstand vil gjøre det enklere å produsere dokkporten fordi det blir færre variasjoner å forholde seg til. Dette vil spare tid under produksjon, samtidig som

risikoen for feil reduseres. Likevel fører dette til at konstruksjonen har mer armering enn beregnet nødvendig. Det er derfor mulig å revurdere dette for å spare armering.

## 6.7 Utkragere og innspenning

Begge utkragerne er beregnet som fast innspent. For den øvre utkrageren vil dette samsvare godt for mesteparten av lengden. Når dokkporten ligger mot rammen vil lastbildet se noe annerledes ut nærme pilarene. Det er antatt til fordel for utkrageren, og så lenge innspenningen er sterk nok til å ta hele lasten vil støtte fra pilarene virke avlastende. Det er ikke vurdert om det vil dannes kraftkonsentrasjoner i dette området på grunn av bæring på to sider av en plate. For videre arbeid kan dette vurderes nærmere.

Som et alternativ for den øvre utkrageren kunne det vært «betongsøyler» stikkende opp fra kassen med plater mellom. Det kan da brukes korrugerte plater for å redusere konstruksjonens vekt (Almar-Næss, 2019). En vektreduksjon i toppen av dokkporten vil ha en positiv effekt på stabiliteten. En slik løsning ville endret bæresystemet fra fast innspent til innspente søyler og plater som bærer mellom disse.

For den nedre utkrageren ville en løsning med søyler og plater blitt litt mer komplisert. Utkrageren må ha mulighet til å ligge inntil rammen hele veien for å være tett. Videre er vekt i bunn positivt for stabiliteten ettersom det senker tyngdepunktet til dokkporten.

Til slutt er den nedre utkrageren beregnet å være fast innspent med kapasitet til å bære alt vanntrykket som virker. Dette er gjort for å sikre at den tåler belastningen dersom den ikke får full støtte fra rammen. Det er bunnflensen som skal bære dokkporten mens den nedre utkrageren skal ligge inntil pakningen for å tette. Det er beregnet at utkrageren er fast innspent slik at den ikke er avhengig av bæring fra pakningene.

## 6.8 Endeveggene

Det er ikke utført en egen beregning for endeveggene. Veggene kan dimensjoneres likt som sidevegger til sikker side. Som et videre arbeid kan det utføres en egen beregning for disse.

## 7 Konklusjon

---

Denne oppgaven har forsøkt å besvare følgende problemstilling:

### **Hvordan kan en dokkport designes for å flyte uavhengig av tidevann?**

Vi har på oppdrag fra Endur Sjøsterk AS utført en mulighetsstudie med sikte på å finne beste løsning for design av ny dokkport som kan flyte uavhengig av tidevann på Stamneset Industriområde i Bergen kommune.

Et viktig aspekt ved oppgaven har vært å finne frem til en gjennomførbar løsning på en reell utfordring hos Endur Sjøsterk AS. Derfor er det gjennomgående lagt stor vekt på stabilitet- og oppdriftsberegninger. Resultatene viser at det er mulig å prosjektere for en dokkport som flyter på lavvann. Videre vil et ballasteringssystem gjøre det mulig å senke dokkporten når det er høyvann. Disse to funnene viser at det er mulig å designe en dokkport som kan brukes uavhengig av tidevann.

Dimensjonene til dokkporten bestemmes av oppdriften. Beregningene er utført etter gjeldende eurokode og viser at dokkporten vil tåle krefter påkjent fra vanntrykk og andre laster. Derimot må det nevnes at denne oppgaven er avgrenset ved at ikke alle beregninger ved prosjektering er utført, men det vurderes likevel til å være tilstrekkelig for oppgavens formål.

Videre er det sett på muligheter for å endre bruksmåte på hvordan dokkporten opereres ved hjelp av krenge. Overnevnte design og ballasteringssystem vil gjøre det mulig å krenge dokkporten. Denne krenge muligheten kan bidra til å endre bruksmåten for hvordan dokkporten opereres. Det er ikke med sikkerhet at vi hevder dette kan resultere i mindre slitasje på pakninger, men vi argumenterer for at det vil skape økt fleksibilitet som gjennom forsøk kan legge grunnlaget til en forbedret slitasjereduserende metode.

Innenfor oppgavens rammer konkluderer vi med at det er mulig å designe en dokkport som kan flyte uavhengig av tidevann.



## 8 Kildeliste

---

- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016
- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1992-1-1:2004 + A1:2014 + NA:2018
- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1993-1-1:2005 + A1:2014 + NA:2015
- Standard Norge, Norsk standard NS-EN 1991-1-1-3:2003+NA:2008

Endur Sjøsterk AS personlig kommunikasjon befarings 5. mars 2020

ALMAR-NÆSS, A. 2019. *korrugerte plater* [Online]. <https://snl.no/>: store norske leksikon. Available: [https://snl.no/korrugerte\\_plater](https://snl.no/korrugerte_plater) [Accessed 15 may 2020].

AMDAHL, J., BERGE, S., DUKAN, F., ENDAL, A., HALS, J., HOLM, H., JOHNSEN, G., KING, T., LARSEN, C., LUNDBY, L., MOAN, T., MYRHAUG, D., ODLAND, J., PETERSEN, B., STEEN, S., SØRENSEN, A., WERENSKIOLD, P. & ÆSØY, V. 2014. *Havromsteknologi: Et hav av muligheter*, Trondheim, Fagbokforlaget.

BRUDEVOLL, B. A. 2018a. *deplasement* [Online]. <https://snl.no/>: Store norske leksikon. Available: <https://snl.no/deplasement> [Accessed 15 may 2020].

BRUDEVOLL, B. A. 2018b. *fribord* [Online]. [snl.no](https://snl.no/): Store norske leksikon. Available: <https://snl.no/fribord> [Accessed 01 may 2020].

BYGGFORSK, S. 2020. *Sintef Byggforsk - vekt armert betong* [Online]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster\\_for\\_bygningsmaterialer\\_byggevaerer\\_og\\_bygningsdeler](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevaerer_og_bygningsdeler) [Accessed 18 may 2020].

BYGGKVALITET, D. F. *Byggteknisk forskrift (TEK17) Kapittel 7 Sikkerhet mot natrupåkjenninger* [Online]. Available: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/7/7-2/> [Accessed 23 may 2020].

ERIKSTAD, S. O. 2014. *effekt av fri væskeoverflate - skipsfart* [Online]. <https://snl.no/>: store norske leksikon. Available: [https://snl.no/effekt\\_av\\_fri\\_v%C3%A6skeoverflate\\_-\\_skipsfart](https://snl.no/effekt_av_fri_v%C3%A6skeoverflate_-_skipsfart) [Accessed 15 may 2020].

FIRSKERINÆRING, N. 2020. Et fantastisk 10 år! *Norsk Fiskerinæring*. Norsk Fiskerinæring AS.

- FISKERIDEPARTEMENTET, N.-O. 2014. *Forskrift om bygging mv. av mindre lasteskip* [Online]. I 2014 hefte 18. Available: [https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2014-12-19-1853/KAPITTEL\\_5#KAPITTEL\\_5](https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2014-12-19-1853/KAPITTEL_5#KAPITTEL_5) [Accessed 07 may 2020].
- HANSVIK, E. F. 2020. *Bygger landets første arktiske tørrdokk* [Online]. <https://www.nt24.no/>: NT24. Available: <https://www.nt24.no/nyheter/2020/05/20/Bygger-landets-f%C3%B8rste-arktiske-t%C3%B8rrdokk-21881530.ece> [Accessed 24 may 2020].
- HAUGAN, J. & AAMOT, E. 2011. *Gyldendals tabeller og formler i fysikk*, Gyldendal Norsk Forlag AS.
- JOHANSEN, J., GRØNSETH, K. & BØE, H. 2019. *Lastberegninger og behandling av last*. Markom FS.
- KARTVERKET. 2020. *Kartverket - Normalnull referanse* [Online]. Available: <https://www.kartverket.no/sehavniva/sehavniva-lokasjonside/?lat=60.3206244&lon=5.2488411#tab2> [Accessed 15 may 2020].
- KOMMUNE, B. 2020. *Kommuneplan stamsneset industriområde* [Online]. Available: <http://www.bergenskart.no/bergen/index.jsp?url=mapaction=zoomin@xcoords=273882> [Accessed 15 may 2020].
- KVAMSTAD-LERVOLD, B., HOLTE, E. A. & JOHANSEN, U. 2019. *Utredning: Fremtidsmuligheter i maritime næringer*. Available: [https://www.nho.no/siteassets/analyse/fremtidsmuligheter-i-maritime-naringer\\_sintef-ocean-2019.pdf](https://www.nho.no/siteassets/analyse/fremtidsmuligheter-i-maritime-naringer_sintef-ocean-2019.pdf).
- PEDERSEN, B. 2019. *Arkimedesloven* [Online]. Available: <https://snl.no/arkimedesloven> [Accessed 10 mars 2020].
- TVETERÅS, R., REVE, T., HAUS-REVE, S., MISUND, B. & BLOMGREN, A. 2019. *En konkurransedyktig og kunnskapsbasert havbruksnæring* [Online]. Available: [https://sjomatnorge.no/wp-content/uploads/2019/08/BI\\_2019\\_En-konkurransedyktig-og-kunnskapsbasert-havbruksn%C3%A6ring.pdf](https://sjomatnorge.no/wp-content/uploads/2019/08/BI_2019_En-konkurransedyktig-og-kunnskapsbasert-havbruksn%C3%A6ring.pdf) [Accessed 24 may 2020].

## 9 Vedleggsliste

---

Vedlegg 1 – Innputtverdier

Vedlegg 2 – Beregninger for sidevegger i kassen

Vedlegg 3 – Beregninger for innvendige vegger

Vedlegg 4 – Beregninger for toppflens

Vedlegg 5 – Beregninger for bunnflens

Vedlegg 6 – Beregninger for øvre utkrager

Vedlegg 7 – Beregninger for nedre utkrager

Vedlegg 8 – Beregning av vertikale krefter på toppflens

Vedlegg 9 – Beregninger for de vertikale kreftene på bunnflensen

Vedlegg 10 – Beregninger for kraftoverføring mellom toppflens og pilarer

Vedlegg 11 – Beregninger for kraftoverføring mellom bunnflens og pilarer

Vedlegg 12 – Oppdrift- og stabilitetsberegninger

Vedlegg 13 – Ordforklaringer

## Vedlegg 1 - Innputtverdier

$$\rho_{sj\emptyset} := 1025 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot g = 10.052 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad LFs_{j\emptyset_R} := 1.0 \quad sj\emptyset_R := LFs_{j\emptyset_R} \cdot \rho_{sj\emptyset} = 10.052 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$LFs_{j\emptyset_P} := 1.2 \quad sj\emptyset_P := LFs_{j\emptyset_P} \cdot \rho_{sj\emptyset} = 12.062 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad C_{min} := 50 \text{ mm}$$

$$LFs_{j\emptyset_B} := 1.35 \quad sj\emptyset_B := LFs_{j\emptyset_B} \cdot \rho_{sj\emptyset} = 13.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad K_2 := 0.18 \quad C_{Rdc} := \frac{K_2}{\gamma_c} = ?$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$\rho_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad LFc_R := 1.0 \quad gc_R := \rho_c \cdot LFc_R = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$LFc_P := 0.9 \quad gc_P := LFc_P \cdot \rho_c = 22.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$V_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0.492 \quad \theta_1 := 21.8^\circ \quad \theta_2 := 45^\circ \quad \alpha_{cw} := 1.0$$

$$LF_1 := 1.5 \quad LF_2 := 1.05 \quad LF_3 := 1.2 \quad S_k := 2.0 \cdot LF_2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad p := 5 \cdot LF_1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Dimensjonene til dokkporten

$$H_{port} := 6.5 \text{ m} \quad H_{topp} := 2 \text{ m} \quad H_{bunn} := 1.1 \text{ m} \quad T_{toppflens} := 240 \text{ mm}$$

$$L_{port} := 24.84 \text{ m} \quad T_{topp} := 240 \text{ mm} \quad T_{bunn} := 240 \text{ mm} \quad T_{bunnflens} := 450 \text{ mm}$$

$$B_{kasse} := 6 \text{ m} \quad L_{kasse} := 23 \text{ m} \quad T_{vegg} := 220 \text{ mm} \quad \Delta H := 500 \text{ mm}$$

$$L_{lysopning} := 24 \text{ m} \quad T_{innv} := 160 \text{ mm} \quad L_{balvegg} := 6.5 \text{ m}$$

$$H_{kasse} := H_{port} - H_{topp} - H_{bunn} = 3.4 \text{ m} \quad sidevegg := H_{kasse} - T_{toppflens} - T_{bunnflens} = 2.71 \text{ m}$$

$$kc := \frac{60 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} = 1.2 \quad W_{max} := 0.3 \cdot kc = 0.36 \quad bt := 1000 \text{ mm}$$

$$\psi_1 := 0.9 \quad \emptyset_{12} := 113 \text{ mm}^2 \quad \emptyset_{16} := 201 \text{ mm}^2 \quad \emptyset_{20} := 314 \text{ mm}^2 \quad \emptyset_{32} := 804 \text{ mm}^2$$

## Vedlegg 2 - Beregninger for sidevegger i kassen

$$F_{topp.kasse} := sj\phi_B \cdot (H_{topp} + \Delta H) \cdot 1 \text{ m} = 33.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{bunn.kasse} := sj\phi_B \cdot (H_{topp} + \Delta H + H_{kasse}) \cdot 1 \text{ m} = 80.063 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed\_sidevegg} := F_{topp.kasse} \cdot \frac{H_{kasse}^2}{8} + (F_{bunn.kasse} - F_{topp.kasse}) \cdot \frac{H_{kasse}^2}{9 \cdot \sqrt{3}} = 83.236 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{sidevegg} := T_{vegg} - c - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 152 \text{ mm}$$

$$S_k = 2.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{Rd\_sidevegg} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{sidevegg}^2 = 162.017 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$p = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_{s\_sidevegg} := \frac{M_{Ed\_sidevegg}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_sidevegg}}{M_{Rd\_sidevegg}}\right) \cdot d_{sidevegg}} = 1380.021 \text{ mm}^2$$

$$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_sidevegg}}{M_{Rd\_sidevegg}} = 0.913$$

$$CC_{sidevegg} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{s\_sidevegg}}{\phi 16}} = 145.65 \text{ mm}$$

$$CC_{valgt\_sidevegg} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{s\_brukt\_sidevegg} := \frac{1000 \text{ mm}}{CC_{valgt\_sidevegg}} \cdot \phi 16 = 1340 \text{ mm}^2$$

## Minimumsarmering for sidevegger

$$A_{s\_min1\_sidevegg} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bt \cdot d_{sidevegg} = 300.352 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_min2\_sidevegg} := 0.0013 \cdot bt \cdot d_{sidevegg} = 197.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_min\_sidevegg} := A_{s\_min1\_sidevegg} \cdot 2 = 600.704 \text{ mm}^2$$

NA9.2.1.1 - ved tette konstruksjoner bør minimumsarmering være minst dobbelt så stor

## Svinn og fordelingsarmeringsarmering for sidevegger

$$SF_{20\_topp} := 0.2 \cdot A_{s\_sidevegg} = 276.004 \text{ mm}^2$$

$$SF_{A_{s\_min\_sidevegg}} := A_{s\_min\_sidevegg} = 600.704 \text{ mm}^2$$

$$CC_{SF\_sidevegg} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{SF_{A_{s\_min\_sidevegg}}}{\phi 12}} = 188.113 \text{ mm}$$

$$CC_{valgt\_SF\_sidevegg} := 150 \text{ mm}$$

## Skjærkontroll for sidevegger

$$V_{Ed\_sidevegg} := \frac{\left( F_{topp.kasse} \cdot \frac{H_{kasse}^2}{2} + (F_{bunn.kasse} - F_{topp.kasse}) \cdot \frac{H_{kasse}^2}{3} \right)}{H_{kasse}} = 109.962 \text{ kN}$$

$$K_{sidevegg} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{sidevegg}}} = 2.147 \quad K_{sidevegg} > 2 \quad K_{sidevegg} := 2$$

$$V_{Rd\_sidevegg\_min} := 0.035 \cdot K_{sidevegg}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{45} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{sidevegg}}{\text{mm}} = 56.651 \frac{1}{\text{N}} \cdot \text{kN}$$

$$\rho_{L\_sidevegg} := \frac{A_{s\_sidevegg}}{1000 \text{ mm} \cdot d_{sidevegg}} = 0.009$$

$$V_{Rd\_sidevegg\_max} := C_{Rdc} \cdot K_{sidevegg} \cdot \left( 100 \cdot \rho_{L\_sidevegg} \cdot 45 \right)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{sidevegg}}{\text{mm}} = 125.643 \frac{1}{\text{N}} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd\_sidevegg\_max} > V_{Ed\_sidevegg}$$

## Rissviddekontroll for sidevegger

$$M_{s_{ls\_sidevegg}} := \frac{M_{Ed\_sidevegg}}{LFsj\theta_B} \cdot \psi_1 = 55.491 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{brukt\_sidevegg}} = 1340 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s\_sidevegg} := f_{yd} \cdot \frac{M_{s_{ls\_sidevegg}}}{M_{Ed\_sidevegg}} \cdot \frac{A_{s\_sidevegg}}{A_{s_{brukt\_sidevegg}}} = 298.512 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} := 0.3$$

$$\sigma_{tillatt\_sidevegg} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s\_sidevegg}$$

Tabell 7.3N

### Vedlegg 3 - Beregninger for innvendige vegger

$$F_{bunn\_inni} := sj\emptyset_B \cdot sidevegg \cdot 1 \text{ m} = 36.775 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed\_inni} := F_{bunn\_inni} \cdot \frac{sidevegg^2}{9 \cdot \sqrt{3}} = 17.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{inni} := \frac{T_{innv}}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$M_{Rd\_inni} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{inni}^2 = 44.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$As_{inni} := \frac{M_{Ed\_inni}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_inni}}{M_{Rd\_inni}}\right) \cdot d_{inni}} = 533.09 \text{ mm}^2 \quad 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_inni}}{M_{Rd\_inni}} = 0.934$$

$$cc_{inni} := \frac{1 \text{ m}}{\frac{As_{inni}}{\emptyset 12}} = 211.972 \text{ mm}$$

$$cc_{valgt\_inni} := 150 \text{ mm}$$

$$As_{brukt\_inni} := \frac{1000 \text{ mm}}{cc_{valgt\_inni}} \cdot \emptyset 12 = 753.333 \text{ mm}^2$$

### Kontroll minimumsarmering innvendige vegger

$$As_{min1\_inni} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bt \cdot d_{inni} = 158.08 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2\_inni} := 0.0013 \cdot bt \cdot d_{inni} = 104 \text{ mm}^2$$

$$As_{min\_inni} := As_{min1\_inni} \cdot 2 = 316.16 \text{ mm}^2$$

NA9.2.1.1 - ved tette konstruksjoner bør minimumsarmering være minst dobbelt så stor

### Svinn og fordelingsarmeringsarmering innvendige vegger

$$SF_{20\_inni} := 0.2 \cdot As_{inni} = 106.618 \text{ mm}^2$$

$$SF_{As\_min\_inni} := As_{min\_inni} = 316.16 \text{ mm}^2$$

$$CC_{SF\_inni} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{SF_{As\_min\_inni}}{\emptyset 12}} = 357.414 \text{ mm}$$

$$CC_{valgt\_SF\_inne} := 150 \text{ mm}$$

## Skjærkontroll for innvendige vegger

$$V_{Ed\_inni} := F_{bunn\_inni} \cdot sidevegg \cdot \frac{1}{3} = 33.22 \text{ kN}$$

$$K_{inni} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{inni}}} = 2.581 \quad K_{inni} > 2 \quad K_{inni} := 2$$

$$\rho_{L\_inni} := \frac{As_{inni}}{1000 \text{ mm} \cdot d_{inni}} = 0.007$$

$$V_{Rd\_inni\_max} := C_{Rdc} \cdot K_{inni} \cdot \left(100 \cdot \rho_{L\_inni} \cdot 45\right)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{inni}}{\text{mm}} = 59.65 \frac{1}{\text{N}} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd\_inni\_max} > V_{Ed\_inni}$$

## Rissviddekontroll for innvendige vegger

$$M_{sls\_inni} := \frac{M_{Ed\_inni}}{LFsj\theta_B} \cdot \psi_1 = 11.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$As_{brukt\_inni} = 753.333 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s\_inni} := f_{yd} \cdot \frac{M_{sls\_inni}}{M_{Ed\_inni}} \cdot \frac{As_{inni}}{As_{brukt\_inni}} = 205.113 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} = 0.3$$

$$\sigma_{tillatt\_inni} := 280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s\_inni}$$

Tabell 7.2N



## Vedlegg 4 - Beregninger for toppflens

$$F\phi_{topp} := sj\phi_B \cdot \Delta H \cdot 1 \text{ m} = 6.785 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F\phi_{bunn} := sj\phi_B \cdot \left( H_{topp} + \frac{H_{kasse}}{2} + \Delta H \right) \cdot 1 \text{ m} = 56.994 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R\phi := F\phi_{topp} \cdot \left( \frac{H_{kasse}}{2} + H_{topp} + \Delta H \right) + F\phi_{bunn} \cdot \left( \frac{H_{kasse}}{2} + H_{topp} + \Delta H \right) \cdot \frac{1}{2} = 148.184 \text{ kN}$$

$$R\phi d := \frac{R\phi}{1 \text{ m}}$$

$$M_{Ed\phi} := R\phi d \cdot \frac{L_{lysopning}^2}{8} = 10669.239 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed\phi} := R\phi d \cdot \frac{L_{lysopning}}{2} = 1778.207 \text{ kN}$$

$$d_{flens} := B_{kasse} - c - 400 \text{ mm} = 5.54 \text{ m}$$

$$M_{Rd\phi} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot T_{toppflens} \cdot d_{flens}^2 = 51653.963 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\phi}}{M_{Rd\phi}} = 0.965$$

$$A_{s_{toppflens}} := \frac{M_{Ed\phi}}{f_{yd} \cdot \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\phi}}{M_{Rd\phi}} \right) \cdot d_{flens}} = 4590.663 \text{ mm}^2 \quad n.kam32 := \frac{A_{s_{toppflens}}}{\phi 32} = 5.71$$

$$A_{s_{brukt\_toppflens}} := n.kam32_{valgt\_topp} \cdot \phi 32 = 4824 \text{ mm}^2$$

$$n.kam32_{valgt\_topp} := 6$$

## **Kontroll minimumsarmering for toppflens**

$$A_{s_{min1\_topp}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot T_{toppflens} \cdot d_{flens} = 2627.29 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min2\_topp}} := 0.0013 \cdot T_{toppflens} \cdot d_{flens} = 1728.48 \text{ mm}^2$$

## Skjærberegninger for toppflens

$$V_{Ed\emptyset} := R\emptyset d \cdot \frac{L_{lyso\emptyset ning}}{2} = 1778.207 \text{ kN}$$

$$V_{Rd\emptyset} := \alpha_{cw} \cdot T_{toppflens} \cdot 0.9 \cdot d_{flens} \cdot V_1 \cdot f_{cd} \cdot 0.34 = 5104.435 \text{ kN}$$

$$s_{toppflens} := \frac{2 \cdot 113 \text{ mm}^2 \cdot 0.9 \cdot d_{flens} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\theta_1)}}{V_{Ed\emptyset}} = 688.845 \text{ mm}$$

$$s_{max\_toppflens} := \frac{2 \cdot 113 \text{ mm}^2}{0.1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} \cdot T_{toppflens}} = 701.877 \text{ mm}$$

$$A_{s_{skjær\_toppflens}} := \frac{V_{Ed\emptyset} \cdot 150 \text{ mm}}{2 \cdot 0.9 \cdot d_{flens} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\theta_1)}} = 24.606 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd\emptyset} > V_{Ed\emptyset}$$

$$s_{valgt\_toppflens} := 150 \text{ mm}$$

## Rissviddekontroll for toppflens

$$M_{sls\_topp} := \frac{M_{Ed\emptyset}}{LFsj\emptyset B} \cdot \psi_1 = 7112.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{brukt\_toppflens}} = 4824 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s_{toppflens}} := f_{yd} \cdot \frac{M_{sls\_topp}}{M_{Ed\emptyset}} \cdot \frac{A_{s_{toppflens}}}{A_{s_{brukt\_toppflens}}} = 275.835 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} = 0.3$$

$$cc_{toppflens} := 120 \text{ mm}$$

$$\sigma_{tillatt\_toppflens} := 280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s_{toppflens}}$$

Tabell 7.3N

## Flensbredde for toppflens

$$b_{i\_toppflens} := \frac{2710 \text{ mm}}{2} = 1355 \text{ mm}$$

$$l_{o\_toppflens} := L_{kasse} = 23 \text{ m}$$

$$b_{effi1\_toppflens} := 0.2 \cdot b_{i\_toppflens} + 0.1 \cdot l_{o\_toppflens} = 2.571 \text{ m}$$

$$b_{effi2\_toppflens} := 0.2 \cdot l_{o\_toppflens} = 4.6 \text{ m}$$

$$b_{eff\_toppflens} := b_{i\_toppflens} + T_{toppflens} = 1.595 \text{ m}$$

## Vedlegg 5 - Beregninger for bunnflens

$$F_{Ntopp} := sj\phi_B \cdot \left( H_{topp} + \frac{H_{kasse}}{2} + \Delta H \right) \cdot 1 \text{ m} = 56.994 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{Nbunn} := sj\phi_B \cdot (H_{port} + \Delta H) \cdot 1 \text{ m} = 94.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_N := F_{Ntopp} \cdot \left( \frac{H_{kasse}}{2} + H_{bunn} \right) + (F_{Nbunn} - F_{Ntopp}) \cdot \left( \frac{H_{kasse}}{2} + H_{bunn} \right) \cdot \frac{1}{2} = 212.777 \text{ kN}$$

$$R_{Nd} := \frac{R_N}{1 \text{ m}}$$

$$M_{Ed.N} := R_{Nd} \cdot \frac{L_{lysopting}^2}{8} = 15319.933 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{EdN} := R_{Nd} \cdot \frac{L_{lysopting}}{2} = 2553.322 \text{ kN}$$

$$M_{Rd.N} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot T_{bunnflens} \cdot d_{flens}^2 = 96851.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sbunnflens} := \frac{M_{Ed.N}}{f_{yd} \cdot \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.N}}{M_{Rd.N}} \right) \cdot d_{flens}} = 6536.019 \text{ mm}^2 \quad 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.N}}{M_{Rd.N}} = 0.973$$

$$n.kam32 := \frac{A_{sbunnflens}}{\phi 32} = 8.129$$

$$n.kam32_{valgt\_bunn} := 9$$

$$A_{sbrukt\_bunnflens} := n.kam32_{valgt\_bunn} \cdot \phi 32 = 7236 \text{ mm}^2$$

## Kontroll minimumsarmering bunnflens

$$A_{smin1\_bunn} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot T_{bunnflens} \cdot d_{flens} = 4926.168 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2\_bunn} := 0.0013 \cdot bt \cdot T_{bunnflens} = 585 \text{ mm}^2$$

## Skjærberegninger for bunnflens

$$V_{EdN} := R_{Nd} \cdot \frac{L_{lysopning}}{2} = 2553.322 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax\_bunnflens} := \alpha_{cw} \cdot T_{bunnflens} \cdot 0.9 \cdot d_{flens} \cdot V_1 \cdot f_{cd} \cdot 0.34 = 9570.816 \text{ kN}$$

$$s_{bunnflens} := \frac{2 \cdot 113 \text{ mm}^2 \cdot 0.9 \cdot d_{flens} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\theta_1)}}{V_{EdN}} = 479.732 \text{ mm}$$

$$A_{s_{skjær\_bunnflens}} := \frac{V_{EdN} \cdot 150 \text{ mm}}{2 \cdot 0.9 \cdot d_{flens} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\tan(\theta_1)}} = 35.332 \text{ mm}^2$$

$$s_{max\_bunnflens} := \frac{2 \cdot 113 \text{ mm}^2}{0.1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} \cdot T_{bunnflens}} = 374.334 \text{ mm}$$

$$V_{Rdmax\_bunnflens} > V_{EdN}$$

$$s_{valgt\_bunnflens} := 150 \text{ mm}$$

## Rissviddekontroll for bunnflens

$$M_{s_{ls\_bunn}} := \frac{M_{EdN}}{LFsj\phi_B} \cdot \psi_1 = 10213.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{brukt\_bunnflens}} = 7236 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s_{bunnflens}} := f_{yd} \cdot \frac{M_{s_{ls\_bunn}}}{M_{EdN}} \cdot \frac{A_{s_{bunnflens}}}{A_{s_{brukt\_bunnflens}}} = 261.816 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} = 0.3$$

$$c_{c_{bunnflens}} := 120 \text{ mm}$$

$$\sigma_{tillatt\_bunnflens} := 280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s_{bunnflens}}$$

Tabell 7.3N

## Flensbredde for bunnflens

$$b_{i_{bunnflens}} := \frac{2710 \text{ mm}}{2} = 1355 \text{ mm}$$

$$l_{o_{bunnflens}} := L_{kasse} = 23 \text{ m}$$

$$b_{effi1_{bunnflens}} := 0.2 \cdot b_{i_{bunnflens}} + 0.1 \cdot l_{o_{bunnflens}} = 2.571 \text{ m}$$

$$b_{effi2_{bunnflens}} := 0.2 \cdot l_{o_{bunnflens}} = 4.6 \text{ m}$$

$$b_{eff_{bunnflens}} := b_{i_{bunnflens}} + T_{bunnflens} = 1.805 \text{ m}$$

## Tykk eller tynn flens?

$$t_{flens} := T_{vegg} = 0.22 \text{ m}$$

$$t_{flens_{bunnflens}} := 0.33 \cdot d_{flens} = 1.828 \text{ m}$$

$$t_{flens} < t_{flens_{bunnflens}} \quad \rightarrow \text{Tynn flens}$$

$$M_{Rd_{bunnflens}} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 13 \cdot 804 \text{ mm}^2 \cdot (d_{flens} - t_{flens}) = 24188.018 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{bunnflens}} := \frac{M_{Ed.N}}{f_{yd} \cdot \left( d_{flens} - \frac{T_{vegg}}{2} \right)} = 6489.106 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c_{flens}} := \frac{M_{Ed.N}}{T_{vegg} \cdot b_{eff_{bunnflens}} \cdot \left( d_{flens} - \frac{T_{vegg}}{2} \right)} = 7.105 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

## Vedlegg 6 - Beregninger for øvre utkrager

$$F_{Btutkr} := (\Delta H + H_{topp}) \cdot sj\phi_B \cdot 1 \text{ m} = 33.925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed\_Tutkr} := F_{Btutkr} \cdot (\Delta H + H_{topp}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2.5}{3} \text{ m} = 35.338 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{Tutkr} := T_{topp} - c - \frac{12 \text{ mm}}{2} = 174 \text{ mm}$$

$$M_{Rd\_Tutkr} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{Tutkr}^2 = 212.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sTutkr} := \frac{M_{Ed\_Tutkr}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_Tutkr}}{M_{Rd\_Tutkr}}\right) \cdot d_{Tutkr}} = 480.719 \text{ mm}^2$$

$$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_Tutkr}}{M_{Rd\_Tutkr}} = 0.972$$

$$cc_{Tutkr} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sTutkr}}{\phi 16}} = 418.123 \text{ mm}$$

## Kontroll minimumsarmering for øvre utkrager

$$A_{s_{min1\_Tutkr}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bt \cdot d_{Tutkr} = 343.824 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min2\_Tutkr}} := 0.0013 \cdot bt \cdot d_{Tutkr} = 226.2 \text{ mm}^2$$

NA9.2.1.1 - ved tette konstruksjoner bør minimumsarmering være minst dobbelt så stor

$$A_{s_{min\_Tutkr}} := A_{s_{min1\_Tutkr}} \cdot 2 = 687.648 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering dimensjonerende

$$cc_{Tutkr} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{s_{min\_Tutkr}}}{\phi 12}} = 164.328 \text{ mm}$$

$$cc_{valgt\_tutkr} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{s_{brukt\_tutkr}} := \frac{1000 \text{ mm}}{cc_{valgt\_tutkr}} \cdot \phi 12 = 753.333 \text{ mm}^2$$

## Svinn og fordelingsarmeringsarmering for øvre utkrager

$$SF_{20\_Tutkr} := 0.2 \cdot A_{s\_Tutkr} = 96.144 \text{ mm}^2$$

$$SF_{As\_min\_Tutkr} := A_{s\_min\_Tutkr} = 687.648 \text{ mm}^2$$

$$CC_{SF\_Tutkr} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{SF_{As\_min\_Tutkr}}{113 \text{ mm}^2}} = 164.328 \text{ mm}$$

$$CC_{valgt\_SF\_Tutkr} := 150 \text{ mm}^2$$

## Skjærkontroll for øvre utkrager

$$V_{Ed\_Tutkr} := (H_{topp} + \Delta H)^2 \cdot sj\phi_B \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \text{ m} = 42.406 \text{ kN}$$

$$K_{utkr} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{Tutkr}}} = 2.072 \quad K_{utkr} > 2 \quad K_{utkr} := 2$$

$$V_{Rd.c\_tutkr\_min} := 0.035 \cdot K_{utkr}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{45} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{Tutkr}}{\text{mm}} = 64.85 \frac{1}{\text{N}} \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.c\_tutkr\_min} > V_{Ed\_Tutkr}$$

## Rissviddekontroll for øvre utkrager

$$M_{sls\_Tutkr} := \frac{M_{Ed\_Tutkr}}{LFsj\phi_B} \cdot \psi_1 = 23.559 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s\_brukt\_tutkr} = 753.333 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s\_Tutkr} := f_{yd} \cdot \frac{M_{sls\_Tutkr}}{M_{Ed\_Tutkr}} \cdot \frac{A_{s\_min\_Tutkr}}{A_{s\_brukt\_tutkr}} = 264.582 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} = 0.3$$

$$\sigma_{tillatt\_tutkr} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s\_Tutkr}$$

Tabell 7.3N



## Vedlegg 7 - Beregninger for nedre utkrager

$$F_{Tbutkr} := (H_{port} - H_{bunn} + \Delta H) \cdot sj\phi_B \cdot 1 \text{ m} = 80.063 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{Bbutkr} := (H_{port} + \Delta H) \cdot sj\phi_B \cdot 1 \text{ m} = 94.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed\_butkr} := F_{Tbutkr} \cdot \frac{H_{bunn}^2}{2} + (F_{Bbutkr} - F_{Tbutkr}) \cdot H_{bunn}^2 \cdot \frac{2}{3} = 60.479 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{butkr} := T_{bunn} - c - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 172 \text{ mm}$$

$$M_{Rd\_butkr} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{butkr}^2 = 207.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sbutkr} := \frac{M_{Ed\_butkr}}{f_{yd} \cdot \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_butkr}}{M_{Rd\_butkr}}\right) \cdot d_{butkr}} = 850.901 \text{ mm}^2$$

$$c_{cbutkr} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{sbutkr}}{\phi 16}} = 236.22 \text{ mm}$$

$$c_{cvalgt\_butkr} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{sbrukt\_butkr} := \frac{1000 \text{ mm}}{c_{cvalgt\_butkr}} \cdot \phi 16 = 1340 \text{ mm}^2$$

## Kontroll minimumsarmering nedre utkrager

$$A_{s_{min1\_butkr}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bt \cdot d_{butkr} = 339.872 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min2\_butkr}} := 0.0013 \cdot bt \cdot d_{butkr} = 223.6 \text{ mm}^2$$

NA9.2.1.1 - ved tette konstruksjoner bør minimumsarmering være minst dobbelt så stor

$$A_{s_{min\_butkr}} := A_{s_{min1\_butkr}} \cdot 2 = 679.744 \text{ mm}^2$$

## Svinn og fordelingsarmeringsarmering for nedre utkrager

$$SF_{20\_butkr} := 0.2 \cdot A_{s\_butkr} = 170.18 \text{ mm}^2$$

$$SF_{As\_min\_butkr} := A_{s\_min\_butkr} = 679.744 \text{ mm}^2$$

$$CC_{SF\_butkr} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{SF_{As\_min\_butkr}}{113 \text{ mm}^2}} = 166.239 \text{ mm}$$

$$CC_{valgtSF\_butkr} := 150 \text{ mm}$$

## Skjærkontroll for nedre utkrager

$$V_{Ed\_butkr} := F_{Tbutkr} \cdot H_{bunn} + (F_{Bbutkr} - F_{Tbutkr}) \cdot H_{bunn} \cdot \frac{1}{2} = 96.279 \text{ kN}$$

$$K_{utkr} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{Tutkr}}} = 2.072 \quad K_{utkr} > 2 \quad K_{utkr} := 2$$

$$V_{Rd.c\_butkr\_min} := 0.035 \cdot K_{utkr}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{45} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{Tutkr}}{\text{mm}} = 64.85 \frac{1}{\text{N}} \cdot \text{kN}$$

$$\rho_{L\_butkr} := \frac{A_{s\_butkr}}{1000 \text{ mm} \cdot d_{butkr}} = 0.005$$

$$V_{Rd.c\_butkr\_max} := C_{Rdc} \cdot K_{utkr} \cdot (100 \cdot \rho_{L\_butkr} \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{butkr}}{\text{mm}} = 116.125 \frac{1}{\text{N}} \cdot \text{kN}$$

## Rissviddekontroll for nedre utkrager

$$M_{sls\_butkr} := \frac{M_{Ed\_butkr}}{LFsj\theta_B} \cdot \psi_1 = 40.319 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s\_brukt\_butkr} = 1340 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s\_butkr} := f_{yd} \cdot \frac{M_{sls\_butkr}}{M_{Ed\_butkr}} \cdot \frac{A_{s\_butkr}}{A_{s\_brukt\_butkr}} = 184.058 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} = 0.3$$

$$\sigma_{tillat\_butkr} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s\_butkr}$$

Tabell 7.3N

## Vedlegg 8 - Beregning av vertikale krefter på toppflens

$$A_{plate\_sn\emptyset} := \frac{S_k \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{B_{kasse}}{2}}{B_{kasse}} \cdot \left( B_{kasse} - \frac{B_{kasse}}{2} \right) = 4.725 \text{ kN}$$

$$A_{plate\_nytte} := \frac{p \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{B_{kasse}}{2}}{B_{kasse}} \cdot \left( B_{kasse} - \frac{B_{kasse}}{2} \right) = 16.875 \text{ kN}$$

$$A_{tplate\_egen} := \frac{\rho c \cdot LF_3 \cdot T_{topplens} \cdot 1 \text{ m} \cdot B_{kasse}}{2} + \frac{\rho c \cdot LF_3 \cdot H_{topp} \cdot 1 \text{ m} \cdot T_{topp}}{2} = 28.8 \text{ kN}$$

$$M_{egen\_topplate} := (\rho c \cdot LF_3 \cdot 1 \text{ m} \cdot T_{topplens}) \cdot \frac{B_{kasse}^2}{8} = 32.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tutkr\_topplate} := (\rho c \cdot LF_3 \cdot 1 \text{ m} \cdot T_{topp} \cdot H_{topp}) \cdot \frac{B_{kasse}}{4} = 21.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{topplate} := M_{egen\_topplate} + M_{tutkr\_topplate} + \frac{A_{plate\_sn\emptyset}^2}{2 \cdot S_k \cdot 1 \text{ m}} + \frac{A_{plate\_nytte}^2}{2 \cdot p \cdot 1 \text{ m}} = 78.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed\_topplate} := M_{topplate} + \frac{M_{Ed\_Tutkr}}{2} = 95.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{topplate} := T_{topplens} - c - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 170 \text{ mm}$$

$$M_{Rd\_topplate} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{topplate}^2 = 202.661 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s\_topplate} := \frac{M_{Ed\_topplate}}{f_{yd} \cdot \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_topplate}}{M_{Rd\_topplate}} \right) \cdot d_{topplate}} = 1412.1 \text{ mm}^2$$

$$cc_{topplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{s\_topplate}}{\emptyset 20}} = 222.366 \text{ mm}$$

$$1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_topplate}}{M_{Rd\_topplate}} = 0.919$$

$$cc_{valgt\_topplate} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{s\_brukt\_topplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{cc_{valgt\_topplate}} \cdot \emptyset 20 = 2093.333 \text{ mm}^2$$

## Kontrollerer at armering for vertikale krefter også tar skjær fra horisontale krefter

$$A_{S_{\text{overflødig\_topplate}}} := \frac{A_{S_{\text{brukt\_topplate}}} - A_{S_{\text{topplate}}}}{\frac{1000 \text{ mm}}{CC_{\text{valgt\_topplate}}}} = 102.187 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{tilgode\_topplate}}} := A_{S_{\text{overflødig\_topplate}}} - A_{S_{\text{skjær\_topplens}}} = 77.581 \text{ mm}^2$$

Armering kan også ta skjær for horisontale krefter på toppflens

## Kontroll minimumsarmering for vertikale krefter på toppflens

$$A_{S_{\text{min1\_topplate}}} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bt \cdot d_{\text{topplate}} = 335.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{min2\_topplate}}} := 0.0013 \cdot bt \cdot d_{\text{topplate}} = 221 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{min\_topplate}}} := A_{S_{\text{min1\_topplate}}} \cdot 2 = 671.84 \text{ mm}^2$$

NA9.2.1.1 - ved tette konstruksjoner bør minimumsarmering være minst dobbelt så stor

## Svinn og fordelingsarmeringsarmering for vertikale krefter på toppflens

$$SF_{20\_topplate} := 0.2 \cdot A_{S_{\text{topplate}}} = 282.417 \text{ mm}^2$$

$$SF_{A_{S_{\text{min\_topplate}}}} := A_{S_{\text{min\_topplate}}} = 671.84 \text{ mm}^2$$

$$CC_{SF\_topplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{SF_{A_{S_{\text{min\_topplate}}}}}{\phi 12}} = 168.195 \text{ mm}$$

$$CC_{\text{valgt\_SF\_topplate}} := 150 \text{ mm}$$

## Skjærkontroll for vertikale krefter på toppflens

$$V_{Ed\_topplate} := A_{\text{plate\_snø}} + A_{\text{plate\_nytte}} + A_{\text{tplate\_egen}} + \frac{M_{Ed\_Tutkr}}{B_{kasse}} = 56.29 \text{ kN}$$

Sammenlignet med sidevegg er det god kapasitet på skjær

## Rissviddekontroll for vertikale krefter på toppflens

$$M_{sls\_topplate} := \frac{M_{Ed\_topplate}}{LFsj\emptyset_B} \cdot \psi_1 = 63.979 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sbrukt\_topplate} = 2093.333 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{s\_topplate} := f_{yd} \cdot \frac{M_{sls\_topplate}}{M_{Ed\_topplate}} \cdot \frac{A_{s\_topplate}}{A_{sbrukt\_topplate}} = 195.525 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{max} = 0.3$$

$$\sigma_{tillatt\_topplate} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{s\_Tutkr}$$

Tabell 7.2N

## Vedlegg 9 - Beregninger for de vertikale kreftene på bunnflensen

$$A_{bplate\_egen} := A_{tplate\_egen} + \rho c \cdot LF_3 \cdot sidevegg \cdot T_{vegg} \cdot 1 \text{ m} + \frac{3 \cdot \rho c \cdot LF_3 \cdot T_{bunnflens} \cdot 1 \text{ m} \cdot \frac{B_{kasse}}{2}}{8} = 61.874 \text{ kN}$$

$$A_{bplate} := A_{bplate\_egen} + A_{plate\_nytte} + A_{plate\_sn\phi} = 83.474 \text{ kN}$$

$$M_{Ed\_bunnplate} := A_{bplate} \cdot \frac{B_{kasse}}{2} + \frac{M_{Ed\_butkr}}{2} = 280.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{bunnplate} := T_{bunnflens} - c - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 380 \text{ mm}$$

$$M_{Rd\_bunnplate} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot 1 \text{ m} \cdot d_{bunnplate}^2 = 1012.605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s\_bunnplate} := \frac{M_{Ed\_bunnplate}}{f_{yd} \cdot 0.95 \cdot d_{bunnplate}} = 1788.139 \text{ mm}^2 \quad 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed\_bunnplate}}{M_{Rd\_bunnplate}} = 0.953$$

$$cc_{bunnplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{s\_bunnplate}}{\phi 20}} = 175.602 \text{ mm}$$

$$cc_{valgt\_bplate} := 150 \text{ mm}$$

$$A_{s\_brukt\_bunnplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{cc_{valgt\_bplate}} \cdot \phi 20 = 2093.333 \text{ mm}^2$$

## Kontroll minimumsarmering for vertikale krefter på bunnflens

$$A_{s\_min1\_bunnplate} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot bt \cdot d_{bunnplate} = 750.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_min2\_bunnplate} := 0.0013 \cdot bt \cdot d_{bunnplate} = 494 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\_min\_bunnplate} := A_{s\_min1\_bunnplate} \cdot 2 = 1501.76 \text{ mm}^2$$

$$cc_{SF\_bunnplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{A_{s\_min\_bunnplate}}{\phi 20}} = 209.088 \text{ mm}$$

$$cc_{valgt\_SF\_bunnplate} := 150 \text{ mm}$$

NA9.2.1.1 - ved tette konstruksjoner bør minimumsarmering være minst dobbelt så stor

## Kontrollerer at armering for vertikale krefter også tar skjær fra horisontale krefter

$$A_{S_{\text{overflødig\_bunnplate}}} := \frac{A_{S_{\text{brukt\_bunnplate}}} - A_{S_{\text{min\_bunnplate}}}}{\frac{1000 \text{ mm}}{CC_{\text{valgt\_topplate}}}} = 88.736 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{tilgode}}} := A_{S_{\text{overflødig\_bunnplate}}} - A_{S_{\text{skjær\_bunnflens}}} = 53.404 \text{ mm}^2$$

Armering kan også ta skjær for horisontale krefter på bunnflens

## Svinn og fordelingsarmeringsarmering for vertikale krefter på bunnflensen

$$SF_{20\_bunnplate} := 0.2 \cdot A_{S_{\text{bunnplate}}} = 357.628 \text{ mm}^2$$

$$SF_{A_{S_{\text{min\_bunnplate}}}} := A_{S_{\text{min\_bunnplate}}} = 1501.76 \text{ mm}^2$$

$$CC_{SF\_bunnplate} := \frac{1000 \text{ mm}}{\frac{SF_{A_{S_{\text{min\_bunnplate}}}}}{\phi 20}}} = 209.088 \text{ mm}$$

$$CC_{\text{valgt\_SF\_bunnplate}} := 150 \text{ mm}$$

## Skjærkontroll for vertikale krefter på bunnflensen

$$V_{Ed\_bplate} := A_{bplate} + \frac{M_{Ed\_butkr}}{\frac{B_{kasse}}{2}} = 103.633 \text{ kN}$$

$$K_{bunnplate} := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{bunnplate}}} = 1.725$$

$$V_{Rd\_bplate} := 0.035 \cdot K_{bunnplate}^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{45} \cdot 1000 \cdot \frac{d_{bunnplate}}{\text{mm}} = 128.35 \frac{1}{N} \cdot \text{kN}$$

Skjærkontroll for de vertikale kreftene på bunnflensen er OK sammenlignet med sidevegger  
- mindre krefter og større tykkelse

## Rissviddekontroll for vertikale krefter på bunnflensen

$$M_{sls\_bunnplate} := \frac{M_{Ed\_bunnplate}}{LFsj\phi_B} \cdot \psi_1 = 187.107 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$As_{brukt\_bunnplate} = 2093.333 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sbunnplate} := f_{yd} \cdot \frac{M_{sls\_bunnplate}}{M_{Ed\_bunnplate}} \cdot \frac{As_{bunnplate}}{As_{brukt\_bunnplate}} = 247.596 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

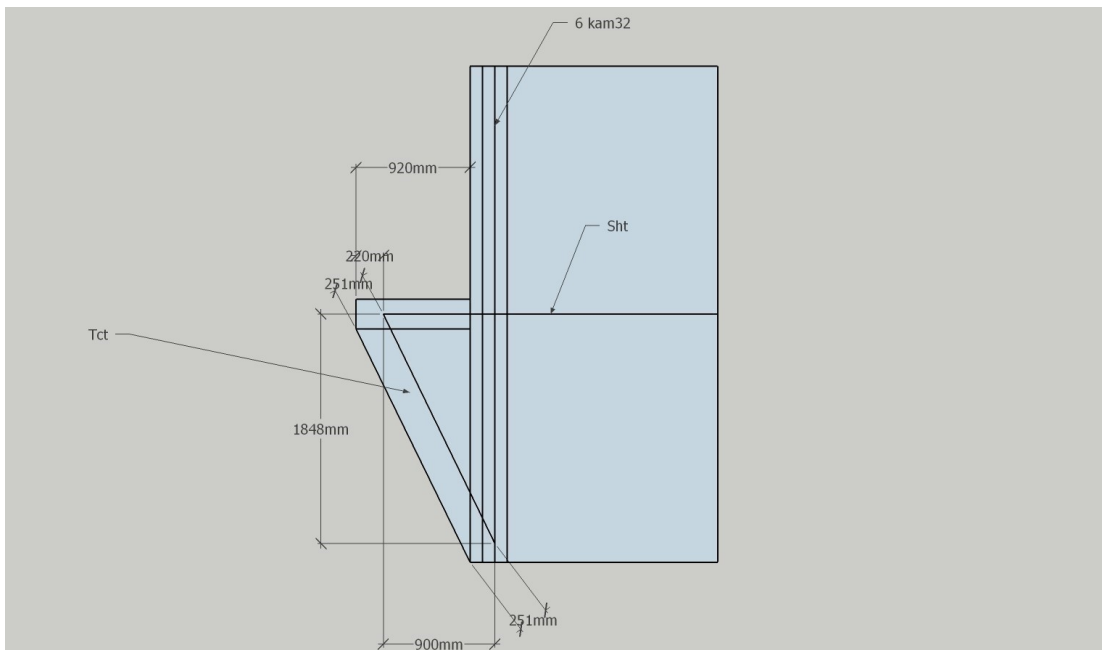
$$W_{max} = 0.3$$

$$\sigma_{tillatt\_bunnplate} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{sbunnplate}$$

Tabell 7.3N



## Vedlegg 10 - Beregninger for kraftoverføring mellom toppflens og pilarer



$$V_{Ed\emptyset} = 1778.207 \text{ kN}$$

$$n.kam_t := \frac{V_{Ed\emptyset}}{f_{yd} \cdot 804 \text{ mm}^2} = 5.087$$

$$n.kam_{valgt} := 6$$

$$S_{H\_t} := \left( \frac{900}{1848} \right) \cdot V_{Ed\emptyset} = 866.01 \text{ kN}$$

$$A_{SH\_t} := \frac{S_{H\_t}}{f_{yd}} = 1991.822 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{SH\_t}}{804 \text{ mm}^2} = 2.477$$

$$\sigma_{topp} := \frac{V_{Ed\emptyset}}{420 \text{ mm} \cdot T_{toppflens}} = 17.641 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$T_{C_t} := \sqrt{V_{Ed\emptyset}^2 + S_{H\_t}^2} = 1977.875 \text{ kN}$$

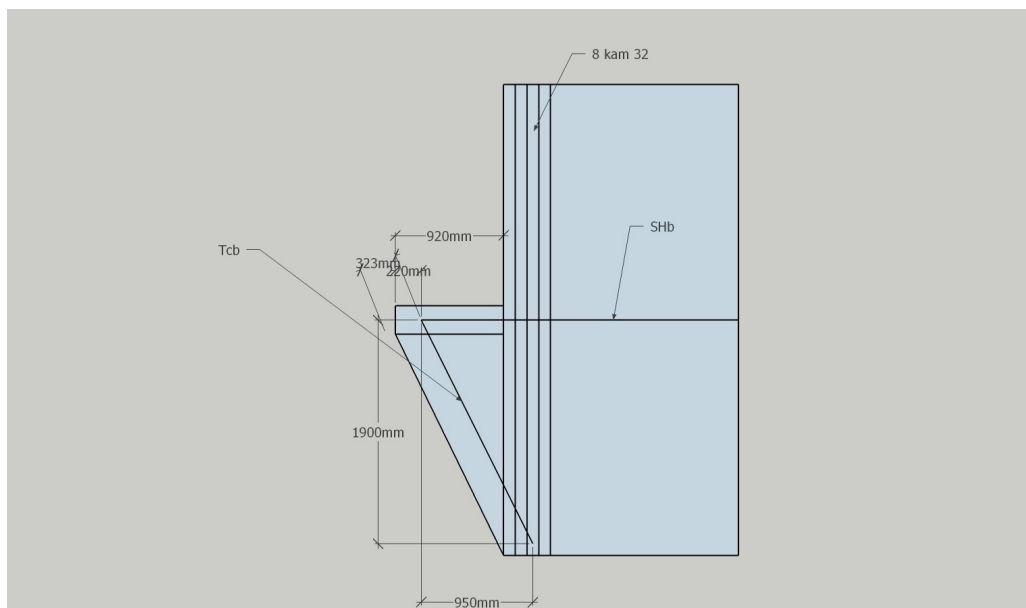
$$\sigma_{Tct} := \frac{T_{C_t}}{T_{toppflens} \cdot (250 \text{ mm} \cdot 2)} = 16.482 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_2 := 0.85 \quad \nu := 1 - \frac{45}{250} = 0.82$$

$$\sigma_{Rdmax} := k_2 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 17.774 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1992-1-1 6.5.4 b)

## Vedlegg 11 - Beregninger for kraftoverføring mellom bunnsflens og pilarer



$$V_{EdN} = 2553.322 \text{ kN}$$

$$n.kam_b := \frac{V_{EdN}}{f_{yd} \cdot 804 \text{ mm}^2} = 7.304$$

$$n.kam_b := 8$$

$$F_{prkam_b} := \frac{V_{EdN}}{n.kam_b} = 319.165 \text{ kN}$$

$$F_{prtrykk_b} := F_{prkam_b} \cdot n.kam_b = 2553.322 \text{ kN}$$

$$S_{H_b} := \left( \frac{950}{1900} \right) \cdot F_{prtrykk_b} = 1276.661 \text{ kN}$$

$$A_{SH_b} := \frac{S_{H_b}}{f_{yd}} = 2936.32 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{SH_b}}{804 \text{ mm}^2} = 3.652$$

$$\sigma_{bunn} := \frac{V_{EdN}}{420 \text{ mm} \cdot T_{bunnflens}} = 13.51 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$T_{Cb} := \sqrt{F_{prtrykk_b}^2 + S_{H_b}^2} = 2854.701 \text{ kN}$$

$$\sigma_{Tcb} := \frac{T_{Cb}}{T_{bunnflens} \cdot (323 \text{ mm} \cdot 2)} = 9.82 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_2 := 0.85 \quad \nu := 1 - \frac{45}{250} = 0.82$$

$$\sigma_{Rdmax} := k_2 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 17.774 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

NS-EN 1992-1-1 6.5.4 b)

## Vedlegg 12 - Oppdrifts- og stabilitetsberegninger

### Regner ut volum for hver del

$$V_{topp} := H_{topp} \cdot T_{topp} \cdot L_{port} = 11.923 \text{ m}^3$$

$$V_{toppf lens} := T_{toppf lens} \cdot B_{kasse} \cdot L_{kasse} = 33.12 \text{ m}^3$$

$$V_{sidevegg} := sidevegg \cdot T_{vegg} \cdot L_{kasse} \cdot 2 = 27.425 \text{ m}^3$$

$$V_{bunnflens} := T_{bunnflens} \cdot B_{kasse} \cdot L_{kasse} = 62.1 \text{ m}^3$$

$$V_{bunn} := H_{bunn} \cdot T_{bunn} \cdot L_{port} = 6.558 \text{ m}^3$$

$$V_{plate} := sidevegg \cdot (B_{kasse} - 2 \cdot T_{vegg}) \cdot T_{innv} \cdot 2 = 4.822 \text{ m}^3$$

$$V_{endeplate} := sidevegg \cdot (B_{kasse} - 2 \cdot T_{vegg}) \cdot T_{vegg} \cdot 2 = 6.63 \text{ m}^3$$

$$V_{ende} := H_{kasse} \cdot (L_{port} - L_{kasse}) \cdot \frac{T_{topp} + T_{bunn}}{2} = 1.501 \text{ m}^3$$

$$V_{balvegg} := sidevegg \cdot T_{innv} \cdot L_{balvegg} = 2.818 \text{ m}^3$$

$$V_{\emptyset skra} := T_{toppf lens} \cdot \frac{(L_{port} - L_{kasse})}{2} \cdot \left( \frac{B_{kasse}}{2} - \frac{T_{topp}}{2} \right) = 0.636 \text{ m}^3$$

$$V_{n skra} := T_{bunnflens} \cdot \frac{(L_{port} - L_{kasse})}{2} \cdot \left( \frac{B_{kasse}}{2} - \frac{T_{bunn}}{2} \right) = 1.192 \text{ m}^3$$

$$V_{tot} := V_{topp} + V_{toppf lens} + V_{sidevegg} + V_{bunnflens} + V_{bunn} + V_{plate} + V_{endeplate} + V_{ende} + V_{balvegg} + V_{\emptyset skra} + V_{n skra}$$

$$V_{tot} = 158.726 \text{ m}^3$$

## Regner ut tyngdepunkt (TP) til hver del fra bunnen av dokkporten

$$TP_{topp} := H_{port} - \frac{H_{topp}}{2} = 5.5 \text{ m} \quad TP_{bunn} := \frac{H_{bunn}}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$TP_{toppflens} := H_{port} - H_{topp} - \frac{T_{toppflens}}{2} = 4.38 \text{ m}$$

$$TP_{bunnflens} := H_{bunn} + \frac{T_{bunnflens}}{2} = 1.325 \text{ m}$$

$$TP_{sidevegg} := H_{bunn} + T_{bunnflens} + \frac{sidevegg}{2} = 2.905 \text{ m}$$

$$TP_{plate} := H_{bunn} + T_{bunnflens} + \frac{sidevegg}{2} = 2.905 \text{ m}$$

$$TP_{ende} := H_{bunn} + \frac{H_{kasse}}{2} = 2.8 \text{ m} \quad \text{kun når } T_{topp} = T_{bunn}$$

$$TP_{balvegg} := TP_{sidevegg} = 2.905 \text{ m} \quad TP_{endeplate} := TP_{plate} = 2.905 \text{ m}$$

$$TP_{\emptyset_{skra}} := TP_{toppflens} = 4.38 \text{ m} \quad TP_{n_{skra}} := TP_{bunnflens} = 1.325 \text{ m}$$

$$TP_C := \frac{TP_{topp} \cdot V_{topp} + TP_{bunn} \cdot V_{bunn} + TP_{toppflens} \cdot V_{toppflens} + TP_{bunnflens} \cdot V_{bunnflens} + TP_{sidevegg} \cdot V_{sidevegg} + TP_{endeplate} \cdot V_{endeplate} + TP_{\emptyset_{skra}} \cdot V_{\emptyset_{skra}} + TP_{n_{skra}} \cdot V_{n_{skra}}}{V_{total}}$$

$$TP_C = 2.685 \text{ m}$$

## Oppdrifts- og stabilitetsberegning for den praktiske driften av dokkporten

$$Gc_R := V_{tot} \cdot gc_R = 3968.14 \text{ kN}$$

$$n\phi dO_R := \frac{Gc_R}{sj\phi_R} = 394.768 \text{ m}^3$$

$$VO_{bunn} := T_{bunn} \cdot L_{port} \cdot H_{bunn} = 6.558 \text{ m}^3$$

$$GF_{kasse} := B_{kasse} \cdot L_{kasse} = 138 \text{ m}^2$$

$$GF_{ende} := \frac{V_{ende}}{H_{kasse}} = 0.442 \text{ m}^2$$

$$H_{vann\_kasse\_R} := \frac{n\phi dO_R - VO_{bunn}}{GF_{kasse} + GF_{ende}} = 2.804 \text{ m}$$

$$H_{kasse} = 3.4 \text{ m}$$

$$VO_{kasse\_R} := GF_{kasse} \cdot H_{vann\_kasse\_R} = 386.972 \text{ m}^3$$

$$VO_{ende\_R} := GF_{ende} \cdot H_{vann\_kasse\_R} = 1.238 \text{ m}^3$$

$$VO_{tot\_R} := VO_{bunn} + VO_{kasse\_R} + VO_{ende\_R} = 394.768 \text{ m}^3$$

$$TPO_{bunn} := \frac{H_{bunn}}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$TPO_{kasse\_R} := H_{bunn} + \frac{H_{vann\_kasse\_R}}{2} = 2.502 \text{ m}$$

$$TPO_{ende\_R} := TPO_{kasse\_R} = 2.502 \text{ m}$$

$$TPO_R := \frac{TPO_{bunn} \cdot VO_{bunn} + TPO_{kasse\_R} \cdot VO_{kasse\_R} + TPO_{ende\_R} \cdot VO_{ende\_R}}{VO_{tot\_R}} = 2.47 \text{ m}$$

$$TPC = 2.685 \text{ m}$$

$$vannh\ddot{o}yde_R := H_{bunn} + H_{vann\_kasse\_R} = 3.9 \text{ m}$$

## Regner på stabilitet vha metasenterhøyde og forholdet GM under drift

$$I := \frac{1}{12} \cdot L_{kasse} \cdot B_{kasse}^3 = 414 \text{ m}^4$$

$$Meta_R := \frac{I}{VO_{tot\_R}} = 1.05 \text{ m}$$

$$\Delta TP_R := TP_C - TPO_R = 0.22 \text{ m}$$

$$GM_R := Meta_R - \Delta TP_R = 0.83 \text{ m}$$

Positiv GM betyr at dokkporten flyter stabilt

## Nødvendig vannmengde for å senke port ved høyvann under drift av dokkport

$$H_{bunn} + H_{kasse} = 4.5 \text{ m}$$

$$H_{høyvann} := 6 \text{ m}$$

$$GF_{topp} := T_{topp} \cdot L_{port} = 5.962 \text{ m}^2$$

$$H_{topp\_høyvann} := H_{høyvann} - H_{bunn} - H_{kasse} = 1.5 \text{ m}$$

$$O_{høyvann} := VO_{bunn} + GF_{kasse} \cdot H_{kasse} + GF_{ende} \cdot H_{kasse} + GF_{topp} \cdot H_{topp\_høyvann} + V\emptyset_{skra} + Vn_{skra} = 488.03 \text{ m}^3$$

$$n\emptyset d_{balast\_R} := \frac{O_{høyvann} \cdot \rho_{sj\emptyset} - GC_R}{\rho_{sj\emptyset}} = 93.26 \text{ m}^3$$

$$L_{balrom\_R} := \frac{n\emptyset d_{balast\_R}}{(B_{kasse} - 2 \cdot T_{vegg} - T_{innv}) \cdot (H_{kasse} - T_{toppflens} - T_{bunnflens})} = 6.37 \text{ m}$$

## Stabilitetsberegning i værste senario for å kontrollere at dokkporten ikke velter

$$TPC = 2.685 \text{ m}$$

$$Gc_P := V_{tot} \cdot gc_P = 3571.326 \text{ kN}$$

$$n\theta dO_P := \frac{Gc_P}{sj\theta_P} = 296.076 \text{ m}^3$$

### Volum oppdrift

$$VO_{bunn} := T_{bunn} \cdot L_{port} \cdot H_{bunn} = 6.558 \text{ m}^3$$

$$GF_{kasse} := B_{kasse} \cdot L_{kasse} = 138 \text{ m}^2$$

$$GF_{ende} := \frac{V_{ende}}{H_{kasse}} = 0.442 \text{ m}^2$$

$$H_{vann\_kasse\_P} := \frac{n\theta dO_P - VO_{bunn}}{GF_{kasse} + GF_{ende}} = 2.091 \text{ m}$$

$$H_{kasse} = 3.4 \text{ m}$$

$$VO_{kasse\_P} := GF_{kasse} \cdot H_{vann\_kasse\_P} = 288.595 \text{ m}^3$$

$$VO_{ende\_P} := GF_{ende} \cdot H_{vann\_kasse\_P} = 0.924 \text{ m}^3$$

$$VO_{tot\_P} := VO_{bunn} + VO_{kasse\_P} + VO_{ende\_P} = 296.076 \text{ m}^3$$

$$TPO_{bunn} := \frac{H_{bunn}}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$TPO_{kasse\_P} := H_{bunn} + \frac{H_{vann\_kasse\_P}}{2} = 2.146 \text{ m}$$

$$TPO_{ende\_P} := TPO_{kasse\_P} = 2.146 \text{ m}$$

$$TPO_P := \frac{TPO_{bunn} \cdot VO_{bunn} + TPO_{kasse\_P} \cdot VO_{kasse\_P} + TPO_{ende\_P} \cdot VO_{ende\_P}}{VO_{tot\_P}} = 2.11 \text{ m}$$

$$TPC = 2.685 \text{ m}$$

$$vannh\ddot{o}yde_P := H_{bunn} + H_{vann\_kasse\_P} = 3.2 \text{ m}$$

## Regner på stabilitet vha metasenterhøyde og forholdet GM i værste senario

$$I := \frac{1}{12} \cdot L_{kasse} \cdot B_{kasse}^3 = 414 \text{ m}^4$$

$$Meta_P := \frac{I}{VO_{tot\_P}} = 1.4 \text{ m}$$

$$\Delta TP_P := TP_C - TPO_P = 0.58 \text{ m}$$

$$GM_P := Meta_P - \Delta TP_P = 0.82 \text{ m}$$

Positiv GM betyr at dokkporten flyter stabil

## Nødvendig vannfylling for å senke port ved høyvann i værste senario

$$H_{bunn} + H_{kasse} = 4.5 \text{ m}$$

$$H_{høyvann} := 6 \text{ m}$$

$$GF_{topp} := T_{topp} \cdot L_{port} = 5.962 \text{ m}^2$$

$$H_{topp\_høyvann} := H_{høyvann} - H_{bunn} - H_{kasse} = 1.5 \text{ m}$$

$$O_{høyvann} := VO_{bunn} + GF_{kasse} \cdot H_{kasse} + GF_{ende} \cdot H_{kasse} + GF_{topp} \cdot H_{topp\_høyvann} + V\emptyset_{skra} + Vn_{skra} = 488.03 \text{ m}^3$$

$$n\emptyset d_{balast\_P} := \frac{(O_{høyvann} \cdot sj\emptyset_P - Gc_P)}{sj\emptyset_P} = 191.95 \text{ m}^3$$

$$L_{balrom} := \frac{n\emptyset d_{balast\_P}}{(B_{kasse} - 2 \cdot T_{vegg} - T_{innv}) \cdot (H_{kasse} - T_{toppflens} - T_{bunnflens})} = 13.12 \text{ m}$$

## Kalibrering av dokkport dersom den flyter for høyt

$$TOT_{tiljengelig\_balrom} := L_{balvegg} \cdot \left( \frac{B_{kasse}}{2} - T_{vegg} - \frac{T_{topp}}{2} \right) \cdot (H_{kasse} - T_{toppflens} - T_{bunnflens}) \cdot 2 = 93.712 \text{ m}^3$$

$$tiljengelig_{balrom} := TOT_{tiljengelig\_balrom} - n\emptyset d_{balast\_R} = 0.45 \text{ m}^3$$

$$tiljengelig_{balrom} \cdot gc_R = 11.261 \text{ kN}$$

$$(n\emptyset d_{balast\_P} - n\emptyset d_{balast\_R}) \cdot \rho sj\emptyset = 992.035 \text{ kN}$$



## Regner for stabilitet hvis porten blir for tung med ekstra oppdrift i underkant

$$Gc_E := V_{tot} \cdot \rho c \cdot 1.2 = 4761.768 \text{ kN}$$

$$n\phi dO_E := \frac{Gc_E}{s\phi_R} = 473.722 \text{ m}^3$$

$$VO_{bunn} := T_{bunn} \cdot L_{port} \cdot H_{bunn} = 6.558 \text{ m}^3$$

$$GF_{kasse} := B_{kasse} \cdot L_{kasse} = 138 \text{ m}^2$$

$$GF_{ende} := \frac{V_{ende}}{H_{kasse}} = 0.442 \text{ m}^2$$

$$xO := L_{kasse} \cdot \frac{B_{kasse} - T_{bunn}}{2} \cdot 0.6 \text{ m} \cdot 2 = 79.488 \text{ m}^3$$

$$H_{vann\_kasse\_E} := \frac{n\phi dO_E - VO_{bunn} - xO}{GF_{kasse} + GF_{ende}} = 2.8 \text{ m}$$

$$H_{kasse} = 3.4 \text{ m}$$

$$VO_{kasse\_E} := GF_{kasse} \cdot H_{vann\_kasse\_E} = 386.44 \text{ m}^3$$

$$VO_{ende\_E} := GF_{ende} \cdot H_{vann\_kasse\_E} = 1.237 \text{ m}^3$$

$$VO_{tot\_E} := VO_{bunn} + VO_{kasse\_E} + VO_{ende\_E} + xO = 473.722 \text{ m}^3$$

$$TPO_{bunn} := \frac{H_{bunn}}{2} = 0.55 \text{ m}$$

$$TPO_{kasse\_E} := H_{bunn} + \frac{H_{vann\_kasse\_E}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$TPO_{ende\_E} := TPO_{kasse\_E} = 2.5 \text{ m}$$

$$TPxO := H_{bunn}$$

$$TPO_E := \frac{TPO_{bunn} \cdot VO_{bunn} + TPO_{kasse\_E} \cdot VO_{kasse\_E} + TPO_{ende\_E} \cdot VO_{ende\_E} + TPxO \cdot xO}{VO_{tot\_E}} = 2.238 \text{ m}$$

$$TPc = 2.685 \text{ m}$$

$$vannh\ddot{o}yde_E := H_{bunn} + H_{vann\_kasse\_E} = 3.9 \text{ m}$$

## Regner på stabilitet vha metasenterhøyde og forholdet GM

$$I := \frac{1}{12} \cdot L_{kasse} \cdot B_{kasse}^3 = 414 \text{ m}^4$$

$$Meta_E := \frac{I}{VO_{tot\_E}} = 0.87 \text{ m}$$

$$\Delta TP_E := TP_C - TPO_E = 0.45 \text{ m}$$

$$GM_E := Meta_E - \Delta TP_E = 0.43 \text{ m}$$

## Beregning av kregning på dokkporten uten ballastering i realistisk tilfelle

$$TP\phi_{skra} := \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{B_{kasse}}{2} - \frac{T_{topp}}{2} \right) = 0.96 \text{ m}$$

$$TPnh_{skra} := \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{B_{kasse}}{2} - \frac{T_{topp}}{2} \right) = 0.96 \text{ m}$$

$$TPch := \frac{(TP\phi_{skra} \cdot V\phi_{skra} + TPnh_{skra} \cdot Vn_{skra}) \cdot \rho c}{V_{tot} \cdot \rho c} = 0.011 \text{ m}$$

$$statisk\_kregning := \text{atan} \left( \frac{TPch}{GM_R} \right) = 0.76 \text{ deg}$$

## Beregner kregning for fylling av én ballastertank

$$TPh_{bal} := \frac{T_{topp}}{2} + \frac{\left( \frac{B_{kasse}}{2} - T_{vegg} - \frac{T_{topp}}{2} \right)}{2} = 1.45 \text{ m}$$

$$balvolum := 30 \text{ m}^3$$

$$TPch_{bal} := \frac{(TP\phi_{skra} \cdot V\phi_{skra} + TPnh_{skra} \cdot Vn_{skra}) \cdot \rho c + (TPh_{bal} \cdot balvolum) \cdot \rho sj\phi}{V_{tot} \cdot \rho c + balvolum \cdot \rho sj\phi} = 0.113 \text{ m}$$

$$kregning := \text{atan} \left( \frac{TPch_{bal}}{GM_R} \right) = 7.7 \text{ deg}$$

## Vedlegg 13 - Ordforklaringer

### Innputtverdier

$\rho s j \emptyset$	-	Vanntrykket i $\frac{kN}{m^3}$ uten lastfaktor
$LF s j \emptyset_R$	-	Lastfaktor for realistisk tilfelle
$s j \emptyset_R$	-	Vanntrykket $\frac{kN}{m^3}$ med lastfaktor for realistisk tilfelle
$LF s j \emptyset_p$	-	Lastfaktor for permanent vanntrykk
$s j \emptyset_p$	-	Vanntrykket $\frac{kN}{m^3}$ med lastfaktor for permanent vanntrykk
$LF s j \emptyset_B$	-	Lastfaktor for variabelt vanntrykk
$s j \emptyset_B$	-	Vanntrykket $\frac{kN}{m^3}$ med lastfaktor for variabelt vanntrykk
$\gamma_c$	-	Partialfaktor for betong
$\alpha_{cc}$	-	Koeffisient som tar hensyn til virkning av langtidslasten til betongens trykkfasthet
$K_2$	-	Koeffisientfaktor
$C_{Rdc}$	-	Faktor etter NA.6.2.2(1)
$f_{yk}$	-	Armeringens karakteristiske flytegrense
$f_{yd}$	-	Armeringens dimensjonerende flytegrense
$c$	-	Overdekning til armering
$f_{ck}$	-	Betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet
$f_{cd}$	-	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
$f_{ctm}$	-	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$\gamma_s$	-	Partialfaktor for armeringsstål
$\rho_c$	-	Egenvekt (armert betong) uten lastfaktor
$LF c_R$	-	Lastfaktor egenvekt (armert betong) realistisk tilfelle
$g c_R$	-	Egenvekt (armert betong) med lastfaktor i realistisk tilfelle
$LF c_P$	-	Lastfaktor egenvekt (armert betong) for tilfelle med lav egenvekt
$g c_P$	-	Egenvekt (armert betong) med lastfaktor lav egenvekt
$V_1$	-	Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset pga skjærkraft
$\theta_1$	-	Minste verdi for vinkel til trykkdiagonalen på 21.8 grader
$\theta_2$	-	Største verdi for vinkel til trykkdiagonalen på 45 grader
$\alpha_{cw}$	-	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten
$LF_1 - LF_3$	-	Lastkoeffisienter
$S_k$	-	Karakteristisk snølast
$p$	-	Dimensjonerende nyttelast

## Dimensjonene til dokkport

$H_{port}$	-	Total høyde av dokkport
$L_{port}$	-	Total lengden av dokkport
$L_{lysopning}$	-	Lengde av lysåpning
$\Delta H$	-	Forlengelse av dokkportens høyde (midlertidig ved behov)
$H_{topp}$	-	Høyden til øvre utkrager
$T_{topp}$	-	Tykkelsen til øvre utkrager
$H_{bunn}$	-	Høyden til nedre utkrager
$T_{bunn}$	-	Tykkelsen til nedre utkrager
$B_{kasse}$	-	Bredden til kassen
$L_{kasse}$	-	Lengden til kassen
$H_{kasse}$	-	Høyden til kassen
$T_{toppflens}$	-	Tykkelsen til toppflens
$T_{bunnflens}$	-	Tykkelsen til bunnflens
$T_{vegg}$	-	Tykkelsen til sideveggene i kassen
$T_{innv}$	-	Tykkelse til ballastervegg
$L_{balvegg}$	-	Lengden til ballasterveggen
$T_{plate}$	-	Tykkelsen til ende/endeplate/skillevegger
$sidevegg$	-	Høyden til sideveggene
$kc$	-	Koeffisient som tar hensyn til spenningsfordelingen innenfor tverrsnittet umiddelbart før opprissing
$W_{max}$	-	Maks rissevidde
$bt$	-	En breddemeter (1 meter)
$\psi_1$	-	Koeffisient for ofte forekommende verdier av påvirkning

### Beregninger for sidevegger i kassen

$F_{topp.kasse}$	-	Vanntrykket som virker på toppflensen
$F_{bunn.kasse}$	-	Vanntrykket som virker på bunnflensen
$d_{sidevegg}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen (Tykkelse til sidevegger fratrukket armering og overdekning)
$M_{Ed\_sidevegg}$	-	Maks opptredende feltmoment
$M_{Rd\_sidevegg}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$As_{sidevegg}$	-	Nødvendig armering
$CC_{sidevegg}$	-	Beregnet senteravstand til armering
$CC_{valgt\_sidevegg}$	-	Valgt senteravstand til armering
$As_{brukt\_sidevegg}$	-	Armeringsareal benyttet i sidevegger

### Minimumsarmering for sidevegger

$As_{min1\_sidevegg}$	-	Minimumsarmering sidevegger
$As_{min2\_sidevegg}$	-	Minimumsarmering sidevegger
$As_{min\_sidevegg}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for sidevegger

### Svinn og fordelingsarmeringsarmering for sidevegger

$SF_{20\_topp}$	-	20 % av hovedarmeringen til sidevegger
$SF_{As\_min\_sidevegg}$	-	Minimumsarmering sidevegger
$CC_{SF\_sidevegg}$	-	Beregnet senteravstand for svinn og fordelingsarmering til sidevegger
$CC_{valgt\_SF\_sidevegg}$	-	Valgt senteravstand for svinn og fordelingsarmering for sidevegger

### Skjærkontroll for sidevegger

$V_{Ed\_sidevegg}$	-	Maks opptredende skjærkraft
$K_{sidevegg}$	-	Koeffisient
$V_{Rd\_sidevegg\_min}$	-	Minste tillatte skjærstrekkkapasitet
$\rho_L_{sidevegg}$	-	Armeringsforhold for lengdearmering
$V_{Rd\_sidevegg\_max}$	-	Skjærstrekkkapasitet

### Rissviddekontroll for sidevegger

$M_{sls\_sidevegg}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$As_{brukt\_sidevegg}$	-	Armeringsareal benyttet i sidevegger
$\sigma_{sidevegg}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Maks tillatt rissvidde
$\sigma_{tillatt\_inni}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Beregninger for innvendige vegger**

$F_{bunn\_inni}$	-	Vanntrykket i bunnen av balastertanken
$M_{Ed\_inni}$	-	Maks opptredende feltmoment
$d_{inni}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen (Tykkelse til sidevegger fratrukket armering og overdekning)
$M_{Rd\_inni}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$As_{inni}$	-	Nødvendig armeringsareal
$CC_{inni}$	-	Beregnet senteravstand
$CC_{valgt\_inni}$	-	Valgt senteravstand
$As_{brukt\_inni}$	-	Benyttet armeringsareal i innvendige vegger

## **Kontroll minimumsarmering innvendige vegger**

$As_{min1\_inni}$	-	Minimumsarmering innvendige vegger
$As_{min2\_inni}$	-	Minimumsarmering innvendige vegger
$As_{min\_inni}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for sidevegger

## **Svinn og fordelingsarmeringsarmering innvendige vegger**

$SF_{20\_inni}$	-	20 % av hovedarmering til innvendige vegger
$SF_{As\_min\_inni}$	-	Minimumsarmering innvendige vegger
$CC_{SF\_inni}$	-	Beregnet senteravstand for svinn og fordelingsarmering til innvendige vegger
$CC_{valgt\_SF\_inne}$	-	Valgt senteravstand for svinn og fordelingsarmering for sidevegger

## **Skjærkontroll for innvendige vegger**

$V_{Ed\_inni}$	-	Maks opptredende skjærkraft
$K_{inni}$	-	Koeffisient
$\rho_{L\_inni}$	-	Armeringsforhold for lengdearmering
$V_{Rd\_inni\_max}$	-	Skjærstrekkapasitet

## **Rissviddekontroll for innvendige vegger**

$M_{sls\_inni}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$As_{brukt\_inni}$	-	Armeringsareal benyttet i innvendige vegger
$\sigma_{s\_inni}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Maks tillatt rissvidde
$\sigma_{tillatt\_inni}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Beregninger for toppflens**

$F\phi_{topp}$	-	Vanntrykket i vannoverflaten
$F\phi_{bunn}$	-	Vanntrykket som virker i midten av kassen
$R\phi$	-	Resultantkraften av $F\phi_{topp}$ og $F\phi_{bunn}$
$R\phi d$	-	Omgjøring av resultantkraften fra kN til kN/m
$M_{Ed\phi}$	-	Maks opptredende feltmoment
$d_{flens}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen (Tykkelse til toppflens fratrukket armering og overdekning)
$M_{Rd\phi}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$As$	-	Nødvendig armeringsareal
$As_{brukt\_toppflens}$	-	Benyttet armeringsareal
$n.kam32$	-	Antall kam 32 armeringsjern nødvendig
$n.kam32_{valgt\_topp}$	-	Antall kam 32 armeringsjern valgt

## **Kontroll minimumsarmering for toppflens**

$As_{min1\_topp}$	-	Minimumsarmering til toppflens
$As_{min2\_topp}$	-	Minimumsarmering til toppflens
$As_{min\_topp}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for toppflens

## **Skjærberegninger for toppflens**

$V_{Ed\phi}$	-	Maks opptredende skjærkraft
$V_{Rd\phi}$	-	Største tillatte skjærkraft
$s_{toppflens}$	-	Beregnet senteravstand
$s_{max\_toppflens}$	-	Maks senteravstand
$s_{valgt\_toppflens}$	-	Valgt senteravstand
$As_{skjær\_toppflens}$	-	Nødvendig armering for å ta skjær

## **Rissviddekontroll for toppflens**

$M_{sls\_topp}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$As_{brukt\_toppflens}$	-	Armeringsareal benyttet i toppflens
$\sigma s_{toppflens}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Makst tillatt rissvidde
$cC_{toppflens}$	-	Senteravstand mellom armering
$\sigma_{tillatt\_toppflens}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Flensbredde for toppflens**

$b^i_{toppflens}$	-	Tilgjengelig flensbredde
$lO_{toppflens}$	-	Lengden mellom momentnullpunktene
$b_{effi1\_toppflens}$	-	Effektiv flensbredde på ene siden av bjelken
$b_{effi2\_toppflens}$	-	Effektiv flensbredde på andre siden av bjelken
$b_{eff\_toppflens}$	-	Effektiv flensbredde

## **Beregninger for bunnflens**

$F_{Ntopp}$	-	Vanntrykket som virker på midten av kassen
$F_{Nbunn}$	-	Vanntrykket som virker på bunnen av dokkporten
$R_N$	-	Resultantkraften av $F_{Ntopp}$ og $F_{Nbunn}$
$R_{Nd}$	-	Omgjøring av resultantkraft fra kN til kN/m
$M_{Ed.N}$	-	Maks opptredende moment
$M_{Rd.N}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$As_N$	-	Nødvendig armeringsareal
$n.kam32$	-	Antall kam 32 armeringsjern nødvendig
$n.kam32_{valgt\_bunn}$	-	Antall kam 32 armeringsjern benyttet
$As_{brukt\_bunnflens}$	-	Valgt armeringsareal

## **Kontroll minimumsarmering for bunnflens**

$As_{min1\_bunn}$	-	Minimumsarmering for bunnflens
$As_{min2\_bunn}$	-	Minimumsarmering for bunnflens
$As_{min\_bunnflens}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for bunnflens

## **Skjærberegninger for bunnflens**

$V_{Ed.N}$	-	Maks opptredende skjærkraft
$V_{Rd.N}$	-	Største tillatte skjærkraft
$s_{bunnflens}$	-	Beregnet senteravstand
$s_{max\_bunnflens}$	-	Maks senteravstand
$s_{valgt\_bunnflens}$	-	Valgt senteravstand
$As_{skjær\_bunnflens}$	-	Nødvendig armeringsareal for å ta skjær

## **Rissviddekontroll for bunnflens**

$M_{sls\_bunn}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$As_{brukt\_bunnflens}$	-	Armeringsareal benyttet i toppflens
$\sigma_{s_{bunnflens}}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Makst tillatt rissvidde
$cC_{bunnflens}$	-	Senteravstand mellom armering
$\sigma_{tillatt\_bunnflens}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Flensbredde for bunnflens**

$b_{i_{bunnflens}}$	-	Tilgjengelig flensbredde
$l_{O_{bunnflens}}$	-	Lengden mellom momentnullpunktene
$b_{effi1\_bunnflens}$	-	Effektiv flensbredde på ene siden av bjelken
$b_{effi2\_bunnflens}$	-	Effektiv flensbredde på andre siden av bjelken
$b_{eff\_bunnflens}$	-	Effektiv flensbredde



## **Beregninger for øvre utkrager**

$M_{Ed\_Tutkr}$	-	Maks opptredende feltmoment
$d_{Tutkr}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen (Tykkelse til toppflens fratrukket armering og overdekning)
$M_{Rd\_Tutkr}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$A_{sTutkr}$	-	Nødvendig armeringsareal
$CC_{Tutkr}$	-	Beregnet senteravstand
$CC_{valgt\_tutkr}$	-	Valgt senteravstand
$A_{sbrukt\_tutkr}$	-	Valgt armeringsareal

## **Kontroll minimumsarmering for øvre utkrager**

$A_{smin1\_Tutkr}$	-	Minimumsarmering for øvre utkrager
$A_{smin2\_Tutkr}$	-	Minimumsarmering for øvre utkrager
$A_{smin\_Tutkr}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for øvre utkrager

## **Svinn og fordelingsarmeringsarmering for øvre utkrager**

$SF_{20\_Tutkr}$	-	20 % av hovedarmering til øvre utkrager
$SF_{As\_min\_Tutkr}$	-	Minimumsarmering til øvre utkrager
$CC_{SF\_Tutkr}$	-	Beregnet senteravstand svinn og fordelingsarmering til øvre utkrager
$CC_{valgt\_SF\_Tutkr}$	-	Valgt senteravstand for svinn og fordelingsarmering for øvre utkrager

## **Skjærkontroll for øvre utkrager**

$V_{Ed\_Tutkr}$	-	Maks opptredende skjærkraft
$K_{utkr}$	-	Koeffisient
$V_{Rd\_tutkr\_min}$	-	Minimumsverdi for skjærstrekkapasiteten

## **Rissviddekontroll for øvre utkrager**

$M_{sls\_Tutkr}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$A_{sbrukt\_tutkr}$	-	Valgt armeringsareal i øvre utkrager
$\sigma_{sTutkr}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Maks tillatt rissvidde
$\sigma_{tillatt\_tutkr}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Beregninger for nedre utkrager**

$M_{Ed\_butkr}$	-	Maks opptredende feltmoment
$d_{butkr}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen (Tykkelse til toppflens fratrukket armering og overdekning)
$M_{Rd\_butkr}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$A_{s\_butkr}$	-	Nødvendig armeringsareal
$c_{c\_butkr}$	-	Beregnet senteravstand
$c_{c\_valgt\_butkr}$	-	Valgt senteravstand
$A_{s\_brukt\_butkr}$	-	Valgt armeringsareal

## **Kontroll minimumsarmering for nedre utkrager**

$A_{s\_min1\_butkr}$	-	Minimumsarmering for nedre utkrager
$A_{s\_min2\_butkr}$	-	Minimumsarmering for nedre utkrager
$A_{s\_min\_butkr}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for nedre utkrager

## **Svinn og fordelingsarmeringsarmering for nedre utkrager**

$SF_{20\_butkr}$	-	20 % av hovedarmering til nedre utkrager
$SF_{A_{s\_min\_butkr}}$	-	Minimumsarmering til nedre utkrager
$CC_{SF\_butkr}$	-	Beregnet senteravstand svinn og fordelingsarmering til nedre utkrager
$CC_{valgt\_SF\_butkr}$	-	Valgt senteravstand for svinn og fordelingsarmering for nedre utkrager

## **Skjærkontroll for nedre utkrager**

$V_{Ed\_butkr}$	-	Maks opptredende skjærkraft
$K_{utkr}$	-	Koeffisient
$V_{Rd\_butkr\_min}$	-	Minimumsverdi for skjærstrekkapasiteten

## **Rissviddekontroll for nedre utkrager**

$M_{sls\_butkr}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$A_{s\_brukt\_butkr}$	-	Valgt armeringsareal i nedre utkrager
$\sigma_{s\_butkr}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Maks tillatt rissvidde
$\sigma_{tillatt\_butkr}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Beregning av vertikale krefter på toppflens**

$A_{plate\_snø}$	-	Opplagerkraft på toppflens fra snølast
$A_{plate\_nytte}$	-	Opplagerkraft på toppflens fra nyttelast
$A_{tplate\_egen}$	-	Opplagerkraft på toppflens fra egenlast
$M_{egen\_topplate}$	-	Momentet fra egenvekten til toppflensen
$M_{tutkr\_topplate}$	-	Momentet fra øvre utkrafer på toppflensen
$M_{topplate}$	-	Momentet fra de vertikale kreftene på toppflensen
$M_{Ed\_topplate}$	-	Maks opptredende feltmoment
$d_{topplate}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen
$M_{Rd\_topplate}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$As_{topplate}$	-	Nødvendig armeringsareal
$cc_{topplate}$	-	Beregnet senteravstand
$cc_{valgt\_topplate}$	-	Valgt senteravstand
$As_{brukt\_topplate}$	-	Valgt armeringsareal

## **Kontrollerer at armering for vertikale krefter også tar skjær fra horisontale krefter**

$As_{overflødig\_topplate}$	-	Tilgjengelig armeringsareal til å ta skjær
$As_{tilgode\_topplate}$	-	Armeringsareal tilgode etter at vertikale krefter og skjær fra horisontale krefter er tatt opp

## **Kontroll minimumsarmering for vertikale krefter på toppflens**

$As_{min1\_topplate}$	-	Minimumsarmering for vertikale krefter på toppflens
$As_{min2\_topplate}$	-	Minimumsarmering for vertikale krefter på toppflens
$As_{min\_topplate}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering for bunnflens

## **Svinn og fordelingsarmeringsarmering for vertikale krefter på toppflens**

$SF_{20\_topplate}$	-	20 % av hovedarmering
$SF_{As\_min\_topplate}$	-	Minimumsarmering
$CC_{SF\_topplate}$	-	Beretnet senteravstand for svinn og fordelingsarmering
$CC_{valgt\_SF\_topplate}$	-	Valgt senteravstand for svinn og fordelingsarmering

## **Skjærkontroll for vertikale krefter på toppflens**

$V_{Ed\_topplate}$	-	Maks opptredende skjærkraft
--------------------	---	-----------------------------

## **Rissviddekontroll for vertikale krefter på toppflens**

$M_{sls\_topplate}$	-	Opptredende moment i bruksgrensetilstand
$As_{brukt\_topplate}$	-	Valgt armeringsareal for vertikale krefter på toppflens
$\sigma_{s\_topplate}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Maks tillatt rissvidde
$\sigma_{tillatt\_topplate}$	-	Tillatt spenning i armering

## **Beregning av vertikale krefter på bunnflens**

$A_{bplate\_egen}$	-	Opplagerkraft fra egenvekt
$A_{bplate}$	-	Opplagerkraft fra toppflens
$M_{Ed\_bunplate}$	-	Maks opptredende feltmoment
$d_{bunplate}$	-	Kraftarm mellom armering og ytterste trykkfiber i betongen (Tykkelse til toppflens fratrukket armering og overdekning)
$M_{Rd\_topplate}$	-	Maks tillatt moment uten behov for trykkarmering
$As_{bunplate}$	-	Nødvendig armeringsareal
$CC_{bunplate}$	-	Beregnet senteravstand

## **Kontroll minimumsarmering for vertikale krefter på bunnflens**

$As_{min1\_bunplate}$	-	Minimumsarmering
$As_{min2\_bunplate}$	-	Minimumsarmering
$As_{min\_bunplate}$	-	2 ganger største verdi av minimumsarmering
$CC_{bunplate\_dim}$	-	Senteravstand for minimumsarmering da denne er dimensjonerende
$As_{brukt\_bunplate}$	-	Valgt armeringsareal

## **Kontrollerer at armering for vertikale krefter også tar skjær fra horisontale krefter**

$As_{overflødig\_bunplate}$	-	Tilgjengelig armeringsareal til å ta skjær fra horisontontale krefter
$As_{tilgode\_bunplate}$	-	Armeringsareal tilgode etter at vertikale krefter og skjær fra horisontale krefter er tatt opp

## **Svinn og fordelingsarmeringsarmering for vertikale krefter på bunnflens**

$SF_{20\_bunplate}$	-	20% av hovedarmering
$SF_{As\_min\_bunplate}$	-	Minimumsarmering
$CC_{SF\_bunplate}$	-	Beregnet senteravstand for svinn og fordelingsarmering
$CC_{valgt\_SF\_bunplate}$	-	Valgt senteravstand for svinn og fordelingsarmering

## **Skjærkontroll for vertikale krefter på bunnflens**

$V_{Ed\_bunplate}$	-	Opptredende skjærkraft
$V_{Rd\_bplate}$	-	Skjærkraftkapasitet

## **Rissviddekontroll for vertikale krefter på bunnflens**

$M_{sls\_bunplate}$	-	Opptrendede moment i bruksgrensetilstand
$As_{brukt\_bunplate}$	-	Valgt armeringsareal for vertikale krefter på bunnflens
$\sigma_{s\_bunplate}$	-	Opptredende spenning i armering
$W_{max}$	-	Maks tillatt rissvidde
$\sigma_{tillatt\_bunplate}$	-	Tillatt spening i armering

### Beregninger for kraftoverføring mellom toppflens og pilarer

$V_{Ed\emptyset}$	-	Opptredende skjærkraft fra toppflens
$n.kam_t$	-	Antall armeringsjern nødvendig
$n.kam_{valgt}$	-	Antall armeringsjern valgt
$S_{H_t}$	-	Strekraft langsetter dokkporten
$As_{H_t}$	-	Armering for strekkraft langsetter dokkporten
$n.kam_{SH_t}$	-	Antall $\emptyset 32$ armeringsjern beregnet for strekk langsetter dokkport
$n.kam_{valgt_{SH_t}}$	-	Antall $\emptyset 32$ armeringsjern valgt for strekk langsetter dokkport
$\sigma_{topp}$	-	Spenning mellom dokkport og pilar
$Tc_t$	-	Kraft i trykkdiagonal
$\sigma_{Tct}$	-	Spenning i trykkdiagonal
$k_2$	-	Koeffisient
$\nu$	-	Reduksjonsfaktor som bestemmes etter NS-EN1991-1-1 [6.57M]
$\sigma_{Rdmax}$	-	Maks tillatt spenning

### Beregninger for kraftoverføring mellom bunnflens og pilarer

$V_{EdN}$	-	Opptredende skjærkraft fra bunnflens
$n.kam_b$	-	Antall armeringsjern nødvendig
$n.kam_b$	-	Antall armeringsjern valgt
$S_{H_b}$	-	Strekraft langsetter dokkporten
$As_{H_b}$	-	Armering for strekkraft langsetter dokkporten
$n.kam_{SH_b}$	-	Antall $\emptyset 32$ armeringsjern beregnet for strekk langsetter dokkport
$n.kam_{valgt_{SH_t}}$	-	Antall $\emptyset 32$ armeringsjern valgt for strekk langsetter dokkport
$\sigma_{bunn}$	-	Spenning mellom dokkport og pilar
$Tc_b$	-	Kraft i trykkdiagonal
$\sigma_{Tcb}$	-	Spenning i trykkdiagonal
$k_2$	-	Koeffisient
$\nu$	-	Reduksjonsfaktor som bestemmes etter NS-EN1991-1-1 [6.57M]
$\sigma_{Rdmax}$	-	Maks tillatt spenning

## Oppdrifts- og stabilitetsberegninger

### Regner ut volum for hver del

$V_{topp}$	-	Volum av øvre utkrager
$V_{toppflens}$	-	Volum av toppflens
$V_{sidevegg}$	-	Volum av sidevegger
$V_{bunnflens}$	-	Volum av bunnflens
$V_{bunn}$	-	Volum av nedre utkrager
$V_{plate}$	-	Volum av endeplater og skillevegger
$V_{ende}$	-	Volum av ender
$V_{tot}$	-	Totalt volum

### Regner ut tyngdepunkt (TP) til hver del fra bunnen av dokkporten

$TP_{topp}$	-	Tyngdepunktet til øvre utkrager
$TP_{toppflens}$	-	Tyngdepunktet til toppflens
$TP_{bunnflens}$	-	Tyngdepunktet til bunnflens
$TP_{sidevegg}$	-	Tyngdepunkt til sidevegger
$TP_{plate}$	-	Tyngdepunkt til endeplatene
$TP_{ende}$	-	Tyngdepunkt til endene
$TP_C$	-	Tyngdepunktet til total egenvekt (armert betong)

### Oppdrifts- og stabilitetsberegning for den praktiske driften av dokkporten

$G_{cR}$	-	Dokkportens egenvekt i kN (armert betong)
$nødO$	-	Nødvendig oppdrift for at dokkporten kan flyte
$VO_{bunn}$	-	Oppdrift fra nedre utkrager
$GF_{kasse}$	-	Grunnflate til kassen
$GF_{ende}$	-	Grunnflaten til enden
$H_{vann\_kasse\_R}$	-	Høyden vannet treffer kassen på ved lavvann under drift
$VO_{kasse\_R}$	-	Oppdrift fra kassen
$VO_{ende\_R}$	-	Oppdriften fra enden
$VO_{tot\_R}$	-	
$TPO_{bunn\_R}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for nedre utkrager
$TPO_{kasse\_R}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for kassen
$TPO_{ende\_R}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for endene
$TPO_R$	-	Totalt tyngdepunkt til oppdriften
$TP_{cR}$	-	Tyngdepunktet til egenvekten (betongen)
$vannhøyde_R$	-	Vannhøyden

## Regner på stabilitet vha metasenterhøyde og forholdet GM under drift

$I$	-	Annet arealmoment for kassen
$Meta_R$	-	Metahøyden - tyngdepunktet som oppdriften alltid vil peke igjennom
$\Delta TP_R$	-	Differansen mellom tyngdepunktet til egenvekten og tyngdepunktet til oppdriften
$GM_R$	-	Avstanden fra metahøyden til oppdriften under drift av dokkport

## Nødvendig vannmengde for å senke port ved høyvann under drift av dokkport

$H_{høyvann}$	-	Vannivå ved høyvann (flo)
$GF_{topp}$	-	Grunnflaten til øvre utkrager
$H_{topp_{lavvann}}$	-	Høyden vannet treffer øvre utkrager med ved lavvann
<b>Stabilitetsregning i værste scenario for å kontrollere at dokkporten ikke velter</b>		
$O_{høyvann}$	-	Oppdrift ved høyvann
$nød_{balast\_R}$	-	Volum vann som kreves for å senke dokkporten ved flo
$TPc$	-	Lengden til ballasterrommet
$L_{ballrom\_R}$	-	Dokkportens egenvekt i kN (armert betong)
$GC_p$	-	
$nødO_p$	-	Nødvendig oppdrift for at dokkporten kan flyte
$VO_{bunn}$	-	Oppdrift fra nedre utkrager
$GF_{kasse}$	-	Grunnflate til kassen
$GF_{ende}$	-	Grunnflaten til enden
$H_{vann\_kasse\_P}$	-	Høyden vannet treffer kassen på ved lavvann under drift
$VO_{kasse\_P}$	-	Oppdrift fra kassen
$VO_{ende\_P}$	-	Oppdriften fra enden
$VO_{tot\_P}$	-	
$TPO_{bunn\_P}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for nedre utkrager
$TPO_{kasse\_P}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for kassen
$TPO_{ende\_P}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for endene
$TPO_P$	-	Totalt tyngdepunkt til oppdriften
$TPc$	-	Tyngdepunktet til egenvekten (betongen)
$vannhøyde_p$	-	Vannhøyden

## Regner på stabilitet vha metasenterhøyde og forholdet GM i værste scenario

$I$	-	Annet arealmoment for kassen
$Meta_P$	-	Metahøyden - tyngdepunktet som oppdriften alltid vil peke igjennom
$\Delta TP_P$	-	Differansen mellom tyngdepunktet til egenvekten og tyngdepunktet til oppdriften
$GM_P$	-	Avstanden fra metahøyden til oppdriften under drift av dokkport

## Nødvendig vannmengde for å senke port ved høyvann under i værste senario

$H_{\text{høyvann}}$	-	Vannivå ved høyvann (flo)
$GF_{\text{topp}}$	-	Grunnflaten til øvre utkrager
$H_{\text{topp\_høyvann}}$	-	Høyden vannet treffer øvre utkrager med ved høyvann
$O_{\text{høyvann}}$	-	Oppdrift ved høyvann
$n\delta_{\text{balast\_R}}$	-	Volum vann som kreves for å senke dokkporten ved flo
$L_{\text{balrom\_R}}$	-	Lengden til ballasterrommet

## Kalibrering av dokkport dersom den flyter for høyt

$TOT_{\text{tilgjengelig\_balrom}}$	-	Totalt tilgjengelig balasterrom
$\text{tilgjengelig}_{\text{balrom}}$	-	Tilgjengelig balasterrom fratrukket nødvendig volum for å senke dokkporten

## Regner for stabilitet hvis porten blir for tung med ekstra oppdrift i underkant

$Gc_E$	-	Dokkportens egenvekt i kN (armert betong)
$n\delta O_E$	-	Nødvendig oppdrift for at dokkporten kan flyte
$VO_{\text{bunn}}$	-	Oppdrift fra nedre utkrager
$GF_{\text{kasse}}$	-	Grunnflate til kassen
$GF_{\text{ende}}$	-	Grunnflaten til enden
$xO$	-	
$H_{\text{vann\_kasse\_E}}$	-	Høyden vannet treffer kassen på ved lavvann under drift
$VO_{\text{kasse\_E}}$	-	Oppdrift fra kassen
$VO_{\text{ende\_E}}$	-	Oppdriften fra enden
$VO_{\text{tot\_E}}$	-	
$TPO_{\text{bunn\_E}}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for nedre utkrager
$TPO_{\text{kasse\_E}}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for kassen
$TPO_{\text{ende\_E}}$	-	Tyngdepunktet til oppdriften for endene
$TPxO$	-	Tyngdepunktet til egenvekten (betongen)
$TPO_E$	-	Totalt tyngdepunkt til oppdriften
$TPc$	-	
$\text{vannh\o{yde}_E}$	-	Vannhøyden

## Regner på stabilitet vha metasenterhøyde og forholdet GM i værste senario

$I$	-	Annet arealmoment for kassen
$Meta_E$	-	Metahøyden - tyngdepunktet som oppdriften alltid vil peke igjennom
$\Delta TP_E$	-	Differansen mellom tyngdepunktet til egenvekten og tyngdepunktet til oppdriften
$GM_E$	-	Avstanden fra metahøyden til oppdriften under drift av dokkport



## Beregning av kregning på dokkporten uten ballastering i realistisk tilfelle

$TP\phi_{skra}$	-	Tyngdepunkt til skrående (øvre)
$TPn_{skra}$	-	Tyngdepunkt til skrående (nedre)
$TPch$	-	Det horisontale tyngdepunktet til konstruksjonen
$statisk\_kregning$	-	Kregning av dokkporten med tomme balastertanker

## Beregner kregning for fylling av én balastertank

$TPh_{bal}$	-	Tyngdepunkt til balastertank
$balvolum$	-	Volum balastertank
$TPch_{bal}$	-	Det horisontale tyngdepunktet til konstruksjonen med balastertank
$kregning$	-	Kregningen av dokkporten med en full balastertank