



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Mastergrad i konstruksjoner og materialer - fordypning byggkonstruksjoner og fordypning offshorekonstruksjoner.	Vår semesteret, 2012 Åpen
Forfatter: Johan Tesdal (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Jasna Bogunovic Jakobsen Veileder(e): Universitet i Stavanger: Jasna Bogunovic Jakobsen Statens vegvesen: Johannes Veie Statens vegvesen: Mathias Eidem	
Tittel på masteroppgaven: Flytebro forankret på store dyp	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Flytebro Strekstagplattform Skråstagbro Statisk analyse Dynamisk analyse	Sidetall: 87 + vedlegg/annet: 73 Stavanger, 14.06.2012 dato/år

Forord

Denne rapporten er utarbeidet for å sannsynliggjøre om det er teknisk mulig å bygge bro over Boknafjorden fremfor tunnel under fjorden. Rapporten er avslutningen på et toårig masterstudium i konstruksjonsteknikk og materialteknologi ved Universitetet i Stavanger. For å komme gjennom oppgaven på tilmålt tid og med data som er tilgjengelig, har jeg måtte foreta en rekke forenklinger og gjøre en del forutsetninger underveis. Det er etter beste skjønn søkt å være konservativ i dette arbeidet. Lastfaktorer er ikke tatt med da usikkerhetene på dette stadiet er store, samt at oppgaven i stor grad baserer seg på å være en form for mulighetsstudie, og ikke en dimensjoneringsoppgave. Det som heller ikke er tatt med er ulykkeslaster, og følgelig ikke konstruksjonsmessige hensyn i forhold til beskyttelse mot dette. Temperaturlast er tatt hensyn til i form av at broen er lagt i en bue i horisontalplanet, men ingen analyser av hvordan dette prinsippet fungerer i praksis er utført. Tårnene som står fast på bunnen er det ikke tatt noen form for analyse av, da man forutsetter at dette ikke er noen utfordring i forhold til om en fjordkrysning av dette slag vil la seg gjennomføre. Man har i denne oppgaven modellert de dynamiske kreftene statisk på konstruksjonen, noe som er en veldig forenkling i forhold til at de største utfordringene knyttet til broen vil være konstruksjonens respons på både aerodynamiske og hydrodynamiske krefter.

Om broen blir gjennomført vil den være unik i verdenssammenheng. Dette både hva angår kombinasjonen av lengde, dybde, og høyde, men også at det er en konstruksjons-sammensetning ikke tidligere utført noe sted. Det er av denne grunn lagt mye tid i litteraturstudie hvor jeg har undersøkt oppførsel og egenskaper til de enkelte konstruksjonselementer for å forstå hva som skjer når man kombinerer de.

Jeg vil rette en stor takk til faglig ansvarlig og intern veileder ved Universitet i Stavanger, Jasna Bogunovic Jakobsen. Jeg vil også takke veiledere hos Statens Vegvesen, Mathias Eidem og Johannes Veie.

Medstudent Sveinung Rasmussen skal også ha takk for god hjelp i bruk av tekstbehandlingsprogram

Sist, men ikke minst, vil jeg rette en stor takk til far og sønn, Jan Tveiten og Erik Tveiten, både for støtte i denne oppgaven, men også for god hjelp og godt samarbeid i løpet av tiden ved Universitet i Stavanger.

Sammendrag

Det er store utfordringer knyttet til fjordkrysninger når vanddybden blir for stor for bunnfaste fundamenter og fjorden for bred for konvensjonelle broer. Denne oppgaven omhandler spesielt krysning av Boknafjorden som er 600 meter dyp og 8000 meter bred, men det som fremkommer hva angår selve konstruksjonsutformingen vil kunne benyttes i tilsvarende fjordkrysninger. Oljenæringen har måtte tenke på problemstillingen knyttet til store vanddyp da de skulle begynne å utvinne oljefelter som lå på dybder som det ville bli særdeles utfordrende å bygge bunnfaste fundamenter på. Troll A plattformen er verdens dypeste fundament til en konstruksjon som strekker seg til, og forbi, havoverflaten. Fundamentet til Troll A plattformen er på 330 meters dyp. Dyktige ingeniører kom frem til et prinsipp som utnyttet Arkimedes lov, dette førte til strekkstagplattformens fødsel. Om man benytter strekkstagprinsippet til fundamentering av en kabelbro, vil konseptene fungere sammen? Og kan man med dette krysse lengre og dypere fjorder over vann enn tidligere antatt? Dette spørsmål forsøker oppgaven å besvare.

Man har valgt å argumentere litt for hvorfor det er bra med bro fremfor tunnel og da hatt fokus på vedlikehold, tunnelvegging og mulighet for tog. Man har videre en del om hvor man har valgt å krysse fjorden, og da sett på krysningsslengde og krysningstdyp. Etter dette har man sett på hvilke eksisterende konstruksjoner og kombinasjoner av disse som kan være aktuelle å benytte. Man kom da frem til at strekkstagprinsippet med skråstagbro som overbygning sannsynligvis ville være det mest robuste alternativet, og valgte dette som konstruksjonsprinsipp i oppgaven. For å komme frem til dimensjonene på de flytende fundamentene har man lagt vekt på at den skal kunne bygges som en enhet med overbygning ved egnet lokasjon, og deretter kunne slepes ut for festing til strekkstag. Strekkstagplattformenes størrelse er også kontrollert for tilfredsstillende strekk i strekkstagene, tilstrekkelig oppdrift for å sikre akseptable horisontalforskyvninger, samt at det er søkt et design for å få minst mulig opptak av påtrykte naturkrefter. Tårnene som har til oppgave å holde kablene, ble valgt pyramideformet med 4 bein. Hvert bein går ned i hvert hjørne på strekkstagplattformen. Tverrsnittsgeometrien på hvert av beina ble valgt sirkulært for å få minst mulig dragfaktor da tårnene er ca. 280 meter høye og fanger opp mye vind. Det er i denne oppgaven ikke lagt vekt på optimalisering av tårnene hva angår veggtykkelse, da man i oppgaven har valgt å se på det globale systemet. Om man får store spenninger i beina på tårnet ser man ikke på det som noe stor utfordring, og dette vil ikke kunne stoppe konseptet om det ellers fungerer. Brokassen er forenklet i beregninger i oppgaven til å ha et rektangulært tverrsnitt.

For å komme frem til dimensjonene til de forskjellige konstruksjonselementene har man måtte foreta flere iterasjoner da endring av et konstruksjonselement påvirker resten av konstruksjonen.

Dimensjonene på strekkstagplattformene som måtte til for å fylle kravene, gjorde at man havnet ganske nært dimensjonene på strekkstagplattformen Heidrun.

Etter utførte analyser, og litteraturstudie av kabelbroer og strekkstagplattformer, har man kommet frem til at konseptet virker plausibelt. Det må nevnes at videre forskning må gjøres for å kunne fastslå noe konklusjon med høyere sikkerhet. Å prøve et nytt konsept i en fjord med lengde, dyp, og værforhold som Boknafjorden virker som et noe langt «første steg». Man burde derfor ha dette konseptet i tankene ved fjordkrysninger som kan løses ved konvensjonell broteknologi, for å se om strekkstagplattform som fundament med kabelbro som overbygning kan være konkurransedyktig, og i så fall kunne teste det ut i mindre skala først.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	II
Innholdsfortegnelse	IV
Figur liste	VI
Tabell liste	VIII
1. Innledning	1
1.1 Problemstilling.....	1
1.2 Fordeler med brokryssning	2
1.3 Trasé valg.....	3
2. Eksisterende teknologi	6
2.1 Strekkstagplattformer	6
2.2 Kabelbroer	14
2.3 Sammendrag kapittel 2	19
3. Design basis	20
3.1 Naturlaster.....	20
3.2 Krav til broen	21
3.3 Bunnprofil over Boknafjorden med foreslått vertikalsnitt.....	23
3.4 Sammendrag kapittel 3	24
4. Broutforming	25
4.1 Funksjonelle krav til broen	25
4.2 Akse- og koordinatsystem	26
4.3 Strekkstagplattform karakteristika.....	29
4.4 Overbygning	34
4.5 Kotehøyder, oppdriftssenter, og tyngdesenter.....	39
4.6 Stabilitetsberegning under monteringsfasen.....	40
4.7 Sammendrag kapittel 4	42
5. Krefter på konstruksjonen	43
5.1 Vindkrefter	43
5.2 Bølgekrefter.....	46
5.3 Strømkrefter	53
5.4 Brukslaster.....	54
5.5 Sammendrag kapittel 5	55

6. Konstruksjonens respons	56
6.1 Stivheter	56
6.2 Egenperioder	59
6.3 Forskyvning.....	60
6.4 Sammendrag kapittel 6	61
7. FEM modellering.....	62
7.1 Generelt om Staad.Pro	62
7.2 Forutsetninger og forklaringer til utførte analyser	62
7.3 Utførte lastanalyser	63
7.1 Utførte svingeanalyser	78
8. Diskusjon.....	81
8.1 Konklusjon	83
8.2 Forslag til tiltak for optimalisering av design	83
8.3 Videre arbeider.....	86
9. Kilder.....	87
I. Vedlegg A – Grunnlagsdata for beregninger i Mathcad	88
II. Vedlegg B – grenser og dimensjoner på konstruksjon.....	89
III. Vedlegg C – Egenvekt konstruksjon.....	97
IV. Vedlegg D - Kotehøyder, gravitasjonssenter og oppdriftssenter.....	100
V. Vedlegg E - Lineær bølgeteori	103
VI. Vedlegg F – Beregning av bølgekrefter	107
VII. Vedlegg G - Strømningskrefter.....	121
VIII. Vedlegg H - Vindkrefter	124
IX. Vedlegg I - Plattformens respons	131
X. Vedlegg J – Strekkstaganalyser	134
XI. Vedlegg K – Monteringsfasen	145
XII. Vedlegg L - Kabelspenningsberegninger	152
XIII. Vedlegg M - Forutsetninger og vektdata for lastanalysen	153
XIV. Vedlegg N - Forutsetninger og vektdata for svingeanalysen i Staad.Pro	158

Figur liste

Figure 1-1: Illustrasjon på tunnallengde ved tilfredsstillende stigning.	2
Figure 1-2: kart over Boknafjorden hentet fra Kystverket.no	3
Figure 1-3: samme kart som Figure 1-2 over boknafjorden, nå med alternative fjordkryssninger.	5
Figure 2-1: illustrasjon av vinkel på strekkstag ved forskyvning fra likevektsposisjon (Haver 1994)	7
Figure 2-2: graf av forskyvning på strekkstagplattformen Snorre (Haver 1994).....	7
Figure 2-3: Translasjoner og rotasjoner (Veie 2011).....	8
Figure 2-4: Graf av forskjellige horisontalbevegelser på strekkstagplattformer. (Haver 1994).....	9
Figure 2-5: Slow drift bevegelse forårsaket av bølger. (O.M.Faltinsen 1995).....	10
Figure 2-6: Eksempler på vindspektra (Hansen 1996).....	10
Figure 2-7: Sammenheng mellom horisontal og vertikalforskyvning (Haver 1994).....	11
Figure 2-8: Frekvens og forskyvninger. (Haver 1994)	12
Figure 2-9: Variasjon i strekkstagspenning avhengig av ringing og springing. (RBM 1994).....	13
Figure 2-10: Illustrasjon av en typisk hengebro (GIMSING and GEORGAKIS 2012)	15
Figure 2-11: Viftekonfigurasjon på skråstagoverbygning (GIMSING and GEORGAKIS 2012).....	15
Figure 2-12: Harpekonfigurasjon på skråstagoverbygning (GIMSING and GEORGAKIS 2012)	16
Figure 2-13: Aksialkrefter i brokassen med skråstagbro. (GIMSING and GEORGAKIS 2012).....	16
Figure 2-14: Rion-Antirion Bridge i Hellas (GIMSING and GEORGAKIS 2012)	18
Figure 3-1: (NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009)	21
Figure 3-2: snapshot fra google sketchUp.....	22
Figure 3-3: Bunnprofil og vertikalsnitt av broen	23
Figure 4-1: Nedbøyningskurver for forskjellige tårnalternativer.(GIMSING and GEORGAKIS 2012)	26
Figure 4-2: Bro sett fra vest.....	26
Figure 4-3: Oppriss av moduler i akse 2 til akse 8.	27
Figure 4-4: Bro sett ovenfra med Y som nord, og X som øst.....	27
Figure 4-5: Globalt koordinatsystem.....	28
Figure 4-6: Lokalt koordinatsystem for akse 2 til akse 8.	28
Figure 4-7: Målsettinger på høyder. Screenshot fra Staad.Pro.....	30
Figure 4-8: Forklaring på elementnavn på strekkstagplattform. Screenshot fra Google sketchup.	30
Figure 4-9: Oversikt over dimensjoner på strekkstagplattformen Heidrun. (REINERTSEN 2004)	31
Figure 4-10: Skisse av ankrene på Heidrun(REINERTSEN 2004).....	33
Figure 4-11: Illustrasjon av tårn i akse 2 til akse 8. Snapshoot fra Staad.Pro.....	34
Figure 4-12: Merket kabel angir dimensjonerende kabel.	35
Figure 4-13: Avstand til første kabel, samt innbyrdes avstand videre.....	35
Figure 4-14: Nærbilde av akse 2 til akse 8.....	36
Figure 4-15: Forklaringer til formel 4-1.	37
Figure 4-16: Skisse av målsatt tverrsnitt benyttet i oppgaven.....	37
Figure 4-17: Brokassen er ikke festet i selve tårnet i akse 1 og akse 9.	38
Figure 4-18: Her vises at brokassen henger som en pendel gjennom tårnet i akse1.	39
Figure 4-19: Opprettende momentarm ved rotasjon.(Gudmestad 2012)	40
Figure 4-20: Tiltet element for å vise prinsipp om gjenoppsettende moment (Gudmestad 2012).....	41
Figure 4-21 : Tenkt slep av modul til monteringsfasen.....	42
Figure 5-1: Illustrasjon av middelvind og turbulenskomponent. (Hansen 1996).....	43
Figure 5-2: Vindprofil og turbulensintensitet.....	44
Figure 5-3: Illustrasjon av vind på brokassetverrsnittet med tilhørende dragkraft.	45

Figure 5-4: Definisjon av forskjellige tilstander.....	46
Figure 5-5: Partikkelakselerasjon mot havdyp	47
Figure 5-6: Partikkelhastighet mot vanddybde	48
Figure 5-7: partikkelakselerasjon ved havoverflaten over tid.....	48
Figure 5-8: Partikkelhastighet over tid	48
Figure 5-9: Illustrasjon av kraftbidrag fra drag og masse.....	49
Figure 5-10: kraft fra bølger på plattformbeina etter hvor lang bølgeperioden er.	50
Figure 5-11: Dynamisk forsterkningsfaktor (ZAMORANO).....	51
Figure 5-12: Varierende dynamisk forsterkning etter strekkstaglengde.	52
Figure 5-13: Brukslaster fra standard (NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009).....	54
Figure 5-14: Brukslaster på konstruksjonen.....	55
Figure 6-1: Geometrisk stivhet.....	57
Figure 6-2: økt horisontal stivhet ved forskyvning fra horisontal likevekt.....	58
Figure 6-3: Set down ved horisontalforskyvning.....	58
Figure 6-4: JONSWAP bølggespekter (Faltinsen 1993)	59
Figure 7-1: Oppdrift og vannplanstivhet. Snapshot fra Staad.Pro	63
Figure 7-2: Momenter om z-aksen.Snapshot fra Staad.Pro	64
Figure 7-3: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro.....	64
Figure 7-4: Spenninger i hele broen. Snapshot fra Staad.Pro	64
Figure 7-5: Spenninger i brokassen .Snapshot fra Staad.Pro	64
Figure 7-6: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	65
Figure 7-7: Motstridende strøm (grønne og blå horisontale piler). Snapshot fra Staad.Pro	66
Figure 7-8: Momentdiagram om z aksen. Snapshot fra Staad.Pro	66
Figure 7-9: Forskyvning i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro	67
Figure 7-10: Spenninger i brokonstruksjonen. Snapshot fra Staad.Pro	67
Figure 7-11: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	67
Figure 7-12: Spenningsfordeling i tverrsnittet ved ring 1. Snapshot fra Staad.Pro.....	67
Figure 7-13: Spenningsfordeling i tverrsnittet ved ring 2. Snapshot fra Staad.Pro.....	68
Figure 7-14: Momentdiagram om z aksen. Snapshot fra Staad.Pro.	69
Figure 7-15: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro.....	69
Figure 7-16: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro	69
Figure 7-17: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	70
Figure 7-18: Spenningsfordeling i tverrsnittet. Snapshot fra Staad.Pro	70
Figure 7-19: Momentdiagram om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro	71
Figure 7-20: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro.....	71
Figure 7-21: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro	71
Figure 7-22: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	71
Figure 7-23: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	72
Figure 7-24: Kraftretning i forhold til konstruksjon. Snapshot fra Staad.Pro.....	73
Figure 7-25: Momentdiagram om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro	74
Figure 7-26: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro.....	74
Figure 7-27: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro	74
Figure 7-28: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	74
Figure 7-29: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	75
Figure 7-30: Illustrasjon på kraftretning. Snapshot fra Staad.Pro.....	76

Figure 7-31: Momentdiagram om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro	76
Figure 7-32: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro.....	76
Figure 7-33: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro	77
Figure 7-34: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	77
Figure 7-35: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro	77
Figure 7-36: Mode 1. Snapshot fra Staad.Pro.	78
Figure 7-37: Mode 2. Snapshot fra Staad.Pro.	79
Figure 7-38: Mode 3. Snapshot fra Staad.Pro.	79
Figure 7-39: Mode 4. Snapshot fra Staad.Pro.	79
Figure 7-40: Mode 5. Snapshot fra Staad.Pro.	79
Figure 7-41: Mode 6. Snapshot fra Staad.Pro.	79
Figure 7-42: Mode 7. Snapshot fra Staad.Pro.	79
Figure 7-43: Mode 12. Snapshot fra Staad.Pro	79
Figure 7-44: Mode 52. Snapshot fra Staad.Pro	80
Figure 7-45: Mode 54. Snapshot fra Staad.Pro	80
Figure 7-46: Mode 60. Snapshot fra Staad.Pro	80
Figure 8-1: Liten vinkel på strekkstagene.....	84
Figure 8-2: kabel langs hele brokassen	84
Figure 8-3: kabel og strekkklapp-plassering langs brokassen.	85
Figure 9-1: Tegning og mål på strekkstagplattform. Snapshot fra Staad.Pro.	91

Tabell liste

Tabell 2-1: oversikt over eksisterende strekkstagplattformer.	6
Tabell 2-2: En oversikt over lengste kabelbroer i bruk i dag(16.04.2012).	14
Tabell 4-1: Dimensjoner på konstruksjonselementer strekkstagplattform	29
Tabell 4-2: Strekkstagdata benyttet i oppgaven	32
Tabell 4-3: kotehøyder fra Vedlegg D.....	39
Tabell 5-1: Krefter på konstruksjon fra vind. Fra vedlegg H og vedlegg M.	45
Tabell 5-2: Krefter på konstruksjon fra bølger. Fra vedlegg F og vedlegg M	53
Tabell 5-3: Krefter på konstruksjon fra strøm. Fra vedlegg G og vedlegg M.....	53
Tabell 6-1: Stivhet og egenperiode til akse 2 til akse 8.	60
Tabell 6-2: Forskyvning til akse 2 til akse 8	60
Tabell 7-1: Sammenligning av forskyvninger i Staad.Pro med håndberegninger.	72
Tabell 7-2: Svingeformer, perioder, og «Participation factors» fra Staad. Pro.....	78

1. Innledning

Bakgrunnen for oppgaven er Statens vegvesen sitt prosjekt «Fergefri E39». Dette prosjektet har som mål å ha strekningen fra Kristiansand til Trondheim langs E39 på vestlandskysten, uten ferge. «Fergefri E39» består av flere delprosjekter som hver har sine utfordringer, og et av delprosjektene heter «fjordkrysningsprosjektet». «Fjordkrysningsprosjektet» tar for seg fjordene som må krysses for å kunne nå målsettingen. Det er for «Fjordkrysningsprosjektet» denne oppgaven skrives.

Denne oppgaven argumenterer hvorfor bro enn tunnel ved krysning av Boknafjorden. Deretter diskuteres hvor fjorden skal krysses med bro. Når dette er avklart har man sett på hva som eksisterer av konstruksjoner som kan benyttes til en slik krysning, og hvordan eventuelle kombinasjoner av disse kan settes sammen. Spørsmålet er da om dette er teknisk gjennomførbart.

For å kartlegge om dette er teknisk gjennomførbart, er det foretatt enkle håndberegninger på stekkstagplattformen hva angår forskyvning, egenperiode, og spenning i strekkstag. Man har også utført enkle håndberegninger på spenning som vil oppstå i kablene i overbygningen. Disse beregningene er i hovedsak utført for å se at man har realistiske dimensjoner på de forskjellige konstruksjonselementene. For en mer presis statistisk analyse er broen modellert i elementprogrammet Staad.Pro.

Etter utførte analyser følges det opp en diskusjon av hva man har kommet frem til, om det er realistiske resultater, og forslag til optimalisering av design i forhold til kritiske faktorer.

1.1 Problemstilling

Boknafjorden er ca. 8000 m bred, og er ca. 600 m dyp på det dypeste mellom Rennesøy og Bokn. Det eksisterer ikke i dag broer som strekker seg over slike lengder og slike dyp kombinert.

Til å begynne med var problemstillingen «*Er det mulig å krysse Boknafjorden over vann?*». Denne problemstillingen har etterhvert vist seg å være noe vanskelig å konkludere noe på innenfor en tidsramme på ca. et halvt år, med begrensede/manglende målinger av blant annet strømningsforhold og andre naturgitte parametere, og heller ingen modellforsøk.

Dette har ført til at undertegnede har tatt seg den frihet å «optimalisere» problemstillingen til «*er det sannsynlig at det er mulig å krysse Boknafjorden over vann*», som er en problemstilling det er mulig å tilnærme en konklusjon på.

For å kunne si noe om dette, må man dele opp problemet i mange del-problemer

- Hvor skal man krysse
- Hvordan skal man krysse
- Hvordan kan eksisterende teknologi videreutvikles til å kunne benyttes i denne sammenheng
- Hva vil være kritiske faktorer, og hvordan kan man konstruere mot dem

1.2 Fordeler med brokryssning

1.2.1 Vedlikehold

De undersjøiske tunnelene som er bygd i Norge har vist seg å være veldig dyre å vedlikeholde, da de har hatt behov for omfattende rehabilitering etter rundt 15 år. En rehabilitering som har hatt kostnad på bortimot like mye som selve byggingen. For toløpstunneler opererer Statens vegvesen med en årlig driftskostnad på mellom 1,5 og 4 millioner kroner pr.km. (Henriksen 2012) I referert artikkel kommer det også frem at det er estimert driftskostnader på tunnel under Boknafjorden på opptil 80 millioner kroner i året. Nå vil det selvfølgelig ikke bli gratis å vedlikeholde en bro, men erfaringer fra Nordhordlandsbroen har vist seg at det var langt billigere å vedlikeholde denne enn det først var antatt (Smisethjell 2012). Det må likevel i denne sammenheng nevnes at det er et langt røffere klima i Boknafjorden enn i Nordhordlandsfjorden, samt en ikke sammenliknbar lengde over fjorden.

1.2.2 Tunnelvegring

Det er også kjent at mange vegrer seg mot å kjøre gjennom tunnel, og spesielt om tunnelen går under sjøen. Psykolog Arild Holth sier rundt 30 prosent av befolkningen sliter med å kjøre i tunnel (Rønningen 2011)

1.2.3 Tog

Togbaneutbyggingen er det kritiske elementet i forhold til å ha jernbane i tunnel under Boknafjorden. Vanligvis tillates ikke stigningsgrad på mer enn 1,25% der hvor godstog skal ferdes, men om det bare skal kjøres persontog kan stigning på inntil 3% aksepteres (Olsson 2007) Om man forutsetter at tunnelen skal gå under fjordterskelen for å kreve minst mulig dybde, og at den da må gå ca.500 meter under middelvannstand, vil dette grovt kalkulert kreve at tunnelen må være $2 \cdot (500 \cdot 100 / 3) = 33 \text{ km}$ lang. Og dette er et regnestykke som krever at man kun på midten har en dybde på 500 meter slik Figure 1-1 viser.

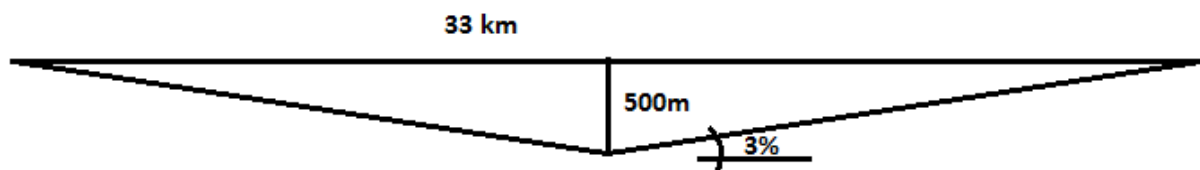


Figure 1-1: Illustrasjon på tunnellengde ved tilfredsstillende stigning.

1.3 Trasé valg

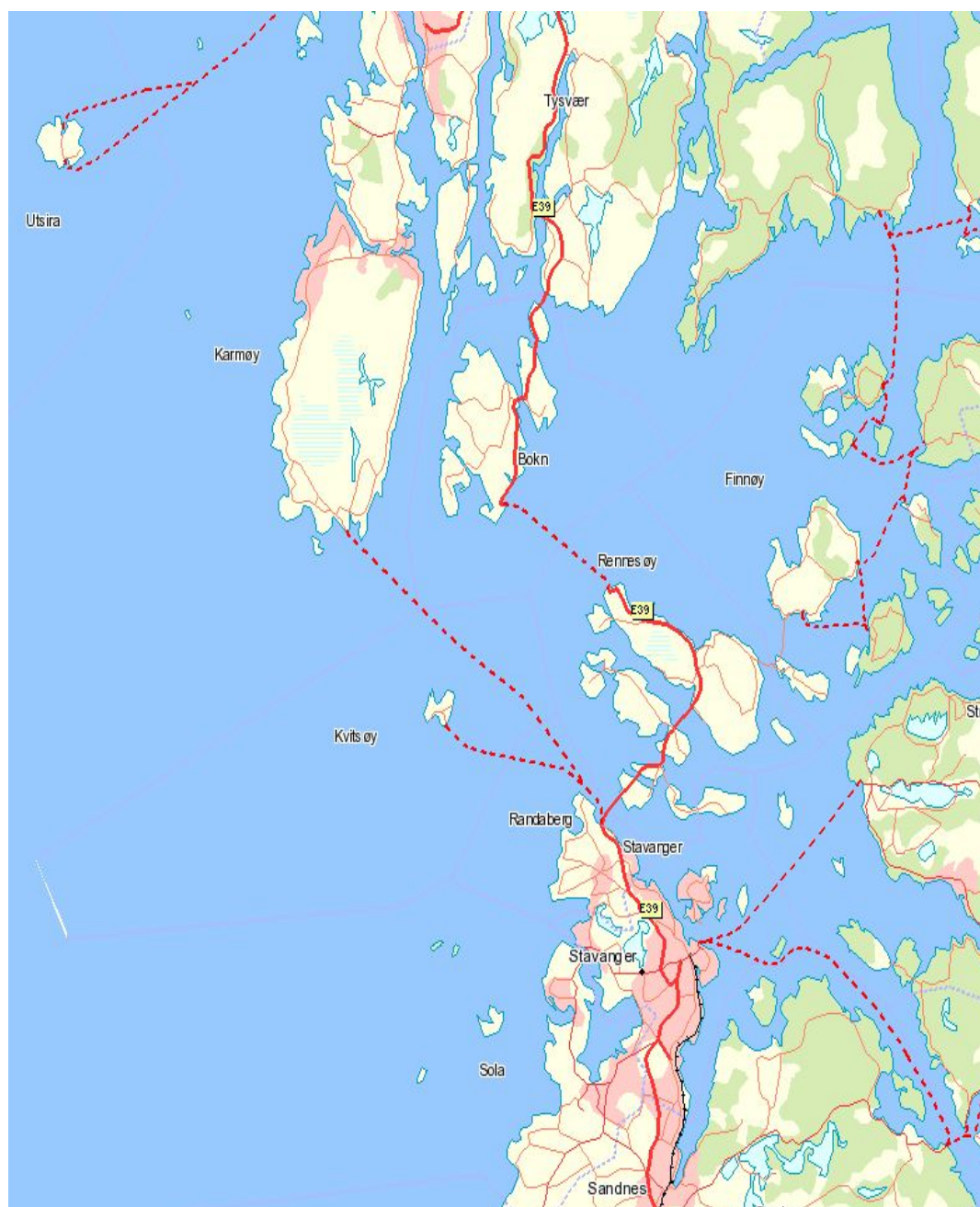


Figure 1-2: kart over Boknafjorden hentet fra Kystverket.no

Broen er tenkt å skulle gå fra Rennesøy til Bokn. Den stiplede linjen på mellom Rennesøy og Bokn er der fergen på riksvei E39 går i dag (Figure 1-2). To ruter har blitt vurdert for å finne den beste måten å krysse fjorden på. Vurderinger som er gjort er basert på dybder og krysningslengder. Alternativene som ble vurdert er:

Flytebro forankret på store dyp

Alternativ 1.

Den oransje linjen på Figure 1-3 vil være den korteste krysningen over fjorden. Dette alternativet innebærer en total lengde på 8000 meter, samt dybder på opptil 600 meter. Strekningen ligger utsatt for bølger, vær, og vind.

Alternativ 2.

Den røde linjen på bilde 6-2 er en lengre krysning enn alternativ 1, og benytter seg av ev fjordterskel mellom Kvitsøy og Bokn. Dette alternativet innebærer en total lengde på ca.13000 meter, og dybder på opptil 330 meter. Det kan forventes at alternativ 2 ligger mer utsatt for bølger, vær, og vind. Og da spesielt bølger siden alternativet belager seg på å benytte fjordterskelen med dertil grunneste dybder til fjordkrysningen.

For alternativ 2 må man bygge en bro på ca.750 meter for å komme fra Rennesøy til Klosterøy.

Videre fra Klosterøy til Fjøløy er det ingen hindringer verdt å nevne i denne målestokken

Mellom Fjøløy og Eime er det ca. 4000 meter horisontal lengde, og dybde på opptil 320 meter. Det er kun midt i fjorden det er dybde på 320 meter, og det kan derfor forventes at man kan ha bunnfaste fundamenter til horisontallengden over fjorden er innenfor rekkevidde for kjent konvensjonell broteknologi.

Videre fra Eime er det dybder på under 20 meter hele lengden til Sandøya, en lengde på ca. 1500 meter.

Fra Sandøya inn til Kvitsøy er det samme forhold, en lengde på ca. 1500 meter.

Fra Kvitsøy inn mot Bokn vil det derimot være en rekke utfordringer. Selve fjorden er i overkant av 800 meter bred, men for å utnytte grunner til å sette bunnfaste fundamenter på blir lengden ca.10300 meter.

Fra Kvitsøysiden har man en lengde på 1300 meter frem til første grunne på 126meters dybde(blå prikk på alternativ 2). Derfra er det videre ca.3000 meter til en grunne på ca.100 meters dybde(grønn prikk på alternativ 2). Videre er det ca. 3000 meter videre til man er på et navnløst skjær liggende på koordinater N59,83,E5,26(lilla prikk på alternativ 2). Herfra er det ca. 3000 meter videre inn til Bokn.



Figure 1-3: samme kart som Figure 1-2 over boknafjorden, nå med alternative fjordkryssninger.

Har i denne oppgaven valgt å se på alternativ 1. Dette fordi alternativ 2 kan løses med bruk av konvensjonell kjent broteknologi, og alternativ 2 burde fremstå som bedre enn dette for å bli vurdert som konkurransedyktig broalternativ for strekningen.

2. Eksisterende teknologi

For å kunne si noe om hvordan man best mulig kan krysse Boknafjorden, må man først se på hvilke konstruksjoner som eksisterer ellers i verden. Det er som nevnt ikke tidligere krysset fjorder med kombinert bredde og dybde som Boknafjorden, og det er derfor hentet inn informasjon om konstruksjonselementer som kan takle store vanddyb, og store spennvidder (henholdsvis strekkstagplattform og kabelbro).

Man utelukket tidlig bunnfaste fundamenter da det dypeste fundamentet med konstruksjon som stikker seg til havoverflaten er Troll A plattformen som står på 330meters dyp. Dette tilsier at det vil være et veldig stort steg å basere seg på gravitasjonsbaser fundament på 600 meters dyp.

2.1 Strekkstagplattformer

Tabell 2-1 viser de dypeste strekkstagplattformene som er i bruk i dag. Dette gir en pekepinn på at 600 meter er godt innenfor rekkevidde hva angår bruk av strekkstagplattformer. De mest kjente Norske strekkstagplattformene er Snorre på 308 meters dyp, og Heidrun på 330 meters dyp.

Tabell 2-1: oversikt over eksisterende strekkstagplattformer.

Installasjon	Lokasjon	Dyp
Magnolia ETLP	Gulf of Mexico	1425 meter
Marco Polo TLP	Gulf of Mexico	1300 meter
Neptune TLP	Gulf of Mexico	1300 meter

2.1.1 Oppførsel

En strekkstagplattform kan sees på som en omvendt pendel der oppdriften «erstatte» tyngdekraften som illustrert i Figure 2-1. Dette vil si at når en ytre kraft (vind, bølger og strøm) prøver å skyve plattformen bort fra nøytralstilling, vil plattformen alltid søke tilbake til sin likevekts-posisjon. Denne typen oppførsel kan observeres ved å se på registrerte horisontale bevegelser på strekkstagplattformen Snorre i Figure 2-2. Målingene er gjort under en storm fra sør, hvor lang måleperiode denne grafen har er ikke kjent, men ansees ikke viktig for denne oppgaven da man er ute etter bevegelsesmønster til plattformen. Man kan se fra den registrerte bevegelsen at den virker noe kaotisk og uforutsigbar, men med en tendens til å trekke seg mot en «statisk» forskyvning ca.5 meter nord. Denne «statiske» forskyvningen blir videre forklart i kapittel 2.1.2. Strekkstagplattformen Snorre er en strekkstagplattform av stål og har en tørrvekt 80754 Tonn..

Snorre er ikke et enestående tilfelle hva angår en noe spesiell og relativt uforutsigbar bevegelse på strekkstagplattformer. Strekkstagplattformen Heidrun skulle i 2010 få montert på en flyradar, og for

at flyradaren skulle kunne fungere måtte den kobles sammen med en GPS som kalibrerte radaren fortløpende etter hvor stekkestagplattformen befant seg til enhver tid (Dalløyken 2010). Det kom frem fra referert artikkel at Heidrun driver rundt i et åttetallslignende mønster.

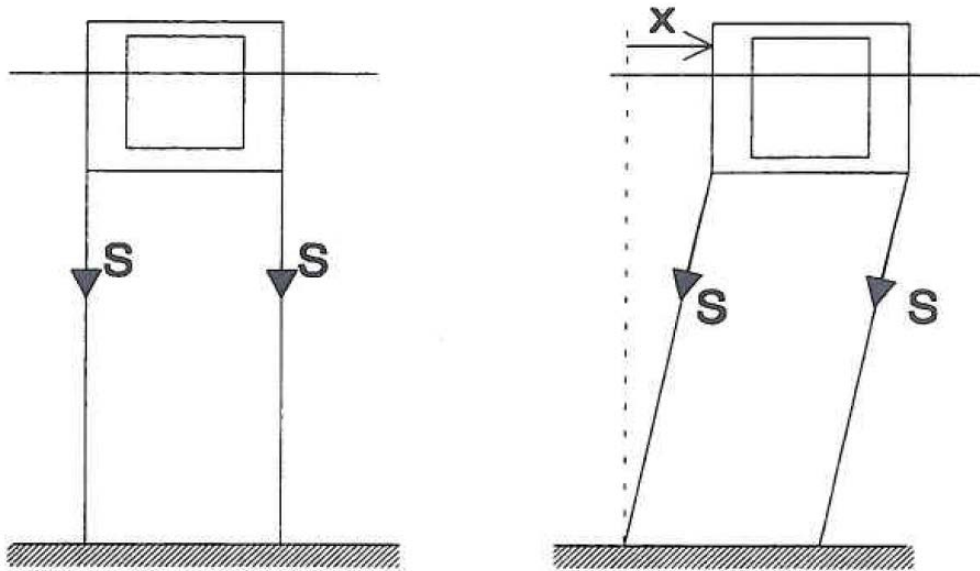


Figure 2-1: illustrasjon av vinkel på stekkestag ved forskyvning fra likevektsposisjon (Haver 1994)

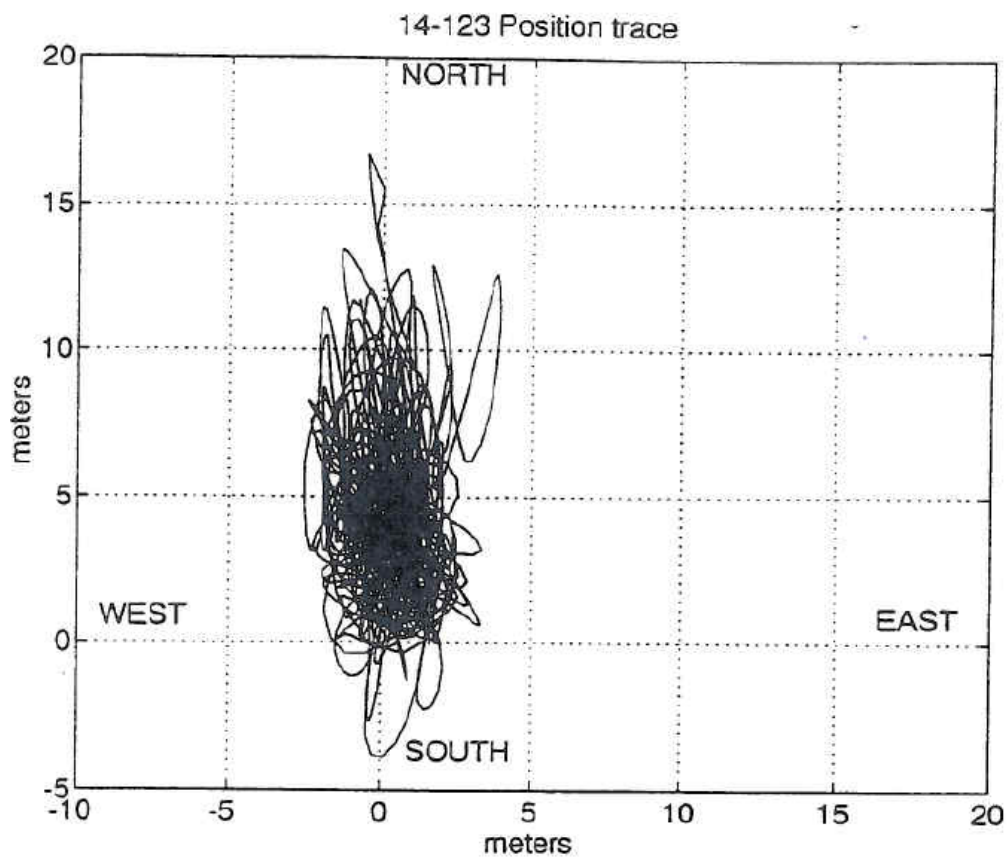


Figure 2-2: graf av forskyvning på stekkestagplattformen Snorre (Haver 1994)

Strekstagplattformer opererer der det er for dypt for bunnfaste konstruksjoner. Dette er en grense det er vanskelig å sette noe konkret mål på, men for oppgaven sin del har man valgt å ikke basere seg på å gå dypere med fundamenter enn hva som er innenfor kjent teknologi. Strekkstagplattformer eliminerer i tillegg mesteparten av heave, pitch, og roll bevegelser som man har på ordinære flytende halt nedsenkbare plattformer(semi submersible). Det er elimineringen av spesielt rotasjonene pitch og roll som er en nøkkelfaktor for hvorfor man kan bruke strekkstagprinsippet som fundament for en bro-overbygning. I Figure 2-3 er de forskjellige frihetsgradene vist.

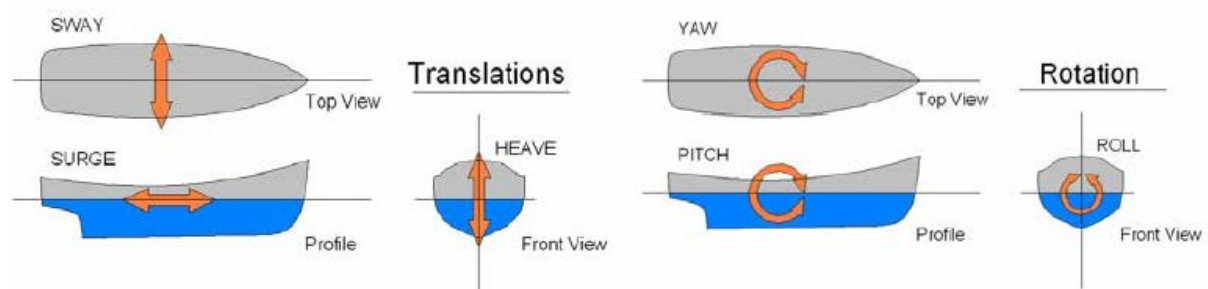


Figure 2-3: Translasjoner og rotasjoner (Veie 2011)

2.1.2 Bevegelse

Som nevnt har man i stor grad eliminert rotasjonsbevegelsen av pitch og roll, men man kan ha relativt store forskyvninger i surge og sway. Det som er spesielt viktig er at man får en egenperiode på konstruksjonen godt over perioden der bølgene har mye energi i disse retningene. Perioden der bølgene har sin energi kan sees i bølgespektra. Figure 6-4 viser Jonswap bølgespektra som er representativt for Nordsjøen, og bølgeperioden med mest energi ligger vanligvis mellom 4-25 sekunder. Som nøkkeltall her kan nevnes egenperiode på strekkstagplattformen Heidrun til 131 sekunder(REINERTSEN 2004) samt egenperioden til strekkstagplattformen Snorre som er på 82,5 sekunder(kværner 2004), noe som ligger godt over bølgenes egenperiode. Egenperiode i heavebevegelse er styrt av E-modulen, strekkstagarealet samt lengden på strekkstagene, og vil normalt ligge under 4 sekunder. Kan her også nevne nøkkeltall fra Heidrun på 2,97 sekunder, og fra Snorre på 2,3 sekunder. Disse nøkkeltallene er grei å vite i forhold til dimensjonering av plattformer til broen.

Horisontalbevegelse

Horisontalbevegelsene kommer fra vind, bølger, og strøm. Har fra disse kreftene hovedsakelig 3 forskjellige horisontalkomponenter, en «statisk», en langsom frem og tilbake bevegelse (typisk «slow drift»), samt en komponent fra store bølger(resulterer i kjappe forskyvninger). Figure 2-4 viser en grafisk illustrasjon av bevegelsene.

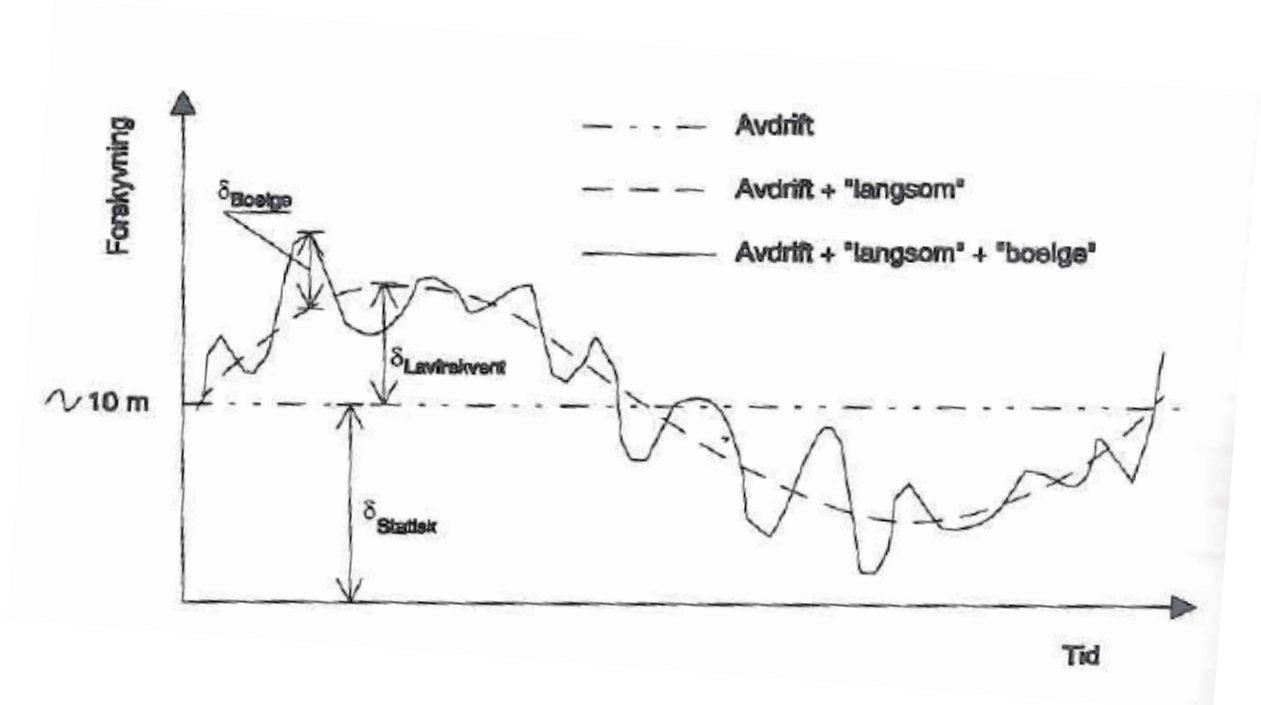


Figure 2-4: Graf av forskjellige horisontalbevegelser på strekkstagplattformer. (Haver 1994)

«Statisk forskyvning»

Den «statiske» horisontale forskyvningen er et resultat av strøm, midlere kraft fra vind, og midlere langsomt varierende bølgekraft. Forskyvningen varierer typisk i perioder på timer. (O.M.Faltinsen 1995)

«Slow drift»

Den langsomme frem og tilbake bevegelsen opptrer i perioder tilsvarende egenperioden til konstruksjonen. Denne bevegelsen er resultat av både ikke lineær interaksjon mellom bølger og plattformens bevegelse, samt saktevarierende vind. Grunnet liten demping vil store bevegelser oppstå, og bevegelsen kalles gjerne for «slow drift». (O.M.Faltinsen 1995).

«Slow drift- eksitasjonskrefter» er størst når bølgekreftene er store, dette tilsier at man får størst eksitasjon om man har stort volum på konstruksjonen som blir rammet av bølgene. Figure 2-5 viser horisontalbevegelse av en strekkstagplattform utsatt for kun bølgekrefter. Figuren mangler mål på forskyvningsaksen, men det ansees ikke viktig da det som er verdt å merke seg er perioden man har på bevegelsen. De små «hakkene» langs grafen er direkte forskyvninger av bølger som treffer skroget.

Flytebro forankret på store dyp

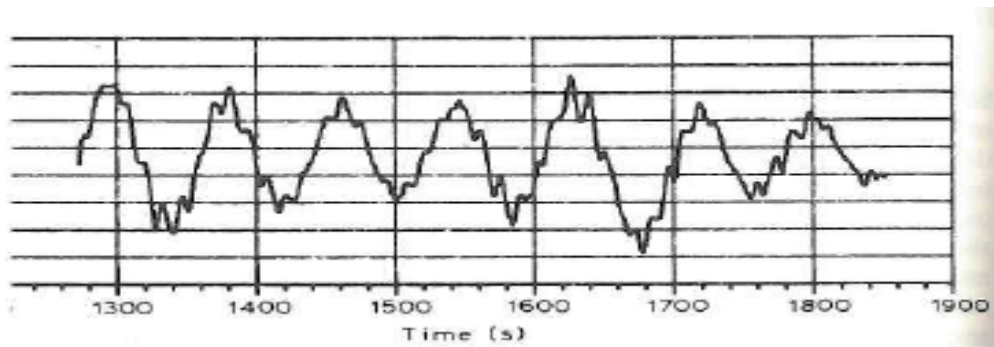


Figure 2-5: Slow drift bevegelse forårsaket av bølger. (O.M.Faltinsen 1995)

Om man ser på vindspekter, ser man at det ligger mye energi i perioder på perioder på rundt 2 minutter. Dette vises med rød firkant på Figure 2-6. Den øverste grafen (striplet linje) i figuren viser vind-spektra for Brookhaven, NY, USA, og den nederste linjen (heltrukket linje) viser vindspektra fra Lammefjorden i Danmark. Det er ikke grunn for å tro at man i Boknafjorden skal ha denne toppen i energi på vesentlig andre perioder enn det som her fremkommer.

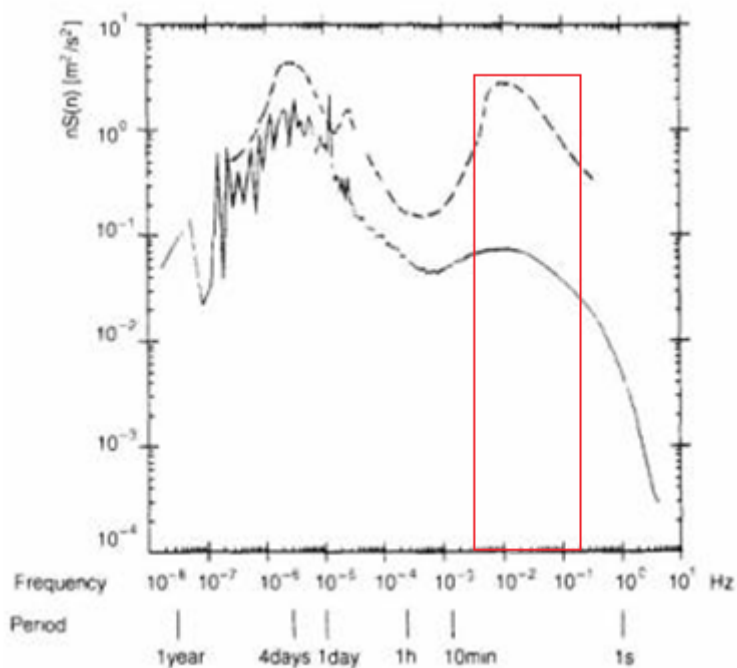


Figure 2-6: Eksempler på vindspektra (Hansen 1996)

«Kjappe forskyvninger»

Den siste bevegelsen i horisontalplanet kommer av store bølger. Strekkstagplattformer er lekkert designet med tanke på absorpsjon av bølgekrefter. Med dette menes at bølgeperioden er så mye kortere enn egenperioden til plattformen at man får mye hjelp av dynamikken til å absorbere bølgekraften (Figure 5-11) Man må likevel forvente forskyvning fra bølger, og det er fra denne forskyvningen man kan oppleve de største akselerasjonene.

Vertikalbevegelse

De største vertikale bevegelser er i prinsippet 2.ordenseffekter av horisontalbevegelser, og kan forklares med at strekkstagene har en tilnærmet konstant lengde. Om man forskyver plattformen sideveis vil vertikalkomponenten bli kortere. Dette vises i Figure 2-7, og kan beskrives med formelen $d=L*\sin(a)*\tan(a)$

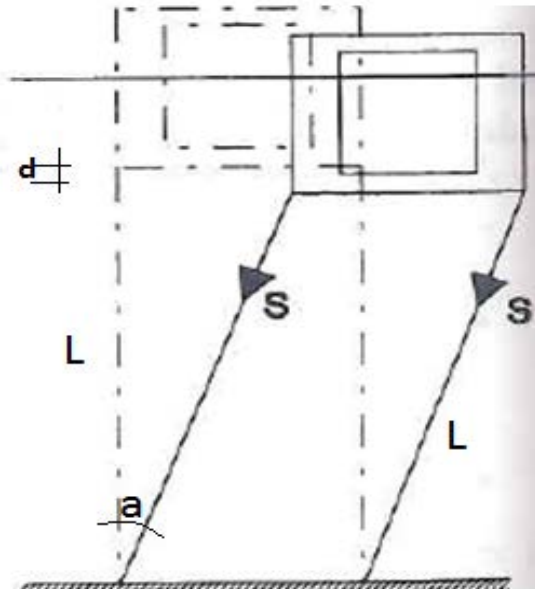


Figure 2-7: Sammenheng mellom horisontal og vertikalforskyvning (Haver 1994)

Det oppstår i tillegg høyere ordens lastvirkninger som vil gi vertikale bevegelser, et fenomen som er forklart nærmere i kapittel 2.1.3.

Figure 2-8 illustrerer vertikale bevegelser. Man ser tydelig at vertikale bevegelser følger horisontalbevegelser i Figure 2-4, og at det i tillegg er en «ekstra» frekvens som skyldes nevnte høyere ordens lastvirkninger.

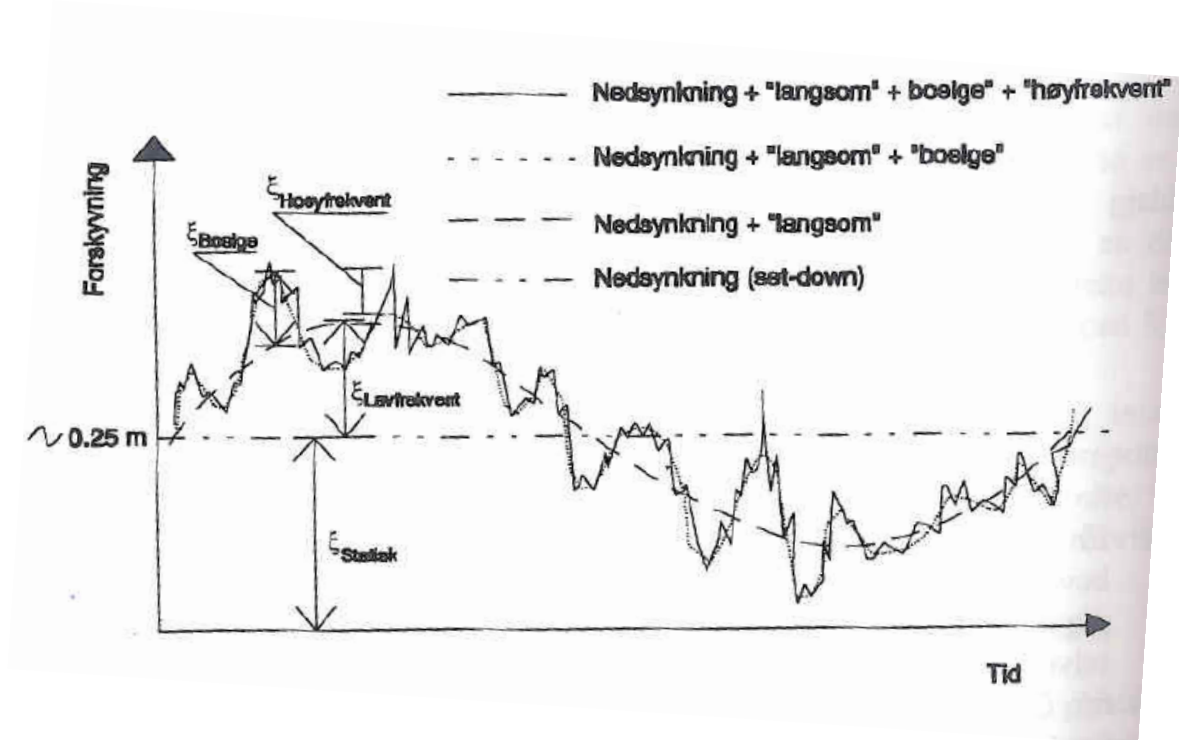


Figure 2-8: Frekvens og forskyvninger. (Haver 1994)

2.1.3 Høyere ordens lastvirkninger på strekkstagplattform

Essensen av dette kapittelet er hentet fra (Kvitrud 1994) og (Natvig 1993)

Terminologi

Begrepene ringing og springing er ofte benyttet sammen, og stammer begge fra høyere ordens lastvirkninger på strekkstagkonstruksjoner forårsaket av bølgelast på skroget. Videre blir det forklart hva som kjennetegner dem, hva de stammer fra, og hvilke hensyn man må ta for å dimensjonere mot dem. Figure 2-9 viser hvordan strekket i strekkstagene på Heidrun varierer over tid utsatt for ringing og springing.

Generelt kan sies at springning er begrenset til 2.ordens bølgeeffekter, mens ringing kan være fra 2.ordens bølgeeffekter og høyere.

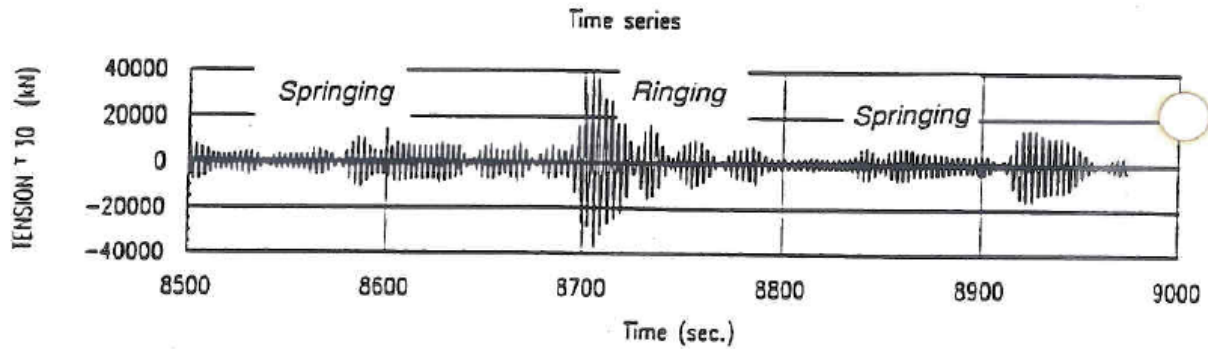


Figure 2-9: Variasjon i strekkstagspenning avhengig av ringing og springing. (RBM 1994)

Springing

Bølger kan i prinsippet oppstå i en uendelig mengde kombinasjoner med forskjellige frekvenser. Springing er knyttet summen av bølgefrekvenser, da kombinasjoner av bølger kan gi en frekvens som svarer til egenfrekvensen til «heave», «pitch» og «roll». Springing vil alltid være til stede i større eller mindre grad, men vil være mest aktuelt i sjøtilstander over et visst nivå. Figure 2-9 illustrerer springing, og viser at det er en kontinuerlig effekt med varierende størrelse.

Springing er noe som må undersøkes nærmere i forbindelse med utmatting av strekkstagene.

Ringing

I motsetning til springing som er en *kontinuerlig* ikke lineær resonans-effekt, vil ringing være en *vilkårlig* ikke lineær resonans-effekt.

Fenomenet ringing er trolig ikke observert før strekkstagplattformen «Hutton» ble modelltestet (Natvig 1993). Begrepet «ringing» stammer fra «Hutton» prosjektet da de som jobbet med det synes at en kirkeklokke hadde samme signal som en «ringing» periode. Med dette menes det at ringing kom plutselig og var veldig høy, for så å dø sakte ut. Ringing dannes helst i stormsituasjoner og vil gi kraftige rystelse. Selve oscillasjonene i denne perioden vil være lik egenfrekvensene i «heave», «pitch» og «roll» som dermed forårsaker at konstruksjonen går inn i resonans.

Ringing vil ikke være viktig for utmatting av strekkstagene, men en viktig faktor når det dimensjoneres for ekstreme belastninger i strekkstagene.

2.2 Kabelbroer

Man kan generelt dele kabelbroer inn i to hovedtyper, hengebroer og skråstagbroer. Felles for kabelbroer er at de utnytter materialegenskapene til materialene som inngår i konstruksjonen på en meget god måte. Med dette menes at elementer som blir utsatt for strekk, har gode mekaniske egenskaper til å motstå strekk (typisk stål), og elementer som blir utsatt for trykk har gode mekaniske egenskaper til å motstå trykk (typisk betong, men kan også være stål). En oversikt over verdens lengste hengebro og skråstagbro er i Tabell 2-2

Tabell 2-2: En oversikt over lengste kabelbroer i bruk i dag (16.04.2012).

Bro	Brotype	Land	Lengste spenn	Total lengde
Akashi-Kaikyō	Hengebro	Japan	1991 meter	3900 meter
Sutong bridge	Skråstagbro	Kina	1088 meter	1688 meter

Vindlast og respons til vindlast

Det er viktig å kjenne til visse elementer ved utforming av kabelbro-konstruksjoner. Nevner nedenfor 3 tilfeller som er viktig å ha kontroll på.

Aerodynamiske tilfeller

Virvelindusert vibrasjon (VIV) inntreffer når vind deles av brokassen og passerer overflatene på over og undersiden, vil det oppstå "virvelvinder" på leside av konstruksjonen. Disse vil alternere fra øvre og nedre overflate og skape trykkforskjeller på broen. Frekvensen til virvelavløsningen er et utmattingsproblem, og er ellers ikke direkte farlig. Frekvensen på virvelavløsningen er proporsjonal med vindhastigheten, mens styrken og regulariteten avhenger av brokassens tverrsnitt. Om frekvensen sammenfaller med broens egenfrekvens er det fare for resonans.

Galoppering

Ved høye vindhastigheter kan brokassen begynne å bevege seg vertikalt, som er en type aerolastisk ustabil adferd. (Hansen 1996)

Flutter

Selvinduserte voksende svingninger. Kan være både torsjonflutter (ren torsjon) og kombinasjon av vertikale svingninger og torsjon (klassisk flutter). Ved inntreffelse av flutter skapes en uheldig trykkvariasjon rundt brokassen i takt med bevegelsene og virker selvforsterkende. (Hansen 1996)

2.2.1 Hengebro

Typiske spenn for en hengebro vil være fra noen hundre meter og oppad til hva som til enhver tid er den lengste bygde.

En generell hengebro består av:

- Tårn har som oppgave er å holde hovedkabelen oppe, og dermed lede kraften vertikalt ned i fundamentene.
- Hovedkabelen henger i en parabelform mellom tårnene og er hovedbæresystemet for brokassen. Kabelen er forankret i ankerfeste på hver side av broen.
- Ankerfeste er konstruksjonen som har som oppgave å holde hovedkabelen spent.
- Hengestengenes oppgave er å henge brokassen i hovedkablene.
- Brokassen er den konstruksjonen «veien ligger på».



Figure 2-10: Illustrasjon av en typisk hengebro (GIMSING and GEORGAKIS 2012)

2.2.2 Skråstagbro

Man har i hovedsak 2 forskjellige kabelkonfigurasjoner på en skråstagbro, en «viftekonfigurasjon» som vist i Figure 2-11, og en «harpekonfigurasjon» som vist i Figure 2-12. Felles for begge konfigurasjonene er at de består av følgende:

- Tårn har som oppgave å holde kablene oppe, og lede kraften vertikalt ned i fundamentene
- Kabler som holder brokassen oppe.
- Brokassen er konstruksjonen veien ligger på.



Figure 2-11: Viftekonfigurasjon på skråstagoverbygning (GIMSING and GEORGAKIS 2012)

Flytebro forankret på store dyp

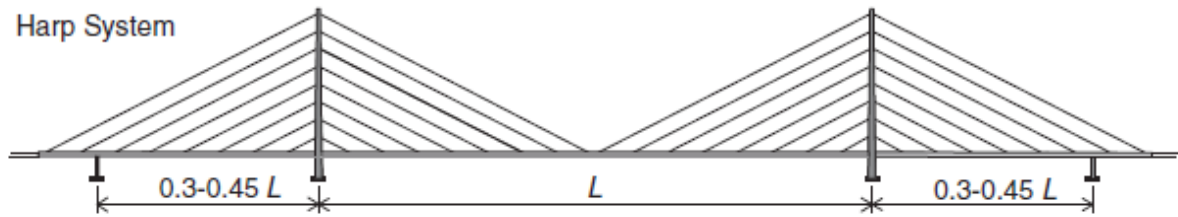


Figure 2-12: Harpekonfigurasjon på skråstagoverbygning (GIMSING and GEORGAKIS 2012)

I Figure 2-11 er det er valgt å ikke ha symmetri om tårnene. Dette kan være en god måte å redusere trykkspenningen i brokassen om man har kun ett spenn. Se Figure 2-13 for illustrasjon av dette.

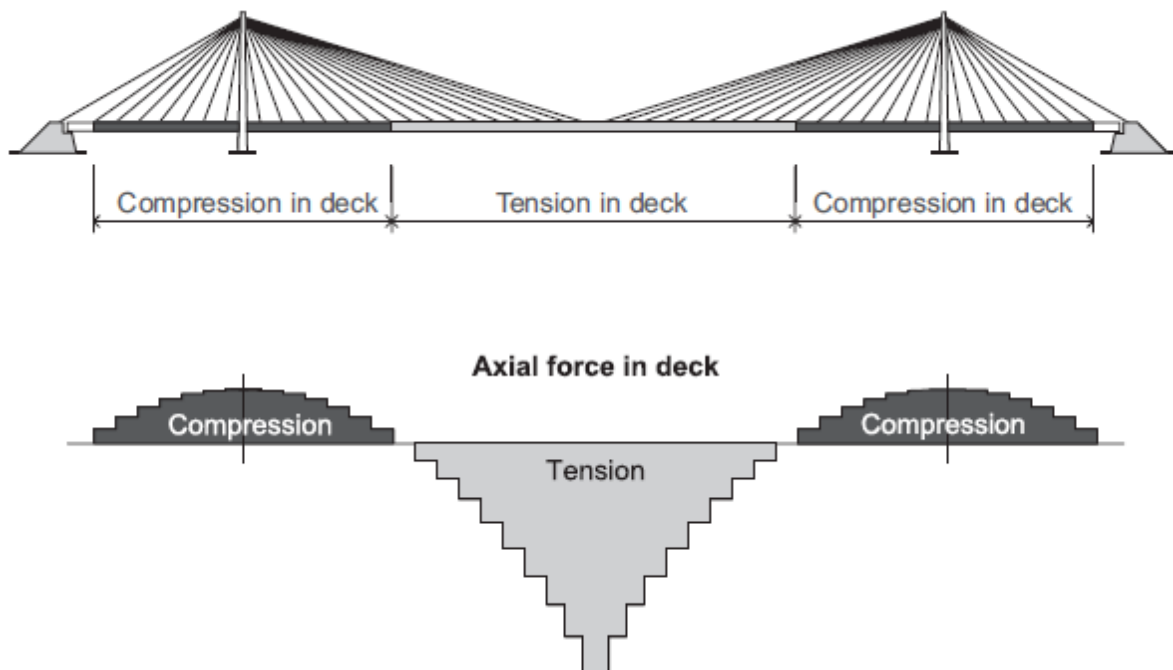


Figure 2-13: Aksialkrefter i brokassen med skråstagbro. (GIMSING and GEORGAKIS 2012)

2.2.3 Fordeler og ulemper ved representerte kabelbroer.

Det er ikke noe klart beste alternativ. Nedenfor er det listet opp fordeler og ulemper i forhold til egnet seg overbygning.

Hengebro

Fordeler:

- Takler store spenn
- Velutprøvd konstruksjon man har mye kjennskap til og kunnskap om.
- Gir lavere tårn
- Gir ikke aksielle spenninger i brokassen

Ulemper:

- Lite stivhet i selve brokassen, utsatt ved høye vindhastigheter.
- Vanskelig å konstruere for tung trafikk som er avhengig av solid grunn, f.eks. tog.
- Omfattende marine operasjoner i forbindelse med montering av brokasse

Skråstagbro

Fordeler:

- Relativt stiv bro i forhold til hengebro, og da spesielt i vertikalplanet
- Ryker en kabel er det fortsatt mulig å evakuere broen
- Mulig å bytte kabler
- Kan bygges som komplette moduler inklusiv overbygning og slepes ut for kobling mot strekkstag
- Kortere byggetid

Ulemper:

- Tåler ikke like lange spenn som hengebroer, tårnene må være høyere enn hengebroer for samme spennet.

2.2.4 Valg av konstruksjonsløsning

Ut fra eksisterende konstruksjoner kan man se at med videre bruk av dagens teknologi, må man benytte en kombinasjon av strekkstagplattformer og hengebro eller skråstagbro som overbygning for å ha mulighet til å krysse Boknafjorden med alternativ 2.

Det er valgt å gå videre med alternativet med skråstagbro.

Dette begrunnes med at Boknafjorden er et relativt værhardt område, og en skråstagbro står seg bedre mot været enn en hengebro. At skråstagbroen står seg bedre mot vær enn hengebro argumenteres med at brokassen har direkte kobling til tårnene, mens i en hengebro henger brokassen i hengestenger, hengestengene henger i hovedkabelen, hovedkabelen henger videre mellom tårnene.

I tillegg kommer aspektet om gjennomføring av byggearbeidet inn i bildet, og med skråstagooverbygning er tanken at hele moduler skal kunne bygges skjermet i en fjord og slepes ut sommertid for festing til strekkstag.

Flytebro forankret på store dyp

Ved å benytte strekkstagplattform og skråstagoverbygning får man benyttet kjent teknologi, satt sammen på en ny og spennende måte.

Med dette designet vil broen ha likhetstrekk med Rion-Antirion Bridge i Hellas(Figure 2-14). Rion-Antirion har 3 hovedspenn på 560 meter, og tårnene er fundamentert på 65meters dybde. Det høyeste tårnet midt i fjorden er på 164 meters høyde over havet.

Det er som nevnt 8000 m over fjorden der hvor broen skal krysse. Om man tar utgangspunkt i at hvert tårn kan bære et spenn på ca. 800 meter, vil det trenses 10 tårn totalt. At man har valgt å øke spennvidden i forhold til det som er «kjent teknologi» på Rion-Antirion har med at de flytende plattformene som vil bli brukt på broen over Boknafjorden vil være veldig dyre å bygge, og ved å se på hvor lange skråstagbroen som er bygd ser man ikke på det som noen umulighet å ha 800 meters spennvidde. Fra kapittel 2.1.2 vet man at plattformene kommer til å bevege seg relativt mye i horisontalplanet, og med å øke spennvidden mellom plattformene vil man kunne redusere spenninger i brokassen.



Figure 2-14: Rion-Antirion Bridge i Hellas (GIMSING and GEORGAKIS 2012)

2.3 Sammendrag kapittel 2

I kapittel 2 beskrives oppførsel og egenskaper til eksisterende strekkstagplattformer og kabelbroer. Bevegelsene til strekkstagplattform vil bli en utfordring for konstruksjonsprinsippet da man ikke har noen matematisk modell for å forutsi nøyaktig hvordan strekkstagplattformen beveger seg. Det er flere forhold som må undersøkes i forhold til disse bevegelsene, deriblant:

- Hvor stor relativ forskyvning kan man få mellom 2 strekkstagplattformer som går i motfase, og hvor store momenter med tilhørende spenninger vil dette gi i brokassen
- Hvor mye «sway» og «yaw» bevegelse er det forventet og få, og hvor store tvangskrefter med tilhørende spenninger vil dette gi i brokassen.

Man valgte videre å satse på en skråstagooverbygning på bekostning av hengebro i denne rapporten. Skråstagbroer er mer robust og mindre utsatt for ytre påvirkninger som vær og vind. Dette i kombinasjon med at man med skråstagooverbygning skal kunne bygge hele strekkstagplattformen med komplett tårn, kabler og brokasse ferdig inni en fjord, for deretter å slepe hele enheten ut for montasje var grunnlaget for dette valget. Marine operasjoner er kostbare operasjoner, og vær, vind, og bølger i Boknafjorden gjør at man ikke kan belage seg på kontinuerlige langvarige operasjoner.

3. Design basis

For å kunne sette fornuftige dimensjoner på konstruksjonselementene i denne oppgaven er det viktig å vite hvilke krav som må oppfylles. Både i forhold til naturkreftene som virker på konstruksjonen, hvordan reglement Statens vegvesens har for bruk og levetid, samt oppfylle kystverkets reglement for fri seilingshøyde og seilingsbredde.

3.1 Naturlaster

3.1.1 Strømlast

Strømmen som går langs Norskekysten er i størrelsesorden 0,15m/s-0,4m/s (Vannstand.no). Siden det ikke er foretatt noen strøm-målinger i Boknafjorden settes dimensjonerende strømhastighet til 1 m/s da man antar at dette er konservativt. Det forventes at det eksisterer strømmålinger fra Boknafjorden da flere plattformer har vært slept ut her på sin ferd til Nordsjøen. Det har dessverre ikke lyktes å skaffe til veie noe dokumentasjon på dette.

3.1.2 Vindlast

Vind er valgt dimensjonert etter Eurocode 1: laster på konstruksjoner (NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009)

Bildet av Boknafjorden i Figure 3-1 viser at karakteristisk vindstyrke ligger på 28 m/s. Denne er basert på returperiode på 50 år. Ved omregning til 100 års returperiode skal verdien etter standarden økes med 4%. Dette gjør at karakteristisk vindlast for 100 års returperiode blir på ca.29 m/s.

3.1.1 Bølgelast

Broen dimensjoneres for 100 års returperioder på bølgelast. Man har ikke målinger tilgjengelig, og har etter beste evne søkt å være konservativ. Dimensjonerende signifikant bølgehøyde er satt til 8 meter, og får da en maks bølgehøyde på ca. $1,91 \cdot 8 \text{ meter} = 15,2 \text{ meter}$.

Antar at dimensjonerende signifikant bølgeperiode vil være 9,5 sekunder, og får dermed en maks bølgeperiode på $1,91 \cdot 9,5 \text{ sekunder} = 18 \text{ sekunder}$

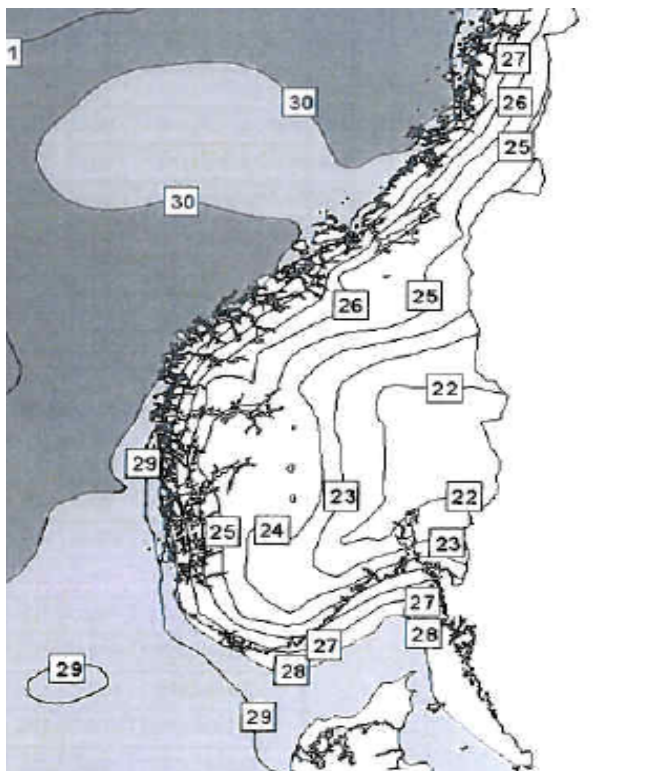


Figure 3-1: (NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009)

3.2 Krav til broen

3.2.1 Kjørebaner

Krav til kjørebanen er at den må være bred nok til å ha 2 kjørebaner i hver retning, midtdeler, og gangfelt på hver side. Om det er nødvendig med gangfelt på hver side kan diskuteres, men videre i denne oppgaven tar man imidlertid hensyn til at det er mulighet for dette. Dette er forutsetninger satt av veileder hos Statens vegvesen.

3.2.2 Levetid

Statens vegvesen har en politikk på at brokonstruksjoner skal ha minimum levetid på 100 år

3.2.3 Seilingshøyde

Det er naturlig seilingsled for trafikk inn og ut fjordene i Rogaland, samt all transport inn og ut fra Kårstø, velger derfor i oppgaven at broen må ha minst 70 meter seilingshøyde

3.2.4 Seilingsbredde

Siden dette vil være en bro som står fritt til å bevege seg innenfor visse grenser, vil det være naturlig å ha en sikker sone i god omkrets rundt plattformene. Ved å ha 780 meter fra senter til senter på plattformene, 115 meters bredde på plattformene, samt 50 meters sikkerhetssone rundt hver plattform, har man en seilingsbredde på 565 meter. Om man i tillegg kan regulere trafikken til å gå inn mellom 2 plattformer, og ut mellom 2 andre plattformer, vil dette være mer enn god nok seilingsbredde(Stenevik 2012), se illustrasjon på Figure 3-2.



Figure 3-2: snapshot fra google sketchUp

3.2.5 Tog

Som nevnt i innledningen vil det være et godt argument for at man skal ha bro i stede for tunnel at det da vil være mulig med togtransport over broen. Det er ikke i denne oppgaven dimensjonert for tog, men det antas at om det er mulig å realisere denne broen for vanlig biltrafikk, vil det også være mulig å dimensjonere for tog selv om dette vil være mer utfordrende.

3.3 Bunnprofil over Boknafjorden med foreslått vertikalsnitt

Om man tar utgangspunkt i 800 meters avstand mellom tårnene slik foreslått i kapittel 2.2.5, og justerer avstandene noe etter hva som er naturlig i forhold til bunnprofilen i Figure 3-3, ser man at det er naturlig å sette et bunnfast tårn på et skvalpeskjær ca.500 meter ut fra land i nord, samt bunnfaste fundamenter på 2 grunner i sør som har ca.800 meters innbyrdes avstand. Dette resulterer igjen i at det første spennet fra nord vil være på ca. 1000 meter, og om man setter bunnfaste fundamenter med ca.780 meters mellomrom i sør, kan man fortsette å gå over fjorden med samme spennlengder og dermed like høye tårn helt til man møter på det noe høyere tårnet på nordsiden. Det kan eventuelt sjekkes ut om det er mulig å ha et tårn i samme høyde på nordsiden, og dermed ha lavere vinkel mellom brokassen og kabelen. Det er ikke valgt å gjøre dette i denne oppgaven.

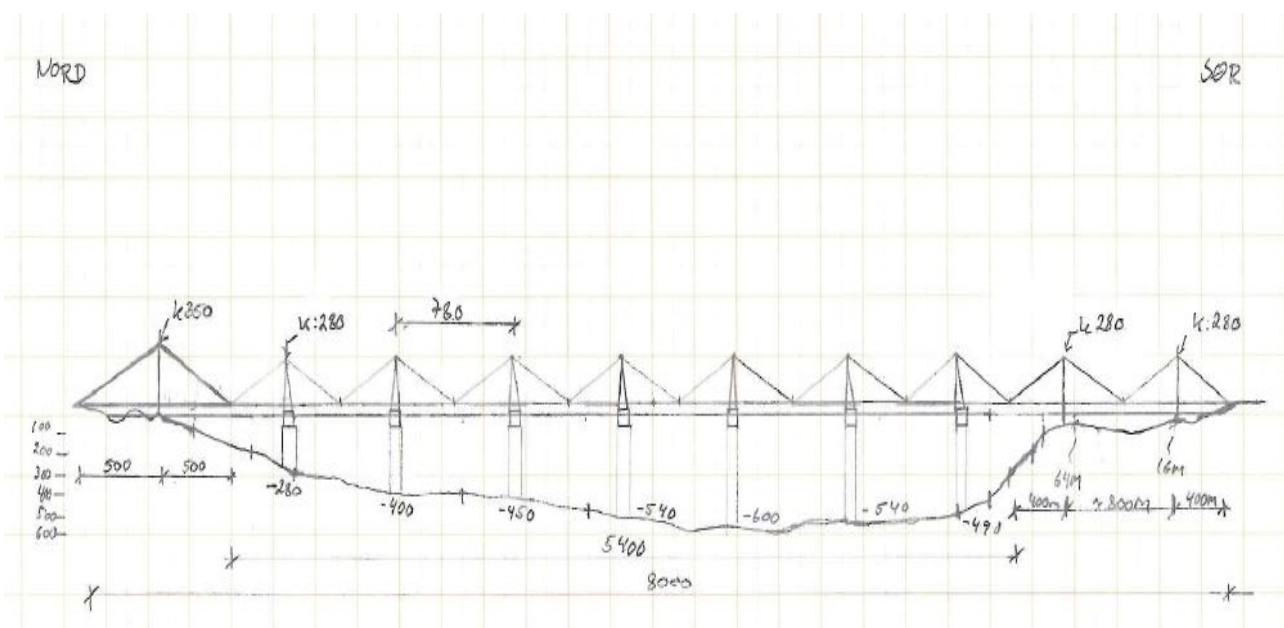


Figure 3-3: Bunnprofil og vertikalsnitt av broen

Flytebro forankret på store dyp

3.4 Sammendrag kapittel 3

Ser at kravene broen skal oppfylle kan oppsummeres slik:

Naturgitte laster:

- Dimensjonerende strømningshastighet 1 m/s
- Dimensjonerende vindhastighet 29 m/s
- Dimensjonerende bølgehøyde 15,2 meter

Statens vegvesens regelverk:

- Levetid minimum 100 år
- 2 kjørefelt i hver retning
- Gang og sykkelsti

Kystverkets krav

- Minimum seilingshøyde 70 meter.
- Minimum seilingsbredde 400 meter.

4. Broutforming

Etter studien av eksisterende konstruksjoner, samt design basis for denne konstruksjon, skal man her utforme en konstruksjon med fornuftige størrelser for denne strekningen. På grunn av broens lengde er det valgt å dele den inn i 10 akser, en i senterlinjen av hvert tårn. Det er også et viktig element at broen skal være byggbar. Med dette menes at det at man allerede i denne tidlige mulighetsstudien skal ha noe fokus på selve gjennomføringen av både bygging og monteringsfasen.

4.1 Funksjonelle krav til broen

Funksjonelle krav til broen er blant annet fri seilingshøyde under brokassen, bredde på plattform for å sikre at strekkstagene har tilfredsstillende strekk uansett situasjon, og tilstrekkelig fortrent væskemengde for å sikre akseptable horisontalbevegelser av plattformen.

Som nevnt tidligere vil hvert spenn være på ca. 780 meter, samt ett noe større spenn på 1000 meter i nord-enden. For å ta spenn på 780 meter og seilingshøyde på 70 meter, er det beregnet at hvert tårn må ha en høyde ca. 280 meter over havet. Denne høyden fremkommer av at man har satt som krav at den ytterste kabelen ikke skal ha over 28 graders vinkel i forhold til brokassen (se Figure 4-7). Dette er betydelig høyere enn Rion-Antirion broen i Hellas, men samtidig ikke høyere enn at det med bruk av kjent teknologi lar seg gjennomføre.

For tårnene er det naturlig å benytte plattformens 4 hjørner til å føre beina ned på, og da spesielt om man som eksempel ser på nedbøyningskurvene i Figure 4-1. Her kommer det tydelig fram at man får lite nedbøyning på brokassen med pyramideformet tårn i forhold til om man hadde «singeltårn»

Broen er lagt i en slak bue i horisontalplanet slik Figure 4-4 viser for å kunne oppta temperaturendringer, og man skal dermed unngå dilatasjonsfuger og kompliserte lagerkonstruksjoner. Denne buen er lagt med pilhøyde inn i fjorden.

Buen i horisontalplanet er også med på å underbygge valget av skråstagbro som overbygning da en hengebro på strekkstagplattformer ikke ville latt seg gjennomføre på samme måte som skråstagoverbygningen. Dette begrunnes med at om man har en bue, må følgelig også bærekabelen få en bue i horisontalplanet. Denne buen på kabelen vil gi trykkspenninger i brokassen og søke å «rette» opp buen broen burde ha i horisontalplanet.

Flytebro forankret på store dyp

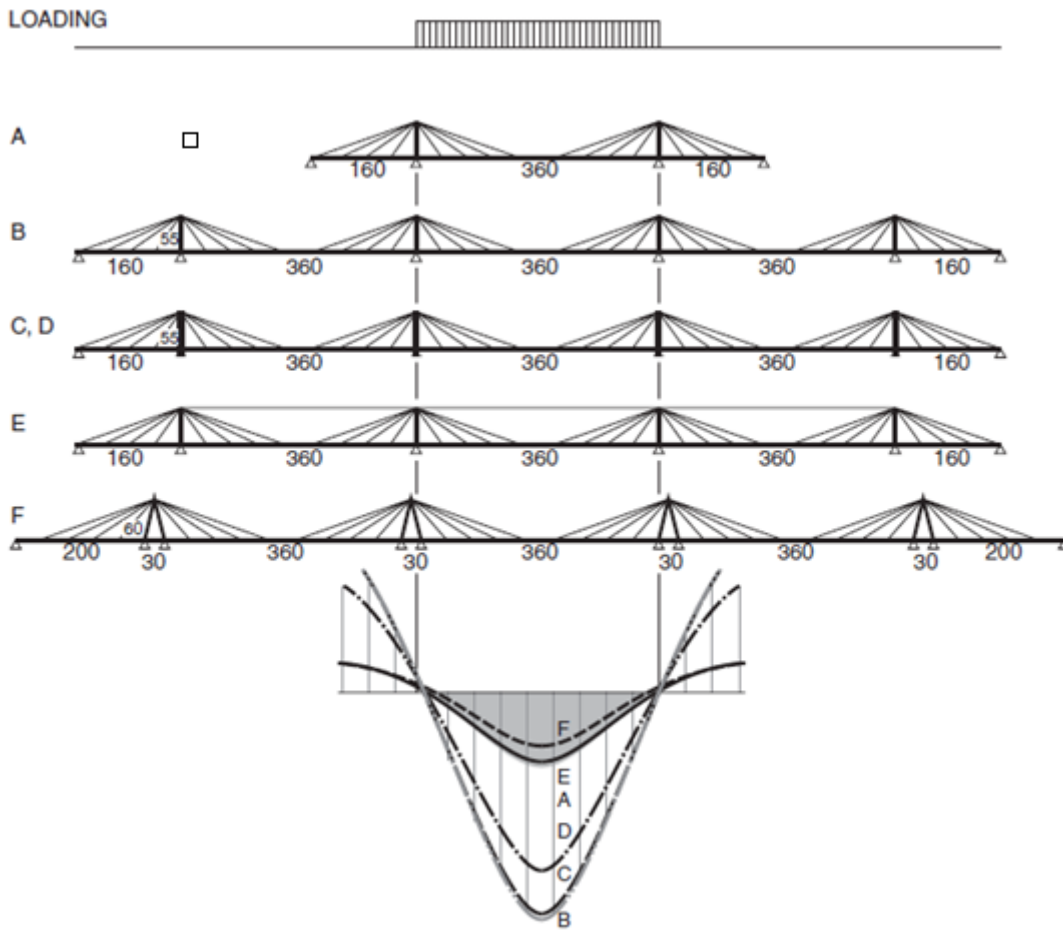


Figure 4-1: Nedbøyningskurver for forskjellige tårnalternativer.(GIMSING and GEORGAKIS 2012)

4.2 Akse- og koordinatsystem

Aksesystem

På grunn av konstruksjonens størrelse har man valgt å dele inn hvert tårn med sine respektive kabler som en akse, som vist i Figure 4-2 og Figure 4-3

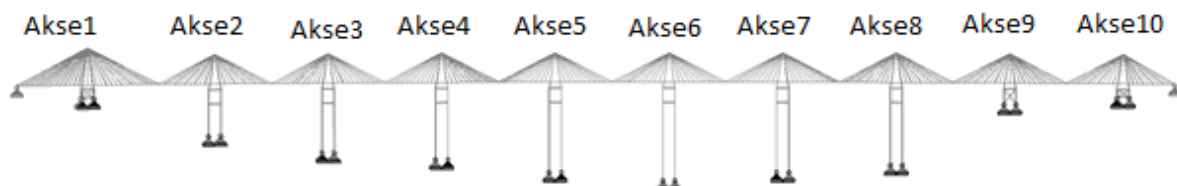


Figure 4-2: Bro sett fra vest

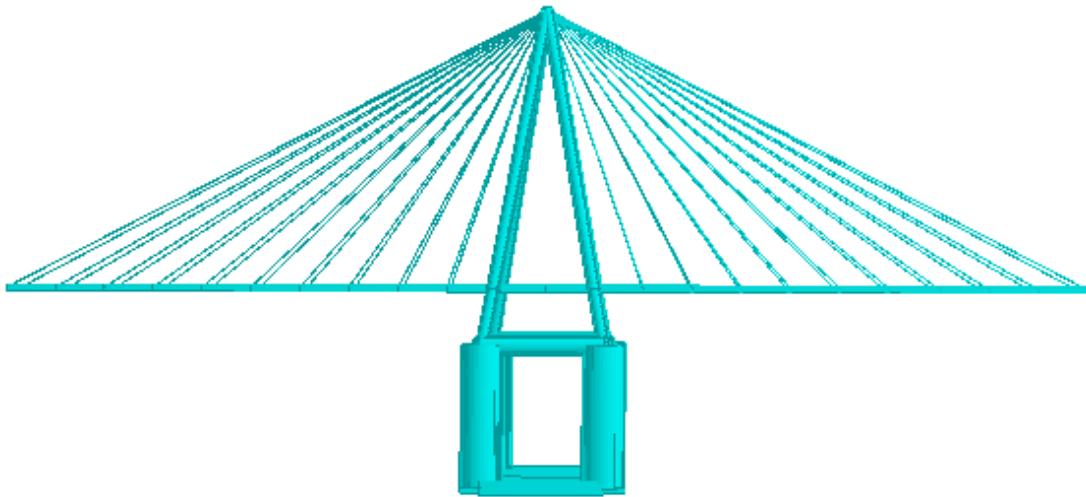


Figure 4-3: Oppriss av moduler i akse 2 til akse 8.

Orientering av broen

I Figure 4-4 følger Y-aksen himmelretning nord, og X-aksen følger himmelretning øst.

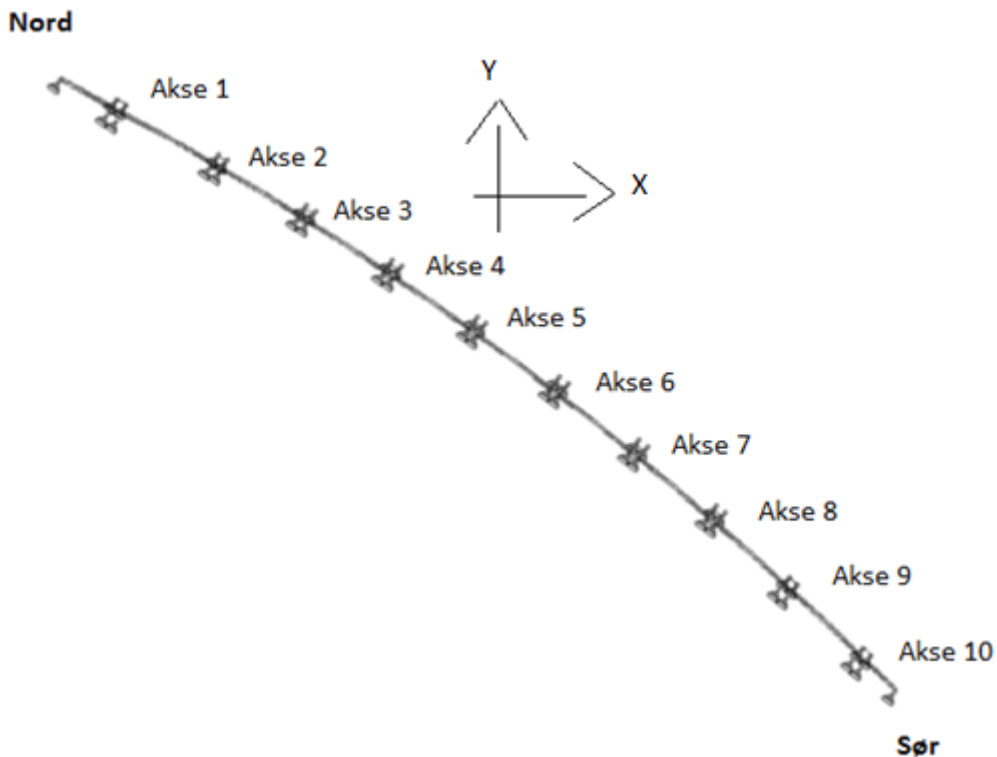


Figure 4-4: Bro sett ovenfra med Y som nord, og X som øst.

Globalt koordinatsystem

Det globale koordinatsystemet er lokalisert slik Figure 4-5 viser. Dette vil si at X-aksen er parallell med brokassen, Y-aksen står vinkelrett ut, og Z-aksen går vertikalt oppover.

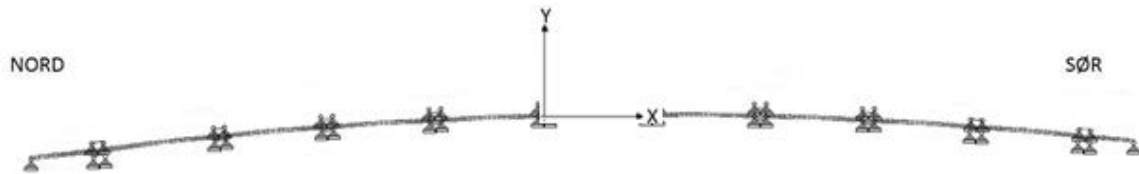


Figure 4-5: Globalt koordinatsystem.

Lokalt koordinatsystem

Hver akse har sitt lokale koordinatsystem, der hvor x er tangent til senter av brokassen i midten av tårnet, og y står vinkelrett ut fra brokassen i samme punkt. Dette vises i Figure 4-6.

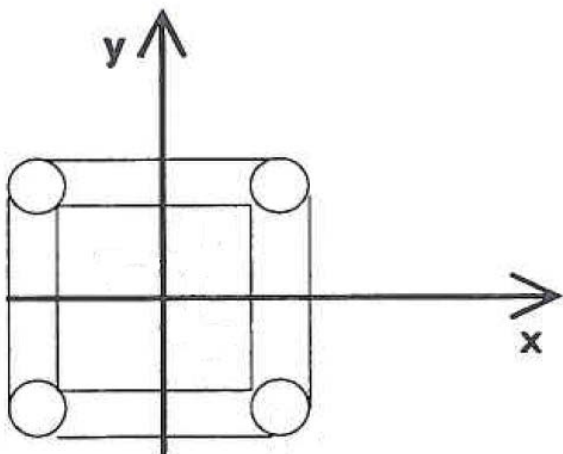


Figure 4-6: Lokalt koordinatsystem for akse 2 til akse 8.

4.3 Strekkstagplattform karakteristika

Det har vært et tema om man skulle ha samme dimensjon på strekkstagplattform-understell i alle akser, eller om man kunne endre størrelsen etter hvor dypt man er for dermed å ha tilnærmet samme horisontal stivhet på alle understell.

Det er valgt samme størrelse på alle strekkstag-understell i denne oppgaven, men det ligger et stort potensiale i å ha varierende størrelse etter dybde både for å kunne spare byggekostnader på strekkstagplattformer og tilhørende anker. Det som er gunstig med å ha samme størrelse på alle strekkstagplattformene er at man får en høy stivhet mot land, og dermed lite sideveisforskyvning. En av de kritiske faktorene for dette brokonseptet vil være horisontale momenter i brokassen inn mot faste punkter på land, og med å ha veldig høy horisontal stivhet på strekkstagplattformene mot land vil man få mindre momenter i brokassen på grunn av mindre horisontal utsving strekkstagplattformene.

4.3.1 Dimensjoner

Kriteriene som ligger til grunn for valgt størrelsene på strekkstagplattformer er at man skal kunne

- Ha tilstrekkelig oppdrift for å kunne ha tilfredsstillende horisontalstivhet
- Motstå globalt moment, spesielt her med tanke på de enorme tårnene.
- Ha egenstabilitet med tanke på byggefasen. Skal kunne bli bygget innaskjærs i hele moduler for å bli slepet ut og koblet til strekkstagene

Tabell 4-1: Dimensjoner på konstruksjonselementer strekkstagplattform

Total bredde Strekkstagplattform	115 m
Total høyde Strekkstagplattform	90 m
Diameter bein Strekkstagplattform	30 m
Pontongbredde	32 m
Pontonghøyde	8 m
Sylinderdiameter	15 m

Figure 4-7 viser målene på konstruksjonen, og Figure 4-8 viser hva «sylinder», «bein» og «pontong» er.

For å kontrollere at dimensjonene man har kommet frem til ikke er usannsynlige, har man sammenlignet disse med dimensjonene på strekkstagplattormen Heidrun, Figure 4-9. Heidrun står riktignok i et mer værhardt miljø, men samtidig på grunnere vann (330meter).

Flytebro forankret på store dyp

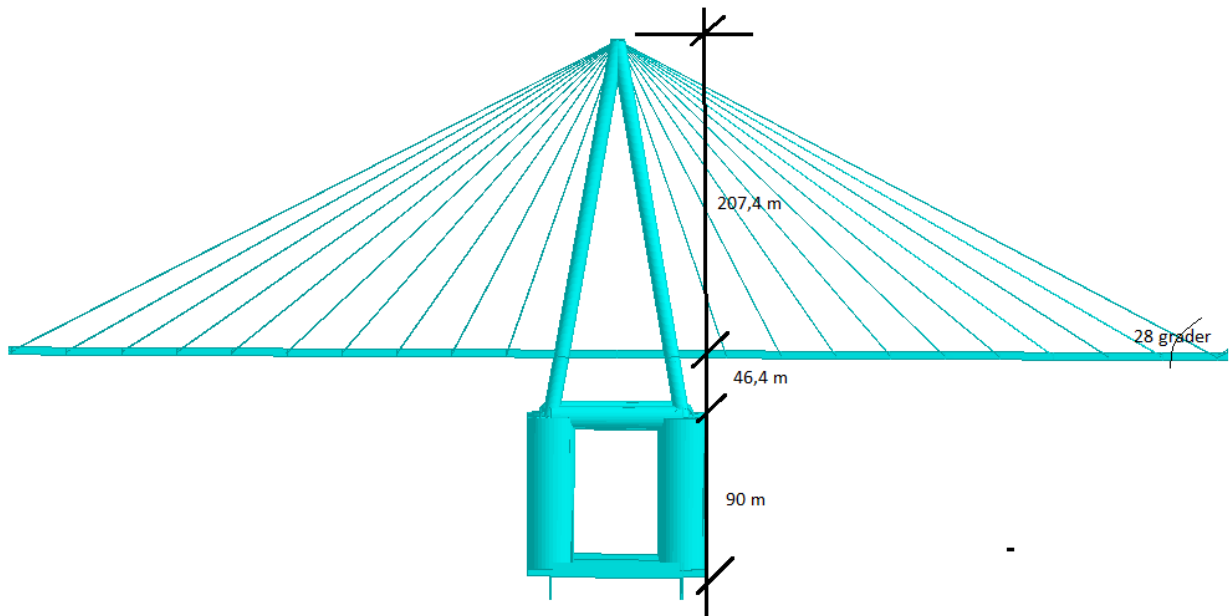


Figure 4-7: Målsettinger på høyder. Screenshot fra Staad.Pro

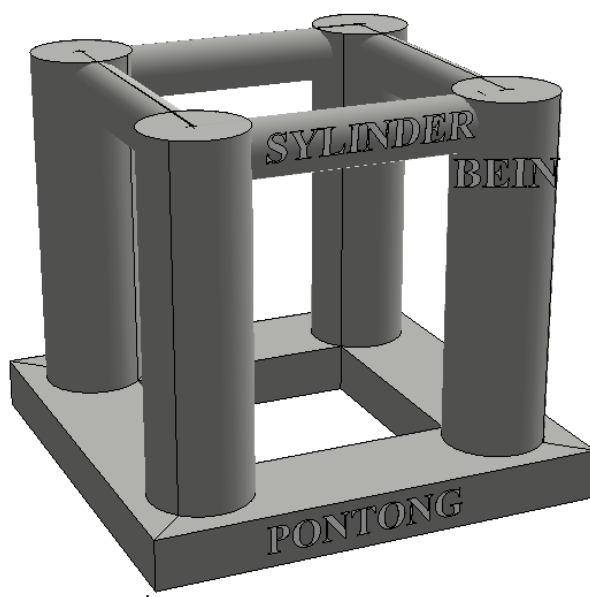


Figure 4-8: Forklaring på elementnavn på strekkstagplattform. Screenshot fra Google sketchup.

PRINCIPAL HULL DIMENSIONS	
Column c/c spacing	80.00 m
Column inner diameter	29.80 m
Column wall thickness, general	0.60 m
Column wall thickness el. 71.8 – 85.0 m abv BL	
- outside riser protection net	0.80 m
- inside riser protection net	0.50 m
MSB bottom elevation above MSL	24.62 m
Top of column elevation above MSL	32.12 m
Module elevation above MSL	33.12 m
Draft, operating, averaged	77.48 m
Water plain area	3108 m ²
Pontoon width	15.95 m
Pontoon height	13.00 m

Figure 4-9: Oversikt over dimensjoner på strekkstagplattformen Heidrun. (REINERTSEN 2004)

4.3.2 Strekkstaganalyse

Det er flere forhold som bidrar til spenning i strekkstagene, deriblant

- Forspenning
- Tidevann
- Amplitude fra middelvannstand ved bølger/dønninger
- Unøyaktighet i plassering av fundament
- Setning av fundament
- Globalt moment som følge av
 - o Vind på overbygning
 - o Strømningskrefter
 - o Bølgekrefter
- «set down» som følge av horisontalbevegelser
- Jordskjelv
- Springing
- Dynamisk forsterkning ved «slow drift»
- Egenvekt strekkstag
- Tap av strekkstag
- Skipspåkjørsel
- Vanntrykk
- Skade på strekkstag

4.3.3 Forenklete antagelser

I denne oppgaven er det kun tatt med:

- Forspenning
- Tidevann
- Amplitude fra middelvannstand ved bølger/dønninger
- Globalt moment
- «set down»

Det er her, som ellers i denne oppgaven, ikke tatt med lastfaktorer. Tillater likevel å nevne at Oljedirektorat har et strengt regelverk som omhandler naturlaster der de skal ha en dimensjonerende sikkerhetsfaktor på 1,3.

Lengden på strekkstagene bestemmes av dypet plattformen står på, hvor dypt strekkstagplattformene stikker, samt hvor høyt ankeret(fundamentet) er. Ankrene som benyttes i oppgaven settes til 30 meter, og forenklet settes festepunkt i topp av strekkstagene i underkant av pontong på strekkstagplattform.

Det er i oppgaven valgt å ha 4 strekkstag i hvert hjørne, hvert med en ytre diameter på 1 meter.

For at strekkstagene skal være vektløse i vann, har de en tykkelse på 35mm. Med at de er vektløse menes at fortrent væskemengde er lik tørrvekten av strekkstaget, og de vil dermed ikke utøve noe kraft vertikalt. Det er ikke foretatt noe form for «bukling»- analyse av strekkstagene da man har ansett dette for å være en lokal effekt det uten store vanskeligheter skal la seg gjøre å konstruere/dimensjonere seg bort fra.

Tabell 4-2: Strekkstagdata benyttet i oppgaven

E-modul	210GPa
Utvendig diameter	1m
Innvendig diameter	0,929m
Tverrsnittsareal stål	0,107m ²
Godstykkelse vegger	0,035m

Resultatene fra strekkstaganalysen i Vedlegg J viser at spenningsvariasjonen i strekkstagene vil være

Minimumspenning: 28 MPa

Middelspenning: 192 MPa

Maksspenning: 394 MPa

Ser at forskjellen er ganske stor mellom minimum og maksimum spenning. Spenningsvariasjonen i strekkstagene vil variere fra plattform til plattform da alle har ulikt opptak av bølgekrefter, dette vil bli forklart nærmere i kapittel 5.2. Det er foretatt analyse av alle plattformene for å sikre at denne utførte forenklete analysen ikke resulterer i verken trykk eller flytspenning i noen av strekkstagene. Analysene fra Staad.Pro som fremkommer senere i oppgaven, omhandler ikke problematikk til strekkstagene. Dette argumenteres med at lastene som legges på i Staad.Pro er lagt på som linjelaster, og ikke som funksjoner slik de er i virkeligheten. Dette gjør at spesielt det globale

momentet om X akse bli feil på strekkstagplattformene. Samtidig må det nevnes at håndberegningen som er utført for å finne spenningsvariasjon forutsetter at hver plattform virker uavhengig av hverandre, og tar dermed ikke hensyn til den stivheten brokassen vil «holde tilbake» plattformen med. Dette vil i så måte være en konservativ analyse.

Selv om man på grunnlag av å ha sett på at plattformene virker uavhengig av hverandre, og at det i så måte er en konservativ analyse, vet man med det faktum i bakhodet at det er utelatt en rekke forhold, og heller ikke benyttet sikkerhetsfaktorer. Man forventer at dimensjonen på strekkstagene må økes ved grundigere prosjektering.

4.3.4 Ankre (fundamenter)

Man har ikke på nåværende tidspunkt data om bunnforhold i Boknafjorden, så detaljert beskrivelse av ankrene er ikke mulig. Som eksempel kan det nevnes at massen på ankrene til Heidrun plattformen er 21100 Tonn pr. stk. (totalt 4). Et hovedprinsipp for ankre som holder konstant strekk er at de enten må boltes fast i havbunnen, eller være gravitasjonsbasert. Sugeanker fungerer kun til å ta opp dynamiske laster. Dette fører til at for en konstruksjon av denne art vil man ta opp det konstante strekket enten i form av bolter i havbunnen, eller ved gravitasjonsanker. Om man har gravitasjonsanker er det naturlig å ha et «skjørt» rundt ytterkant av ankeret for på denne måten å skape både friksjon mot massene i grunnen, og samtidig skape et sug som kan ta opp de dynamiske lastene som har kort varighet.

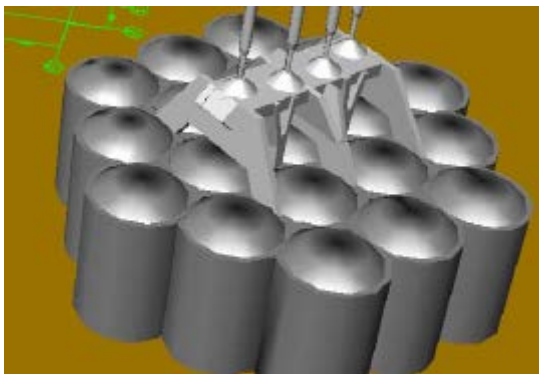


Figure 4-10: Skisse av ankrene på Heidrun(REINERTSEN 2004)

Figure 4-10 viser en skisse av ankrene på Heidrunplattformen. Man ser øverst på skissen strekkstagene som kommer ned og festes i en form for konsoll på toppen av ankeret. Ankrene er utformet som celler, og har et «skjørt» langs hele randen som skal synke ned i grunnen. Dette skjørtet har som nevnt til formål å synke ned i grunnen for både å skape friksjon mot massene, og samtidig virke som en form for sugekopp som skal kunne ta de dynamiske lastene.

For å få en forståelse av hvordan suge-effekten for et anker er, og hvorfor det ikke kan ta statiske laster, kan man huske tilbake til barndommen da man lekte med bøtter i sandkassen. Om man stakk bøtta med den åpne enden ned i den fuktige sanden, og deretter av all sin makt og utålmodighet skulle dra bøtta rett opp igjen, satte den som støpt fast. Etterhvert ble man sliten, og man dro da i en lenger periode med svakere kraft, og vips kom bøtta tilbake rett før man ga opp.

4.4 Overbygning

4.4.1 Tårnkarakteristika

På grunn av tårnets store høyde er det valgt sirkulært tverrsnitt på tårn-søylene fremfor rektangulært tverrsnitt. Dette er gjort for å minimere vindkreftene som virker på tårnet. Har valgt en søylediameter på 9 meter, og en veggtykkelse på 1 meter.

Det er mulig man må ha en horisontal bjelke mellom søylene i tårnet for å redusere den fri spennlengden, men videre i denne oppgaven er det forutsatt at dette er i orden uten bjelke, som vist i Figure 4-11

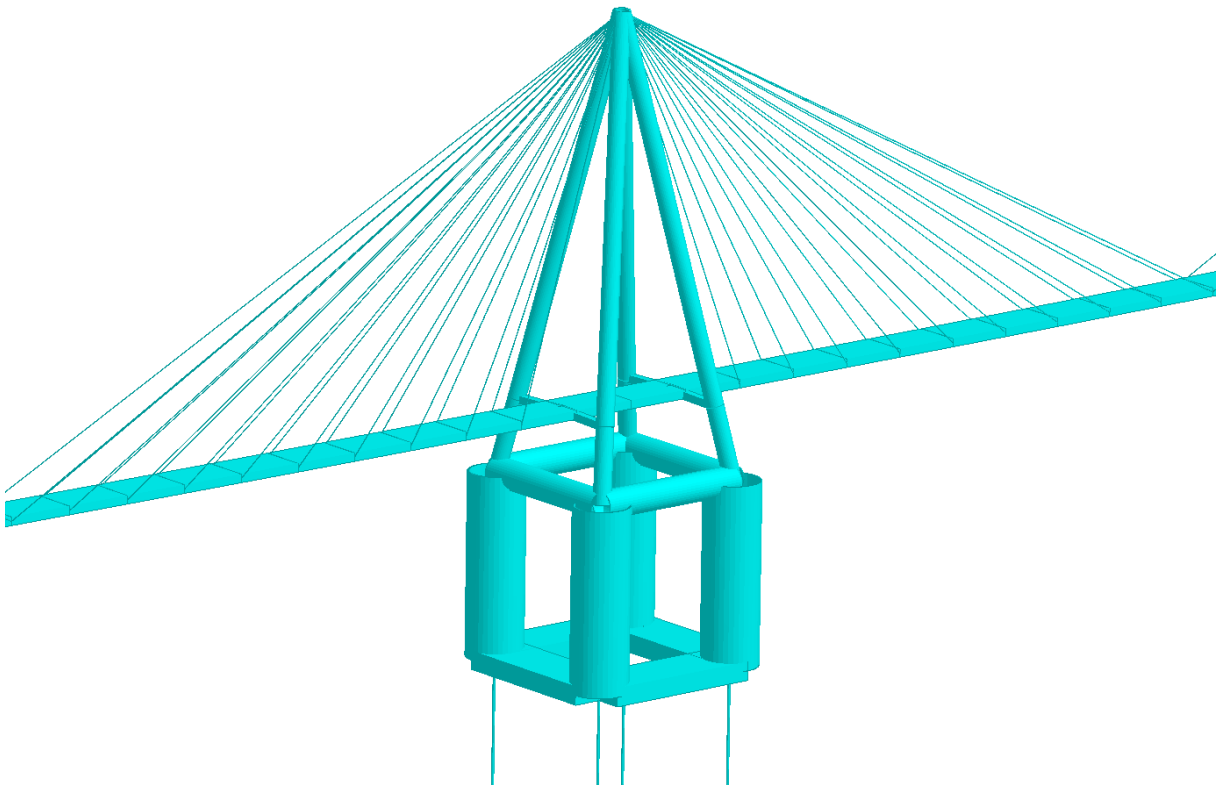


Figure 4-11: Illustrasjon av tårn i akse 2 til akse 8. Snapshot fra Staad.Pro.

Man har valgt å ha tårnet i høyfast lettbetong. Det er flere grunner til dette. Som tidligere nevnt har Staten vegvesen en politikk på at brokonstruksjoner skal ha en levetid på minst 100 år, og lettbetong er et svært bestandig materiale. Den lave vekten på lettbetong i forhold til ordinær konstruksjonsbetong gjør at man kan ha mindre dimensjoner på strekkstagplattformene.

4.4.2 Kabler

Den første kabelen fra tårnet til brokassen er festet 90,75 meter fra senter av tårn. Dette er vist på Figure 4-13. Videre avstand mellom kablene langs brokassen er på 33,25 meter. Alle kablene har i denne oppgaven samme dimensjon, og dermed vil spenningen i kablene inne mot tårnet være betydelig lavere enn i kablene som er festet i brokassen lengst unna tårnet. Egenvekt og brukslast vil utøve en vertikal kraft på 4,82 MN pr kabel, og med en vinkel på 30grader i den nest ytterste kabelen

vil dette gi en spenning i kabelen på 482 MPa med en kabeldiameter på 0,15 meter. Typisk flytespenning for kabler i kabelbroer er på minimum 1500 MPa. Grunnen til at det vil være den *nest ytterste* kabelen som er den mest utsatt, er at den ytterste kabelen er festet på tilnærmet samme plass som de ytterste kablene til nabetårnet (se Figure 4-12), og den vertikale lasten vil dermed fordeles på begge disse kablene. I denne oppgaven har man tatt noen forenklinger til hvordan kablene er innfestet både i tårntoppen og hvordan de ytterste kablene til hvert tårn er festet i brokassen. Man har satt alle kablene til å møtes i samme punkt i tårntoppen, noe som i praksis er umulig. Det er videre sagt at de ytterste kablene fra hvert tårn treffes i samme punkt, noe som også blir vanskelig i praksis ved ordinær innfestingsteknikk. For å kunne muliggjøre bygging av hele komplette moduler er det en nødvendighet at den ytterste kabelen bærer ytterste del av brokassen som hører med modulen. Det må nevnes at dette er detaljer i det store bildet, og forenklingene som er satt i oppgaven vil ikke påvirke om konstruksjonen lar seg gjennomføre eller ikke.

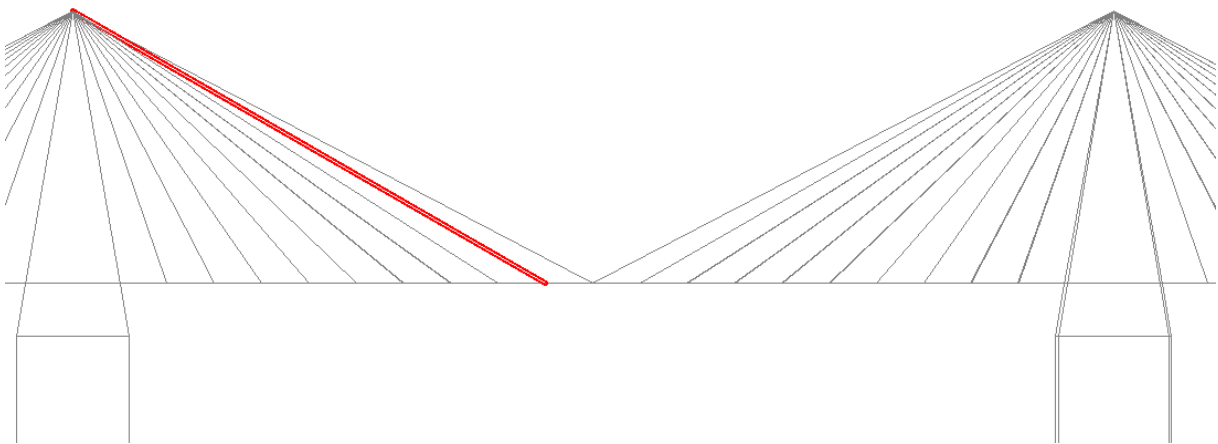


Figure 4-12: Merket kabel angir dimensjonerende kabel.

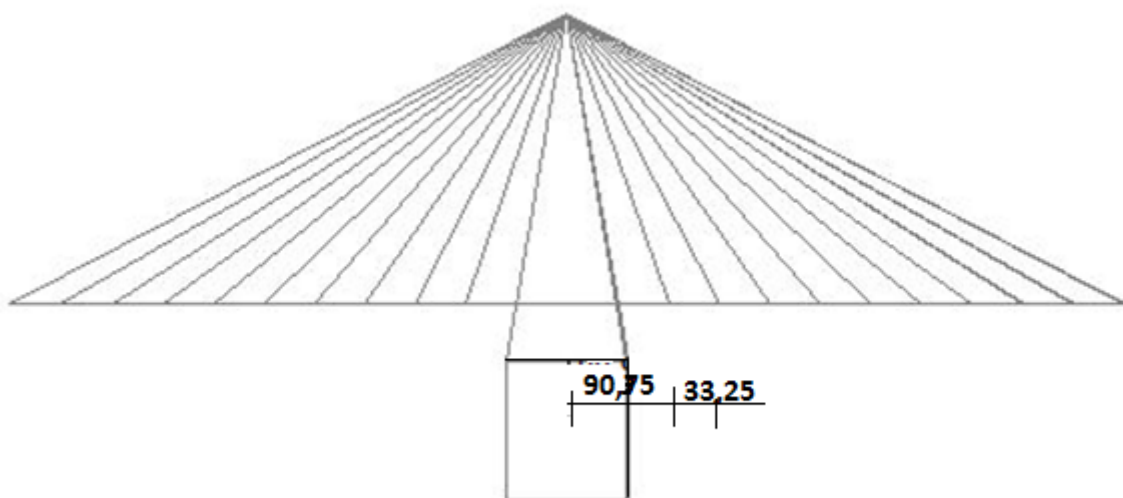


Figure 4-13: Avstand til første kabel, samt innbyrdes avstand videre.

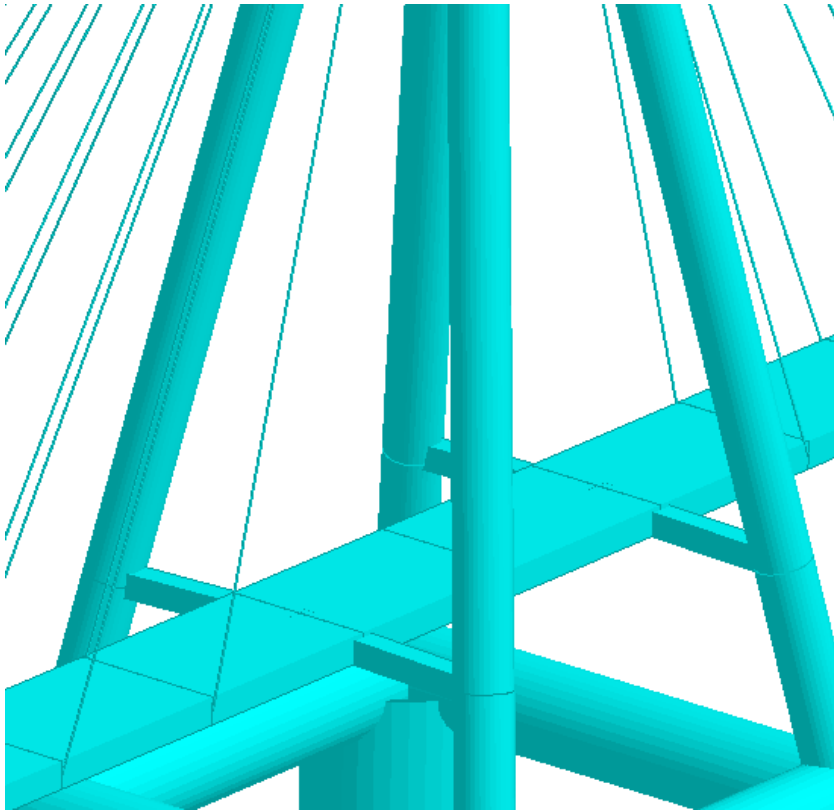


Figure 4-14: Nærbilde av akse 2 til akse 8.

Hvor mye kabel det trengs for hver akse i akse 2 til akse 10 kan finnes ved formel 4-1

$$\text{lengde}_{ka} := \sum_{n=0}^9 \left[2\text{Ant}_{sp} \sqrt{H_{btt}^2 + (l_{ka} + n \cdot l_{inn})^2} \right] = 1.294 \times 10^4 \text{ m} \quad 4-1$$

Der hvor

- Ant_{sp} er antall kabelplan, som her vil være 2 stk. Figure 4-15
- H_{btt} er høyde fra brokasse til tårntopp, og er 207,4 meter. Begrunnelse til hvordan denne høyden er forklart i kapittel 4.1, og vises i Figure 4-15
- l_{ka} er lenden fra senter tårn til første kabel, altså i dette tilfelle 90,75meter slik Figure 4-13
- l_{inn} er lengden mellom kabelinnfestingene på brokassen, og vil i dette tilfelle være 33,45 meter slik Figure 4-13 viser.

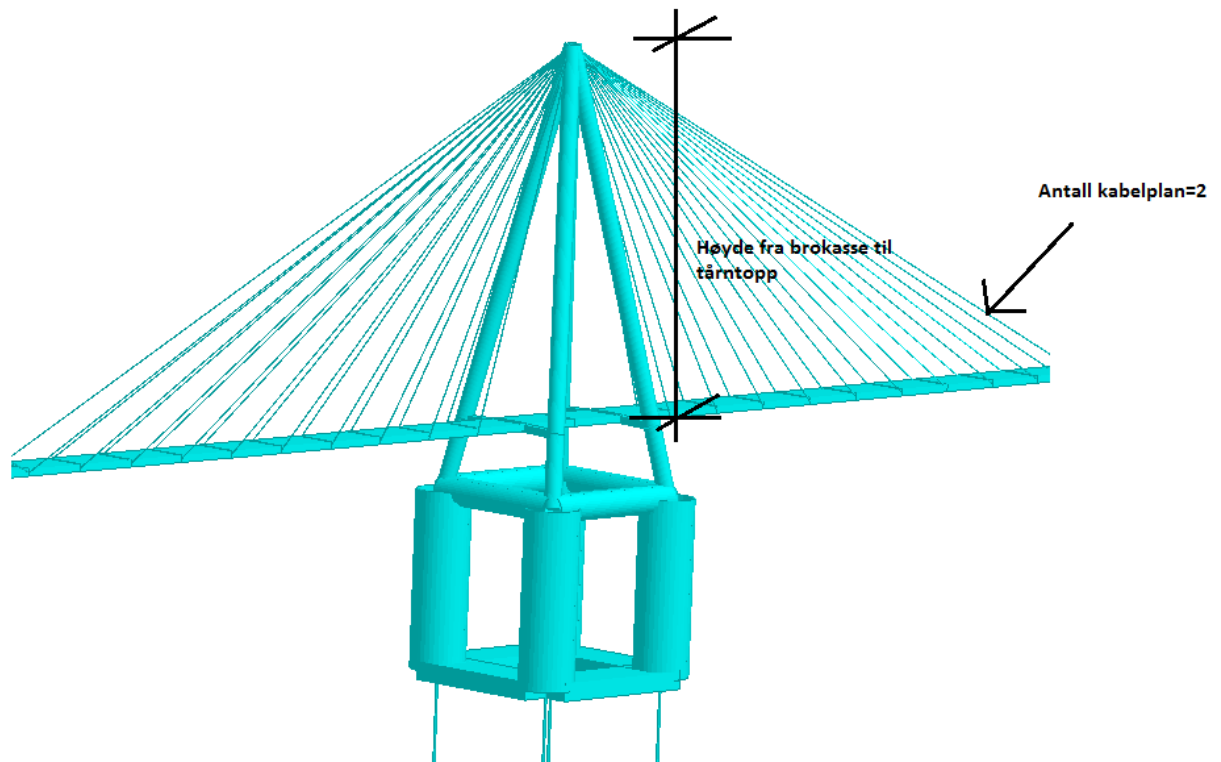


Figure 4-15: Forklaringer til formel 4-1.

4.4.3 Brokasse

Har i denne oppgaven tatt utgangspunkt i tverrsnittet som er benyttet på Hardangerbroen, og tilpasset det til kravene som ble fremstilt i kapittel 3.2.1. Man endte da opp på en bredde på den horisontale toppen av brokassen på 22 meter, og om man da anslår at hver av «skråene» er 1,5 meter, får man en totalbredde på 25 meter. Høyden på 4 meter er en anslått høyde i forhold til bredden på tverrsnittet.

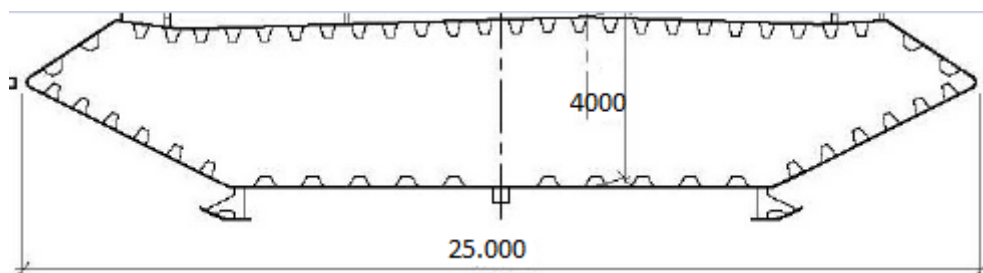


Figure 4-16: Skisse av målsatt tverrsnitt benyttet i oppgaven

Flytebro forankret på store dyp

Selve brokassen vil være en av de mest kritiske faktorene i denne mulighetsstudien. Som beskrevet tidligere er broen tenkt utført uten fuger eller lager, dette leder til at momenter og krefter påtrykt brokassen ikke «forsviner» før brokassen enten får motsatt rettede momenter og krefter, eller ved brokassens ender. Måten det er valgt å forsøke å takle dette på, er å la brokassen henge som en pendel gjennom de første landfaste tårnene på hver side som vist i Figure 4-17 og Figure 4-18

Har forenklet brokassens tverrsnitt i oppgaven, og gitt den rektangelform med høyde 4 meter og bredde 25 meter. Med å da ha en gjennomsnittstykkelse på 2,5 cm. får man et tverrsnittareal på brokassen på $1,448\text{m}^2$. Dette leder til at vekten av selve brokassen blir ca. 11 tonn pr. meter

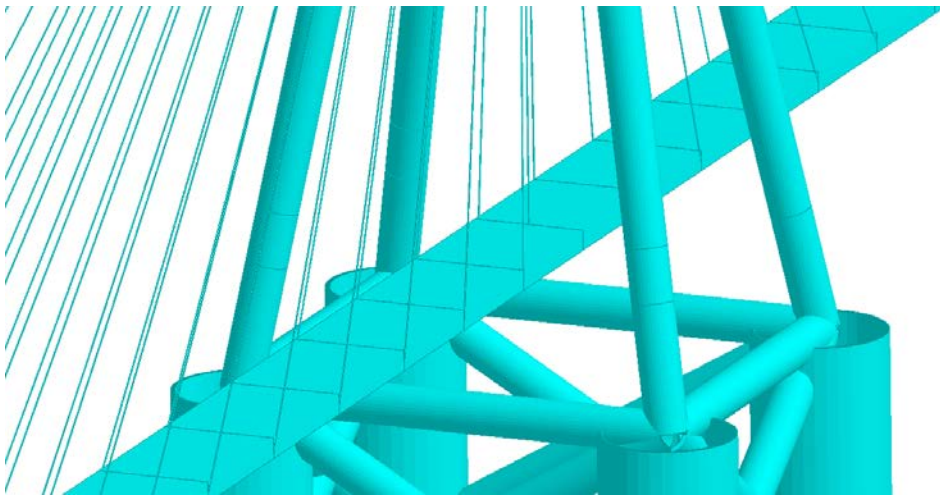


Figure 4-17: Brokassen er ikke festet i selve tårnet i akse 1 og akse 9.

I akse 2 til akse 8 er brokassen festet med horisontale bjelker fra tårnene for å sikre at brokassen alltid går vinkelrett ut fra plattformen (Figure 4-14). Dette vil gi en del tvangskrefter da plattformen under visse situasjoner ønsker å utøve «yaw»-bevegelse. Man har vurdert å feste brokassen til plattformene med lager som kan rotere i horisontalplanet for å sikre at det ikke oppstår tvangskrefter i brokassen da plattformen ønsker å utøve denne «yaw»-bevegelsen. Dette gikk man bort fra, da man vurderte det dertil at det er bedre med tvangskrefter i brokassen enn at kablene får kreftene fra denne bevegelsen.

4.5 Kotehøyder, oppdriftssenter, og tyngdesenter

Kotehøyder

Definerer kote 0 som middelvannstand.

Tabell 4-3: kotehøyder fra Vedlegg D

Hvor	Kotehøyde
Topp plattform	27,6 m
Underkant sylinder	12,6 m
Underkant plattformbein	-54,4 m
Underkant pontong	-62,4 m
Topp tårn	281,4 m
Underkant brobane	70 m

Oppdriftssenter

Oppdriftssenter befinner seg 23,925 meter over underkant plattform. Se vedlegg D for beregninger

Tyngdesenter

Tyngdesenter befinner seg 84,133 meter over underkant plattform. Se vedlegg D for beregninger

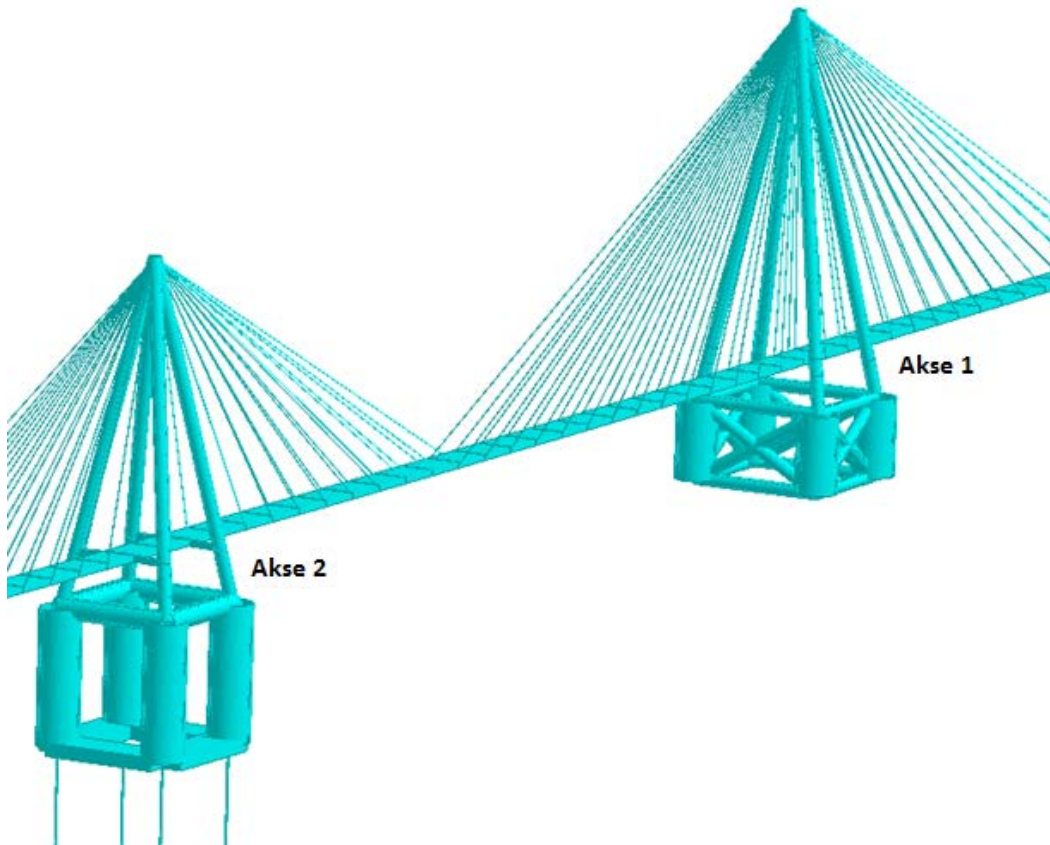


Figure 4-18: Her vises at brokassen henger som en pendel gjennom tårnet i akse1.

4.6 Stabilitetsberegning under monteringsfasen

Tanken er at hver plattform skal kunne bygges i tørrdokk med komplett overbygning, for å deretter slepes ut til monteringssted der den festes i strekkstag og lenses for vann for å oppnå tilstrekkelig strekk i strekkstagene. Dette er illustrert i Figure 4-21. For å finne stabiliteten til plattformene benyttes samme beregningsprinsipper som for ordinære skipskonstruksjoner. Prinsippene er illustrert i Figure 4-19 og Figure 4-20.

Fra Figure 4-19 fremkommer det at om man tilter en konstruksjon, vil den etter en viss vinkel få mindre gjenopprettende arm. «G» er gravitasjonssenter, «B» er senter av oppdrift, og avstanden fra «G» til «Z» i skissen er den gjenopprettende armen.

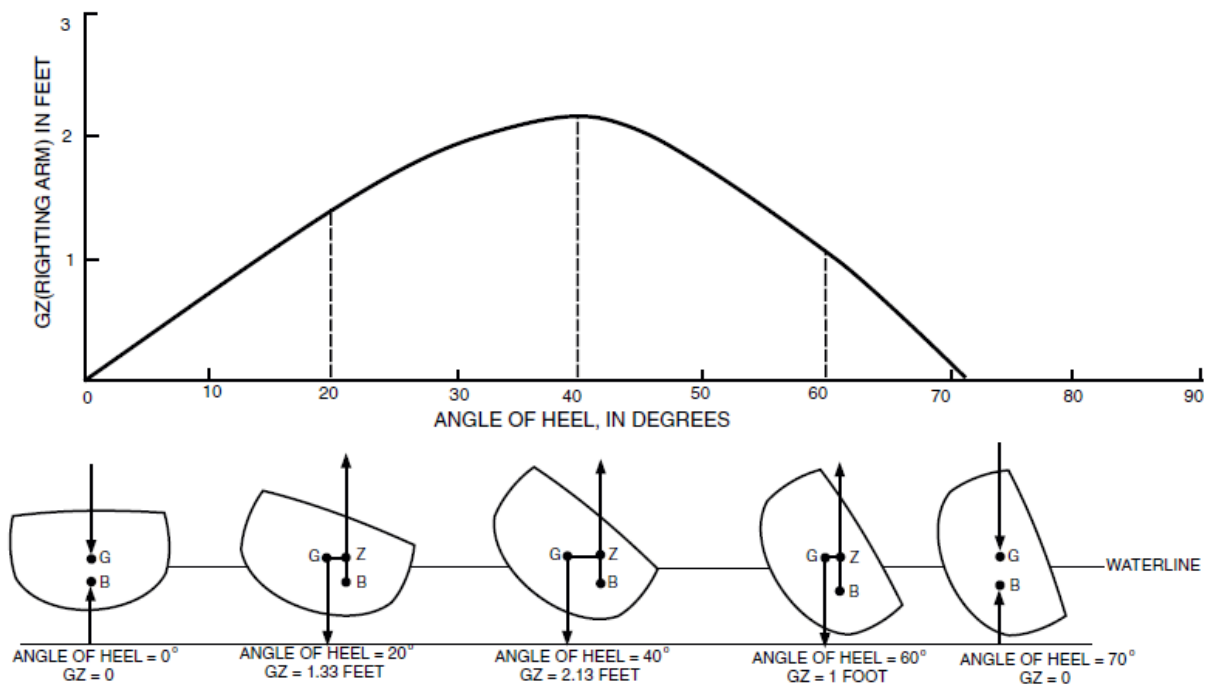


Figure 4-19: Opprettende momentarm ved rotasjon.(Gudmestad 2012)

Figure 4-20 viser prinsippet for gjenopprettende moment ved en viss rotasjon, og viser noe grundigere enn Figure 4-19 hvordan man tenker seg at konstruksjonen retter seg selv opp.

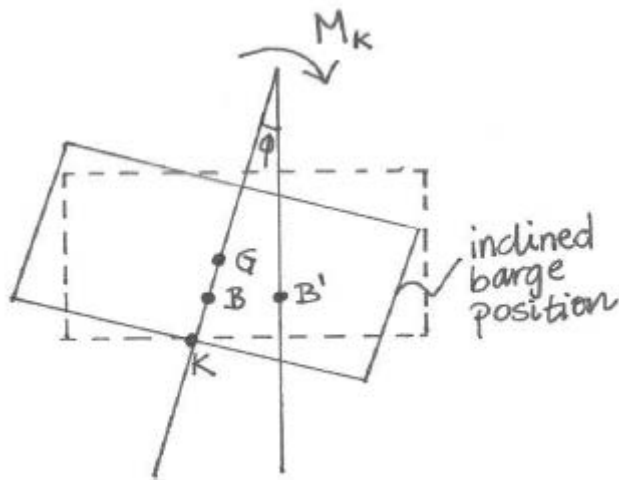


Figure 4-20: Tiltet element for å vise prinsipp om gjenopprettende moment (Gudmestad 2012)

Figure 4-20 inneholder symbolene M_k , G , B , B' , og K .

- G er tyngdesenter
- B er nøytralt liggende oppdriftssenter
- B' står for variabelt oppdriftssenter for konstruksjonen og endrer seg etter hvor rotert konstruksjonen er
- K er kjølen og ligger helt i underkant av konstruksjonen
- M_k er metasenter. Om man trekker to linjer. En linje gjennom B og G , og en linje alltid vertikalt opp fra B' , så vil M_k være krysningspunktet mellom disse linjene slik Figure 4-20 viser.

For at man skal kunne si å ha initial stabilitet, må avstanden fra tyngdesenter (G) til metasenter (M_k) minimum være høyere enn 0. Kravet for stabilitet for fartøy endrer seg etter hvor det skal transporteres, men er typisk i størrelsesorden 0,4meter.

$$GM = KB + BM - KG$$

- KB er avstanden fra kjølen til nøytralt oppdriftssenter
- BM er avstanden fra nøytralt oppdriftssenter til metasenter
- KG er avstand fra kjølen til tyngdesenter

Om plattformen ballasteres ned til at det har et fribord på 7,5 meter, er $GM=5,5$ meter. Dette er tilfredsstillende i forhold til et slep innaskjærs til destinasjon Boknafjorden.

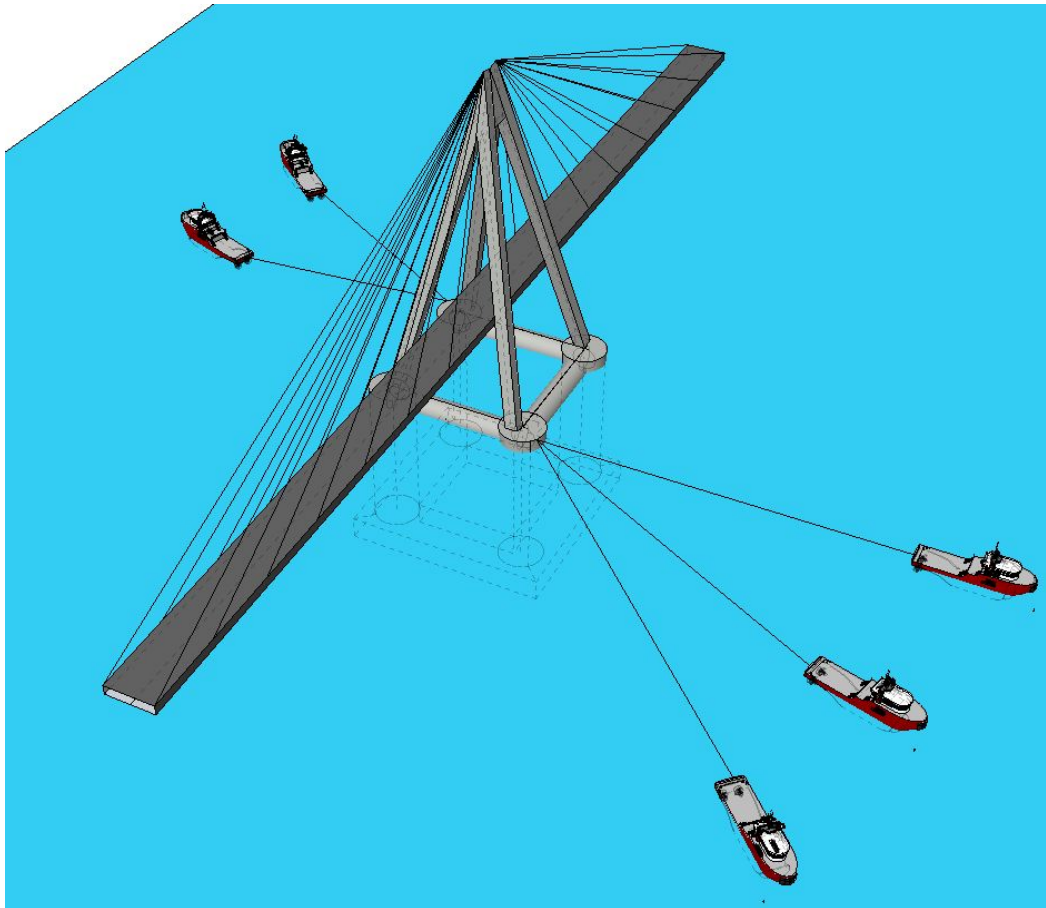


Figure 4-21 : Tenkt slep av modul til monteringsfasen.

Figure 4-21 lyver noe i forhold til at det er fra før beslutning om å ha sirkulære tverrsnitt i tårnet ble tatt. Det som også fremkommer dårlig på denne figuren er at brokassen skal sitte fast i tårnbeina, dette vises bedre i Figure 4-14.

4.7 Sammendrag kapittel 4

Kapittel 4 gikk ut på å utforme størrelsen på elementene som skal inngå i konstruksjonen for å oppfylle kravene satt i design basis. Disse resulterte i dimensjoner på strekkstagplattformene som ikke er langt unna størrelsene på Heidrunplattformen. For å klare å krysse fjorden med 10 tårn og oppfylle kravet til seilingshøyde, ble tårnhøyden ca.280 meter. Det er også foretatt enkle analyser av monteringsfasen, noe som avdekket at det skal la seg gjøre å bygge brospennene i akse 2 til akse 8 i moduler, for så å slepes ut til lokasjon i Boknafjorden og fastmonteres i strekkstagene.

Det er planlagt å legge broen i en bue i horisontalplanet for på denne måten å kunne oppta temperatur- utvidelse og sammentrekning. Brokassen skal henge fritt gjennom de første landfaste tårnene. Dette for å ha en større lengde til å ta opp sideveisforskyvning av den flytende delen av broen (samme forskyvning fordelt på lenger lengde gir mindre momenter og mindre spenninger i brokassen). Det må foretas nærmere analyser av hvordan denne delen av brokassen vil oppføre seg da den tilnærmet vil henge som en pendel.

5. Krefter på konstruksjonen

Det er i dette kapittelet søkt å danne et bilde av hvordan krefter som vil virke på konstruksjonen. Som nevnt i Forordet er det antatt en rekke forenklinger, og dette gjelder spesielt kreftene påført konstruksjonen. Det er flere grunner til dette, deriblant at det ikke finnes tilgjengelige målinger av verken vind, bølger, eller strøm. Dette ikke er en dimensjoneringsoppgave, og ved å benytte det man kjenner til av krefter, som beskrevet i Design Basis, kan man likevel danne seg et bilde av hvordan konstruksjonen responderer og hva som vil være kritiske faktorer.

Kreftene som er beregnet er grove estimater, og nærmere analyse må foretas ved videre prosjektering. Det er som nevnt i forordet heller ikke benyttet lastfaktorer.

5.1 Vindkrefter

I denne oppgaven ser man kun på det statiske bidraget fra vindhastigheten, se Figure 5-1. Dette innebærer at virvelavløsning, turbulens, og bevegelsesavhengige dynamiske krefter ikke er tatt med i beregninger.

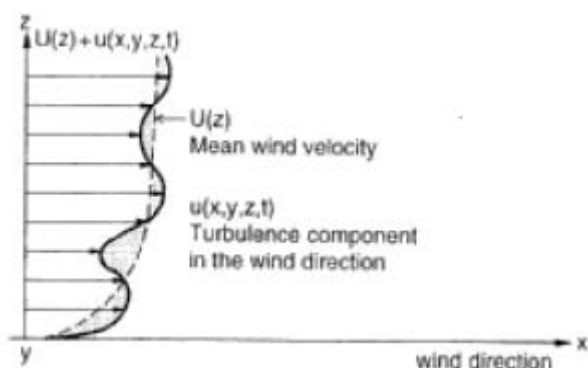


Figure 5-1: Illustrasjon av middelvind og turbulenskomponent. (Hansen 1996)

Selv om det kun er tatt med bidraget fra middelvindhastighet i beregning av kreftene på konstruksjonen, er det også kalkulert turbulenskomponenten fra vind. Dette er gjort for å se hvor stor turbulensbidraget er i forhold til middelverdien, og dermed ha en viss peiling på hvor mye man «jukser» ved å utelate turbulensbidraget i denne fasen. Det er ikke tatt hensyn til verken løft eller vridning fra vind i denne oppgaven, da man anser dette for å være lokale effekter man har mye kunnskap om å vil være greie å konstruere/dimensjonere mot ved videre prosjektering.

Flytebro forankret på store dyp

Statisk vind (Figure 5-2) på forskjellige høyder er gitt av formell 5-1:

$$U(z) := U_b \cdot k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad 5-1$$

Formel 5-1 består av:

- U_b som er referansevindhastighet, som denne oppgaven er 29 m/s (fra kapittel 3.1.2)
- k_r som er terrenguhetskoeffisient
- z som er høyden man ønsker å finne vinden i.
- z_0 som er ruhetslengde

Man setter ofte sammen hele uttrykket etter « U_b » som en terrenguhetsfaktor.

Turbulensintensitet (Figure 5-2) på forskjellige høyder er gitt av formel 5-2:

$$I(z) := \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad 5-2$$

Parameterne i formell 5-2 er de samme som i formell 5-1

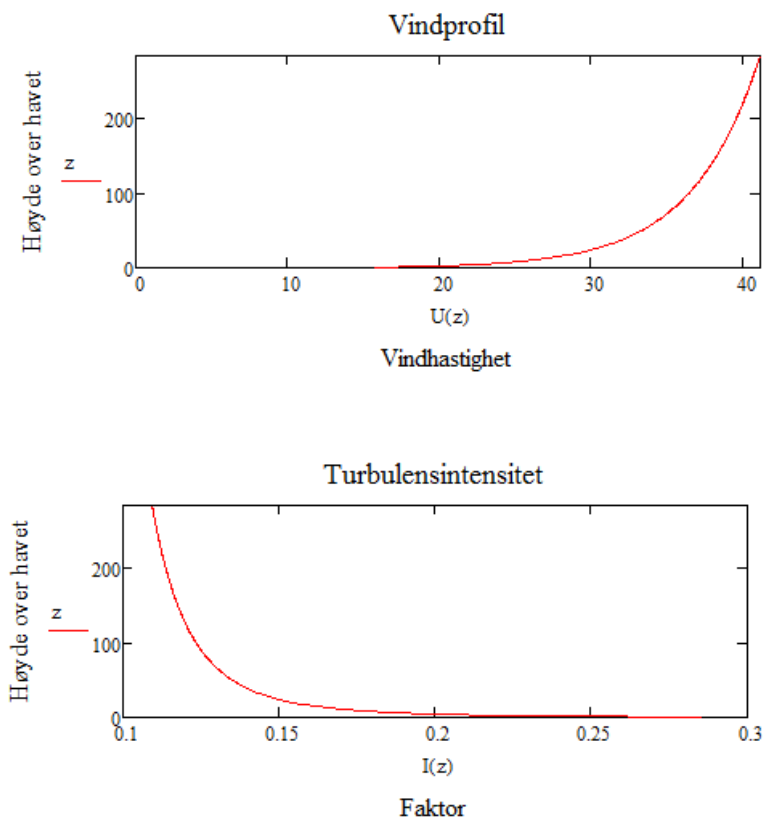


Figure 5-2: Vindprofil og turbulensintensitet

Når man har vindhastigheten, er det viktig at denne blir definert vinkelrett på brobanen som vist på Figure 5-3. Om man unnlater å gjøre dette får man i tillegg en komponent som virker langs med brokassen. Man kan ved endrede vinkler heller ikke direkte benytte samme dragfaktor på samme vindhastighet da tverrsnittet også endre seg om man endrer vinkelen.

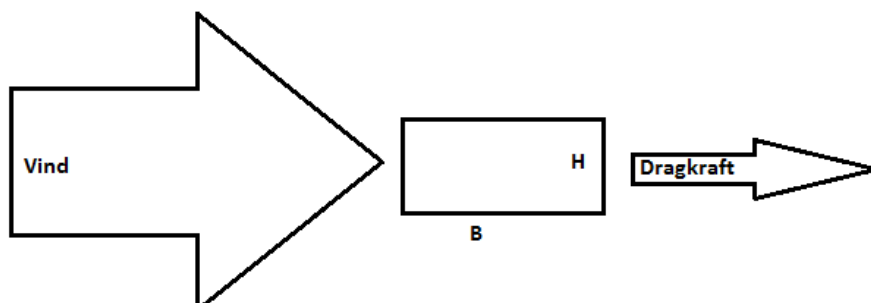


Figure 5-3: Illustrasjon av vind på brokassetverrsnittet med tilhørende dragkraft.

Fra vinden får man både løftekraft, moment, og dragkraft på brokassen. Moment og løftekraft er valgt å se bort fra i denne oppgaven da dette i større grad skaper lokale effekter og ikke vil bidra i samme grad som dragkraft på det globale bildet.

Kraften fra middelvindhastighet som funksjon av høyde kommer fra formelen

$$F(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot C_d \cdot D \cdot U(z)^2 \quad 5-3$$

Om man ser i Figure 5-2, kommer det frem at ved lave høyder over havet utgjør turbulensbidraget en relativt stor del av maksimum vindhastighet.

Fra vedlegg H og vedlegg M er det hentet ut følgende krefter som virker pr. plattform med tilhørende overbygning.

Tabell 5-1: Krefter på konstruksjon fra vind. Fra vedlegg H og vedlegg M.

Konstruksjonselement	Total	Fordelt last
Bein på TLP	490 kN	15,9 kN/m
Sylinder på TLP	385 kN	6,8 kN/m
Tårn	1830 kN	7,3 kN/m
Brokasse (Pr. 780 meter)	2000 kN	2,6 kN/m
Kabler	2135 kN	0,16 kN/m

5.2 Bølgekrefter

5.2.1 Linear bølgeteori

Linear bølgeteori er en forenkling av virkeligheten. Man kan i denne lineariserte tilstanden benytte grensebetingelser som ikke er gyldige for høyere ordens bølger. Effekten av at man lineariserer bølgeteorien er at bølgene har sinusform og er regulært opptredende (regular wave i Figure 5-4), mens høyere ordens bølger vil ha høyere bølgetopper enn bølgedaler. De fleste som har sett bølger på sjøen vet at denne forenklete situasjonen ikke er tilfelle i virkeligheten, da man vanligvis har en kombinasjon av mange forskjellige sjøtilstander med forskjellige høyder og perioder (irregular wave i Figure 5-4). Denne virkelige sjøtilstanden er en sum av regulære bølger, og kan analyseres som Fourieranalyse som en sum av regulære bølger

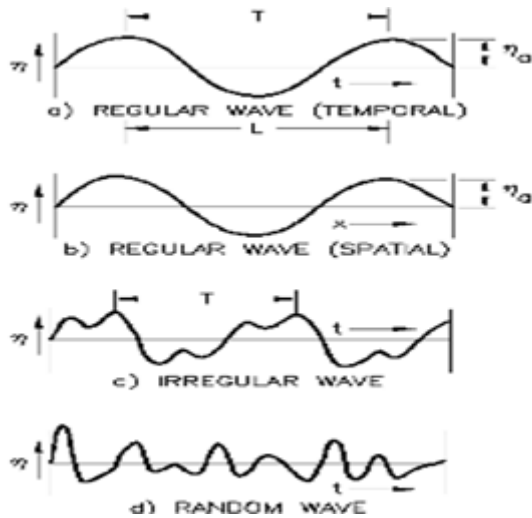


Figure 5-4: Definisjon av forskjellige tilstander.

Ut fra lineær bølgeteori kan man utlede et hastighetspotensiale basert på geometri.

Hastighetspotensialet

5-4

$$\varphi(x, z, t) := \frac{\xi \cdot g \cdot \cosh((k_d \cdot z + k_d \cdot d))}{\omega \cdot \cosh(k_d \cdot d)} \cdot \cos(\omega \cdot t - k_d \cdot x)$$

Symbolene i hastighetspotensialet betyr:

- ξ som er bølgeamplituden, dvs. halve bølgehøyden
- g som er gravitasjon
- k_d som er antall radianer pr. meter. ($2 \cdot \pi / L$, der L er bølgelengde.)
- ω som er radianer pr. sekund. ($2 \cdot \pi / T$, der T er bølgeperiode)
- d er dybden
- x er horisontal lengde (strekning)

Horisontalhastigheten er den deriverte av hastighetspotensialet med hensyn på x.

$$u := \frac{d\varphi}{dx} \quad 5-5$$

Dette gir at horisontal partikkelhastighet med dybde og tid som variable er

$$u(z,t) := \frac{\xi \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot z)} \cdot k_d}{\omega} \cdot \sin(\omega \cdot t - k_d \cdot x) \quad 5-6$$

Akselerasjon er endring av hastighet over tid, altså:

$$a := \frac{du}{dt} \quad 5-7$$

Dette gir horisontal partikkelakselerasjon

$$a(z,t) := \xi \cdot k_d \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot z)} \cdot \cos(\omega \cdot t - k_d \cdot x) \quad 5-8$$

Ved å benytte data gitt i Design Basis, som var maks bølgehøyde på 15,2 meter og maks bølgeperiode på 18 sekunder, fremstilles det videre kurver for å vise både partikkelakselerasjon og partikkelhastighet mot dybde og tid. (fra Figure 5-5 til Figure 5-8)

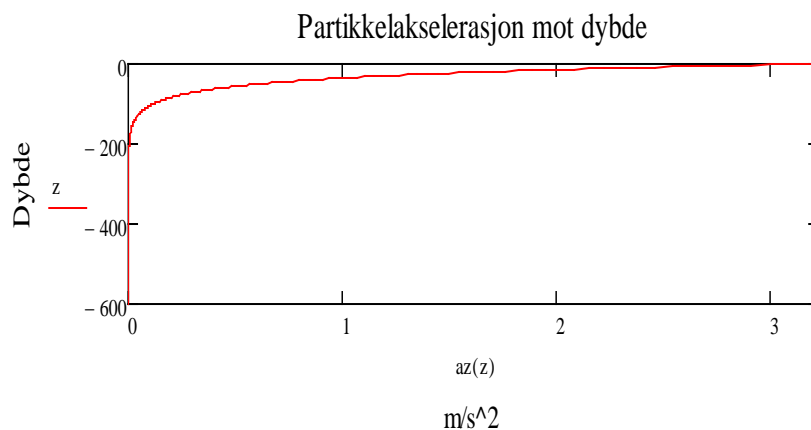


Figure 5-5: Partikkelakselerasjon mot havdyp

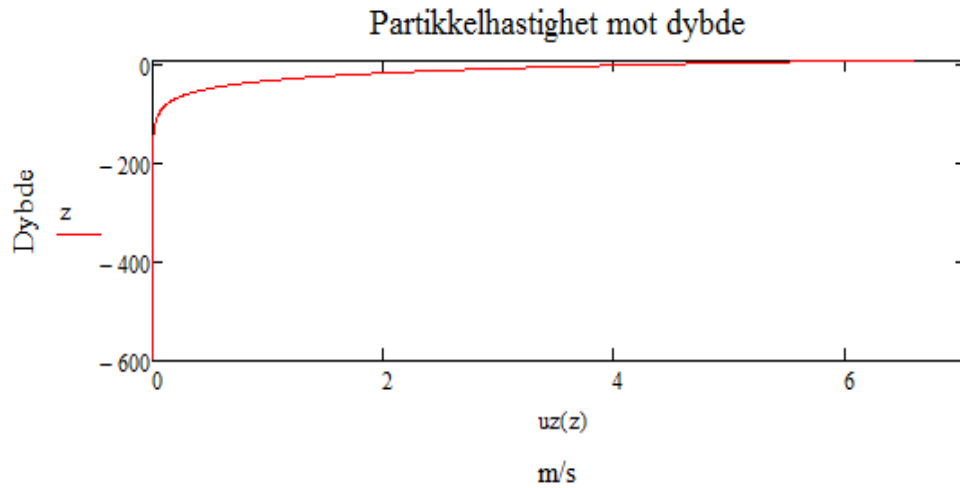


Figure 5-6: Partikkelhastighet mot vanddybde

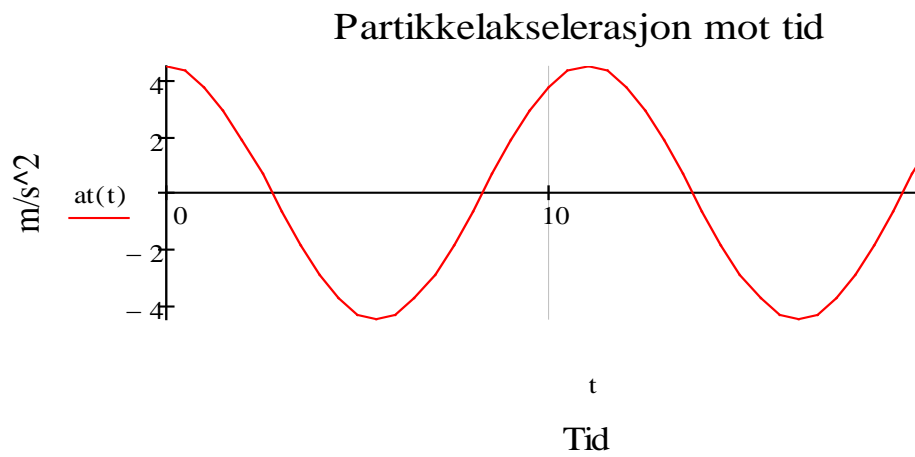


Figure 5-7: partikkelakselerasjon ved havoverflaten over tid.

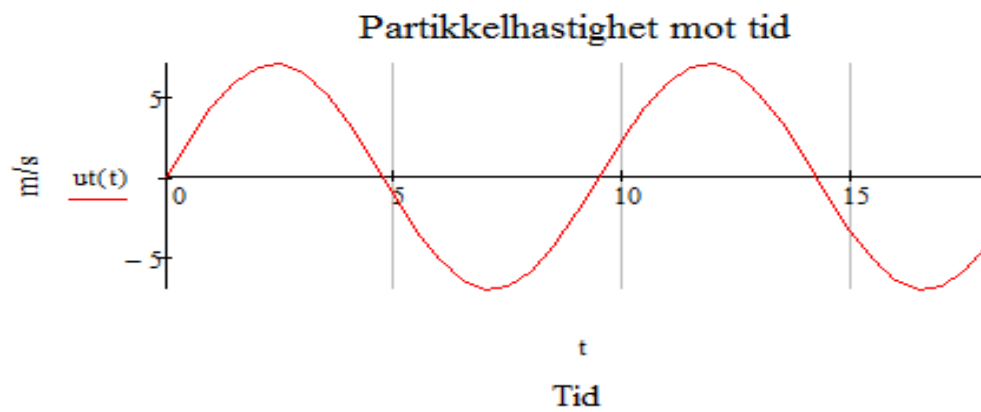


Figure 5-8: Partikkelhastighet over tid

5.2.2 Bølgekrefter

For bestemmelse av bølgekrefter er det, som ved bestemmelse av andre krefter, viktig å kjenne til hvordan kreftene oppstår. Man har både et kraftbidrag fra drag (som, i prinsippet, virker på samme måte som vind) og et massebidrag (også kalt treghetsbidrag). Det som skiller disse bidragene er at dragkraften kommer fra partikkelhastigheten, mens massekraften kommer fra partikkelakselerasjonen. Det at vi både har kraftbidrag fra partikkelhastighet og partikkelakselerasjon gjør at det er viktig å redegjøre for hvilken som er fremtredende da bidragene ikke har maksimumsverdi samtidig. Figure 5-9 er en illustrasjon på hvordan lastsyklusene på drag og masse varierer over tid. Den røde grafen og den blå grafen viser dragkraft og massekraft, mens den grønne viser summen av dem. Ser tydelig av grafene at ekstremalverdier ikke opptrer samtidig, men at man får en noe høyere verdi med summen av bidragene.

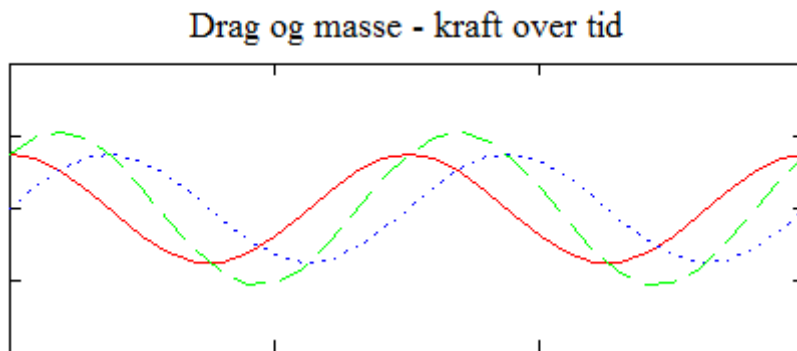


Figure 5-9: Illustrasjon av kraftbidrag fra drag og masse.

For å «klassifisere» kreftene benyttes parameteret som heter «Keulegan Carpenter Number». Dette parameteret får en dimensjonsløs verdi, og er et nyttig verktøy for å klassifisere hvilket kraftbidrag som er gjeldende.

Hvis Keulegan Carpenter tallet er lavt, typisk under π , har vi en situasjon hvor massebidraget dominerer. Om Keulegan carpenter tallet er høyt, typisk over 30, har vi en dragdominert situasjon. Om Keulegan carpenter tallet ligger mellom π og 30 må man ta hensyn til både bidrag fra masse og drag.

Keulegan Carpenter number (N_{Kc}) for bølgesituasjonen som er satt opp i oppgaven blir følgende:

$$N_{Kc} := \frac{uz(\xi_{maks}) \cdot T_{maks}}{D_{sy}} = 13.041$$

5-9

Og ser dermed at siden N_{Kc} er større enn π og mindre enn 30, må det her tas hensyn til begge bidrag.

Som det ble vist i Bunnprofil over Boknafjorden med foreslått vertikalsnitt av konstruksjonen over Boknafjorden i kapittel 3.3, står den grunneste plattformen på -280 meter. For å oppfylle kravet til dypt vann ved beregning av partikkelhastighet, må dybden dividert på bølgelengde være over 0,5. Dette gir at så lenge bølgelengden er under 560 meter er beregningene gyldige. Det ble i Design basis satt at maks bølgeperiode var 18 sekunder, en periode som svarer til en bølgelengde på 506 meter, altså er beregninger for dypt vann gyldige for alle plattformene. Om man hadde regnet bølgene som

Flytebro forankret på store dyp

statiske laster på plattformene kunne man si at lasten teoretisk er lik på alle plattformene. Dette er ikke tilfellet her da energi fra bølgene avhenger av plattformens respons.

Som et eksempel på hvordan kraft fra bølgene avhenger av bølgeperioden illustreres det her i en graf hentet fra kraftbidraget på plattformene, Figure 5-10.

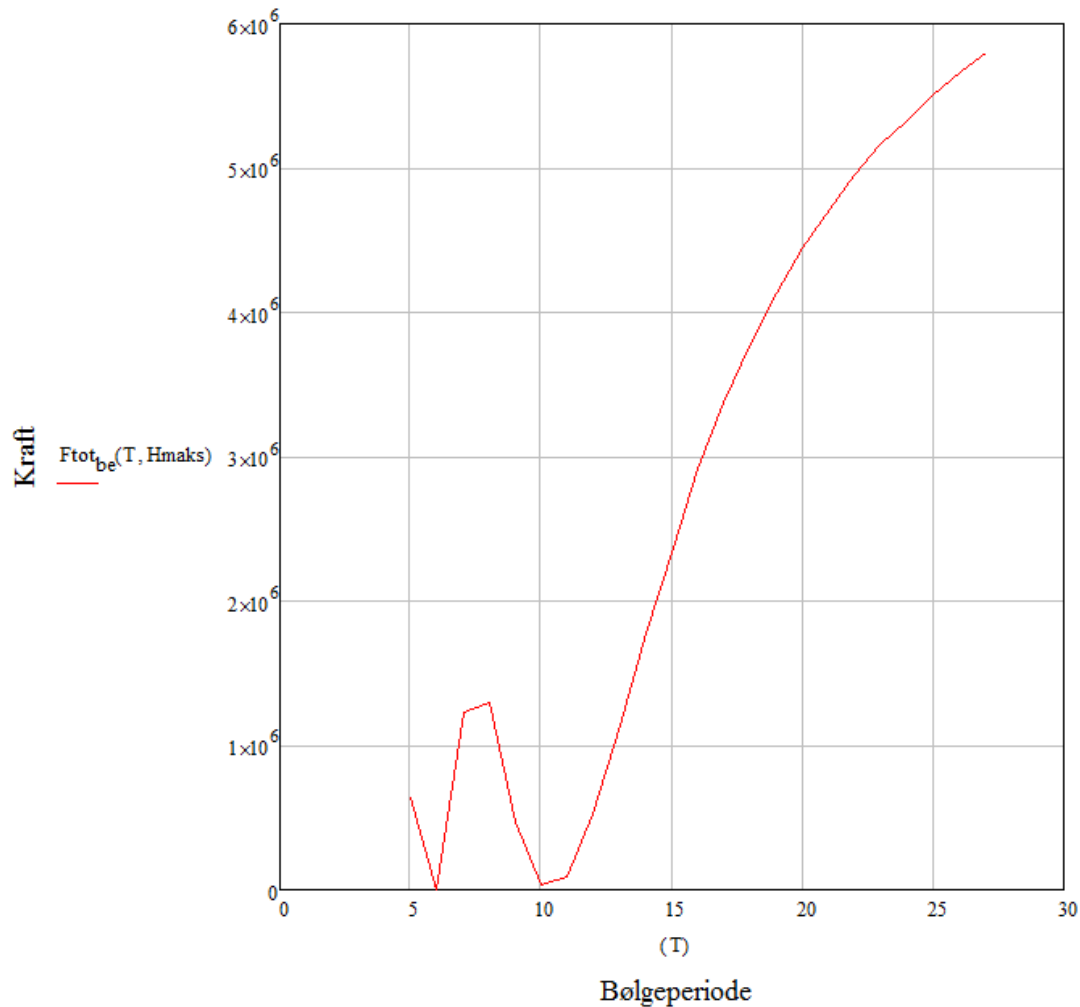


Figure 5-10: kraft fra bølger på plattformene etter hvor lang bølgeperioden er.

Grunnen til at grafen har en liten topp på ca. 7,5 sekunder kan ganske enkelt forstås ved å se på hvor stor bølgelengden er på denne tiden, som vist i formell 5-10

$$L := \frac{(7.5s)^2 \cdot g}{2 \cdot \pi} = 87.794m \quad 5-10$$

Ikke overaskende er denne lengden tilnærmet lik avstand fra senter til senter på plattformøyene. Grunnen til at grafen «dupper av» ca.10 sekunder er at bølgen er i motfase på de siste 2 beina (som det ble vist i Figure 5-7, er akselerasjonen negativ når bølgen går i motfase). Etter dette stiger grafen

brått grunnet mindre differanse mellom perioden til bølgene i forhold til egenperioden til plattformen. Egenperioden til plattformen fremkommer i kapittel 6.2.

Det at grafen stiger kan forklares med såkalt dynamisk forsterkningsfaktor, og avhenger av dempningsforholdet samt forholdet mellom egenperioden til konstruksjonen og bølgenes periode (lastens periode)

For å finne dempningsforholdet må man ta modelltester av konstruksjonen, men om forholdet mellom egenperioden og lastperiode er stor, slik som i vårt tilfelle, har dempningsforholdet lite å si. Det ble tidligere sammenlignet størrelser med Heidrun plattformen, og avdekket at det ikke var store forskjeller. Benytter derfor dempningsforholdet som er på Heidrun plattformen. Figure 5-11 illustrerer hvordan dynamisk forsterkningsfaktor henger sammen med forholdet mellom egenfrekvens og lastfrekvens. Plattformene befinner seg langt til høyre i figuren, og har da følgelig en forsterkningsfaktor på langt under 1. Ser også av grafen at dempingen har neglisjerbar virkning om man har frekvensforhold på over 2, da alle kurvene i stor grad konvergerer.

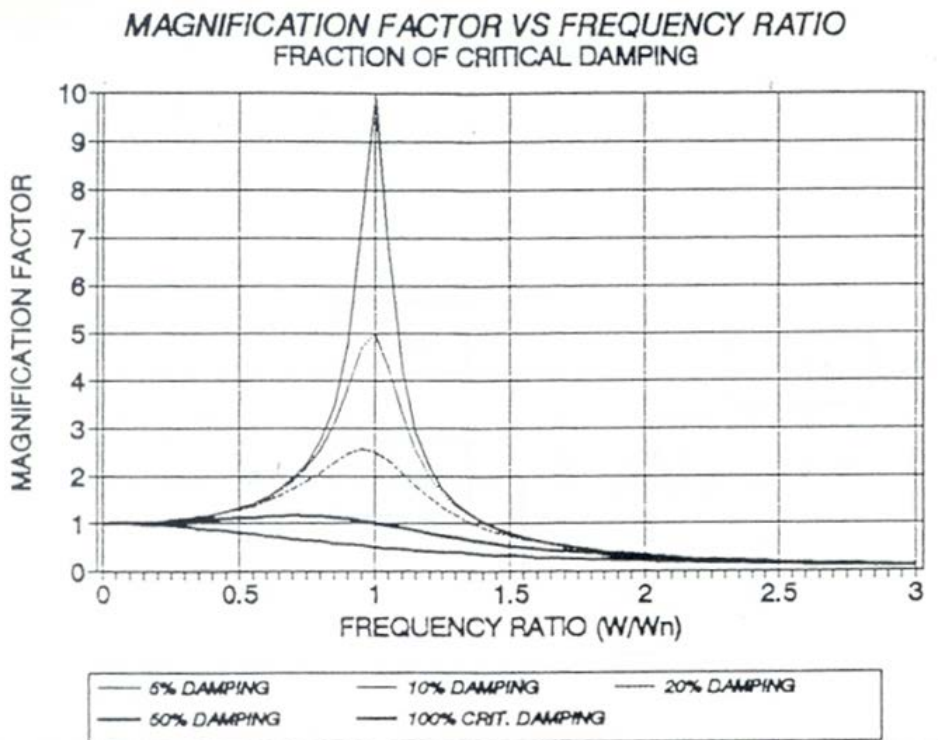


Figure 5-11: Dynamisk forsterkningsfaktor (ZAMORANO)

Dynamisk forsterkningsfaktor beskrives ved formel 5-11, og ved å sette lengden på strekkstag som en variabel får man Figure 5-12

$$f(T) := \frac{1}{\sqrt{(1 - r_h(T))^2 + (2 \cdot \xi \cdot r_h(T))^2}} \quad 5-11$$

Formel 5-11 består av følgende parametre:

- $r_h(T)$ som er lastfrekvens delt på konstruksjonsfrekvens
- ξ som er dempningsforholdet. Benytter i oppgaven dempningsforhold fra Heidrunplattformen på ca. 0.045 i «surge» og «sway» bevegelsen

Figure 5-12 er en illustrasjon på hvordan variasjon av konstruksjonsfrekvens (grunnet endring av strekkstaglengde) påvirker dynamisk forsterkning. Figuren fremkommer av en bølgeperiode på 18 sekunder, og dempningsforhold på 0,045.

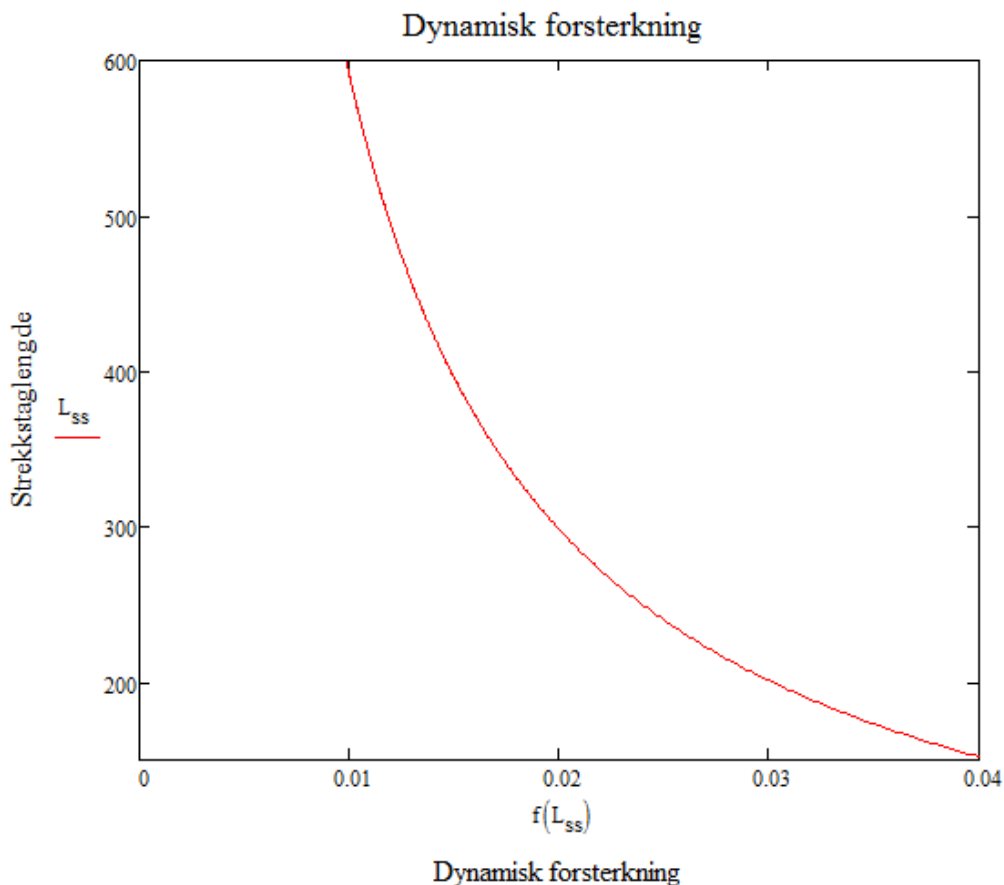


Figure 5-12: Varierende dynamisk forsterkning etter strekkstaglengde.

Ved benyttelse av dynamisk forsterkningsfaktor kommer det klart fram av Figure 5-12 at plattformene på grunnere vann tar opp mer bølgekrefter enn plattformene på dypere vann da $f(L_{ss})$ i Figure 5-12 er dynamisk forsterkningsfaktor og skal multipliseres med kraften som fremkommer ved bruk av Morrisons formler i beregninger i vedlegg F.

Tabell 5-2: Krefter på konstruksjon fra bølger. Fra vedlegg F og vedlegg M

Akser	Konstruksjonselement	Total last	Linjelast
Akse2	Bein	5650 kN	26 kN/m
	Pontong	1200 kN	7,4 kN/m
Akse3	Bein	3400 kN	15,6 kN/m
	Pontong	720 kN	4,5 kN/m
Akse4	Bein	2900 kN	13,4 kN/m
	Pontong	618 kN	3,8 kN/m
Akse5	Bein	2300 kN	10,7 kN/m
	Pontong	492 kN	3 kN/m
Akse6	Bein	2000 kN	9,5 kN/m
	Pontong	433 kN	2,67 kN/m
Akse7	Bein	2300 kN	10,7 kN/m
	Pontong	492 kN	3 kN/m
Akse8	Bein	2600 kN	12 kN/m
	Pontong	555 kN	3,4 kN/m

Kreftene som virker på strekkstagene neglisjeres i denne oppgaven. Dette fordi det er små krefter fra bølgene på dybden stagene er, samt relativt små tverrsnittsdimensjoner på strekkstagene.

5.3 Strømkrefter

Som nevnt i Design Basis er strømforhold ikke oppgitt, og dimensjonerende strømhastighet er satt til 1 m/s uavhengig av vanddyb. Det er ikke tatt hensyn til at strømmingen rundt konstruksjonselementer påvirker hverandre, og det er derfor beregnet lik kraft langs hele elementene.

Tabell 5-3: Krefter på konstruksjon fra strøm. Fra vedlegg G og vedlegg M.

Konstruksjonselement	Total last	Linjelast
Bein	4000 kN	18.45 kN/m
Pontong	1330 kN	8,2 kN/m
Strekkstag	4400 kN	0,5 kN/m

5.4 Brukslaster

Med krav fra kapittel 3.2 kan man beregne hvor store brukslaster det vil måtte dimensjoneres for. Har tatt høyde for:

- 4 kjørefelt a 3 meter
- 2 gangfelt a 2 meter
- 3 meters bredde med resterende areal
- 3 rekkverk med bredde på 1 meter (1 midtdeler samt rekkverk mellom kjørebane og gangfelt)

Disse er satt opp i tabellform med laster og lastfaktorer i Figure 5-14

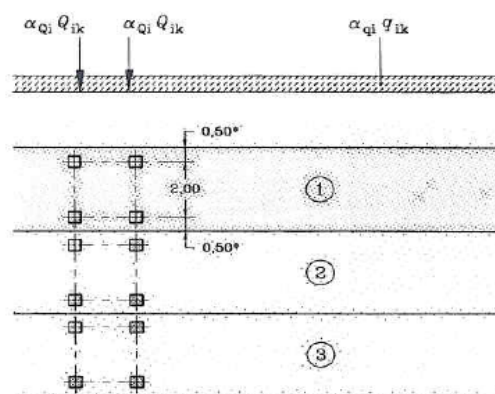
Det er i denne oppgaven valgt å se bort fra horisontale trafikk-krefter ved bremsing etc.

Det er i Eurocode 1:Laster på konstruksjoner, Del 2:Trafikklast på broer, se Figure 5-13, lagt opp til at en fil er 3 meter bred og har en flatelast på 2,5 kN/m². Figure 5-14 viser hvor store krefter broen blir utsatt for. Faktor 0,6 kommer fra Nasjonalt tillegg i standarden.

Table 4.2 - Load model 1 : characteristic values

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

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



Key

- (1) Lane Nr. 1 : $Q_{1k} = 300$ kN ; $q_{1k} = 9$ kN/m²
 (2) Lane Nr. 2 : $Q_{2k} = 200$ kN ; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²
 (3) Lane Nr. 3 : $Q_{3k} = 100$ kN ; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

* For $w_l = 3,00$ m

Figure 5-13: Brukslaster fra standard (NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009)

BRUKSALSTER FRA EUROCODE 1, DEL2							
Jevnt fordelte laster							
		Jevnt fordelte laster	Faktor		Feltbredde		Linjelast langs brobanen
Felt 1		9 kN/m ²	0.6	5.4 kN/m ²	3 m		16.2 kN/m
Felt 2		2.5 kN/m ²		2.5 kN/m ²	3 m		7.5 kN/m
Felt 3		2.5 kN/m ²		2.5 kN/m ²	3 m		7.5 kN/m
Felt 4		2.5 kN/m ²		2.5 kN/m ²	3 m		7.5 kN/m
Gangfelt1		2.5 kN/m ²		2.5 kN/m ²	2 m		5 kN/m
Gangfelt2		2.5 kN/m ²		2.5 kN/m ²	2 m		5 kN/m
Resterende areal		2.5 kN/m ²		2.5 kN/m ²	3 m		7.5 kN/m
Sum							56.2 kN/m
Punktlaster							
					Last pr plattform fra linjelast		43836 kN
		Aksel-laster			Aksler		
Felt 1		300 kN			2		600 kN
Felt 2		200 kN			2		400 kN
Felt 3		100 kN			2		200 kN
							1200 kN
					Total last		45036 kN

Figure 5-14: Brukslaster på konstruksjonen.

5.5 Sammendrag kapittel 5

Beregningene av kreftene viser at det er bidraget fra strøm som totalt vil gi størst krefter på plattformene. Dette skyldes i stor grad forenklingen som ble satt da man sa at strømmen virker like mye i hele vanddybden, og kan i så måte forventes å endre seg noe etter eventuelle strømmålinger. Kreftene fra bølgene vil variere med den horisontale stivheten til plattformene, og fra Tabell 5-2 kommer det tydelig fram at variasjonen er stor mellom den grunneste plattformen i akse 2, til den dypeste plattformen i akse 6.

Brukslasten er lik for alle broer, og skaper i så måte ingen problemer ved dimensjonering. Har ikke i denne oppgaven sett på lokale effekter som oppstår ved å kjøre forskjellige last-tog over broen.

Har i analysene videre neglisjert punktlastene standarden beskriver. Dette begrunnes med at lasten er veldig liten i forhold til de andre lastene, samt at den i stor grad vil være lokal, og ikke ha globale effekter.

6. Konstruksjonens respons

Broen er en meget slank og fleksibel konstruksjon som krever omfattende ikke-lineære og dynamiske analyser. Hvordan den nøyaktig vil oppføre seg, er det vanskelig å forutse før den er ferdig bygget. Som nevnt i forordet er det ikke tatt noen form for aero- eller hydrodynamisk analyse av konstruksjonen for å se hvordan for eksempel forskjellig stivhet på forskjellige plattformer vil påvirke hverandre og brokassen som knytter dem sammen. Det som også hadde vært ønskelig med denne formen for analyse var å se om man klarte avdekke hvorfor strekkstagplattformer har et bevegelsesmønster som vist i Figure 2-2, og videre sett hvor mye spenninger dette påfører brokassen.

Man har i denne oppgaven gjort enkle håndberegninger på stivheter, forskyvninger, og perioder på alle strekkstagplattformene, samt beskrevet litt om hva som påvirker de forskjellige egenskapene.

6.1 Stivheter

Vertikal stivhet

Vertikal stivhet (heavebevegelse) er styrt av 3 faktorer

- E modul strekkstag (E)
- Totalt tverrsnittarealet til strekkstagene (A)
- Lengde på strekkstagene (L)

Stivheten beskrives av formelen $K=EA/L$

Horisontal stivhet

Horisontal stivhet (surge og sway) kommer fra 2 hovedbidrag, geometrisk stivhet og vannplanstivhet.

Geometrisk stivhet er den stivheten som kommer av at det er en kraft i strekkstagene, noe som gir en horisontalkomponent ved horisontal forskyvning ut fra likevektposisjon.

Stivheten er lineær, og ved små vinkler (som det her opereres med), kan stivheten skrives som kraft i strekkstag multiplisert med forskyvning, og dividert på strekkstagenes lengde. Ut fra symbolene som er satt på i Figure 6-1, kan vi med små vinkler si at den gjenopprettende komponenten F er lik $S \cdot X/L$.

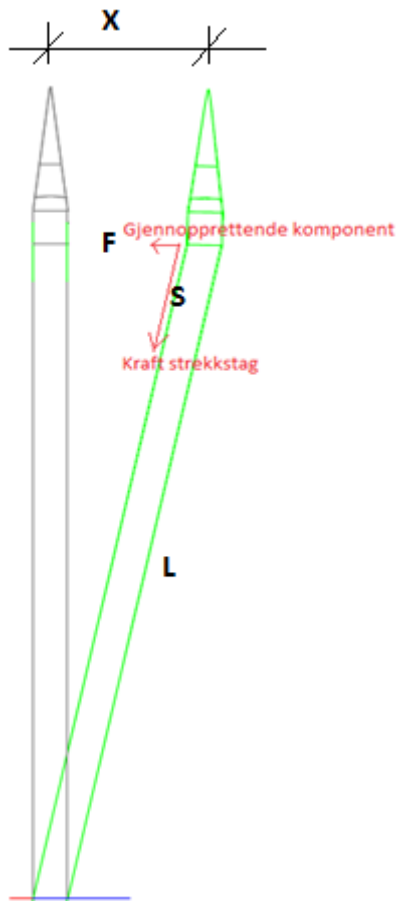


Figure 6-1: Geometrisk stivhet

Vannplanstivhet kommer fra det faktum at dess lenger ut fra sin likevektsposisjon plattformen kommer, dess lavere i vannet ligger den. Dette kalles populært «set-down», og fører til at oppdriften øker ved forskyvning ut fra likevektsposisjon slik Figure 6-3 viser. Vannplanstivheten er en ikke-linear effekt og horisontalstivheten kan som en funksjon av forskyvning (X) skrives som formel 6-1.

$$\Delta k_{\text{surge}}(X) := \frac{(4 \cdot \pi \cdot R_{be}^2) \cdot \rho_{\text{vann}} \cdot g \cdot (l_{ss} - \sqrt{l_{ss}^2 - X^2})}{\sqrt{l_{ss}^2 - X^2}} \quad 6-1$$

Der hvor:

- $(4 \cdot \pi \cdot R_{be}^2)$ er vannlinjearealet av konstruksjonen
- l_{ss} er strekkstaglengden
- X er forskyvning

Grafisk fremstilling av formel 6-1 illustreres her ved graf av plattform i akse 6, Figure 6-2

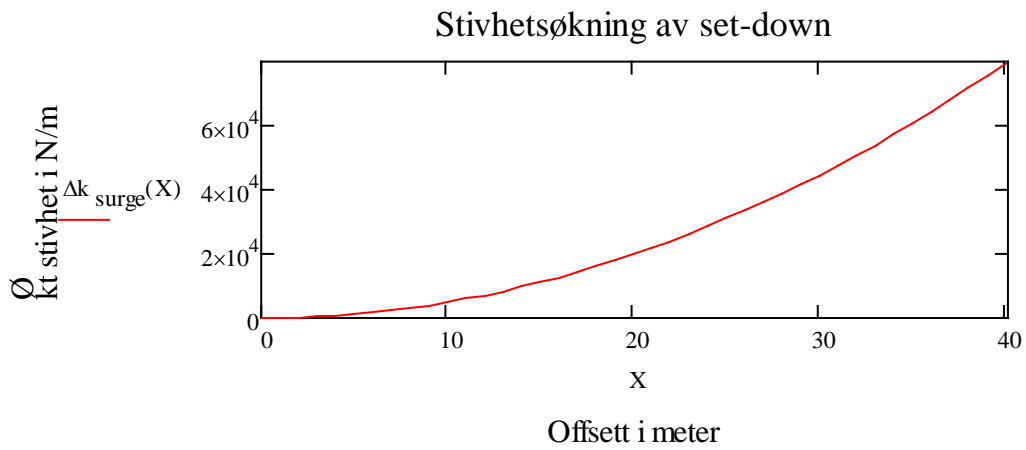


Figure 6-2: økt horizontal stivhet ved forskyvning fra horisontal likevekt

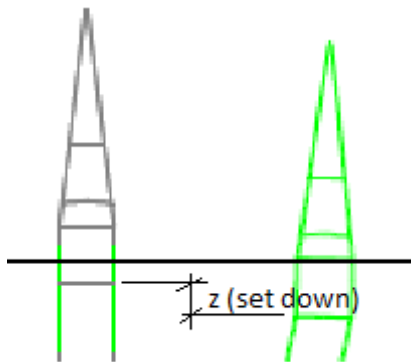


Figure 6-3: Set down ved horisontalforskyvning.

6.2 Egenperioder

Det er viktig å kjenne til egenperioder til konstruksjoner for å kunne se hvor de ligger i forhold til hvor lastfrekvensen er. Det er ikke laget noe spektra for bølgeenergien Boknafjorden. Om man ser på spektra for Nordsjøen, et spekter med navn JONSWAP (Figure 6-4), ser man at det har mest energi i frekvensområdet 0,5 rad/sek til 1 rad/sek. Dette svarer til en bølgeperiode fra ca. 6 sekunder til ca. 13 sekunder. Typisk for JONSWAP spektrum er at det er begrenset «fetchlengde», noe som betyr at vinden ikke virker over veldig lange strekninger. Dette vil også være tilfelle for Boknafjorden. Selv om det ikke er utarbeidet noe spektra for Boknafjorden, ser man fra kalkulasjoner av egenperiodene til konstruksjonen (Tabell 6-1) at den sannsynligvis vil ligge langt unna perioder med mye bølgeenergi. I Figure 6-4 kommer det også frem et spekter som heter «Bretschneider», og det er et av flere spektra som er idealisert og skal ha et stort anvendelsesområde.

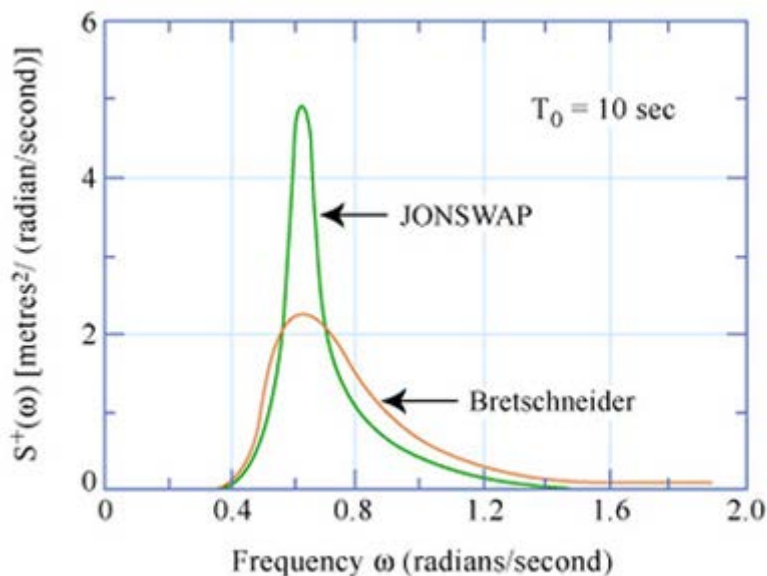


Figure 6-4: JONSWAP bølgespekter (Faltinsen 1993)

Fra Tabell 6-1 kommer det som nevnt fram at egenperioden til broen er langt unna perioden med mest energi i JONSWAP spektrum (Figure 6-4). Egenperiodene som fremkommer i Tabell 6-1 er beregnet for frittstående strekkstagplattformer. Det må forventes kortere perioder da brokassen knytter konstruksjonen sammen, og dermed stiver opp konstruksjonen. For beregning av bølgekrefter ble det benyttet periode som om plattformene står fritt, og det må dermed forventes en høyere kraft enn det som fremkommer her i oppgaven ved å ta hensyn til dynamisk forsterkningsfaktor ved en stivere konstruksjon.

Tabell 6-1: Stivhet og egenperiode til akse 2 til akse 8.

	Vertikal stivhet	Horisontal stivhet (Kun geometrisk)	Vertikal egenperiode	Horisontal egenperiode
Akse2	1656 MN/m	1,76 MN/m	2,2s	100s
Akse3	1060 MN/m	1,07MN/m	2,8s	131s
Akse4	930 MN/m	0,91 MN/m	3s	141s
Akse5	755 MN/m	0,73 MN/m	3,3s	158s
Akse6	670 MN/m	0,64 MN/m	3,5s	168s
Akse7	755 MN/m	0,73 MN/m	3,3s	158s
Akse8	842 MN/m	0,83 MN/m	3,1s	149s

6.3 Forskyvning

Forskyvninger er beregnet for hånd i Vedlegg I, og ekstremalverdier er her vist i Tabell 6-2. Som nevnt i kapittel 2.1.2 kommer forskyvning fra 3 forskjellige horisontalbevegelser, en «statisk», en langsom frem og tilbake bevegelse (typisk «slow drift»), samt en av store bølger(resulterer i kjappe forskyvninger). Forskyvningene som er kommet frem til i håndberegningene er svært forenklet og det er beregnet forskyvning som om man hadde frittstående strekkstagplattformer, og dermed ikke tatt hensyn til stivheten brokassen bidrar med.

Tabell 6-2: Forskyvning til akse 2 til akse 8

	Forskyvning
Akse2	15 meter
Akse3	23 meter
Akse4	26 meter
Akse5	32 meter
Akse6	37 meter
Akse7	32 meter
Akse8	29 meter

Det ble i kapittel 4.4.3 sagt at en kritisk faktor for denne konstruksjonen er selve brokassen, og det er i denne forbindelse viktig at relativ forskyvning av plattformene innbyrdes ikke blir for stor da det bygger opp store spenninger i brokassen. Det ble videre hevdet at:

- Den «statiske» forskyvningen kom av strøm, midlere kraft fra vind, og midlere langsomt varierende bølgekraft.
- Den langsomme oscillerende bevegelsen er resultat av både ikke linear interaksjon mellom bølger og plattform, samt saktevarierende vind
- Den kjappe bevegelsen kommer fra store bølger

Dette gir oss flere lasttilfeller hvor det er naturlig å tenke seg at det kan bygges opp spenninger i brokassen. Den «statistiske» forskyvningen kan man i stor grad forvente seg at går i samme retning for alle plattformene. Kanskje med unntak av når tidevannet snur, men selv da kan det ikke forventes at det vil være en realistisk situasjon med maks «statisk» forskyvning ene veien på en plattform, og maks «statisk» forskyvning andre veien på naboplattformen. Både slowdriftbevegelsen og forskyvningen som følge av bølgekraft vil man derimot kunne forvente at kan gå i totalt motfase på 2 naboplattformer, og vil være noe man må se veldig nøye på ved eventuell videre prosjektering.

6.4 Sammendrag kapittel 6

Man ser fra Tabell 6-1 og Figure 6-4 at egenperioden til plattformene ligger godt utenfor der hvor bølgene har mest energi. Det må nevnes at JONSWAP spektra er for Nordsjøen, men ved å ligge i så god avstand fra energifeltet som konstruksjonen gjør, kan man anta at et spekter for Boknafjorden ikke vil være kritisk for broen. Fra Tabell 6-1 ser man også hvordan stivhetene til plattformene endres ved varierende vanddyb. Ut fra de enkle håndberegningene som er utført kommer det frem en maks forskyvning på 37 meter på plattform i akse 6 som er den dypeste plattformen.

7. FEM modellering

Har i denne oppgaven valgt å modellere broen i elementprogrammet Staad.Pro. Målet med modelleringen er å få en pekepinn på hva som vil være kritiske faktorer i forhold til kreftene man grovt har beregnet vil virke på konstruksjonen. Det er modellert flere sannsynlige lasttilfeller.

Det at man ser statisk på hvordan en dynamisk konstruksjon vil respondere, gjør at man må bruke litt skjønn når man skal tolke resultatene.

7.1 Generelt om Staad.Pro

Staad.Pro har et meget bredt brukergrensesnitt og kan brukes til omfattende elementmetode-analyse. Det har en rekke analysemetoder deriblant:

- Lineær statisk
- Ikke-lineær
- P-Delta
- Tidshistorie på laster

I denne oppgaven har det vært benyttet ikke-lineær analyse på lastmodellen, samt P-Delta analyse ved analyse av svingeformene og periodene.

7.2 Forutsetninger og forklaringer til utførte analyser

For å kjøre analysen i Staad.Pro har man måtte foreta noen forenklinger. Dette er blant annet at laster ikke kan bli lagt inn som funksjoner, slik det er i virkeligheten da lasten varierer med høyden. Det som da er gjort er å summere opp total last pr. konstruksjonselement, og dele det ut over lengden på elementet. Det er på denne måten man i kapittel 5 har funnet linjelastene (fra vedlegg M). Man reduserer ikke total horisontal kraft ved å gjøre det på denne måten, men man vil ha en del lavere globalt moment på plattformene enn det man har i virkeligheten. Strekkstaganalysen utført i kapittel 4.3.2 er derimot utført for hånd og med et riktig globalt moment da man har integrert opp lasten langs høyden. For en globalanalyse der man primært er ute etter spenninger som bygger seg opp i brokassen er det valgt å si at disse forenklingene i denne omgang er tilfredsstillende.

For å illustrere oppdrift i modellen har man satt på en vertikal kraft opp i samme node som strekkstaket er festet i. For å kunne få den strekk-kraften man har beregnet med at man skal få, har man isolert en akse og sett på hvilke opplagerreaksjoner den har med kun påtrykt egenvekt. Deretter har man tatt denne kraften og lagt til kraften som tilsvarer oppdrift. Dette er illustrert med blå piler i Figure 7-1.

For å kunne få med virkningen av «set down» har man lagt inn vertikale fjærer med en stivhet tilsvarende hva som kreves for å skyve konstruksjonen 1 meter ned i havet, dette er illustrert med grønne fjærer i Figure 7-1.

Verdiene for opplagerkraft og fjærstivhet ligger i vedlegg M og vedlegg N.

7.3 Utførte lastanalyser

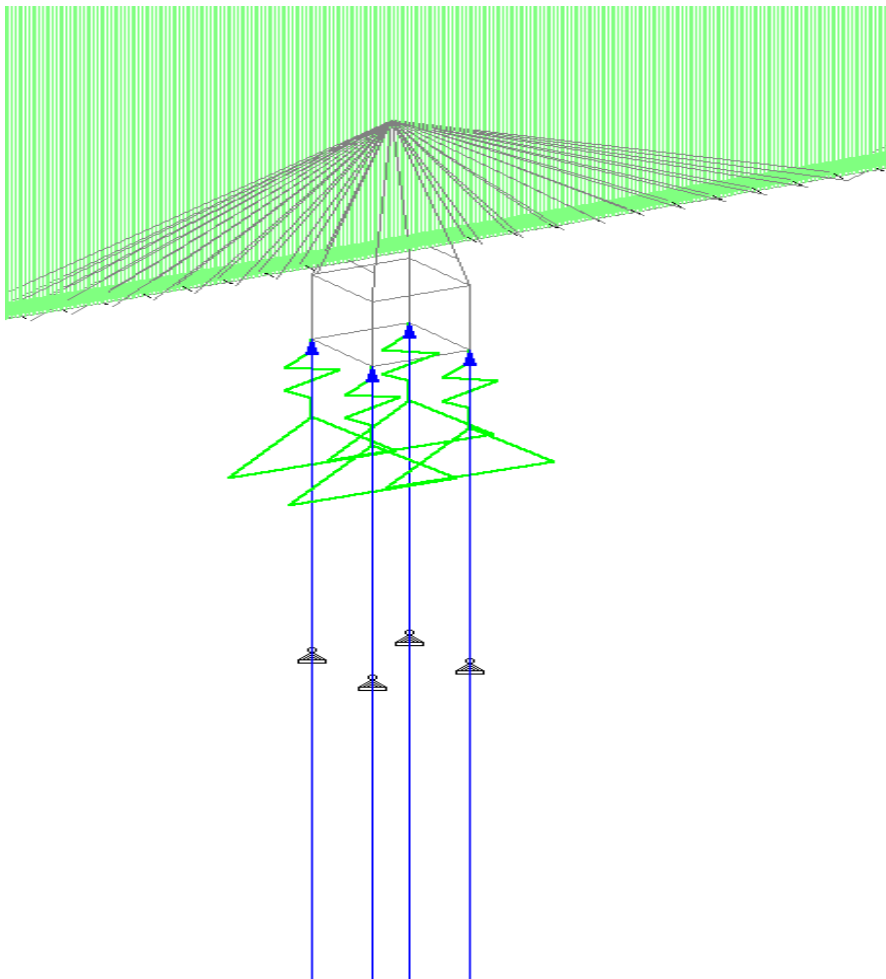


Figure 7-1: Oppdrift og vannplanstivhet. Snapshot fra Staad.Pro

For å kjøre ikke lineær-analyse må man lage individuelle lasttilfeller. Velger her å se på 6 forskjellige lasttilfeller som menes er relevante og sannsynlige. Det man må være oppmerksom på i forbindelse med analyser i Staad.Pro er at trykkspenninger her positivt fortegn og er illustrert med rødfarge, og strekkspenninger negativt fortegn og er illustrert med blåfarge.

Ved analyse av egensvingningene til konstruksjonen har man ikke benyttet noe tilleggs-medvirkende masse, men forenklet satt at den høyere vekten på modellen i Staad.Pro i forhold til håndberegningene er godt nok. Modellen i Staad.Pro veier ca. 23 % mer enn håndberegningene tilsier (vedlegg N). Det kan forventes noe høyere perioder om man hadde hatt en mer korrekt medvirkende masse.

7.3.1 Analyse1

Kun vertikalkraft i form av brukslast, samt oppdriftskraft som illustrerer oppdrift. Dette lasttilfelle er tenkt som et utgangspunkt for å se hvordan broen responderer uten påførte horisontale naturlaster.

Momentdiagram om z akse



Figure 7-2: Momenter om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra Figure 7-2 at det er tilnærmet ingen momenter om z akse. De høye verdiene som stikker ut fra diagrammet er fra de første landfaste tårnene på hver side. Høye momenter her sees ikke på som noe problem å konstruere eller dimensjonere seg bort fra, og verdiene vil dermed ikke bli diskutert videre i oppgaven.

Forskyvning sett ovenfra.



Figure 7-3: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra Figure 7-3 at man ikke har noe nevneverdig forskyvning av konstruksjonen i y retning.

Spenningsbilde av broen.

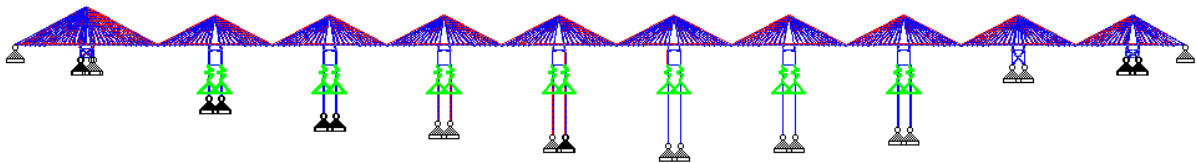


Figure 7-4: Spenninger i hele broen. Snapshot fra Staad.Pro

Om man ser på Figure 7-4 som viser spenninger i hele broen, er det ikke noen felter som utmerker seg verken med meget store konsentrasjoner av verken strekk eller trykk.

Spenninger i brokassen. Oppriss fra negativ y retning.

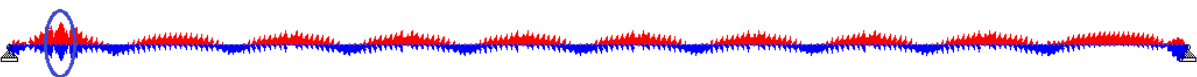


Figure 7-5: Spenninger i brokassen .Snapshot fra Staad.Pro

Ved å isolere Brokassen og skalere opp spenningsene ser man at fenomenet som ble illustrert i Figure 2-13 eksisterer her da man har strekk i brokassen midt i spennene, og trykk i brokassen under tårnene.

Om man tar ut et snitt av brokassen der det er høyest spenninger (fra blå ring i Figure 7-5), ser man at man har her trykk i øverste del av brokassen og strekk i nederste delen slik Figure 7-6 viser.

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning.

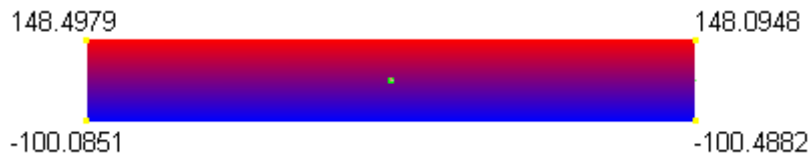


Figure 7-6: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro

Maks spenning i brokassen er i analyse 1 ca. 150 MPa. Man ser tydelig at spenningen er lik på begge sider av tverrsnittet, men varierer mellom trykk og strekk fra henholdsvis overside til underside i brokassen.

7.3.2 Analyse 2

Man kan tenke seg at det kan oppstå situasjoner der man kan ha full strøm inn på ene siden av fjorden, og full strøm ut på andre siden av fjorden idet tidevannet snur. Dette kan oppstå uavhengig av vær-situasjon, men det kan samtidig være naturlig å tro at man har større tidevannsvariasjoner og dermed sterkere strøm samtidig som man har uvær, da uvær i Nordsjøen kan «trykke» vann inn fjorden. Det vil likevel ikke være det mest kritiske om man har motstridende strøm samtidig som man har bølger og vind i en retning. Dette kan argumenteres med at strøm ut av fjorden, og samtidig bølger og vind inn fjorden, vil være motsatt rettede krefter og dermed søke å utrette hverandre. Man har på bakgrunn av denne argumentasjonen valgt å ha et last-tilfelle med:

- Brukslast
- Strøm inn fjorden i akse 2,3 og 4
- Strøm ut fjorden i akse 5,6,7 og 8

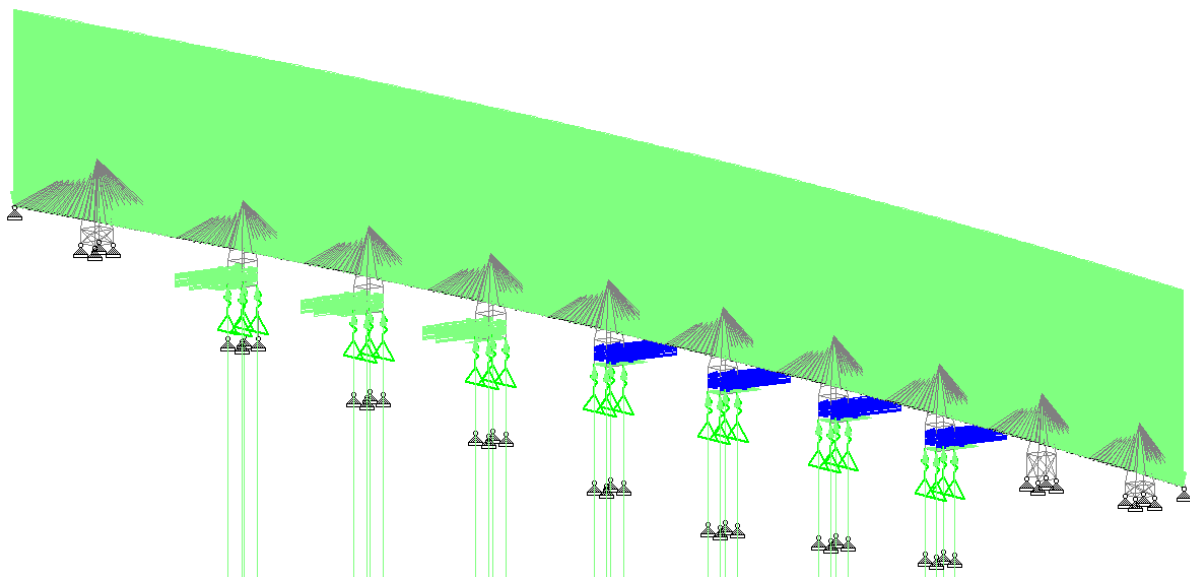


Figure 7-7: Motstridende strøm (grønne og blå horisontale piler). Snapshot fra Staad.Pro

Momentdiagram om z akse.

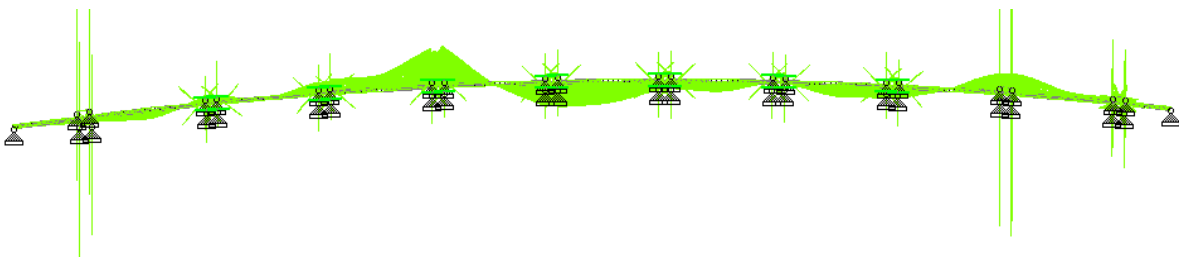


Figure 7-8: Momentdiagram om z akse. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra momentdiagrammet det ikke er store momenter i brokassen. Man har maksimumsmomenter i brokassen på hver side av der hvor strømmen «snur» fra å gå inn fjorden til å gå ut av fjorden. Også

i dette lasttilfelle har man høye verdier som stikker ut fra tårnene, og spesielt de første landfaste tårnene på hver side.

Forskyvning i horisontalplanet.



Figure 7-9: Forskyvning i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro

Spenningsbilde av broen.

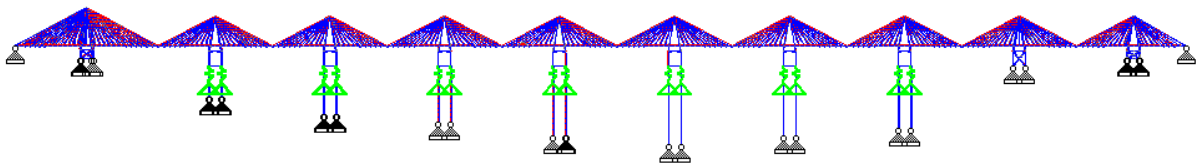


Figure 7-10: Spenninger i brokonstruksjonen. Snapshot fra Staad.Pro

Spenninger i brokassen. Oppriss fra negativ y retning.

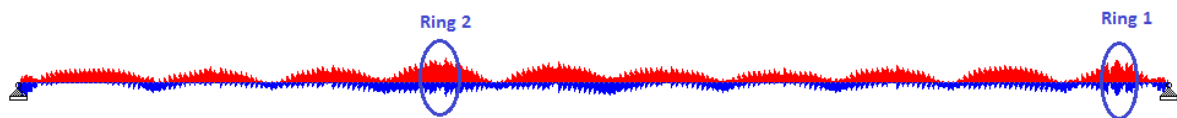


Figure 7-11: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro

Kan se at det er 2 plasser man må se nøyere på hva angår maksimumsspenning.

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning. Ring 1.

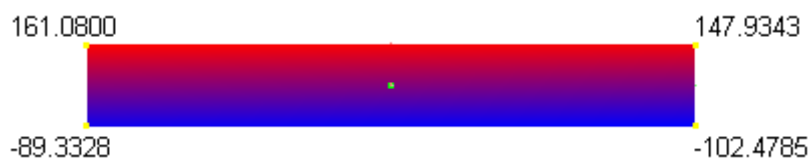


Figure 7-12: Spenningsfordeling i tverrsnittet ved ring 1. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra Figure 7-12 at variasjonen mellom topp og bunn i tverrsnittet er 250 MPa. Dette indikerer at man har store momenter om y-aksen, og vil være relativt enkelt iverksettes tiltak for å ordne. Variasjonen mellom sidene er maks 13 MPa, noe som tyder på at spenningen som er i tverrsnittet ikke stammer fra moment om z-aksen.

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning. Ring 2.



Figure 7-13: Spenningsfordeling i tverrsnittet ved ring 2. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra Figure 7-13 at variasjon mellom topp og bunn er ca. 121 MPa. Det som skiller spenningen i dette tverrsnittet kontra tverrsnittet i Figure 7-12 er at man her har relativt stor forskjell i spenningene på hver side av tverrsnittet med en verdi på 138 MPa. Dette er noe som indikerer at spenningene også stammer fra moment om z-aksen. Dette kan også sees fra momentdiagram i Figure 7-8.

7.3.3 Analyse 3

Setter på maks brukslast, samt strøm, bølger, og vind i y-retning. Resultatene som fremkommer i analyse 3 og analyse 4 vil være konservativ i form av at det her er beregnet brukslast på broen samtidig som ekstremvær. Dette er en usannsynlig situasjon da broen med høy sannsynlighet vil være stengt under slike situasjoner. (Ved brukslast er strekkspenningene i strekkstagene redusert, og man får høyere forskyvninger at Strekkstagplattformene. Dette resulterer videre i at man får høyere momenter i brokassen inn mot faste landfundamenter.)

Momentdiagram om z akse

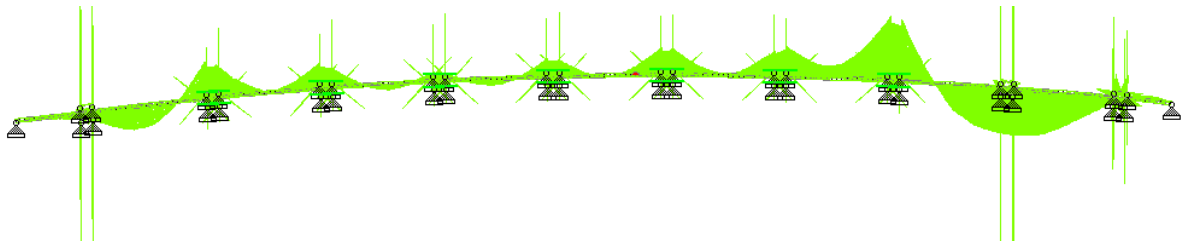


Figure 7-14: Momentdiagram om z akse. Snapshot fra Staad.Pro.

Momentdiagrammet viser tydelig at man får store momenter i brokassen, og her spesielt på sørsiden (til høyre på figuren) hvor man har 2 bunnfaste fundamenter. Det må anmerkes at man her også har store momenter i tårnene, men at man som nevnt ikke ser på det som noe uoverkommelig problem.

Forskyvning i horisontalplanet

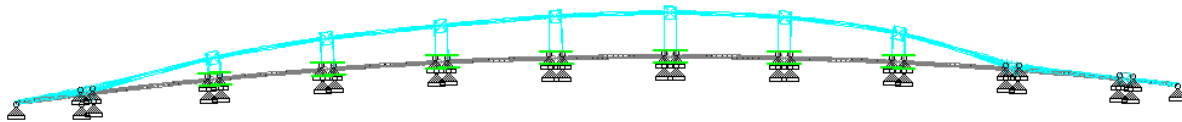


Figure 7-15: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro

Ser at variasjonen i forskyvningen avhenger i stor grad av dybde.

Spenningsbilde av broen.

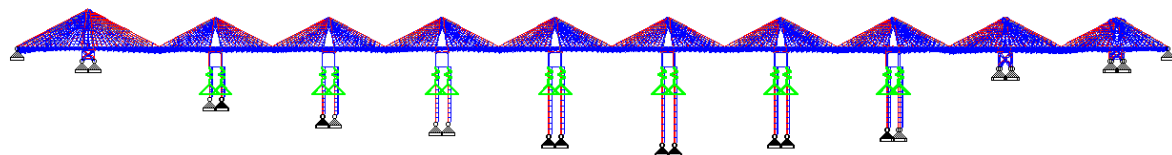


Figure 7-16: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra Figure 7-16 at det er store strekkspenninger i brokassen. Isolerer brokassen for å se hvor spenningskonsentrasjonen er høyest. Ser fra Figure 7-17 at det som forventet er høyest spenninger der hvor brokassen går inn mot faste fundamenter.

Flytebro forankret på store dyp

Spenninger i brokassen. Oppriss fra negativ y retning.



Figure 7-17: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning.



Figure 7-18: Spenningsfordeling i tverrsnittet. Snapshot fra Staad.Pro

Fra Figure 7-18 ser man at forskjellen i spenning mellom topp og bunn av brokassen er ca. 58 MPa. Forskjellen fra side til side er ca.90 MPa. Dette er et tegn på at spenningene i hovedsak her stammer fra moment om z-aksen, da variasjon i spenning fra side til side kommer av momenter om z-aksen.

7.3.4 Analyse 4

En noe mindre tenkelig situasjon vil være å ha full last ut fjorden av bølger, strøm, og vind. Det er likevel valgt å sette dette opp som et tilfelle, mye for å sammenligne broens respons på last inn buen kontra last ut av buen.

Momentdiagram om z-aksen

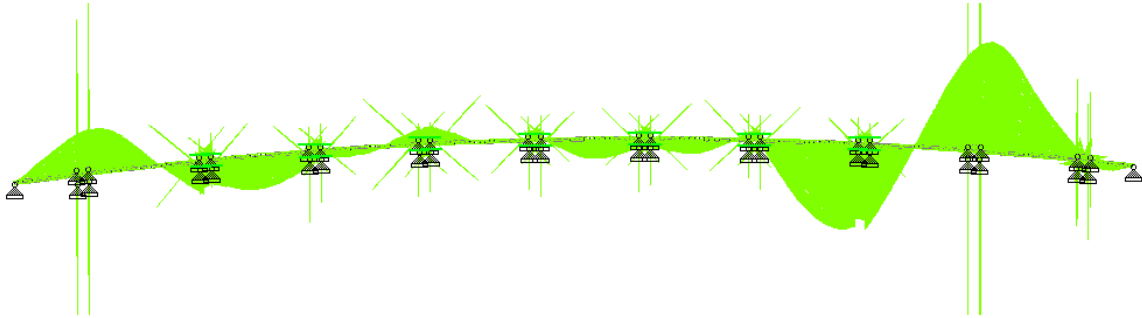


Figure 7-19: Momentdiagram om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra momentdiagrammet at man har store momenter om z-aksen inn mot landfaste fundamenter.

Forskyvning i horisontalplanet

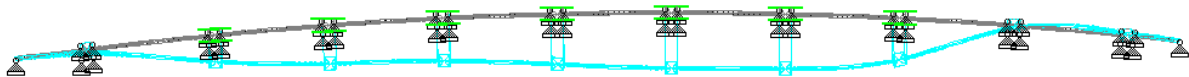


Figure 7-20: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro

Man har større forskyvninger ved laster i minus y retning enn ved laster i y retningen.

Spenningsbilde av broen.

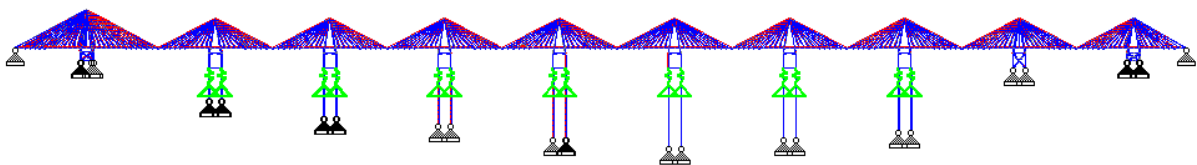


Figure 7-21: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro

Spenninger i brokassen. Oppriss fra negativ y retning.

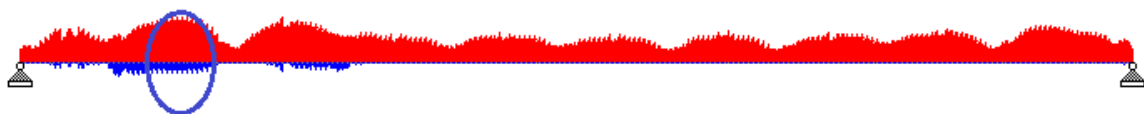


Figure 7-22: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro

Flytebro forankret på store dyp

Ser fra Figure 7-22 at det også i analyse 4 er der hvor brokassen går mot land at det er høyest spenning.

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning.



Figure 7-23: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro

Ser fra Figure 7-23 at det er ca.107 MPa forskjell i spenning fra topp til bunn i tverrsnittet, mens det fra side til side er ca.290 MPa. Dette skyldes at spenningen i meget stor grad skyldes momenter om z-aksen. Det som også er viktig å få med seg er at spenningen i brokassen er mye høyere i denne analysen selv om man har samme last-størrelse som i analyse 3, bare motsatt rettet.

Sammendrag av analyse 3 og analyse 4, samt sammenligning av disse med håndberegninger.

Tabell 7-1: Sammenligning av forskyvninger i Staad.Pro med håndberegninger.

	Håndberegninger	Staad.Pro Lokal retning	y	Staad.Pro Lokal retning	-y	Differanseforhold Håndberegninger/ y retning	Differanseforhold Håndberegninger/ -y retning
Akse2	15 m	13,1 m		-16,2 m		1,14	0,93
Akse3	23 m	19 m		-24,4 m		1,21	0,943
Akse4	26 m	22,3 m		-26,1 m		1,16	1
Akse5	32 m	25,4 m		-30,1 m		1,26	1,06
Akse6	37 m	27 m		-34 m		1,37	1,09
Akse7	32 m	24,9 m		-34,4 m		1,28	0,93
Akse8	29 m	17,7 m		-25,3 m		1,64	1,15

Tolkning av Tabell 7-1:

Håndberegningene stemmer greit overens med forskyvning Staad gir når kreftene blir påført i minus y retning. Det virker som brokassen stiver opp konstruksjonen i motsatt retning, altså når lasten legges inn i buen da man her får mindre forskyvninger.

7.3.5 Analyse 5

Broen er her rotert 45 grader i forhold til påtrykte krefter. Dette er et sannsynlig lastbilde da broen er orientert ca. 315 grader, og om vær og vind kommer direkte fra øst vil det slå inn mot broen i en vinkel på 45 grader. Man har her valgt å fjerne brukslast i denne analysen da man kan forutsette at broen er stengt under rådende forhold. Man ikke heller ikke har utført håndberegninger på hva som skjer med broen når man har denne angrepsvinkelen på kreftene, og har dermed ikke beregninger å kontrollere mot. Det er for enkelthets skyld satt opp at strømmen virker i samme retning som kreftene ellers i dette tilfelle, selv om det mer naturlig å tro at strømmen følger parallelt med fjorden. Det som også må nevne i forbindelse med rotering av konstruksjonen for å få 45 graders angrepsvinkel, er at kreftene som blir påført nå er «feil». Med dette menes blant annet at ved endring av angrepsvinkelen, vil alle asymmetriske tverrsnitt og tilhørende drag-koeffisienter endres. Velger likevel ikke å endre noe på kreftene her i oppgaven, da usikkerheten som ligger bak dem uansett er store.

Kraftretning i forhold til konstruksjon.

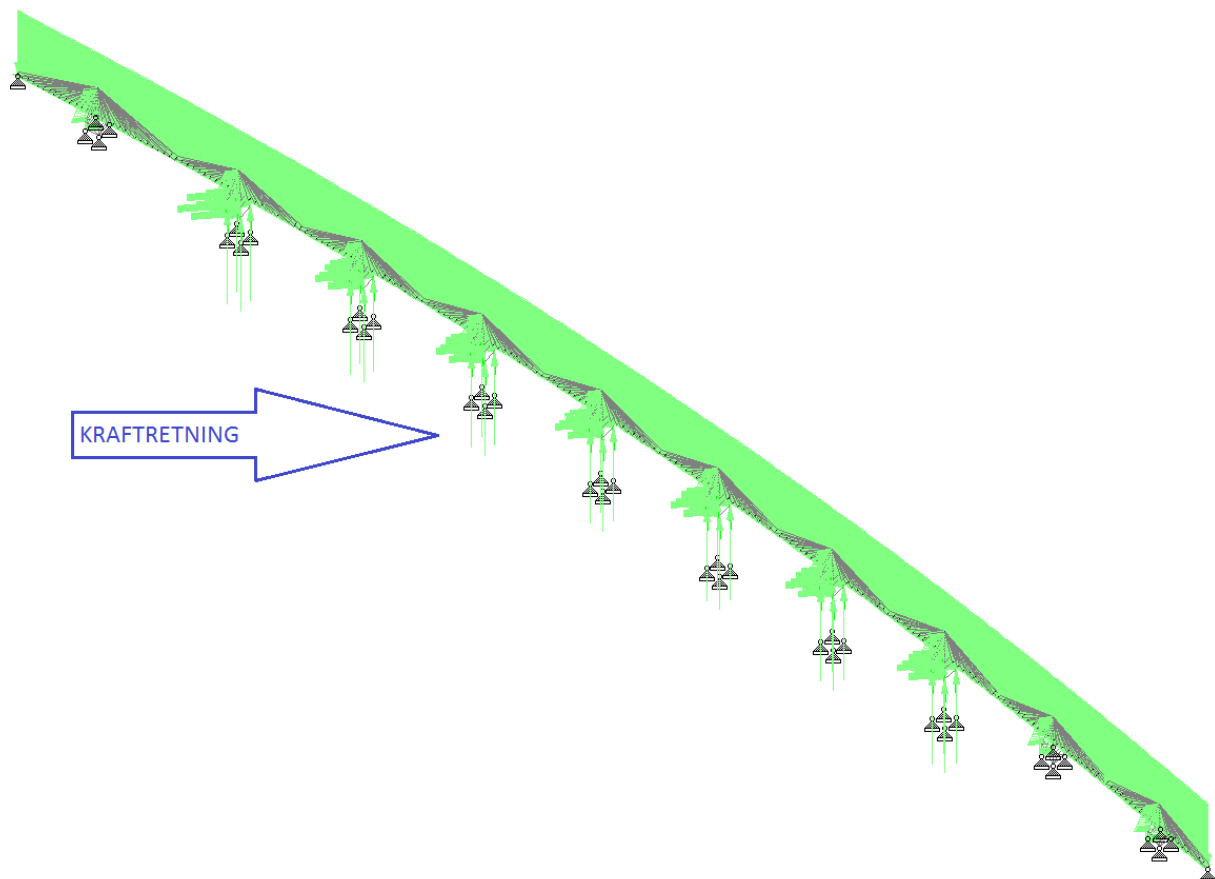


Figure 7-24: Kraftretning i forhold til konstruksjon. Snapshot fra Staad.Pro

Flytebro forankret på store dyp

Momentdiagram om z-aksen

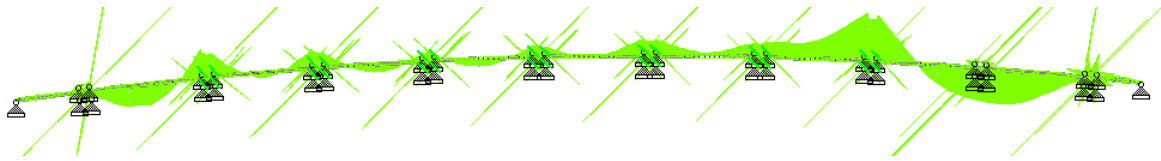


Figure 7-25: Momentdiagram om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro

Ser at det også i analyse 5 er inn mot land man får de høyeste momentene.

Forskyvning i horisontalplanet

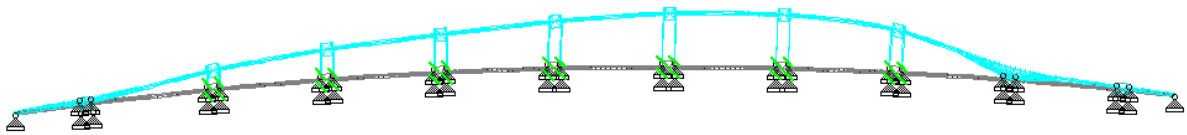


Figure 7-26: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro

Spenningsbilde av broen.

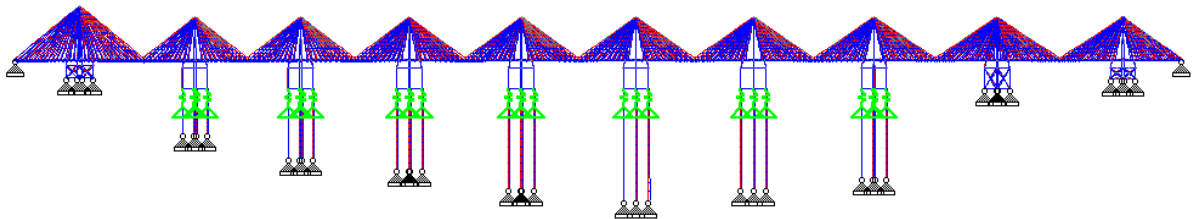


Figure 7-27: Spenninger i broen. Snapshot fra Staad.Pro

Spenninger i brokassen. Oppriss fra negativ y retning.

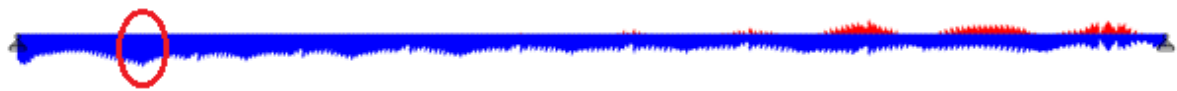


Figure 7-28: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning.**Figure 7-29: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staad.Pro**

Ser at det er høyere spenninger i analyse 5 enn i analyse 3 med hhv. maksimumsspenninger på -229 MPa mot -191 MPa. Det som skiller disse analysene er i prinsippet bare at kraften er rotert 45 grader. Man kan fra dette sannsynliggjøre at man får høyere spenninger i brokassen ved at kreften dreies parallelt i forhold til brokassen. Forskjellen på spenning i topp og bunn av tverrsnittet er ca. 98MPa, og forskjellen fra side til side er ca. 51 MPa. Dette indikerer at i dette lasttilfelle er det ikke selve momentet om z-aksen som gir mest spenning i brokassen. Man får likevel ganske høye spenninger. Den roterte kraften gjør at man får en relativt stor komponent på plattformene som virker parallelt med brokassen (ca.45 grader angrepsvinkel) og dermed gir en ren trykk-komponent i brokassen.

7.3.6 Analyse 6

Analyse 6 er samme som analyse 5 bare at kraften er 180 grader snudd. Har her samme forutsetninger som i analyse 4, med tanke på at det er usannsynlig med disse kreftene i denne retningen.

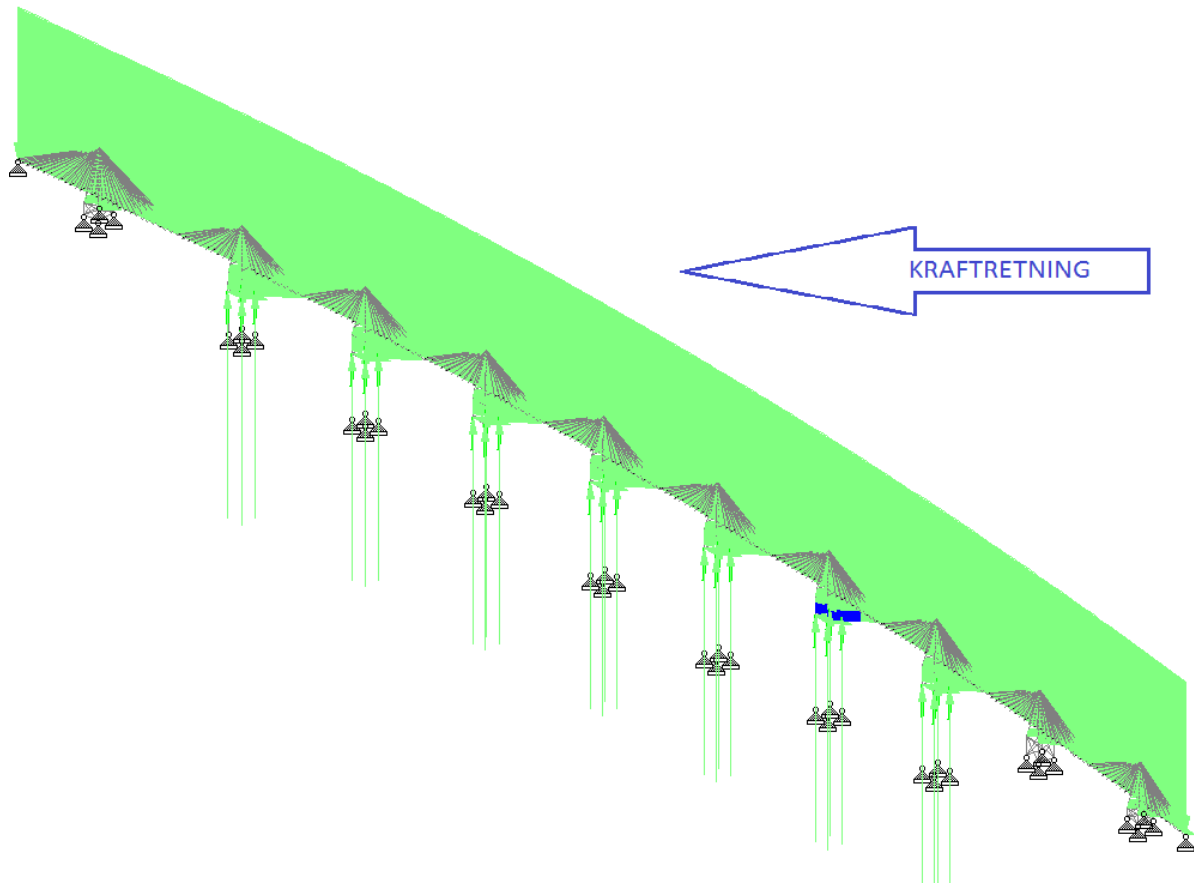


Figure 7-30: Illustrasjon på kraftretning. Snapshot fra Staad.Pro

Momentdiagram om z-aksen

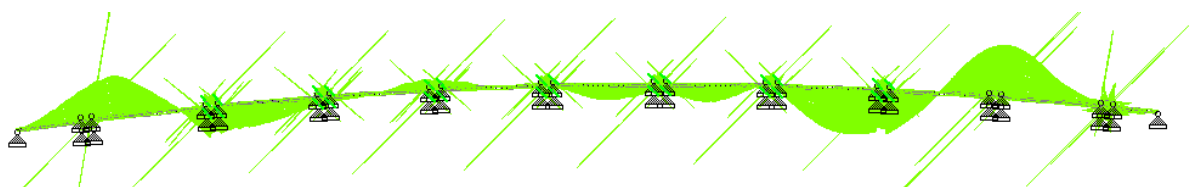


Figure 7-31: Momentdiagram om z-aksen. Snapshot fra Staad.Pro

Forskyvning

i

horisontalplanet

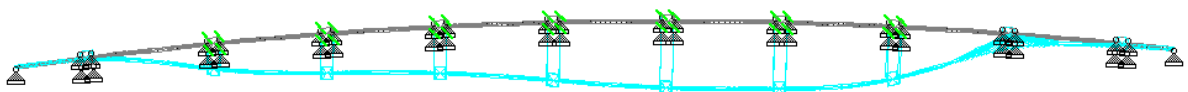


Figure 7-32: Forskyvninger i horisontalplanet. Snapshot fra Staad.Pro

Spenningsbilde av broen.

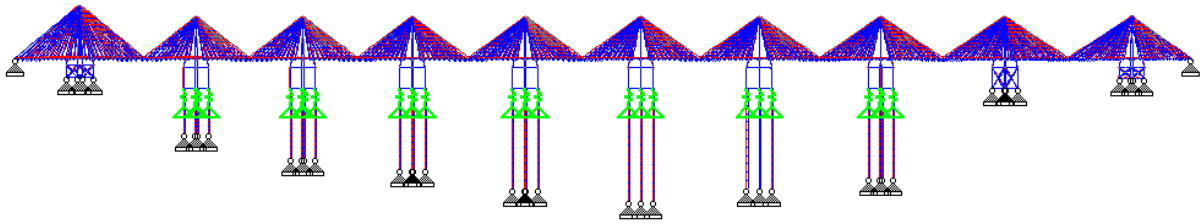


Figure 7-33: Spenninger i broen. Snapshot fra Staa.Pro

Spenninger i brokassen. Oppriss fra negativ y retning.

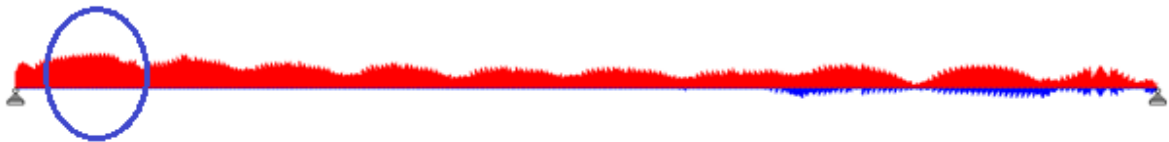


Figure 7-34: Spenninger i brokassen. Snapshot fra Staa.Pro

Tverrsnitt av brokassen der det er høyest spenning.



Figure 7-35: Spenningsfordeling i brokassen. Snapshot fra Staa.Pro

Ser fra Figure 7-35 at man har trykk i hele tverrsnittet. Variasjonen mellom trykk i overkant og underkant av tverrsnittet er på 94 MPa, og fra side til side i tverrsnittet er på 124 MPa. Dette indikerer at man har en del bøyning om y-aksen, og en del bøyning om z-aksen, og samtidig trykk i hele tverrsnittet.

7.1 Utførte svingeanalyser

Tabell 7-2 viser utvalgte moder med tilhørende perioder, samt medvirkende masse i hver retning. Vedlegg K viser alle 60 første moder, men det antas at en del av dem er «numerisk rusk» da de ikke har noen medvirkende masse.

Tabell 7-2: Svingformer, perioder, og «Participation factors» fra Staad. Pro.

Mode	Frekvens	Periode	Medvirkende masse X retning	Medvirkende masse Z retning	Medvirkende masse Y retning
1	0.008	128.75	0.09	0	23.959
2	0.008	122.182	0.28	0	2.048
3	0.01	102.352	0.012	0	34.919
4	0.011	92.879	0.359	0	3.956
5	0.013	78.473	0.082	0	10.314
6	0.014	69.131	0.17	0	0.812
7	0.016	60.994	0.018	0	0.949
12	0.066	15.151	62.429	0	0
52	0.376	2.657	0	14.431	0
54	0.399	2.506	0.001	21.026	0
60	0.442	2.262	0	11.236	0

Ser at mode 1 til mode 7 virker i horisontalplanet, og da med perioder som ligger innenfor det man kunne forvente ut fra håndberegninger på egenperioder til frittstående strekkstagplattformer, se Tabell 6-1: Stivhet og egenperiode til akse 2 til akse 8.

Mode 12 drar med seg konstruksjonen i X retning, og er den eneste moden blant de 60 første som gjør dette.

Mode 52, mode 54, og mode 60 virker i vertikalplanet, og har da perioder som virker fornuftige i forhold til egenperioder i vertikalretning, se Tabell 6-1.

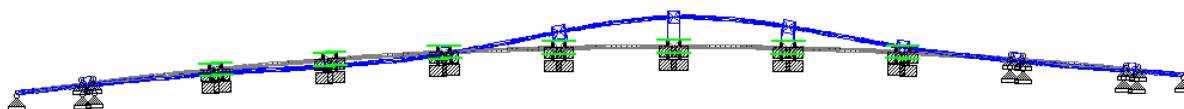


Figure 7-36: Mode 1. Snapshot fra Staad.Pro.

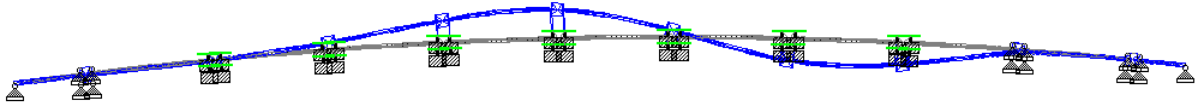


Figure 7-37: Mode 2. Snapshot fra Staad.Pro.

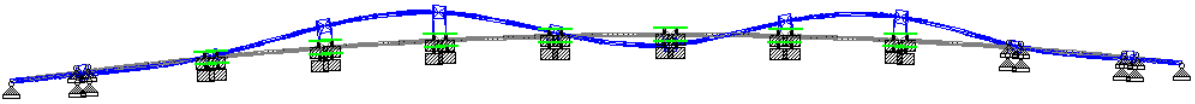


Figure 7-38: Mode 3. Snapshot fra Staad.Pro.

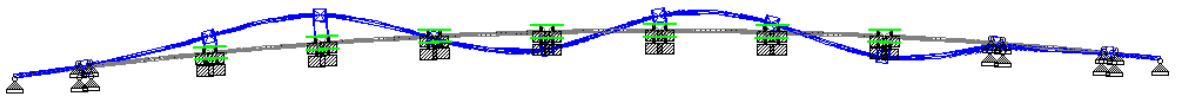


Figure 7-39: Mode 4. Snapshot fra Staad.Pro.

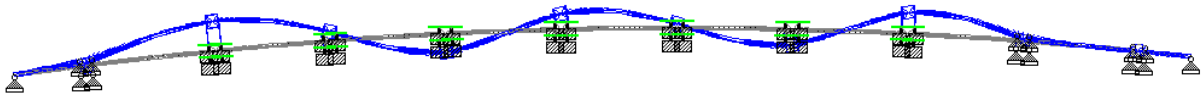


Figure 7-40: Mode 5. Snapshot fra Staad.Pro.

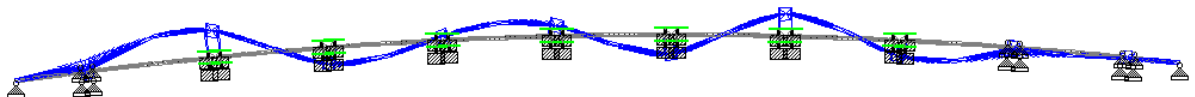


Figure 7-41: Mode 6. Snapshot fra Staad.Pro.

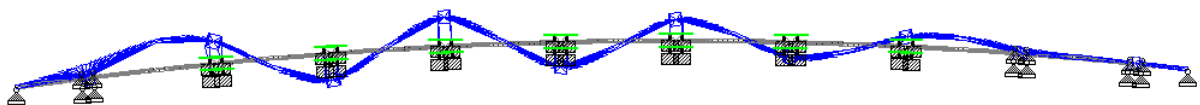


Figure 7-42: Mode 7. Snapshot fra Staad.Pro.

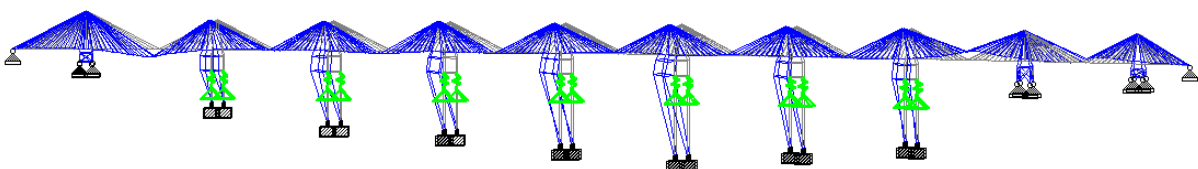


Figure 7-43: Mode 12. Snapshot fra Staad.Pro

Flytebro forankret på store dyp

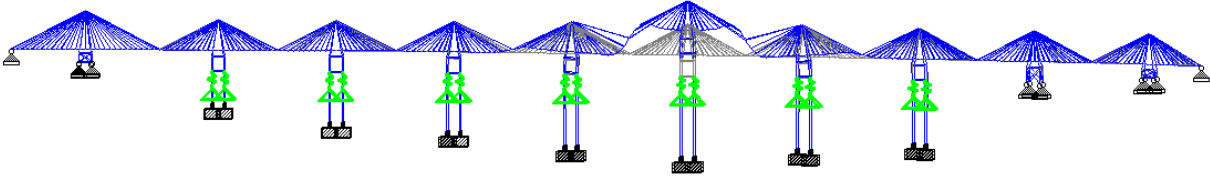


Figure 7-44: Mode 52. Snapshot fra Staad.Pro

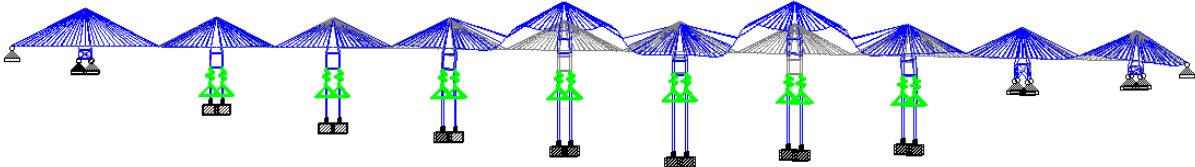


Figure 7-45: Mode 54. Snapshot fra Staad.Pro

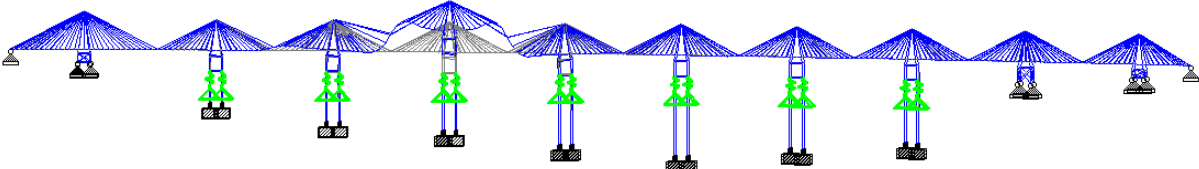


Figure 7-46: Mode 60. Snapshot fra Staad.Pro

8. Diskusjon

Forskyvning

Om man sammenligner maksimum forskyvning man får både fra håndberegningene (37m) og fra modelleringen i Staad.Pro (34,4m) med forskyvning som forventes fra strekkstagplattformen Heidrun (31m) (Iversen 1999) ser man at forskyvningene som fremkommer i oppgaven er realistiske da Heidrun står på 330 meter og broens dypeste kontaktpunkt er på 600 meter. Det må likevel igjen anmerkes at utførte analyser kun er et verktøy for å se på hva som vil være kritiske faktorer for konstruksjonen, samt gi en pekepinn på forskyvninger og spenninger.

Ut fra analyse 3 og analyse 4, og sammenligningen av disse med håndberegningene, ser man at ved påførte krefter inn i buen (y retning) får man mindre forskyvninger enn håndberegningene. Om man påfører samme kraften i motsatt retning (-y retning) får man større forskyvning enn hva håndberegningene kommer frem til. Håndberegningene baserer seg på at plattformene er frittstående uten sammenbinding med brokassen. Disse resultatene indikerer at å legge buen inn i fjorden var en riktig beslutning da man kan forvente større krefter inn fjorden enn ut fjorden.

At man verken har veldig høye forskyvninger i forhold til hva som forventes av eksisterende lignende konstruksjoner, og heller ikke store avvik mellom forskyvning i Staad.Pro og håndberegninger, kan indikere at resultatene er riktige for denne analysen. Som nevnt er dette en statisk analyse, og forskyvningene kan forventes å bli høyere ved aero- og hydrodynamiske analyser.

Momenter

Momentene i horisontalplanet er som forventet. Det er høyest verdi inn mot landfaste fundamenter. Mye av utfordringene for dette konseptet vil være hvordan man kan redusere momentene her så mye som mulig.

Man har en del høye momenter fra tårnene, og da spesielt de første landfaste på hver side. Det ble i kapittel 4.4.1 bestemt at man ikke i denne oppgaven skulle ha horisontale bjelker mellom tårnbeina. Det kan ut fra analysene se ut som at det er nødvendig med en bjelke her for å redusere fri spennlengde.

Spenninger

Ser fra utførte analyser at man ikke har uhåndterbare store spenninger i brokassen. Om man tar hensyn til unøyaktigheter i beregning av krefter som vil påvirke konstruksjonen samt at man heller ikke har benyttet lastfaktorer, kan man ikke utelukke at spenninger vil bli høyere enn hva analysene viser. Likevel er den håndterbare spenningen en indikasjon på at konstruksjonsprinsippet ikke er usannsynlig, dette er et godt tegn. Spenning i tårn, kabler, strekkstagplattform, og strekkstag sees ikke på i analysene i Staad.Pro da man forutsetter at høye spenninger her skal la seg gjøre å konstruere/dimensjonere for uten veldig store vanskeligheter.

Svingninger

Svingeformene fra analysene i Staad.Pro ser plausible ut. Det er samtidig et godt tegn at periodene til de første horisontale svingningene (Tabell 7-2) ligger i nærheten av periodene beregnet for hånd

Flytebro forankret på store dyp

(Tabell 6-1). Periodene til de første vertikale svingeformene ligger også innenfor det man beregnet for hånd(Tabell 6-1).

8.1 Konklusjon

Det er vanskelig å komme med noen klar konklusjon. Det som kan sies ut fra litteraturstudiet er at selv om det finnes flere strekkstagplattformer i verden, er det ikke mulig alltid å forutsi bevegelsene til plattformene. Dette er nok noe av det som er mest utfordrende med tanke på å bygge en bro der brokassen er innspent i til dels svært uforutsigbare fundamenter, og spesielt om bevegelsene til plattformene kan skape tvangskrefter i brokassen ved forskyvninger parallelt med brokassen.

Analysene som er utført tilsier at konstruksjonsprinsippet går greit, men det må bemerkes at man har kun foretatt statiske analyser på et dynamisk system.

Konstruksjonsprinsippet virker plausibelt, men det kan virke som det blir et for stort steg å ha den over 8000 meter brede og værharde Boknafjorden som prøveprosjekt. Det som hadde vært ideelt som prøveprosjekt er en fjord smal nok til å ha 2 strekkstagplattformer, for på denne måten se hvordan de oppfører seg sammen og hvordan dette påvirker brokassen spesielt.

8.2 Forslag til tiltak for optimalisering av design

Kan både ha passive og aktive tiltak for optimalisering av konstruksjonen. Felles for de passive systemene er at med unntak av vedlikehold er de en del av konstruksjonen som «klar seg selv», det vil si at det kreves ikke tilførsel av energi for at de skal fungere. De aktive systemene vil derimot være avhengig av både noe mer ettersom, samt tilførsel av energi for å fungere.

8.2.1 Passive tiltak

Vinkel på strekkstag

Ved at man har lagt buen *inn* fjorden, kan man som tidligere nevnt anta at de største kreftene vil virke inn i buen og dermed lede til strekk i brokassen. Ved å ha en liten vinkel på strekkstagene vil man kunne «dra» strekkstagplattformene radielt inn mot senter av buen, noe som vil føre til initialt trykkspenning i brokassen. Det man må ha god kontroll på for å kunne ta i bruk dette prinsippet er kreftene som vil virke ut fjorden slik at man ikke får for store trykkspenninger i brokassen. I Figure 8-1 er det forsøkt på en forenklet måte illustrere dette ved å tegne røde linjer på den siden ankrene kan monteres på havbunnen i forhold til sorte linjer hvor strekkstagene kan festet i strekkstagplattformene. Dette er kun gjort for å illustrere tanken, og det må videre beregnes optimal vinkel på strekkstag for å oppnå ønsket spenning i brokassen. Linjene vil i virkeligheten ikke være parallelle slik Figure 8-1 viser, men avhenge av vanddyb.

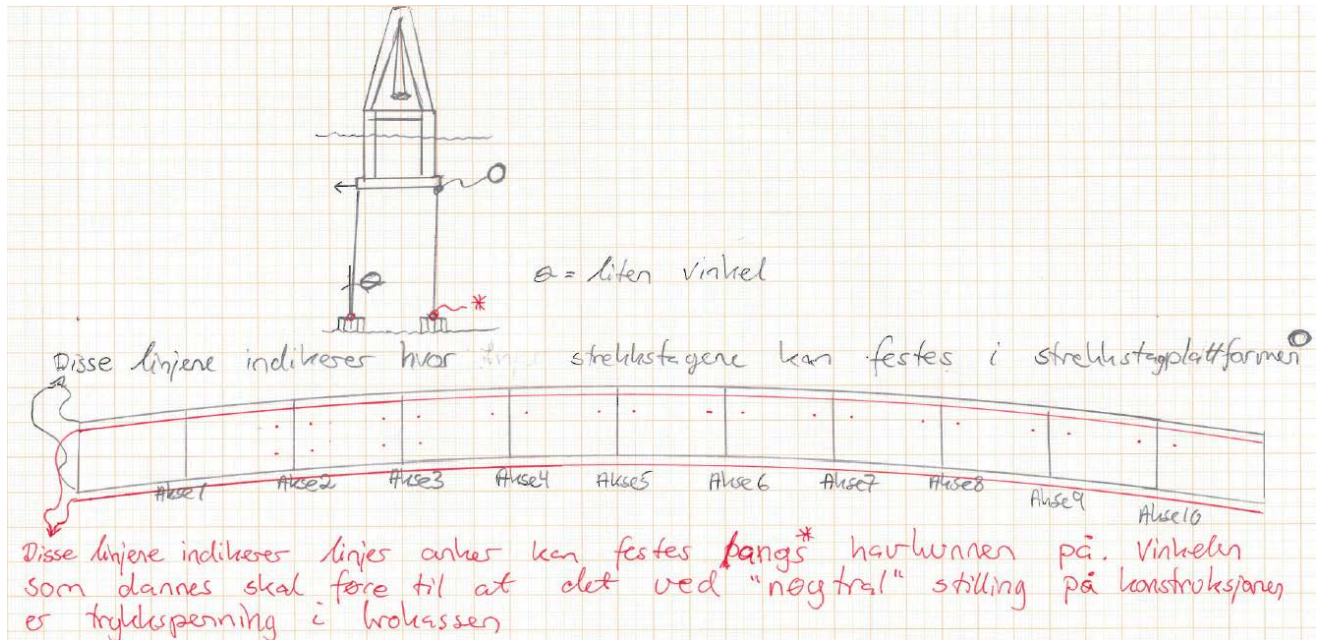


Figure 8-1: Liten vinkel på strekkstagene

Sammenhengende kabel langs hele brokassens lengde

Kabel har mye høyere flytespenning enn stål som brukes i brokassen. Typisk flytspenning for kabel i hengebro er som nevnt i kapittel 4.4.2 minimum 1500MPa, og typisk flytspenning for en brokasse kan være ca.420 MPa. Man kan sammenligne dette prinsippet med f.eks. hulldekkelementer og andre former for forspente konstruksjoner der man initierer trykkspenninger for å kunne ta opp mer krefter som vil gi strekk i konstruksjonen.

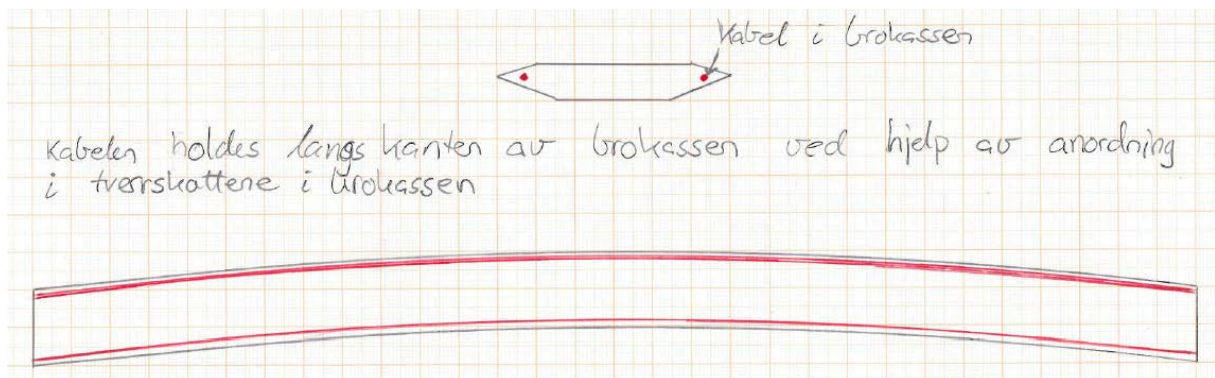


Figure 8-2: kabel langs hele brokassen

8.2.2 Aktive tiltak

Spenningsstyrte kabler i brokassen

Dette prinsippet styres av en datamaskin som registrerer spenningen i alle strekkklappene som er montert langs brokassen. Datamaskinen sender ut signaler til hydrauliske sylindere som «overfører» strekkspenning fra brokassen til kablene som går inni brokassen slik at man dermed får en mer jevn spenning langs hele brokassen.

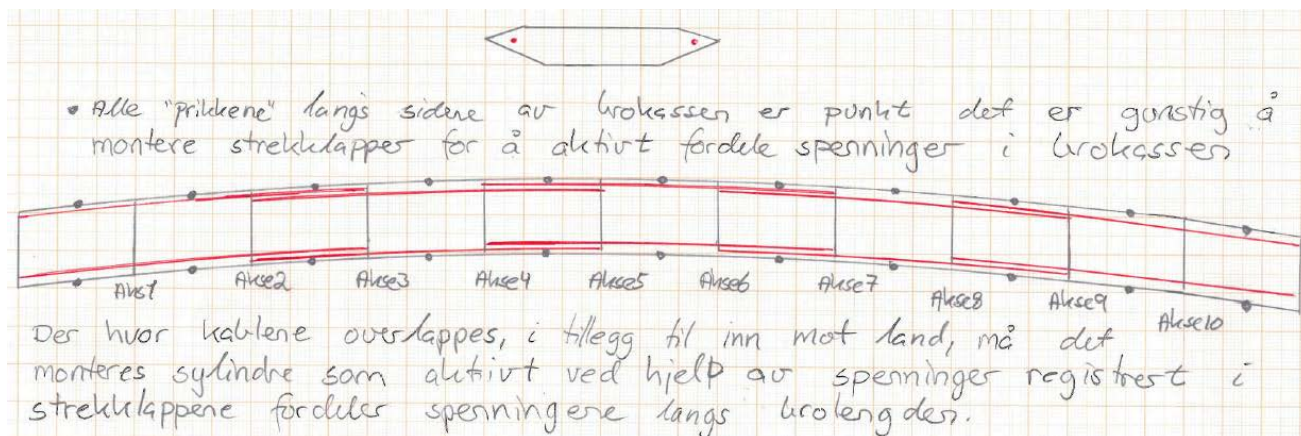


Figure 8-3: kabel og strekkklapp-plassering langs brokassen.

Weight management system

Et system som er i drift på strekkstagplattformer i dag. Systemet går ut på at pumper justerer ballastmengden som til enhver tid befinner seg i plattformen etter som hvor mye strekk som trengs i strekkstagene. Dette avhenger av vær-situasjon og forskyvning av plattformene. En tanke med dette systemet i denne sammenhengen er at stivheten på plattformene endres etter hvor mye ballast man har, og ved å benytte dette systemet aktivt kan man muligens klare til en viss grad å styre «slowdrift» bevegelsene på plattformene slik at plattformene har samme periode og går i samme fase. Man har en viss begrensning med hvor stor kapasitet man har på pumpene. Det som også utvilsomt er positivt med dette systemet er at man ikke trenger ha mer spenning i strekkstagene til enhver tid enn det som kreves, og man kan på denne måten spare mye utmattingsskader på strekkstagene.

8.3 Videre arbeider

Det er flere ting som må undersøkes nærmere for å kunne si noen konklusjon på om prinsippet er gjennomførbart. Setter videre opp punktvis hva som må ses nærmere på ved videre prosjektering

- Dynamiske analyser av det globale systemet (både hydrodynamisk og aerodynamiske analyser vil være nøkkelfaktorer)
- Strøm, bølge, og vindmålinger må tas
- Grunnforhold må undersøkes
- Analysere broen for temperaturendringer
- Optimalisering av spennvidder mellom strekkstagplattformer
- Grundige strekkstaganalyser.
- Optimalisering av brokasse for å minimere spenninger
- Modellforsøk.
- Analyser av «slow drift» bevegelsen.
- Analyse av ulykkeslaster
- Forspenning i kablene for å ha en mer presis analyse av brokassen

9. Kilder

- Dalløkken, P. E. (2010). "Radar på en snurr." Teknisk ukeblad.
- Faltinsen (1993). "Jonswap". from <http://www.flickr.com/photos/mitopencourseware/4150832248/>.
- GIMSING, N. J. and C. T. GEORGAKIS (2012). Cable supported bridges, WILEY.
- Gudmestad, O. T. (2012). Stability of wessel.
- Hansen, C. D. a. S. O. (1996). Wind Loads on Structures.
- Haver, S. (1994). Heidrun. Statoil, Statoil.
- Henriksen, G. (2012). "Blir dyrt for staten." Strandbuen.no.
- Iversen, V. (1999). Vurdering av akkumulert skade i strekkstag basert på målinger. Bygg og anleggsteknikk. Stavanger, stavanger. **Master**.
- Kvitrud, A. (1994). HØYERE ORDENS LASTVIRKNINGER (RINGING OG SPRINGING)
- kværner, A. (2004). Snorre A. Tether Integrity Reanalysis. Statoil.
- Natvig, B. J. (1993). Heidrun technical report. N. contractor, Aker.
- NS-EN (1991-1-4:2005+NA:2009). Eurocode 1:Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster, Standard norge.
- O.M.Faltinsen (1995). SEALLOADS ON SHIPS AND OFFSHORE STRUCTURES, CAMBRIDGE.
- Olsson, A. B. o. R. (2007). HØYHASTIGHETS JERNBANE I NORSK TERRENG.
- RBM (1994). Heidrun project department. c. norway.
- REINERTSEN (2004). TLP GLOBAL PERFORMANCE BOOK. STATOIL: 79.
- Rønningen, T. E. (2011). "Tunnelskrek." tb.no.
- Smisethjell, L. (2012). "– Ikke bare se på byggekostnader." Åndalsnes Avis.
- Stenevik, K. (2012). Avdelingsleder Vest, Kystverket.
- Vannstand.no. "Den norske kyststrømmen." from http://vannstand.no/index.php?option=com_content&view=article&id=114%3Afakta-havstrommer&catid=28%3Afakta-strom&Itemid=66&lang=en#kyststrommen.
- Veie, J. (2011). Dypvannsfundamentering for bruer, Statens Vegvesen.
- ZAMORANO, S. "DYNAMIC ANALYSIS OF CONVEYOR BELTS AT ISCOR'S MINING DIVISION." from <http://www.saimh.co.za/beltcon/beltcon6/paper63.html>.

I. Vedlegg A – Grunnlagsdata for beregninger i Mathcad

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

GENERELL DATA

$$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$\rho_{\text{vann}} := 1025 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$v_{\text{vann}} := 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$\rho_{\text{luft}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$v_{\text{luft}} := 1.5 \cdot 10^{-5} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

DIMENSJONERENDE NATURDATA

Dybde $d := 600\text{m}$

Strøm $u_s := 1 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Signifikant bølgehøyde $H_s := 8\text{m}$

Bølgeamplitude $\xi_s := \frac{H_s}{2} = 4\text{m}$

Maks bølgehøyde $H_{\text{maks}} := 1.9 \cdot H_s = 15.2\text{m}$

Maks bølgeamplitude $\xi_{\text{maks}} := \frac{H_{\text{maks}}}{2} = 7.6\text{m}$

Bølgeperiode $T_s := 9.5\text{s}$

Maks bølgeperiode $T_{\text{maks}} := 1.9 \cdot T_s = 18.05\text{s}$

Vinkelfrekvens $\omega := \frac{(2 \cdot \pi)}{T_s} = 0.661 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$

II. Vedlegg B – grenser og dimensjoner på konstruksjon

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

PLATTFORMENS YTRE GRENSER

Total Bredder	$b_{yt} := 115\text{m}$
Total høyde	$h_y := 90\text{m}$
Airgag	$A_{\text{gap}} := \frac{H_{\text{maks}}}{2} + 5\text{m} = 12.6\text{m}$
Høyde pontong	$h_{po} := 8\text{m}$

5 meter tillegg i airgap er tiltenkt margin i forhold til stormflo og havnivåstigning. Under ekstremvær som gir dimensjonerende bølge er det usannsynlig med last på broen. Dette gir igjen maks strekk i strekkstagene og derav maks tøyning og enda litt sikkerhetsmargin. Noe av Airgapet vil også gå til spille pga. "set-down"

Kote underkant brokasse	$k_{ubr} := 70\text{m}$
Lengde mellom tårn(spenn)	$l_{sp} := 780\text{m}$
Vinkel ytterste kabel	$\theta_{\text{kabel}} := 28^\circ$
Høyde brokasse	$h_{bk} := 4\text{m}$
Bredde brokasse	$b_{bk} := 25\text{m}$

Vi setter maks kabelvinkel til å være 28 grader opp fra horisontalaksen for ikke å få altfor store aksialspenninger i brokassen. Dette vil da være styrende for høyde på tårnene.

PLATTFORMDESIGN

BEIN

Material: Konstruksjonsbetong Tetthet:	$\rho_b := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Radius bein	$R_{be} := 15\text{m}$
Diameter bein	$D_{be} := 2 \cdot R_{be} = 30\text{m}$
Tykkelse Bein	$t_{be} := 0.9\text{m}$
Lengde bein	$l_{be} := h_y - h_{po} = 82\text{m}$
Totalt utvendig tverrsnittsareal bein	$A_{tbe} := \pi \cdot R_{be}^2 \cdot 4 = 2.827 \times 10^3 \text{ m}^2$
Tverrsnittsareal betong pr. bein	$A_{x_{be}} := \frac{A_{tbe}}{4} - \left[\pi \cdot (R_{be} - t_{be})^2 \right] = 82.278 \text{ m}^2$

Forslag til videre optimalisering:

- Lettbetong i øverstedel av beinet. (optimalt fra gravitasjonssenter og opp)
- Forsterkning av beina rundt sone hvor de er utsatt for påkjørsel, og her spesielt under vannlinjen hvor man risikerer vannfylling. (OBS: flere og flere skip har is-skrog, og dermed lite energiabsorbasjon i form av plastisk deformasjon i skipet. Bulp er også kritisk, spesielt med tanke på at den kan penetrere beina under vann og gi vannfylling.)
- Beina inndelt i skott som tåler vannfylling ved evt. kollisjon uten at plattformen blir så svekket at broen blir ubrukelig

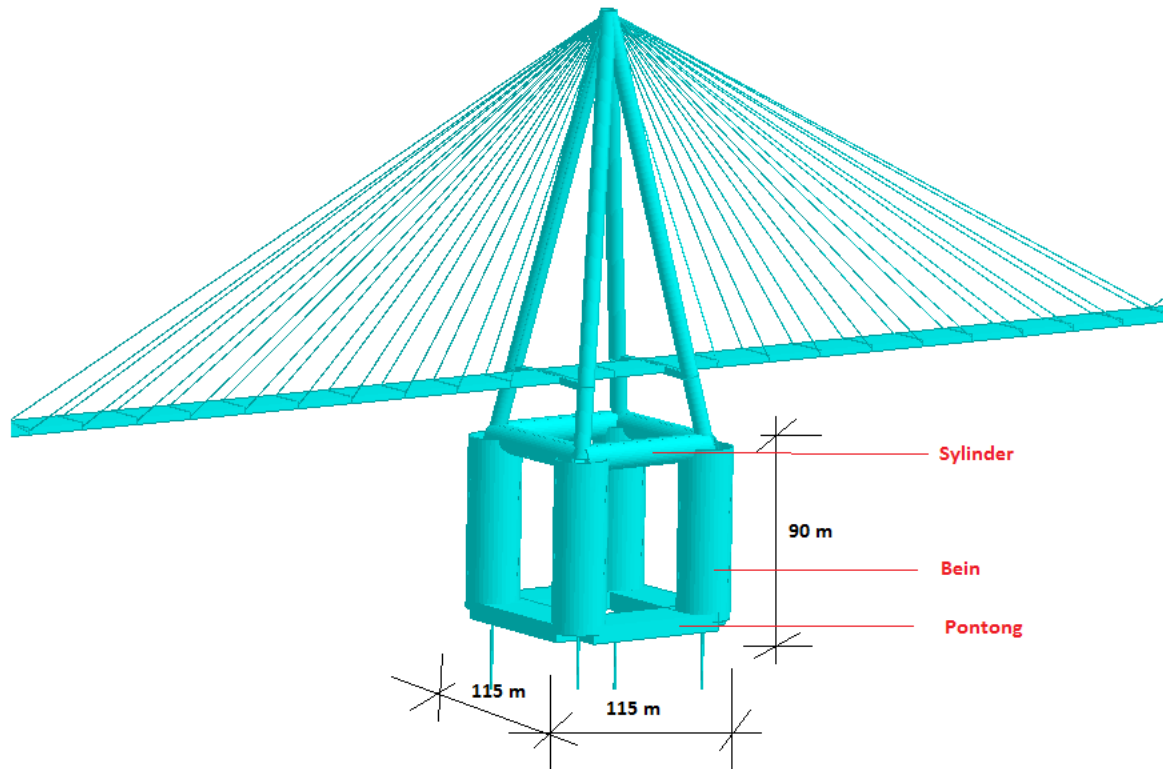


Figure 9-1: Tegning og mål på strekkstagplattform. Snapshot fra Staad.Pro.

"SYLINDER"

Material: Lettbetong

Tetthet:

$$\rho_s := 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Ytre diameter

$$D_{sy} := 15\text{m}$$

Tykkelse sylinder

$$t_{sy} := 0.9\text{m}$$

Lengde sylindre(totalt)

$$l_{sy} := 4 \cdot b_{yt} - 8 \cdot D_{be} = 220\text{m}$$

Tverrsnittsareal betong sylinder

$$A_{x_{sy}} := \frac{\pi [D_{sy}^2 - (D_{sy} - 2 \cdot t_{sy})^2]}{4} = 39.867\text{m}^2$$

PONTONGER

Material: Konstruksjonsbetong

Tetthet:

$$\rho_p := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

"Balkong"

$$b_{balkong} := 2\text{m}$$

Bredde pontong

$$b_{po} := 2 \cdot R_{be} + b_{balkong} = 32\text{m}$$

Tykkelse pontong

$$t_{po} := 1\text{m}$$

Lengde pontong(under bein)

$$l_{po} := 4 \cdot (b_{yt} - D_{be}) = 340\text{m}$$

Tverrsnittareal pontong

$$A_{x_{po}} := b_{po} \cdot h_{po} - (b_{po} - 2t_{po}) \cdot (h_{po} - 2t_{po}) = 76\text{m}^2$$

TARN OG BROTARN

Material: Lettbetong
Tetthet:

$$\rho_t := 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Høyde fra brobane til tårntopp

$$H_{\text{btt}} := \left(\frac{l_{\text{sp}}}{2} \right) \cdot \tan(\theta_{\text{kabel}}) = 207.367 \text{ m}$$

Kote høyde topp tårn

$$k_{\text{ot}\ddot{a}} := H_{\text{btt}} + k_{\text{ubr}} + h_{\text{bk}} = 281.367 \text{ m}$$

Kote plattformdekk

$$k_{\text{obe}} := A_{\text{gap}} + D_{\text{sy}} = 27.6 \text{ m}$$

Lengde pr.tårn(plattform til tårntopp)

$$l_{\text{t}\ddot{a}} := \sqrt{(k_{\text{ot}\ddot{a}} - k_{\text{obe}})^2 + \left(\frac{b_{\text{yt}} \cdot \sqrt{2}}{2} - R_{\text{be}} \right)^2} = 262.289 \text{ m}$$

Høyde tårn fra plattform vertikalt

$$h_{\text{t}\ddot{a}} := k_{\text{ot}\ddot{a}} - k_{\text{obe}} = 253.767 \text{ m}$$

Diameter

$$D_{\text{t}\ddot{a}} := 9 \text{ m}$$

Tykkelse vegger tårn

$$t_{\text{t}\ddot{a}} := 1 \text{ m}$$

Innvendig diameter

$$D_{\text{t}\ddot{a}} := D_{\text{t}\ddot{a}} - 2 \cdot t_{\text{t}\ddot{a}} = 7 \text{ m}$$

Tverrsnittsareal

$$A_{x_{\text{t}\ddot{a}}} := \pi \cdot \frac{(D_{\text{t}\ddot{a}}^2 - D_{\text{t}\ddot{a}}^2)}{4} = 25.133 \text{ m}^2$$

Flytebro forankret på store dyp

BROKASSE

Tetthet Brokasse

$$\rho_{bk} := 7500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$L_{EC} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$E_{bk} := 2.1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$h_{bk} = 4 \text{ m}$$

$$b_{bk} = 25 \text{ m}$$

STÅLKASSE

$$t_{bk} := 0.025 \text{ m}$$

$$h_{i_{bk}} := h_{bk} - 2t_{bk} = 3.95 \text{ m}$$

$$b_{i_{bk}} := b_{bk} - 2 \cdot t_{bk} = 24.95 \text{ m}$$

$$A_{x_{bk}} := h_{bk} \cdot b_{bk} - (h_{i_{bk}} \cdot b_{i_{bk}}) = 1.448 \text{ m}^2$$

DEKKE

$$\text{Asfalt, lastbredde} \quad \text{Asfaltbredde}_{bk} := b_{bk} - 2 \text{ m} = 23 \text{ m}$$

KABLER

Tetthet kabel

$$\rho_{st} := 7500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Diameter kabler

$$D_{ka} := 0.15 \text{ m}$$

Vekt pr. meter kabel

$$m_{mka} := \frac{\pi \cdot D_{ka}^2}{4} \cdot \rho_{st} = 132.536 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Antall kabelplan

$$\text{Ant}_{sp} := 2$$

Spenn som skal henge i kabler pr. side

$$lh_{sp} := \frac{l_{sp} - b_{yt}}{2} = 332.5 \text{ m}$$

Ønsket spenn mellom kabelinnfestingene

$$l_{\text{inn}} := 33 \text{ m}$$

Antall kabler nødvendig

$$\text{Ant}_{ka} := \frac{lh_{sp}}{l_{\text{inn}}} = 10.076$$

Faktisk spenn mellom kabelinnfestingene

$$l_{\text{inn}} := \frac{lh_{sp}}{10} = 33.25 \text{ m}$$

Innerste kabel starter

$$i_{ka} := \frac{b_{yt}}{2} + l_{\text{inn}} = 90.75 \text{ m} \quad \text{ut fra senter på plattformen}$$

Total kabellengde

$$lengde_{ka} := \sum_{n=0}^9 \left[2 \text{Ant}_{sp} \sqrt{H_{\text{btt}}^2 + (i_{ka} + n \cdot l_{\text{inn}})^2} \right] = 1.296 \times 10^4 \text{ m}$$

STREKKSTAG

Strekkestagene designes slik at de er nøytrale i vann (Oppdrift er lik egenvekt). Pga. denne utformingen er ikke massen til strekkstagene tatt med i videre beregning

Diameter	$D_{SS} := 1\text{ m}$
Tetthet	$\rho_{SS} := 7500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Utvendig tverrsnittsareal	$A_{SSutv} := \frac{\pi}{4} \cdot D_{SS}^2 = 0.785\text{ m}^2$
Oppdrift	$F_{\text{oppdrift}} := A_{SSutv} \cdot \rho_{\text{vann}} = 805.033 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
Innvendig tverrsnittsareal	$A_{SSinv} := \frac{F_{\text{oppdrift}} - A_{SSutv} \cdot \rho_{SS}}{\rho_{\text{luft}} - \rho_{SS}} = 0.678\text{ m}^2$
Tverrsnittsareal stål	$A_{SS} := A_{SSutv} - A_{SSinv} = 0.107\text{ m}^2$
Antall strekkstag	$\text{Ant}_{SS} := 16$
Innvendig diameter	$D_{\text{inn}SS} := \sqrt{\frac{A_{SSinv} \cdot 4}{\pi}} = 0.929\text{ m}$
Tykkelse stål	$t_{SS} := \frac{D_{SS} - D_{\text{inn}SS}}{2} = 0.035\text{ m}$
Totalt stålareal pr. hjørne	$A_{x_{\text{tot}SS}} := \frac{\text{Ant}_{SS}}{4} \cdot A_{SS} = 0.429\text{ m}^2$

III. Vedlegg C – Egenvekt konstruksjon

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

EGENVEKT PLATTFORM OG TÅRN

Masse bein

$$M_{be} := 4A_{x_{be}} \cdot \rho_b \cdot l_{be} = 6.747 \times 10^7 \text{ kg}$$

Masse sylinder

$$M_{sy} := A_{x_{sy}} \cdot \rho_s \cdot l_{sy} = 1.666 \times 10^7 \text{ kg}$$

Masse pontong

$$M_{po} := A_{x_{po}} \cdot \rho_p \cdot l_{po} = 6.46 \times 10^7 \text{ kg}$$

Masse tårn

$$M_{t\ddot{a}} := 4 \cdot A_{x_{t\ddot{a}}} \cdot l_{t\ddot{a}} \cdot \rho_t = 5.01 \times 10^7 \text{ kg}$$

Masse brokasse

Stålkasse

$$m_{bks} := A_{x_{bk}} \cdot \rho_{bk} = 1.086 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{bks} := m_{bks} \cdot l_{sp} = 8.468 \times 10^6 \text{ kg}$$

Asfaltvekt

$$m_{asf} := \text{Asfaltbredde}_{bk} \cdot \left(\frac{l_{EC}}{g} \right) = 5.863 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Flytebro forankret på store dyp

Stålkasse med dekke(bro ferdig montert)

$$m_{\text{bkf}} := m_{\text{bks}} + m_{\text{asf}} = 1.672 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{bkf}} := m_{\text{bkf}} \cdot l_{\text{sp}} = 1.304 \times 10^7 \text{ kg}$$

Masse kabler

$$M_{\text{ka}} := m_{\text{mka}} \cdot \text{lengde}_{\text{ka}} = 1.718 \times 10^6 \text{ kg}$$

Masse strekkstag

$$m_{\text{ss}} := \text{Ant}_{\text{ss}} \cdot A_{\text{ss}} \cdot \rho_{\text{ss}} = 1.287 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Sum av egenvekter

$$M_{\text{ev}} := M_{\text{be}} + M_{\text{sy}} + M_{\text{po}} + M_{\text{tå}} + M_{\text{bkf}} + M_{\text{ka}} = 2.136 \times 10^8 \text{ kg}$$

NATURLIG DYBDE GITT AV EGENVEKT

Naturlig dybde egenvekt plattform
$$\text{draft}_{ev} := \frac{M_{ev} - h_{po} \cdot l_{po} \cdot b_{po} \cdot \rho_{vann}}{A_{be} \cdot \rho_{vann}} + h_{po} = 50.916 \text{ m}$$

BRUKSLAST

Verdier hentet fra excel(opprinnelig fra eurocode)

Linjelast
$$F_{bl} := 56.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Punktlast
$$F_{bp} := 1200 \text{ kN}$$

Samlet last pr.plattform
$$M_{brukslast} := \frac{(F_{bl} \cdot l_{sp})}{g} + \frac{F_{bp}}{g} = 4.592 \times 10^6 \text{ kg}$$

NATURLIG DYBDE GITT AV EGENVEKT OG BRUKSLAST

Naturlig dybde egenvekt og brukslast plattform

$$\text{draft}_{nb} := \frac{M_{ev} + M_{brukslast} - h_{po} \cdot l_{po} \cdot b_{po} \cdot \rho_{vann}}{4 \cdot \pi \cdot R_{be}^2 \cdot \rho_{vann}} + h_{po} = 52.5 \text{ m}$$

Synk pga brukslast
$$S_e := \text{draft}_{nb} - \text{draft}_{ev} = 1.585 \text{ m}$$

IV. Vedlegg D - Kotehøyder, gravitasjonscenter og oppdriftssenter

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

KOTEHØYDE

Kotehøyde vannoverflate	$k_0 := 0\text{ m}$
Topp plattform	$k_{obe} = 27.6\text{ m}$
Underkant sylinder	$k_{usy} := A_{gap} = 12.6\text{ m}$
Underkant plattformbein	$k_{ube} := -(h_y - k_{obe} - h_{po}) = -54.4\text{ m}$
Underkant pontong	$k_{upo} := k_{ube} - h_{po} = -62.4\text{ m}$
Topp tårn	$k_{ot\ddot{a}} = 281.367\text{ m}$
Underkant brobane	$k_{ubr} = 70\text{ m}$
Overkant brobane	$k_{obr} := k_{ubr} + h_{bk} = 74\text{ m}$

GRAVITASJONSSENTER

Høyder er gitt til gravitasjonssenter på konstruksjonselementene fra bunn av plattform

$$\text{Pontong} \quad CG_{\text{pontong}} := \frac{h_{\text{po}}}{2} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Bein} \quad CG_{\text{bein}} := h_{\text{po}} + \frac{h_{\text{be}}}{2} = 49 \text{ m}$$

$$\text{Sylinder} \quad CG_{\text{sylinder}} := h_y - \frac{D_{\text{sy}}}{2} = 82.5 \text{ m}$$

$$\text{Tårn} \quad CG_{\text{tårn}} := h_y + \frac{h_{\text{tå}}}{2} = 216.883 \text{ m}$$

$$\text{Brokasse} \quad CG_{\text{brokasse}} := h_y - D_{\text{sy}} - A_{\text{gap}} + k_{\text{ubr}} + \frac{h_{\text{bk}}}{2} = 134.4 \text{ m}$$

$$\text{Kabler} \quad CG_{\text{kabler}} := (h_y - D_{\text{sy}} - A_{\text{gap}}) + k_{\text{obr}} + \frac{(k_{\text{otå}} - k_{\text{obr}})}{2} = 240.083 \text{ m}$$

$$\text{CoG} := \frac{M_{\text{po}} \cdot CG_{\text{pontong}} + M_{\text{be}} \cdot CG_{\text{bein}} + M_{\text{sy}} \cdot CG_{\text{sylinder}} + M_{\text{tå}} \cdot CG_{\text{tårn}} + M_{\text{bkf}} \cdot CG_{\text{brokasse}} + M_{\text{ka}} \cdot CG_{\text{kabler}}}{M_{\text{ev}}} = 84.133 \text{ m}$$

$$\text{CoG} = 84.133 \text{ m}$$

Flytebro forankret på store dyp

OPPDRIFTSSENTER

Høyder er gitt til oppdriftssenter på konstruksjonselementene fra bunn av plattform

$$\text{Pontong} \quad CB_{\text{pontong}} := CG_{\text{pontong}} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Bein} \quad CB_{\text{bein}} := h_{\text{po}} + \frac{-k_{\text{ube}}}{2} = 35.2 \text{ m}$$

Volum av neddykkede elementer

$$\text{Pontong} \quad V_{\text{po}} := l_{\text{po}} \cdot h_{\text{po}} \cdot b_{\text{po}} = 8.704 \times 10^4 \cdot \text{m}^3$$

$$\text{Bein} \quad V_{\text{be}} := A_{\text{be}} \cdot (-k_{\text{ube}}) = 1.538 \times 10^5 \cdot \text{m}^3$$

$$\text{Totalt volum} \quad V_{\text{tot}} := V_{\text{po}} + V_{\text{be}} = 2.409 \times 10^5 \cdot \text{m}^3$$

$$\text{CoB} := \frac{V_{\text{po}} \cdot CB_{\text{pontong}} + V_{\text{be}} \cdot CB_{\text{bein}}}{V_{\text{tot}}} = 23.925 \text{ m}$$

V. Vedlegg E - Lineær bølgeteori

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

BESTEMMELSE AV RELATIVT VANNDYP

Bestemmelse av relativt vanndyp er beregnet ut fra forholdet mellom vanndybde og bølgelengde. Tester ut om vi er i dypt vann først, da det erfaringsmessig er greiest kalkulasjoner om man havner her.

Beregninger for dypt vann er gyldige hvis $d/L > 0.5$

$$L_d := g \cdot \frac{T_s^2}{(2 \cdot \pi)} = 140.86 \text{ m}$$

$$k_d := 2 \cdot \frac{\pi}{L_d} = 0.045 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\text{Kravdyp} := \frac{d}{L_d} = 4.26$$

Dette kravet er oppfylt, og vi benytter oss av verdier for dypt vann i videre beregninger

Flytebro forankret på store dyp

BESTEMMELSER AV MAKS PARTIKKELHASTIGHETER OG AKSELERASJONER

Bestemmelse av partikkelhastighet er beregnet ut fra maks bølgehøyde

$$\text{Hastighetspotensialet } \varphi(x, z, t) := \frac{\xi_{\text{maks}} \cdot g \cdot \cosh((k_d \cdot z + k_d \cdot d))}{\omega \cdot \cosh(k_d \cdot d)} \cdot \cos(\omega \cdot t - k_d \cdot x)$$

$$z := \xi_{\text{maks}}, \xi_{\text{maks}} - 1 \text{ m} \dots - d$$

$$x := 0 \text{ m}, 1 \text{ m} \dots 2 \cdot L_d$$

$$t := 0 \text{ s}, 0.5 \text{ s} \dots (2 \cdot T_{\text{maks}})$$

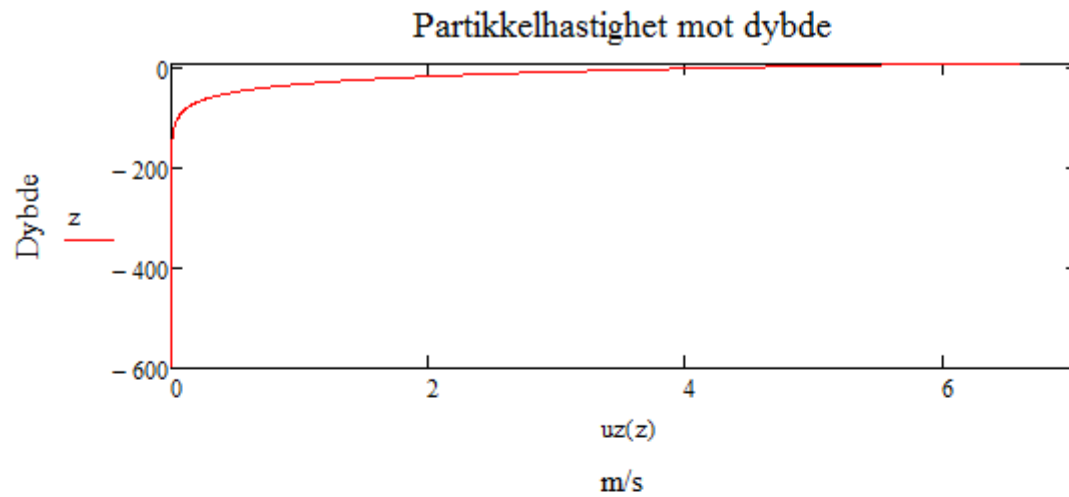
Horizontal partikkelhastighet

Horizontal partikkelhastighet $u = d\varphi/dx$

$$u(z, t) := \frac{\xi_{\text{maks}} \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot z)} \cdot k_d}{\omega} \cdot \sin(\omega \cdot t - k_d \cdot x)$$

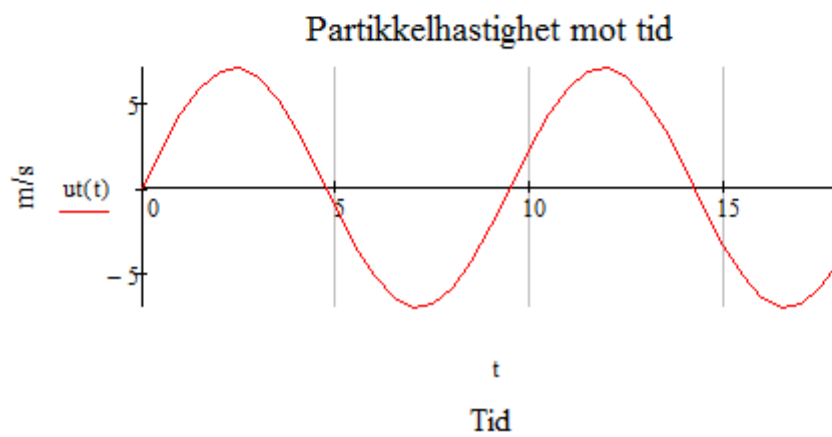
Maks horisontal partikkelhastighet, dvs. ved middelvannstand $\Rightarrow \sin(\omega \cdot t - k_d \cdot x) = 1$

$$u_z(z) := \frac{\xi_{\text{maks}} \cdot k_d \cdot g}{\omega} \cdot e^{(k_d \cdot z)}$$



Partikkelhastighet ved bølgetopp fordelt over tid

$$u_t(t) := \frac{\xi_{\text{maks}} \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot \xi_{\text{maks}})}}{\omega} \cdot k_d \cdot \sin(\omega \cdot t)$$



Flytebro forankret på store dyp

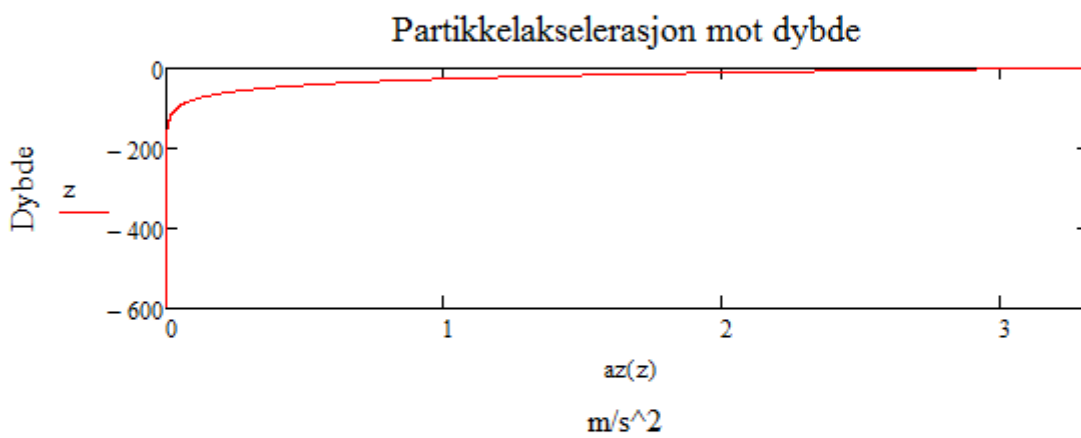
Horizontal partikkelakselerasjon ved havoverflater

Horizontal partikkelakselerasjon $a=du/dt$

$$a(z,t) := \xi_{\text{maks}} \cdot k_d \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot z)} \cdot \cos(\omega \cdot t - k_d \cdot x)$$

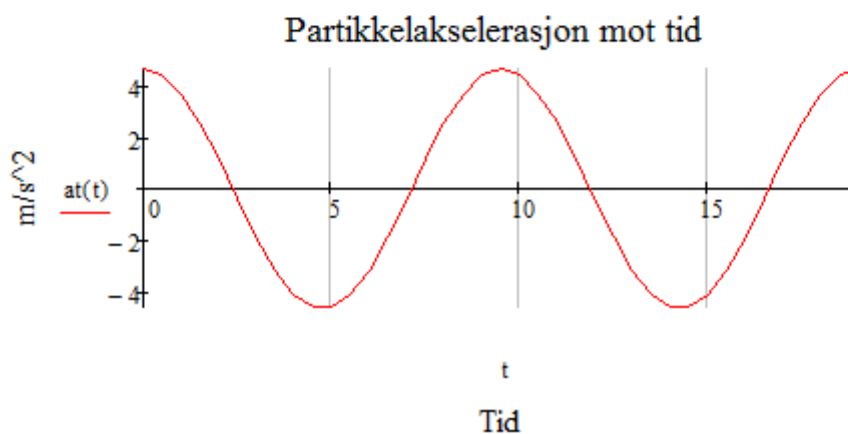
Maks horisontal partikkelakselerasjon, dvs ved normal havoverflate $\Rightarrow \cos(\omega \cdot t - k_d \cdot x) = 1$

$$az(z) := \xi_{\text{maks}} \cdot k_d \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot z)}$$



Partikkel akselerasjon ved havoverflaten fordelt over tid

$$at(t) := \xi_{\text{maks}} \cdot k_d \cdot g \cdot e^{(k_d \cdot \xi_{\text{maks}})} \cdot \cos(\omega \cdot t)$$



VI. Vedlegg F – Beregning av bølgekrefter

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

Forutsetninger

Antar at alle flyterne står på dypt vann. Grunneste plattform står på 280 meters dybde, dette vil si at om bølgelengde viser seg å være lenger enn 560 meter er ikke denne forutsetningen gyldig lenger.

Det er ikke garantert at det vil være en "stor" bølge som vil være verst for konstruksjonen. Setter nedenfor opp flere tilfeller av bølgehøyder og perioder for å se hva som vil gi mest krefter på flyteren.

$$\text{Lengde c-c plattformbein} \quad \text{Bein}_{cc} := b_{yt} - D_{be} = 85 \text{ m}$$

$$\text{Grense for dypt vann} \quad g_{dvann} := 2 \cdot d = 1.2 \times 10^3 \text{ m}$$

$$\text{Maks periode for at forutsetning skal være gyldig} \quad T_{maks} := \sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot g_{dvann}}{g}} = 27.728 \text{ s}$$

$$T := 5 \text{ s}, 6 \text{ s}.. T_{maks}$$

$$L_{ug}(T) := g \cdot \frac{T^2}{(2 \cdot \pi)}$$

$$k_{ug}(T) := 2 \cdot \frac{\pi}{L_{ug}(T)}$$

$$\omega_{ug}(T) := \frac{2 \cdot \pi}{T}$$

$$C(T) := \frac{\omega_{ug}(T)}{k_{ug}(T)}$$

Flytebro forankret på store dyp

Pga. diameteren på beina til plattformen vil det være et treghetsdominert lastbildet på plattformen. Dette kan argumenteres med at diameteren alltid vil være en god del større enn 10% av maks bølgehøyde. Velger derfor å sette $\cos(\omega_{\text{ug}}(T) \cdot t(T)) = 1$, dvs setter $t(T) = 0$ som utgangspunkt

$$t(T) := 0$$

Det er 4 bein på plattformen. Bølgen er fordelt over beina i forhold til angrepsvinkelen på følgende måte:

Angrepsvinkel

$$\alpha_A := 0 \text{ deg}$$

Bein 1

$$l_1 := 0$$

Bein 2

$$l_2 := \text{Bein}_{\text{cc}} \cdot \sin(\alpha_A) = 0 \text{ m}$$

Bein 3

$$l_3 := \text{Bein}_{\text{cc}} \cdot \cos(\alpha_A) = 85 \text{ m}$$

Bein 4

$$l_4 := \text{Bein}_{\text{cc}} \cdot \sqrt{2} \cdot \cos(45 \text{ deg} - \alpha_A) = 85 \text{ m}$$

Tid bølgen bruker fra senter til senter plattformbein fra bein nr.1 (bein nr1=0)

Bein 1
$$\Delta t_1(T) := \frac{l_1}{C(T)}$$

Bein 2
$$\Delta t_2(T) := \frac{l_2}{C(T)}$$

Bein 3
$$\Delta t_3(T) := \frac{l_3}{C(T)}$$

Bein 4
$$\Delta t_4(T) := \frac{l_4}{C(T)}$$

Partikkelhastighet pr. beinBein 1

$$U_1(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin(\omega_{ug}(T) \cdot t(T))$$

Bein 2

$$U_2(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_2(T))]$$

Bein 3

$$U_3(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_3(T))]$$

Bein 4

$$U_4(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_4(T))]$$

Partikkelakselerasjon pr. bein

Bein 1

$$A_1(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{\text{ug}}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{\text{ug}}(T) \cdot z)} \cdot \cos(\omega_{\text{ug}}(T) \cdot t(T))$$

Bein 2

$$A_2(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{\text{ug}}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{\text{ug}}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{\text{ug}}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_2(T))]$$

Bein 3

$$A_3(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{\text{ug}}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{\text{ug}}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{\text{ug}}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_3(T))]$$

Bein 4

$$A_4(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{\text{ug}}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{\text{ug}}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{\text{ug}}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_4(T))]$$

DEMPNINGSKOEFFISIENT

Må foreta noen enkle beregninger for å kunne si noe om dempningen

Strekk i strekkstagene

Horizontalstivhet fra strekk i strekkstagene (kun translatorisk stivhet, velger å negligere vannplanstivheten i denne omgang)

$$\text{lengde strekkstag} \quad l_{ss} := d + k_{upo} - H_{an} = 507.6 \text{ m}$$

$$\text{Horizontal stivhet (ren translasjon)} \quad k_{surge} := \frac{F_{Ti}}{l_{ss}} = 0.643 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Horizontal egenfrekvens

$$\text{Tilleggsmedvirkende masse} \\ \text{(totalt forenget veskemengde i kg)} \quad M_{\text{tillegg}} := \frac{F_{Ti}}{g} + M_{ev} = 2.469 \times 10^8 \text{ kg}$$

$$\text{Egenfrekvens plattform} \quad \omega_n := \sqrt{\frac{k_{surge}}{M_{ev} + M_{\text{tillegg}}}} = 0.037 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Koeffesient hentet fra beregninger gjort på Heidrunplattformen. Siden Egenperioden til plattformen er mye større enn bølgeperioden, vil i praksis denne koeffesienten være negligierbar. Dette er nærmere forklart når dynamisk forsterkningsfaktor diskuteres i oppgaven..

$$\zeta := 0.045$$

$$\text{Frekvens} \\ \text{forholdet} \quad r_h(T) := \frac{\omega_{ug}(T)}{\omega_n}$$

$$\text{Demped frekvens} \quad \omega_d := \omega_n \cdot \sqrt{1 - \zeta^2} = 0.037 \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\text{Dynamisk forsterkningsfaktor} \quad f(T) := \frac{1}{\sqrt{(1 - r_h(T)^2)^2 + (2 \cdot \zeta \cdot r_h(T))^2}}$$

Flytebro forankret på store dyp

Krav for å Bruke morrison's formler:

$D/L < 0.2$ Diameter på søylene i forhold til Bølgelengde

$H/L < 0.14$ (slik at Bølgene ikke Bryter)

$a < 0.2 \cdot D$, a = amplituden. siden TLP har så lang periode i horisontalplanet, velger jeg å ikke tolke amplituden i dette kravet som sideveisforskyvning av plattformen

$$\frac{D_{be}}{L_d} = 0.213 \quad \text{Ok}$$

$$\frac{H_{maks}}{L_d} = 0.108 \quad \text{Ok}$$

$$a := D_{be} \cdot 0.2 = 6 \text{ m} \quad \text{Ok med forbehold om at ovenfor nevnte krav oppfylles.}$$

BESTEMMELSE AV TREGHETSKOEFFISIENT

Det er valg å sette alle tregghetskoeffisientene til 2 i oppgaven.

BESTEMMELSE AV DRAGKOEFFISIENT

Det er foretatt en rekke forenklinger og antagelser i fastsettelse av naturlastene. Dette resulterer i en stor usikkerhet, og dermed blir sannsynligvis ikke dragkoeffisienten riktig uansett. Verdi settes ut fra et ønske om å være konservativ videre i beregningene.

KREFTER PÅ PLATTFORMBEINA

Dragkoeffisient $Cd_{be} := 1.2$

Keulegan carpenter nummer $N_{Kc} := \frac{uz(\xi_{maks}) \cdot T_{maks}}{D_{sy}} = 8.49$

Tregghetsfaktor $Cm_{be} := 2$

Tregthetsfaktor

Grunnlag for bestemmelse i graf $\frac{D_{be}}{L_d} = 0.213$

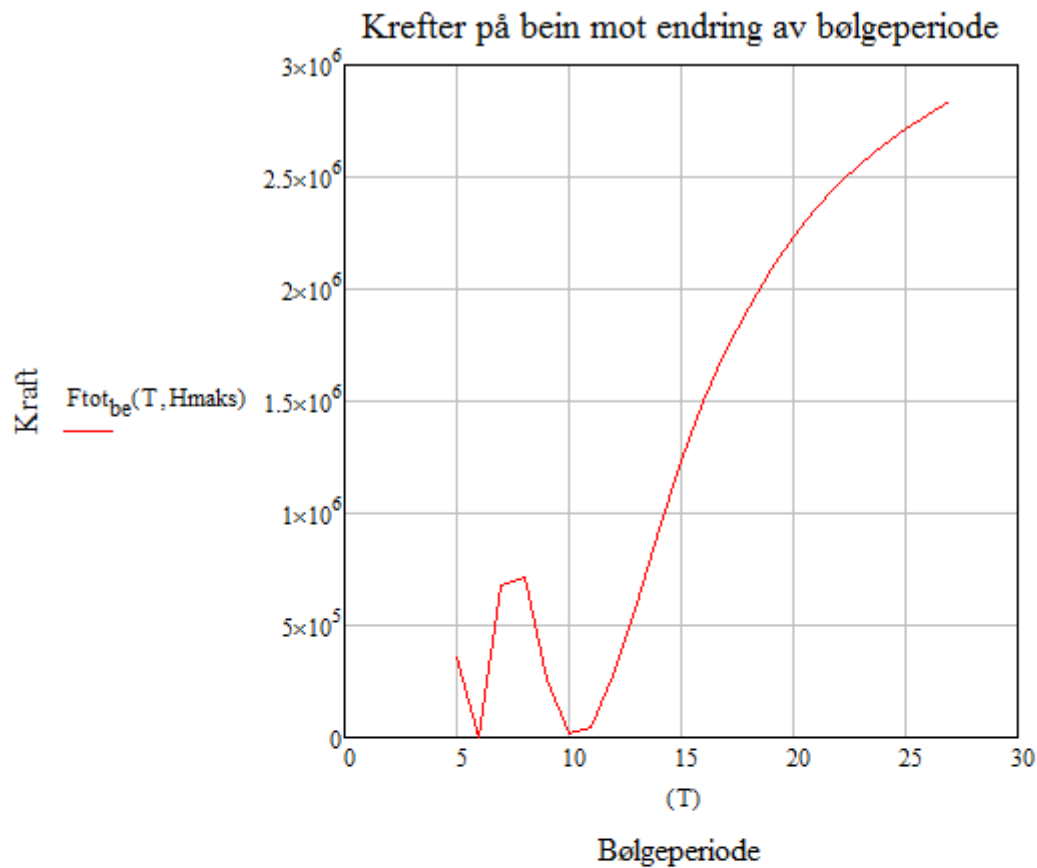
□

Leser av fra graf $C_{mbe} := 2$

$$F_{d_{be}}(T, H) := \int_{k_{ube}}^{\frac{H}{2}} 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_1(z, T, H) \cdot |U_1(z, T, H)| dz + \int_{k_{ube}}^{\frac{H}{2}} 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_2(z, T, H) \cdot |U_2(z, T, H)| dz + \int_{k_{ube}}^{\frac{H}{2}} 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_3(z, T, H) \cdot |U_3(z, T, H)| dz + \int_{k_{ube}}^{\frac{H}{2}} 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_4(z, T, H) \cdot |U_4(z, T, H)| dz$$

$$F_{m_{be}}(T, H) := \int_{k_{ube}}^0 \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_1(z, T, H) dz + \int_{k_{ube}}^0 \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_2(z, T, H) dz + \int_{k_{ube}}^0 \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_3(z, T, H) dz + \int_{k_{ube}}^0 \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_4(z, T, H) dz$$

$$F_{t_{be}}(T, H) := f(T) \cdot F_{d_{be}}(T, H) + f(T) \cdot F_{m_{be}}(T, H)$$



Tydning av graf

Vi har en liten topp i kraftbildet på bølgeperioder på ca.7 sekunder. Dette er fordi det da er full partikkelakselerasjon mot alle beina samtidig. Deretter roer grafen seg betydelig, noe som indikerer at noen av beina er i motfase, altså med partikkelakselerasjon 180 grader på bølgeretning. Så tar grafen "av". Dette er fordi man nå begynner å få såpass store perioder at den dynamiske forsterkningsfaktoren øker (perioden til bølgene går mot egenperioden til plattformen)

Forutsetter at det nå videre i beregninger skal benyttes nedenfor gitte parameter

Bølgeperiode $T := T_{maks} = 18.05 \text{ s}$

Bølgehøyde $H := H_{maks} = 15.2 \text{ m}$

$$F_{tot_{be}}(T, H) = 1.932 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

KREFTER PÅ PONTONG

Lengde fra senter til senter av pontong med utgangspunkt i at bølgen treffer 1. bein først

$$\text{Pontong 1} \quad l_{p1} := \frac{\text{Bein}_{cc}}{2} \cdot \sin(\alpha_A) = 0 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 2} \quad l_{p2} := \frac{\text{Bein}_{cc}}{2} \cdot \cos(\alpha_A) = 42.5 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 3} \quad l_{p3} := \text{Bein}_{cc} \cdot \sqrt{1.25} \cdot \cos(63.435 \text{ deg} - \alpha_A) = 42.5 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 4} \quad l_{p4} := \text{Bein}_{cc} \cdot \sqrt{1.25} \cdot \cos(26.565 \text{ deg} - \alpha_A) = 85 \text{ m}$$

Bredde på pontong i forhold til angepsvinkel

$$\text{Total lengde pontonger} \quad l_{po} = 340 \text{ m}$$

$$\text{lengde pr. pontong} \quad l_p := \frac{l_{po}}{4} = 85 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 1} \quad bp_1 := l_p \cdot \cos(\alpha_A) = 85 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 2} \quad bp_2 := l_p \cdot \sin(\alpha_A) = 0 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 3} \quad bp_3 := l_p \cdot \cos(\alpha_A) = 85 \text{ m}$$

$$\text{Pontong 4} \quad bp_4 := l_p \cdot \sin(\alpha_A) = 0 \text{ m}$$

Flytebro forankret på store dyp

Tid bølgen bruker fra senter til senter pontong fra bein nr.1 (bein nr1=0)

$$\text{Bein 1} \quad \Delta t_{p1}(T) := \frac{l_{p1}}{c(T)}$$

$$\text{Bein 2} \quad \Delta t_{p2}(T) := \frac{l_{p2}}{c(T)}$$

$$\text{Bein 3} \quad \Delta t_{p3}(T) := \frac{l_{p3}}{c(T)}$$

$$\text{Bein 4} \quad \Delta t_{p4}(T) := \frac{l_{p4}}{c(T)}$$

Partikkelhastighet pr. pontong

Pontong 1

$$U_{p1}(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p1}(T))]$$

Pontong 2

$$U_{p2}(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p2}(T))]$$

Pontong 3

$$U_{p_3}(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p_3}(T))]$$

Pontong 4

$$U_{p_4}(z, T, H) := \frac{\frac{H}{2} \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot k_{ug}(T)}{\omega_{ug}(T)} \cdot \sin[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p_4}(T))]$$

Partikkelakselerasjon pr. pontongPontong 1

$$A_{p_1}(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{ug}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p_1}(T))]$$

Pontong 2

$$A_{p_2}(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{ug}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p_2}(T))]$$

Flytebro forankret på store dyp

Pontong 3

$$A_{p3}(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{ug}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p3}(T))]$$

Pontong 4

$$A_{p4}(z, T, H) := \frac{H}{2} \cdot k_{ug}(T) \cdot g \cdot e^{(k_{ug}(T) \cdot z)} \cdot \cos[\omega_{ug}(T) \cdot (t(T) + \Delta t_{p4}(T))]$$

Dragfaktor

Benytter en relativt høy dragfaktor pga. pontongens rektangelform. Kan også forvente en del marin vekst

$$C_{d_{po}} := 2$$

Treghetsfaktor

$$C_{m_{po}} := 2$$

$$F_{d_{po}}(T, H) = \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} 0.5 \cdot C_{d_{po}} \cdot \rho_{vann} \cdot b_{p1} \cdot U_{p1}(z, T, H) \cdot |U_{p1}(z, T, H)| \cdot dz + \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} 0.5 \cdot C_{d_{po}} \cdot \rho_{vann} \cdot b_{p2} \cdot U_{p2}(z, T, H) \cdot |U_{p2}(z, T, H)| \cdot dz + \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} 0.5 \cdot C_{d_{po}} \cdot \rho_{vann} \cdot b_{p3} \cdot U_{p3}(z, T, H) \cdot |U_{p3}(z, T, H)| \cdot dz + \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} 0.5 \cdot C_{d_{po}} \cdot \rho_{vann} \cdot b_{p4} \cdot U_{p4}(z, T, H) \cdot |U_{p4}(z, T, H)| \cdot dz$$

$$F_{m_{po}}(T, H) = \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} \rho_{vann} \cdot C_{m_{po}} \cdot b_{p1} \cdot A_{p1}(z, T, H) \cdot dz + \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} \rho_{vann} \cdot C_{m_{po}} \cdot b_{p2} \cdot A_{p2}(z, T, H) \cdot dz + \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} \rho_{vann} \cdot C_{m_{po}} \cdot b_{p3} \cdot A_{p3}(z, T, H) \cdot dz + \int_{k_{tupo}}^{k_{tube}} \rho_{vann} \cdot C_{m_{po}} \cdot b_{p4} \cdot A_{p4}(z, T, H) \cdot dz$$

$$F_{tot_{po}}(T, H) = f(T) \cdot F_{d_{po}}(T, H) + f(T) \cdot F_{m_{po}}(T, H)$$

$$F_{tot_{po}}(T, H) = 437.676 \text{ kN}$$

Flytebro forankret på store dyp

Statisk total kraft fra bølgene

$$F_{\text{tot}_{\text{bølger}}} := F_{\text{tot}_{\text{po}}}(\text{T}, \text{H}) + F_{\text{tot}_{\text{be}}}(\text{T}, \text{H}) = 2.37 \cdot \text{MN}$$

VII. Vedlegg G - Strømningskrefter

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

Forutsetninger

Vi har konstant strøm uavhengig av vanddyb

Alle konstruksjonselementer som er neddykket i vann blir like påvirket av strøm, selv om det i praksis vil være ulikt pga. strømningsforstyrrelser da strømmen passerer de enkelte elementene

Bruker samme dragfaktor som da bølgekreftene ble beregnet

Det må her benekkes at forutsetninger spesielt "straffer" strekkstagene, både fordi det sannsynligvis er mindre strøm dess dypere man kommer, samt at stagene står i "klynger" og vil dermed skjerme noe for hverandre.

Strømningskrefter på beina

Total horisontal kraft på beina av strøm

$$F_{ds_{be}} := 4 \cdot 0.5 \rho_{\text{vann}} \cdot C_{d_{be}} \cdot D_{be} \cdot u_s^2 \cdot (-k_{ube}) = 4.015 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Linjelast langs bein} \quad F_{s_{st}} := \frac{F_{ds_{be}}}{4} \cdot \frac{1}{-k_{ube}} = 18.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Strømningskrefter på pontong

Her forenkler vi og sier at kun pontonger som ligger på tvers av strømmen blir utsatt for strømningskrefter, ser helt bort fra friksjonen langs langsgående pontonger

Bredde på pontong i forhold til angepsvinkel

$$\text{Total lengde pontonger} \quad l_{po} = 340 \text{ m}$$

$$\text{lengde pr. pontong} \quad l_p = 85 \text{ m}$$

Flytebro forankret på store dyp

Pontong 1 $bp_1 = 85 \text{ m}$

Pontong 2 $bp_2 = 0 \text{ m}$

Pontong 3 $bp_3 = 85 \text{ m}$

Pontong 4 $bp_4 = 0 \text{ m}$

Strømningskrefter pr. pontong

Pontong 1

$$fds1_{po} := 0.5 \cdot \rho_{vann} \cdot Cd_{po} \cdot h_{po} \cdot bp_1 \cdot u_s^2$$

Pontong 2

$$fds2_{po} := 0.5 \cdot \rho_{vann} \cdot Cd_{po} \cdot h_{po} \cdot bp_2 \cdot u_s^2$$

Pontong 3

$$fds3_{po} := 0.5 \cdot \rho_{vann} \cdot Cd_{po} \cdot h_{po} \cdot bp_3 \cdot u_s^2$$

Pontong 4

$$fds4_{po} := 0.5 \cdot \rho_{vann} \cdot Cd_{po} \cdot h_{po} \cdot bp_4 \cdot u_s^2$$

Strømningskrefter totalt pontonger

$$Fds_{po} := fds1_{po} + fds2_{po} + fds3_{po} + fds4_{po} = 1.394 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Linjelast pontong av strøm $F_{sp_{st}} := Fds_{po} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot l_{po}} = 8.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Strømningskrefter på strekkstag

Lengde strekkstag $l_{ss} := d + k_{upo} = 537.6 \text{ m}$

$$Fds_{ss} := 0.5 \rho_{\text{vann}} \cdot Cd_{ss} \cdot D_{ss} \cdot u_s^2 \cdot Ant_{ss} \cdot l_{ss} = 4.408 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Linjelast pr strekkstag $F_{ssst} := \frac{Fds_{ss}}{Ant_{ss} \cdot l_{ss}} = 0.513 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Total horisontal kraft fra strømning

$$Fdtot_{\text{strøm}} := Fds_{be} + Fds_{po} + Fds_{ss} = 9.817 \cdot \text{MN}$$

VIII. Vedlegg H - Vindkrefter

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

VINDLAST. Grunnlag: Eurocode 1: Laster på konstruksjoner Del 1.4: Allmenne laster.

Vi forutsetter at vi er i terrengkategori 0

50 års referansevindhastighet for Boknafjorden.

$$U_{50\text{år}} := 28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Omregning til 100 års returperiode ved å øke med 4%.

$$U_{100\text{år}} := U_{50\text{år}} \cdot 1.04 = 29.12 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$k_Y := 0.155$$

$$z_0 := 0.03\text{m}$$

$$z := 0\text{m}, 1\text{m}.. k_{\text{otå}}$$

$$K_p := 3.5$$

I vårt tilfelle $U_b := U_{100\text{år}} = 29.12 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Ovenfor nevnte parameter er beskrevet i vind-delen i oppgaven.

Statisk vind på forskjellige høyder er gitt av

$$U(z) := U_b \cdot k_Y \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Turbulens intensitet på forskjellige høyder er gitt av

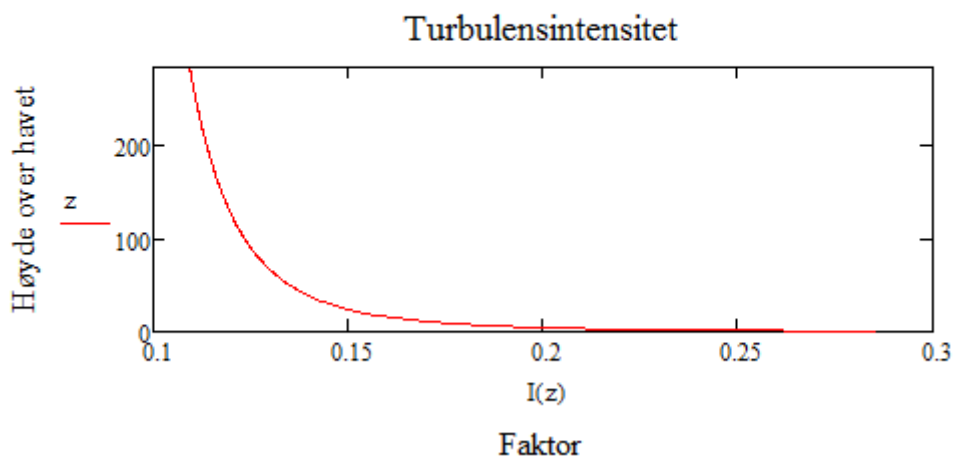
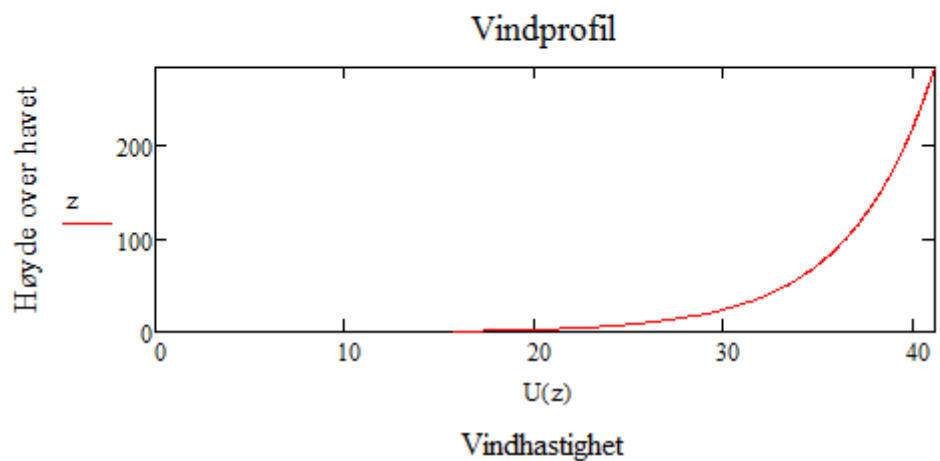
$$I(z) := \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

Standardavvik er definert som

$$\sigma_u(z) := I(z) \cdot U(z)$$

Dynamisk del av vind på forskjellige høyder er gitt av

$$ud(z) := K_p \cdot \sigma_u(z)$$



Fra grafen over turbulensintensitet ser man at ved lave høyder over havet kan man forvente seg mer turbulens. Dette resulterer i at konstruksjonselementene som befinner seg i lavere høyder er mer utsatt for den dynamiske komponenten av vinden. På det som her i beregningene kalles «statisk del» er grunnlaget kvadratet av middelvind ($U(z)$), mens den dynamiske andelen består av middelvind multiplisert med maksimums vindkast ($ud(z)$). Som nevnt i oppgaven benyttes her kun middelvind-delen til å beregne kreftene.

BEIN

Her forenkler vi og sier at vinden virker like mye på alle beina, dette vil være konservativt.

Vi setter dragfaktoren til 0,85

$$C_{dv_{be}} := 0.85$$

Statisk del

Kraft pr. bein

$$fdvs_{be}(z) := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot C_{dv_{be}} \cdot D_{be} \cdot U(z)^2$$

Total horisontal kraft på beina av vind

$$F_{dvs_{be}} := \int_{k_0}^{k_{obe}} 4 \cdot fdvs_{be}(z) \, dz = 1.767 \times 10^6 \text{ N}$$

Dynamisk del

Dynamisk kraft pr. bein

$$fdvd_{be}(z) := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot C_{dv_{be}} \cdot D_{be} \cdot U(z) \cdot ud(z)$$

Total dynamisk horisontal kraft på beina

$$F_{dvd_{be}} := \int_{k_0}^{k_{obe}} 4 \cdot fdvd_{be}(z) \, dz = 1.032 \times 10^6 \text{ N}$$

SYLINDER

Vi forutsetter her at vindel kun virker på sylindrene som ligger på tvers av vinden, og negliserer friksjonen av vind mot sylindre som ligger på langs med vinden. Dette vil si at vi beregner vind på 2 sylindre samtidig.

Lengde pr. sylinder
(Altså mellom beina på plattformen)

$$l_{1sy} := \frac{l_{sy}}{4} = 55 \text{ m}$$

Vi setter her også dragfaktoren til 0,85

$$C_{d_{sy}} := 0.85$$

Statisk del

Kraft pr. sylinder av vind

$$fdvs_{sy}(z) := 0.5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot C_{d_{sy}} \cdot l_{1sy} \cdot U(z)^2$$

Kraft totalt horisontalt av vind

$$F_{dvs_{sy}} := \int_{k_{usy}}^{k_{obe}} 2 \cdot fdvs_{sy}(z) \, dz = 7.514 \times 10^5 \text{ N}$$

Dynamisk del

Dynamisk kraft pr. sylinder av vind

$$fdvd_{sy}(z) := 0.5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot C_{d_{sy}} \cdot l_{1sy} \cdot U(z) \cdot ud(z)$$

Totalt dynamisk horisontal kraft fra vind

$$F_{dvd_{sy}} := \int_{k_{usy}}^{k_{obe}} 2 \cdot fdvd_{sy}(z) \, dz = 4.052 \times 10^5 \text{ N}$$

TÅRN

Her sier vi også at vinden kommer til å virke like mye på alle beina i tårnet, dette vil være konservativt. Det som er verdt å merke seg her er at etterhvert som man kommer opp i høyden, og beina på tårnet kommer nærmere hverandre, vil de skygge for hverandre og gi totalt mindre vind. Dette er det ikke tatt hensyn til i oppgaven.

Dragfaktor sirkulære tårn

$$C_{d_{t\grave{a}}} := 0.9$$

Statisk del

Horisontal kraft fra vind pr. bein i tårnet

$$f_{dvs_{t\grave{a}}}(z) := 0.5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot C_{d_{t\grave{a}}} \cdot D_{t\grave{a}} \cdot U(z)^2$$

Total horisontal kraft fra vind på tårnet

$$F_{dvs_{t\grave{a}}} := \int_{k_{\text{obe}}}^{k_{\text{ot\grave{a}}}} 4 f_{dvs_{t\grave{a}}}(z) dz = 7.421 \times 10^6 \text{ N}$$

Dynamisk del

Dynamisk kraft pr. bein i tårnet av vind

$$f_{dvd_{t\grave{a}}}(z) := 0.5 \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot D_{t\grave{a}} \cdot C_{d_{t\grave{a}}} \cdot U(z) \cdot u_d(z)$$

Totalt dynamisk horisontal kraft fra vind

$$F_{dvd_{t\grave{a}}} := \int_{k_0}^{k_{\text{obe}}} 4 f_{dvd_{t\grave{a}}}(z) dz = 2.321 \times 10^5 \text{ N}$$

BROKASSE

Det er ikke tatt hensyn til korrelasjon langs brokassen. Dette gir at vinden virker like mye over hele brobanens lengde og i samme tidsrom. Siden man i oppgaven er ute etter global oppførsel på konstruksjonen, er man spesielt ute etter den saktevarierende vinden med en lav frekvens. Lav frekvens gir en vind som virker med noenlunde samme styrke over samme distanse, og gjør at man setter korrolasjonen langsbrokassen til 1.

Brokassen er kun 4 meter høy og dermed noe unødvendig å inegrere over, men for å ha samme gangen i beregningene velges det her integrasjon likevel.

Vi setter dragfaktoren til 0,85

$$C_{d_{br}} := 0.85$$

Statisk del

$$f_{dvs_{br}}(z) := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot C_{d_{br}} \cdot I_{sp} \cdot U(z)^2$$

$$F_{dvs_{br}} := \int_{k_{ubr}}^{k_{obr}} f_{dvs_{br}}(z) dz = 2.046 \times 10^6 \text{ N}$$

Dynamisk del

$$f_{dvd_{br}}(z) := \rho_{luft} \cdot C_{d_{be}} \cdot I_{sp} \cdot U(z) \cdot ud(z)$$

$$F_{dvd_{br}} := \int_{k_{ubr}}^{k_{obr}} f_{dvd_{br}}(z) dz = 2.597 \times 10^6 \text{ N}$$

Kabler

Forutsetninger

- Ikke tatt hensyn til kablenes påvirkning på vinden da man har 2 parallelle plan der det ene vil ligge i "skyggen" til det andre, og forutsetter her at vinden virker like mye på alle kablene.
- Beregner vindkrefter ut fra vindverdi midt i kabelhøyden.

Eurocoden sier her at flertrådede kabler, uansett Reynoldsnummer, har dragfaktor lik 1,2

$$C_{d_{ka}} := 1.2$$

H_{btt} er som nevnt tidligere avstand fra brokassen til topp tårn.

Statisk del

$$f_{dvs_{ka}}(z) := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot C_{d_{ka}} \cdot D_{ka} \cdot U(z)^2$$

$$f_{dvs_{ka}}\left(\frac{H_{btt}}{2} + k_{obe}\right) = 161.099 \cdot \frac{N}{m}$$

$$F_{dvs_{ka}} := f_{dvs_{ka}}\left(\frac{H_{btt}}{2} + k_{obe}\right) \cdot lengde_{ka} = 2.088 \times 10^3 \cdot kN \quad \text{Total kraft fra vind på alle kablene}$$

Dynamisk del

Dynamisk kraft fra vind pr. kabel

$$f_{dvd_{ka}}(z) := 0.5 \cdot \rho_{luft} \cdot C_{d_{ka}} \cdot D_{ka} \cdot U(z) \cdot u_d(z)$$

$$f_{dvd_{ka}}\left(\frac{H_{btt}}{2} + k_{obe}\right) = 67.253 \cdot \frac{N}{m}$$

Total horisontal dynamisk kraft på kabler fra vind

$$F_{dvd_{ka}} := f_{dvd_{ka}}\left(\frac{H_{btt}}{2} + k_{obe}\right) \cdot lengde_{ka} = 871.713 \cdot kN$$

Sum av statiske bidrag

$$F_{tot_{statisk}} := F_{dvs_{be}} + F_{dvs_{sy}} + F_{dvs_{t\ddot{a}}} + F_{dvs_{br}} + F_{dvs_{ka}} = 14.074 \cdot MN$$

IX. Vedlegg I - Plattformens respons

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

STIVHET

$$E_{ss} := 2.1 \cdot 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$k_{\text{heave}} := \frac{E_{ss} \cdot A_{ss} \cdot \text{Ant}_{ss}}{l_{ss}} = 670.155 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$k_{\text{surge}} = 0.643 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

EGENPERIODE

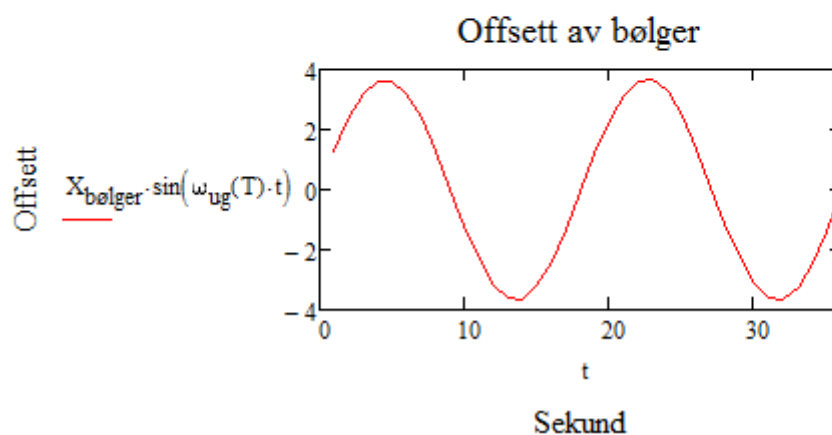
$$T_n := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_n} = 168.14 \text{ s}$$

$$T_{n_v} := \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{k_{\text{heave}}}{M_{\text{ev}}}}} = 3.547 \text{ s}$$

$$t_{\text{w}} := 1\text{s}, 2\text{s}.. 2T_{\text{maks}}$$

Dette gir oss et Offsett forårsaket av bølgene

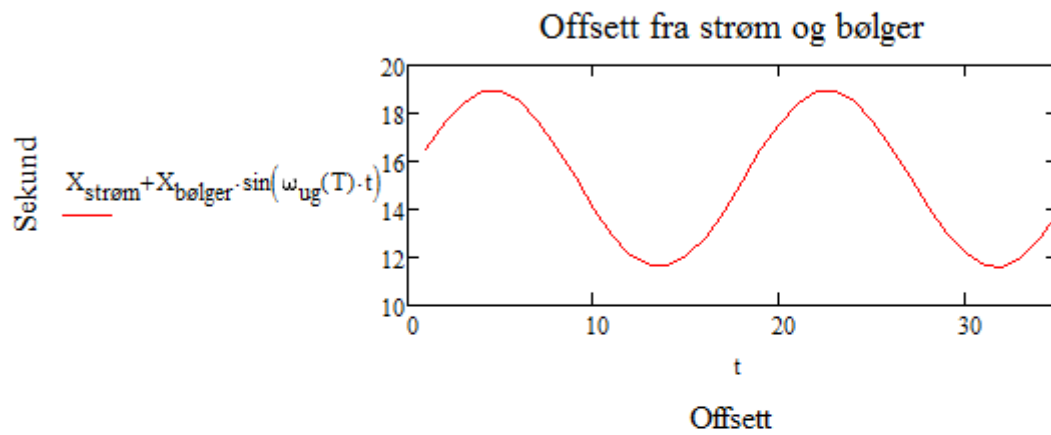
$$X_{\text{bølger}} := \frac{F_{\text{tot bølger}}}{k_{\text{surge}}} = 3.685 \text{ m}$$



Flytebro forankret på store dyp

Offsett av strøm

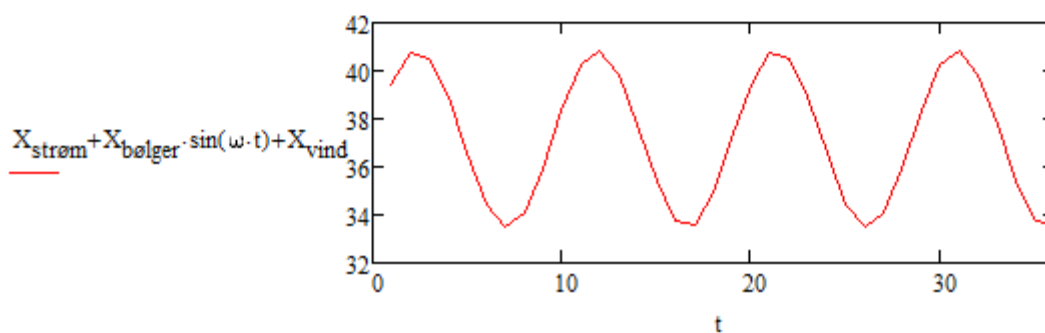
$$X_{\text{strøm}} := \frac{F_{\text{tot strøm}}}{k_{\text{surge}}} = 15.267 \text{ m}$$



Offsett fra vind

Offsett fra vindbidraget om man tar kun det statiske bidraget fra vinden

$$X_{\text{vind}} := \frac{F_{\text{tot statisk}}}{k_{\text{surge}}} = 21.887 \text{ m}$$



Dette gir et maks Offsett på

$$X_{\text{tot}} := X_{\text{strøm}} + X_{\text{bølger}} + X_{\text{vind}} = 40.84 \text{ m}$$

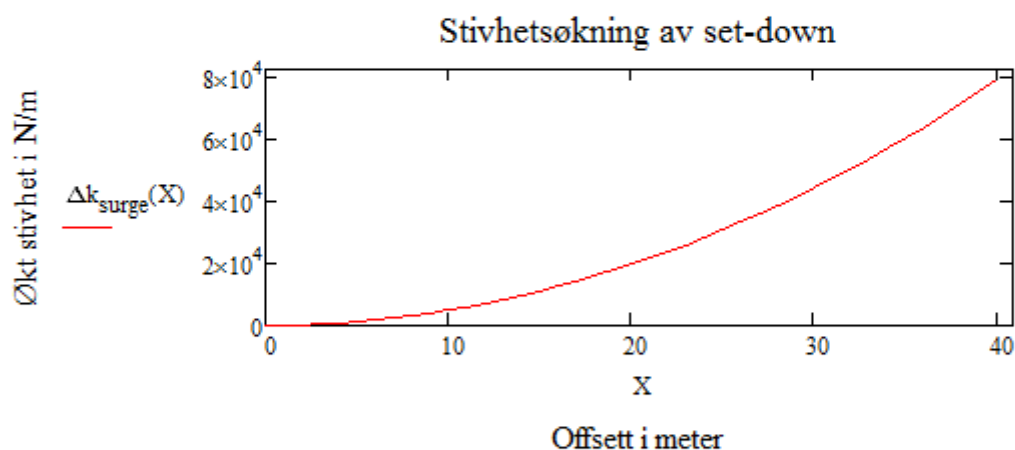
EFFEKT AV SET DOWN

Til nå har det ikke vært tatt i betraktning stivheten som følge av "set down". Man kan velge å dra nytte av denne ved dimensjonering for maks Offsett.

Offsett X $X := 0, 1 \text{ m} \dots X_{\text{tot}}$

Set down av Offsett $sd(X) := 1_{ss} - \sqrt{1_{ss}^2 - X^2}$

Stivhetsøkning surge av Offsett
$$\Delta k_{\text{surge}}(X) := \frac{(4 \cdot \pi \cdot R_{be}^2) \cdot \rho_{\text{vann}} \cdot g \cdot (1_{ss} - \sqrt{1_{ss}^2 - X^2})}{\sqrt{1_{cc}^2 - X^2}}$$



Dette vil da gi oss maks offsett

$$F_{x_{\text{tot}}} := F_{\text{tot}_{\text{bølger}}} + F_{\text{tot}_{\text{strøm}}} + F_{\text{tot}_{\text{statisk}}} = 26.26 \cdot \text{MN}$$

$$X_{\text{maks}} := \text{root} \left(X - \frac{F_{x_{\text{tot}}}}{k_{\text{surge}} + \Delta k_{\text{surge}}(X)}, X \right)$$

$$X_{\text{maks}} = 36.964 \text{ m}$$

X. Vedlegg J – Strekkstaganalyser

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

FORUTSETNINGER FOR STREKKSTAGANALYSE

Dette er hva som kan bidra til last på strekkstagene

- 1- Forspenning
- 2- Tidevann
- 3- Amplitude fra store bølger/dønninger +
- 4- Unøyaktighet i plassering av fundament
- 5- Synking av fundament
- 6- Globalt moment som følge av:
 - vind på overbygning
 - Strømningskrefter
 - Bølgekrefter
- 7- "Set down" som følge av horisontale krefter
- 8- Jordskjelv
- 9- Dynamiske effekter forårsaket av høyere ordens bøleeffekter, "ringing og springing"
- 10- Dynamisk forsterkning ved "slowdrift"
- 11- Egenvekt strekkstag
- 12- Marin vekst strekkstag
- 13- Tap av strekkstag
- 14- Skipspåkjørsel

STREKKSTAGDATA

E modul	$E_{SS} = 2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$
Lengde strekkstag	$l_{SS} = 537.6 \text{ m}$
Ytre diameter strekkstag	$D_{SS} = 1 \text{ m}$
Tverrsnittsareal stål	$A_{SS} = 0.107 \text{ m}^2$
Antall strekkstag	$\text{Ant}_{SS} = 16$
Innvendig diameter	$\text{Dinn}_{SS} = 0.929 \text{ m}$
Tykkelse stål	$t_{SS} = 0.035 \text{ m}$
Totalt stålareal pr. hjørne	$A_{x_{\text{totSS}}} = 0.429 \text{ m}^2$

1. FORSPENNING

Totalt	$F_{Ti} = 3.264 \times 10^5 \text{ kN}$
Pr. strekkstag	$F_{Til} := \frac{F_{Ti}}{\text{Ant}_{SS}} = 2.04 \times 10^4 \text{ kN}$

2. TIDEVANN

<u>Tidevannsvariasjon</u>	$F_{lo} := 2 \text{ m}$ $F_{jæra} := -0.5 \text{ m}$
Kraftvariasjon	$F_{Flo} := F_{lo} \cdot \frac{A_{be}}{\text{Ant}_{SS}} \cdot g \cdot \rho_{\text{vann}} = 3.553 \times 10^3 \text{ kN}$ $F_{Fjæra} := F_{jæra} \cdot \frac{A_{be}}{\text{Ant}_{SS}} \cdot g \cdot \rho_{\text{vann}} = -888.151 \text{ kN}$

Flytebro forankret på store dyp

3. UNØYKATIGHET I PLASSERING AV FUNDAMENT

Tas ikke hensyn til i denne omgang

4. "DYNAMISK-HYDROSTATISK" VERTIKALT TRYKK FRA BØLGEAMPLITUDE

Forutsetninger:

Hele benet ligger helt i bunnen av bølgedalen, eller helt i bølgetoppen

Maks bølgeamplitude $\xi_{\text{maks}} = 7.6 \text{ m}$

Kraft pr. strekkstag

$$F_{\text{bølger}_V} := \frac{\xi_{\text{maks}} \cdot A_{\text{be}} \cdot \rho_{\text{vann}} \cdot g}{\text{Ant}_{\text{ss}}} = 1.35 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

5. SYNKNING AV FUNDAMENT AT DET "SETTER" SEG

Tas ikke hensyn til i denne omgang

6. GLOBALT MOMENT

Tar momentet om strekkstaginnfestingen nærmest påført last. Dermed blir "Støttende momentarm" avstand mellom strekkstagene, her navngitt s.b.

$$s_b := b_{yt} = 115 \text{ m}$$

Ser kun på krefter som virker vinkelrett på broen, altså lokal x retning.

$$\Delta t(T) := \frac{B_{\text{ein}_{cc}}}{C(T)}$$

Bølger (OBS: angrepsvinkelen må være 0 grader)

in fra bølgekrefter

$$\int_{k_{tube}}^H \frac{H}{2} \int_{k_{tube}}^H (z - k_{upo}) \cdot 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_1(z, T, H) \cdot |U_1(z, T, H)| dz + \int_{k_{tube}}^H \frac{H}{2} \int_{k_{tube}}^H (z - k_{upo}) \cdot 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_2(z, T, H) \cdot |U_2(z, T, H)| dz + \int_{k_{tube}}^H \frac{H}{2} \int_{k_{tube}}^H (z - k_{upo}) \cdot 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_3(z, T, H) \cdot |U_3(z, T, H)| dz + \int_{k_{tube}}^H \frac{H}{2} \int_{k_{tube}}^H (z - k_{upo}) \cdot 0.5 \cdot C_{d_{be}} \cdot \rho_{vann} \cdot D_{be} \cdot U_4(z, T, H) \cdot |U_4(z, T, H)| dz$$

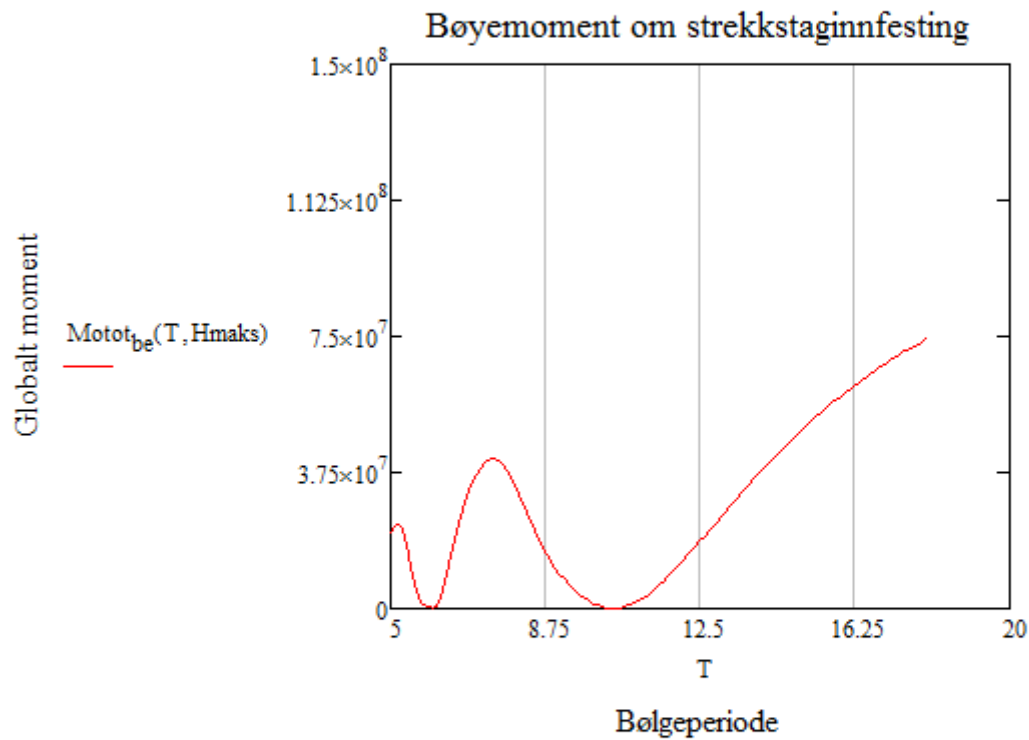
$$\int_{k_{tube}}^0 (z - k_{upo}) \cdot \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_1(z, T, H) dz + \int_{k_{tube}}^0 (z - k_{upo}) \cdot \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_2(z, T, H) dz + \int_{k_{tube}}^0 (z - k_{upo}) \cdot \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_3(z, T, H) dz + \int_{k_{tube}}^0 (z - k_{upo}) \cdot \rho_{vann} \cdot C_{m_{be}} \cdot D_{be} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{4} \cdot A_4(z, T, H) dz$$

Flytebro forankret på store dyp

Total bølgekraft pr flyter, inklusiv DAF

$$Motot_{be}(T, H) := f(T) Mod_{be}(T, H) + f(T) Mot_{be}(T, H)$$

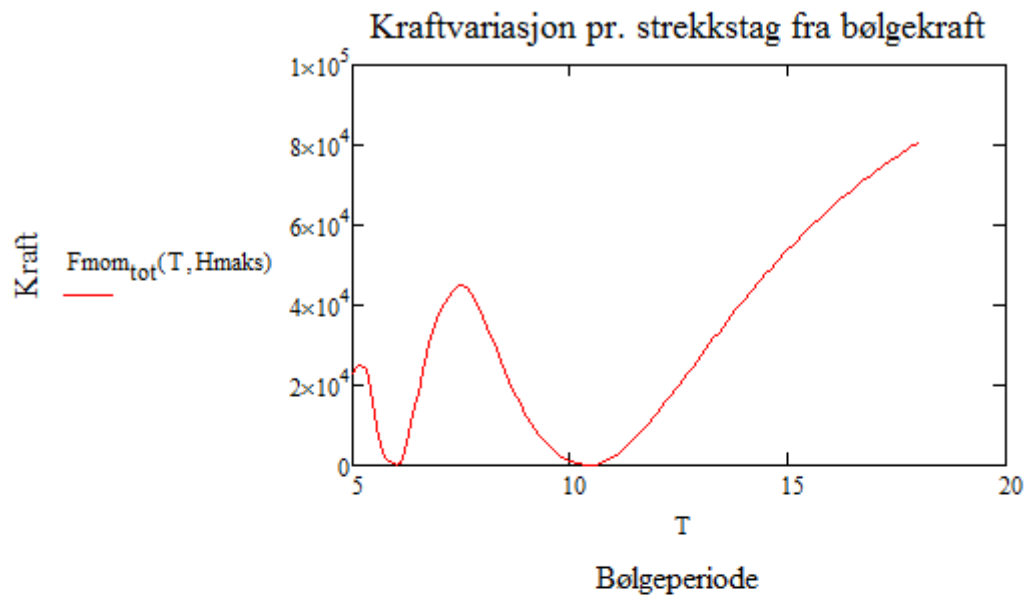
$$T := 5s, 5.1s \dots T_{maks}$$



Grunnen til at denne grafen "tar av" er at ved lange perioder på bølgene begynner perioden på bølgene å gå mot egenperioden til flyteren og vi får mindre å mindre dynamisk reduksjonsfaktor

Kraftvariasjon i strekkstagene av bølger

$$Fmom_{tot}(T, H) := \frac{Motot_{be}(T, H)}{s_b} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot Ant_{ss}}$$



Velger her også å ta videre

$$T := T_{\text{maks}} = 18.05 \text{ s}$$

$$\underline{H} := H_{\text{maks}} = 15.2 \text{ m}$$

$$F_{\text{mom}_{\text{tot}}}(T, H) = 81.064 \cdot \text{kN}$$

+ **Moment fra beina av strøm**

Samlet moment fra alle beina

$$M_{\text{os}_{\text{be}}} := F_{\text{ds}_{\text{be}}} \cdot \left(\frac{-k_{\text{ube}}}{2} + h_{\text{po}} \right) = 1.413 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{\text{ys}_{\text{be}}} := \frac{M_{\text{os}_{\text{be}}}}{s_{\text{b}}} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \text{Ant}_{\text{ss}}} = 153.607 \cdot \text{kN}$$

PONTONGER

Momenter fra krefter på pontong forutsettes negliserbare i denne sammenheng da kraftene som påvirker den er relativt små og armen veldig kort.

Moment fra beina av vind

Moment fra et bein av vind

$$M_{ov_{be}} := \int_{k_0}^{k_{obe}} [z + (-k_{upo})] \cdot f_{dvs_{be}}(z) dz = 3.431 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Økning/reduksjon av kraft i strekkstag fra alle beina

$$F_{yv_{be}} := 4 \frac{M_{ov_{be}}}{s_b} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot Ant_{ss}} = 149.177 \cdot \text{kN}$$

Moment fra sylindrene av vind

Forutsetter her også at vinden virker på 2 sylindere samtidig og ser bort fra krefter fra sylindre som ligger langs med vinden

Moment fra 1 sylinder

$$M_{ov_{sy}} := \int_{k_{usy}}^{k_{obe}} [z + (-k_{upo})] \cdot f_{dvs_{sy}}(z) dz = 3.085 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Økning/reduksjon av kraft i strekkstag fra sylindrene

$$F_{yv_{sy}} := 2 \frac{M_{ov_{sy}}}{s_b} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot Ant_{ss}} = 67.07 \cdot \text{kN}$$

Moment fra tårn av vind

Forutsetter her at vinden virker like mye på alle "beina" i tårnet

Moment fra 1. bein i tårnet

$$M_{ov_{t\grave{a}}} := \int_{k_{obe}}^{k_{ot\grave{a}}} [z + (-k_{upo})] \cdot f_{dvs_{t\grave{a}}}(z) dz = 4.17 \times 10^5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Økning/reduksjon av kraft i strekkstag fra tårnet

$$F_{yv_{t\grave{a}}} := 4 \frac{M_{ov_{t\grave{a}}}}{s_b} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \text{Ant}_{ss}} = 1.813 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Moment fra brobane av vind

$$M_{ov_{br}} := \int_{k_{ubr}}^{k_{obr}} [z + (-k_{upo})] \cdot f_{dvs_{br}}(z) dz = 2.727 \times 10^5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$F_{yv_{br}} := \frac{M_{ov_{br}}}{s_b} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \text{Ant}_{ss}} = 296.378 \cdot \text{kN}$$

Moment fra kabler av vind

Moment fra kabler

$$M_{ov_{ka}} := F_{dvs_{ka}} \cdot \left(-k_{upo} + k_{obr} + \frac{H_{btt}}{2} \right) = 4.972 \times 10^5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Økning/reduksjon av kraft i strekkstag fra kablene

$$F_{yv_{ka}} := \frac{M_{ov_{ka}}}{s_b} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot \text{Ant}_{ss}} = 540.43 \cdot \text{kN}$$

Flytebro forankret på store dyp

Total kraftvariasjon fra globalt moment

$$FG_{\text{tot}} := F_{\text{mom}_{\text{tot}}(T,H)} + F_{ys_{be}} + F_{yv_{be}} + F_{yv_{sy}} + F_{yv_{t\ddot{a}}} + F_{yv_{br}} + F_{yv_{ka}} = 3.134 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

7. SET DOWN

Må foreta en initiell gjetning på at maks horisontalforsyning (surge) blir på 30 meter

$$X_{\text{off}} := 30\text{m}$$

Dette gir oss set down på $z_{\text{down}} := d - \sqrt{d^2 - X_{\text{off}}^2} = 0.75 \text{ m}$

Som gir oss en kraftøkning på $F_z := z_{\text{down}} \cdot \frac{A_{be}}{Ant_{ss}} \cdot g \cdot \rho_{\text{vann}} = 1.333 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

8. JORDSKJELV

Tas det ikke hensyn til i denne omgang.

9.RINGING OG SPRINGING

Tas det ikke hensyn til i denne omgang.

10. DYNAMISK FORSTERKNING VED SLOWDRIFT

Tas ikke hensyn til i denne omgang

11. EGENVEKT STREKKSTAG

Strekkstagene er i denne fasen konstruert slik at de opptre vektløse i neddykked tilstand

12.MARIN VEKST STREKKSTAG

Tas det ikke hensyn til i denne omgang.

13. TAP AV STREKKSTAG

Tas ikke hensyn til i denne omgang

14. SKIPSPAKØRSEL

Tas ikke hensyn til i denne omgang

MINIMUM OG MAKSIMUM SPENNING**Middelspenning**

$$\sigma_{SS} := \frac{F_{Ti}}{Ant_{SS} \cdot A_{SS}} = 190.248 \cdot \text{MPa}$$

Minimum spenning

$$F_{tot_{min}} := F_{Ti1} + F_{Fjæra} - F_{bølger_V} - F_{G_{tot}} = 2.878 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{min_{SS}} := \frac{F_{tot_{min}}}{A_{SS}} = 26.837 \cdot \text{MPa}$$

Maksimum spenning

$$F_{tot_{maks}} := F_{Ti1} + F_{Flo} + F_{bølger_V} + F_{G_{tot}} + F_z = 4.192 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_{maks_{SS}} := \frac{F_{tot_{maks}}}{A_{SS}} = 390.942 \cdot \text{MPa}$$

FORLENGELSE STREKKSTAG

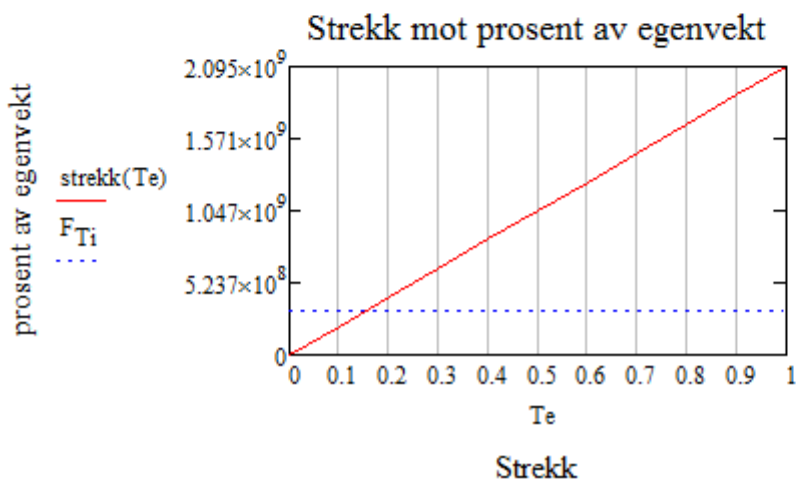
Forlengelse strekkstag middelspenning $\Delta l_{ss} := \frac{l_{ss} \cdot \sigma_{ss}}{E_{ss}} = 0.487 \text{ m}$

Forlengelse strekkstag maksspenning $\Delta l_{maks_{ss}} := \frac{l_{ss} \cdot \sigma_{maks_{ss}}}{E_{ss}} = 1.001 \text{ m}$

Vi forutsetter at broen er stengt lenge før det blir ekstremvær som broen skal dimensjoneres for. Dette gjør at beregninger er utført med bro som er tom for trafikk. Det er heller ikke sannsynlig at det ligger snø på broen ved slike vinder.

Kraftandel i strekkstagene som andel av massen $T_e := 0,0.1..1$

$strekk(T_e) := M_{ev} \cdot T_e \cdot g$



XI. Vedlegg K – Monteringsfasen

Vedlegget følger strekkstagplattformen i akse 6, som er forankret på det største dypet. Beregninger for strekkstagplattformene i de andre aksene ligger vedlagt på CD.

BYGGEFASEN

Begrensinger og krav

Initiell stabilitet $GM > 0$

Vi setter krav for oppgaven:

Krav $GM = KB + BM - KG > 0,4$

Vi skal ballastere plattformen slik at vannlinjen ligger langs senter av sylinderen

$$\text{Fribord} \quad \text{fribord} := \frac{D_{sy}}{2} = 7.5 \text{ m}$$

For å senke plattformen naturlig til denne fribordsgrensen er tilfredstilt trenger man en del ballast.

$$\text{Dybde av kun egenvekt} \quad \text{draft}_{ev} = 50.916 \text{ m}$$

$$\text{Dybde man skal senke vha ballast} \quad h_{ballast} := h_y - \text{draft}_{ev} - \text{fribord} = 31.584 \text{ m}$$

$$\text{Volum man skal senke} \quad V_{ballast} := A_{be} \cdot h_{ballast} + l_{sy} \cdot \frac{D_{sy}^2}{4} \cdot \pi \cdot 0.5 = 1.087 \times 10^5 \cdot \text{m}^3$$

$$\text{Masse ballast nødvendig} \quad M_{b_{n\ddot{o}dvendig}} := V_{ballast} \cdot \rho_{vann} = 1.115 \times 10^8 \text{ kg}$$

Alternative ballasteringer

Det er viktig at masse ballast er lik M_b . nødvendig slik at man utnytter geometrien til sylindren i forhold til stabiliteten under sleping (at diameteren til sylindren ligger i vannflaten). Siden plattformen må senkes så mye for transportens del, og derfor gjør at nødvendig ballastmengde blir meget høy, forståes det å benytte ekstern ballast med høy densitet som kan plasseres på pontongens overflate. (eks jernlodd). Det som da er viktig er at loddene ikke veier mer enn fortrent veskemengde som er nødvendig for å sikre strekk i strekkstagene. Dette for at man under sammenkobling til strekkstag skal kunne lense plattformen for vann og da oppnå tilstrekkelig strekk i plattformen til at det er trygt å usymmetrisk avlaste plattformen for jernloddsvekt.

Jernlodd-data

Densitet lodd
$$\rho_{\text{lodd}} := 7500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Fortrent veskemengde spenningshøyde

$$h_{\text{in}} = 11.484 \text{ m}$$

Høyde fratrekt for å sikre spenning

$$T_1 := -F_{\text{jæra}} + 2\text{m} = 2.5 \text{ m}$$

2 meter er sikkerhetsmargin

Masse jernlodd nødvendig

$$M_{\text{lodd}} := (h_{\text{in}} - T_1) \cdot A_{\text{be}} \cdot \rho_{\text{vann}} = 2.604 \times 10^7 \text{ kg}$$

Veldig mye masse. For håndterbarhetens skyld velges det å si at vi har 80 lodd, der 10 lodd plasseres på hver side av beina på pontongen

$$m_{\text{lodd}} := \frac{M_{\text{lodd}}}{80} = 3.255 \times 10^5 \text{ kg}$$

Antar kvadratisk form på jernlodd

$$b_{\text{lodd}} := \sqrt[3]{\frac{m_{\text{lodd}}}{\rho_{\text{lodd}}}} = 3.514 \text{ m}$$

Antar at loddene plasseres i 1 lodd høyden, 2 loddrader ut fra beinet, og 5 loddrader i bredden.

Flytende ballast

$$M_{f_{ballast}} := M_{b_{n\ddot{o}dvendig}} - M_{lodd} = 8.542 \times 10^7 \text{ kg}$$

Ballast pontong

$$\text{Areal i pontong} \quad A_{b_{po}} := l_{po} \cdot [b_{po} - (2 \cdot t_{po})] = 1.02 \times 10^4 \text{ m}^2$$

$$\text{Tilgjengelig h\dd{o}yde til ballastering} \quad hb_{po} := h_{po} - (2 \cdot t_{po}) = 6 \text{ m}$$

$$\text{"Fyllingsh\dd{o}yde" vann i pontong} \quad hbf_{po} := \frac{M_{f_{ballast}}}{A_{b_{po}} \cdot \rho_{vann}} = 8.17 \text{ m}$$

$$\text{Masse ballast i pontong} \quad Mb_{po} := hb_{po} \cdot A_{b_{po}} \cdot \rho_{vann} = 6.273 \times 10^7 \text{ kg}$$

Pontongen m\dd{a} konstrueres slik at ballasten ikke kan bli ustabil

Fyllingsh\dd{o}yde vann i pontong er h\dd{o}yere enn tilgjengelig h\dd{o}yde til ballastrering. Dette gj\dd{o}r at resten av ballasten m\dd{a} v\dd{a}re i beina

$$\text{Mengde ballast i bein} \quad Mb_{be} := (hbf_{po} - hb_{po}) \cdot A_{b_{po}} \cdot \rho_{vann} = 2.269 \times 10^7 \text{ kg}$$

$$\text{Areal innsiden bein} \quad Ai_{be} := \pi \cdot (R_{be} - t_{be})^2 = 624.58 \text{ m}^2$$

$$\text{Fyllingsh\dd{o}yde bein} \quad hb_{be} := \frac{(hbf_{po} - hb_{po}) \cdot A_{b_{po}}}{Ai_{be}} = 35.446 \text{ m}$$

Flytebro forankret på store dyp

Høyder er gitt til gravitasjonssenter på konstruksjonselementene fra bunn av plattform

Pontong	$CG_{\text{pontong}} = 4 \text{ m}$
Bein	$CG_{\text{bein}} = 49 \text{ m}$
Sylinder	$CG_{\text{sylinder}} = 82.5 \text{ m}$ □
Tårn	$CG_{\text{tårn}} = 216.883 \text{ m}$
Brokasse	$CG_{\text{brokasse}} = 134.4 \text{ m}$
Kabler	$CG_{\text{kabler}} = 240.083 \text{ m}$
Ballast lodd	$CG_{\text{lodd}} := h_{\text{po}} + \frac{b_{\text{lodd}}}{2} = 9.757 \text{ m}$
Ballast i pontong	$CG_{\text{po}} := t_{\text{po}} + \frac{hb_{\text{po}}}{2} = 4 \text{ m}$
Ballast i bein	$CG_{\text{be}} := h_{\text{po}} + \frac{hb_{\text{be}}}{2} = 25.723 \text{ m}$

Gravitasjonssenter med ballast

$$CG_{\text{enhet}} := \frac{M_{\text{po}} \cdot CG_{\text{pontong}} + M_{\text{be}} \cdot CG_{\text{bein}} + M_{\text{sy}} \cdot CG_{\text{sylinder}} + M_{\text{tå}} \cdot CG_{\text{tårn}} + M_{\text{bkf}} \cdot CG_{\text{brokasse}} + M_{\text{ka}} \cdot CG_{\text{kabler}} + M_{\text{po}} \cdot CG_{\text{po}} + M_{\text{be}} \cdot CG_{\text{be}} + M_{\text{lodd}} \cdot CG_{\text{lodd}}}{M_{\text{ev}} + M_{\text{b}}_{\text{nødvendig}}} = 58.633 \text{ m}$$

$$KG := CG_{\text{enhet}} = 58.633 \text{ m}$$

SENTER AV OPPDRIFT

Avstand fra kjølen til senter av oppdrift, KB. vi vet at pontongringen langs kjølen vil stå for mye av oppdriften. **Avstand fra kjøle til CB:**

Pontong $CB_{\text{pontong}} = 4 \text{ m}$

Bein $CB_{\text{bein}} = 35.2 \text{ m}$

Sylinder (forenklet beregning) $CB_{\text{sylinder}} := h_y - \text{fribord} = 82.5 \text{ m}$

Eksternt plasserte lodd $CB_{\text{lodd}} := CG_{\text{lodd}} = 9.757 \text{ m}$

Volum av neddykkede elementer

Pontong $V_{\text{po}} = 8.704 \times 10^4 \cdot \text{m}^3$

Bein $V_{\text{be}} = 1.538 \times 10^5 \cdot \text{m}^3$

Sylinder $V_{\text{sy}} := l_{\text{sy}} \cdot \frac{D_{\text{sy}}^2}{4} \cdot \pi \cdot 0.5 = 1.944 \times 10^4 \cdot \text{m}^3$

Lodd $V_{\text{lodd}} := 80 \cdot b_{\text{lodd}}^3 = 3.472 \times 10^3 \cdot \text{m}^3$

Totalt volum $V_{\text{tot}} := V_{\text{po}} + V_{\text{be}} + V_{\text{sy}} + V_{\text{lodd}} = 2.638 \times 10^5 \cdot \text{m}^3$

$$CB_{\text{enhet}} := \frac{V_{\text{po}} \cdot CB_{\text{pontong}} + V_{\text{be}} \cdot CB_{\text{bein}} + V_{\text{sy}} \cdot CB_{\text{sylinder}} + V_{\text{lodd}} \cdot CB_{\text{lodd}}}{V_{\text{tot}}} = 28.055 \text{ m}$$

$KB := CB_{\text{enhet}} = 28.055 \text{ m}$

Flytebro forankret på store dyp

Da gjenstår det å finne BM. Den er en funksjon av neddykket volum, samt arealtregghetsmomentet til arealet i vannflaten $BM=I/V_{tot}$

Arealregghetsmomentet

Regner for beina først

Avstand fra momentnøytralakse til senter av beina

$$a_{nøytral} := \frac{b_{yt}}{2} - R_{be} = 42.5 \text{ m}$$

Tregghetsmoment bein

$$I_{bein} := 4 \cdot \left[\frac{\pi \cdot D_{be}^4}{64} + a_{nøytral}^2 \cdot (\pi R_{be}^2) \right] = 5.266 \times 10^6 \text{ m}^4$$

Tregghetsmoment sylindre

$$I_{sylindre} := 2 \cdot \left[\frac{D_{sy} \cdot \left(\frac{I_{sy}}{4} \right)^3}{12} \right] + 2 \cdot \left[\frac{\frac{I_{sy}}{4} \cdot D_{sy}^3}{12} + a_{nøytral}^2 \cdot \left(\frac{I_{sy}}{4} \cdot D_{sy} \right) \right] = 3.427 \times 10^6 \text{ m}^4$$

Totalt tregghetsmoment

$$I_{tot} := I_{bein} + I_{sylindre} = 8.693 \times 10^6 \text{ m}^4$$

$$BM := \frac{I_{tot}}{V_{tot}} = 36.094 \text{ m}$$

KRAV GM>0,4

$$GM := KB + BM - KG = 5.516\text{m}$$

Kravet kan endres etter hvor enhetene bygges og derfor hvordan strekning de skal transporteres.

XII. Vedlegg L - Kabelspenningsberegninger

Vekt pr. kabel

Brukslast

$$\text{Jevnt fordelt last} \quad B_L := \frac{l_{\text{inn}} \cdot 56.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 934.325 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Punktlast} \quad P_L := \frac{1200}{2} \text{kN}$$

$$\text{Egenvekt} \quad E_L := \frac{l_{\text{inn}} \cdot m_{\text{bkl}} \cdot g}{2} = 2.726 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Sum vekt pr kabel} \quad K_T := B_L + P_L + E_L = 4.26 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Vinkel kabel} \quad V_i := \text{atan} \left(\frac{H_{\text{btt}}}{\frac{l_{\text{sp}}}{2} - l_{\text{inn}}} \right) = 30.168^\circ$$

$$\text{Kabelkraft} \quad F_{\text{ka}} := \frac{K_T}{\sin(V_i)} = 8.477 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kabelspenning} \quad \text{sigma} := \frac{F_{\text{ka}}}{\pi \cdot D_{\text{ka}}^2 \cdot 0.25} = 479.724 \cdot \text{MPa}$$

XIII. Vedlegg M - Forutsetninger og vektdata for lastanalysen

GENERELLE FORUTSETNINGER

I virkeligheten har man trykk rundt alle neddykkede elementene.

Lastene legges her inn enten som jevnt fordelte laste, eller som punktlaster i noder.

KONSEKVENSER AV FORUTSETNINGENE

Om man ser på kun globalt på horisontaltranslasjon er det en grei forenkling med jevnt fordelte laste såfremst total kraft i horisontalplanet stemmer. Forenklingen er også plausibel for brokassen som her en begrenset høyde og derfor veldig små variasjoner i kraften.

VEKTDATA

Vi tar kreftene fra 1 strekkstagplattform med komplett overbygning, og leser av hvilken opplagerreaksjon Staad.Pro gir.

Opplagerreaksjon egenvekt(Uten asfalt) $F_y := 4.634.15 \cdot 10^3 \text{ kN} = 2.537 \times 10^6 \cdot \text{kN}$

Asfalt simuleres med å legge på en linjelast på brokassen $m_{\text{asf}} \cdot g = 57.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Asfaltvekt $M_{\text{asf}} := m_{\text{asf}} \cdot l_{\text{sp}} = 4.573 \times 10^6 \text{ kg}$

Opplagerreaksjon egenvekt(med asfalt) $F_{y_{\text{komp}}} := 4.645.65 \cdot 10^3 \text{ kN} = 2.583 \times 10^6 \cdot \text{kN}$

Plattformvekt i Staad $M_{\text{St}_{\text{ev}}} := \frac{F_{y_{\text{komp}}}}{g} = 2.634 \times 10^8 \text{ kg}$

Plattformvekt Mathcad $M_{\text{ev}} = 2.136 \times 10^8 \text{ kg}$

Vektforhold Staad/Håndberegninger $\frac{M_{\text{St}_{\text{ev}}}}{M_{\text{ev}}} = 1.233$

Det kan være flere grunner til at vekten ikke er lik i Staadmodellen og ved håndberegninger. Et stort bidrag til denne "feilen" er at når Staad beregner lengder på elementer beregner den fra node til node, mens i virkeligheten møtes elementene lenge før nodene (eks: Plattformbeina som har en veldig stor vekt pr høydemeter. Staad beregner vekt på hele beinets lengde mellom nodene, mens i virkeligheten ligger pontongen i bunnen som "stopper" beina før noden som i Staad knytter elementene sammen)

STREKKSTAG

Som beskrevet i forutsetningene er alle neddykkede elementene utsatt for trykk. En annen hendelse som oppstår ved at elementer er neddykket i veske er at de kan bli vektløse. Dette er i vårt tilfelle det som i virkeligheten skjer med pontongen (bortsett fra i fasen da pontongen er fylt med veske for ballastering) For å ta hensyn til dette i Staadmodellen fjerner vi egenvekten fra modellen.

Opplagerreaksjon uten pontongvekt, i modellen brukt som vertikal kraft som kompensere for egenvekten, og føres da vertikalt opp i noden der hvor strekkstaget er festet

$$F_{y_{\text{upo}}} := 4 \cdot 493.52 \cdot 10^3 \text{ kN} = 1.974 \times 10^6 \cdot \text{kN}$$

Kraft som kreves for å gi strekk i stagene

$$F_{T_i} = 3.264 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

Dette fører til at vertikal kraft som føres opp i hver node ved strekkstaginnfesting er (pr.hjørene)

$$T_{ss} := \frac{F_{y_{\text{upo}}} + F_{T_i}}{4} = 5.751 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

Det som også er greit å modellere er en fjær i hver node i bunnen av hvert bein for å simulere vannplanstivheten. Om man modellerer denne fjæren til å kun virke vertikalt kan man unngå "problemet" med at stivheten horisontalt blir ikkelinear (horisontal stivhet som følge av "set-down")

$$F_{\text{fjær}} := \frac{A_{\text{be}} \cdot \rho_{\text{vann}} \cdot g}{4} = 7.105 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

KREFTER SOM SKAL PLOTTES INN I STAAD.PRO

Har en bestemt sekvens på innlasting av lastene i Staad, og sjekker overslagsvis skjær, moment, og normalkraft diagram underveis for å røft ha kontroll på at sluttproduktet er riktig

Rekkefølge på innlasting av lastene i Staad

1. Egenvekt, fjær og strekkstag"oppspanning"
2. Brukslast
- 3 Vindlast (begge retninger)
- 4 Bølger (begge retninger)
- 5 Strøm (begge retninger)
- 6 Komplet last vest og øst

1.

Asfalt $F_{\text{asf}} := m_{\text{asf}} \cdot g = 57.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Strekkstag $T_{\text{ss}} = 5.751 \times 10^5 \cdot \text{kN}$

Fjærstivhet "setdown" $F_{\text{fjær}} = 7.105 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

2

Laster på broa med 3 lasttilfeller.

- 1:Last i annethvert felt
- 2:Last parvis med og uten last
- 3:Komplet last over hele broen

Jevnt fordelt last $F_{\text{bl}} = 56.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Punklast $F_{\text{bp}} = 1.2 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

3

Bein $F_{vbSt} := \frac{F_{dvs_{be}}}{4 \cdot (k_{obe})} = 16.007 \cdot \frac{kN}{m}$

Lengde $k_{obe} = 27.6 \text{ m}$

Sylinder $F_{vsSt} := \frac{F_{dvs_{sy}}}{\frac{l_{sy}}{2}} = 6.831 \cdot \frac{kN}{m}$

Tåm $F_{vtSt} := \frac{F_{dvs_{tå}}}{4 \cdot h_{tå}} = 7.311 \cdot \frac{kN}{m}$

Brokasse $F_{vbrSt} := \frac{F_{dvs_{br}}}{l_{sp}} = 2.622 \cdot \frac{kN}{m}$

Kabler. Lasten på kablene omgøres til 1 punktlast i toppen av tårnet, samt til en linjelast langs brobanen

Linjelast kabler $f_{dvs_{ka}} \left(\frac{H_{btt}}{2} + k_{obe} \right) = 0.161 \cdot \frac{kN}{m}$

Last i topp tåm $F_{vkSt} := \frac{F_{dvs_{ka}}}{2} = 1.044 \times 10^3 \cdot kN$

Ekstra last langs brokassen $F_{vkrSt} := \frac{F_{dvs_{ka}}}{2 \cdot l_{sp}} = 1.339 \cdot \frac{kN}{m}$

4

$$\text{Bein} \quad F_{bbSt} := \frac{F_{tot_{be}(T,H)}}{-k_{ube} \cdot 4} = 8.879 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lengde} \quad -k_{ube} = 54.4 \text{ m}$$

$$\text{Pontonger} \quad F_{bpSt} := \frac{F_{tot_{po}(T,H)}}{\frac{l_{po}}{2}} = 2.575 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5

$$\text{Bein} \quad F_{sbSt} := \frac{F_{ds_{be}}}{4 \cdot (-k_{ube})} = 18.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lengde} \quad -k_{ube} = 54.4 \text{ m}$$

$$\text{Pontonger} \quad F_{spSt} := \frac{F_{ds_{po}}}{\frac{l_{po}}{2}} = 8.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Strekstagg} \quad F_{sssSt} := \frac{F_{ds_{ss}}}{\text{Ant}_{ss} \cdot l_{ss}} = 0.513 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6

Komplett last i begge retninger

XIV. Vedlegg N - Forutsetninger og vektdata for svingeanalysen i Staad.Pro

TILPASNINGER FOR SVINGEANALYSER I STAAD.PRO

For å være sikker på at massedelen blir så korrekt som mulig i svingeanalyserne, velges her å gjøre om tverrsnittsarealet på brokassen for å også ta med vekten fra asfalt. I motsetning til for lastmodellen, tas nå også massen til pontongene med, og den vertikale kraften i strekkstagene må derfor også endres.

Tverrsnittsareal stål brokasse

$$A_{x_{bk}} = 1.448 \text{ m}^2$$

Densitet stål Staad.Pro

$$\rho_{staad} := 7830 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Opprinnelig vekt brokasse

$$m_{bks} = 1.086 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Vekt som må legges til pga. asfalt

$$m_{asf} = 5.863 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Total vekt

$$M_{ba} := m_{bks} + m_{asf} = 1.672 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

"Densitet" på brokassen inkl asfalt

$$\rho_{brk} := \frac{M_{ba}}{A_{x_{bk}}} = 1.155 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Nytt tverrsnittsareal for kompensasjon for asfalt

$$A_{mode} := \frac{\rho_{brk} \cdot A_{x_{bk}}}{\rho_{staad}} = 2.135 \text{ m}^2$$

Vekter i Staad.Pro

Pontong

$$F_{\text{po1}} := 4 \cdot 152129 \text{ kN} = 6.085 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{po1}} := \frac{F_{\text{po1}}}{g} = 6.205 \times 10^7 \text{ kg}$$

Forhold Staad/hånd

$$f_{\text{po}} := \frac{M_{\text{po1}}}{M_{\text{po}}} = 0.961$$

Bein

$$F_{\text{be1}} := 4 \cdot 210370 \text{ kN} = 8.415 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{be1}} := \frac{F_{\text{be1}}}{g} = 8.581 \times 10^7 \text{ kg}$$

Forhold Staad/hånd

$$f_{\text{be}} := \frac{M_{\text{be1}}}{M_{\text{be}}} = 1.272$$

sylindre

$$F_{\text{sy1}} := 4 \cdot 79800 \text{ kN} = 3.192 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{sy1}} := \frac{F_{\text{sy1}}}{g} = 3.255 \times 10^7 \text{ kg}$$

Forhold Staad/hånd

$$f_{\text{sy}} := \frac{M_{\text{sy1}}}{M_{\text{sy}}} = 1.953$$

Tåm

$$F_{\text{tå1}} := 4 \cdot 158910 \text{ kN} = 6.356 \times 10^5 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{tå1}} := \frac{F_{\text{tå1}}}{g} = 6.482 \times 10^7 \text{ kg}$$

Flytebro forankret på store dyp

Forhold Staad/hånd $f_{t\dot{a}} := \frac{M_{t\dot{a}1}}{M_{t\dot{a}}} = 1.294$

Kabler $F_{ka1} := 4 \cdot 10000 \text{ kN} = 4 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

$$M_{ka1} := \frac{F_{ka1}}{g} = 4.079 \times 10^6 \text{ kg}$$

Forhold Staad/hånd $f_{ka} := \frac{M_{ka1}}{M_{ka}} = 2.374$

Brokasse $F_{bk1} := 4 \cdot 32000 \text{ kN} = 1.28 \times 10^5 \cdot \text{kN}$

$$M_{bk1} := \frac{F_{bk1}}{g} = 1.305 \times 10^7 \text{ kg}$$

Forhold Staad/hånd $f_{bk} := \frac{M_{bk1}}{M_{bkf}} = 1.001$

Totalmasse Staad: $M_{\text{totStaad}} := M_{po1} + M_{be1} + M_{sy1} + M_{t\dot{a}1} + M_{ka1} + M_{bk1} = 2.624 \times 10^8 \text{ kg}$

Totalmasse håndberegninger $M_{\text{toth\ddot{a}nd}} := M_{po} + M_{be} + M_{sy} + M_{t\dot{a}} + M_{ka} + M_{bkf} = 2.136 \times 10^8 \text{ kg}$

Forhold Staad/hånd $f_{\text{tot}} := \frac{M_{\text{totStaad}}}{M_{\text{totH\ddot{a}nd}}} = 1.228$

Strekk i strekkstagene ved nøytralstilling $Tf_b = 8.16 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

Vertikal kraft påført i Staad.Pro ved svingeanalyser $F_{ss.S} := Tf_b + \left(\frac{M_{\text{totStaad}} \cdot g}{4} \right) = 7.248 \times 10^5 \cdot \text{kN}$