



Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave Bygg

Gangbru i Olden

10004, 10006 og 10022

Totalt antall sider inkludert forsiden: 272

Ålesund, 01.06.2017

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§14 og 15.	<input type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §31	<input type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Vemund Årskog

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiM med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13](#)/[Fvl. §13](#))

Dato: 18.05.2017

TITTEL:**Gangbru i Olden****KANDIDATNUMMER(E):****10004, 10006 og 10022**

DATO: 01.06.2017	EMNEKODE: IB303312	EMNE: Bacheloroppgave	DOKUMENT TILGANG:
STUDIUM: Byggingeniør	ANT SIDER/VEDLEGG: 102/12	BIBL. NR:	

VEILEDER: VEMUND ÅRSKOG**SAMMENDRAG:**

Denne rapporten omhandler en potensiell fremtidig gangbru i Olden, Stryn kommune. Cruisebåtturister som ankommer Olden, går langs riksveg 60 for å komme til sentrum. Brua er ønsket for å få turistene vekk fra vegbanen og hindre potensielt farlige situasjoner.

Formålet med oppgaven er å utarbeide et forslag for gangbrua. Dette omfatter dimensjonering av bruoverbygningen, materialvalg, valg av bæresystem, design og tegning av brua. Vi vil også kontrollere om en trenger tverravstiving mot land. For å gjøre dette, utfører vi kontroll av søyler og peler og beregner den horisontale bæreevnen til jorden.

For dimensjoneringen har vi funnet krav og lovverk i Statens vegvesens håndbøker, hovedsakelig N400, eurokoder og norsk standard. Vi har både beregnet for hånd og brukt dataprogrammer.

Resultatet er en fagverksgangbru i stål på 247 meter med Accoya dekke, fundamentert på enkeltpeler uten tverravstiving mot land. Utkiksposten og brusegmenter på 24 m er tenkt sveist sammen på forhånd, for så å bli heist på plass med hjelp av en lekter.

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av studenter ved NTNU i Ålesund.

FORORD

I denne bacheloroppgaven har vi laget et forslag til en gangbru som skal bygges i Olden, Stryn kommune. Brua skal være 247 m lang med 24 m lange spenn, en utkikspost på midten og fundamentert på enkeltpeler. Mange cruisebåtturister som ankommer Olden går langs riksveg 60 innover mot sentrum. Brua blir laget for å trekke turistene vekk fra vegen, dette vil hindre potensielt farlige situasjoner.

Vi valgte dette prosjektet fordi vi synes at det er et spennende prosjekt som vil gi utfordringer innen både konstruksjon, geoteknikk og flere andre fagfelt.

Det blir spennende å se fremover når den nye reguleringsplanen i Olden blir vedtatt, om brua blir realisert og om noen av våre forslag til løsninger blir brukt.

Vi har i dette prosjektet hatt 8 veiledningsmøter, 2 møter med Moldskred og levert 8 møtereferat og 8 fremdriftsrapporter.

Vi vil takke veileder Vemund Årskog og oppdragsgiver Moldskred AS v/ Ivar Moldskred for god veiledning og samarbeid. Vi vil også takke Statens vegvesen og leverandører for tekniske løsninger for raske og gode svar.

Vegard Røsvik Sjursen, Tor-Erik Klokk og Andreas Ramstad
Ålesund, Mai 2017.

INNHold

SAMMENDRAG	9
TERMINOLOGI	10
1 INNLEDNING	11
2 TEORETISK GRUNNLAG	12
2.1 GRUNNLAG FOR PROSJEKTERING	12
2.1.1 <i>Forutsetninger for prosjektering</i>	12
2.1.2 <i>Grunnforhold</i>	12
2.1.3 <i>Plan- og bygningsloven</i>	13
2.1.4 <i>Eurokoder</i>	13
2.1.5 <i>Håndbok N400</i>	13
2.1.6 <i>Håndbok V220</i>	14
2.2 PROGRAMVARE	14
2.3 KONSTRUKSJONSMATERIALER	15
2.3.1 <i>Betong</i>	15
2.3.2 <i>Stål</i>	16
2.3.3 <i>Limtre</i>	17
2.3.4 <i>Overflatebehandling av materialer</i>	18
2.4 KONSTRUKSJONSDELER	19
2.4.1 <i>Pelefundamentering</i>	19
2.4.2 <i>Landkar</i>	20
2.4.3 <i>Brulager</i>	21
2.4.4 <i>Fuger</i>	22
2.4.5 <i>Dekke</i>	23
2.4.6 <i>Rekkverk</i>	26
2.4.7 <i>Knutepunkt</i>	27
2.5 BÆRESYSTEM	30
2.5.1 <i>Fagverksbru</i>	30
2.5.2 <i>Elementbru</i>	31
2.5.3 <i>Platebærer</i>	31
2.6 LITTERATURSØK	31
3 MATERIALER OG METODE	32
3.1 BRUA	32
3.1.1 <i>Konstruksjonsmateriale</i>	32
3.1.2 <i>Bæresystem</i>	33
3.1.3 <i>Dekke</i>	34
3.1.4 <i>Peler</i>	35
3.1.5 <i>Fuger</i>	35
3.1.6 <i>Landkar</i>	37
3.1.7 <i>Brulager</i>	38
3.1.8 <i>Rekkverk</i>	40
3.1.9 <i>Overflatebehandling</i>	41
3.1.10 <i>Design</i>	43
3.2 LAST OG MATERIALFAKTORER	44
3.2.1 <i>Lastfaktorer og lastkombinasjoner</i>	44
3.2.2 <i>Materialfaktorer</i>	48

3.3	METODE	49
3.3.1	<i>Prosjekteringsgrunnlag</i>	49
3.3.2	<i>Dimensjoneringsgrunnlag</i>	49
3.3.3	<i>Tegningsgrunnlag</i>	50
3.3.4	<i>Universell utforming</i>	50
3.3.5	<i>Betong</i>	51
3.3.6	<i>Ståltyper</i>	53
3.3.7	<i>Geoteknikk</i>	54
3.3.8	<i>Peler</i>	55
3.3.9	<i>Bølgelast</i>	56
3.3.10	<i>Seismiske påvirkninger</i>	56
3.3.11	<i>Belegningslast</i>	56
3.3.12	<i>Last på rekkverk</i>	56
3.3.13	<i>Trafikklast</i>	56
3.4	BEREGNINGSMETODER	57
3.4.1	<i>Vindlast</i>	57
3.4.2	<i>Snølast</i>	60
3.4.3	<i>Islast</i>	62
3.4.4	<i>Kontroll av pele og søyle</i>	63
3.4.5	<i>Friksjon</i>	63
3.4.6	<i>Dimensjonering av pelespiss</i>	63
3.4.7	<i>Geoteknikk - horisontal bæreevne</i>	64
3.4.8	<i>Kontroll av fagverk</i>	65
3.4.9	<i>Lokalt trykk på betong ved glidelager</i>	66
3.4.10	<i>Global knekking</i>	67
3.5	METODE FEM-DESIGN	68
3.5.1	<i>Inndata, FEM-analyse</i>	68
3.5.2	<i>Laster</i>	69
4	RESULTATER	70
4.1	BRUA	70
4.1.1	<i>Konstruksjonsmateriale</i>	70
4.1.2	<i>Bæresystem</i>	71
4.1.3	<i>Dekke</i>	72
4.1.4	<i>Overflatebehandling</i>	73
4.1.5	<i>Forbindelser</i>	73
4.2	BEREGNINGER	74
4.2.1	<i>Vindlast</i>	74
4.2.2	<i>Snølast</i>	76
4.2.3	<i>Islast</i>	76
4.2.4	<i>Termisk påvirkning</i>	77
4.2.5	<i>Krumningsflatemetoden</i>	78
4.2.6	<i>Egenvekt og laster med faktorer</i>	80
4.2.7	<i>Kontroll av pele og søyle</i>	81
4.2.8	<i>Friksjon på glidelager</i>	81
4.2.9	<i>Dimensjonering av pelespiss</i>	82
4.2.10	<i>Geoteknikk - horisontal bæreevne</i>	83
4.2.11	<i>Kontroll av fagverk og opplager</i>	84
4.2.12	<i>Lokalt trykk på betong ved glidelager</i>	86
4.2.13	<i>Global knekking</i>	87

4.3	RESULTAT FEM-DESIGN	88
4.3.1	<i>Bruddgrensetilstanden</i>	88
5	DRØFTING	91
5.1	BRUA	91
5.2	ERFARING	95
6	KONKLUSJON	96
6.1	RESULTAT	96
6.2	VIDERE ARBEID	97
7	REFERANSER	98
	VEDLEGG	101

Figurliste

Figur 2.1.1-1- Brua skal ligge langs med vegen her - Bilde fra Google streetview	12
Figur 2.3.3-1- Fastheten til limtre vs vanlig konstruksjonsvirke.	17
Figur 2.4.1-1- Spissbærende stålrørspole.	19
Figur 2.4.2-1- Prinsippskisse overgangsplate - Statens vegvesen	20
Figur 2.4.3-1- Glidelager med allsidig bevegelse.	21
Figur 2.4.4-1- (F.v) Fingerfuge, flerelementfuge og mattefuge.....	22
Figur 2.4.5-1- Rist.	23
Figur 2.4.5-2- Hulldekke.....	23
Figur 2.4.5-3- Tredekke – Accoya – Multiconsult.....	24
Figur 2.4.5-4 - Detaljtegning skliskring – Tegnet av Multiconsult.	25
Figur 2.4.5-5- Brudekke i komposittmateriale fra Fiberline Composites AS.	25
Figur 2.4.7-1- Alternative fagverksknutepunkt.....	27
Figur 2.4.7-2- Sentrisk og eksentrisk fagverksknutepunkt.	27
Figur 2.4.7-3- Boltet knutepunkt med HEA-bjelker.	28
Figur 2.4.7-4- Sveiset knutepunkt med hulprofiler.....	28
Figur 2.5.1-1- Eksempel på fagverk.....	30
Figur 2.5.2-1- Elementbru.....	31
Figur 3.1.5-1- Krav til fuger – N400.....	35
Figur 3.1.5-2 - Brufuge med slepeplate.[42].....	36
Figur 3.1.5-3- Detalj av tenkt overgang mellom bruoverbygning og landkar. Boltet via forankringsplate til undergurt. Utarbeidet av tegning fra Spennteknikk. [42].....	36
Figur 3.1.7-1- Opplager	38
Figur 3.1.7-2- Gjennomgående stålbolt	38
Figur 3.1.7-3- Festearm sveiset til underkant av fagverk	38
Figur 3.1.7-4 -TOBE ensidig bevegelig lager.....	39
Figur 3.1.7-5- Tenkt profil for overgang mellom bruoverbygning og glidelager.....	39
Figur 3.1.8-1- Rekkverk – Tatt fra NS 3510:2015.....	40
Figur 3.1.10-1- Tidlig skisse av brudesign – egenprodusert.....	43
Figur 3.3.6-1- Armeringsstål - Göteborgs Handelsstål AB	53
Figur 3.4.3-1- Bestemmelse av den effektive påkjenningslengden.-Statens vegvesen – N400 [12]	62
Figur 3.4.7-1- Sideveis reaksjonstall for a-φ analyse. – Statens vegvesen V220 – figur 11.20	64
Figur 3.4.9-1- Montering av lager - Tobe	66
Figur 3.4.9-2- Målbeskrivelser - Tobe	66
Figur 3.4.10-1- Statisk system	67
Figur 3.5.1-1- Brua sett ovenfra.....	68
Figur 3.5.1-2- Brua sett fra siden	68
Figur 3.5.1-3- Utkiksposten sett ovenfra	68
Figur 4.1.2-1- Tidlig skisse av tenkt bru.	71
Figur 4.2.1-1- Søyle påvirket av vind, beregnet fra vannstand lik normalnull.	75
Figur 4.2.4-1- Skisse av fuger i en brukonstruksjon	77
Figur 4.2.5-1- Grunnlag for beregninger - tegninger av veileder	78
Figur 4.2.11-1- Verdi for aksialkraft fra bøyemoment - FEM-Design	85
Figur 4.3.1-1- Forskyvning av overgurt.	88
Figur 4.3.1-2- Oversikt over største normalkrefter i fagverket.....	88
Figur 4.3.1-3- Kapasitetsutnyttelse	89
Figur 4.3.1-4- Opplagerkrefter.....	89
Figur 4.3.1-5- Nedbøying for kar. trafikklaster.....	90
Figur 4.3.1-6 - Nedbøying for permanente laster.....	90

Figur 4.3.1-1- Bilde av tenkt bru.....	96
Figur 4.3.1-2- Bilde av tenkt bru.....	96

Tabelliste

Tabell 3.1.8-1- Bredder på glassrute i forhold til brukskategori - Tatt fra NS 3510:2015.....	40
Tabell 3.1.9-1- Korrosjonsklasser i henhold til NS-EN ISO 12944-2.....	42
Tabell 3.2.1-1- Verdier for ψ -faktorer for gangbruer - NS-EN 1990 - Tabell NA.A.2.2.....	44
Tabell 3.2.1-2- Dimensjonerende verdier for laster - NS-EN 1990 - Tabell NA.A 2.4 (B).....	45
Tabell 3.2.1-3- Dimensjonerende verdier for laster - NS-EN 1990 - Tabell NA.A 2.4(C).....	47
Tabell 3.2.1-4- Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner - NS-EN 1990 - Tabell NA.A2.6.....	47
Tabell 3.2.2-1- Materialfaktorer.....	48
Tabell 3.3.1-1- Dimensjonerende brukstidskategori og brukstid.....	49
Tabell 3.3.3-1- Pele- og landkarkoordinater.....	50
Tabell 3.3.5-1- Eksponeringsklasser – tabell 4.1 – utdrag fra NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.....	51
Tabell 3.3.5-2 - Utdrag fra NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.....	51
Tabell 3.3.7-1- Jordlag.....	54
Tabell 3.3.7-2 - Jordparametere.....	54
Tabell 3.3.11-1- Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk - Tabell 5.2 – N400.....	56
Tabell 3.4.1-1- Referansevindhastighet $v_{b,0}$ (m/s).....	57
Tabell 3.4.1-2- Verdier ut ifra terrengruhetkategorier.....	58
Tabell 3.4.1-3- Verdier for belastningsflate mot vinden der h her blir høyden, og d «tykkelsen»....	59
Tabell 3.4.2-1- Verdier for C_e for forskjellig topografi, NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.5.1.....	60
Tabell 3.4.2-2- Formfaktorer for snølast, NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.2.....	60
Tabell 3.4.2-3- Karakteristisk snølast på mark for kommuner: NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.4.1(901)	61
Tabell 3.4.3-1- Frostmengder for Stryn kommune - Statens vegvesen - Hb N200 [59].....	62
Tabell 4.1.1-1- Valg av konstruksjonsmateriale – Vekting av alternativ.....	70
Tabell 4.1.2-1- Valg av bæresystem – Vekting av alternativ.....	71
Tabell 4.1.3-1- Valg av brudekke – Vekting av alternativ.....	72
Tabell 4.1.4-1- Overflatebehandlingssystem - Jotun.....	73
Tabell 4.2.1-1- Formfaktor.....	74
Tabell 4.2.11-1- Konstruksjonsdeler.....	84
Tabell 4.3.1-1- Normalkrefter i fagverket.....	88
Tabell 4.3.1-2- Normalkrefter i tverrbjelker og kryssavstivning.....	88
Tabell 4.3.1-1- Stålprofil.....	97

SAMMENDRAG

Denne rapporten omhandler en potensiell fremtidig gangbru i Olden, Stryn kommune. Cruisebåtturister som ankommer Olden, går langs riksveg 60 for å komme til sentrum. Brua er ønsket for å få turistene vekk fra vegbanen og hindre potensielt farlige situasjoner.

Formålet med oppgaven er å utarbeide et forslag for gangbrua. Dette omfatter dimensjonering av bruoverbygningen, materialvalg, valg av bæresystem, design og tegning av brua. Vi vil også kontrollere om en trenger tverravstiving mot land. For å gjøre dette, utfører vi kontroll av søyler og peler og beregner den horisontale bæreevnen til jorden.

For dimensjoneringen har vi funnet krav og lovverk i Statens vegvesens håndbøker, hovedsakelig N400, eurokoder og norsk standard. Vi har både beregnet for hånd og brukt dataprogrammer.

Resultatet er en fagverksgangbru i stål på 247 meter med Accoya dekke, fundamentert på enkeltpeler uten tverravstiving mot land. Utkiksposten og brusegmenter på 24 m er tenkt sveist sammen på forhånd, for så å bli heist på plass med hjelp av en leker.

TERMINOLOGI

Ordforklaring

Finite element analysis	Numerisk metode for å finne tilnærminger fra differensialligninger med for mange ukjente.[1]
Første- eller andreordensanalyse	Ved beregning etter 1. ordens analyse baserer analysen seg på konstruksjonens opprinnelige geometri. I 2. ordens analyse inkluderes konstruksjonens deformasjonen på grunn av laster i analysen.[2]
Xylanbehandling	Dette er et tyntfilmbelegg med flere fordeler som lengre levetid, lav friksjon og mindre vedlikehold. Også kalt PRFE-coating.[3]
Varmgalvanisering	Overflatebehandling som går ut på nedsenking av stålprodukter i zinkbad og danner da en legering som fører til at zinken ikke vil flasse av.[4]
Eloksering	Overflatebehandling som forsterker aluminiumen sitt naturlige oksidsjikt og gir en økning i metallens naturlige egenskaper.[5]
Monolittisk konstruksjon	Enhetlig konstruksjon, eksempelvis bærevegger og dekke av betong støpt sammen.
Duktilitet	Evnen et materiale har til å kunne formes eller bearbeides uten å sprekke eller å oppleve en reduksjon i styrke.[6]
HAT / LAT	Høyeste og laveste astronomiske tidevann. Gir høyeste og laveste vannstandverdier uten påvirkning av været.[7]

1 INNLEDNING

Bakgrunn

Vi har valgt å ta for oss en gangbru som skal bygges i Olden, i Stryn kommune. Denne oppgaven fikk vi gjennom Moldskred AS. Dette er et konsulentfirma med 12 ansatte og holder til i Møre og Romsdal. Vi valgte denne oppgaven fordi vi syntes det var et spennende prosjekt som ville by på utfordringer innen både konstruksjon, geoteknikk og flere andre fagfelt.

Det er meningen at det skal komme en ny tenderkai med bussholdeplass i Olden. Brua vil få i den ene enden cruisebåthavnen, og den nye tenderkaien blir liggende nær den andre. Når cruiseskipene legger til kai i Olden, må passasjerene gå langs en trafikkert veg for å komme seg til sentrum og den fremtidige bussholdeplassen og tenderkaien, noe som skaper en farlig trafikksituasjon.

Formål

Formålet med oppgaven er å få utarbeidet et forslag for gangbrua. Dette omfatter dimensjonering av bruoverbygningen, materialvalg, valg av bæresystem, design og tegning av brua. Vi vil også kontrollere om en trenger tverravstiving mot land. Dette gjøres ved at vi utfører kontroll av søyler og peler og beregner den horisontale bæreevnen til jorden. Gangbrua skal være estetisk tilfredsstillende og passe godt inn i omgivelsene.

Et annet formål med bacheloroppgaven er å sette oss inn i et prosjekt fra start til slutt, og tilegne oss informasjon og kunnskap gjennom dette.

Problemstillinger:

- Delproblemstilling 1

Hvordan bygge gangbrua i samsvar med gjeldende standarder og krav?

- Delproblemstilling 2

Hvilket material er det mest gunstig å bygge gangbrua i?

-Delproblemstilling 3

Hvordan kan en overflatebehandle det valgte materialet?

-Delproblemstilling 4

Kan en pelefundamentere gangbrua uten behov for tverravstiving mot land?

Vi vil se de ulike delproblemstillingene i sammenheng og bruke dem for å finne ut hvordan en kan dimensjonere gangbrua i forhold til gjeldende standarder og krav, velge konstruksjonsmateriale, hvordan en kan overflatebehandle brua og kontrollere om brua trenger tverravstiving.

Avgrensing

Oppgaven er avgrenset til de temaene som problemstillingene omhandler. Dette omfatter egentlig hele brua, alt fra stålkonstruksjonen til pelene og geoteknikken. Vi går inn på alle disse temaene, men hvor dypt og omfattende vi går inn på hvert tema varierer. I forhold til om en kan pelefundamentere gangbrua med enkeltpeler uten tverravstiving mot land, vil vi i oppgaven kontrollere brua uten tverravstiving og tolke disse resultatene. Kostnader ved prosjektet har vi valgt å se bort ifra i oppgaven.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Grunnlag for prosjektering

2.1.1 Forutsetninger for prosjektering

Den planlagte traséen for brua og det nærliggende området rundt, er per dags dato (15.05.17) ikke inkludert i den gjeldende kommuneplanen for Stryn kommune. En ny detaljregulering som inkluderer bru-prosjektet og den nye tenderkaien er for øyeblikket under gjennomgang av kommunen. For å gjennomføre prosjektet forutsetter vi at denne blir vedtatt i kommunen.

Vi har ingen konkrete reguleringsbestemmelser å gå ut i fra, kun gjeldende lovverk. Herunder blant annet plan- og bygningsloven som vil få stort fokus i videre utredning og prosjektering.



Figur 2.1.1-1- Brua skal ligge langs med vegen her - Bilde fra Google streetview

2.1.2 Grunnforhold

Grunnlag for videre prosjektering med hensyn på geoteknikk foreligger i supplerende grunnundersøkelser i rapporten «Nordfjord Havn IKS - Olden Cruise kai» utført av rådgivende ingeniørfirma Geovest-Haugland. Denne rapporten ble utført etter oppdrag fra Nordfjord Havn IKS når planene for den nye cruisehavnen i Olden skulle legges, og ligger tilgjengelig på Stryn kommune sine nettsider. I den forbindelse ble det også gjort undersøkelser av grunnen i nærheten av den planlagte traséen for gangbrua.

Den geotekniske rapporten oppgir konkret dybde til fjell i de gjeldende punktene, men en veldig vag laginndeling, der det er oppgitt tre hovedlag med store usikkerheter i høyde. Lag 1 er et veldig løst og bløtt lag bestående av for det meste sand og silt med en lagdybde på 3-12 meter. Videre under kommer et litt grovere og fastere lag på 0-11 meter som er av grusig sand og silt som er leirig i enkelte dybdeintervall. Mellom lag 2 og fast fjell ligger et lag med faste til meget faste grusige masser eller morene.

I rapporten har vi tre punkt vi kan gå ut i fra som ligger nærheten av gangbrua (N11, N22, N23). Her har vi verdier som vi må legge til grunn for videre dimensjonering selv om disse ikke er på nøyaktig posisjon der pelene skal stå. [8]

2.1.3 Plan- og bygningsloven

Loven inneholder bestemmelser for forvaltning og arealbruk i hele Norge og utover en nautisk mil i sjø fra grunnlinje. Loven gjelder for alle foretak og byggevirksomheter med noen unntak som for eksempel anlegg for produksjon av elektrisk energi som for eksempel vannkraftanlegg. Disse blir styrt av eget lovverk.

Hensiktene med plan- og bygningsloven er blant annet: [9]

- Oppfordre til bærekraftig utvikling
- Bidra til å samordne statlige, regionale og kommunale oppgaver
- Sikre at tiltak blir i samsvar med lov, forskrift og vedtak gjennom god byggesaksbehandling
- Ivareta åpenhet, forutsigbarhet og medvirkning for alle interessenter og myndigheter som en konsekvens av hensiktsmessig planlegging og vedtak.

2.1.4 Eurokoder

Etter behov for standarder for alle faser av bygg- og anleggsprosjekter er Eurokodene utarbeidet for nødvendig dokumentasjon av materialers egenskaper, utførelse av ulike konstruksjonstyper og produkter.[10]

Nasjonale tillegg

På grunn av ulike forhold som klimatiske og geografiske, kan der være ulike parametere som må legges til grunn ut ifra konstruksjonens geografiske plassering. Disse blir bestemt av medlemsland i CEN, European Committee for Standardization, og gitt ut som nasjonale tillegg til Eurokodene.[11]

2.1.5 Håndbok N400

Håndbok N400 Bruprosjektering fra Statens vegvesen er utarbeidet med hjemmel i Samferdselsdepartementets forskrifter etter vegloven §13. Den gjelder for alle ulike stadier i konstruksjonens byggetid og brukstid. Inneholder også normaler for vedlikeholds- og reparasjonstiltak som har innvirkning på bæreevnen og påliteligheten til konstruksjonen.

Håndboka skal brukes ved prosjektering av blant annet bruer og ferjekaier. Den inneholder også krav til:

- Pålitelighet og bæreevne.
- Trafikksikkerhet, fremkommelighet og effektivt vedlikehold.
- Bestandighet [12]

2.1.6 Håndbok V220

Håndbok V220 «Geoteknikk i vegbygging» fra Statens vegvesen er i samsvar med Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Geoteknisk prosjektering, allmenne regler og NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver. V220 inneholder blant annet eksempel på hvordan en kan beregne den horisontale bæreevnen til jorden, noe som vi skal regne ut.

2.2 Programvare

FEM-design

Fem-Design er et modelleringsprogram som bruker «finite element analysis» for å dimensjonere konstruksjoner av stål, betong og tre. Programmet utfører analysene automatisk i henhold til eurokodene og nasjonale tillegg.

I FEM-Design kan man enten importere en modell fra Revit eller lignende programmer, eller man kan tegne modellen i programmet med programmets medfølgende CAD-verktøy. I FEM-Design kan man legge inn laster, eller generere laster som vind, snø og jordskjelv automatisk. Man kan gjøre statiske og dynamiske analyser basert på enten første eller andreordensanalyse. Programmet kan også beregne global stabilitet.

Etter første analyse er utført kan man dimensjonere stål, betong, armering og tre manuelt eller automatisk i programmet. Deretter kan man enkelt dokumentere alle beregninger og resultat.

Revit og Autocad

Revit og Autocad er 3D- og 2D-modelleringsprogram som er produsert av Autodesk. Begge vil bli brukt for å produsere 3D-modeller og tegninger.

Lumion

Lumion er et visualiseringprogram. Her kan du legge inn Revitmodellen, lage til landskap/legge inn kart og få et helhetlig bilde av hvordan konstruksjonen vil bli seende ut.

EUROCODE Express

Dette er et dimensjoneringsprogram som kan dimensjonere både betong, stål og tre etter eurokodene.

2.3 Konstruksjonsmaterialer

2.3.1 Betong

Historie

Materialer som ligner på betong har blitt brukt siden oldtiden. Romerne brukte betong til mange forskjellige konstruksjoner og noen av de står den dag i dag. Romersk betong bestod av brent kalk, vulkansk aske og knust teglstein. Siden den gang har betongteknologien utviklet seg og man har lagt inn armeringer for å ta strekk og skjærkrefter.

Armert betong er et av verdens mest brukte materialer. Bygninger, murer, tunneller, bruer og demninger er eksempel på byggverk som en kan bruke betong til. Prefabrikkerte elementer er også svært vanlig i dag. Disse er gunstige i forhold til tid og kostnader når man skal føre opp en konstruksjon. [13]

Generelt

Betong i seg selv har lav strekkstyrke. Strekker den seg for mye vil den sprekke opp og vil miste litt av sin bærekraft. En kan legge inn armeringsstål i betongen for å få bedre strekkstyrke, da armeringsstål tåler store strekkpåkjenninger. Betong tar opp trykk, men for å ta opp strekk må en ha armering, en trenger da i hovedsak bare å armere der det blir strekk i betongen. Armering begrenser rissvidder i betongen og betongen beskytter armeringsstålet fra korrosjon og fungerer som brannbeskyttelse. [14]

Forspent betong/spennbetong er armert betong der armeringen er strammet under støpingen. Siden armeringen allerede er strekt vil en kunne redusere armeringsmengden noe. Dette gir betongen en overhøyde slik at med tid og normal nedbøyning vil overhøyden minke. Forspent betong er vanlig å bruke i konstruksjoner i dag, i form av prefabrikkerte betongelement. [15]

Tilsetningsstoffer

Tilsetningsstoffer påvirker betongens egenskaper i fersk og/eller herdet tilstand. Det består av vannløselige organiske og uorganiske salter og forbindelser. Eksempel på egenskaper ved tilsetningsstoffer er f.eks. akselererende, plastiserende, retarderende, injeksjon stoffer og luftinnførende middel. Avhengig av årstid, betong og formål med betongen kan man bruke flere av disse. [16]

2.3.2 Stål

Generelt

Legering er en kombinasjon av to eller flere grunnstoff der minst ett av grunnstoffene må være et metall. Stål er et eksempel på en legering der jern og karbon er de primære legeringsselementene. Stål er et vanlig materiale å bruke når en skal bygge konstruksjoner. Det finnes i mange forskjellige former og egenskapene til stål påvirkes i stor grad av hvilke legeringsstoffer en bruker. [17]

For å velge riktig type stål må en vite hva en trenger det til og hvilke egenskaper som er viktigst. Stålets egenskaper er i forhold til hvilke legeringsstoffer en bruker og hvilke behandlinger stålet har gjennomgått. Dette kan f.eks. påvirke sveisbarhet, styrke, varmemotstand og motstand mot korrosjon.

Konstruksjonsstål er svært anvendbart og blir brukt i de fleste byggeprosjekter. Gode styrkeegenskaper samt rask byggeprosess er noen av grunnene til at stål er et av de mest brukte konstruksjonsmaterialene i Norge. Konstruksjoner av stål har en relativt rask byggeprosess i forhold til plasstøpt betong. Dette gjør stål til et gunstig alternativ i mange byggeprosjekter. Stål har også lavere vekt og volum enn betong av samme styrke, dermed vil transportkostnadene være mindre.

Det er kostbart og utfordrende å sveise på byggeplass. Det er derfor gunstig at stål kommer som prefabrikkerte elementer eller at man bruker boltede forbindelser i monteringen av stålet.[18]

2.3.3 Limtre

Historie

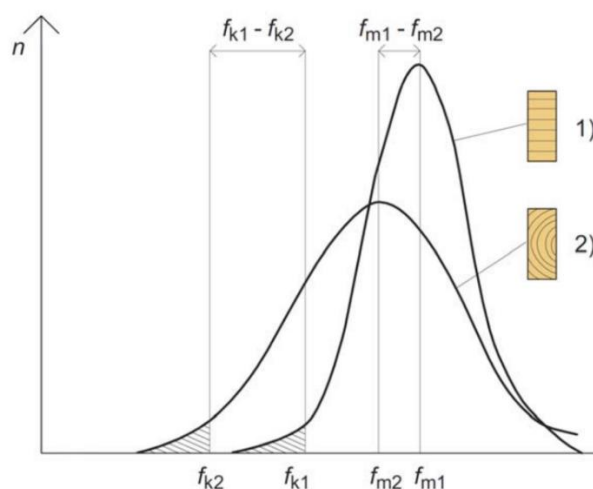
I Norge har man lang tradisjon for å bygge i tre. Tidligere har treverk tradisjonelt blitt brukt i mindre byggverk, men blir i dag brukt i større konstruksjoner i økende grad. Tilgjengelighet, at tre er lett å bearbeide, økende krav til konstruksjoners miljøpåkjenning, og endringer innen arkitekturen er grunner til det. I tilfeller med større påkjenning av treverket kan man øke styrken og minske problematikken med kvister ved å ta i bruk limtre.

Generelt

Limtre er laget ved at trelameller presslimes sammen for å skape et større element. Standard lamelltykkelse er fra 6 mm til 45 mm, og produseres av både gran og furu. På grunn av dette er det få begrensninger på limtreelementets dimensjoner noe som gjør at man enkelt kan tilpasse elementene til hvert enkelt prosjekt. Dette gjør limtre svært anvendbart, spesielt i forhold til arkitektur. Den begrensende faktoren på limtreelementets størrelse er hovedsakelig muligheten til å kunne frakte elementet til byggeplass. [19]

Fasthet

Fastheten til limtre varierer i stor grad på samme måte som vanlig konstruksjonsvirke som vist i figur 2.3.3-1. Vinkelen mellom fiberretningen og kraften bestemmer fastheten, der fastheten er størst langs fiberretningen og minst på tvers av fiberretningen. Fastheten i limtre vil avta med høyere fuktinnhold og lengre lastvirkning.



Figur 2.3.3-1- Fastheten til limtre vs vanlig konstruksjonsvirke.

Vanlig konstruksjonsvirke har ofte kvister, sprekker eller andre feil, som reduserer styrken i disse områdene. Siden limtre er satt sammen av mange trelameller vil eventuelle feil på en enkelt lamell få mindre utslag på den totale fastheten til limtrebjelken. I figur 2.2.3 - 1 ser man at limtre har mindre spredning i styrke i forhold til konstruksjonsvirke. [19]

Klima

Limtre produseres av tre, som er en fornybar og klimanøytral råvare. Ofte er elementene skreddersydd til prosjektene de skal brukes i, og det blir derfor lite svinn på byggeplass. Limtre kan også resirkuleres og brukes i andre produkter eller energiproduksjon. Det ferdige produktet vil derfor ha liten negativ påvirkning på miljøet i forhold til stål eller betong, noe som er ettertraktet i mange byggeprosjekter.

2.3.4 Overflatebehandling av materialer

Betong

Betong i rett bestandighetsklasse er vanntett i seg selv. Betong i bestandighetsklasse M45, MF45, M40 og MF40 tilfredsstiller kravene til vanntett betong i NS-EN 206 + NA. Ved å bruke f.eks. en B45 betong med luftinnførende som tilsetningsstoff, vil en få en vanntett betong, og en trenger ikke overflatebehandle. Katodisk beskyttelse av betongen er også en metode for å få lengre levetid og mindre vedlikeholdskostnader. [20]

Stål

Korrosjon er også noe en må ta hensyn til med stål. Normalt sett vil en behandle stålet enten kjemisk eller med overflatebehandling. Overflatebehandling med organisk eller uorganisk maling er den vanligste måten for overflatebehandling av stål. Andre metoder er sinkbelegg, pulverlakkering, xylanbehandling, beising, bitumenbehandling og plastbelegging. [18]

Limtre

Limtre kan overflatebehandles på samme måte som annet trevirke, f.eks. beises, males eller lakkeres. Tekniske, økonomiske og estetiske krav som konstruksjonen/utbygger har, er rådende i forhold til hvilken overflatebehandling som velges. Impregnert limtre i furu kan være et alternativ for å øke levetiden til limtreet. Overflatebehandlingen må opprettholdes slik at treet beholder sine kvaliteter. [19]

2.4 Konstruksjonsdeler

2.4.1 Pelefundamentering

For konstruksjoner der grunnforholdene ikke tillater tradisjonell fundamentering er pelefundamentering et godt alternativ. Årsaker til dette kan være ustabile masser med risiko for utglidning, og også konstruksjoner i vann der etablering av fyllinger ikke er hensiktsmessig enten på grunn av ugunstige jordmasser eller for store dybder.

Der finnes forskjellige typer peler både av materiale og bæertype. Ut ifra grunnforhold har man hovedvalget mellom spissbærende og friksjonspeler, eller en blanding av disse. Spissbærende peler blir benyttet når man er sikker på at man har fast fjell eller grove nok masser som er i stand til å ta opp de vertikale belastningene. Har man en løs jordmasse som leire, og lang avstand ned til gunstige jordmasser eller fast fjell, er friksjonspeling et godt alternativ. Denne typen tar opp vertikallasten i form av friksjon mellom pelen og de hosliggende jordmassene. [21]



Figur 2.4.1-1- Spissbærende stålrørspile.

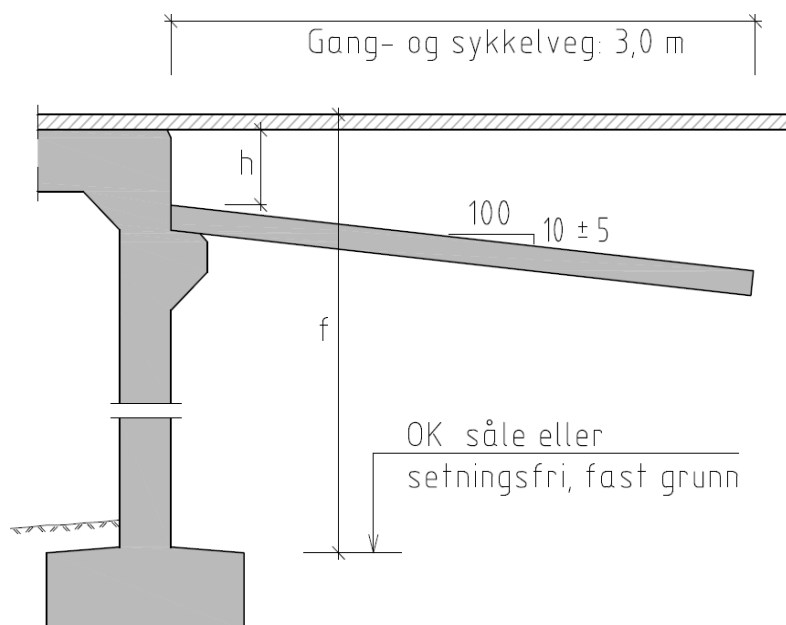
Før ble peler av tre ofte brukt, men i dag er det heller sjelden. Problemstillingen for disse er blant annet forråtnelse, men så lenge pelene står permanent under grunnvannstand, og dermed ikke kommer i kontakt med luft, skal dette ikke være et problem. Peler av stål og betong er de mest brukte i dag. Og ut ifra behovet kan man få variasjoner av disse; stålrørspeler, stålkjernepeler og betongpeler som enten er prefabrikerte eller som plasstøpte.

2.4.2 Landkar

Landkarene er enkle betongkonstruksjoner som kan utformes forskjellig etter både behov og grunnforholdene rundt. De mest vanlige typene inkluderer de som er innkledd med vegger, og noen som er åpne. Vegger er gjerne for større konstruksjoner og er her ikke en nødvendighet heller ei ønskelig fra vår side.[22, 23]

Overgangsplate

For å begrense ulemper med setninger som kan oppstå mellom brukonstruksjon og vegfylling, har Statens vegvesen satt krav til tilstedeværelse av overgangsplater. For gang- og sykkelbruer har disse minstekrav til horisontal lengde på 3,0 meter og med et fall tilsvarende 100:10±5. Se figur under.



Figur 2.4.2-1- Prinsippskisse overgangsplate - Statens vegvesen

2.4.3 Brulager

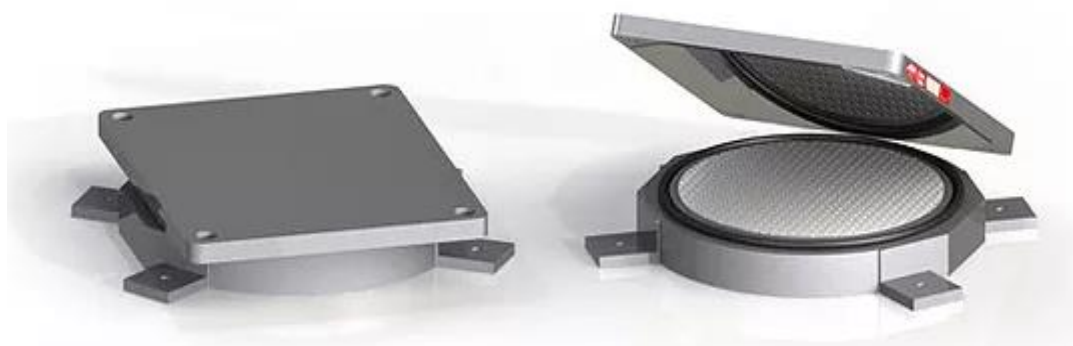
Brulager blir brukt for å overføre vertikale og horisontale laster fra bruoverbygning til fundamenter. Glidelager skal samtidig tillate bevegelser og rotasjoner fra laster påført av blant annet vind, forskyvninger fra temperaturendringer og svinntøyninger i betong.

Her fins det flere typer lager på markedet, og valget av disse er resultatet av flere betraktninger. Man må tenke på hvilken type konstruksjon det er snakk om, de ulike lastene som blir påvirkende, og også bevegelsene og rotasjonene som kunne måtte forekomme. [24]

Lagrene burde også kunne inspiseres, vedlikeholdes og kunne bli byttet ut om nødvendig. Dette er da noe en burde tenke på under prosjekteringen.[25]

Hovedtypene av brulagre er:

- Fastlager
- Glidelager, enten med allsidig bevegelse eller med styring
- Sfærisk potlager
- Elastometrisk lager [26]



Figur 2.4.3-1- Glidelager med allsidig bevegelse.

2.4.4 Fuger

Brufuger har sin hensikt å sikre smidig overgang mellom konstruksjoner på bakgrunn av forskyvninger og bevegelser. Her fins det også flere typer tilgjengelig ut ifra bruksområde og hvor store de antatte bevegelsene vil være. For nybygde bruer i Norge, er fingerfuger den mest brukte. Andre typer som også blir tatt i bruk er blant annet flerelementfuger og mattefuger.



Figur 2.4.4-1- (F.v) Fingerfuge, flerelementfuge og mattefuge.

For gang- og sykkeltrafikk kan det være en utfordring med fingerfuger, og da spesielt de med kapasitet fra 250 mm og oppover, da det kan oppstå problematikk for syklistene med smale sykkeldekk. For bruer med både vei og gang- og sykkeltrafikk blir fingerfuger ofte brukt på hele bredden, men blir ofte installert en slepeplate i feltet for gang- og sykkeltrafikken der det blir ansett som nødvendig.

For gang- og sykkelvegbruer blir det anbefalt å bruke fuge av typen Tensa Grip eller tilsvarende. Mens for større forskyvninger bør det bli vurdert å bruke flerelementfuge eller mattefuge.

2.4.5 Dekke

Rister

Et mulig alternativ til brudekke er ulike typer rister. Dette er enkelt alternativ som er lett vint å montere uten noe stort vedlikeholdsbehov. Ristene er mulig å få i blant annet stål, rustfritt stål eller aluminium. Stålet kan også varmgalvaniseres for å få god beskyttelse mot rust. Det er også muligheter for andre overflatebehandlinger, som malt, eloksert m.m.

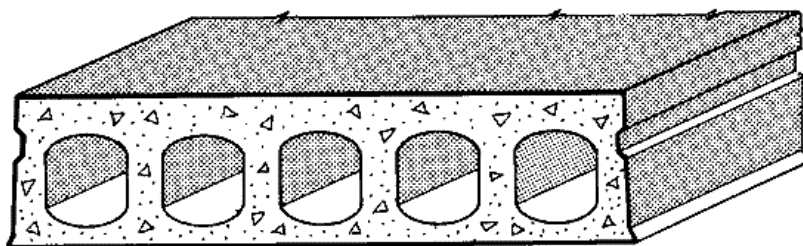
Dette var et alternativ som oppdragsgiver helst ville unngå å bruke, da en problemstilling ble forutsett med turister med høyhælte sko ville kunne tråkke gjennom ristene. Derfor har vi valgt å ikke gå videre med denne type dekke på gangbrua. [27]



Figur 2.4.5-1- Rist.

Betongelement

Hulldekkeelement er også et godt alternativ til brudekke. Dette er betongelement med gjennomgående, runde kanaler i midtsjiktet langsmed spennretningen. Dette resulterer i et bæreelement med relativ lav vekt i forhold til styrke og stivhet. Elementene kan fås både som slakkarmerte og forspente. Hulldekkene kan bli levert med lengder opp mot 20 meter. [28] [29]



Figur 2.4.5-2- Hulldekke.

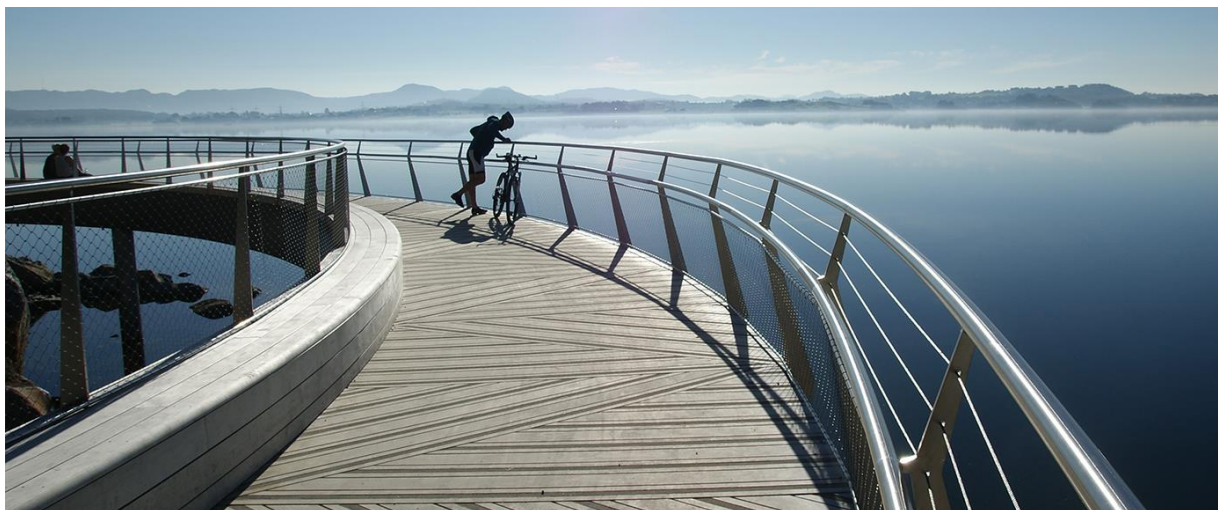
Tre

Et annet forslag til dekke er av tre. Trelaget vil da kunne ligge over tverrgående bjelker av enten stål, betong eller limtre. Her er det mulig å velge mellom flere tresorter blant annet gran og furu som er det mest brukte byggematerialet av tre i Norge.

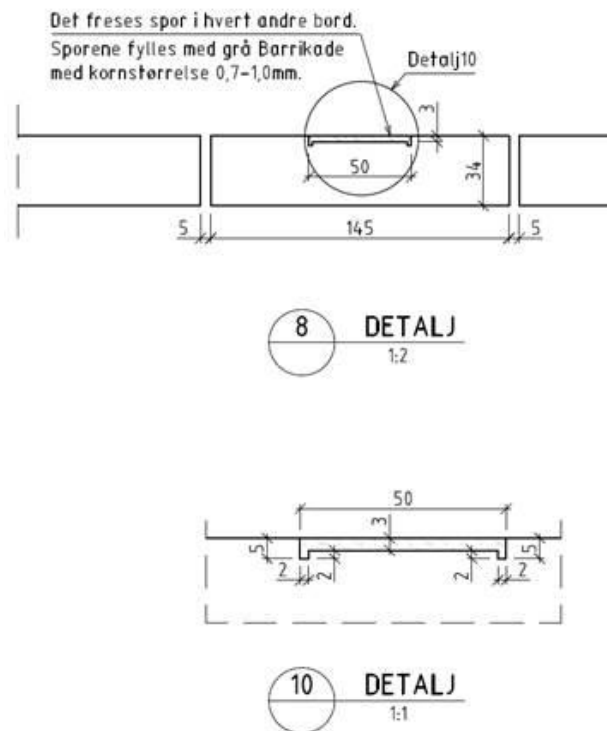
Som et alternativ til gran og furu, er sibirsk lerk og Accoya mulige løsninger. Sibirsk lerk er naturlig impregnert med høy fett- og harpiksandel som gjør materialet svært råtebestandig. Det har blant annet blitt brukt som peler datert bak til 1200-talet som står fremdeles. [30]

Accoya er modifisert trevirke fra acetylert Radiata-furu fra New Zealand, det er formstabilt og det blir utsatt for minimal krymping og vridning over tid. Accoya kan overflatebehandles på samme måte som vanlig trevirke, men kan også være ubehandlet og vil da gråne til en jevn sølvgrå patina. [31]

Vått tre kan være ganske glatt, det er derfor viktig å finne en løsning som kan være sklisikkert. Dette kan f.eks. utføres ved at en freser ut en bredde på 50 mm og dybde 3 mm midt på hvert andre bord og fyller med barrikade som vist på figur 2.4.5 -4.



Figur 2.4.5-3- Tredække – Accoya – Multiconsult.



Figur 2.4.5-4 - Detaljtegning sklisikring – Tegnet av Multiconsult.

Komposittmateriale

Komposittmateriale er materialer som er sammensatt av to eller flere forskjellige materialer slik at det kan få bedre egenskaper som f.eks. styrke og slitasjemotstand.[32]

Et komposittmateriale kan f.eks. være 50% tremasse og 50% resirkulert polyeten. Armert betong og glassfiberarmert polyester er også eksempler på komposittmaterialer.[33, 34]



Figur 2.4.5-5- Brudekke i komposittmateriale fra Fiberline Composites AS.

2.4.6 Rekkverk

Det blir tatt utgangspunkt i Norsk standard NS 3232:1990 – «Rekkverk og håndlister» for rekkverket på brua, da vi ikke fant noe konkret om utforming av rekkverk på gangbruer i N400 eller i andre henviste håndbøker.

- Høyden på rekkverket skal måles fra overkant av dekket til overkanten av rekkverket inklusiv eventuell håndlist på toppen.
- Rekkverk ved balkonger, tribuner osv. skal ha en høyde på minst 1000 mm.
- Håndlist skal normalt monteres i høydene 900 mm og 750 mm for barn. Tillatt avvik er ± 20 mm.
- Rekkverket skal være så «tett» at en kule med diameter større enn 100 mm skal ikke kunne gå under, ved siden av eller gjennom rekkverket.
- Liggende åpninger i rekkverket skal ikke overstige 20 mm.
- Håndlisten på rekkverket skal ha en bredde på 40-50 mm og oversiden skal være avrundet. Avstanden fra vegg skal være minst 50 mm.

Anbefalinger i standard

Ved store høyder blir det anbefalt at rekkverk bør ha en høyde på 1200 mm for å gi større trygghetsfølelse.[35]

Last

Overkanten på rekkverket må tåle en horisontal nyttelast på håndlisten. Når en skal beregne rekkverket for horisontallast skal man bruke en høyde på maks 1,2 m over gulvet som angrepspunkt.

Den karakteristiske linjelasten blir satt lik 1,5 kN/m. Denne lasten tar vi utgangspunkt i fra NS-EN 1991-1-1, brukskategori C3. [36]

Bruker en tre som rekkverkskledning kan en bruke bord på 19 mm \times 98 mm. Stolpeavstanden bør ikke overstige 0,8 m. Spalten mellom kledningsbordene må heller ikke overstige 20 mm og en må ta hensyn til at trevirket krymper. Krymping på inntil 3-4 % av bordbredden er å forvente.

Netting som blir brukt som rekkverkskledning må også være innenfor kravene for åpninger. [37]

Rekkverk som blir utført i glass må ha en sekundærsikring. Knuser glasset skal en person fortsatt være fysisk sikret slik at de ikke lett faller ut. Eksempel på slik sikring kan være brystning eller avskjerming med en høyde på minst 0,8 m, et annet alternativ er personsikkerhetsrute.

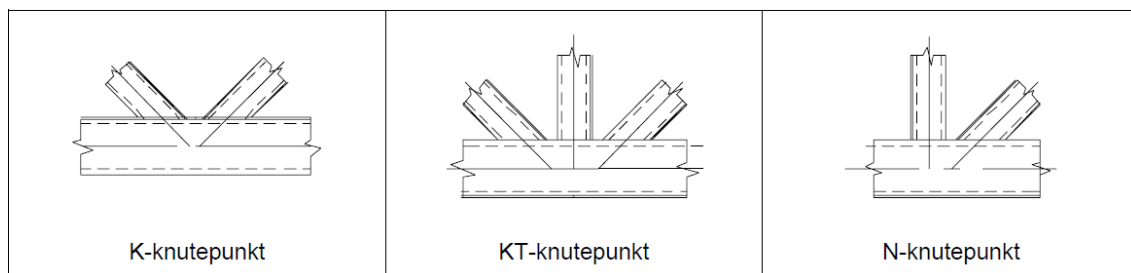
En personsikkerhetsrute er en rute som ikke knuser om en person går eller faller på den, og om den evt. skulle knuse vil den få et ufarlig brudd som er et brudd der det er liten sannsynlighet for at en person vil få store kuttskader. En personsikkerhetsrute kan f.eks. være en laminert glassrute eller en herdet glassrute. [37] [38]

2.4.7 Knutepunkt

Utforming av knutepunkt

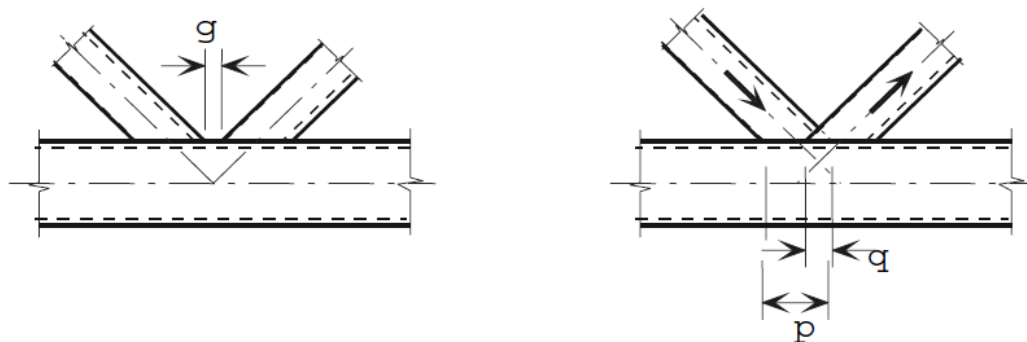
For at bygningskomponenter skal danne en monolittisk konstruksjon må de sammenføres. Dette blir gjort ved at komponenter av stål, tre eller andre materialer festes sammen med enten bolter, sveiser, nagler eller lim. Konstruksjonens kapasitet, duktilitet og økonomi bestemmes i stor grad av utforming og dimensjonering av forbindelser og knutepunkter. [2]

Utformingen til knutepunkter avhenger av fagverkets bæresystem. Fagverksknutepunkt kan utformes på mange måter, noen vanlige utforminger er K-knutepunkt, KT-knutepunkt og N-knutepunkt. [39]



Figur 2.4.7-1- Alternative fagverksknutepunkt.

Knutepunkter i fagverk skal som regel utformes slik at en ikke får eksentrisitetsmomenter i knutepunktene. Dette unngås ved å sentrere stavenes systemlinjer på gurtens systemlinje. Et sentrert knutepunkt er i noen tilfeller ikke mulig på grunn av utformingen av profilene, og man må derfor benytte et eksentrisk knutepunkt. I jordskjelvelastede rammer kan det være gunstig å utforme knutepunktene eksentrisk, da man vil få en større energiabsorpsjon ved dette.[2]



Figur 2.4.7-2- Sentrisk og eksentrisk fagverksknutepunkt.

Forbindelsesmidler

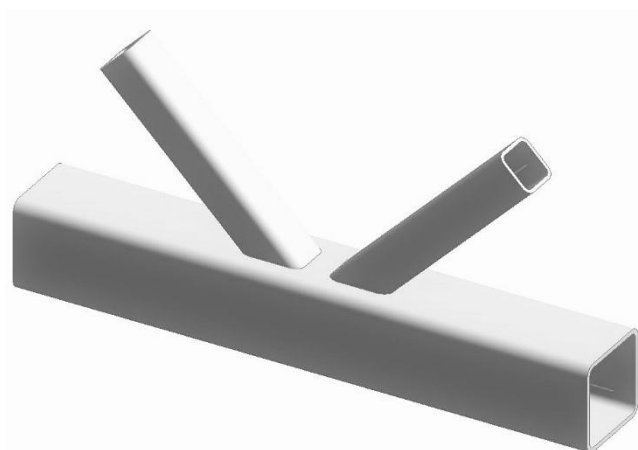
Ulike forbindelsesmidler vil gi forskjellig stivhet. Skrudde forbindelser har liten stivhet i forhold til sveisede forbindelser, men sveiser har mindre duktilitet enn skrudde forbindelser og kan derfor få brudd lenge før skruene har nådd sin kapasitet. Kombinasjon av sveiser og skruer må derfor ikke forekomme. Dimensjonering av forbindelser må beregnes etter snittkreftene i forbindelsen og eventuelle spenningsomlagringer på grunn av deformasjon. Forbindelser blir dimensjonert etter NS-EN-1993-1-8. [2]



Figur 2.4.7-3- Boltet knutepunkt med HEA-bjelker.

Valg av forbindelsesmiddel i fagverkskonstruksjoner avhenger av materiale, profilutforming og anvendbarhet. Å sveise på byggeplass er kostbart, og kan være praktisk utfordrende. Åpne stålprofiler sammenføres vanligvis med knuteplater som sveises til gurtstaven. Stegstavene blir så enten skrudd eller sveist til knuteplaten. Dersom man bruker hulprofiler er det mest praktisk å skråskjære stegstavene og sveise disse direkte på gurtene. [2]

Knutepunkter i fagverkskonstruksjoner av limtre utføres ved hjelp av spiker, skruer, bolter og stålbeslag.[19]



Figur 2.4.7-4- Sveiset knutepunkt med hulprofiler.

Sveis

De sveiseforbindelsene som blir mest brukt er kilsveis og buttsveis. Kilsveis blir brukt der elementene danner en vinkel. Sveisen danner en trekant i vinkelen mellom elementene, og det er høyden av denne trekanten som angir sveisens dimensjon. Buttsveis blir brukt der man skal sveise sammen elementer i kantene, for eksempel to plater. For buttsveiser med full penetrering er det ikke nødvendig å dimensjonere sveisen. For buttsveiser uten full penetrering må man dimensjonere sveisen som en kilsveis, der penetreringsdybden er dimensjonerende.[2]

Bolter

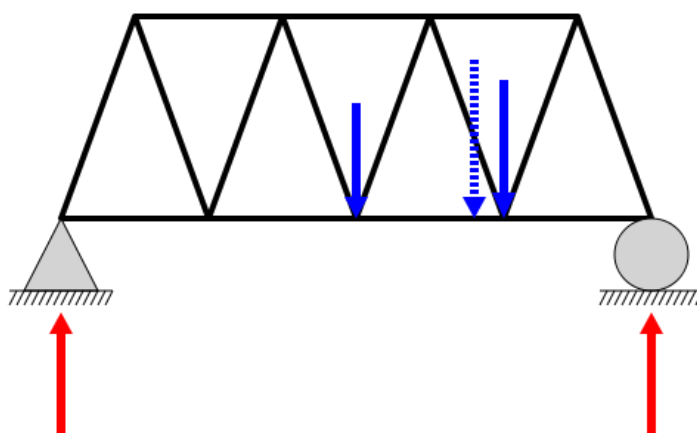
Man har to typer bolteforbindelser; avskjæringsforbindelser og friksjonsforbindelser. Avskjæringsforbindelser blir utført med enten skruer eller nagler, mens friksjonsforbindelser blir utført med høyfaste skruer.[2]

2.5 Bæresystem

2.5.1 Fagverksbru

En fagverksbjelke består av en overgurt og undergurt som sammen tar trykk og strekk, og staver mellom disse som overfører skjærkreftene. Knutepunktene i en fagverkskonstruksjon blir ofte beregnet som leddet, og man vil derfor bare få aksialkrefter i stavene.

En fagverksbjelke kan ta store laster i forhold til materialbruk, og blir derfor ofte brukt der man skal ta store laster over lange spenn. Fagverkskonstruksjon blir ofte brukt i bruer, takstoler, høye master og kraner, og er vanligvis laget av stål, tre eller aluminium. Fagverkskonstruksjoner kan leveres som prefabrikkerte element eller konstrueres på byggeplass, byggetiden kan derfor variere. [40]



Figur 2.5.1-1- Eksempel på fagverk.

2.5.2 Elementbru

En elementbru bygges av prefabrikkerte elementer vanligvis laget av betong eller stål. Siden elementene blir produsert i en fabrikk, og ikke på byggeplass, vil man få en langt kortere monteringsstid. Det kan derfor være kostnadsbesparende å bruke prefabrikkerte elementer. Elementer av stål består vanligvis av sammensveiste plater, mens betongelementer er laget av betong og ofte forspent armering. Forspent armering gjør at man ikke får like mye nedbøyning og riss som betong med vanlig armering ville fått.



Figur 2.5.2-1- Elementbru.

2.5.3 Platebærer

Bruk av platebærer er også et alternativ for bruer med lange spenn. En platebærer er en svært høy bjelke, som kan ta store laster over lange spenn. Platebærere blir ofte lagt under dekket på bruer, så konstruksjonen kan derfor bli høyere enn om man bruker en fagverkskonstruksjon.

2.6 Litteratursøk

Vi har i all hovedsak brukt Oria, Norsk Standard, SINTEF Byggforsk, Statens vegvesen, Store norske leksikon og Google for litteratursøk i denne rapporten.

3 MATERIALER OG METODE

3.1 Brua

3.1.1 Konstruksjonsmateriale

Betong

Mange bruer blir bygd i betong. Betong er et materiale som har gode egenskaper når man armerer det, og kan da ta opp store krefter.

Prefabrikkerte betongelement for brua er mulig å få tak i, men tar man utgangspunkt i plasstøpt betong, vil byggeprosessen ta lenger tid.

Vedlikeholdskostnader vil alltid forekomme, men overflatebehandling for betong er ikke omfattende for dette tilfellet. Med riktig bestandighetsklasse vil betongen være vanntett i seg selv og evt. overflatebehandling vil være for det estetiske.

Stål

Stål er en legering der jern og karbon er de primære legeringselementene. Gode styrkeegenskaper, anvendbarheten og det at en som regel har en rask byggeprosess med stål gjør at det er et av de mest brukte konstruksjonsmaterialene.

Stål har også en lavere vekt og mindre volum enn f.eks. betong av samme styrke, dette gjør at det å kunne lage brusegment på land for så deretter heise de på plass er lettere.

Overflatebehandlingen av stål er derimot litt mer omfattende enn med betong, men med riktig overflatebehandling kan man likevel ha stål i kyst og havområder med stor eksponering for salt (korrosjonsklasse C5-M).

Limtre

Mange bruer blir i dag laget i limtre. Limtre som materiale er sterkt, lett og man kan enkelt produsere og tilpasse limtreelementene til hvert enkelt prosjekt. Fastheten til limtre varierer da det er laget av tre. Vinkelen mellom fiberretningen og kraften bestemmer fastheten og den vil avta med høyere fuktinnhold og lengre lastvirkning.

Overflatebehandling av limtre er det samme som vanlig trevirke, og en må passe på fuktinnholdet da det vil påvirke fastheten til materialet.

Overflatebehandling

Overflatebehandling og vedlikehold er noe som vil forekomme på alle de ulike alternativene. Betong trenger nok ikke overflatebehandling, men vedlikeholdskostnader vil alltid forekomme. Stål og limtre må overflatebehandles. For stål har vi ulike malingsystemer fra Jotun som oppfyller kravene i NORSOK M-501, mens for limtre kan en overflatebehandle på samme måte som vanlig trevirke.

Valg

For å velge konstruksjonsmateriale vil vi i resultatkapitlet liste opp kriterier for valg, sette opp en tabell og gi karakterer på hvert alternativ. Det alternativet med høyest karaktersum velges.

3.1.2 Bæresystem

Fagverk

Fagverk kan ta store laster over lange spenn og er en konstruksjonstype som er mye brukt fordi den utnytter materialet på en effektiv måte. En av fordelene med fagverk er at det kan ta store laster med forholdsvis lite materiale. Fagverk ser vi hovedsakelig utført i stål eller tre. I dette tilfellet har vi segment på 24 m, og en kan her eventuelt bygge bruelement av fagverk på land for så å løfte de på plass med hjelp av en lekter med kran.

Elementbru

Elementbru er en rask måte å montere en bru på. Element blir produsert i fabrikk og fraktet til byggeplass. Det finnes i ulike materialer der både stål og betong er vanlig. Det kan i f.eks. dette tilfellet være aktuelt å bygge fagverkeselement enten på byggeplass eller i fabrikk.

Platebærer

Platebærer kan ta store laster over lange spenn, men må være ganske høye for å kunne ta opp slike laster. Dette påvirker designet og vi anser ikke dette som det beste alternativet.

Valg

For å velge bæresystem vil vi i resultatkapitlet liste opp kriterier for valg, sette opp en tabell og gi karakterer på hvert alternativ. Det alternativet med høyest karaktersum velges.

3.1.3 Dekke

Betongelement

Betongelement er enkelt å montere, trenger ikke overflatebehandling og har god bæreevne. Tyngden på betongelementene er derimot en del større enn hos tre og komposittmateriale, så en må eventuelt dimensjonere for større tyngde om en bruker dette.

Tre

Tre er et godt alternativ som brudekke på denne brua. Designmessig kan tre være en god løsning. Det finnes flere ulike typer tre en kan bruke som dekke.

Accoya er et godt alternativ, det har gode egenskaper og er enkelt å overflatebehandle og vedlikeholde.

Komposittmateriale

Komposittmateriale er et spennende alternativ til brudekke. Komposittmateriale har blitt mer og mer populært, og en stor del av populariteten har med den gode styrkeegenskapen det har.

Valg

For å velge dekke vil vi i resultatkapitlet liste opp kriterier for valg, sette opp en tabell og gi karakterer på hvert alternativ. Det alternativet med høyest karaktersum velges.

3.1.4 Pelers

Stålprofilen for pelene vil være nedsenket i saltvann og dermed utsatt for korrosjon om det ikke blir overflatebehandlet. Et beskyttelseslag vil være utsatt for slitasje ved ramming nedover mot grovere masser, og vil dermed ikke ha tilstrekkelig pålitelighet. I følge Peleveiledningen så inngår normalt ikke stålrøret som et bærende element ved utstøpte pelers. Vi vil da støpe ut pelene med tilstrekkelig armering. For all videre beregning og stabilitetsutredning anser vi pelene kun som armerte betongsøyler uten noe bidrag fra stålrørene. [41]

Ut ifra geoteknisk rapport for cruisehavnen kan vi anslå avstand ned til fast fjell ligger i intervallet 20-25 m. Det blir slått fast at forholdene ligger godt til rette for at det kan brukes utstøpte stålrørspeler som rammes til fjell.[8]

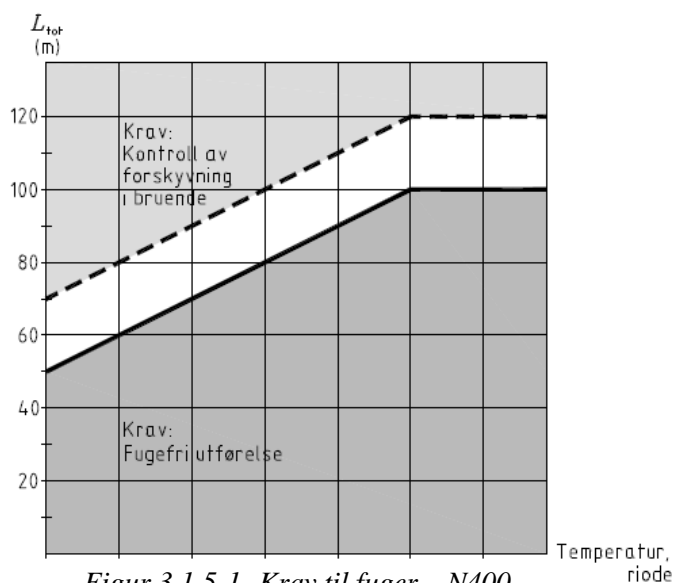
Uten tilstrekkelig informasjon om grunnforholdene, forutsetter vi at ramming ned til fjell er uproblematisk uten stor helning på fast fjell. Dette resulterer i at fordybning ikke er nødvendig, som sikrer tilstrekkelig feste til pelen. Metoden går ut på å forbore en stålkjerne som man sentrerer pelen ned på, og sikrer dermed at pelen på et tidspunkt ikke kan skli ut av posisjon.

Pelene var i utgangspunktet tenkt å gå helt opp til bruoverbygningen. Erfaringsmessig kan pelers, i gunstige masser for ramming som er tilfellet her, kunne få et avvik på 300-400 mm i toppen. Visuelt sett vil en se dette tydelig. I en dialog med vegvesenet oppfordret de til at vi bare hadde pele opp mot vannoverflaten for så å forskale og støpe ut slik at vi får en søyle som står i lodd og som ser mye bedre ut.

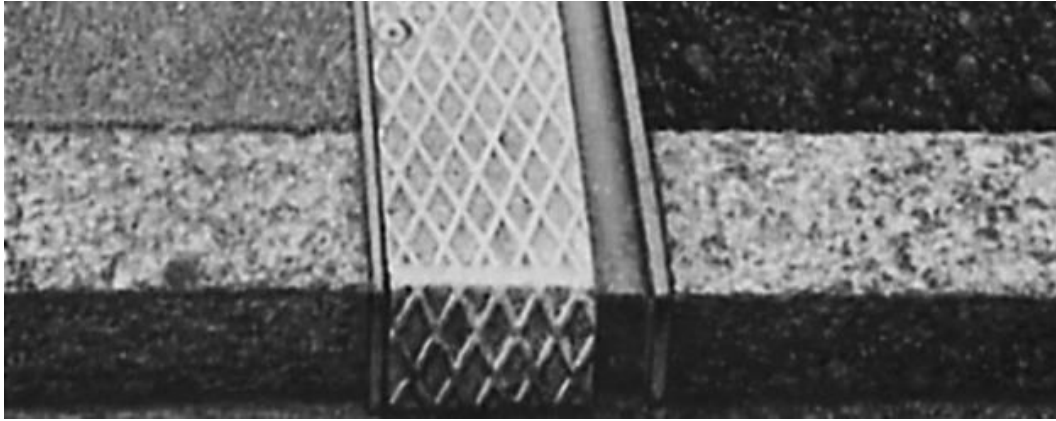
3.1.5 Fuger

Håndbok N400 gir krav til fugefri utførelse mot vegfylling/landkar ved brulengder under den heltrukkede linjen på figur 3.1.5-1. Med en total lengde på 247 meter trenger vi da fuger i vår konstruksjon.

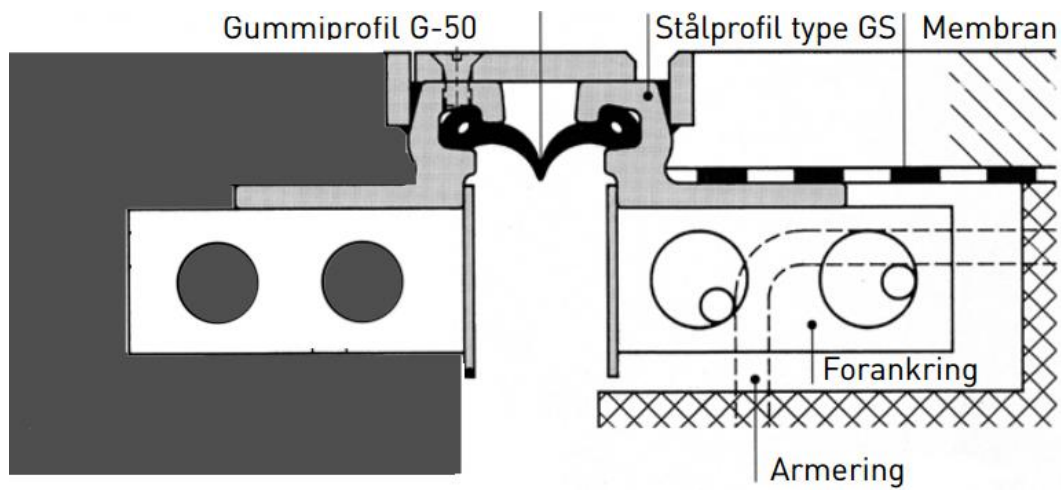
Etter anbefalinger fra Gaute Nordbotten i bruseksjonen i Statens vegvesen bruker vi fuger av typen Tensa Grip GS-90. Denne varianten har muligheter for bevegelser ± 45 mm i horisontal retning. Velger også å bruke en fortausløsning der det ligger en slepeplate oppå. Dette vil sikre en god estetisk overgang fra landkar til bruoverbygningen.[42]



Figur 3.1.5-1- Krav til fuger – N400



Figur 3.1.5-2 - Brufuge med slepeplate.[42]



Figur 3.1.5-3- Detalj av tenkt overgang mellom bruoverbygning og landkar. Boltet via forankringsplate til undergurt. Utarbeidet av tegning fra Spenneteknikk. [42]

3.1.6 Landkar

Etter å ha sett på flere ulike typer og utforminger har vi gått videre med vedlagt egenprodusert design som en endelig løsning for våre endefundamenter, med forutsetning om at grunnforholdene tillater denne typen fundamentering. Vi planlegger også å plassere glidelageret for brua på det øverste steget ca. 435 mm fra toppen av landkaret. Se vedlagte måltegninger.

Etter krav fra håndbok N400 pkt. 7.9.4 har vi lagt inn helning på overkantene til fundamentet med hensikt å legge til rette for vannavrenning. Her er det satt krav på helningen som skal være $\geq 1:25$ som vi er innenfor. Der skal også være asfaltmembran i overgangen til overgangsplaten for å forhindre vanninntrenging. Se vedlagte detaljtegninger fra Statens vegvesen.

Der er også krav om tilkomst til lagre. Dette finnes for å gi tilstrekkelig rom under inspeksjons- og/eller vedlikeholdsarbeid. Minimumskravet for fri høyde over terreng er satt til ≥ 1200 mm som vi er innenfor.

Betongavretting er også et krav for fundamenter på løsmasser i byggegropen. Det er viktig at løsmassene er bæredyktige og har gode dreneringsegenskaper. De skal ikke være telefarlig, klassifisert under telefarlighetsgruppe T1. Det skal heller ikke brukes masser med større enn 3% humusinnhold, som er delvis nedbrutte organiske materialer.[43, 44]

Regler for armering av landkar angis i Håndbok N400;

Armering skal ha diameter ≥ 16 mm

Senteravstand i begge retninger ≤ 200 mm i underkant og overkant fundament

Senteravstand ≤ 300 mm for samtlige sideflater.

Overgangsplate

Vi har utformet overgangsplaten ut fra krav i Håndbok N400 fra Statens vegvesen. For armeringen og overgangen til landkaret har vi brukt standardiserte løsninger som er utarbeidet av vegvesenet. Se vedlagte detaljtegninger.

3.1.7 Brulager

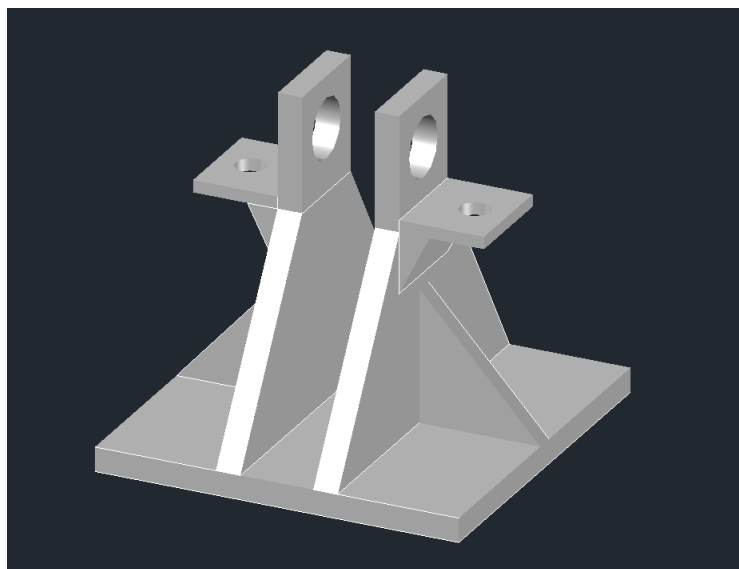
For å tillate bevegelser i horisontal retning resulterende fra blant annet temperaturendringer, setninger og byggetekniske forhold, vil vi ta i bruk glidelagre i begge endene av brua. Dermed vil kreftene som opptrer ved landkarene for det meste være vertikale, samt en aksiallast fra friksjonen i glidelageret og bidrag fra vind på bruoverbygningen. Det siste spennet står da fritt til å utvide og sammentrekke seg.

Overbygningen av brua vil være festet til pelene via egenproduserte fastlagerløsninger vi har utarbeidet som konsept. Vi kunne ha brukt konvensjonelle fastlager, men måtte da uansett laget en opplagerbjelke fagverkene festes til. Disse måtte ha vært vinklet da spennene ikke ligger på en rett linje.

Ideelt hadde vi sett for oss glidelager på pelene, men ifølge Statens Vegvesens Håndbok N400 (punkt 3.3.3) skal det ved fundamentering på enkelt pel eller plan pelegruppe ikke benyttes glidelager eller deformasjonslager. Dette på grunn av mulige bevegelser søylen kan få som vil resultere i at glidelagernes glilengde vil kunne bli «oppbrukt» og vil dermed opphøre å være et glidelager. [12]

Til høyre er en illustrasjon av konseptet vi har kommet frem til som en mulig løsning for opplageret. Uten å ha detaljdimensjonert denne ser vi på denne som en god løsning.

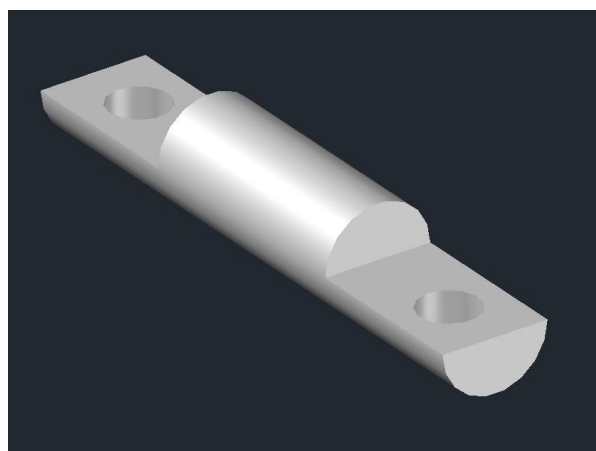
Systemet må da være robust nok til å ta opp kreftene som ville oppstå. Da spesielt skjærkreftene som vil opptre fra termisk påkjenning om disse blir betydelige.



Figur 3.1.7-1- Opplager



Figur 3.1.7-3- Festarm sveiset til underkant av fagverk



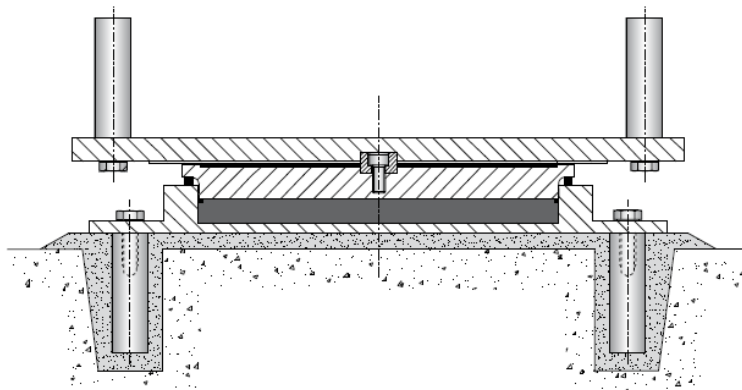
Figur 3.1.7-2- Gjennomgående stålbolt

Vi bruker to glidelager ved hvert landkar og har valgt produkttypen Tobe. Disse er CE-merket og er ofte brukt i ulike konstruksjoner som trenger å oppta større laster og bevegelser, og er da godt egnet til vårt behov.

Friksjonen i glidelagrene er avhengig av overflatebelastningen på lagrene.

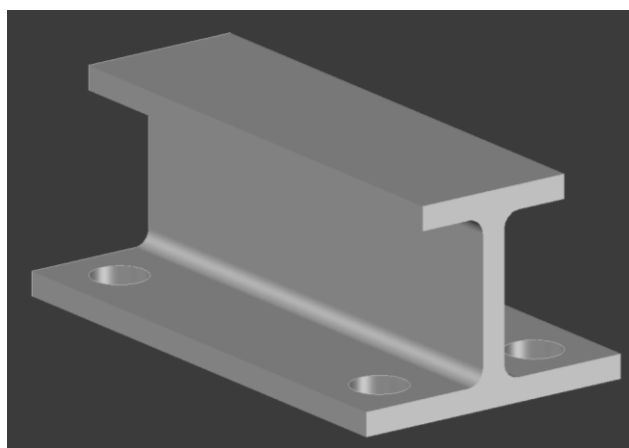
Friksjonskoeffisienten regnes ut av formel vedlagt i produktbeskrivelsen til lagrene.[45]

For å ta opp de horisontale bevegelsene som vil kunne oppstå velger vi glidelagre type E,10. Denne har også en horisontalkapasitet på tvers av lageret på 160 kN, som er langt over vindpåkjenningen på 53 kN.



Figur 3.1.7-4 -TOBE ensidig bevegelig lager.

For overgang mellom bruoverbygningen og glidelager har vi jobbet frem et forslag til et stålprofil som vist på bildet nedenfor. Toppflensen til profilen sveises fast til undergurt under prefabrikering av fagverket, og boltes fast til glidelagerplaten gjennom hullene i bunnflensen under montering.

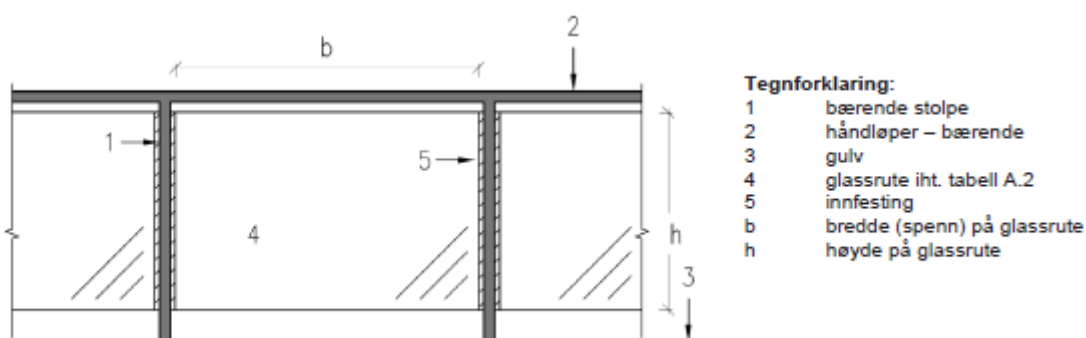


Figur 3.1.7-5- Tenkt profil for overgang mellom bruoverbygning og glidelager.

3.1.8 Rekkverk

Rekkverket vil bestå av fagverket som bærende element, en sirkuler håndlist i angitte høyder og gitter/netting som skal ivareta kravene om tetthet og at det skal være vanskelig å klatre på rekkverket. Total høyde på rekkverket skal være 1,2 m over dekket på brua.

På utkiksposten på brua skal rekkverket være utført i glass med personsikkerhetsruter. I figur 3.1.8 -1 ser vi hvordan glassrekkverket er tenkt. Tabell 3.1.8 -1 angir tykkelse og min/maks høyder for ulike personsikkerhetsruter. Her tar vi utgangspunkt i brukskategori/ bruksområde C3.



Figur 3.1.8-1- Rekkverk – Tatt fra NS 3510:2015.

Bruks- område	Største tillatte bredde på glassrute (b) ^a											
	mm											
	Laminert sikkerhetsglass ^b				Herdet laminert sikkerhetsglass ^b				Varmeforsterket laminert sikkerhetsglass ^b			
	8 mm	10 mm	12 mm	16 mm	8 mm	10 mm	12 mm	16mm	8 mm	10 mm	12 mm	16 mm
A, B og C1	1100	1300	1700	2000	1600	1900	2000	2000	1600	1900	2000	2000
C2, C3, C4 og D	800	1000	1200	1800	1400	1600	1900	2000	1300	1600	1900	2000
C5	-	700	800	1100	1100	1300	1500	1900	800	1100	1400	1900

^a Minste høyde er 800 mm, største høyde er 1200 mm.
^b 0,76 mm standard pvb-laminert sikkerhetsglass.

Tabell 3.1.8-1- Bredde på glassrute i forhold til brukskategori - Tatt fra NS 3510:2015

3.1.9 Overflatebehandling

Håndbok R762

Håndbok R762 – Prosesskode 2 – «Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier» fra Statens Vegvesen tar for seg blant annet overflatebehandling av nye stålbruer. Der finner vi flere forskjellige metoder for overflatebehandling og vedlikehold og hvordan de skal utføres.

Eksempel på dette er «system 1» fra håndbok R762 - 85.3 som er et dupleksystem bestående av et katodisk beskyttende metallbelegg og maling.

System 1

«Metallisering pluss epoksy/polyuretan (dupleks system)

Forbehandling: Alkalisk vask, avfetting og spyling med rent ferskvann.

Blåserensning: Renhet: Sa3 Ruhet: Grov G, Ry5= 85-130 µm

Rengjøringsgrad: P3 i henhold til 8501-3

Beleggsystem

1. Minimum 100 µm termisk sprøytet sink eller sinklegering med opptil 15 % aluminium.
2. Maksimum 25 µm to-komponent epoksy polyamid sealer.
3. 125-150 µm epoksymastik.
4. 60-100 µm polyuretan eller polyuretan-akryl.

Total beleggtykkelse: Minimum 285 µm. Oppgitte tykkelser er tørrfilmtykkelser.» [43]

Termisk sprøyting med sink gir metallet langvarig beskyttelse mot fuktighet, salt og etsende stoffer.[46]

Håndbok R762 inneholder krav for overflatebehandlingen med referanse til både ISO og Norsk standard. Den angir også hvordan en kontrollerer overflatebehandlingen.

NORSOK M-501

NORSOK M-501 standarden kom i 1994 og ble utviklet av den norske petroleumsindustrien. Det er en standard som omfatter overflatebehandling brukt på offshoreinstallasjoner. Standarden omfatter krav for valg av behandlingsprodukter, overflatepreparering, hvordan en påfører produkter og inspeksjon for overflatebehandling på offshore installasjoner. Formålet med NORSOK M-501 er å få et overflatebehandlingssystem som beskytter installasjonen, har lite behov for vedlikehold men også er vedlikeholdsvennlig, enkelt å påføre og helseeffekt, sikkerhet og miljøpåvirkninger er evaluert og dokumentert.[47, 48]

Jotun har en rekke overflatebehandlingssystemer som er pre-kvalifiserte for NORSOK M-501. «Coating system no. 1» gjelder for karbonstål som har en driftstemperatur på under 120 °C. Konstruksjonsstål er eksempel på stål som «Coating system no. 1» omfatter. Dette overflatebehandlingssystemet kan vi dermed også bruke på brua.

Brua vil være i korrosjonsklasse C5-M som vi kan se fra tabell 3.1.9 -1. Malingsystemer som oppfyller krav i NORSOK M-501 oppfyller krav knyttet til denne korrosjonsklassen.

Korrosjons-klasse	Miljøets korrosivitet	Utendørs	Innendørs
C1	Meget lav	–	Oppvarmede lokaler med tørr luft og ubetydelig forurensning (kontorer, butikker, skoler, hotell)
C2	Lav	Områder med liten grad av luftforurensning (landlige områder)	Uoppvarmede bygninger med varierende temperatur og fuktighet (sportshaller, lagerlokaler)
C3	Middels	Områder med noe salt eller middels mengde luftforurensning (byområder, lett industri, områder nær kysten)	Produksjonslokaler med noe høy fuktighet og en viss luftforurensning (bryggerier, meierier, vaskerier)
C4	Høy	Områder med middels mengder salt og betydelig mengder luftforurensning (industri og kystområder)	Lokaler med svært høy fuktighet og større mengder forurensninger fra produksjonsprosessen (kjemisk industri, svømmehaller, skipsverft)
C5-I	Meget høy (industrielt)	Industriområder med høy luftfuktighet og aggressiv atmosfære	Lokaler med nesten permanent kondensering og stor mengde luftforurensninger
C5-M	Meget høy (marint)	Kyst- og havområder med store mengder salt	Lokaler med nesten permanent kondensering og stor mengde forurensninger

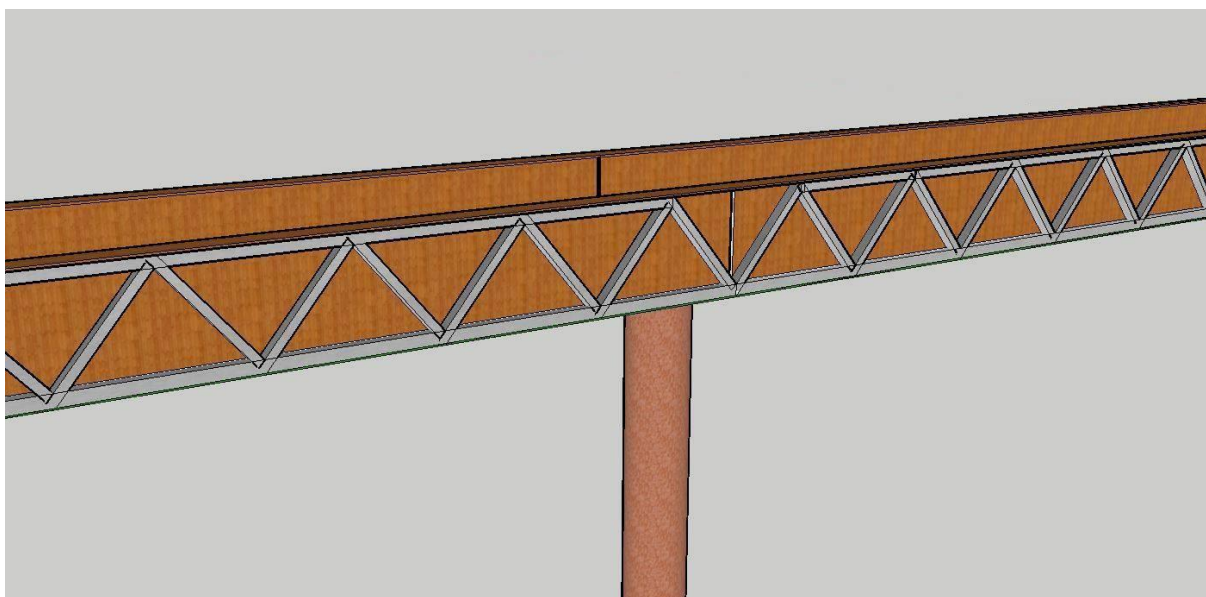
Tabell 3.1.9-1- Korrosjonsklasser i henhold til NS-EN ISO 12944-2

3.1.10 Design

Designet av brua vil i all hovedsak bestå av utformingen av fagverket, brudekket, rekkverket og utkiksposten som vil være nært midten av brua.

Det har vært diskutert mange ulike forslag for design av brua, og vi har prøvd å hente inspirasjon fra nasjonale turistveier da dette vil være en gangbru som er laget for å få cruisebåtturister vekk fra vegbanen på riksveg 60. Designet på brua skal være enkelt, men samtidig minneverdig og fint å se på for både lokalbefolkningen og turistene.

Tidlig i prosessen tenkte vi en fagverksbru av stål med dekke av tre og kledd rekkverk som vist i figur 3.1.10 -1. Dette designet bygger på det «norske», da trevirke lenge har vært et mye brukt konstruksjonsmateriale i Norge.



Figur 3.1.10-1- Tidlig skisse av brudeign – egenprodusert.

Senere i prosessen utarbeidet vi et forslag med en fagverksbru i stål, med netting som rekkverk, og glassrekkverk på utkiksposten på midten av brua. Dette designet er inspirert av Håhammeren bru, tegnet av Multiconsult.

Designet bygger på det moderne. Stål er et populært bygningsmateriale både i Norge og verden og det ser «rent» ut.

Dekket vil være i Accoya som er acetyleret Radiata-furu. Det vil gi en fin og lys overflate som vil se fin ut opp mot stålet. Midt på hvert andre bord vil det bli frest ut 50 mm i bredden som vist tidligere for å ha barrikade i for skliskring. Barrikaden vil påvirke helhetsinntrykket på brua, om vi tar en gråtone vil dette passe godt inn i de andre elementene.

Stålrørspelene skal bare gå opp til en meter under vannoverflaten for normalnull. Pelene skal vi støpe ut for så å forskale og støpe fra pelen opp til bruoverbygningen slik at vi får en søyle som står i lodd. Avvik når en peler kan være på opptil 300-400 mm som nevnt tidligere. Dette vil en legge merke til, dermed valgte vi å gjøre det på denne måten for å få en mer visuelt tiltalende bru.

3.2 Last og materialfaktorer

3.2.1 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstanden

Dimensjoneringen blir gjort etter partialfaktormetoden. Lastfaktorer og lastkombinasjoner blir bestemt etter NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, og N400. [12, 49]

I Tabell 3.2.1 -1 finner man verdier for ψ -faktorer for gangbruer.

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$	$\psi_{1,infq}^{1)}$
Trafikkklaster	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	$Q_{f,wk}$ (konsentrert last)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (tjenestekjøretøy)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	F_{wk}	0,7	0,6	0/0,5	0,8
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Temperatur ³⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Snølast	$Q_{Sn,k}$ På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8
	$Q_{Sn,k}$ Under utførelse	0,8	-		-
Laster i byggetilstand	Q_c	1,0	-	1,0	-
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8

¹⁾ $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

²⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

³⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

⁴⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Tabell 3.2.1-1- Verdier for ψ -faktorer for gangbruer - NS-EN 1990 - Tabell NA.A.2.2

I tabell 3.2.1 -2 bestemmes de dimensjonerende verdiene for laster.

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\zeta \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløft fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flytledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.

MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med γ - og ζ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ for permanent last, untatt de som er listet under ^{1) 2)}
 $1,00$ for irreversible deformasjonslaster ³⁾
 $1,20$ for permanent del av vanntrykk

$\gamma_{G,inf} = 1,0$ for permanent last^{1) 2)}
 0 for irreversible deformasjonslaster ³⁾
 $1,0$ for vanntrykk

$\zeta = 0,89$ for egenvekt ¹⁾

$\gamma_p =$ verdier gitt i de aktuelle Eurokodene ⁴⁾

$\gamma_Q = 1,35$ for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,5$ for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes $\gamma_Q = 1,2$

$\gamma_Q = 1,60$ for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,20$ for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,35$ for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

$\gamma_Q = 1,50$ for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)

¹⁾ Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.

²⁾ De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med $\gamma_{G,j,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,j,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

³⁾ Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For γ -verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.

⁴⁾ Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.

MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_g og γ_q og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes.

Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.

MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.

Tabell 3.2.1-2- Dimensjonerende verdier for laster - NS-EN 1990 - Tabell NA.A 2.4 (B)

Kombinasjonsregler for gangbruer

I NS-EN 1990 finner man følgende kombinasjonsregler:

Punkt A2.2.1

- Det er ikke nødvendig å vurdere kombinasjoner av lastvirkninger som av fysiske eller praktiske årsaker ikke kan opptre samtidig.

Punkt A2.2.3

- «Det er ikke nødvendig å kombinere punktlasten Q_{fwk} med andre variable laster som ikke er forårsaket av trafikk.»

Punkt NA.A2.2.4

- Vindlast og temperaturpåvirkning skal regnes å kunne virke samtidig.
- Snølast skal generelt ikke kombineres med gr1 og gr2 for gangbruer untatt i spesielle tilfeller som f.eks. bruer med tak. Det kan være gitt spesielle regler for det enkelte prosjekt.
- For gangbruer hvor trafikantene er fullstendig beskyttet mot vær, vil det være gitt regler for det enkelte prosjekt.

[49]

I N400 punkt 5.4.3.3 finner man følgende kombinasjonsregler:

- For separate gang- og sykkelbruer stilles ikke krav til kontroll for samtidighet av vind- og trafikklast
- Den ferdige brukonstruksjonen skal kontrolleres uten trafikklast i brudd- og bruksgrensetilstand for et vindfelt med returperiode lik 50 år. [12]

For geotekniske laster benyttes dimensjonerende verdier fra tabell 3.2.1 -3.

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
MERKNAD Ved geoteknisk prosjektering beregnes bygningslaster med lastfaktorer etter tabell NA.A2.4 (B). Geotekniske laster beregnes med følgende lastfaktorer:					
$\gamma_{G,sup} = 1,00$ for egenvekt					
$\gamma_{G,inf} = 1,00$ for egenvekt					
$\gamma_{G,set} = 1,00$ for setninger, ved lineær elastisk analyse eller ikke-lineær analyse for dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha ugunstige virkninger. For dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha gunstige virkninger, skal det ikke tas hensyn til disse					
$\gamma_Q = 1,15$ for trafikklast fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)					
$\gamma_Q = 1,30$ for trafikklast fra jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)					
$\gamma_Q = 1,30$ for vertikallast fra trafikk, variabel del av vekt av jord og fri ballast, grunnvann og fritt vann ved beregning av horisontalt sidetrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)					
$\gamma_Q = 1,30$ for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig)					
$\gamma_p =$ verdier gitt i de aktuelle Eurokodene					

Tabell 3.2.1-3- Dimensjonerende verdier for laster - NS-EN 1990 - Tabell NA.A 2.4(C)

Brukgrensetilstanden

Dimensjonerende verdier for laster til bruk i lastkombinasjoner finner man i tabell 3.2.1 -4.

Kombinasjon	Permanente laster G_d		For-spennning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,infq} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabell 3.2.1-4- Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner - NS-EN 1990 - Tabell NA.A2.6

3.2.2 Materialfaktorer

For usikkerhet rundt de ulike materialenes egenskaper benyttes det materialfaktorer. Disse er angitt i Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner:[50]

Materialer	Materialfaktor γ
Betong	1,5
Konstruksjonsstål	1,05
Armering	1,15

Tabell 3.2.2-1- Materialfaktorer

I tillegg har betong faktoren α_{cc} , som tar hensyn til virkninger på trykkfastheten av langtidslast og også virkninger fra metoden som lasten blir påført. Denne er satt til 0,85. Dimensjonerende trykkfastheter:

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

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

3.3 Metode

3.3.1 Prosjekteringsgrunnlag

Dimensjonerende brukstid for prosjekter bør fastsettes før prosjektering. Veiledende verdier for dette og resulterende dimensjonerende brukskategori gis av tabell 2.1 i Eurokoden «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Siden vårt prosjekt omhandler en bru, gir dette en dimensjonerende brukstid på 100 år og brukskategori 5.[49]

Dimensjonerende brukstidskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid (år)	Eksempler på konstruksjoner
1	10	Midlertidige konstruksjoner
2	10 - 25	Utskiftbare konstruksjonsdeler
3	15 – 30	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner
4	50	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner
5	100	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner

Tabell 3.3.1-1- Dimensjonerende brukstidskategori og brukstid.

Standarden angir også konsekvensklasser ut i fra konstruksjonstypen. Passende klasse for gangbrua vil være CC2 og pålitelighetsklasse RC2 med beskrivelser som moderat konsekvens i form av tap av menneskeliv, og betydelige økonomiske og sosiale konsekvenser.

Tiltaksklasse

Ut i fra kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser et tiltak, eller oppgaver knyttet til et tiltak kan få for helse, sikkerhet og miljø, deles de inn i tiltaksklasser som kommunen godkjenner fra ansvarlig søker.

Etter gjennomgang av veiledningen om byggesak fra Direktoratet for byggkvalitet velger vi å plassere bruoverbygningen i tiltaksklasse 3 siden vi har spennvidde over 20 meter. Dette fordi feil eller mangler kan føre til store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet.[51, 52]

3.3.2 Dimensjoneringsgrunnlag

Etter samtale med veileder har vi bestemt at vi skal se bort fra svingninger som følge av vind og trafikklaster. Vi skal også se bort fra vertikal og horisontal temperaturdifferanse.

Deformasjon

«Deformasjon av brukonstruksjonens brubane skal ikke for noen lastplassering ha større nedbøyning enn $L/350$, hvor L = lengden av det betraktede spenn. Deformasjon eller rotasjon fra ugunstigste skjevbelastning skal inkluderes. Kontrollen utføres med karakteristisk trafikklaster alene.

Nedbøyning av brukonstruksjonens brubane på grunn av permanente laster, inkludert langtidseffekter, skal kompenseres med overhøyde. Nødvendig overhøyde skal beregnes i bruksgrensetilstand, kombinasjon tilnærmet permanent. Kombinasjonsfaktoren ψ_2 for variable laster settes lik 0.»[12]

Skal man følge dette må man sveise sammen gurtene på midten med en overhøyde på 21,7 mm og 32 mm. Dette utgir en forsvinnende liten vinkel, og hvorvidt dette er nødvendig eller praktisk gjennomførbart sår vi tvil om.

3.3.3 Tegningsgrunnlag

Vi har tatt utgangspunkt i vedlagte kart og skisser fra Moldskred i arbeid med brua. Vi ble låst fast til enkeltpeler for fundamentløsning, men sto fritt til å utforme bruoverbygningen slik vi måtte ønske, vitende om at de hadde sett for seg fagverk i stål.

Brua er tenkt å lages i segment med lengde 24 meter, utvendig bredde 3,22 meter og montert 3,0 meter over vannoverflaten. Brua skal gå parallelt med vegbanen på riksveg 60 som har en lang kurve. Brusegmentene er tenkt til å være strake og vinkelendringer tar vi på søylene.

Grunnlaget for alle høyder fra vannoverflaten baserer vi på et vannstands nivå tilsvarende normalnull.

For islasten må vi basere vannstanden for HAT – høyeste astronomiske tidevann i forhold til normalnull 1954, som den geotekniske rapporten er basert på. Dette gir tilleggshøyde for normalnull på 1,16 m.

Pele- og landkarkoordinater

Nr	y	x
Landkar 1	384739428	6858536653
1	384735598	6858512945
2	384732707	6858489105
3	384730615	6858465181
4	384729327	6858441201
5	384728882	6858417190
6	384728882	6858410402
7	384729315	6858386391
8	384730651	6858362413
9	384732873	6858338501
10	384735840	6858314670
Landkar 2	384739566	6858290946

Tabell 3.3.3-1- Pele- og landkarkoordinater

Ideelt sett kunne en ha slått ned peler i begynnelsen av prosjektet for så å tilpasse brusegmentene etter de faktiske koordinatene. Koordinatene for landkar er midt på landkaret i fremkant.

3.3.4 Universell utforming

Overgang og synligheten mellom brudekket og rekkverk bør være i kontrast og lett synlig. Belysning er viktig slik at ferdsel på brua på kvelden ikke skal være noe problem. Eventuelle stigninger ved atkomstvegen til brua må ikke være brattere enn 1:20. Dekket må være utført slik at hjul og sko ikke synker nedi, og det må være sklisikkert i både tørr og våt tilstand. Nivåforskjellene må ikke overstige 20 mm og åpne fugebredder ikke er mer enn 10 mm. [53]

3.3.5 Betong

Eksponeringsklasser

NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Prosjektering av betongkonstruksjoner angir eksponeringsklasser. For landkarene settes denne til XC2 med miljøbeskrivelsen vått, sjelden tørt. Pelene vil ligge under klassebetegnelse 4 der korrosjon av armeringen vil bli fremkalt av klorider fra sjøvann. Majoriteten av pelen vil være permanent neddykket, men vi velger eksponeringsklasse XS3 for skvalpesoner for hele pelen for å forenkle beregningen, da dette vil være konservativt.[50]

Klassebetegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler der eksponeringsklasser kan forekomme
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid. Fundamenter
XS3	Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	Deler av marine konstruksjoner

Tabell 3.3.5-1- Eksponeringsklasser – tabell 4.1 – utdrag fra NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008

Fasthetsklasser

For eksponeringsklasse XC2 skal man bruke betong med CEN betegnelse \geq C35/45 som tilsvarer fasthetsklasse B35.

For eksponeringsklasse XS3 skal man bruke betong med CEN betegnelse \geq C45/55 som tilsvarer fasthetsklasse B45.[54]

Konstruksjonsklasse							
Kriterium	Eksponeringsklasse etter tabell 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Dimensjonerende brukstid lik 100 år	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2
Fasthetsklasse ¹⁾²⁾	\geq C30/37 klassen reduseres med 1	\geq C30/37 klassen reduseres med 1	\geq C35/45 klassen reduseres med 1	\geq C40/50 klassen reduseres med 1	\geq C40/50 klassen reduseres med 1	\geq C40/50 klassen reduseres med 1	\geq C45/55 klassen reduseres med 1

Tabell 3.3.5-2 - Utdrag fra NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.

Overdekning

Vi følger kravene til overdekning etter Håndbok N400. Armeringen skal prosjekteres med overdekningen $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$.

c_{min} utgjør den største verdien av $c_{min,b}$ og $c_{min,dur}$. $c_{min,dur}$ er minste verdi av overdekning av hensyn til bestandighet, mens $c_{min,b}$ er av hensyn til heft.

Δc_{dev} er toleranser for avvik med følgende verdier:

For $c_{min} < 70$ mm: $\Delta c_{dev} = +/- 15$ mm

For $c_{min} \geq 70$ mm: $\Delta c_{dev} = +/- 20$ mm

Peler

$c_{min,dur}$ tas ut fra tabell 7.2 i håndboken med en verdi på 60 mm. Dette er større enn $c_{min,b}$ som etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 tabell 4.2 gir en verdi for overdekningsverdien til enkeltstenger som skal være stangdiameter. $c_{min,dur} = 60$ mm for utstøpte peler utført som undervannsstøp blir da dimensjonerende.

Δc_{dev} setter vi etter kravet for $c_{min} < 70$ mm og setter den til +15 mm for å være på sikker side.

Overdekningen til pelene blir da: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 60$ mm + 15 mm = 75 mm. Vi bruker denne verdien for hele pelen opp til bruoverbygningen.

Landkar

For underkant fundamenter mot betongavretting settes $c_{min,dur}$ til 60 mm etter krav fra tabell 7.2 i håndbok N400. Dette blir da gjeldende for underkant landkar og overgangsplater. For alle øvrige flater settes $c_{min,dur}$ til 50 mm og Δc_{dev} settes til +15 mm.

Overdekning til underkant landkar og slepeplater: 60 mm + 15 mm = 75 mm

Overdekning til øvrige flater på landkar: 50 mm + 15 mm = 65 mm [12]

3.3.6 Ståltyper

Stål

Stålkvaliteten til de ulike elementene og kravene til disse står beskrevet i Prosesskode 2 R762 av Statens vegvesen. [43]

Fagverk

Stålet i fagverkene skal etter Tabell 85.11-6 i Prosesskode 2 være av stålsorten S355J2H.

Stålrørspile

For stålet i stålrørspilene brukes stål av lik sort som de i fagverkene (S355J2H) av tabell 83-1 fra den samme beskrivelsen.

Selve pelespissen skal være av sorten S355J2+N.

Stål med flytespenning S355 er en praktisk hensiktsmessig kvalitet for stålpeler.[41]

Armering

Kamstål skal være i samsvar med NS 3576-3 og være av teknisk klasse B500NC, der tallet gir den karakteristiske flytegrensen i MPa og NC angir duktilitetsklasse.[55]



Figur 3.3.6-1- Armeringsstål - Göteborgs Handelsstål AB

3.3.7 Geoteknikk

All geoteknisk utredning baserer vi på resultater fra geoteknisk rapport utarbeidet av Geovest-Haugland. De konkluderte med at grunnen i området er ugunstig for fyllmasser, men at fundamentering på peler kan være godt alternativ. De har boret til fjell i 22 av totalt 29 posisjoner i området da dette skulle ligge til grunn for prosjektering av cruisekaien i Olden. Her er det punkter som ligger nært traséen til gangbrua som vi kan ta verdier fra. Ut ifra vage beskrivelser har vi anslått følgende laginndelinger ut i fra punkt nr. 22 som ligger i banen vi planlegger pelene skal stå. Dette punktet har boreddybde på 18 meter som vi baserer antagelsene på.

	Tykkelse (m)	Jordtype
Lag 1	3	Silt og sand, delvis leirig og skjellholdig med høyt innhold av humusrester øverst
Lag 2	10	Grusig sand og silt
Lag 3	5	Grusige masser, bunnmorene

Tabell 3.3.7-1- Jordlag

Jordparametere for de ulike lagene, tatt fra den geotekniske rapporten:

Løsmasstype	Romvekt γ (kN/m ³)	Attraksjon a (kPa)	Friksjon tan Φ	Setningsmodul M (kPa)
Lag 1	17-19	0-5	0,40-0,60	$m \cdot (100 \cdot s')^{1/2}$ & m= 50-150
Lag 2	18-19	5-15	0,65-0,75	$m \cdot (100 \cdot s')^{1/2}$ & m= 150-300
Lag 3	20-21	25-50	0,65-0,75	$m \cdot (100 \cdot s')^{1/2}$ & m= 500

Tabell 3.3.7-2 - Jordparametere

3.3.8 Peler

Uten tilstrekkelig informasjon fra geoteknisk rapport antar vi at fjellet er av en middels fast til fast bergart som gneis eller granitt. Disse har så høy karakteristisk fasthet som fører til at flytegrensen til stålpissen blir dimensjonerende. Dette forutsetter da at størrelsen på pelespissen er stor nok for at kapasiteten er større eller lik enn den dimensjonerende lastvirkningen fra pelen.[41]

Betongstandarden gir krav for plasstøpte peler der usikkerhet rundt tverrsnitt og utstøping skal tas hensyn til, da i form av reduksjon av diameteren til betongtverrsnittet under prosjektering. For peler med diameter over 1000 mm trekkes en fra 50 mm fra det dimensjonerende tverrsnittet.[50]

Videre stilles det også krav (pkt. 7.2.2 i Håndbok N400) til en ekstra reduksjonsfaktor for konstruksjonselementer som er utstøpt i vann ved beregning av dimensjonerende fastheter. Her er verdiene satt til 0,8 for betong og 0,9 for armering. [12]

3.3.9 Bølgelast

Bølgelast vil ikke opptre samtidig som islast. Islasten vil i dette tilfellet være dominerende for dimensjoneringen, og vi ser vekk fra bølgelast.

3.3.10 Seismiske påvirkninger

Av tabell NA.2(901) og NA.2(904) i NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009 settes gangbruer i kategori 0. Av punkt 5.4.9.3 i håndbok N400 stilles det da ikke krav til seismisk analyse, og vi ser da bort i fra seismisk påvirkning for gangbrua. [12, 56]

3.3.11 Belegningslast

N400 angir minimumsverdier for dimensjonerende belegningsvekter for separate gang- og sykkelbruer som vist i tabell 3.3.11-1.[12]

Største spennvidde l [m]	
$l \leq 200$	$l > 200$
2,0 kN/m ²	1,5 kN/m ²

Tabell 3.3.11-1- Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter for bruer med gang- og sykkeltrafikk - Tabell 5.2 – N400

3.3.12 Last på rekkverk

«NA.4.8 (1) Dersom annet ikke er angitt for det enkelte prosjektet, skal toppen av rekkverket for gangbruer, gangbane/fortau og sikkerhetsrom på bruer belastes med en linjelast på 1.5 kN/m, som er en variabel last, og som virker horisontalt eller vertikalt.» [57]

3.3.13 Trafikklast

Brua skal belastes med en jevnt fordelt trafikklast q_{fk} .

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} \text{ kN/m}^2$$

$$q_{fk} \geq 2,5 \text{ kN/m}^2 ; q_{fk} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Der L er den belastede lengden.

Den belastede lengden for hvert spenn er 24 m, trafikklasten blir da:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{24+30} \text{ kN/m}^2 = 4.2 \text{ kN/m}^2. [57]$$

3.4 Beregningsmetoder

3.4.1 Vindlast

NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 beskriver gangen i beregning av vindlaster. Med et spenn på mindre enn 40 meter, kan man se bort fra en dynamisk beregning i dette tilfelle, med et maksimalt spenn på 24 meter. Brutraséen og det nærliggende området kvalifiserer til terrengruhetskategori I, med beskrivelser som kystnær, og med åpne strandsoner uten trær eller busker.

Grunnverdier

Referansevindhastighet $v_{b,0}$ blir angitt i tabeller i det nasjonale tillegget i standarden. «Det er den karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten, uavhengig av vindretning og årstid, 10 m over terrengnivå i åpent terreng med lav vegetasjon som gress og avstand mellom enkelthindringer på minst 20 ganger deres høyde.»[58]

Kommune	$v_{b,0}$	Fylke
Hornindal	26	Sogn og Fjordane
Gloppen	26	Sogn og Fjordane
Stryn	24	Sogn og Fjordane
Ålesund	29	Møre og Romsdal

Tabell 3.4.1-1- Referansevindhastighet $v_{b,0}$ (m/s)

V_b er basisvindhastigheten som er utregnet fra variabler som årstid og vindretning for en vindhøyde 10 meter over bakkenivå

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} \quad | \quad \text{Stryn kommune: } v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$$

c_{dir} er retningsfaktor, forskjellige verdier kan angis i det nasjonale tillegget, men vi bruker anbefalt verdi som er 1,0. c_{season} er årstidsfaktoren, forskjellige verdier kan angis i det nasjonale det nasjonale tillegget, men vi bruker anbefalt verdi som er 1,0. c_{alt} er en nivåfaktor som gjelder kun for høyfjellsstrøk. c_{prob} brukes når returperioden blir valgt forskjellig fra det vanlige som er 50 år. Setter to sistnevnte verdier til 1,0.

Middelvind

$v_m(z)$ = stedsvindhastigheten ved en høyde z over terrenget, som avhenger av terrengruhet, terrengform og basisvindhastigheten v_b .

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

$c_o(z)$ = terrengformfaktor som tar hensyn til økende vindhastighet ved terrengformer som åser og skråninger. Verdien settes til 1,0 om helningen på terrenget på vindsiden er mindre enn 3 grader som vi har i dette tilfelle.

$c_r(z)$ = ruhetsfaktor

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad | \quad z_{\max} = 200 \text{ m} \quad | \quad z = 4,5 \text{ m}$$

$c_r(z) = c_r(z_{\min})$ for $z \leq \min$, der z_0 er ruhetslengden.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{o,||}}\right)^{0,07}, \text{ der } k_r \text{ er terrengruhetsfaktoren avhengig av ruhetslengden } z_0.$$

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,03	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15% av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15m	0,24	1,0	16

Tabell 3.4.1-2- Verdier ut ifra terrengruhetskategorier.

Vindturbulens

$$I_v(z) = \frac{k}{c_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{Der } k \text{ er turbulensfaktor med anbefalt verdi } 1,0.$$

Vindhastighetstrykk

Vindhastighetstrykket $q_p(z)$ ved høyde z over terreng beregnes ut ifra midlere vindhastighet og største kortvarige hastighetsfluktusjon.

$$q_p(z) = [1+7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

$c_e(z)$ = eksponeringsfaktoren.

$$q_b = \text{basisvindhastighetstrykket} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

ρ = lufttettheten, som avhenger av høyde, temperatur og barometertrykk som kan forventes i området når det er sterk vind. Anbefalt verdi er $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Fagverk

Med så stort tomrom i fagverkene anser vi det som konservativt at det innerste fagverket vil få tilsvarende vindpåkjenning fra hulrommene til det hosliggende fagverket.

$$\text{Kraftfaktor } c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

$c_{f,0}$ = kraftfaktor for fagverkskonstruksjoner uten endeeffekter.

ψ_λ = endeevnefaktor, ut fra konstruksjonens slankhet.

Tabell 7.16 i vindstandarden angir metode for å determinere effektiv slankhet.

- $l \geq 50 \text{ m}, \lambda = \text{minst av } (1,4 \cdot \frac{l}{b} \mid 70)$
- $l < 50 \text{ m}, \lambda = \text{minst av } (2,0 \cdot \frac{l}{b} \mid 70)$

For å finne ψ_λ er vi avhengig av massivhetsforholdet $\Psi = \frac{A}{A_c}$, der A_c er det samlet omsluttende arealet av fagverket, og A er arealet av selve fagverket.

Vindkraften på hvert av fagverkene blir:

$$F_{wf} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot A \cdot q_p(z)$$

Søyler

Vi forenkler beregningen og betrakter søylene og betongoppbyggingen til brua som en vertikal firkantet flate da denne i virkeligheten ville bestått for det meste av en buet eller skrå overflate. På grunn av et lite areal på disse flatene anser vi at utregning i detalj ikke er nødvendig da differansen på vindpåkjenningene ville blitt særs liten. I tillegg bruker vi verdier fra overliggende høyde i utregningen av ruhetsfaktor $c_r(z)$ og vindturbulens $I_v(z)$, og føler dermed da at detaljdimensjonering av de sirkulære pelene og den skrå betongoppbyggingen ikke er nødvendig.

Formfaktoren c_{pe} for utvendig vindlast er gitt for $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ ved formelen

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A$$

$\frac{h}{d}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	0,8	1,0
1	0,8	1,0
$\leq 0,25$	0,7	1,0

Tabell 3.4.1-3- Verdier for belastningsflate mot vinden der h her blir høyden, og d «tykkelsen».

Vindkraften på glassrekkverket blir:

$$F_{wg} = q_p(z) \cdot c_{p,net} \cdot A$$

Glassfasade

Anbefalte formfaktor for frittstående vegger og parapeter $c_{p,net}$ er angitt i tabell 7.9 i vindstandarden for sone A-D. $\psi = 1$, med returnhjørner med lengde $\geq h$. Vi føler det er konservativt å bruke verdien for sone B for hele lengden av glassrekkverket og bruker dermed den.

3.4.2 Snølast

Snølaster bestemmes i henhold til NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008

«Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer, fergekaier eller gang- og sykkelbruer. Dersom konstruksjonsdelen kan brukes til lagringsplass for snø, eller ikke kan påregnes ryddet for snø, skal lasten vurderes særskilt.

Snølast som kan bli liggende på konstruksjonen over tid, skal i beregningene medtas som permanent last.» [12]

Snølast beregnes etter formelen:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Der s = snølast på mark per m² horisontalprojeksjon

μ = formfaktoren

C_e = eksponeringsfaktoren

C_t = termisk faktor

s_k = karakteristisk snølast på mark på byggestedet

Topografi	C_e
Særlig sterkt vindutsatt ^a	0,8 ^d
Normal ^b	1,0
Skjernet ^c	1,2
^a Særlig vindutsatt topografi: flate, frie områder der alle sidene er eksponert, og der terreng, høye trær eller byggverk ikke gir noen eller liten beskyttelse mot været. ^b Normal topografi: områder der vinden i liten grad fjerner snø fra byggverk pga. terreng, andre byggverk eller trær. ^c Skjernet topografi: områder der det aktuelle byggverket er betydelig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller høyere byggverk. ^d Ved bruk av denne verdien forutsettes at normaltemperaturen for perioden januar-februar er lavere enn 0 °C samtidig som normalt minst 10 dager i samme periode har minst én forekomst av 10 minutters middelvind over 8 m/s, samt at takets lengste sidekant ikke overskrider 50 meter.	

Tabell 3.4.2-1- Verdier for C_e for forskjellig topografi, NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.5.1

Formfaktor	Takvinkel		
	$0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60^\circ - \alpha)/30^\circ$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\alpha/30^\circ$	1,6	-

Tabell 3.4.2-2- Formfaktorer for snølast, NS-EN 1991-1-3, Tabell 5.2

Karakteristisk snølast på mark viser snølast som statistisk bare forekommer hvert femtiende år. Dersom byggestedet ligger nær kommunesenteret brukes $s_{k,0}$. Dersom byggestedet ligger høyere enn kommunesenteret økes snølasten med 1 kN/m² per 100 m høydeforskjell.

Kommune	$S_{k,0}$ kN/m ²	H_g m	ΔS_k kN/m ²	$S_{k,max}$ kN/m ²
Balestrand	2,5	150	1,0	–
– nær Jostedalsbreen	2,5	150	1,0	8,5
Bremanger	2,5	150	1,0	–
– nær Ålfotbreen	2,5	150	1,0	8,5
Eid	4,0	150	1,0	–
Fjaler	3,0	150	1,0	–
Flora	2,5	150	1,0	–
Førde	3,5	150	1,0	–
– nær Jostedalsbreen	3,5	150	1,0	8,5
Gaular	3,0	150	1,0	–
Gloppen	3,5	150	1,0	–
– nær Ålfotbreen/ Jostedalsbreen	3,5	150	1,0	8,5
Gulen	2,5	150	1,0	–
Hornindal	4,0	150	1,0	7,5
Hyllestad	2,5	150	1,0	–
Høyanger	2,5	150	1,0	–
Jølster	3,5	350	1,0	7,5
– nær Jostedalsbreen	3,5	350	1,0	8,5
Leikanger	2,5	150	1,0	–
– nær Ålfotbreen	2,5	150	1,0	8,5
Luster	3,0	150	1,0	–
– Veitastrand	7,0	–	–	–
– Jostedal	7,0	–	–	–
– nær Jostedalsbreen	3,0	150	1,0	8,5
Lærdal	2,5	150	1,0	–
Naustdal	3,0	150	1,0	–
Selje	2,5	150	1,0	–
Sogndal	2,5	150	1,0	–
- Fjærland og Sogndalsdalen	4,5	100	1,0	8,5
Solund	2,0	150	1,0	–
Stryn	3,5	150	1,0	–
– nær Jostedalsbreen	3,5	150	1,0	8,5

Tabell 3.4.2-3- Karakteristisk snølast på mark for kommuner: NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.4.1(901)

3.4.3 Islast

Under samtaler med Moldskred AS ble det opplyst at fjorden var truende til å kunne fryse på vinterstid og dermed skape en horisontal kraft på pelene. Håndbok N400 beskriver gangen i dimensjoneringen av eventuell islast som vil kunne oppstå.

Istykkelse

Dimensjonerende istykkelse h (meter), blir beregnet ut i fra frostmengde FD i time grader, tatt fra tabeller i Statens Vegvesens håndbok N200 Vegbygging. For dimensjonering av permanente konstruksjoner blir det brukt verdier med en returperiode på 100 år, mens for midlertidige konstruksjoner blir verdier med en returperiode på 10 år benyttet. FD_{100} for Stryn kommune er 10000 h°C

Kommune- nummer	Kommune- navn	Årsmiddel- temperatur	Frostmengder, h°C				Korreksjonsfaktorer	
			F ₂	F ₅	F ₁₀	F ₁₀₀	Min	Maks
1445	Gloppen	6,3	2000	4000	6 000	10 000	0.73	3.78
1449	Stryn	6,2	2000	4000	6 000	10 000	0.87	4.08

Tabell 3.4.3-1- Frostmengder for Stryn kommune - Statens vegvesen - Hb N200 [59]

$$h = \frac{1}{175} \cdot FD^{0,5} \rightarrow h = \frac{1}{175} \cdot 10000^{0,5} \text{ m} = 0,572 \text{ meter}$$

Dette er en usannsynlig høy verdi ut i fra forholdene og historikken til stedet, og etter samtaler med Moldskred AS dimensjonerer vi islasten ut ifra en tykkelse på 0,3 meter. Med stadig økende gjennomsnittstemperaturer føler vi at en istykkelse på 0,3 m vil være veldig konservativt i prosjekteringen da ispåvirkningen vil bli stadig mindre i årene fremover. Her burde en foreta en lokal vurdering av isen som kan forekomme i fjorden i Olden og legge det til grunn for prosjekteringen. [60]

Last fra is

Håndbok N400 gir også formel for lasten fra knusing av is mot en vertikal konstruksjon.

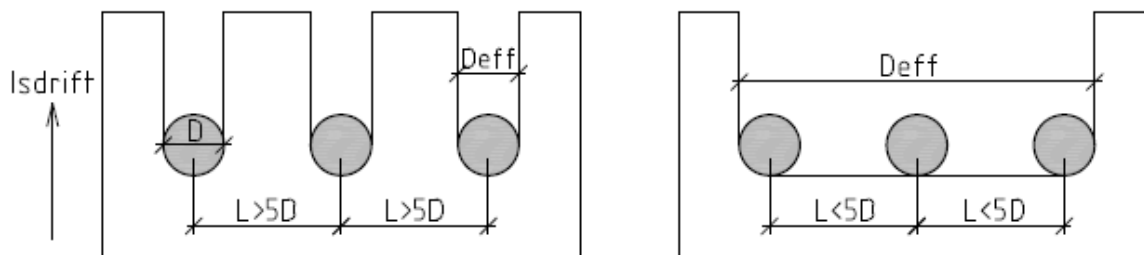
$$F_c = C \cdot h \cdot \left(\frac{D}{h}\right)^{-0,16} \cdot \left(\frac{h}{h_1}\right)^n$$

$$C = 1800 \text{ kPa} \quad h_1 = 1,0 \text{ meter}$$

$$n = -0,5 + \frac{h}{5} \text{ for } h \leq 1,0 \text{ meter} \quad | \quad n = -0,3 \text{ for } h > 1,0 \text{ meter}$$

For konstruksjonsdeler som kan bli påkjent av isknusing så blir den effektive påkjenningslengden bestemt ut i fra disse parameterne.

$$D_{\text{eff}} = D \text{ om } L > 5D.$$



Figur 3.4.3-1- Bestemmelse av den effektive påkjenningslengden.-Statens vegvesen – N400 [12]

3.4.4 Kontroll av pele og søyle

For kontroll av både pelen og søylen har vi brukt programmet Eurocode Express. Med en allerede stor verdi på islasten, bruker vi også lastfaktor 1,5 i bruddgrensetilstanden.

Vi fant ut at vi måtte ha en slank søyle i toppen for å minimere islasten og samtidig tillate deformasjoner som ville oppstå av termisk påkjenning. Vi kom frem til dimensjoner på søyle = $\phi 600$ mm og pele = $\phi 1200$ mm.

Endelig kryptall for pelen og søylen har vi regnet ut etter punkt 3.1.4 i NS-EN 1991-1-2:2004+NA:2008 med betingelsene;

- Sementklasse S
- $t_0 = 28$ døgn
- den effektive tverrsnittstykkelsen $h_0 = \frac{2A_c}{u}$, der $A_c =$ tverrsnittsarealet til betongen, og $u =$ utsatte omkretsen til tverrsnittet
- B45, som tilsvarer C45/55

3.4.5 Friksjon

Friksjonskoeffisient: $\mu_{\text{maks}} = \frac{1,2 \cdot k}{10 + \sigma_{\text{ptfe}}}$ med betingelsen $0,03 < \mu_{\text{maks}} < 0,08v$

$k = 1,0$ MPa for teflonplaten

$\sigma_{\text{ptfe}} =$ Trykk på teflonplaten = N_d / A_{ptfe}

$N_d = 166$ kN

A_{ptfe} for Type E,10 = 9859 mm^2

3.4.6 Dimensjonering av pelespiss

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet $N_{c,Rd}$ er gitt ved:

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{MO}}$$

Hvor:

$f_y =$ karakteristisk flytespenning for valgt ståltype.

$\gamma_{MO} =$ partialfaktor for materialegenskap = 1,05.

$A =$ profilets tverrsnittsareal.

3.4.7 Geoteknikk - horisontal bæreevne

For utregning av horisontal bæreevne for pel har vi tatt utgangspunkt i håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging fra Statens vegvesen. [61]

Kravet for godkjenning av geoteknikken er at $R_{tr;d} > \text{isl} + \text{vind}$.

Vi trenger følgende verdier for utregningen:

d = diameter på pel.

l = lengde av pel.

γ = tyngdetetthet.

a = attraksjon.

$\tan \varphi$ = friksjonsvinkel.

Formler:

$q_{tr;k}$ = jordfriksjonens karakteristiske kapasitet.

$R_{tr;k}$ = beregnede karakteristiske laterale bæreevne.

Z_m = dybde til momentmaksimum

$R_{tr;d}$ = dimensjonerende total bæreevne.

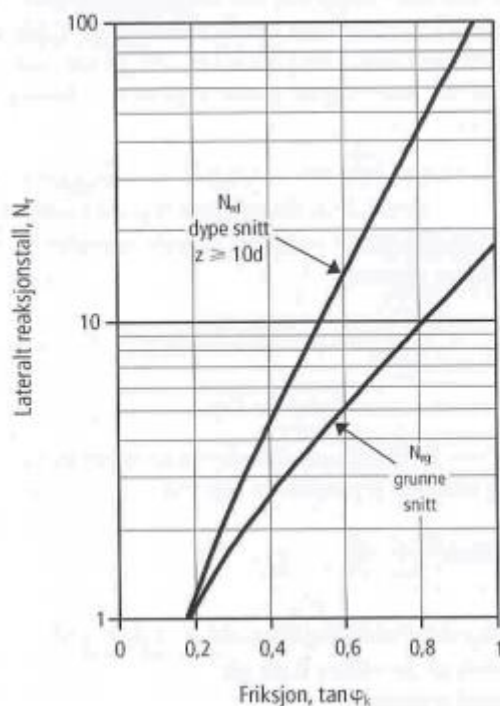
γ' = drenert tyngdetetthet.

M_k = pelematerialets karakteristiske momentkapasitet.

M_0 = ytre moment på peletopp. Bemerk fortegnregel.

γ_R = partialfaktor for motstand.

L_n = nødvendig pelelengde for horisontallast.



Figur 3.4.7-1- Sideveis reaksjonstall for a - φ analyse. – Statens vegvesen V220 – figur 11.20

For dype snitt er $N_r = N_{rd}$.

Vi velger en Z_m og regner helt til valgt Z_m blir lik beregnet Z_m .

$$q_{tr;k} = N_r \cdot \left(a + \frac{1}{3} \gamma' \cdot Z_m \right) \cdot d$$

$$R_{tr;k} = \sqrt{2 \cdot q_{tr;k} \cdot (M_k - M_0)}$$

$$Z_m = \frac{R_{tr;k}}{q_{tr;k}}$$

$$R_{tr;d} = \frac{R_{tr;k}}{\gamma_R}$$

3.4.8 Kontroll av fagverk

For en manuell kontroll sjekker vi aksialbelastningen som vil oppstå i øverste gurt i fagverket. Vi sjekker denne fordi den blir trykkbelastet og kan da knekke ut. For kontrollen summerer vi opp egenvekten av stålprofilene, dekkelast og største nyttelast som i vårt tilfelle blir trafikklasten. Vi multipliserer deretter lastene med deres respektive lastfaktorer som gir den største lasten for de ulike lasttilfellene.

Etter utredning av belastningen finner vi momentet av ligningen:

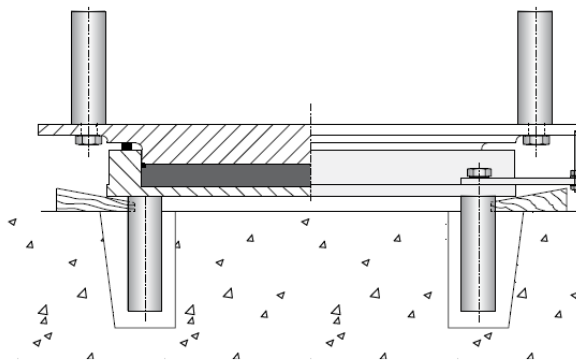
$$M = \frac{Q_d \cdot l^2}{8} \quad [62]$$

Kraften i gurten blir utledet av enkel statikk betraktning fra momentet:

$$M = F \cdot z \rightarrow F = \frac{M}{z}$$

3.4.9 Lokalt trykk på betong ved glidelager

Ved montering av glidelagrene skal det stilles opp som på figur 3.4.9 -1. Det senkes ned i utsparinger gjort i landkaret og kiles fast. Støpes deretter fast med understøp av høyverdig ekspanderende mørtel.



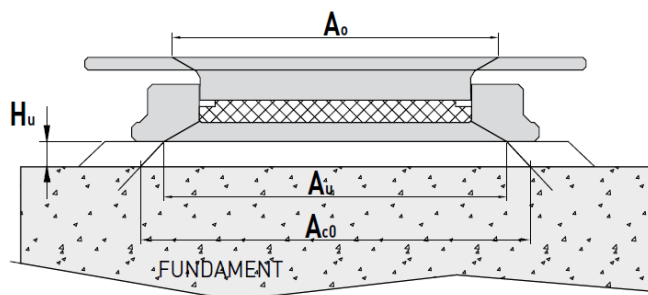
Figur 3.4.9-1- Montering av lager - Tobe

Kontroll for lokalt trykk mot betongkonstruksjonen:

For kontroll av lokalt trykk mot betongkonstruksjonen brukes metoder tatt fra informasjonsbrosjyren til lagrene:[45]

$$H_u = 0,1 \cdot \frac{A_u}{2\pi \cdot \sqrt{\frac{A_u}{\pi}}} + 15 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$$

$$H_u = \text{tykkelse på understøp} \mid A_u = 20503 \text{ mm}^2$$



Figur 3.4.9-2- Målbekrivelser - Tobe

$$A_{c0} = \pi \cdot \left(\sqrt{\frac{A_u}{\pi}} + H_u \right)^2$$

A_{c0} = Areal mot fundament

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c0}}{A_{c1}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

$A_{c1} = 600 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}$, største dimensjonerende fordelingsflate med lik form som A_{c0} , se figur 6.29 i Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.[50]

3.4.10 Global knekking

For en manuell kontrollberegning av brua ser vi på global knekking av overgurten i fagverket. Denne vil bli trykkbelastet og vil da kunne knekke ut. Undersøker da om diagonalstavene har tilstrekkelig kapasitet til å hindre overgurten i å knekke ut. Vi går ut fra beregningsmetode angitt i boka «Dimensjonering av stålkonstruksjoner» av Per-Kristian Larsen.[2]

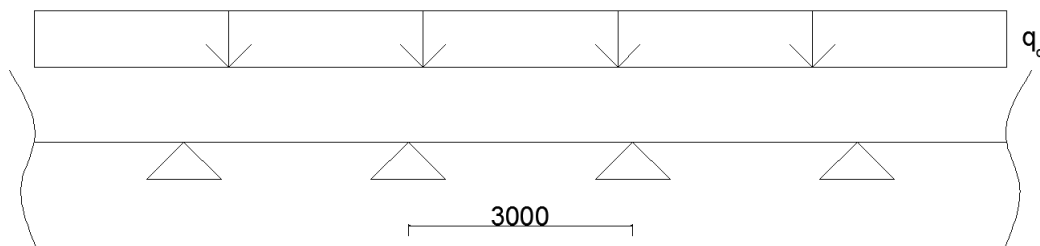
Regner ut tverrlasten q_d gurten blir holdt igjen med av diagonalene:

$$q_d = 8 \cdot N_{ed} \cdot \frac{e_0}{L^2}$$

$$L = 24000 \text{ mm} \mid e_0 = \text{initiell formavvik som settes til } \frac{L}{200}.$$

N_{ed} = Dimensjonerende trykklast i gurten. (760 kN)

Vi antar mest ugunstige lasttilfelle der den horisontalt virkende nyttelasten fra rekkverket virker i samme retning som fastholdingskreftene. Denne kraften er på 1,5 kN/m.



Figur 3.4.10-1- Statisk system

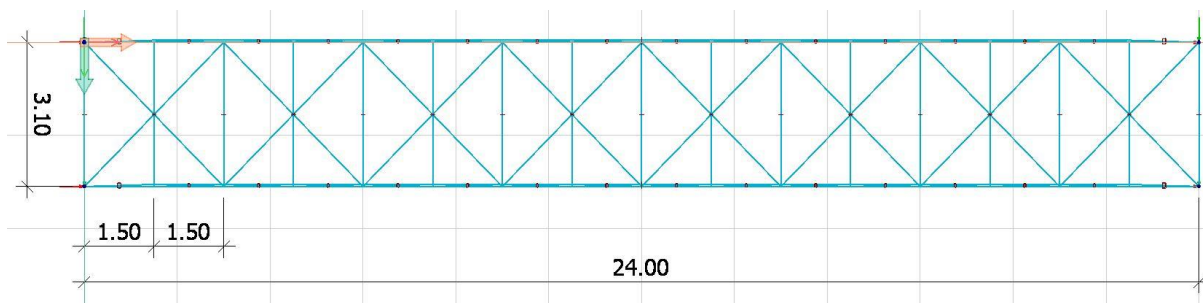
3.5 Metode FEM-Design

3.5.1 Inndata, FEM-analyse

Dimensjoneringen av overbygningen gjøres i FEM-design. Alle laster og lastkombinasjoner legges inn manuelt. Dimensjoneringen i FEM-design blir gjort etter andreordensanalyse.

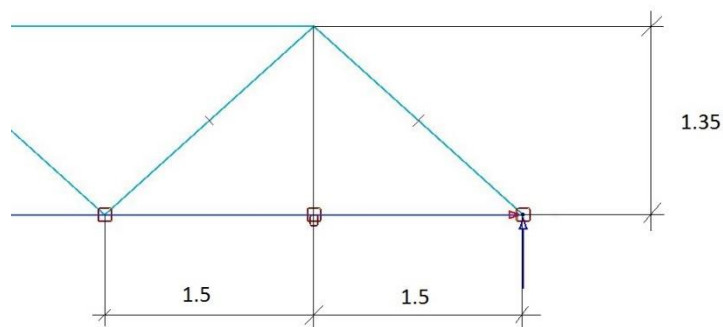
Brua har tre typer seksjoner som må dimensjoneres:

Fagverk med fastlager på begge sidene, og fagverk med glidelager på ene siden og fastlager på andre siden. Den tredje seksjonen er utkiksposten på midten av bruas som vil være fastlagret.



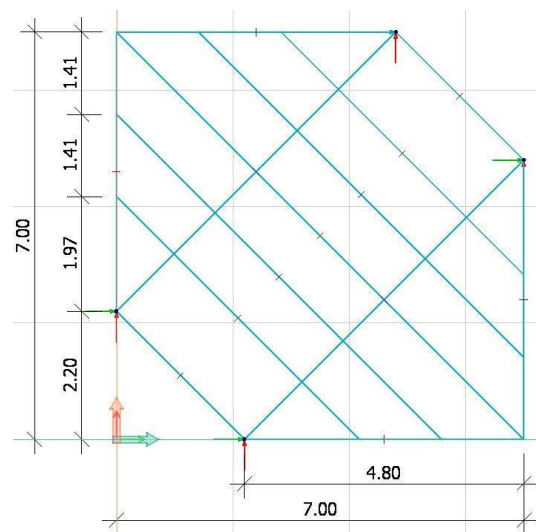
Figur 3.5.1-1- Brua sett ovenfra

Fagverksseksjonen skal ha en lengde på 24 meter, c/c bredde på 3,1 meter og høyde på 1,35 meter. Vi har valgt en lengde på 1,5 meter mellom tverrbelegene, og skråstag mellom to lengder av disse. Skråstavene mellom gurtene vil ha en lengde på 1,5 meter.



Figur 3.5.1-2- Brua sett fra siden

Utkiksposten på midten av bruas vil bruke bjelkelag som bæresystem og har fastlager. Utkiksposten på midten vil ha dimensjoner som vist i figur 3.5.1-3, og vil være fundamentert på to peler. Avstanden mellom pelene vil være 6,79 meter.



Figur 3.5.1-3- Utkiksposten sett ovenfra

3.5.2 Laster

Egenlast

Programmet regner automatisk ut egenvekten av stålkonstruksjonen.

Dekkelast

Gangbruer med spennvidde på mindre enn 200 m må belastes med minimum 2 kN/m^2 dekkelast.

Trafikklast

Overbygningen belastes med en jevnt fordelt last som følge av gang- og sykkeltrafikk, denne lasten blir $4,2 \text{ kN/m}^2$. Gangbrua skal også belastes med en rekkverklaster som opptrer på toppen av rekkverket, horisontalt eller vertikalt, på $1,5 \text{ kN/m}^2$. Flatelasten og den horisontale rekkverklaster vil opptre samtidig.

Vindlast

På fagverksseksjonene blir vindlasten plassert som en linjelast på staver og gurter.

Denne vindlasten er beregnet til å være $0,982 \text{ kN/m}$ fagverk.

Vindlasten på utkiksposten er beregnet til $2,1 \text{ kN/m}$.

Vindlasten blir bare betraktet i en retning, siden brua er symmetrisk.

Snølast

Snølasten er satt til $3,5 \text{ kN/m}^2$ og blir fordelt over hele dekket.

Termisk last

Etter samtale med veileder har vi valgt å se bort fra horisontalt og vertikalt varierende termisk last. Termisk last kommer derfor bare fra jevnt fordelt temperaturendring. Vi finner lasten ved å beregne summen av motstanden i toppen av pelene, fra midten av brua og inn mot land i forhold til deres forskyvning. Denne lasten blir $11,22 \text{ kN}$. Vi tar ikke med den termiske lasten i videre beregninger, siden vi anser lastens påvirkning som neglisjerbar.

4 RESULTATER

4.1 Brua

4.1.1 Konstruksjonsmateriale

Både stål og betong vil bli brukt i utførelsen av brua. Pelene skal støpes ut med betong, slik at betongen bærer brua og man tar høyde for at stålpelen vil ruste vekk i løpet av levetiden til brua. Selve bæresystemet til brua vil bli utført i stål, det omfatter fagverket som er det valgte bæresystemet og tverrbjelker.

Hovedkriteriene for valget av konstruksjonsmateriale er foreslått materiale fra Moldskred, egenskapene til materialet, hvor anvendbart materialet er, ønsket utseende og behovet for overflatebehandling og vedlikehold.

I tabell 4.1.1 -1 har vi satt opp kriteriene for valg av konstruksjonsmateriale for så å gi karakterer (0-5) til de forskjellige løsningene for å finne det beste alternativet for vårt prosjekt.

Vi har stått fritt for å velge konstruksjonsmateriale selv, men i utkast fra Moldskred og i samtale med de har de gitt uttrykk for å bruke stål som konstruksjonsmateriale. På grunn av at vi har stått fritt for å velge selv, men samtidig ønsker å legge til grunn ønsker som har kommet frem, gir vi «Ønske - Moldskred» en karakter «midt på treet» for å ta det med i beslutningsgrunnlaget.

Materiale	Betong	Stål	Limtre
Kriterier			
Ønske - Moldskred	0	3	0
Styrkeegenskaper	5	5	5
Anvendbarhet	3	4	4
Utseende	2	5	4
Overflatebehandling	4	3	3
Vedlikehold	3	3	3
SUM	17	23	19

Tabell 4.1.1-1- Valg av konstruksjonsmateriale – Vekting av alternativ

Stål er valgt som konstruksjonsmateriale for sine gode egenskaper. Stål er fint å jobbe med, har god bæreevne, utseende og valgmulighetene for overflatebehandling gjør at stål er materialet bæresystemet i brua vil bli utført i.

4.1.2 Bæresystem

Valg av bæresystem har stor sammenheng med valg av konstruksjonsmateriale. Valgt konstruksjonsmateriale vil påvirke hvilket bæresystem som er aktuelt å bygge brua i, på samme måte vil valg av bæresystem påvirke hvilket materiale en skal bygge i. Valget er dermed tatt i hensyn til ønsker fra oppdragsgiver og ønsket sluttresultat av design og konstruksjon.

Kriteriene for valg av bæresystem er foreslått bæresystem fra Moldskred, utseende av ferdig konstruksjon, dimensjoner på materiale da ønsker en slank bru, hvordan en kan håndtere det og hvordan en kan montere det.

I tabell 4.1.2 -1 har vi satt opp kriteriene for valg av bæresystem for så å gi karakterer (0-5) til de forskjellige løsningene for å finne det beste alternativet for vårt prosjekt.

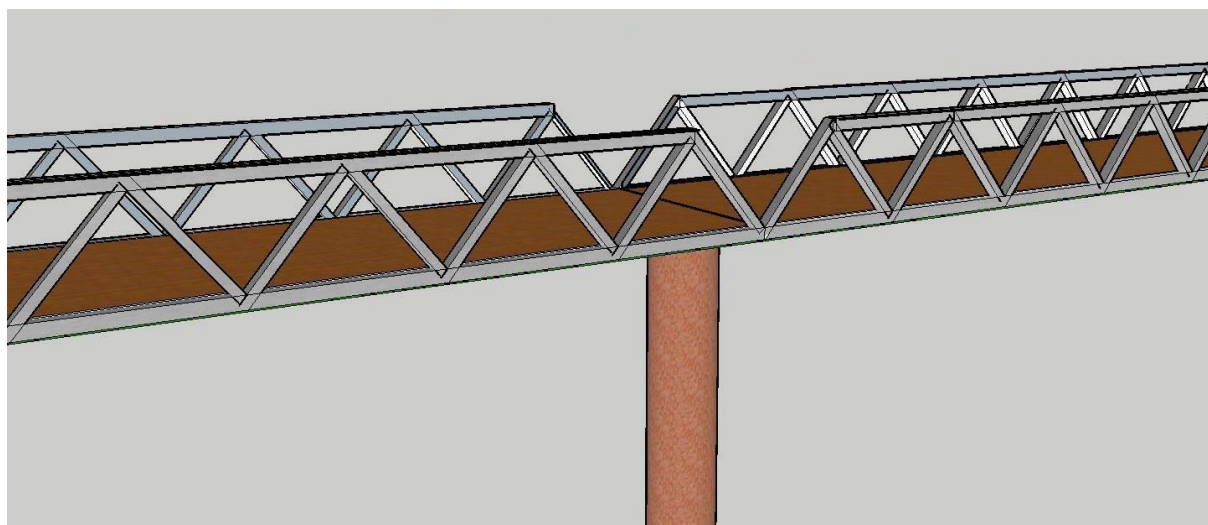
Vi har stått fritt for å velge bæresystem selv. I utkast fra Moldskred og i samtale med de har de gitt uttrykk for fagverk som bæresystem. På grunn av at vi har stått fritt for å velge selv, men samtidig ønsker å legge til grunn ønsker som har kommet frem, gir vi «Ønske - Moldskred» en karakter «midt på treet» for å ta det med i beslutningsgrunnlaget.

Materiale	Fagverk	Elementbru	Platebærer
Kriterier			
Ønske - Moldskred	3	0	0
Utseende	5	3	3
Dimensjoner	5	4	4
Håndtering	4	4	4
Montering	4	4	4
SUM	21	15	15

Tabell 4.1.2-1- Valg av bæresystem – Vekting av alternativ

Fagverk er valgt som bæresystem for brua. Det oppfyller de kriteriene som er satt til grunn for valg av bæresystem og blir ansett som den beste løsningen i dette prosjektet.

Som tidligere nevnt vil en fagverksbjelke kunne ta store laster i forhold til materialbruk, og dermed en god løsning for å ta store laster over lange spenn. På denne brua vil fagverket også fungere som den bærende delen av rekkverket.



Figur 4.1.2-1- Tidlig skisse av tenkt bru.

4.1.3 Dekke

Valgt dekke

Valg av dekke på brua har en stor betydning for designet, men har også stor funksjonell betydning.

Kriteriene for valg av dekke er i hovedsak utseende, levetid, behov for vedlikehold og det må være sklisikkert.

I tabell 3.1.3 -1 har vi satt opp kriteriene for valg av dekket for så å gi karakterer (0-5) til de forskjellige løsningene for å finne det beste alternativet for vårt prosjekt. Tallfesting av karakter for utseende er gruppens meninger om hva som kan passe best inn designet av brua.

Materiale	Betongelement	Accoya	Gran/Furu	Komposittmateriale
Kriterier				
Utseende	1	5	5	3
Levetid	5	4	3	4
Vedlikehold	4	4	3	4
Sklisikring	2	2	2	2
SUM	12	15	13	13

Tabell 4.1.3-1- Valg av brudekke – Vekting av alternativ

Alle alternativene er gode, men Accoya kommer best ut med et godt utseende og enkelt vedlikehold.

Som nevnt har Accoya mange gode egenskaper, blant annet tar det ikke til seg vann så treet vil ikke utvide seg eller tørke inn og holder seg dermed ganske konstant til den originale dimensjonen. Andre egenskaper er: Levetiden over bakken er på 50 år med garanti og det er CO₂ negativt over hele livsløpet. Sklisikring kan en utføre ved å frese spor i f.eks. hvert andre bord og fylle med barrikade.[63]

4.1.4 Overflatebehandling

Valgt overflatebehandling

På denne brua har vi valg å bruke Jotuns system som er laget for offshore installasjoner, og vil da også være tilstrekkelig beskyttelse for gangbrua. I telefonsamtale med regional salgsdirektør for Protective Coatings Scandinavia i Jotun A/S ble det sagt at vedlikeholdsintervallene på disse systemene er på 20 år.

Typical systems for newbuildings Pre-qualifications tested according to Edition 5 of NORSOK M-501 are still valid as the coating systems also fulfil all requirements in Edition 6. Other options are available – contact TSS				
System no.	Surface preparation	Coating system	DFT μm	Test report number
1-85	Sa 2½	Barrier Jotacote Universal, alum. Hardtop CA	90 130 <u>80</u> 300	LAB10-0124-REP, Rev. 1 NORSOK M-501 Edition 5
1-84	Sa 2½	Barrier Jotacote Universal, alum. Hardtop Optima	90 130 <u>80</u> 300	LAB10-0123-REP, Rev. 1 NORSOK M-501 Edition 5
1-109	Sa 2½	Barrier Jotacote Universal, alum. Hardtop Optima	90 130 <u>60</u> 280	3410-09-0023 Mt01 NORSOK M-501 Edition 5

Tabell 4.1.4-1- Overflatebehandlingssystem - Jotun

Fra tabell 4.1.4 -1 ser vi ulike overflatebehandlingssystem fra Jotun. Vi tar utgangspunkt i system 1-84. I samme dokument fra Jotun er der også forslag til system for vedlikehold. [64]

Dekket kan overflatebehandles om ønskelig. Accoya vil få en sølvfarget patina etter 2-3 år ubehandlet, men en kan både male og olje Accoya slik som vanlig trevirke.

4.1.5 Forbindelser

Vi har valgt å bruke sveis for å sammenføre brua. Siden brua skal bygges med hulprofiler vil det være mest praktisk å sammenføre elementene med sveis i stedet for å bruke bolter. Sveis vil også være mest visuelt tiltalende. Etter samtale med oppdragsgiver vil det ikke være noe problem å sveise brua på land, for så å løfte de ferdigstilte bruelementene på plass. Gurtene vil bli sveist sammen av to lengder på 12 m.

Kontroll av sveis og knutepunkt vil ikke bli gjort. Vi regner med at knutepunkt og sveis har tilstrekkelig kapasitet under dimensjoneringen.

4.2 Beregninger

Alle beregninger som er i rapporten er gjort for hånd. Beregningene som har blitt gjennomført av dataprogrammer ligger som vedlegg.

4.2.1 Vindlast

Basisvindhastighet

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 24 \text{ m/s} = 24 \text{ m/s}$$

Middelvind

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{0,07} = 0,17$$

$$c_r(z) = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{4,5}{0,01}\right) = 1,039$$

- bruker denne verdien også for søylene da vi anser den for konservativ for dem.
 $v_m(z) = 1,039 \cdot 1,0 \cdot 24 \text{ m/s} \approx 25 \text{ m/s}$.

Vindturbulens

$$I_v(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\frac{4,5}{0,01}} = 0,164$$

- bruker også denne verdien for søylene da vi anser den for konservativ dem.

Vindhastighetstrykk

$$q_p(z) = [1+7 \cdot 0,164] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (25 \text{ m/s})^2 \approx 839 \text{ N/m}^2$$

Glassfasade

$$A = h \cdot l = 1,45 \text{ m} \cdot 4,8 \text{ m} \approx 6,96 \text{ m}^2 \quad \left| \quad \frac{l}{h} = \frac{4,8 \text{ m}}{1,45 \text{ m}} = 3,31\right.$$

Anbefalte formfaktor for frittstående vegger og parapeter $c_{p,net}$ er angitt i tabell 7.9 i vindstandarden for sone A-D. $\Psi = 1$, med returnhjørner med lengde $\geq h$. Vi føler det er konservativt å bruke verdien for sone B for hele lengden av glassrekkverket og bruker dermed den.

Interpolerer for verdier mellom $\frac{l}{h} \leq 3$ og $\frac{l}{h} = 5$:

$$c_{p,net} = 1,8 + (1,4-1,8) \cdot \frac{(3,31-3)}{(5-3,31)} = 1,73$$

Vindkraften på glassrekkverket blir:

$$F_{wg} = q_p(z) \cdot c_{p,net} \cdot A = 839 \text{ N/m}^2 \cdot 1,73 \cdot 6,96 \text{ m}^2 = 10,1 \text{ kN}$$

$$\text{Linjelast pr. meter glassrekkverk: } \frac{10,1 \text{ kN}}{4,8 \text{ m}} = 2,1 \text{ kN/m}$$

Sone	B
$\frac{l}{h} \leq 3$	1,4
$\frac{l}{h} = 5$	1,8

Tabell 4.2.1-1- Formfaktor

Fagverk

- $l \geq 50 \text{ m}$, $\lambda = \text{minst av } (1,4 \cdot \frac{l}{b} = 1,4 \cdot \frac{24}{1,4} = 24 \mid 70)$
- $l < 15 \text{ m}$, $\lambda = \text{minst av } (2,0 \cdot \frac{l}{b} = 2,0 \cdot \frac{24}{1,4} = 34,3 \mid 70)$

Siden vi har mellomliggende verdi ($l = 24 \text{ m}$) interpolerer vi for å få en mer riktig verdi for λ :

$$\lambda = 34,3 + (24-34,3) \cdot \frac{(24-15)}{(50-15)} = 31,65 \quad | \quad \Psi = \frac{A}{A_c} \quad A_c = l \cdot b = 24 \text{ m} \cdot 1,4 \text{ m} = 33,6 \text{ m}^2$$

$$A = 8 \cdot ((0,15 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 2) + (2 \cdot 0,1 \text{ m} \cdot \sqrt{(1,5 \text{ m})^2 + (1,5 \text{ m})^2})) = 10,3 \text{ m}^2$$

Legger her til et konservativt overslag på 3 m^2 for nettingen vi har tenkt på feste på fagverkene: $A = 10,3 \text{ m}^2 + 3 \text{ m}^2 = 13,3 \text{ m}^2$

$$\Psi = \frac{A}{A_c} = \frac{13,3}{33,6} = 0,40$$

Tar deretter ut ψ_λ fra figur 7.36 i standarden; $\psi_\lambda = 0,96 \quad |$

$c_{f,0}$ tas fra figur 7.34 i standarden ut ifra massivhetsforholdet $\Psi = 0,40$ og geometrien på stavene i fagverkskonstruksjonen: $c_{f,0} = 2,2$

Vindkraften på hvert av fagverkene blir:

$$F_{wf} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot A \cdot q_p(z) = 2,2 \cdot 0,96 \cdot 13,3 \text{ m}^2 \cdot 839 \text{ N/m}^2 = 23,57 \text{ kN}$$

$$\text{Linjelast pr. meter fagverk: } \frac{23,39 \text{ kN}}{24 \text{ m}} = 0,982 \text{ kN/m}$$

Søylar

Vi anser det som unødvendig med detaljdimensjonering av vindpåvirkningen av denne da bidraget vil bli minimalt sett i forhold til islasten. Bruker et konservativt overslag for belastningsarealet;

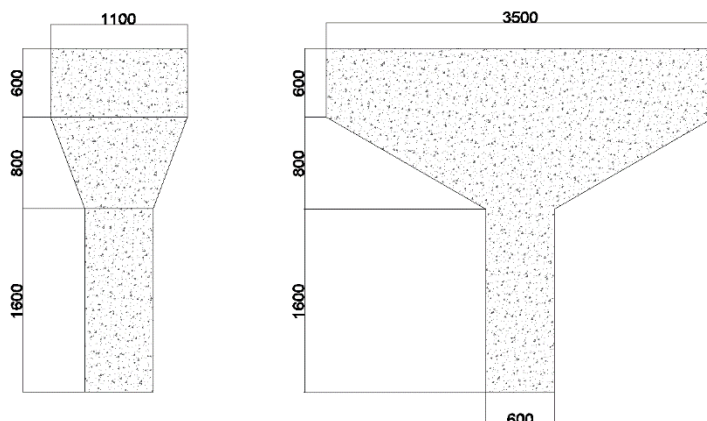
$$A = 1,1 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m} = 3,3 \text{ m}^2$$

Bruker en tilnærmet verdi for $d \approx \frac{3,5 \text{ m} + 0,6 \text{ m}}{2} = 2,05 \text{ m}$

$\frac{h}{d} = \frac{3,0 \text{ m}}{2,05 \text{ m}} \approx 1,47$. Dette er en verdi som ligger i intervallet $[1, 5]$, og siden disse har identiske

verdier for $c_{pe,10}$ og $c_{pe,1}$ slipper vi å interpolere.

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A = 1,0 - (1,0 - 0,8) \cdot \log_{10} 2,61 \approx 0,92$$



Figur 4.2.1-1- Søyler påvirket av vind, beregnet fra vannstand lik normalnull.

Vindkraften på søylekonstruksjonen blir:

$$F_{ws} = q_p(z) \cdot c_{pe} \cdot A = 839 \text{ N/m}^2 \cdot 0,92 \cdot 3,3 \text{ m}^2 = 2,55 \text{ kN}$$

$$\text{Linjelast pr. høydemeter søyle: } \frac{2,55 \text{ kN}}{3,0 \text{ m}} = 0,85 \text{ kN/m}$$

4.2.2 Snølast

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Der s = snølast på mark per m^2 horisontalprojeksjon

μ = formfaktoren

C_e = eksponeringsfaktoren

C_t = termisk faktor

s_k = karakteristisk snølast på mark på byggestedet

Karakteristisk snølast $s_{k,0}$ for byggestedet settes lik karakteristisk snølast for Stryn siden byggestedet ligger nær kommunesenteret, og har samme høyde over havet. Karakteristisk snølast i Stryn er $3,5 \text{ kN/m}^2$.

Formfaktor μ settes lik 1 siden gangbruas geometri faller utenfor kravene for bruk av formfaktor. Det samme gjelder for termisk faktor C_t .

Brua ansees ikke å være særlig vindutsatt i henhold til tabell NA.5.1 i NS-EN 1991-1-3. Dette gir eksponeringsfaktoren $C_e=1$.

Snølasten S blir dermed:

$$S = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

4.2.3 Islast

Islasten vil virke på en søyle som har $d = 0,6 \text{ m}$.

$D: 24 \text{ m} > 5 \cdot 0,6 \text{ m} \rightarrow 24 \text{ m} > 3,0 \text{ m} \rightarrow D_{\text{eff}} = D = 0,6 \text{ meter}$.

$$n = -0,5 + \frac{0,3}{5} = -0,44$$

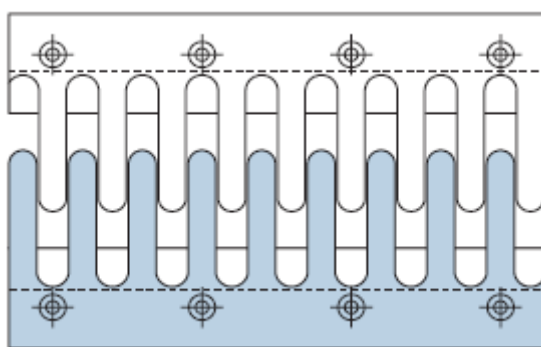
$$F_c = 1800 \text{ kPa} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot \left(\frac{0,6 \text{ m}}{0,3 \text{ m}}\right)^{-0,16} \cdot \left(\frac{0,3 \text{ m}}{1,0 \text{ m}}\right)^{-0,44} = \underline{\underline{493 \text{ kN}}}$$

4.2.4 Termisk påvirkning

Ved økning i temperatur så vil faste stoffer og væsker utvide seg. På større lengder kan dette skape problemer ved temperaturendringer. Dette spesielt blant bruer, der man har tatt i bruk fuger slik brua kan utvide og krympe uten av det fører til ødeleggelse på konstruksjonen.

På grunn av utformingen av konstruksjonen og dens åpne fagverk så vil ikke temperaturforskjellen i vertikal retning gi noe vesentlig bidrag i form av spenninger. Siden stål også har stor varmeledningsevne har vi i enighet med veileder valgt å neglisjere denne påvirkningen. [65]

Regler for beregning og prinsipper om termisk påvirkning av bygninger blir gitt i NS-EN 1991-1-5 "Termiske Påvirkninger". Under kapittel 6 for temperaturendringer i bruer er stålbruer videre henvist til som Type 1 bru.



Figur 4.2.4-1- Skisse av fuger i en brukonstruksjon

Figur NA.A1 og NA.A2 i standarden angir temperaturintervaller på øvre og nedre representative lufttemperatur, T_{max} og T_{min} , i skyggen med en årlig sannsynlighet for overskridelse lik 0,02, noe som tilsvarer en gjennomsnittlig returperiode på 50 år. Her ligger verdiene for Olden mellom $[32,34]$ °C for T_{max} og $[-30,-25]$ °C for T_{min} . Velger middelverdien av disse for videre prosjektering; $T_{max} = 33$ °C og $T_{min} = -27,5$ °C.

Står under NA.6.1.3.1 at for bruer type 1, kan verdien for T_{max} reduseres med 3 °C, nye T_{max} blir då 33 °C – 3 °C = 30 °C.

Forskyvninger

Basert på Statens vegvesens rapport nr. 548 «Optimal lengde på fugefrie bruer» punkt 8.2.2 og N400 skal bruas forskyvninger kontrolleres ut ifra temperaturvariasjoner med tilhørende lastfaktor 1,0. For kontrollen skal temperaturen med en returperiode på 5år ($p = 0,2$) benyttes. Av figur A.1 i standarden om termiske laster kan vi lese ut forholdstallet for omregningen.[66]

$$T_{max, 0,2} / T_{max} = 0,87$$

$$T_{min, 0,2} / T_{min} = 0,63$$

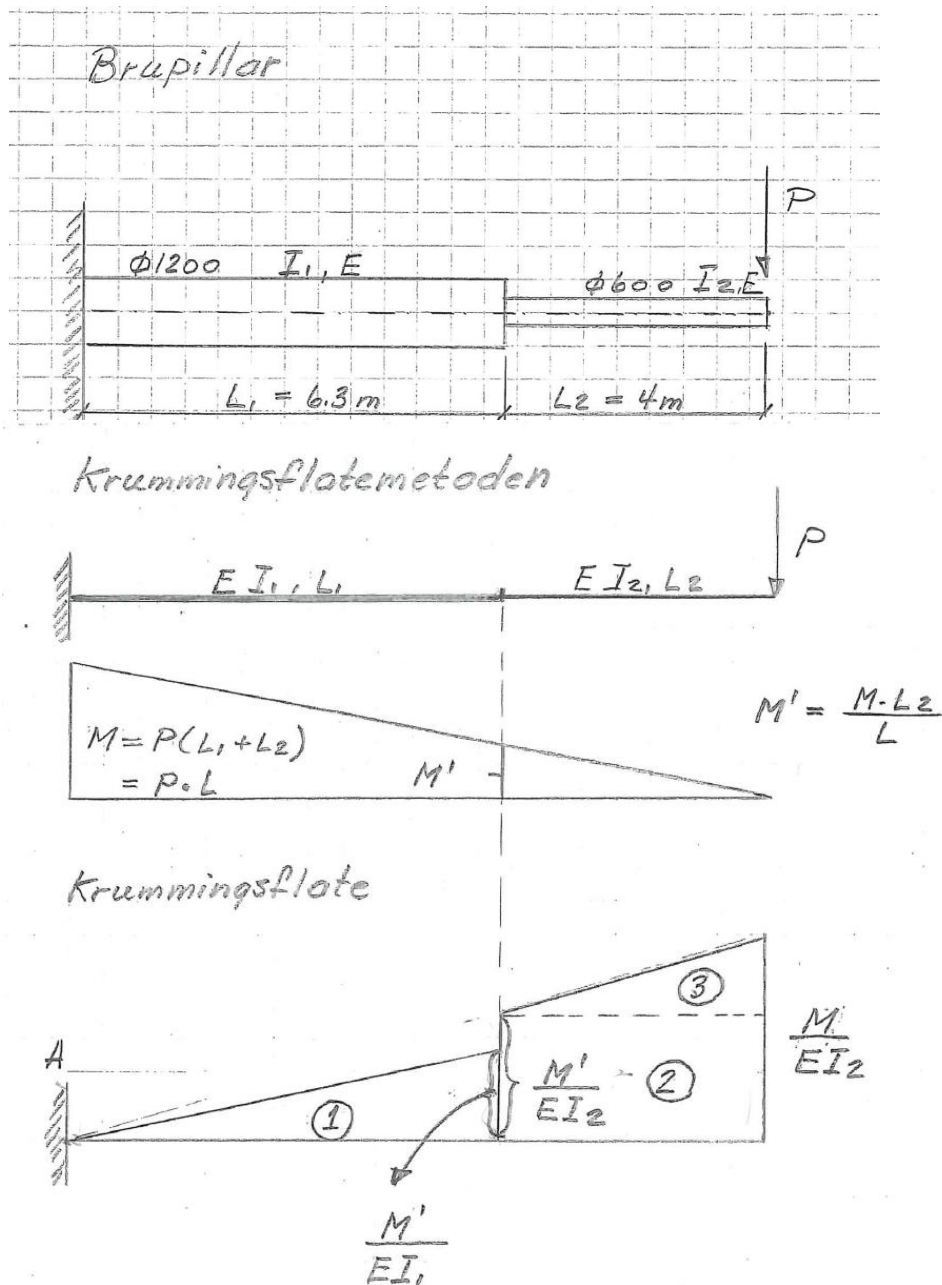
Fra Tabell C.1 i standarden kan vi lese ut den lineære utvidelseskoeffisienten til stål, $\alpha_{t, stål} = 12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$. Forskyvning av et bruspenne blir da:

$$d_{+, 0,2} = \alpha_{t, stål} \cdot T_{max, 0,2} = 12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \cdot 0,87 \cdot (30^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C}) \cdot 24000\text{mm} = 5\text{mm}$$

$$d_{-, 0,2} = \alpha_{t, stål} \cdot T_{min, 0,2} = 12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C} \cdot 0,63 \cdot (10^{\circ}\text{C} - (-27,5^{\circ}\text{C})) \cdot 24000\text{mm} = 6,8\text{mm}$$

4.2.5 Krumningsflatemetoden

For å finne en tilnærming til fjærstivheten til søylen og pelen benytter vi krumningsflatemetoden. Benytter avstanden til ned i jordlaget der pelen blir ansett som fast innspent. Dette vil gi en konservativ verdi da det ikke tar hensyn til den motstanden jordlaget vil gi.



Figur 4.2.5-1- Grunnlag for beregninger - tegninger av veileder

Velger en vilkårlig last $P = 10 \text{ kN}$

$$EI_1 = 548,46 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \mid EI_2 = 41,21 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 \text{ (verdier fra Eurocode Express)}$$

$$L = 10300 \text{ mm} \mid L_1 = 6300 \text{ mm} \mid L_2 = 4000 \text{ mm}$$

$$M = P \cdot L = 10000 \text{ N} \cdot 10300 \text{ mm} = 10,3 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M' = \frac{M \cdot L_2}{L} = \frac{10,3 \cdot 10^7 \text{ Nmm} \cdot 4000 \text{ mm}}{10300 \text{ mm}} = 4 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_1 = \frac{M' \cdot L_1}{2 \cdot EI_1} = \frac{4 \cdot 10^7 \text{ Nmm} \cdot 6300 \text{ mm}}{2 \cdot 548,46 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2} = 22,98 \cdot 10^{-5}$$

$$R_2 = \frac{M' \cdot L_2}{EI_2} = \frac{4 \cdot 10^7 \text{ Nmm} \cdot 4000 \text{ mm}}{41,21 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2} = 38,83 \cdot 10^{-4}$$

$$R_3 = \frac{(M - M') \cdot L_2}{2 \cdot EI_2} = \frac{(10,3 \cdot 10^7 - 4 \cdot 10^7) \text{ Nmm} \cdot 6300 \text{ mm}}{2 \cdot 41,21 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2} = 30,58 \cdot 10^{-4}$$

$$a_1 = \frac{L_1 \cdot 2}{3} = \frac{6300 \text{ mm} \cdot 2}{3} = 4200 \text{ mm}$$

$$a_2 = L_1 + \frac{L_2}{2} = 6300 \text{ mm} + \frac{4000 \text{ mm}}{2} = 8300 \text{ mm}$$

$$a_3 = L_1 + \frac{L_2 \cdot 2}{3} = 6300 \text{ mm} + \frac{4000 \text{ mm} \cdot 2}{3} = 8967 \text{ mm}$$

$$d_1 = R_1 \cdot a_1 + R_2 \cdot a_2 + R_3 \cdot a_3$$

$$d_1 = 22,98 \cdot 10^{-5} \cdot 4200 \text{ mm} + 38,83 \cdot 10^{-4} \cdot 8300 \text{ mm} + 30,58 \cdot 10^{-4} \cdot 8967 \text{ mm} \\ = 60,61 \text{ mm}$$

$$\text{Fjærstivhet: } P = k_x \cdot d_1 \rightarrow k_x = \frac{P}{d_1} = \frac{10000 \text{ N}}{60,61 \text{ mm}} \approx 165 \text{ N/mm}$$

Dette bruker vi for å finne en tilnærming til aksialkreftene som vil oppstå fra termisk forskyvning. Forutsetter at forskyvningen vil gå fra midtdelen og den står helt fast. Tar den lengste verdien fra forskyvningsutregningene; $d = 6,8 \text{ mm}$ (sammentrekning for ett spenn).

$$P = k_x \cdot d = 165 \text{ N/mm} \cdot 6,8 \text{ mm} = 1,12 \text{ kN}$$

Siden der er fire peler fra midten på hver side blir da største aksiallast:

$$P_{\max} = k_x \cdot d_4 = 165 \text{ N/mm} \cdot 6,8 \text{ mm} \cdot (1 + 2 + 3 + 4) = 11,2 \text{ kN}$$

Selv om trykkspenninger vil være mest ugunstig i en slik konstruksjon vil aksialkreftene fordelt på arealet til gurtene gi en neglisjerbar effekt.

Største teoretiske forskyvning er $6,8 \text{ mm} \cdot 5 = 34 \text{ mm}$. Dette går bra i forhold til glidelageret.

4.2.6 Egenvekt og laster med faktorer

Vekt av stål: $G = 52,27 \text{ kN}$ – tatt fra FEM-Design.

Areal av bru: $3,1 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 74,4 \text{ m}^2$

Vekt av dekket: $2 \text{ kN/m}^2 \cdot 74,4 \text{ m}^2 = 148,8 \text{ kN}$

Vekt av søyle: $d = 0,6 \text{ m}$: $G = \pi \cdot 0,3 \text{ m}^2 \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 20,50 \text{ kN}$

Vekt av pele: $d = 1150$: $G = \pi \cdot (0,575 \text{ m})^2 \cdot 21,9 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 568,7 \text{ kN}$

Samlet vekt av konstruksjon (pele + søyle + 24 m fagverk) = 790,27 kN

Trafikklast: $4,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 74,4 \text{ m}^2 = 312,48 \text{ kN}$

Islast: 493 kN

Vindlast Fagverk: $0,982 \text{ kN/m} \cdot 24 \text{ m} \cdot 2 = 47,136 \text{ kN}$

Vindlast Søyle: $0,93 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 2,79 \text{ kN}$

I x-retning for søylen og pelen blir islasten dominerende og dimensjonerende.

B2 blir dominerende lastkombinasjon og vi bruker en lastfaktor på 1,5 for islasten. For vindlasten bruker vi lastfaktor $1,6 \cdot 0,7$.

$B_2 = \text{Islast} \cdot 1,5 = 739,5 \text{ kN}$

$\text{Vindlast}_{\text{Fagverk}} = 47,136 \text{ kN} \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 52,8 \text{ kN}$

$\text{Vindlast}_{\text{Søyle}} = 2,55 \text{ kN} \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 2,9 \text{ kN}$

$\text{Vindlast}_{\text{Glassrekkverk}} = 10,1 \text{ kN} \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 11,3 \text{ kN}$

Last for søyleberegninger:

$G_{\text{bru}} = 52,27 \text{ kN} + 148,8 \text{ kN} = 201,07 \text{ kN}$

$B_1: N_{\text{ed}} = 1,35 \cdot G_{\text{bru}} + 1,35 \cdot 0,7 \cdot Q_{\text{trafikk}} = 566,74 \text{ kN}$

$B_2: N_{\text{ed}} = 1,2 \cdot G_{\text{bru}} + 1,35 \cdot Q_{\text{trafikk}} = \mathbf{663,13 \text{ kN}}$

Moment fra islast og vind for spenn på 24m:

$739,5 \text{ kN} \cdot 2,16 \text{ m} + 52,8 \text{ kN} \cdot 4,675 \text{ m} + 2,9 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} = \mathbf{1850 \text{ kNm}}$

Last for peleberegninger:

$G_{\text{bru+søyle}} = 201,07 \text{ kN} + 20,50 \text{ kN} = \mathbf{221,57 \text{ kN}}$

$B_1: N_{\text{ed}} = 1,35 \cdot G_{\text{bru+søyle}} + 1,35 \cdot 0,7 \cdot Q_{\text{trafikk}} = 594,41 \text{ kN}$

$B_2: N_{\text{ed}} = 1,2 \cdot G_{\text{bru+søyle}} + 1,35 \cdot Q_{\text{trafikk}} = \mathbf{687,73 \text{ kN}}$

Høyde fra momentarm islast = $3,9 \text{ m} + 1,16 \text{ m} + 2,98 \text{ m} = 8,04 \text{ m}$

Moment fra islast, vind og skeivstilling av bru for spenn på 24m:

$739,5 \text{ kN} \cdot 8,04 \text{ m} + 52,8 \text{ kN} \cdot 11,715 \text{ m} + 2,9 \text{ kN} \cdot 10,04 \text{ m} + 52,27 \cdot 0,3 \text{ m} = \mathbf{6609 \text{ kNm}}$

Last for pelespissberegninger:

$G_{\text{Bru+søyle+pele}} = 790,27 \text{ kN}$

$B_1: N_{\text{ed}} = 1,35 \cdot G_{\text{Bru+søyle+pele}} + 1,35 \cdot 0,7 \cdot Q_{\text{trafikk}} = 1362,16 \text{ kN}$

$B_2: N_{\text{ed}} = 1,2 \cdot G_{\text{Bru+søyle+pele}} + 1,35 \cdot Q_{\text{trafikk}} = \mathbf{1370,17 \text{ kN}}$

Last for geoteknikk – horisontal bæreevne:

Islast = 739,5 kN ($493 \text{ kN} \cdot 1,5$)

$M_0 = 739,5 \text{ kN} \cdot 4,05 \text{ m} = 2994,975 \text{ kNm} \rightarrow \mathbf{2995 \text{ kNm}}$.

4.2.7 Kontroll av pele og søyle

Søyle

$$A_c = \pi \cdot (300 \text{ mm})^2 = 214417 \text{ mm}^2 \quad | \quad u = \pi \cdot 600 \text{ mm} = 1885 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot 214417 \text{ mm}^2}{1885 \text{ mm}} = 300 \text{ mm}$$

Dette gir endelig kryptall $\varphi(t, t_0) = 1,4$

Pele

$A_c = \pi \cdot \left(\frac{(1200-50-50) \text{ mm}}{2}\right)^2 = 950338 \text{ mm}^2$, der 2·50 mm er reduksjon av godstykkelsen på stålrøret og et tilleggskrav knyttet til blant annet usikkerhet rundt tverrsnittet for plasstøpte peler.

$$u = \pi \cdot (1200-50) \text{ mm} = 3613 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot 950338 \text{ mm}^2}{3613 \text{ mm}} = 526 \text{ mm}$$

Dette gir endelig kryptall $\varphi(t, t_0) = 1,3$

Pelen har en dimensjonerende reduksjon på 50 mm på diameteren siden den er utstøpt under vann.

For di pelen og søylen er i vann skal en også bruke reduksjonsfaktor på 0,8 på betong og 0,9 for armering ved styrkeberegninger.

Vi kan ikke endre materialfaktor i EUROCODE Express, så vi tilnærmer dette og for å få nærmest mulig resultat bruker vi da en B35 betong og B450C armering i dataprogrammet. I virkeligheten vil det bli utført med B45 betong og B500C armering.

Videre resultater av kontrollen ligger i vedlegg.

4.2.8 Friksjon på glidelager

$$\sigma_{PTFE} = \frac{N_d}{A_{ptfe}} = \frac{166000 \text{ N}}{9859 \text{ mm}^2} = 16,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\text{maks}} = \frac{1,2 \cdot k}{10 + \sigma_{ptfe}} = \frac{1,2 \cdot 1,0 \text{ MPa}}{(10 + 16,83) \text{ MPa}} \approx 0,045$$

$$\text{Friksjon} = \mu_{\text{maks}} \cdot N_d = 0,045 \cdot 166 \text{ kN} \approx \mathbf{7,42 \text{ kN}}$$

4.2.9 Dimensjonering av pelespiss

Dimensjonerende tverrsnittkapasitet $N_{c,Rd}$:

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

$$\gamma_{MO} = 1,05.$$

A = profilets tverrsnittsareal.

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{MO}} \geq 1370,17 \text{ kN}$$

Prøver pelespiss med diameter 70 mm.

$$A = 3848,45 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{MO}} = 1301,14 \text{ kN} \not\geq 1370,17 \text{ kN} \rightarrow \text{ikke ok.}$$

Prøver på nytt med diameter 75 mm.

$$A = 4417,86 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{MO}} = 1493,66 \text{ kN} \geq 1370,17 \text{ kN} \rightarrow \text{ok!}$$

$$\text{Utnyttelse} = \frac{1370,17 \text{ kN}}{1493,66 \text{ kN}} = 0,917 \rightarrow 92\% \rightarrow \text{ok!}$$

4.2.10 Geoteknikk - horisontal bæreevne

Her velger vi en Z_m og regner til valgt Z_m blir til beregnet Z_m .

Z = dybde under terreng = 18 m.

D = diameter pele = 1200 mm – (25mm · 2) = 1150 mm.

$d = D - 50 \text{ mm} = 1100 \text{ mm} = 1,1 \text{ m}$

Islast = 640,9 kN (493kN · 1.3) – lastfaktor på variable laster for geoteknikk – Tabell 3.2.1-3

Vindlast_{Fagverk, d} = 23,57 kN · 1,6 · 0,7 = 52,8 kN

Vindlast_{Søyle, d} = 2,55 · 1,6 · 0,7 = 2,9 kN

$M_k = 5130 \text{ kNm}$ (maks momentkapasitet av en 1100 mm pele med reduksjonsfaktorer).

$M_0 = 640,9 \text{ kN} \cdot 4,88 \text{ m} = 3127,6 \text{ kNm}$

$$z \geq 10d = 18m > 10,925m, \tan \varphi = 0,675 \rightarrow N_r = 22$$

For verdiene her tar vi gjennomsnittet av lag 1 og 2 fra den geotekniske rapporten for området.

$$\gamma_1 = 19 \text{ kN/m}^3 \mid \gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \underline{\gamma = 19 \text{ kN/m}^3}$$

$$a_1 = 5 \mid a_2 = 15 \rightarrow \underline{a = 10}$$

$$\tan \varphi_1 = 0,6 \mid \tan \varphi_2 = 0,75 \rightarrow \underline{\tan \varphi = 0,675}$$

$$\underline{|\tan \varphi = 0,675 \mid N_r = 22 \mid \gamma' = 9 \text{ kN/m}^3 \mid a = 10 \mid \gamma_R = 1,6 \mid \text{Valgt } Z_m = 3,0 \text{ m}|}$$

$$q_{tr;k} = N_r \cdot \left(a + \frac{1}{3} \gamma' \cdot Z_m \right) \cdot d$$

$$q_{tr;k1} = 459,80 \text{ kN/m}^2 \mid Z_m = 3,00 \text{ m}$$

$$q_{tr;k2} = 456,17 \text{ kN/m}^2 \mid Z_m = 2,95 \text{ m}$$

$$q_{tr;k3} = 456,89 \text{ kN/m}^2 \mid Z_m = 2,96 \text{ m}$$

$$R_{tr;k} = \sqrt{2 \cdot q_{tr;k} \cdot (M_k - M_0)}$$

$$R_{tr;k1} = 1356,98 \text{ kN}$$

$$R_{tr;k2} = 1351,61 \text{ kN}$$

$$R_{tr;k3} = 1352,69 \text{ kN}$$

$$Z_m = \frac{R_{tr;k}}{q_{tr;k}}$$

$$Z_{m1} = 2,95 \text{ m}$$

$$Z_{m2} = 2,96 \text{ m}$$

$$Z_{m3} = 2,96 \text{ m}$$

$$R_{tr;d} = \frac{R_{tr;k3}}{\gamma_r}$$

$$R_{tr;d} = 845,6 \text{ kN}$$

$$R_{tr;d} = 845,6 \text{ kN} > \text{Islast} + \text{vind} = 696,4 \text{ kN}$$

$$l_n = Z_m + 2 \cdot \sqrt{\frac{(M_k - M_0)}{q_{tr;k3}}} = 7,14 \text{ m} < Z = 18 \text{ m}$$

4.2.11 Kontroll av fagverk og opplager

I knutepunkt beregner FEM-Design at tverrbjelker og stavene går helt inn til nøytralaksen til gurtene. Dette medfører at vi får 2% lavere beregnet vekt av brua enn FEM-Design får, det vil påvirke både kontrollen av fagverket og kontroll av opplagerkrefter.

$$\frac{51,32 \text{ kN}}{52,27 \text{ kN}} = 0,982$$

Vekt og last

Konstruksjonsdel	Profil	Vekt (kg/m)
Krysstag	80x80x6	13,2
Tverrstag	100x100x6	17
Unergurt	120x120x8	26,4
Overgurt	120x120x10	31,8
Stav 1	80x80x6	13,2
Stav 2	120x120x8	26,4

Tabell 4.2.11-1- Konstruksjonsdeler

Regner for brua delt på langs (bredde 1,55 m):

$$\text{Kryss: } 4,24 \text{ m} \cdot 8 \cdot 13,2 \text{ kg/m} = 447,75 \text{ kg}$$

$$\text{Unergurt: } 24 \text{ m} \cdot 26,4 \text{ kg/m} = 633,6 \text{ kg}$$

$$\text{Overgurt: } 21 \text{ m} \cdot 31,8 \text{ kg/m} = 667,8 \text{ kg}$$

$$\text{Stav 1: } 7 \cdot 2 \cdot 1,94 \text{ m} \cdot 13,2 \text{ kg/m} = 358,5 \text{ kg}$$

$$\text{Stav 2: } 2 \cdot 1,94 \text{ m} \cdot 26,4 \text{ kg/m} = 102,43 \text{ kg}$$

$$\text{Tverrbjelke: } 1,49 \text{ m} \cdot 16 \cdot 17 \text{ kg/m} = 405,3 \text{ kg}$$

$$\Sigma_{\text{vekt}} = 2615,38 \text{ kg} \rightarrow 2615,38 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \approx 25,66 \text{ kN}$$

$$\text{Dette gir en linjelast: } \frac{25,66 \text{ kN}}{24 \text{ m}} \approx 1,07 \text{ kN/m}$$

I tillegg så kommer krav for dekkelast på $2,0 \text{ kN/m}^2$ [12]

$$2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{3,1 \text{ m}}{2} = 3,1 \text{ kN/m}$$

Total karakteristisk egenlast pr meter: $G_k = 1,07 \text{ kN/m} + 3,1 \text{ kN/m} = 4,17 \text{ kN/m}$

Største nyttelast blir trafikklasten: $Q_t = 4,2 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{3,1 \text{ m}}{2} = 6,51 \text{ kN/m}$

Fagverk

Sjekk for fagverk med glidelager på ene siden:

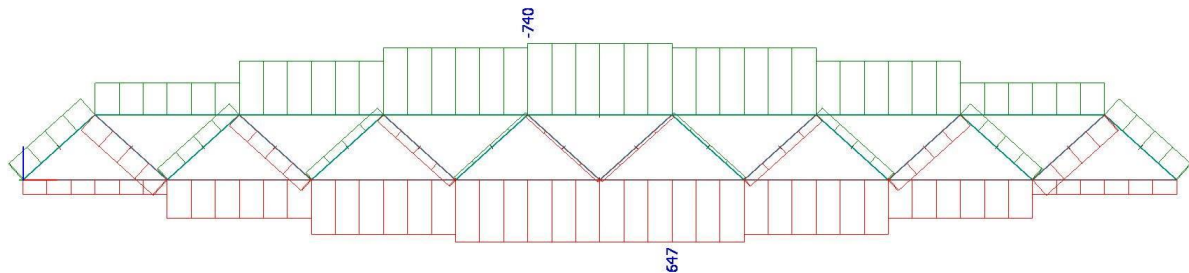
Her tar vi lastfaktorer 1,2 for egenlast og 1,35 for trafikklasten. Dette er lastkombinasjon B₂ for vekten av brua.

$$B_2 = 1,2 \cdot G_{\text{brua}} + 1,35 \cdot Q_{\text{trafikk}}$$

$$M = \frac{Q \cdot l^2}{8} = \frac{\left(4,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,2 + 6,51 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,35\right) \cdot (24 \text{ m})^2}{8} \approx 993,06 \text{ kNm}$$

$$\text{Kraft i gurt: } \frac{M}{z} = \frac{993,06 \text{ kNm}}{1,35 \text{ m}} \approx 735,6 \text{ kN}$$

FEM-design gav verdien 740 kN, så vi føler oss sikre på at vi har gjort riktig.



Figur 4.2.11-1- Verdi for aksialkraft fra bøyemoment - FEM-Design

Opplagerkrefter

Kravet er at Opplagerkraft = $F_{\text{zed,brua}}$.

Fra FEM-Design har vi at opplagerkreftene er:

$$166 \text{ kN} \cdot 4 = 664 \text{ kN}$$

Utregnet egenvekt av brusegment: 51,32 kN

Areal av brua: $3,1 \text{ m} \cdot 24 \text{ m} = 74,4 \text{ m}^2$

Vekt av dekket: $2 \text{ kN/m}^2 \cdot 74,4 \text{ m}^2 = 148,8 \text{ kN}$

Vekt av nyttelast: $4,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 74,4 \text{ m}^2 = 312,48 \text{ kN}$

$$F_{\text{zed,brua}} = 51,32 \text{ kN} \cdot 1,2 + 148,8 \cdot 1,2 + 312,48 \cdot 1,35 = 662,0 \text{ kN}$$

Med feilkilde fra vekten av brua godtar vi resultatet.

$$F_{\text{zed,brua}} \approx \text{opplagerkrefter} \rightarrow \text{ok!}$$

Med kontroll av opplagerkrefter har vi dermed også sjekket at lastene er satt inn riktig i FEM-Design.

4.2.12 Lokalt trykk på betong ved glidelager

$$H_u = 0,1 \cdot \frac{A_u}{2\pi \cdot \sqrt{\frac{A_u}{\pi}}} + 15 \text{ mm}$$

$$H_u = 0,1 \cdot \frac{20503 \text{ mm}^2}{2\pi \cdot \sqrt{\frac{20503 \text{ mm}^2}{\pi}}} + 15 \text{ mm} = 19 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$$

$$A_{c0} = \pi \cdot \left(\sqrt{\frac{A_u}{\pi}} + H_u \right)^2$$

$$A_{c0} = \pi \cdot \left(\sqrt{\frac{20503 \text{ mm}^2}{\pi}} + 19 \text{ mm} \right)^2 = 9957,2 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c0}}{A_{c1}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

$$F_{Rdu} = 9957,2 \text{ mm}^2 \cdot 0,85 \cdot \frac{35 \text{ Mpa}}{1,5} \cdot \sqrt{\frac{9957,2}{600 \cdot 600}} \leq 3,0 \cdot 0,85 \cdot \frac{35 \text{ Mpa}}{1,5} \cdot 9957,2 \text{ mm}^2$$

$$= 32,8 \text{ kN} \leq 592,4 \text{ kN}$$

4.2.13 Global knekking

$$e_0 = \frac{L}{200} = \frac{24000 \text{ mm}}{200} = 120 \text{ mm}$$

$$q_d = 8 \cdot N_{ed} \cdot \frac{e_0}{L^2} = 8 \cdot 760 \cdot 1000 \text{ N} \cdot \frac{120 \text{ mm}}{(24000 \text{ mm})^2} \approx 1,3 \text{ N/mm}$$

Fastholdingskraften for et feste blir da: $1,3 \text{ N/mm} \cdot 3000 \text{ mm} = 3,9 \text{ kN}$

I tillegg kommer horisontal nyttelast fra rekkverket på $1,5 \text{ kN/m}$ med tilhørende lastfaktor:

$$1,5 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 1,35 = 6,075 \text{ kN}$$

$$\text{Belastning per stav: } \frac{3,9 \text{ kN} + 6,075 \text{ kN}}{2} \approx 5 \text{ kN}$$

Dette gir moment i staven: $M = F \cdot a = 5 \text{ kN} \cdot 1,94 \text{ m} = 9,7 \text{ kNm}$

Fra formelen $\sigma = \frac{M}{W}$ finner vi nødvendig motstandsmoment W for diagonalprofilen.
 σ setter vi til dimensjonerende flytespenning for stålet.

$$W_{n\ddot{o}dv} = \frac{M}{\frac{f_{yk}}{\gamma_m}} = \frac{9,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{355 \text{ N/mm}^2}{1,05}} = 28,69 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Tverrsnittsdata for $80 \times 80 \times 6,0$: $W_{el} = 36,05 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$ | $W_{pl} = 44,54 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Utnyttelse elastisk: $\frac{28,69}{36,05} \cdot 100 \% \approx 80 \%$.

Utnyttelse plastisk: $\frac{28,69}{44,54} \cdot 100 \% \approx 65 \%$

4.3 Resultat FEM-Design

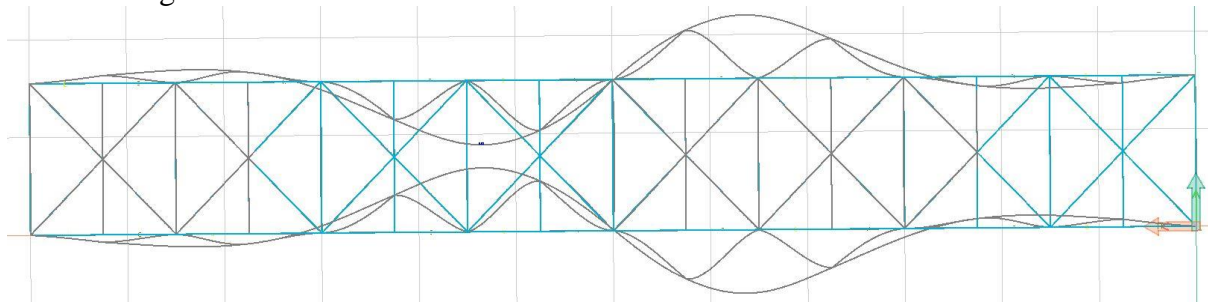
FEM-analyse

I dette delkapitlet tar vi bare for oss noen av resultatene fra fagverket med fastlager på begge sider. Fullstendig analyserapport finner man i vedleggene.

4.3.1 Bruddgrensetilstanden

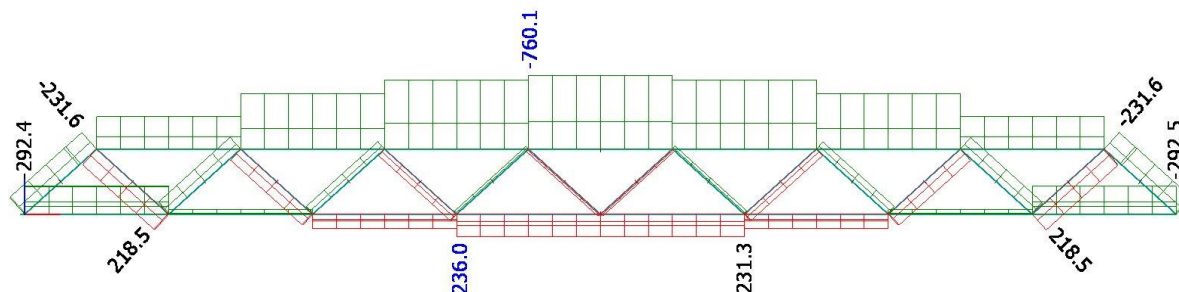
Stabilitet

Fra stabilitetsanalysen kommer det frem at den laveste stabilitetsfaktoren for den dimensjonerte brua er 2,03. Utløsende tilfelle for kollaps vil være forskyvning av overgurt, som vist i figuren under.



Figur 4.3.1-1- Forskyvning av overgurt.

Normalkrefter



Figur 4.3.1-2- Oversikt over største normalkrefter i fagverket

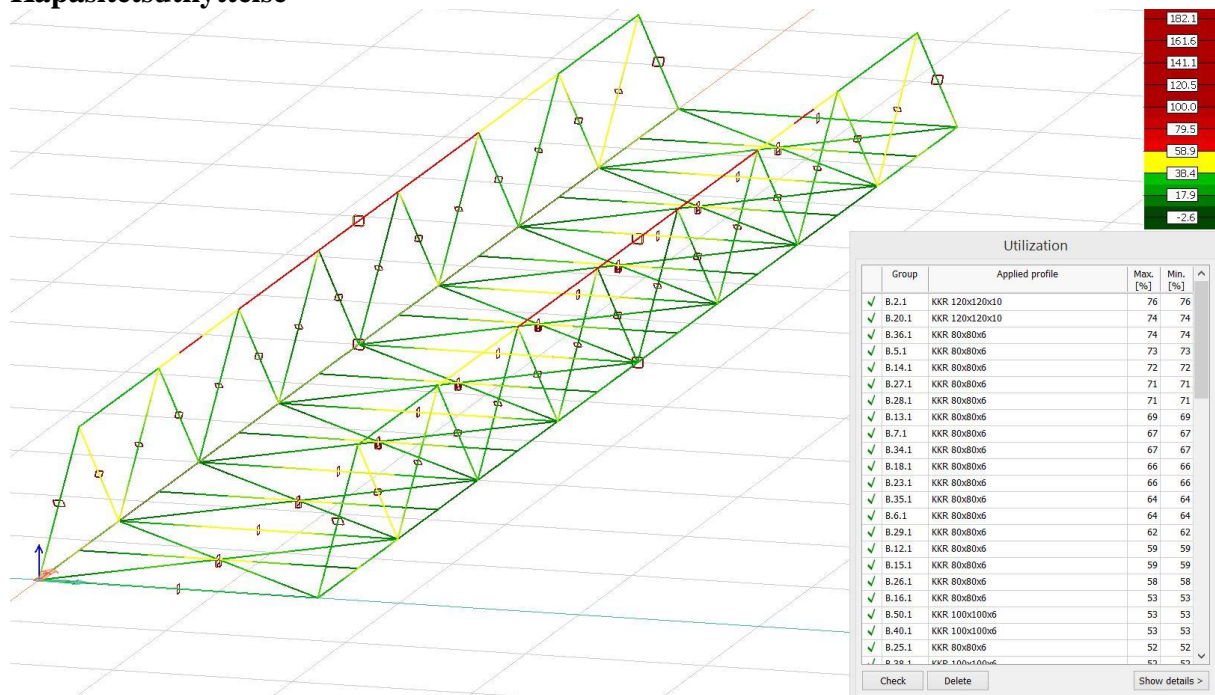
Funksjon	Profil	Normalkrefter
Overgurt	KKR 120x120x10	-760,1 kN (trykk)
Undergurt	KKR 120x120x8	-292,5 kN (trykk) 236 kN (strekk)
Stav	KKR120x120x8	-231,6 kN (trykk)
Stav	KKR 80x80x6	218,5 kN (strekk)

Tabell 4.3.1-1- Normalkrefter i fagverket

Funksjon	Profil	Normalkrefter
Tverrbjelke	KKR 100x100x6	-141 kN (trykk)
Skråstag	KKR 80x80x6	103 kN (strekk)

Tabell 4.3.1-2- Normalkrefter i tverrbjelker og kryssavstivning

Kapasitetsutnyttelse

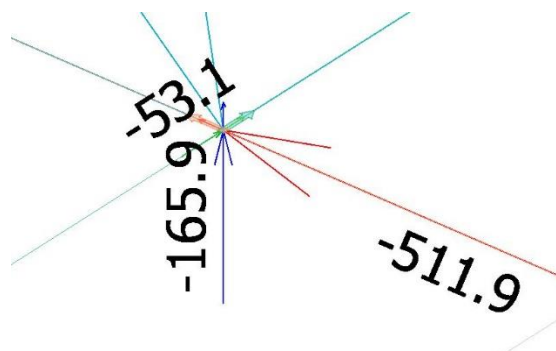


Figur 4.3.1-3- Kapasitetsutnyttelse

Største kapasitetsutnyttelse for stålprofilene blir 76% etter andreordensanalyse.

Opplagerkrefter

Største opplagerkrefter:



Figur 4.3.1-4- Opplagerkrefter

Største opplagerkraft i z-retning blir -166 kN.

Største opplagerkraft i x-retning blir ± 53 kN

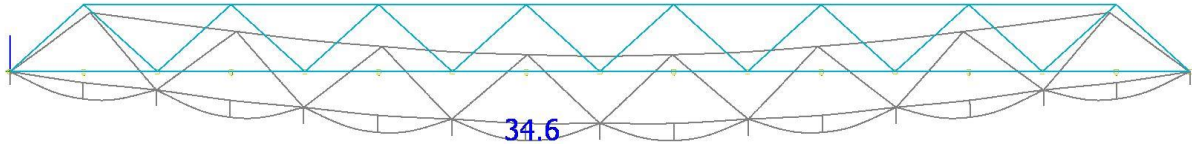
Opplagerkraften i y-retning -803 kN.

På grunn av vind vil det bli forskjell på de vertikale opplagerkreftene som står på samme pele. Denne differansen blir 12 kN.

Bruksgrensetilstanden:

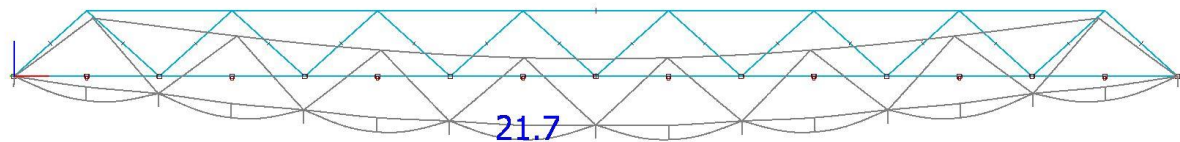
Etter samtale med veileder har vi valgt å se bort fra krav til kontroll av svingninger i bruksgrensetilstanden. Nedbøyningen blir derfor det eneste som skal kontrolleres i bruksgrensetilstanden. Største tillatte nedbøyning for brua er $L/350$ som blir $24000 \text{ mm}/350 = 68,6 \text{ mm}$.

Kontrollen for nedbøyning skal gjøres med karakteristisk trafikklast alene. Største nedbøyning blir da 34,6 mm.



Figur 4.3.1-5- Nedbøyning for kar. trafikklast

Brua skal konstrueres med overhøyde for den nedbøyningen brua får som følge av permanente laster. Denne nedbøyningen blir 21,7 mm.



Figur 4.3.1-6 - Nedbøyning for permanente laster

Siden brua konstrueres med overhøyde kan man trekke fra denne høyden fra den største nedbøyningen i bruksgrensetilstanden.

Total nedbøyning for brua blir da: $34,6 \text{ mm} - 21,7 \text{ mm} = 12,9 \text{ mm} < 68,6 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$

5 DRØFTING

5.1 Brua

Konstruksjonsmateriale

Styrkeegenskapene til alle alternativene er nok like gode for dette tilfellet, men avhengig av materiale vil en få forskjellige dimensjoner. Anvendbarheten på stål og limtre er nok litt bedre enn hos betong. Vår mening er at en stålbru vil skape det beste utseende i dette tilfellet.

Limtre var lenge et alternativ som vi jobbet med. Tre er mer miljøvennlig enn stål, og om byggherre i senere prosjektering ønsker en bru i limtre er dette fortsatt en mulighet som kan utredes.

Bæresystem

Vi synes utseende av fagverk ser best ut. Dimensjonene vi bruker vil være mindre og føre til at brua ser slankere ut enn de to andre alternativene. Fagverket er delt opp i mange mindre profiler og skal sveises sammen før montering på peler. Vi har brusegment på 24 m som vi frakter på lekter, heiser på plass og fester de til pelene. Håndteringen og monteringen av en elementbru og platebærer vil nok være noe likt og i denne avgjørelsen var ønsket utseende det utslagsgivende kriteriet.

Dekke

Gran, furu og komposittmateriale er alle gode alternativ som kan fungere godt, men for dekket valgte vi Accoya.

Accoya har mange gode egenskaper i forhold til vann og har en garanti på 50 år levetid. Accoya er i tillegg miljøvennlig, Accoya er CO₂ negativt over hele livsløpet.

Ved valg av tre, må en også ha alternativ sklisikring. I samtale med Multiconsult som har tegnet en gangbru der de også brukte Accoya som dekke, sa de at de hadde frest ut spor i hvert andre bord og fylt med barrikade, dette fungerte godt.

Vi har ikke regnet på dekket, her må en sannsynligvis legge opp flere bjelker langs lengden av brua for å få mindre spenn slik at dekket klarer lasten og kommer innenfor krav for nedbøyning. Vi tar utgangspunkt i at dekket kommer til å ligne på det som er vist i figur 2.4.5-3.

Overflatebehandling

For overflatebehandlingen av stålet valgte vi Jotuns systemer som oppfyller krav for NORSOK M-501. Dette er for offshore installasjoner og vil da også oppfylle de krav som forekommer med korrosjonsklasse C5-M. Dekket og betongen trenger ikke overflatebehandling i seg selv, men en kan overflatebehandle om en ønsker andre farger.

Tverravstiving

Brua kan bli utført uten vinkelrett tverravstiving mot land. Pelen har for lav momentkapasitet for å ta lasten fra isen på 0,3 m. Islasten er basert på støtlast, og isen vil naturlig bevege seg utover i fjorden og eventuelt treffe brua i lengderetningen til brua. En vinkelrett tverravstiving vil ha lite å si på stabiliteten og momentkapasiteten for pelen og søylen i dette tilfellet. Selv med en stor islast har jorden en tilstrekkelig horisontal bæreevne til å ta opp horisontalkreftene slik at en ikke trenger vinkelrett tverravstiving. En kan vurdere om en skrå tverravstiving er hensiktsmessig og kan ha en positiv effekt i forhold til islasten.

Søyle og pele

Søyler og peler er kontrollert i EUROCODE Express. Islasten skal forekomme på den minst gunstige plassen, det er ved høyeste astronomiske tidevann. Søylene er kontrollert for moment fra is og vind. Pelen er kontrollert for is, vind og skeivstilling på brua fra avvik på peler (30 cm). Med en lastfaktor på 1,5 for islasten vil verken søylen eller pelen stå. Utnyttelsen på søylen er 204% og på pelen er den 129% med 4% armering av det dimensjonerende betongtverrsnittet. EUROCODE Express regner med maks 4% armering. I søyler (peler) kan en bruke opp til 8% lengdearmering, noe som vil føre til større momentkapasitet.

Pelene ble kontrollert for en diameter på 1200 mm og søylene en diameter på 600 mm. En kunne selvsagt videreført pelen helt opp, men vi valgte å forskåle og støype ut en mindre søyle. Dette fordi en trenger stor peledimensjon for geoteknikken og minst mulig søyledimensjon for islasten. Pelene slutter 1,0 meter under vannoverflaten for normalnull, der begynner en gradvis overgang ned til en diameter på 600 mm.

Pelene var først tenkt til å være 900 mm i diameter, men med en stor islast og reduksjonsfaktorer for betongberegningen måtte vi opp i dimensjon for å få en pele med større momentkapasitet. I beregningene for momentkapasiteten av pelen har ikke tatt med bidrag fra selve stålrøret eller bidrag fra jorden. Vi har heller ikke satt på termisk last.

I Peleveiledningen 2012 fant vi ikke peler som var større enn 1200 mm i diameter. Med regler for reduksjon i diameter og reduksjonsfaktorer for dimensjonerende fastheter blir denne for svak for det momentet som er. En pele med diameter på 1200 mm etter reduksjon og med reduksjonsfaktorer som gjelder, vil kunne tåle dette momentet. Får en tak i en slik pele og får til å ramme den, er dette et alternativ om ikke lokale vurderinger for islasten er nok. Pelegruppe er også et alternativ en kan vurdere. [41]

Islast

I formelen for utregning av islast i N400 bruker en 1800 kPa som nominell trykkapasitet for isen. Dette er en omdiskutert parameter og formelen vi da gi en øvre verdi av lasten. Lokale vurderinger for islasten er ikke foretatt, dette er det første en bør gjøre i videre prosjektering for å finne en eksakt islast som en kan dimensjonere for. For å redusere momentet fra islasten enda mer kan en lage en skrå konstruksjon som en har på søylen som gjør at en kan få bøyebrydd på isen. Dette står omtalt i kapittel 5.4.7.5 i N400 og lasten beregnes da etter ISO 19906:2010(E) punkt A.8.2.4.4.3. [12]

Geoteknikk

For geoteknikkutregningene har vi sjekket den horisontale bæreevnen til jorden opp mot horisontalkreftene, islast og vind. Her har islasten en lastfaktor på 1,3. De geotekniske undersøkelsene som ble gjort for å prosjektere cruisebåtkaien omfattet ikke den planlagte brutrasèen grundig nok. Vi har tatt utgangspunkt i ett punkt fra den foreliggende geotekniske rapporten for beregningene, og forenklet laginndelingen da den ikke var nøyaktig. Her bør en selvsagt ha grundige geotekniske undersøkelser før en evt. starter prosjektering.

Termisk last

Vi har bare sjekket termisk last fra jevnt fordelt temperaturendring. Vi har ikke tatt med denne i beregningene siden størrelsen er neglisjerbar. For detaljprosjektering og dimensjonering bør en ta med denne.

Ulykkeslast

Etter samtale med oppdragsgiver dimensjonerer vi ikke for ulykkeslast/påkjøringslast. Eventuell ulykkeslast vil være fra cruisebåter og vi regner med at dette vil være høyst usannsynlig og meget vanskelig å dimensjonere for.

Overhøyde

Vi har dimensjonert brua med en overhøyde basert på egenvekten og et krav på dekkelasten som er på 2 kN/m^2 . Dette er en større last enn det som egentlig forekommer og det kan resultere i at det blir fortsatt litt overhøyde når brua bare er belastet av egenvekt.

FEM-Design

Hele overbygningen ble dimensjonert i FEM-Design. Overbygningen ble tegnet direkte i FEM-design, noe som var en rask og oversiktlig prosess. Alle laster ble satt på manuelt, lastkombinasjonene ble også satt opp manuelt. Det ble gjennomført stabilitet- og konstruksjonsanalyse der vi prøvde flere løsninger for å komme frem til den løsningen vi mener er mest gunstig. Det er mange fallgruver når man bruker dataprogram for å dimensjonere, det ble derfor gjort manuell kontroll for noen av resultatene fra FEM-Design for å se om disse var riktige.

Andreordensanalyse ble brukt som konstruksjonsanalysemetode. Denne analyseformen blir ofte brukt for fleksible stålkonstruksjoner, fordi den gir en mer realistisk kraftfordeling. Vi valgte derfor å bruke andreordensanalyse siden overgurten fikk horisontal forskyvning samtidig som at den var utsatt for en stor normalkraft.

Utfordringen med fagverksbruer som ikke har en horisontalavstivet overgurt, er at overgurten kan få horisontale forskyvninger. I FEM-Design ble dette kontrollert ved å se på stabilitetsanalysen. Flere tilfeller ble kontrollert for stabilitet for hver lastkombinasjon i bruddgrensetilstanden. De tilfellene som hadde lavest stabilitet var tilfellene der overgurten fikk horisontal forskyvning. Stabiliteten var godt innenfor kravene, men dersom den ikke var det måtte vi vurdert større profildimensjoner, eller horisontalavstivning av overgurten.

Vi prøvde først med en konstruksjon med gurter på 150x150 mm, staver på 120x120 mm og tverrbjelker på 120x120 mm. Etter å ha prøvd flere løsninger endte vi endte opp med en konstruksjon med gurter på 120x120 mm, staver på 80x80 mm, tverrbjelker på 100x100 mm, med krysstag på 80x80 mm i dekket. Dette gir samme stabilitet som den første løsningen vi prøvde, som hadde betraktelig grovere dimensjoner. Krysstagene blir også dimensjonert for å bære dekket.

Til tross for at overbygningen er en relativt enkel konstruksjon var dimensjoneringen i FEM-Design en tidkrevende prosess. Kunnskap vi tilegnet oss underveis, og resultater fra pelefundamenteringen og overbygningen førte til at mye av arbeidet i FEM-Design måtte gjøres på nytt flere ganger på grunn av endringer. Erfaringen vi tar med oss fra dette er at dimensjoneringsgrunnlaget bør være på plass, så langt det er mulig, før en starter dimensjoneringen.

Trafikklasten vi påførte brua er en jevnt fordelt trafikklast som følge av gang- og sykkeltrafikk. Dersom kjøretøy skulle benyttet brua måtte vi kontrollert overbygningen for punktlaster. Dette er en bru som vil hovedsakelig bli benyttet av turister fra cruiseskip. Fra midten av oktober til april er det lite til ingen cruisetrafikk. Vi antar at snørydding med snøfreser er gjennomførbart, og kontrollerer derfor ikke brua for last fra kjøretøy. Brua må derfor ha en sperring som gjør det umulig for kjøretøy å få tilgang til brua. [67]

Analysen vi har gjort i FEM-design er ikke fullstendig. Etter samtale med veileder har vi blitt enige om at vi ikke regner med vertikal og horisontal temperatordifferanse, og vi skal ikke kontrollere brua for svingninger i bruksgrensetilstanden. Sveis og knutepunkt er heller ikke kontrollert.

Deformasjon og stabilitet ble dimensjonerende for konstruksjonen, profilene i konstruksjonen har derfor lav kapasitetsutnyttelse.

5.2 Erfaring

Det å jobbe med bacheloroppgaven har vært veldig spennende og lærerikt. Vi har lært om det store omfanget i en slik oppgave, både med tanke på utførelse, informasjonsinnhenting og det å sette seg inn i lovverk og regler som omhandler temaet.

Det har vært en god prosess der vi har utviklet oss faglig og lært oss å lage struktur og rutiner for å arbeide best mulig sammen. Gruppen vår har fungert utmerket og vi har gjennom hele oppgaven hatt det fint sammen. Det at vi har sittet rundt samme pult gjennom hele prosjektet har gjort at vi har kommunisert bra, har kunnet diskutert løsninger sammen, og har jobbet oss frem til et godt resultat.

Underveis har vi måttet endre en del ting. Vi har opplevd at det å finne regler og lovverk i forhold til en gangbru ikke alltid er like lett, og har gjennomført noe for så å komme over en «ny» regel som gjør at vi må endre det, og utarbeide nye løsninger.

Utkastet som vi fikk av Moldskred lå som grunnlaget i hele prosjektet, men vi har hatt stor frihet i oppgaven. Dermed har vi måttet utarbeide og begrunne alt som har å gjøre med både design, bæresystem og materialvalg. Dette har selvsagt tatt mye tid og vi har lært at gode og ryddige prosesser er viktig. På flere tidspunkt har vi tenkt at kanskje en annen løsning kan være bedre, f.eks. limtre istedenfor stål, men gjennom prosesser har vi tatt en beslutning og kommet frem med en løsning og design for brua som vi er veldig fornøyde med.

Opplager og andre tekniske løsninger har vi selv kommet frem til, andre ting har vi fått hjelp med fra veileder, Moldskred og bransjen når vi har tatt kontakt. Vi er positivt overrasket over den velvilje som vi har opplevd når vi har tatt kontakt med Statens vegvesen, andre ingeniørkontor og leverandører. En slik god dialog har gjort det enklere for oss å lage tekniske løsninger som vi er fornøyde med.

Kompetansen til Moldskred kunne nok ha blitt bedre utnyttet fra vår side, men vi har hatt god kommunikasjon og hjelp i veileder og løst de fleste av problemene ved det.

FEM-Design har blitt brukt mye i denne oppgaven. Vi har for det meste lært oss dette programmet selv, men fikk et dagskurs i programmet midt i semesteret. Programmet har hjulpet oss med omfanget i beregningene og kontrollene vi har foretatt har vi gjort opp mot verdier vi har fått fra beregningene i FEM-Design.

Omfanget på en slik oppgave er stort, og vi har ikke rukket å jobbe med alle områdene vi burde. Vi har ikke rukket å gå dypt nok inn i tema som F.eks. termisk last, som burde kalkuleres grundigere i videre arbeid. Det gjenstår en del videre arbeid spesielt i form av detaljprosjektering før en evt. byggeprosess. Vi har gjort diverse forenklinger for å komme oss videre i oppgaven på enkelte områder. I videre arbeid med brua må en sjekke dette og jobbe videre med en helhetlig løsning.

Læringsutbyttet av oppgaven har vært enormt. Vi har hatt glede av å jobbe med brua og har utviklet oss både faglig og personlig gjennom utførelsen av prosjektet.

6 KONKLUSJON

6.1 Resultat

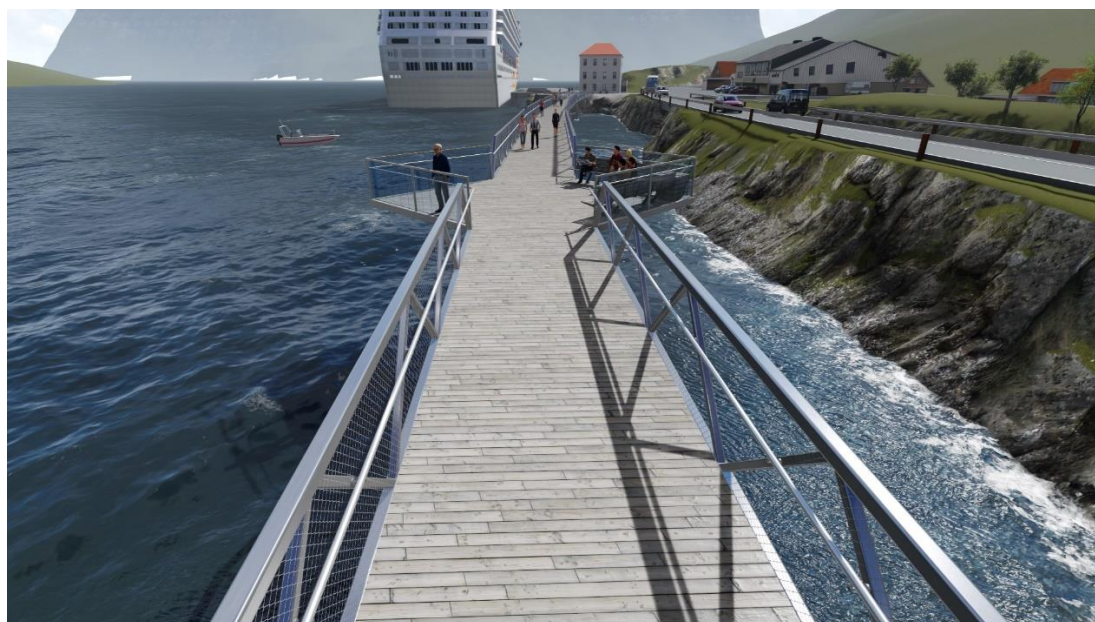
Vi har kommet frem til en fagverksgangbru i stål. Dette er i tråd med det oppdragsgiver hadde sett for seg.

Bæresystem og materiale går hånd i hånd, fagverk i stål gjør at brua får et slankt utseende og ser veldig bra ut etter vår mening. Dekket som vil bli utført i Accoya vil gå fint sammen med stålet og sammensetningen vil føre til et fint helhetsinntrykk.

Netting og håndlist festet til fagverket vil fungere som rekkverk på brusegmentene mens på utkiksposten vil rekkverket være utført i laminert sikkerhetsglass, som vil sikre at glasset ikke knuser og hindre at noen faller i sjøen.



Figur 4.3.1-1- Bilde av tenkt bru



Figur 4.3.1-2- Bilde av tenkt bru

Gangbrua har blitt visualisert i Lumion.

Link til film av visualiseringen: <https://www.youtube.com/watch?v=pcPCIFsz53w>

Ståldimensjonene som er brukt på overbygningen er listet opp under:

Konstruksjonsdel	Profil
Krysstag	80x80x6
Tverrstag	100x100x6
Undergurt	120x120x8
Overgurt	120x120x10
Stav 1	80x80x6
Stav 2	120x120x8

Tabell 4.3.1-1- Ståprofil

Pelene på 1200 mm er tenkt å gå opp til 1,0 meter under vannoverflaten for så å ha en overgang til en «søyle» med en diameter på 600 mm. Dette ble gjort for å få en minst mulig islast og at den synlige delen av søylen skal være i lodd. Islasten er imidlertid så stor at verken søylen eller pelen har nok momentkapasitet, her viser vi til kapittel 5 for alternativ på løsning for dette. Opplager på peler er tegnet og utarbeidet selv, mens glidelager på landkar er fra Tobe.

For overflatebehandlingen av brua vil vi bruke system 1-84 fra Jotun som er beskrevet i kapittel 4.1.4. Dette systemet tilfredsstillt krav i NORSOK M-501 og vil også tilfredsstillt de krav som gjelder for overflatebehandling av brua vår. Vedlikeholdsintervallene på dette systemet er på 20 år.

Den horisontale bæreevnen til jorden er stor nok til at den tar opp både horisontalkraft av islast og vindlast. Vi konkluderer med at vinkelrett tverravstiving ikke er nødvendig/hensiktsmessig.

6.2 Videre arbeid

Det gjenstår fortsatt arbeid før en er ferdig med prosjektering. Blant annet må det foretas geotekniske prøver av grunnen der brua skal være, foreta en lokal vurdering av islasten, dimensjonere søyler og peler, foreta en kontroll for den termiske lasten, regne på rammingen av pelene, foreta vurderinger av pris og lage planer for utførelsen og arbeidet.

Verdier som vi har i denne rapporten kan endre seg da videre arbeid kan ha innvirkning på flere områder.

7 REFERANSER

- [1] D. H. J. Qi. (2006, 08.05.2017). *Finite Element Analysis*. Available: http://www.colorado.edu/MCEN/MCEN4173/chap_01.pdf
- [2] P. K. Larsen, "Dimensjonering av stålkonstruksjoner 2. utg.," 2010.
- [3] Gripmaling. (08.05.2017). *PTFE Coating*. Available: <http://gripmaling.no/tjenester/xylan-behandling/>
- [4] Weland AS. (08.05.2017). *Overflatebehandling*. Available: <http://www.weland.no/?ID=YTBEHANDLING1>
- [5] Eloksal A/S. (08.05.2017). *Eloksering*. Available: <http://eloksal.no/eloksering/>
- [6] S. Berge. (2011, 08.05.2017). *Havromsteknologier*. Available: <http://www.ntnu.no/documents/14574940/d8f1cf75-481d-446d-836b-e8246a3665eb>
- [7] Kartverket. (08.05.2017). *Vannstandnivå*. Available: <http://www.kartverket.no/sehavniva/tidevann-og-vannstand/Viktige-vannstandsniiva/>
- [8] GeoVest-Haugland, *Supplerende Grunnundersøkelser GeoVest Rap2007015-1*. 2007, p. 9.
- [9] Kommunal og moderniseringsdepartementet. (2009). *Plan- og bygningsloven*. Available: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71?q=plan%20og%20byggningsloven>
- [10] Standard Norge. (22.02). *Eurocoder*. Available: <http://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
- [11] Standard Norge. (22.02). *Nasjonale Tillegg*. Available: <http://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/nasjonale-tillegg/>
- [12] *Håndbok N400 Bruprosjektering*, 2015.
- [13] I. L. A. Delphin. (2009, 03.02.2017). *Betong – historie*. Available: <https://snl.no/betong/historie>
- [14] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner*. Akademika, 2013, p. 470.
- [15] Store norske leksikon. (2009, 03.02.2017). *Spennbetong*. Available: <https://snl.no/spennbetong>
- [16] *SINTEF - 572.207 Tilsetningsstoffer for betong*, 2010.
- [17] N. Christensen and A. Almar-Næss. (2009, 05.02.2017). *Stål*. Available: <https://snl.no/st%C3%A5l>
- [18] *SINTEF - 571.404 Metaller til bygningsbruk. Bruksformål og prosjektering*, 2010.
- [19] Norske Limtreprodusenters Forening, *Limtreboka*. Norske Limtreprodusenters Forening, 2015, p. 312.
- [20] *SINTEF - 520.055 Prosjektering og støping av vanntette betongkonstruksjoner*, 2015.
- [21] Store Norske Leksikon. (15.03.2017). *Pæler*. Available: <https://snl.no/pæler>
- [22] P. D. A. A. Rahman. *Bridge*. Available: <https://www.slideshare.net/illpa/bridge-1403689>
- [23] D. Child. *Choice of Abutments*. Available: <http://www.bridgedesign.org.uk/parts/abut.html>
- [24] AGOM. *Bridge Bearings*. Available: <http://agom.it/bridge-bearings/>
- [25] *NS-EN 1993-2:2006+NA:2009 - Eurokode 3 : prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2 : Bruer*, 2009.
- [26] Berg og Tunnel Anker Systemer AS. *Brulager*. Available: <https://www.b-tas.no/brulager>
- [27] Weland AS. (21.02.2017). *A-rister*. Available: <http://www.weland.no/?ID=GALLERDURK7>

- [28] Store Norske Leksikon. (22.02.2017). *Hulldekke-element*. Available: <https://snl.no/hulldekke-element>
- [29] SINTEF Byggforsk. (22.02). *SINTEF - Dekker av betong- og lettbetongelementer*. Available: <https://www.byggforsk.no/dokument/346>
- [30] Byggmakker. (22.02.2017). *Tre som materiale*. Available: <http://www.byggmakkerpluss.no/artikkel/104/Tre-som-materiale>
- [31] Fritzøe Engros. (27.03.2017). *Accoya*. Available: <http://www.fritzoengros.no/produkter/accoya/accoya-2/accoya-produktside>
- [32] Store norske leksikon. (2009, 03.03.2017). *Komposittmaterialer*. Available: <https://snl.no/komposittmaterialer>
- [33] Fiberline. (03.03.2017). *Materialekombinationer og tolerancer*. Available: <https://fiberline.dk/materialekombinationer-og-tolerancer>
- [34] Fiberline. (03.03.2017). *Kompositter generelt*. Available: <https://fiberline.dk/kompositter-generelt>
- [35] *NS 3232 - Rekkverk og håndlister*, 1990.
- [36] *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*, 1991.
- [37] *SINTEF - 536.112 Rekkverk*, 2016.
- [38] *NS 3510:2015 Sikkerhetsruter i byggverk. Krav til prosjektering og klasser for ulike bruksområder.*, 2015.
- [39] *NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 - Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*, 2009.
- [40] Store norske leksikon. (2009, 22.02.2017). *Fagverk*. Available: <https://snl.no/fagverk>
- [41] Den Norske Pelekomite, *Peleveiledningen 2012*. Norks Geoteknisk Forening, 2012, p. 315.
- [42] Spenneteknikk. (28.04.2017). *TENSA-GRIP fugesystem*. Available: <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/TENSA-GRIP.pdf>
- [43] *Håndbok R762 – Prosesskode 2 – Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier*, 2015.
- [44] Universitetet i Oslo. (2011, 30.03.2017). *Humus*. Available: <http://www.mn.uio.no/ibv/tjenester/kunnskap/plantefys/leksikon/h/humus.html>
- [45] KB Spenneteknikk AS. (08.03.2017). *TOBE FR4 potlager*. Available: <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/TobeFR4-norsk-24022011.pdf>
- [46] Metalliseringsverket. (30.03.2017). *Termisk Sprøyting*. Available: <http://www.metalliseringsverket.no/service-termisk-sproyting/>
- [47] PPG Industries. (2014, 03.04.2017). *NORSOK M-501 System Guide*. Available: <http://www.newguardcoatings.com/files/mydocs/InformationLeaflets/PPG-PMC-NORSOK-BROCHURE.pdf>
- [48] Jotun. (03.04.2017). *NORSOK Systems*. Available: <http://www.jotun.com/ww/en/b2b/technical-info/certificates-and-approvals/index.aspx>
- [49] *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 - Grunnlag for prosjektering*, 2016.
- [50] *NS-EN 1992-1-1:2004:+NA:2008 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*
- [51] Kommunal og moderniseringsdepartementet. (2010, 19.04.2017). *Forskrift om byggesak (byggesaksforskriften)*. Available: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2010-03-26-488>
- [52] Direktoratet for byggkvalitet. (19.04.2017). *Veiledning om byggesak*. Available: <https://www.fylkesmannen.no/PageFiles/166650/Rettleiing%20om%20iltaksklassar%20-%20SAK10%20C2%A7%209-4.pdf>
- [53] *NS 11001-1:2009 - Universell utforming av byggverk - Del 1: Arbeids- og publikumsbygninger*, 2009.

- [54] Fabeko. (07.04 2017). *Ny europeisk betongstandard*. Available: http://fabeko.no/assets/Ny_eur_betongstandard-juli_2004.pdf
- [55] Celsa Steel Service AS. *Kamstål B500NC*. Available: <http://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/kamstaal.pdf>
- [56] *NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 - Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 2: Bruer*.
- [57] *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 – Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer*, 2010.
- [58] *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Vindlast*, 1991.
- [59] Statens Vegvesen, *Håndbok N200 Vegbygging*. 2014.
- [60] Miljødirektoratet. (2017, 20.04.2017). *Temperaturøkning*. Available: <http://www.miljostatus.no/Temperaturøkning/>
- [61] *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging*, 2014.
- [62] Ø. Vollen, *Statikk og fasthetslære*. NKI-forlag, 2010.
- [63] Accoya. (27.03.2017). *Sustainability*. Available: <https://www.accoya.com/our-mission/sustainability/>
- [64] Jotun. (2017, 03.04.2017). *NORSOK – Coating system no. 1*. Available: http://cdn.jotun.com/images/NORSOK-Systems-No1-Mar-2017_tcm29-18016.pdf
- [65] Store Norske Leksikon. (06.04.2017). *Varmeledning*. Available: <https://snl.no/varmeledning>
- [66] Statens Vegvesen. (2016, 26.04.2017). *Optimal lengde på fugefrie bruer*. Available: http://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/Publikasjoner/Statens+vegvesens+rapporte+r/attachment/1361921?ts=154c3d2f8c0&download=true&fast_title=Optimal+lengde+p%C3%A5+fugefrie%C2%A0bruer%3A%C2%A0Etatsprogrammet+Varige+konstruksjoner+2012-2015
- [67] Nordfjord havn. (2017, 10.05.2017). *Cruiseliste 2017*. Available: <http://www.nordfjordhavn.no/no/dokumentbase/cruiseliste-2017>

VEDLEGG

Vedlegg A	FEM-Design rapport - Fagverk fastlager
Vedlegg B	FEM-Design rapport - Fagverk glidelager
Vedlegg C	FEM-Design rapport - Utkikspost
Vedlegg D	Beregninger i EUROCODE Express
Vedlegg E	Landkar
Vedlegg F	Kartdata
Vedlegg G	Tegninger
Vedlegg H	Opphavsrettsnotis – Norsk standard
Vedlegg I	Logg
Vedlegg J	Framdriftsrapporter
Vedlegg K	Møtereferat
Vedlegg L	Forprosjektrapport

Vedlegg A

FEM-Design – Fagverk med fastlager

Merknad: Dimensjoneringen i FEM-design blir gjort etter andreordensanalyse.

EDUCATIONAL VERSION

Project:

Gangbru i Olden

Designer:

Description:

Dimensjonering av fastlagret fagverk

Signature:

Date: 11.05.2017

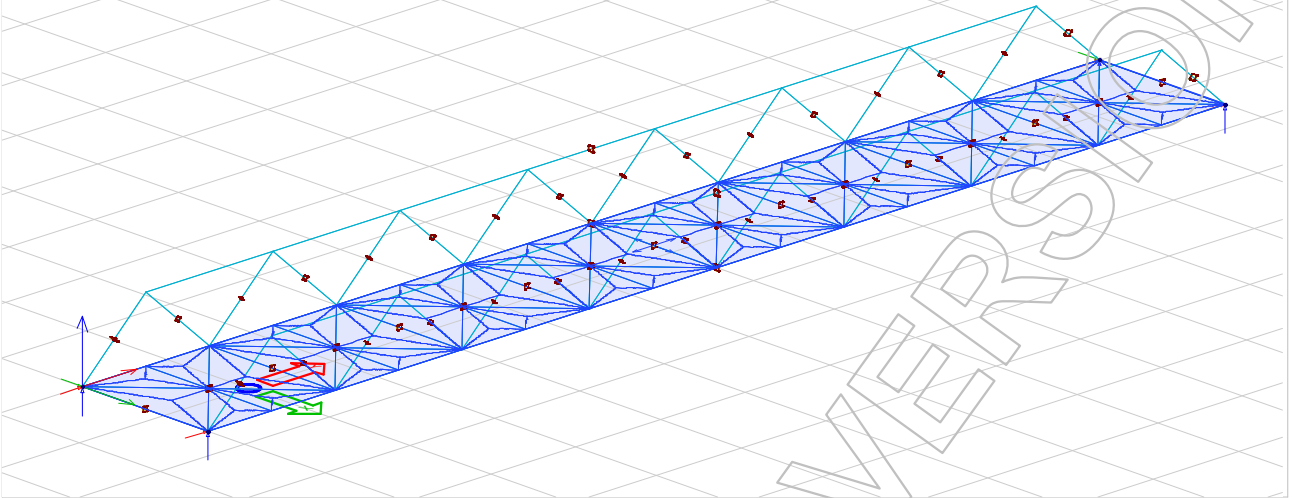
Page: 1 / 28

1 Modell	3
1.1 Geometri.....	3
1.2 Profiler.....	5
2 Laster	8
2.1 Lasttilfeller.....	8
2.1.1 Variable laster.....	9
2.1.2 Egenlast.....	11
2.2 Lastkombinasjoner.....	12
3 Resultater	13
3.1 Bruddgrensetilstanden.....	13
3.1.1 Opplagerkrefter.....	13
3.1.2 Normalkrefter.....	14
3.1.3 Momenter.....	15
3.1.4 Stabilitet.....	16
3.1.5 Kapasitetsutnyttelse og beregninger.....	18
3.2 Bruksgrensetilstanden.....	28
3.2.1 Nedbøying.....	28

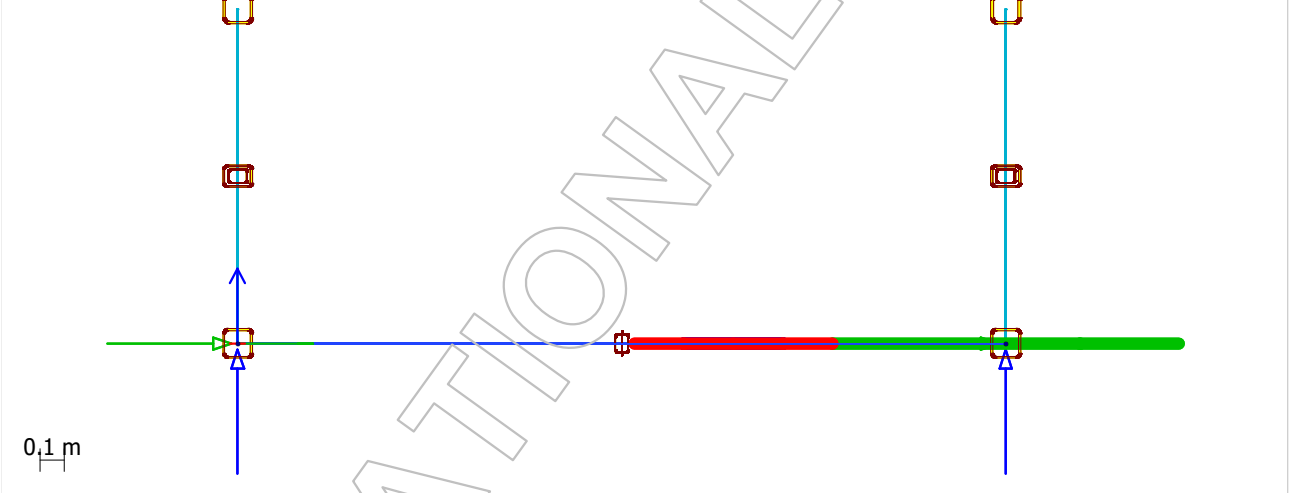
1 Modell

1.1 Geometri

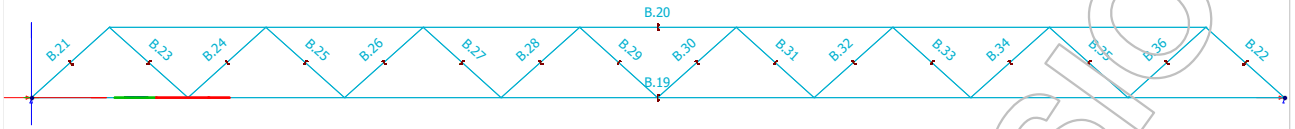
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian)



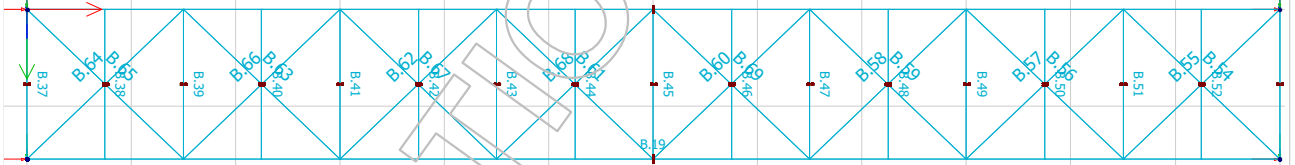
Eurocode (NA: Norwegian)



1 m

asd

Eurocode (NA: Norwegian)



1.2 Profiler

Beams

ID	Material	Section, start	Section, end
[-]	[-]	[-]	[-]
B.1.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.2.1	S 355	KKR 120x120x10	KKR 120x120x10
B.3.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.4.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.5.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.6.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.7.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.8.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.9.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.10.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.11.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.12.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.13.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.14.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.15.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.16.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.17.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.18.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.19.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.20.1	S 355	KKR 120x120x10	KKR 120x120x10
B.21.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.22.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.23.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.24.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.25.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.26.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.27.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.28.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.29.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.30.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.31.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.32.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.33.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.34.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.35.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.36.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.37.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.38.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.39.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.40.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.41.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.42.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.43.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.44.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.45.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.46.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6

ID	Material	Section, start	Section, end
[-]	[-]	[-]	[-]
B.47.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.48.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.49.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.50.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.51.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.52.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.53.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.54.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.55.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.56.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.57.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.58.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.59.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.60.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.61.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.62.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.63.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.64.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.65.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.66.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.67.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.68.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.69.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6

Point support groups

ID	x	y	z	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
S.1	0.000	24.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.2	3.100	24.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.3	0.000	0.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.4	3.100	0.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10

Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.	Type
[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-

Disconn.
No
No
No
No

2 Laster

2.1 Lasttilfeller

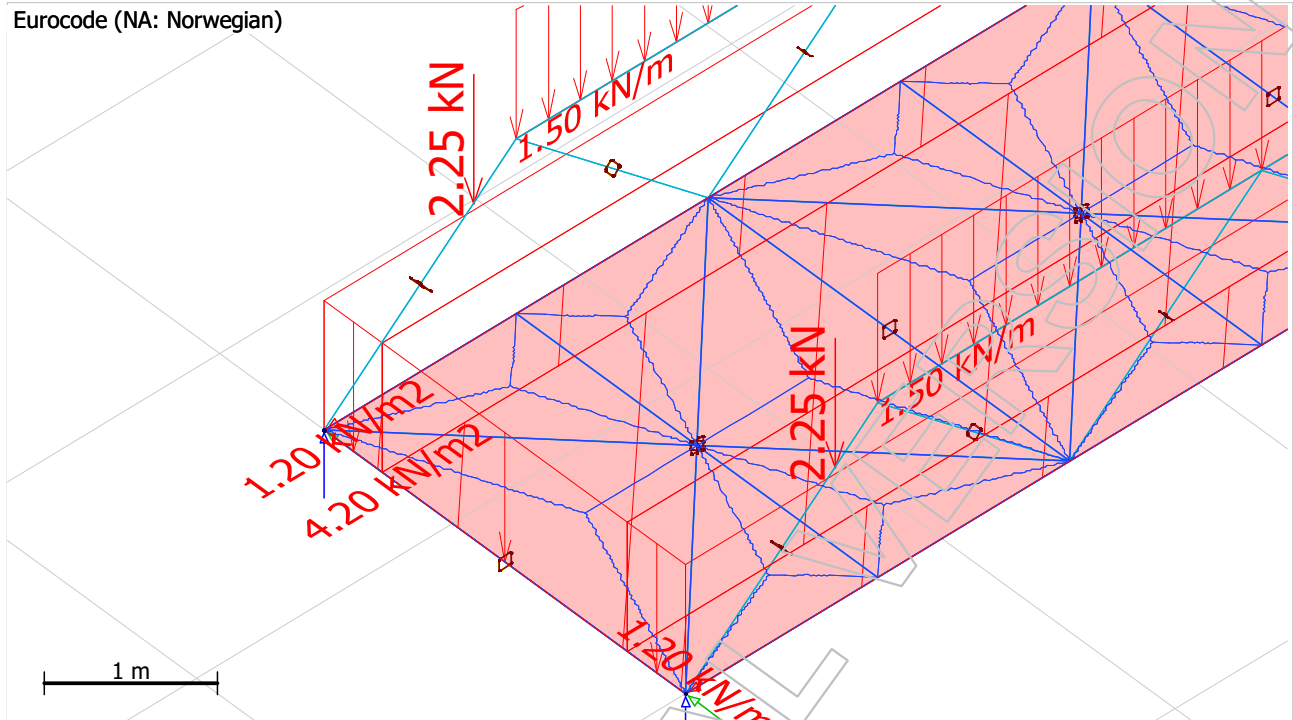
Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Trafikklast, vertikal rekkverklast	Ordinary	Medium-term
2	Trafikklast, horisontal rekkverklast	Ordinary	Medium-term
3	Snølast	Ordinary	Medium-term
4	Egenvekt	+Struc. dead load	Permanent
5	Vindlast	Ordinary	Medium-term

2.1.1 Variable laster

Trafikklast, vertikal rekkverklast

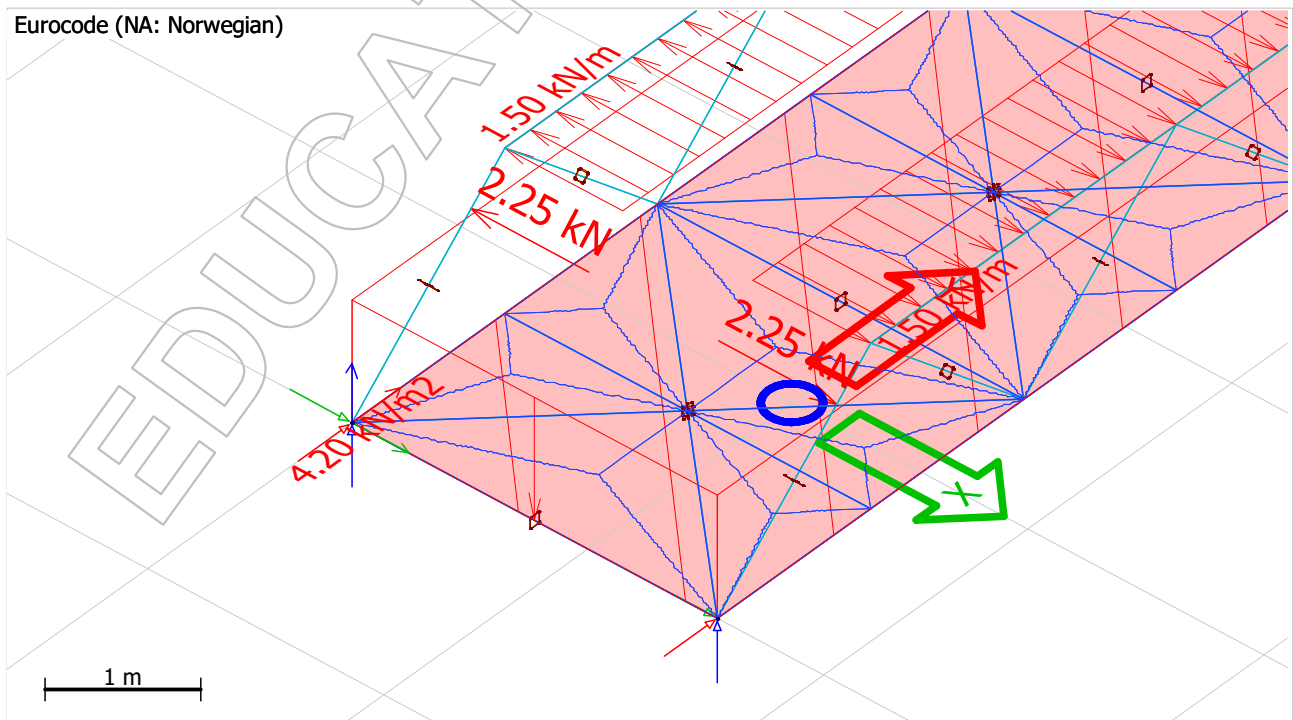
Eurocode (NA: Norwegian)



Overbygningen belastes med en jevnt fordelt last som følge av gang- og sykkeltrafikk, denne lasten blir 4,2 kN/m². Gangbrua skal også belastes med en rekkverklast som opptrer på toppen av rekkverket, horisontalt eller vertikalt, på 1,5 kN/m². Flatelasten og den horisontale rekkverklasten vil opptre samtidig. Når flatelasten opptre samtidig som den vertikale rekkverklasten blir flatelasten redusert med 1,5 kN/m², 0,5 meter langs rekkverket inn mot midten siden disse to lastene umulig kan opptre samtidig.

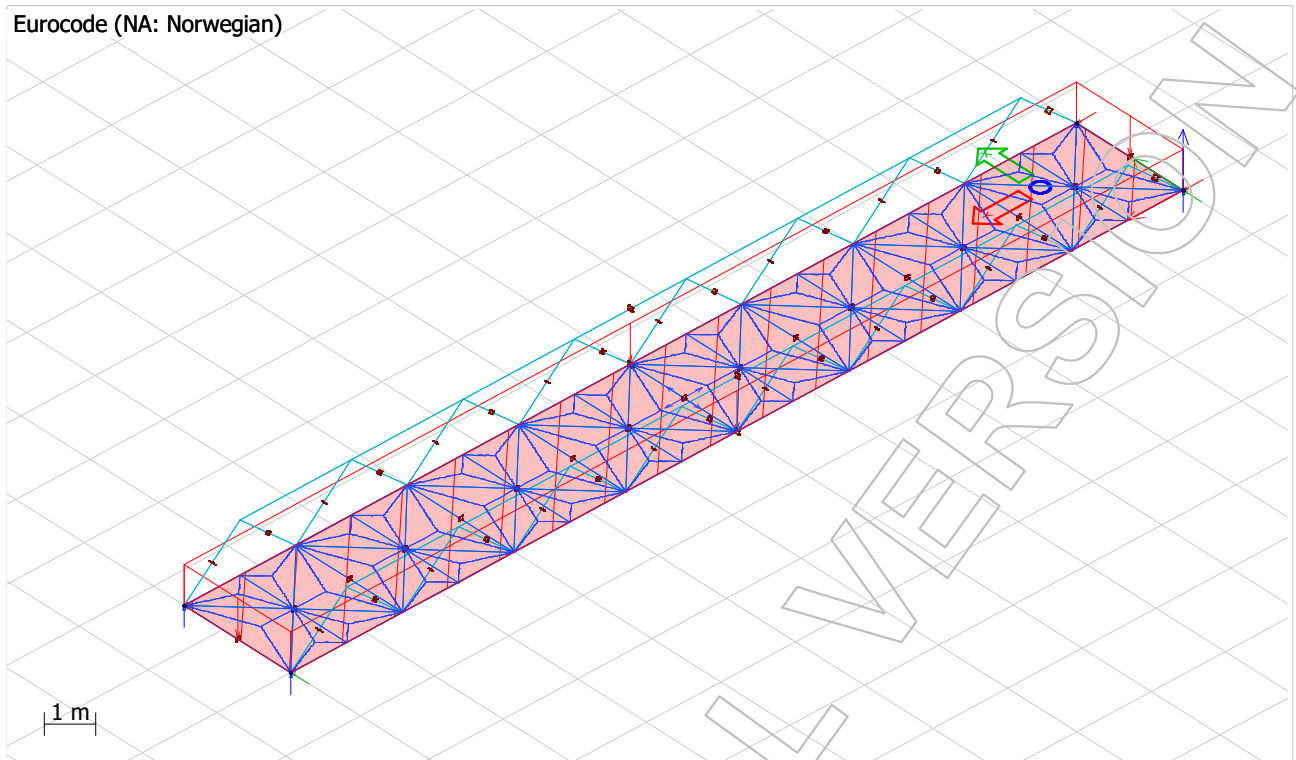
Trafikklast, horisontal rekkverklast

Eurocode (NA: Norwegian)



Snølast

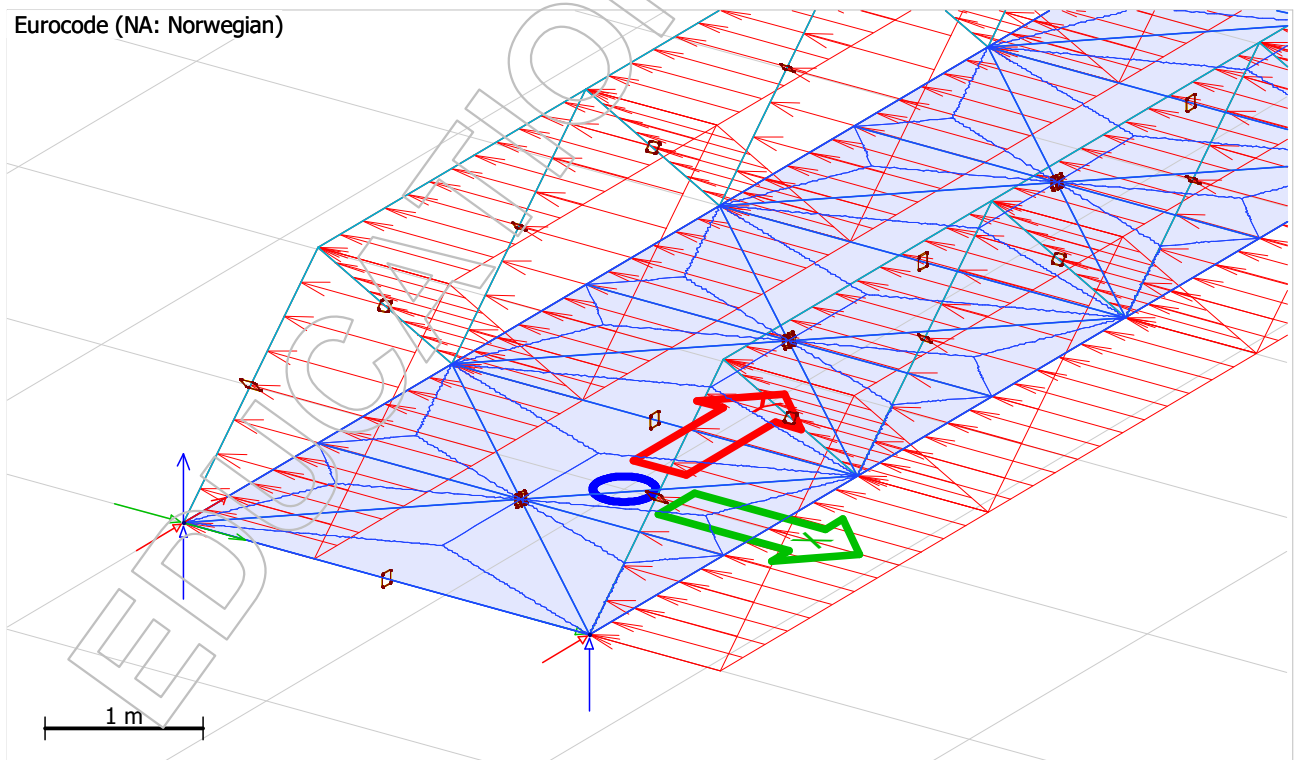
Eurocode (NA: Norwegian)



Snølasten er satt til 3,5 kN/m² og blir fordelt over hele dekket.

Vindlast

Eurocode (NA: Norwegian)

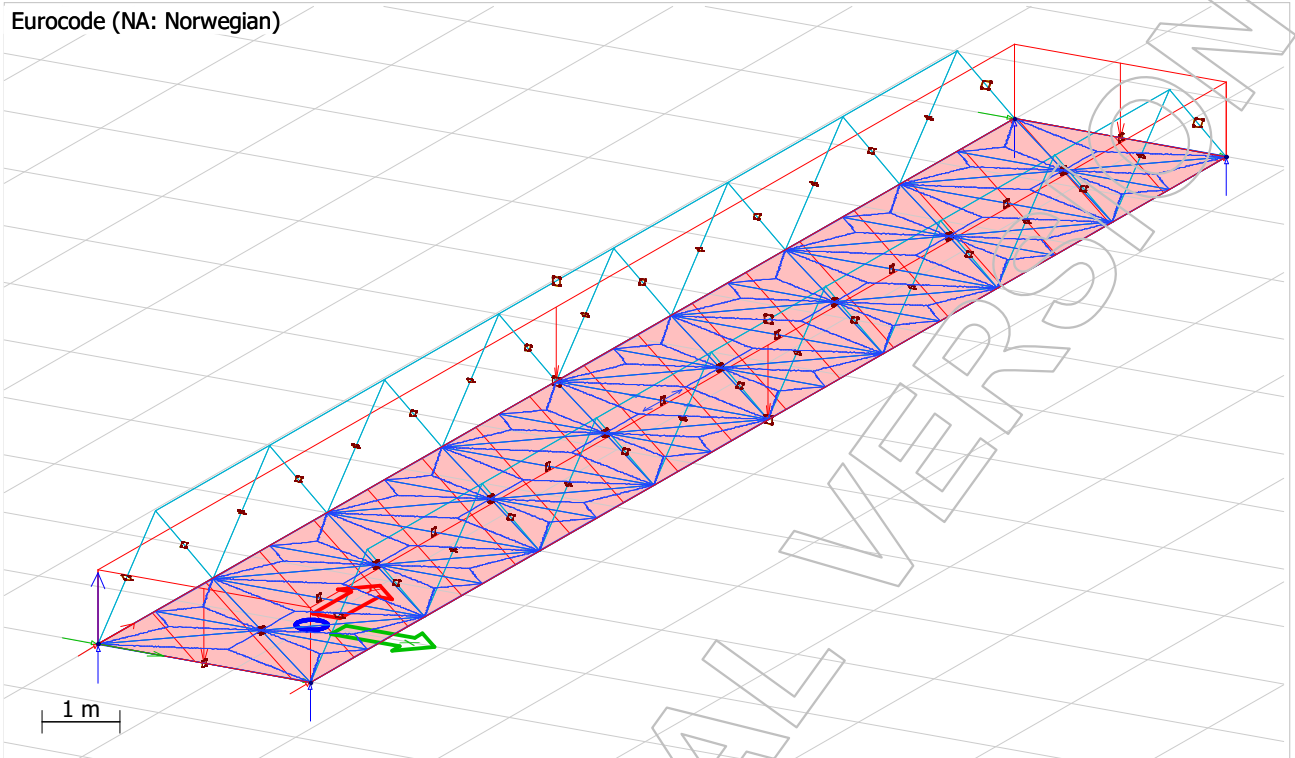


På fagverksseksjonene blir vindlasten plassert som en linjelast på staver og gurter. Denne vindlasten er beregnet til å være 0,982 kN/m fagverk.

2.1.2 Egenlast

Egenlast

Eurocode (NA: Norwegian)



Egenvekten blir automatisk beregnet. Gangbroer med spennvidde på mindre enn 200m må i tillegg belastes med minimum 2 kN/m² dekkelast.

2.2 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.945	Trafikklast, horisontal rekkverklast
2	LC1.2ULs	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast, vertikal rekkverklast
3	LC4ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast
			1.050	Snølast
4	LC6ULS	Ultimate	1.202	Egenvekt+Struc. dead load
			1.600	Vindlast
			1.050	Snølast
5	LC8ULS	Ultimate	1.202	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast
			1.500	Snølast
6	LC9ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast, horisontal rekkverklast
7	LC10ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast, vertikal rekkverklast
8	LC1SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast, horisontal rekkverklast
9	LC1.2SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast, vertikal rekkverklast
10	LC4SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.600	Snølast
			0.000	Vindlast
11	LC6SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.600	Vindlast
			0.200	Snølast
12	LC1ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, horisontal rekkverklast
13	LC1.2ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
14	LC4ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Vindlast
			0.700	Snølast
15	LC6ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Vindlast
			1.000	Snølast
16	LC7ScLS - Karakteristisk trafikklast	Characteristic	1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
17	LC4SqLS - Karakteristisk egenlast	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load

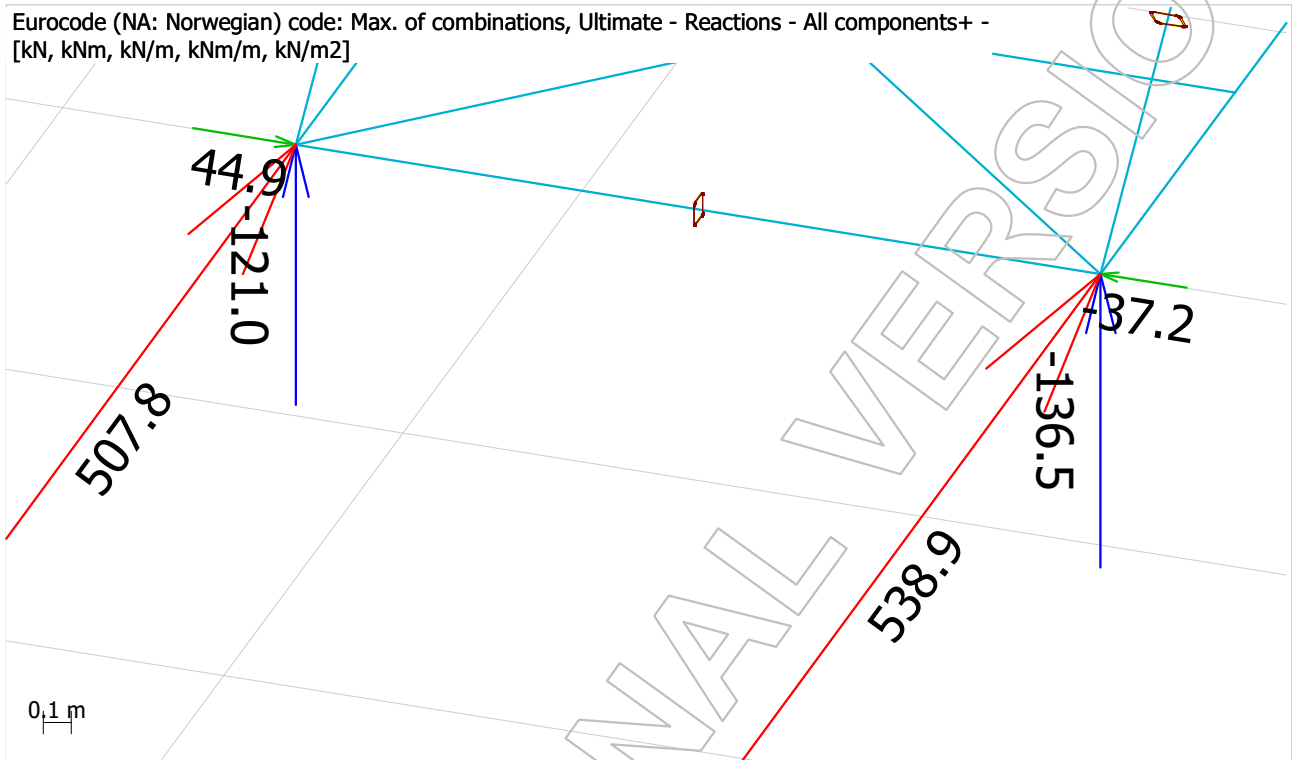
3 Resultater

3.1 Bruddgrensetilstanden

3.1.1 Opplagerkrefter

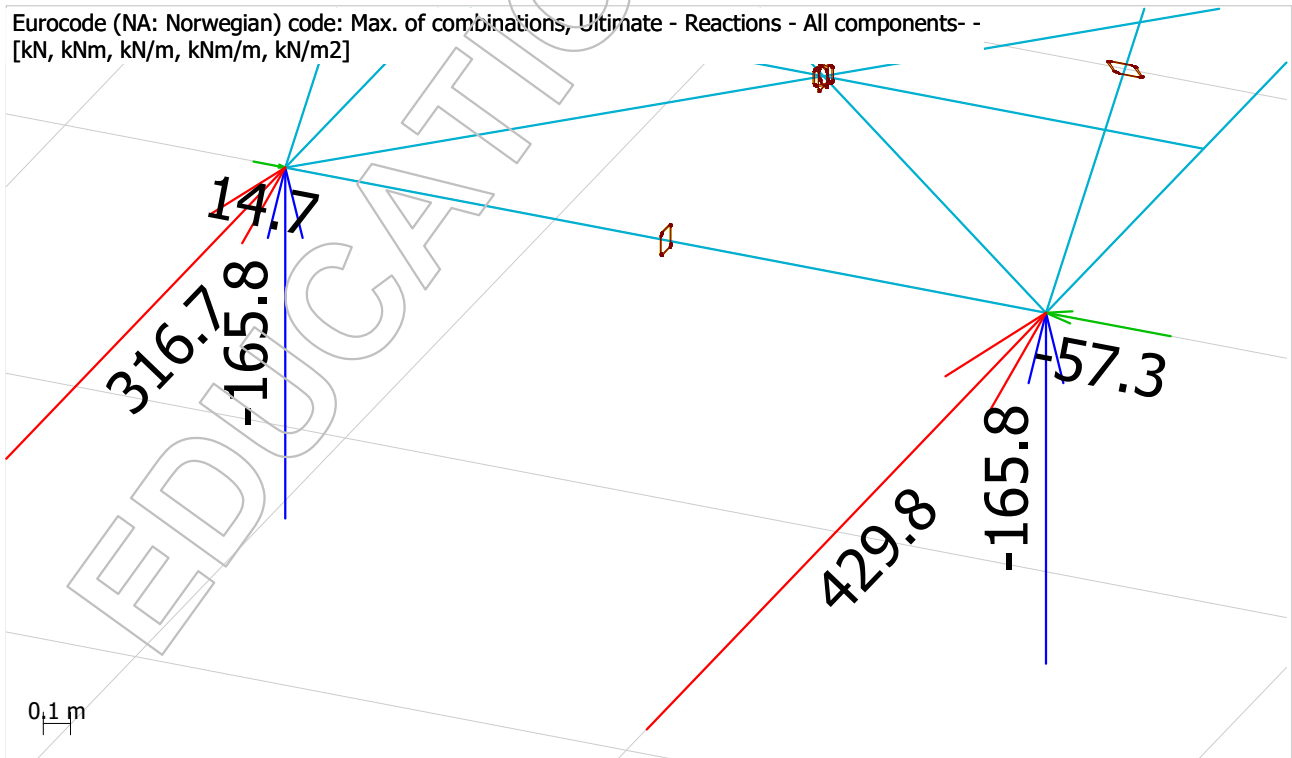
Opplagerkrefter, fastlager (+)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Opplagerkrefter, fastlager (-)

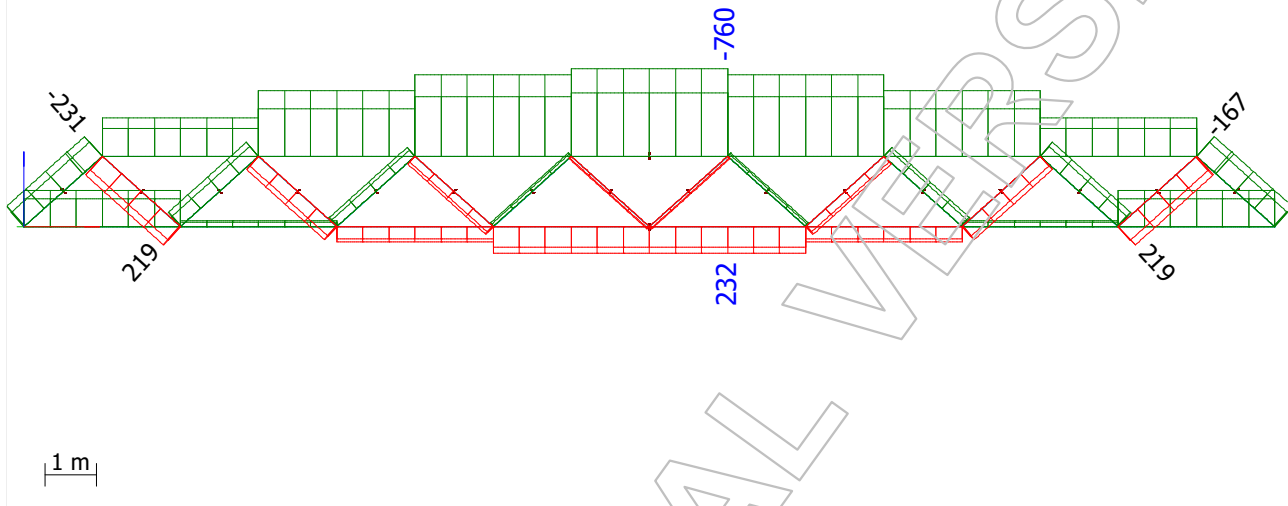
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components- -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



3.1.2 Normalkrefter

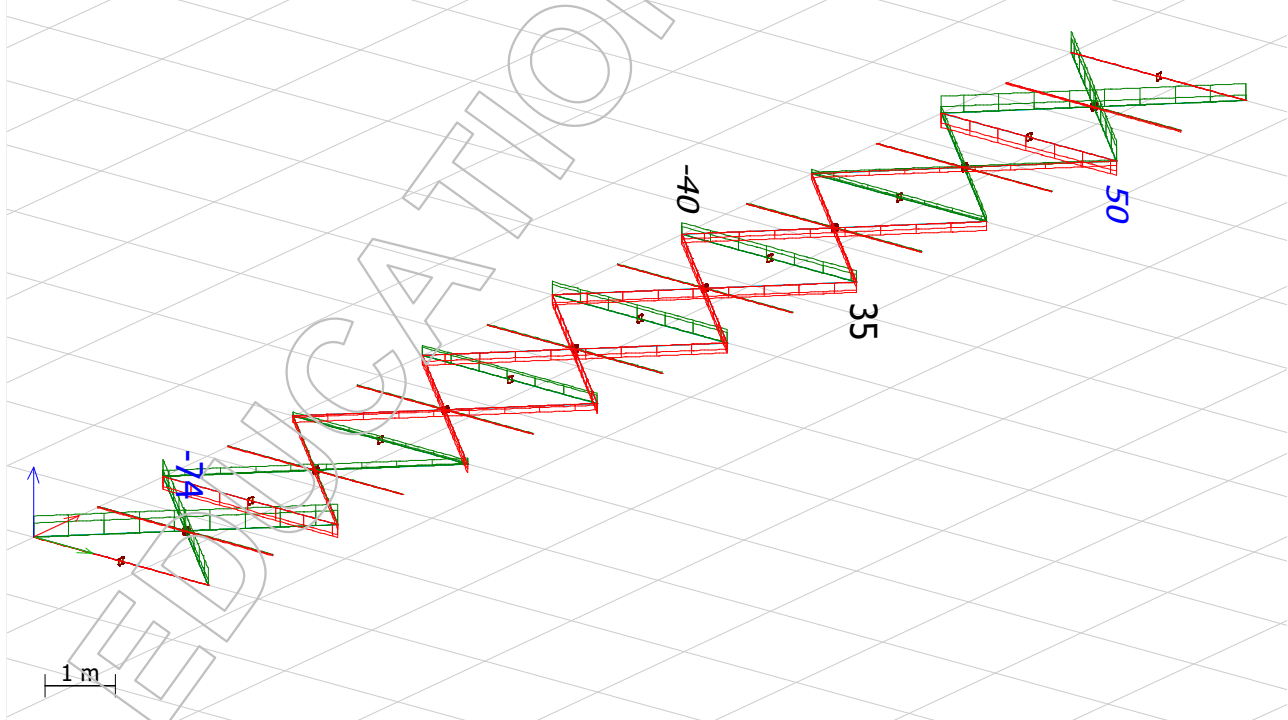
Normalkrefter, fagverk (+/-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - N (+/-) - Graph - [kN]



Normalkrefter, dekke (+/-)

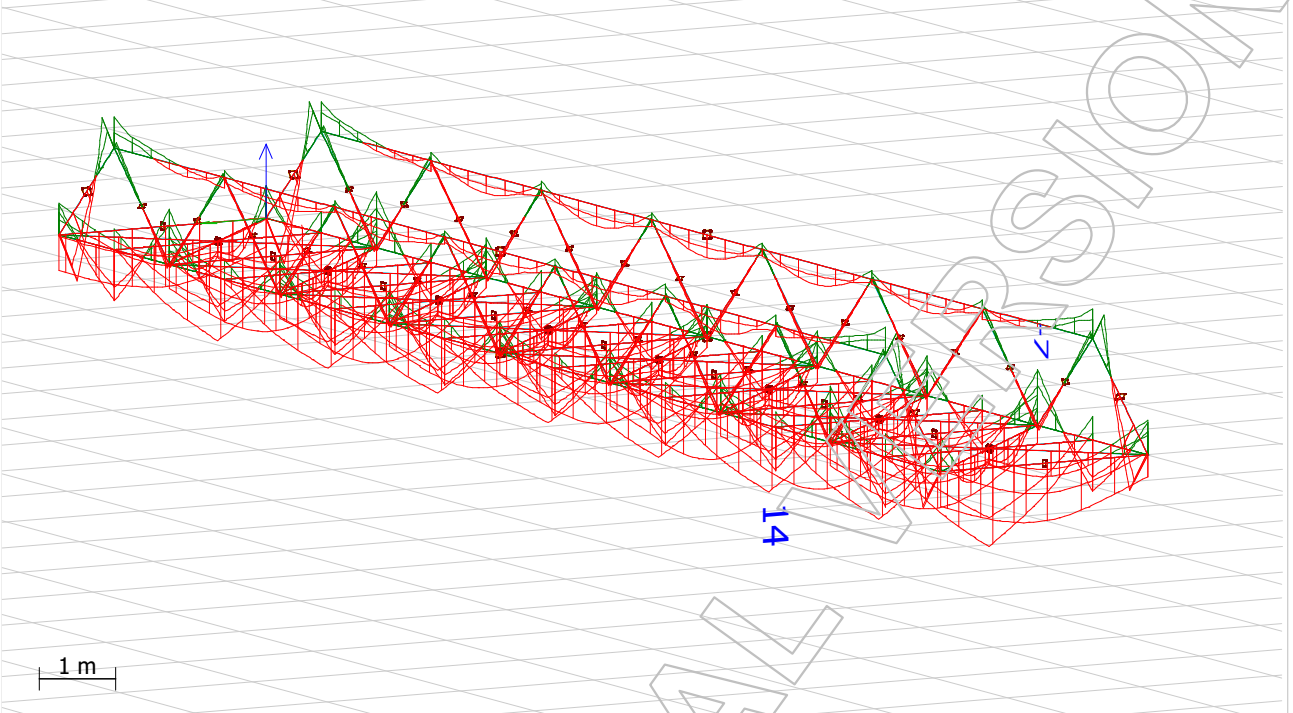
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - N (+/-) - Graph - [kN]



3.1.3 Momenter

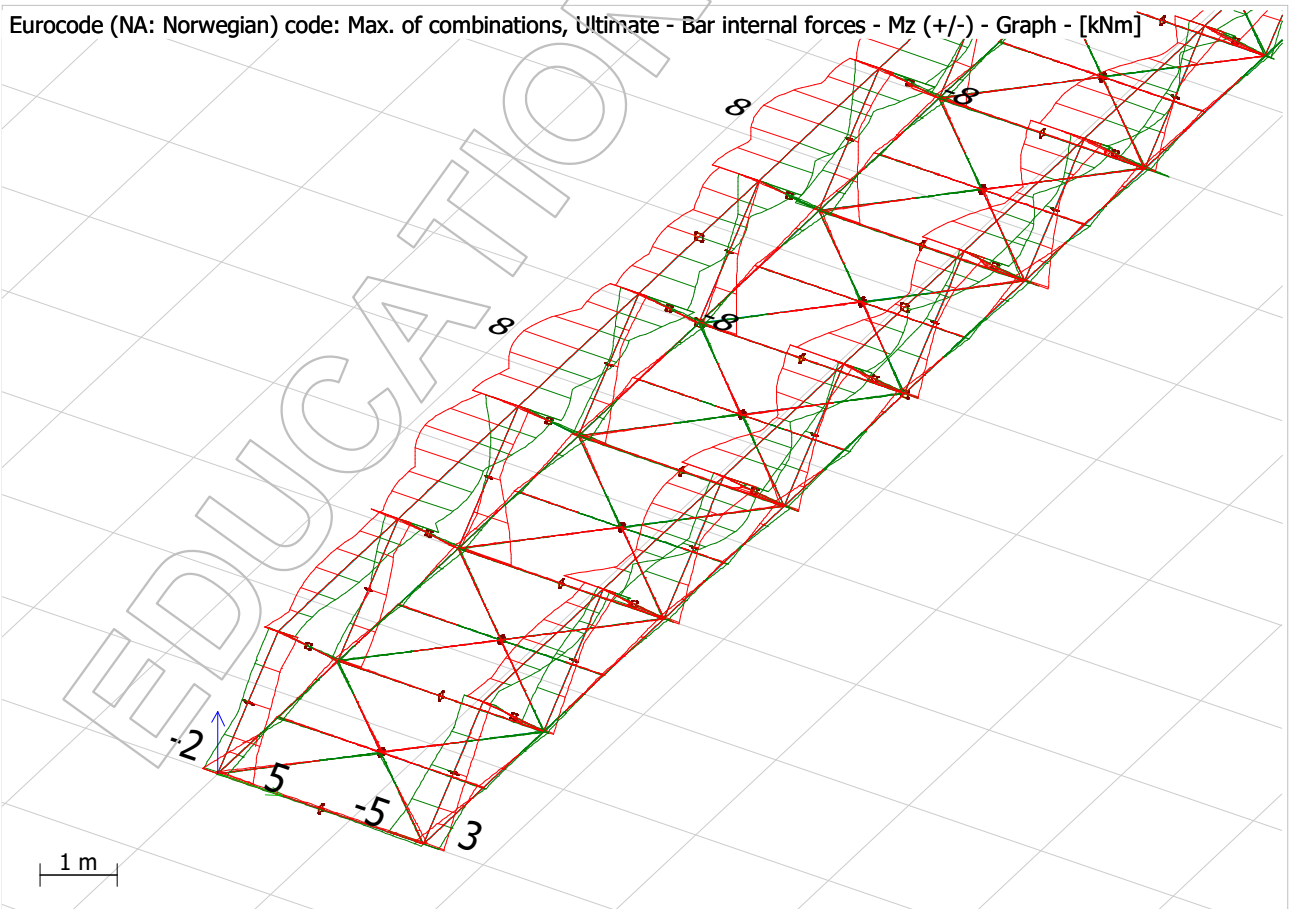
Moment M_y (+/-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - M_y' (+/-) - Graph - [kNm]



Moment M_z (+/-)

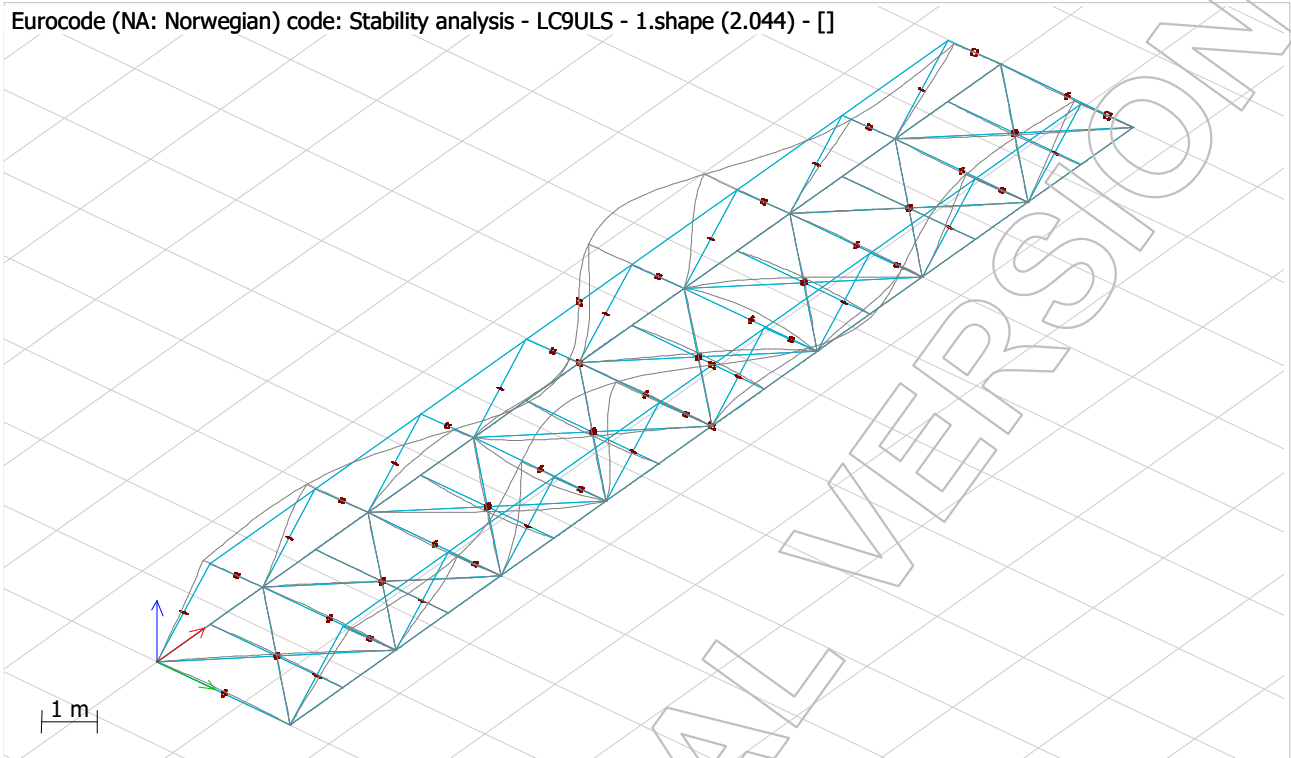
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - M_z (+/-) - Graph - [kNm]



3.1.4 Stabilitet

Stabilitet

Eurocode (NA: Norwegian) code: Stability analysis - LC9ULS - 1.shape (2.044) - []



Lastkombinasjon 6 gir laveste stabilitetsfaktor, som er 2,044. Forskyvning av overgurten vil være utløsende tilfelle for kollaps dersom broen overbelastes.

Critical parameters

Comb	Shape	Critical param.
LC1ULS	1	2.390
	2	2.400
	3	2.460
	4	2.469
	5	3.326
LC1.2ULs	1	2.380
	2	2.390
	3	2.452
	4	2.460
	5	3.341
LC4ULS	1	2.428
	2	2.436
	3	2.624
	4	2.634
	5	3.455
LC6ULS	1	2.526
	2	2.535
	3	2.829

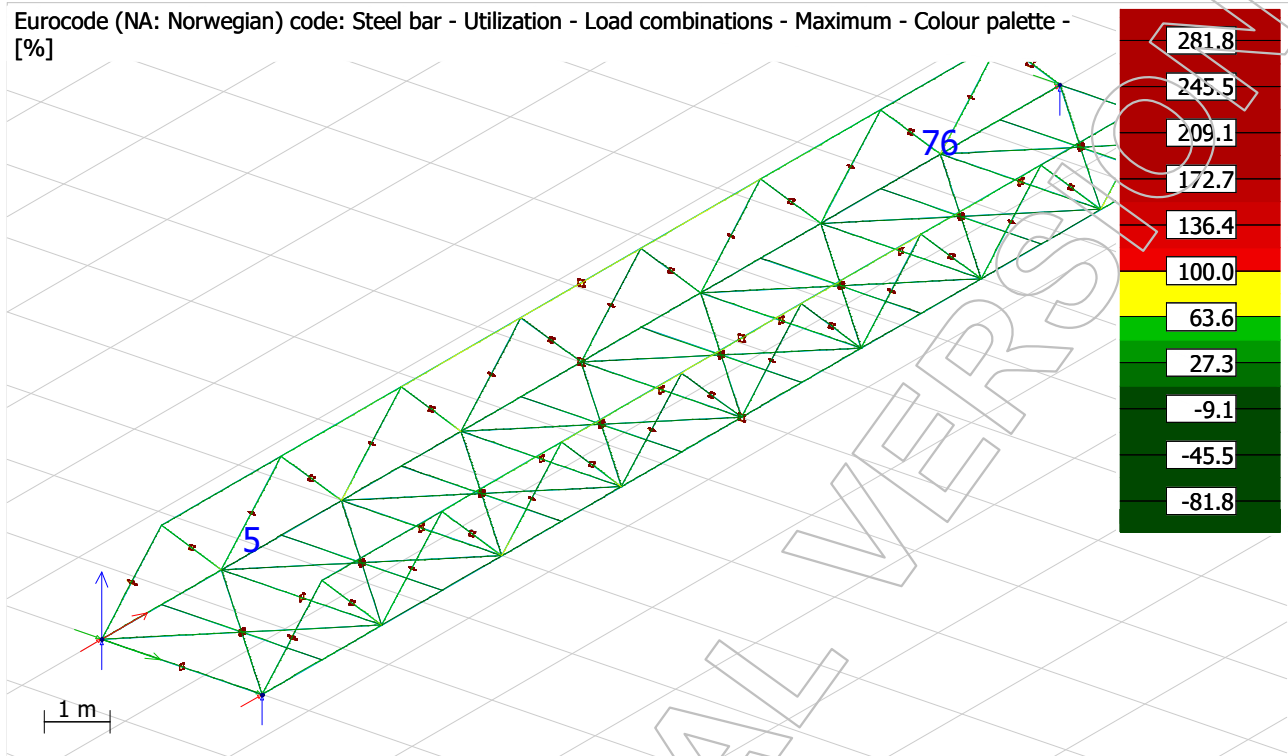
Comb	Shape	Critical param.
LC8ULS	4	2.839
	5	3.594
	1	2.103
	2	2.111
	3	2.253
LC9ULS	4	2.261
	5	2.993
	1	2.044
	2	2.052
	3	2.104
LC10ULS	4	2.111
	5	2.845
	1	2.027
	2	2.035
	3	2.088
	4	2.095
	5	2.843

EDUCATIONAL

3.1.5 Kapasitetsutnyttelse og beregninger

Kapasitetsutnyttelse

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]



Max. of load combinations, Bar, Utilization

Member	Section	Status	Maximum	Combination
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
B.1.1	KKR 120x120x8	Real	45	LC8ULS
B.2.1	KKR 120x120x10	Real	70	LC8ULS
B.3.1	KKR 120x120x8	Real	46	LC9ULS
B.4.1	KKR 120x120x8	Real	52	LC9ULS
B.5.1	KKR 80x80x6	Real	64	LC9ULS
B.6.1	KKR 80x80x6	Real	54	LC9ULS
B.7.1	KKR 80x80x6	Real	66	LC9ULS
B.8.1	KKR 80x80x6	Real	74	LC9ULS
B.9.1	KKR 80x80x6	Real	75	LC9ULS
B.10.1	KKR 80x80x6	Real	37	LC9ULS
B.11.1	KKR 80x80x6	Real	35	LC9ULS
B.12.1	KKR 80x80x6	Real	46	LC9ULS
B.13.1	KKR 80x80x6	Real	45	LC9ULS
B.14.1	KKR 80x80x6	Real	57	LC1ULS
B.15.1	KKR 80x80x6	Real	58	LC1ULS
B.16.1	KKR 80x80x6	Real	54	LC9ULS
B.17.1	KKR 80x80x6	Real	59	LC9ULS
B.18.1	KKR 80x80x6	Real	76	LC9ULS
B.19.1	KKR 120x120x8	Real	43	LC9ULS
B.20.1	KKR 120x120x10	Real	70	LC9ULS
B.21.1	KKR 120x120x8	Real	46	LC9ULS
B.22.1	KKR 120x120x8	Real	52	LC9ULS
B.23.1	KKR 80x80x6	Real	64	LC9ULS
B.24.1	KKR 80x80x6	Real	54	LC9ULS

Member	Section	Status	Maximum	Combination
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
B.25.1	KKR 80x80x6	Real	66	LC9ULS
B.26.1	KKR 80x80x6	Real	73	LC9ULS
B.27.1	KKR 80x80x6	Real	74	LC9ULS
B.28.1	KKR 80x80x6	Real	37	LC9ULS
B.29.1	KKR 80x80x6	Real	35	LC9ULS
B.30.1	KKR 80x80x6	Real	46	LC9ULS
B.31.1	KKR 80x80x6	Real	45	LC9ULS
B.32.1	KKR 80x80x6	Real	56	LC1ULS
B.33.1	KKR 80x80x6	Real	57	LC1ULS
B.34.1	KKR 80x80x6	Real	55	LC9ULS
B.35.1	KKR 80x80x6	Real	59	LC9ULS
B.36.1	KKR 80x80x6	Real	75	LC9ULS
B.37.1	KKR 100x100x6	Real	33	LC10ULS
B.38.1	KKR 100x100x6	Real	53	LC10ULS
B.39.1	KKR 100x100x6	Real	46	LC8ULS
B.40.1	KKR 100x100x6	Real	52	LC8ULS
B.41.1	KKR 100x100x6	Real	44	LC8ULS
B.42.1	KKR 100x100x6	Real	50	LC8ULS
B.43.1	KKR 100x100x6	Real	44	LC10ULS
B.44.1	KKR 100x100x6	Real	50	LC10ULS
B.45.1	KKR 100x100x6	Real	49	LC10ULS
B.46.1	KKR 100x100x6	Real	52	LC10ULS
B.47.1	KKR 100x100x6	Real	52	LC10ULS
B.48.1	KKR 100x100x6	Real	55	LC10ULS
B.49.1	KKR 100x100x6	Real	48	LC10ULS
B.50.1	KKR 100x100x6	Real	54	LC10ULS
B.51.1	KKR 100x100x6	Real	46	LC8ULS
B.52.1	KKR 100x100x6	Real	53	LC8ULS
B.53.1	KKR 100x100x6	Real	32	LC8ULS
B.54.1	KKR 80x80x6	Real	45	LC9ULS
B.55.1	KKR 80x80x6	Real	45	LC9ULS
B.56.1	KKR 80x80x6	Real	28	LC9ULS
B.57.1	KKR 80x80x6	Real	28	LC9ULS
B.58.1	KKR 80x80x6	Real	28	LC9ULS
B.59.1	KKR 80x80x6	Real	28	LC8ULS
B.60.1	KKR 80x80x6	Real	31	LC9ULS
B.61.1	KKR 80x80x6	Real	35	LC9ULS
B.62.1	KKR 80x80x6	Real	31	LC9ULS
B.63.1	KKR 80x80x6	Real	29	LC9ULS
B.64.1	KKR 80x80x6	Real	42	LC9ULS
B.65.1	KKR 80x80x6	Real	42	LC9ULS
B.66.1	KKR 80x80x6	Real	29	LC9ULS
B.67.1	KKR 80x80x6	Real	31	LC9ULS
B.68.1	KKR 80x80x6	Real	35	LC9ULS
B.69.1	KKR 80x80x6	Real	31	LC9ULS

Beregning av overgurt

B.2.1 Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

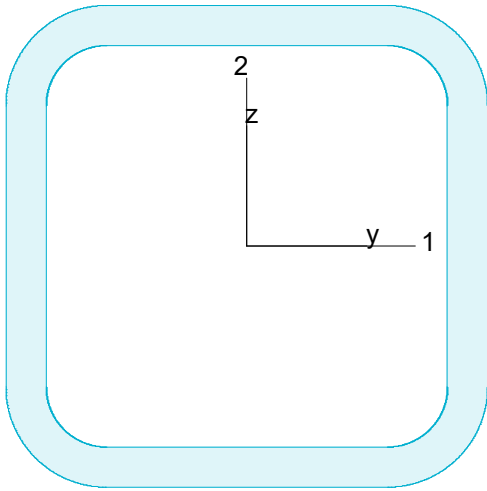
$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 120x120x10



$$A = 4057 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 7.768e+06 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon = 0.81$$

$$I_z = 7.768e+06 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 7.768e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 7.768e+06 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 1.618e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 1.618e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 1.295e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 1.295e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 44 \text{ mm}$$

$$i_2 = 44 \text{ mm}$$

$$I_t = 1.378e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 3.500e+07 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC8ULS', $x = 12000 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{2028 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 395.93 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{6.35}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 383.04 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{7.72}{383.04} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC10ULS', $x = 15000 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{2028 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 395.93 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{6.71}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 382.31 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{6.55}{382.31} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'LC9ULS', $x = 2850$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$T_{\max, \text{unit}} = 4.95 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max, \text{unit}}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 4.95} = 39.45 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{3.07}{39.45} = 0.08 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'LC8ULS', $x = 13500$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1, \text{Ed}} = 1.50 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 191.52 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2, \text{Ed}} = 1.88 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 191.52 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} + \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{2, \text{Rd}}} = \frac{707.21}{1371.53} + \frac{1.91}{54.71} + \frac{8.34}{54.71} = 0.70 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'LC10ULS', $x = 0$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 7.768e+06}{(1.00 \cdot 3000)^2} = 1788.92 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (1.27 \cdot 60 - 0.75 \cdot 0) = 76.44 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$
$$= 4.41 \cdot 1.789e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{3.500e+07}{7.768e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.378e+07}{1.789e+06} + 76.44^2 \right]^{0.5} - 76.44 \right\} =$$
$$= 5655.86 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{161816 \cdot 355}{5.656e+09}} = 0.10$$

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$
$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.10 - 0.2) + 0.10^2 \right] = 0.47$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.10^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 161816 \frac{355}{1.05} = 54.71 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{3.93}{54.71} = 0.07 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LC8ULS', $x = 13500$ mm

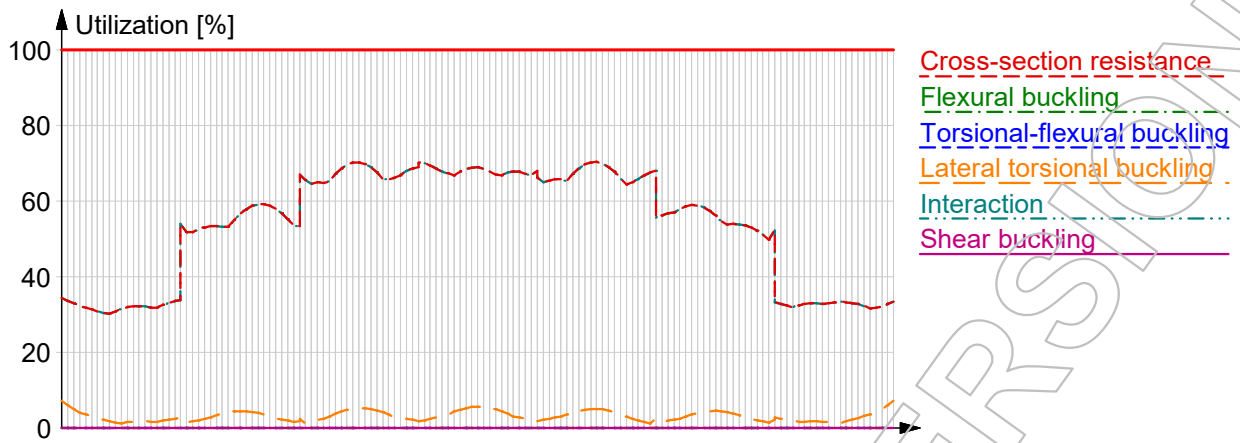
Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{707.21}{1371.53} + \frac{1.91}{54.71} + \frac{8.34}{54.71} = 0.70 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{100}{10} = 10.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary



Beregning av stav

B.18.1 Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

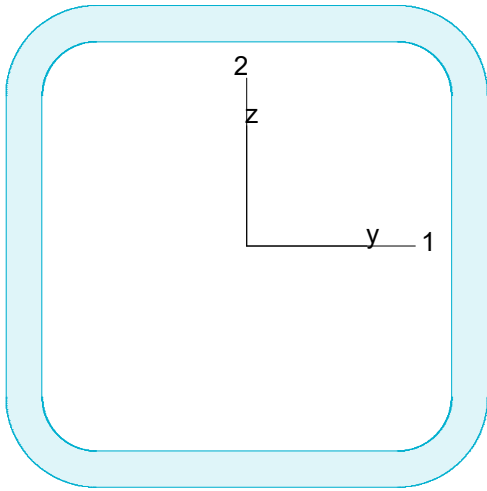
$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 80x80x6



$$A = 1652 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 1.442e+06 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon = 0.81$$

$$I_z = 1.442e+06 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 1.442e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 1.442e+06 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 4.454e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 4.454e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 3.605e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 3.605e+04 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 30 \text{ mm}$$

$$i_2 = 30 \text{ mm}$$

$$I_t = 2.521e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 2.731e+06 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC9ULS', $x = 0 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{826 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 161.27 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{15.75}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 148.26 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{4.08}{148.26} = 0.03 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC9ULS', $x = 2018 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{826 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 161.27 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{15.75}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 148.26 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{2.40}{148.26} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7LC: 'LC9ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1 $T_{\max, \text{unit}} = 17.85 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max, \text{unit}}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 17.85} = 10.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{0.88}{10.93} = 0.08 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2LC: 'LC9ULS', $x = 0$ mmClass_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1, \text{Ed}} = 4.08 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 74.13 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2, \text{Ed}} = 2.15 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 74.13 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} + \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{2, \text{Rd}}} = \frac{219.15}{558.66} + \frac{0.67}{15.06} + \frac{4.82}{15.06} = 0.76 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'LC8ULS', $x = 2018$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 1.442e+06}{(1.00 \cdot 2018)^2} = 733.85 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.06 \cdot -40 - 2.64 \cdot 0) = -2.55 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$
$$= 2.75 \cdot 7.339e+05 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.731e+06}{1.442e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 2.521e+06}{7.339e+05} + (-2.55)^2 \right]^{0.5} - (-2.55) \right\} =$$
$$= 1067.38 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{44538 \cdot 355}{1.067e+09}} = 0.12$$

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$
$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.12 - 0.2) + 0.12^2 \right] = 0.48$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.12^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 44538 \cdot \frac{355}{1.05} = 15.06 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{1.02}{15.06} = 0.07 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LC9ULS', $x = 0$ mm

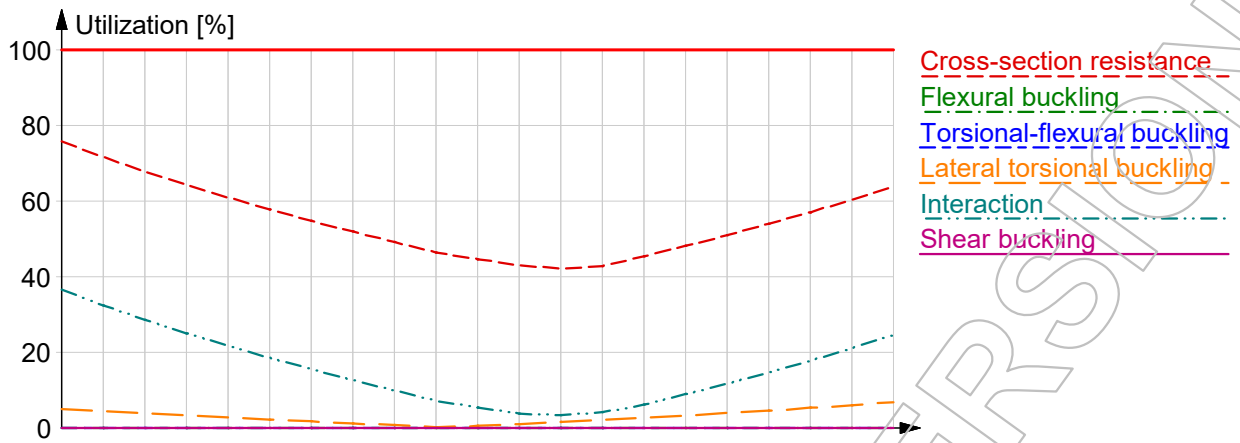
Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.00}{558.66} + \frac{0.67}{15.06} + \frac{4.82}{15.06} = 0.36 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{68}{6} = 11.3 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary

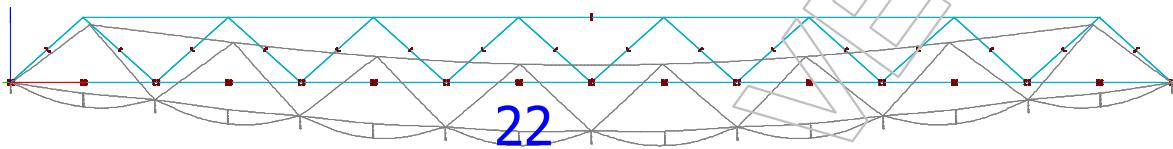


3.2 Bruksgrensetilstanden

3.2.1 Nedbøying

Nedbøying, karakteristisk egenlast

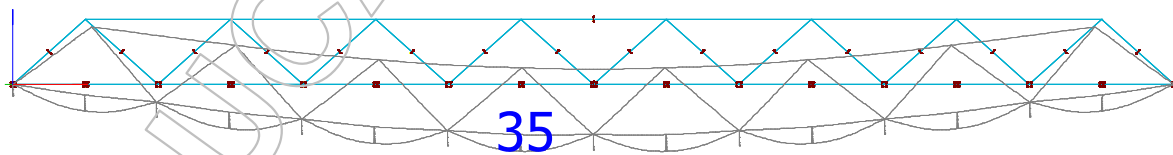
Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC4SqLS - Karakteristisk egenlast - Displacements - Graph - [mm]



1 m

Nedbøying, karakteristisk trafikklast

Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC7ScLS - Karakteristisk trafikklast - Displacements - Graph - [mm]



1 m

Vedlegg B

FEM-Design – Fagverk med glidelager

Merknad: Dimensjonering i FEM-design blir gjort etter andreordensanalyse.

EDUCATIONAL VERSION

Project:

Gangbru i Olden

Designer:

Description:

Overbygning, fagverk med glidealger

Signature:

Date: 11.05.2017

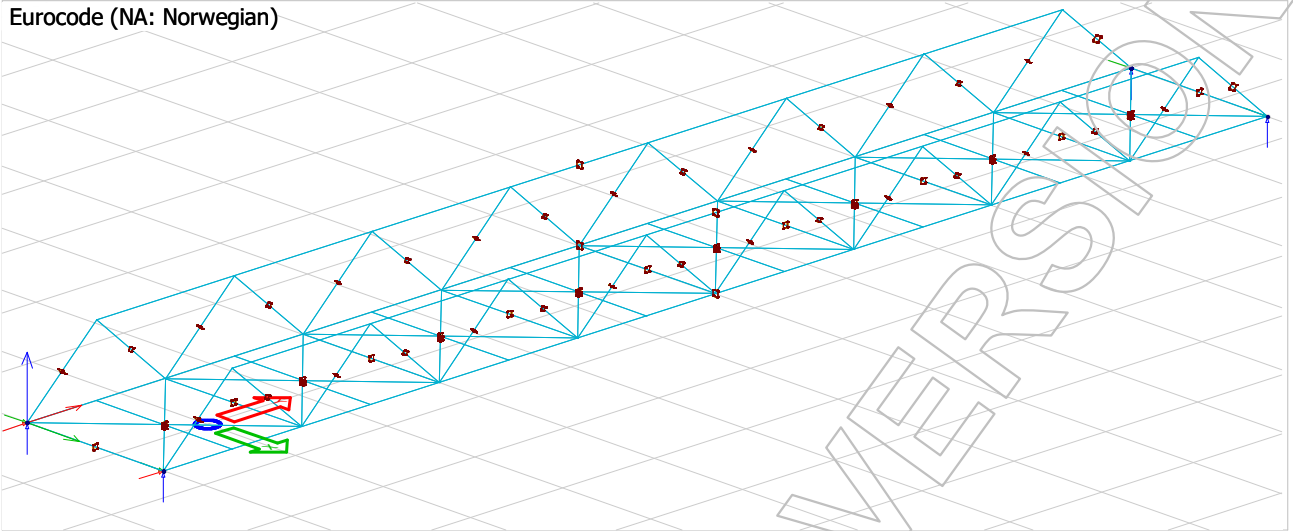
Page: 1 / 30

1 Modell.....	3
1.1 Geometri.....	3
1.2 Profiler.....	5
2 Laster.....	8
2.1 Lasttilfeller.....	8
2.1.1 Variable laster.....	9
2.1.2 Egenlast.....	12
2.2 Lastkombinasjoner.....	13
3 Resultater.....	15
3.1 Bruddgrensetilstanden.....	15
3.1.1 Opplagerkrefter.....	15
3.1.2 Normalkrefter.....	16
3.1.3 Momenter.....	17
3.1.4 Stabilitet.....	18
3.1.5 Kapasitetsutnyttelse og beregninger.....	20
3.2 Bruksgrensetilstanden.....	30
3.2.1 Nedbøying.....	30

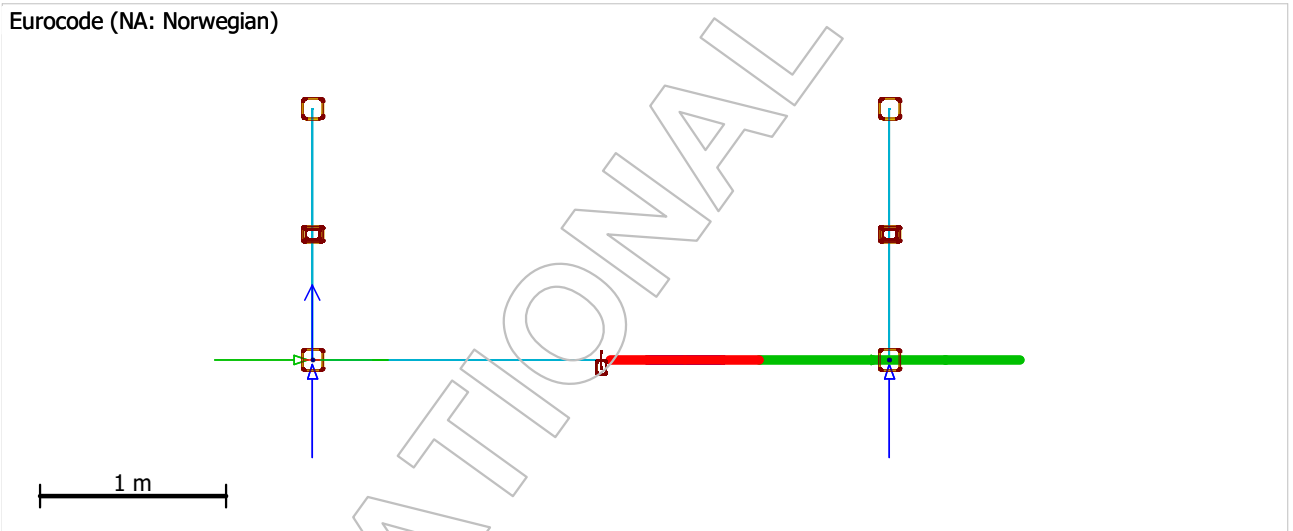
1 Modell

1.1 Geometri

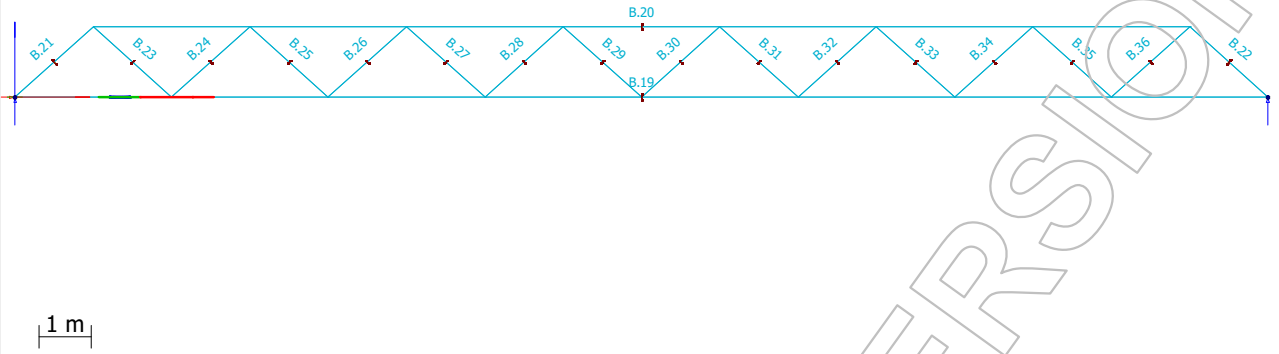
Eurocode (NA: Norwegian)



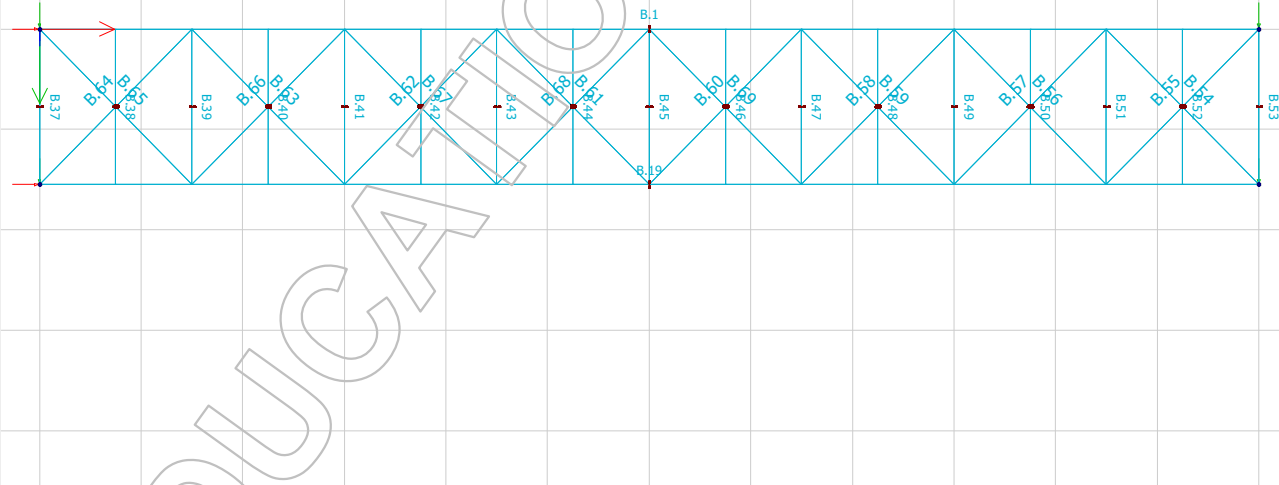
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian)



1.2 Profiler

Beams

ID	Material	Section, start	Section, end
[-]	[-]	[-]	[-]
B.1.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.2.1	S 355	KKR 120x120x10	KKR 120x120x10
B.3.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.4.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.5.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.6.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.7.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.8.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.9.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.10.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.11.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.12.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.13.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.14.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.15.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.16.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.17.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.18.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.19.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.20.1	S 355	KKR 120x120x10	KKR 120x120x10
B.21.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.22.1	S 355	KKR 120x120x8	KKR 120x120x8
B.23.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.24.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.25.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.26.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.27.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.28.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.29.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.30.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.31.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.32.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.33.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.34.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.35.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.36.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.37.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.38.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.39.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.40.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.41.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.42.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.43.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.44.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.45.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.46.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6

ID	Material	Section, start	Section, end
[-]	[-]	[-]	[-]
B.47.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.48.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.49.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.50.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.51.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.52.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.53.1	S 355	KKR 100x100x6	KKR 100x100x6
B.54.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.55.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.56.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.57.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.58.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.59.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.60.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.61.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.62.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.63.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.64.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.65.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.66.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.67.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.68.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6
B.69.1	S 355	KKR 80x80x6	KKR 80x80x6

Point support groups

ID	x	y	z	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
S.1	0.000	24.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	1.00E+10
S.2	3.100	24.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	1.00E+10
S.3	0.000	0.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.4	3.100	0.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10

Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.	Type
[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-

Disconn.
No
No
No
No

2 Laster

2.1 Lasttilfeller

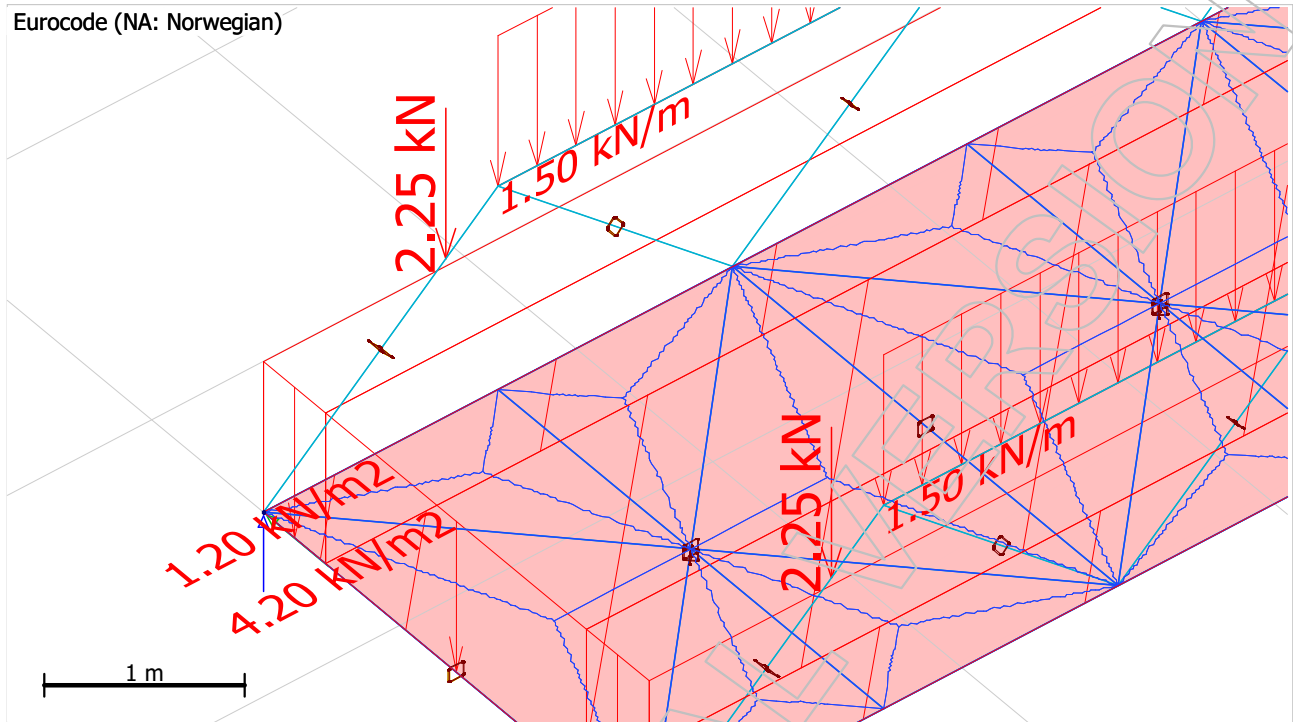
Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Trafikklast, vertikal rekkverklast	Ordinary	Medium-term
2	Trafikklast, horisontal rekkverklast	Ordinary	Medium-term
3	Snølast	Ordinary	Medium-term
4	Egenvekt	+Struc. dead load	Permanent
5	Vindlast	Ordinary	Medium-term
6	Friksjon glidelager +	Ordinary	Medium-term
7	Friksjon glidelager -	Ordinary	Medium-term

2.1.1 Variable laster

Trafikklast, vertikal rekkverklast

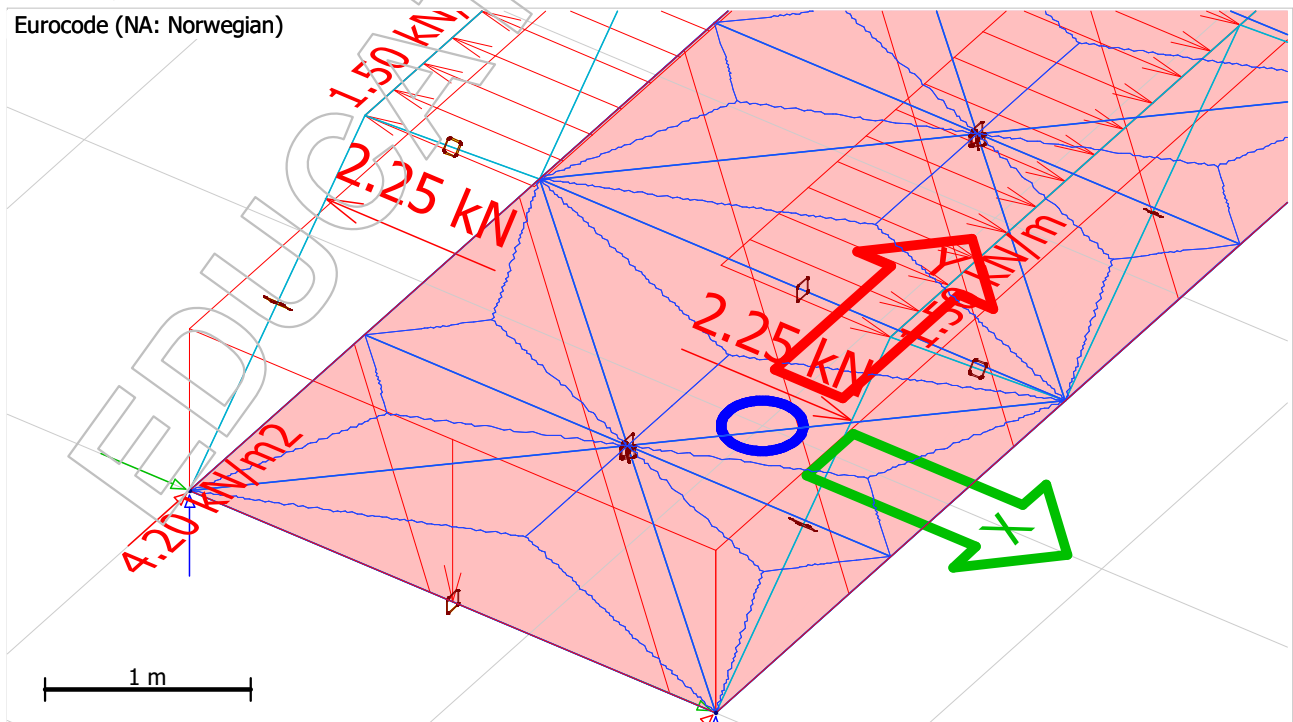
Eurocode (NA: Norwegian)



Overbygningen belastes med en jevnt fordelt last som følge av gang- og sykkeltrafikk, denne lasten blir 4,2 kN/m². Gangbrua skal også belastes med en rekkverklast som opptrer på toppen av rekkverket, horisontalt eller vertikalt, på 1,5 kN/m². Flatelasten og den horisontale rekkverklasten vil opptre samtidig. Når flatelasten opptre samtidig som den vertikale rekkverklasten blir flatelasten redusert med 1,5 kN/m², 0,5 meter langs rekkverket inn mot midten siden disse to lastene umulig kan opptre samtidig.

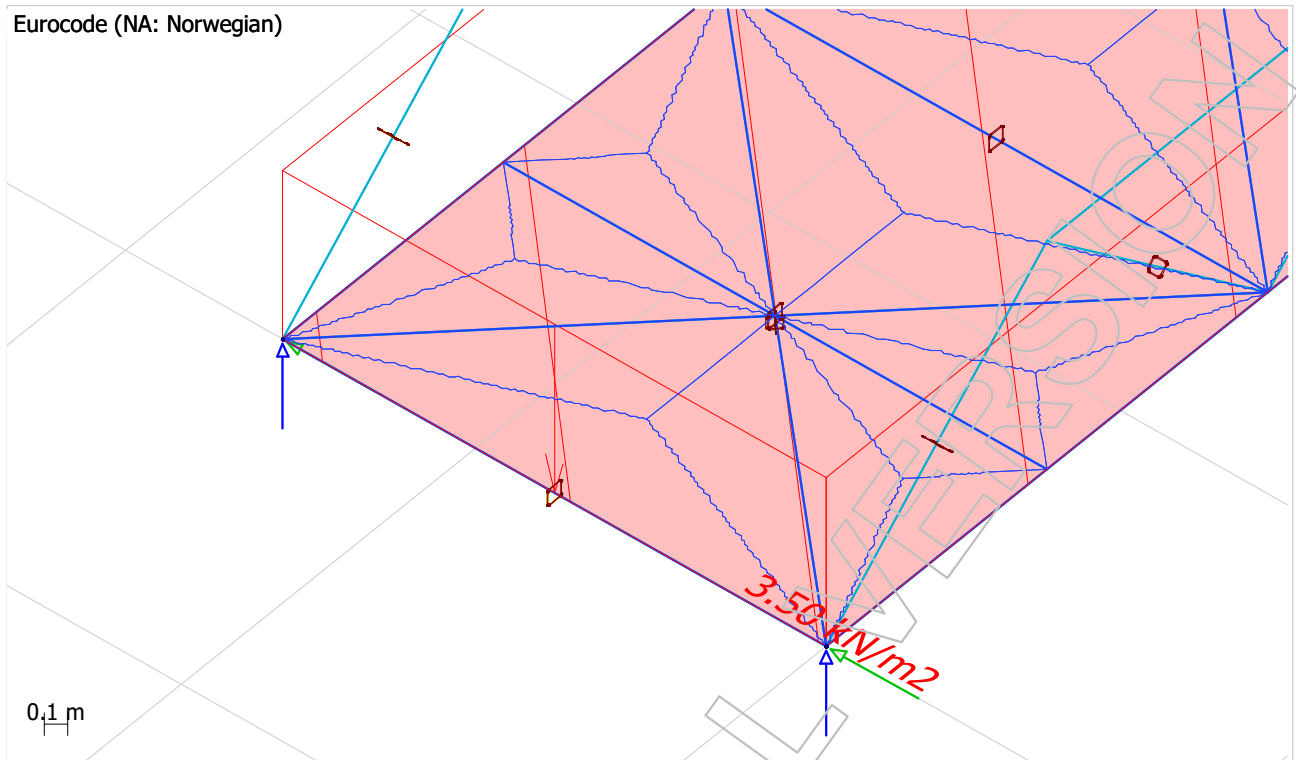
Trafikklast, horisontal rekkverklast

Eurocode (NA: Norwegian)



Snølast

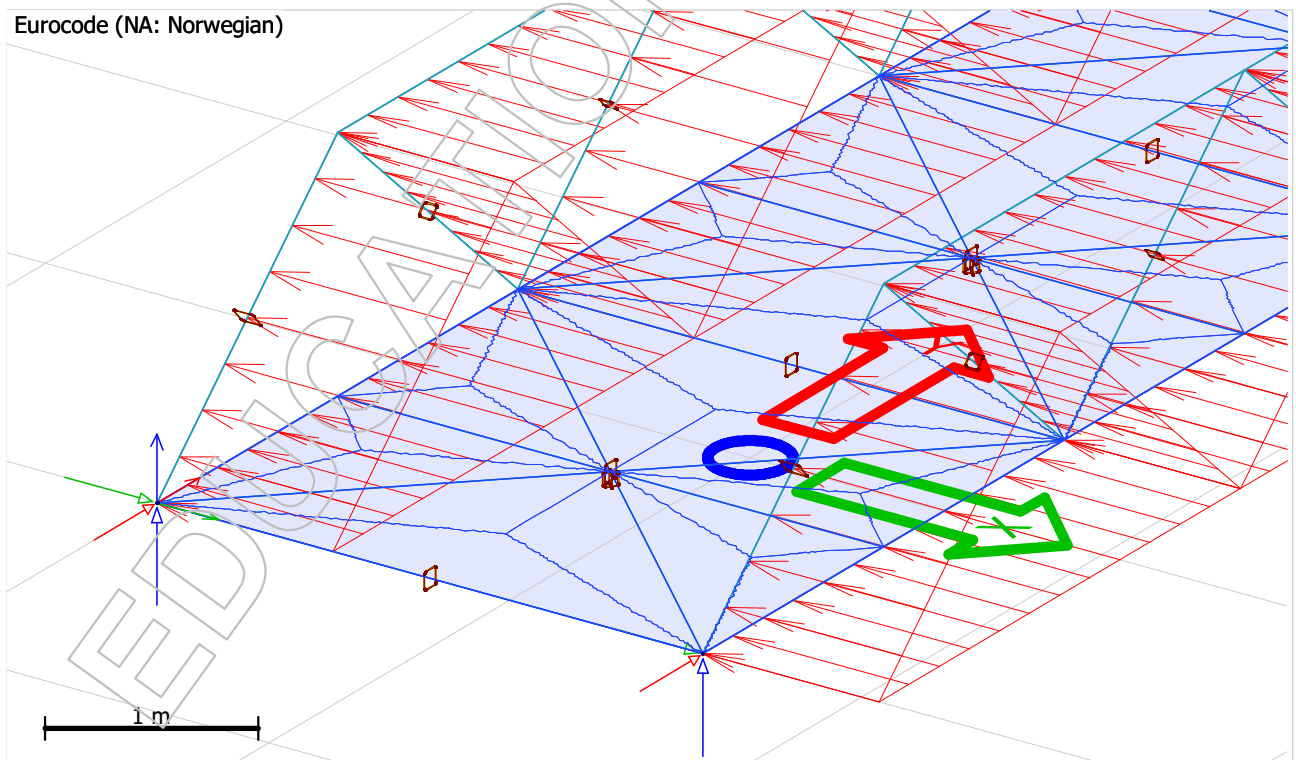
Eurocode (NA: Norwegian)



Snølasten er satt til 3,5 kN/m² og blir fordelt over hele dekket.

Vindlast

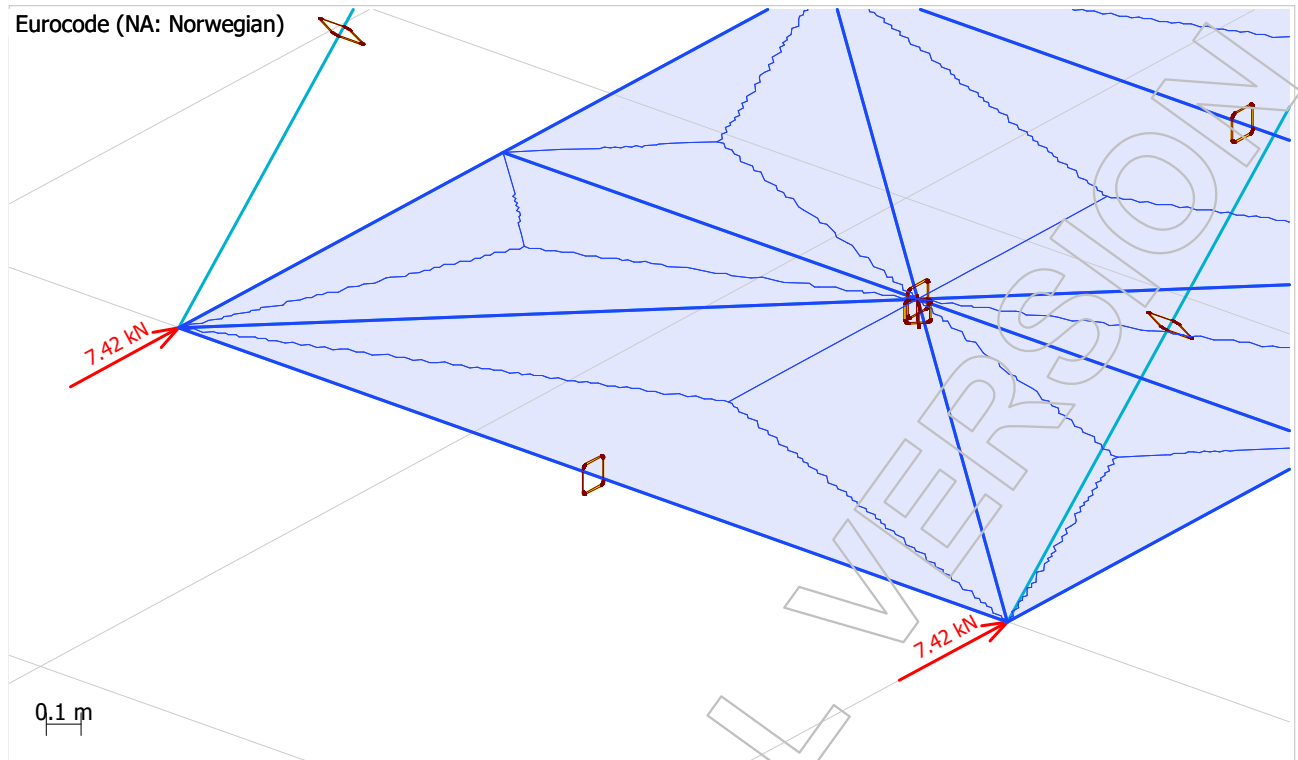
Eurocode (NA: Norwegian)



På fagverksseksjonene blir vindlasten plassert som en linjelast på staver og gurter. Denne vindlasten er beregnet til å være 0,982 kN/m fagverk.

Friksjon glidelager

Eurocode (NA: Norwegian)

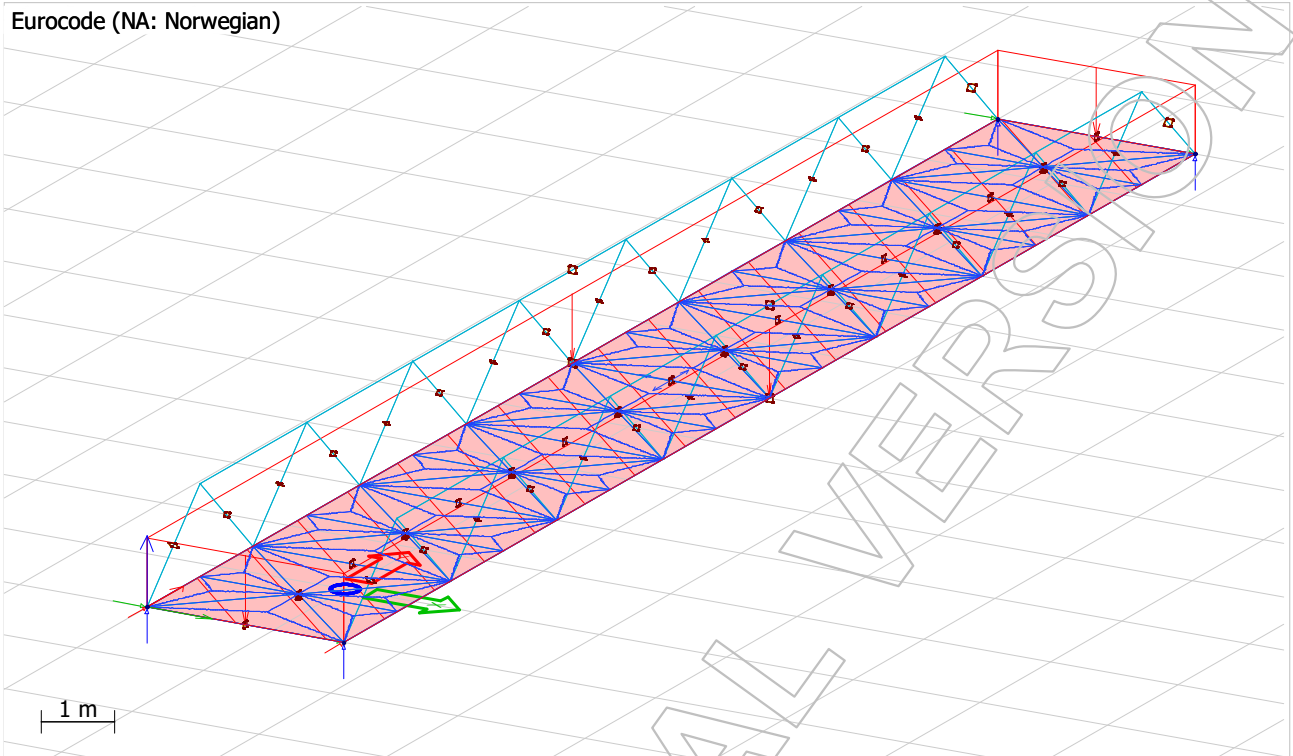


Denne lasten går i begge retninger, og er 7,42 kN per glidelager. Lasten blir satt på modellen som en punktlast i begge glidelagrene.

2.1.2 Egenlast

Egenlast

Eurocode (NA: Norwegian)



Egenvekten blir automatisk beregnet. Gangbroer med spennvidde på mindre enn 200m må i tillegg belastes med minimum 2 kN/m² dekkelast.

2.2 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.940	Friksjon glidelager +
2	LC2ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.940	Friksjon glidelager -
3	LC1.2ULs	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.940	Friksjon glidelager +
4	LC2.2ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.940	Friksjon glidelager -
5	LC3ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast
			0.940	Friksjon glidelager +
6	LC4ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast
			1.050	Snølast
			0.940	Friksjon glidelager -
7	LC6ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.600	Vindlast
			1.050	Snølast
			0.940	Friksjon glidelager -
8	LC8ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast
			1.500	Snølast
			0.940	Friksjon glidelager -
9	LC9ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.600	Vindlast
			0.940	Friksjon glidelager +
10	LC10ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.940	Friksjon glidelager +
11	LC11ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.940	Friksjon glidelager -
12	LCU12ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast, horisontal rekkverklast
13	LCU13ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast, vertikal rekkverklast
14	LC1SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.000	Friksjon glidelager +
15	LC2SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.000	Friksjon glidelager -
16	LC1.2SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load

No.	Name	Type	Factor	Load cases
17	LC4SfLS	Frequent	0.700	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.000	Friksjon glidelager +
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.600	Snølast
			0.000	Vindlast
18	LC5SfLS	Frequent	0.000	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.600	Vindlast
			0.000	Friksjon glidelager +
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
19	LC6SfLS	Frequent	0.600	Vindlast
			0.200	Snølast
			0.000	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, horisontal rekkverklast
20	LC1ScLS	Characteristic	0.700	Friksjon glidelager +
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.700	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
21	LC2ScLS	Characteristic	1.000	Trafikklast, horisontal rekkverklast
			0.700	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.700	Friksjon glidelager +
22	LC1.2ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.700	Friksjon glidelager +
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
23	LC2.2ScLS	Characteristic	0.700	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.700	Friksjon glidelager +
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
24	LC3ScLS	Characteristic	1.000	Vindlast
			0.700	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast
			0.700	Friksjon glidelager +
25	LC4ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Vindlast
			0.700	Snølast
			0.700	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
26	LC6ScLS	Characteristic	0.700	Vindlast
			1.000	Snølast
			0.700	Friksjon glidelager -
			1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Friksjon glidelager +
27	LC7ScLS - Karakteristisk permanent last	Quasi-permanent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
28	LC8cLS - Karakteristisk trafikklast	Ultimate	1.000	Trafikklast, vertikal rekkverklast

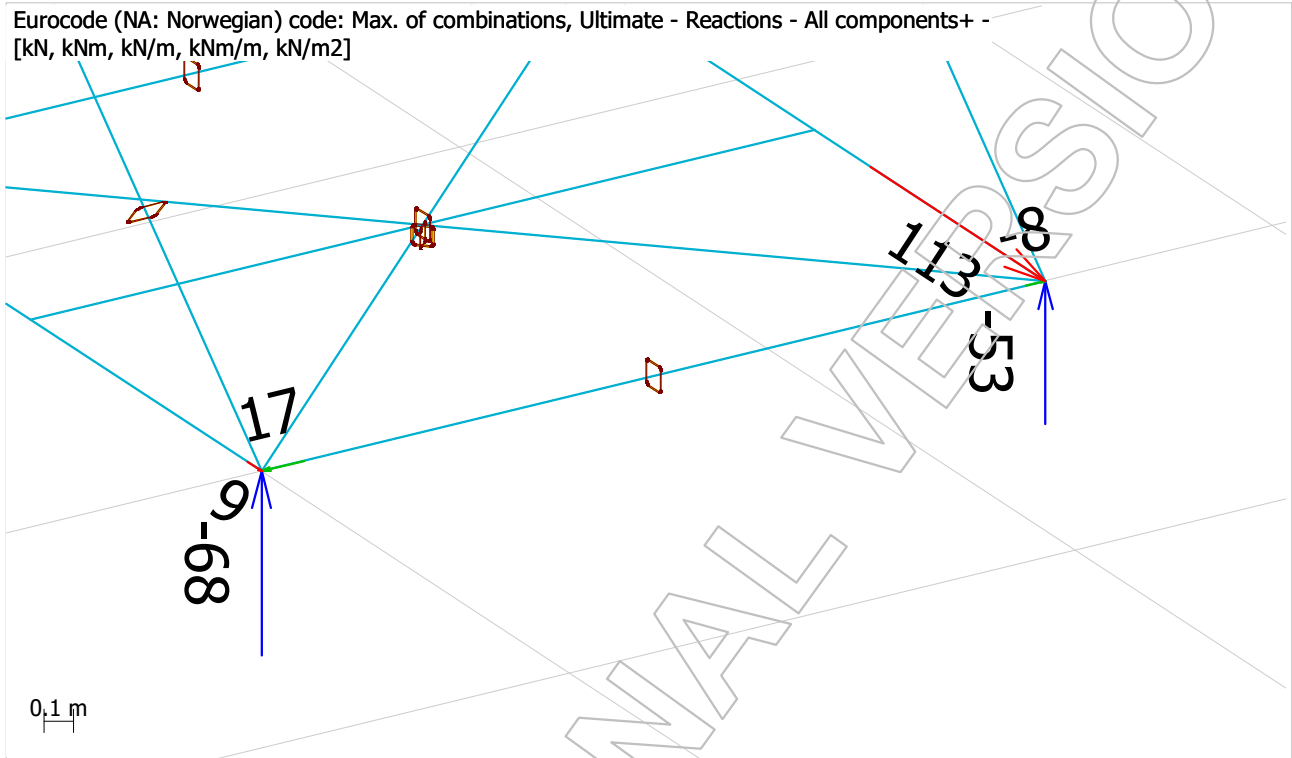
3 Resultater

3.1 Bruddgrensetilstanden

3.1.1 Opplagerkrefter

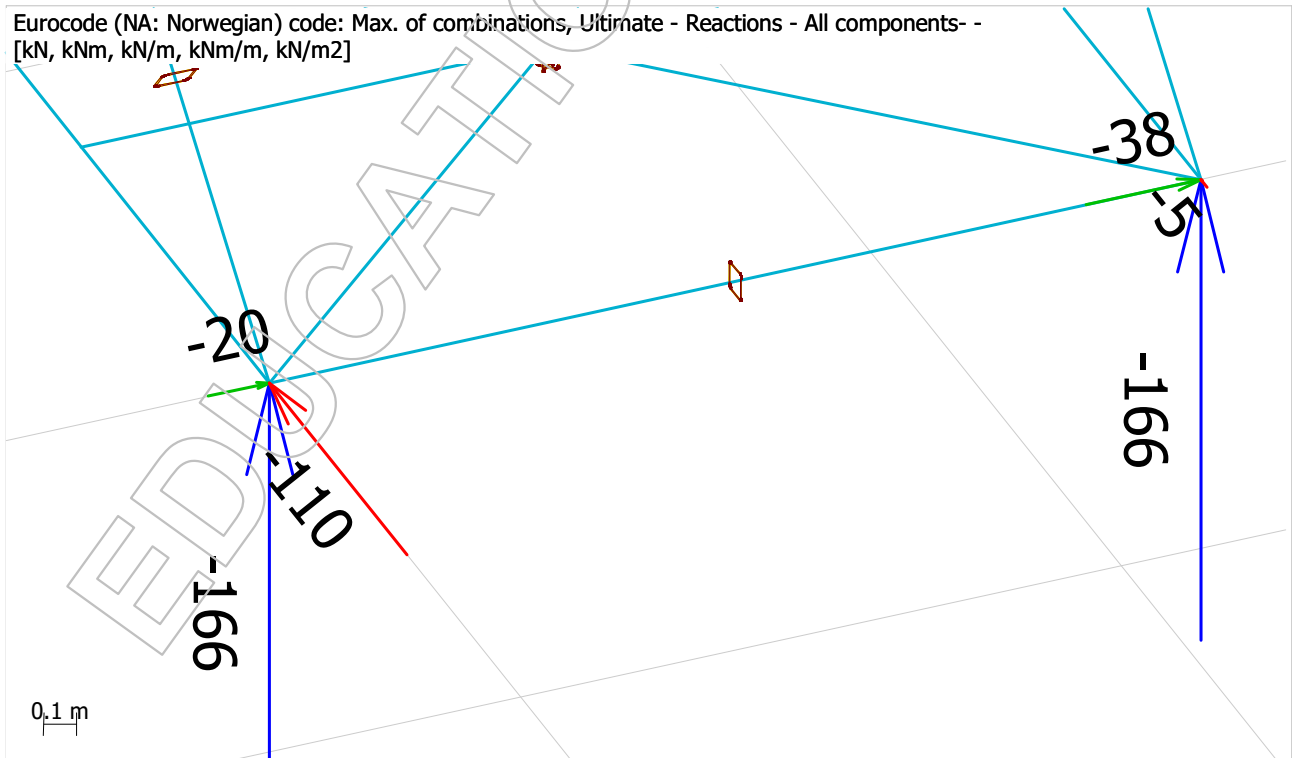
Opplagerkrefter, fastlager (+)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Opplagerkrefter, fastlager (-)

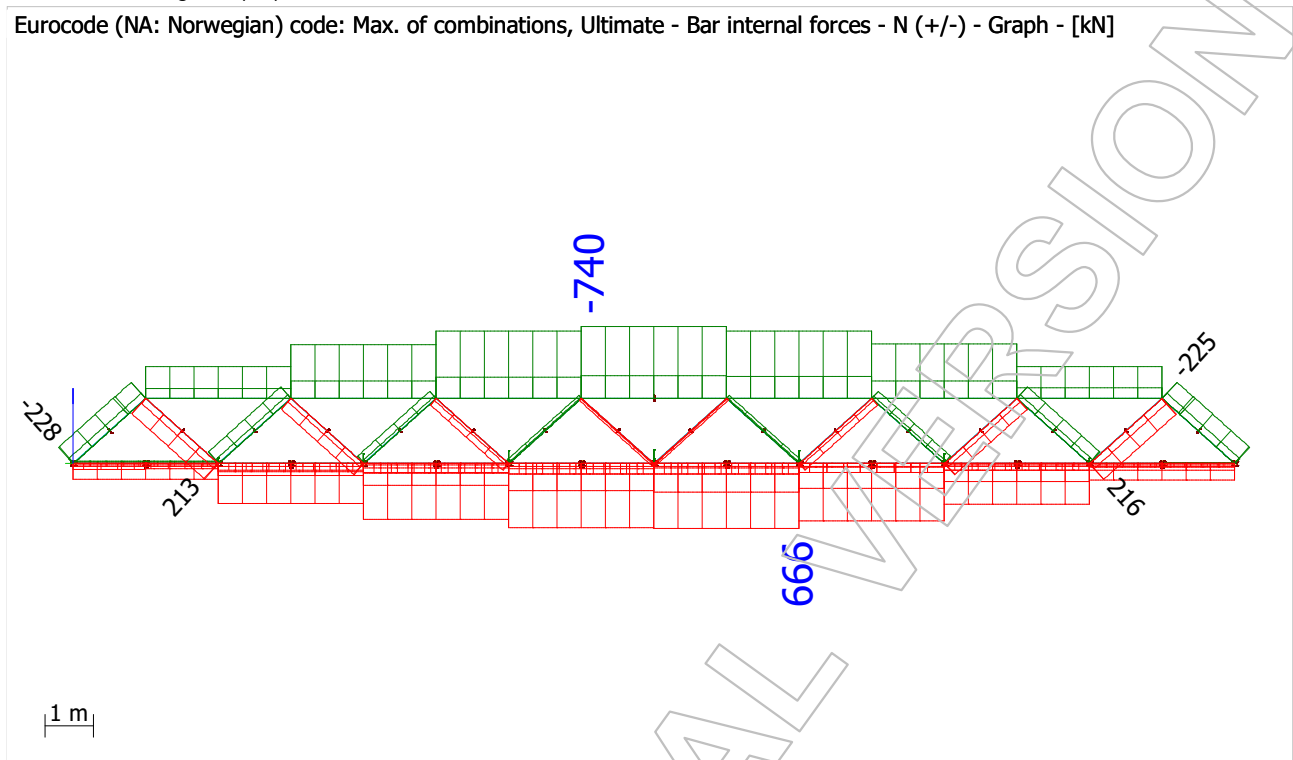
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components- -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



3.1.2 Normalkrefter

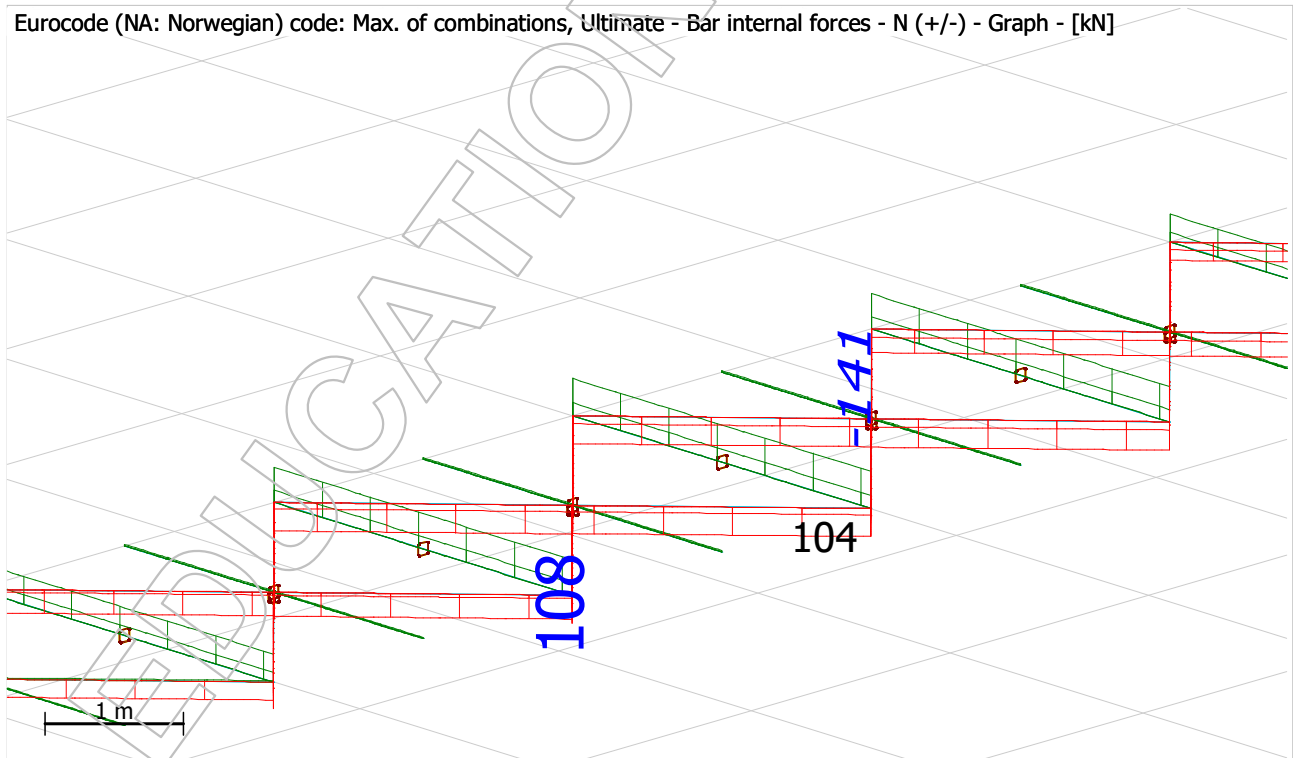
Normalkrefter, fagverk (+/-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - N (+/-) - Graph - [kN]



Normalkrefter, dekke (+/-)

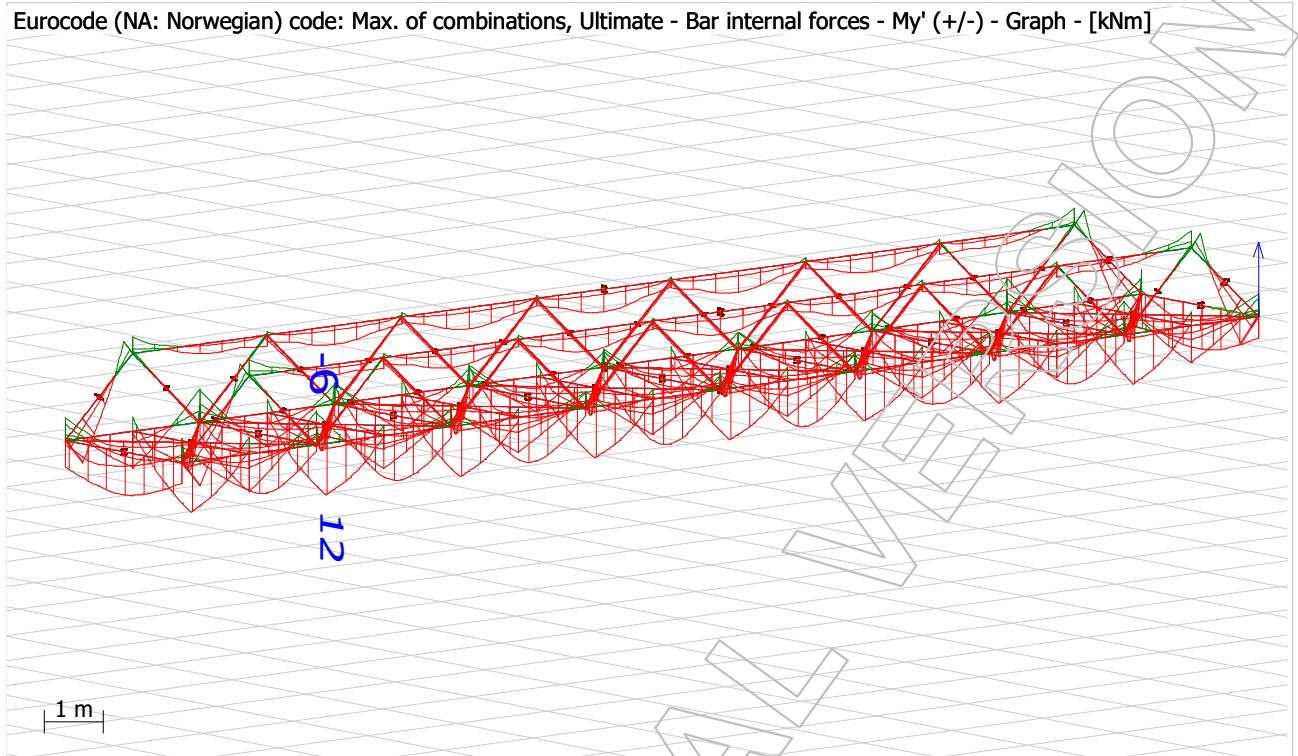
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - N (+/-) - Graph - [kN]



3.1.3 Momenter

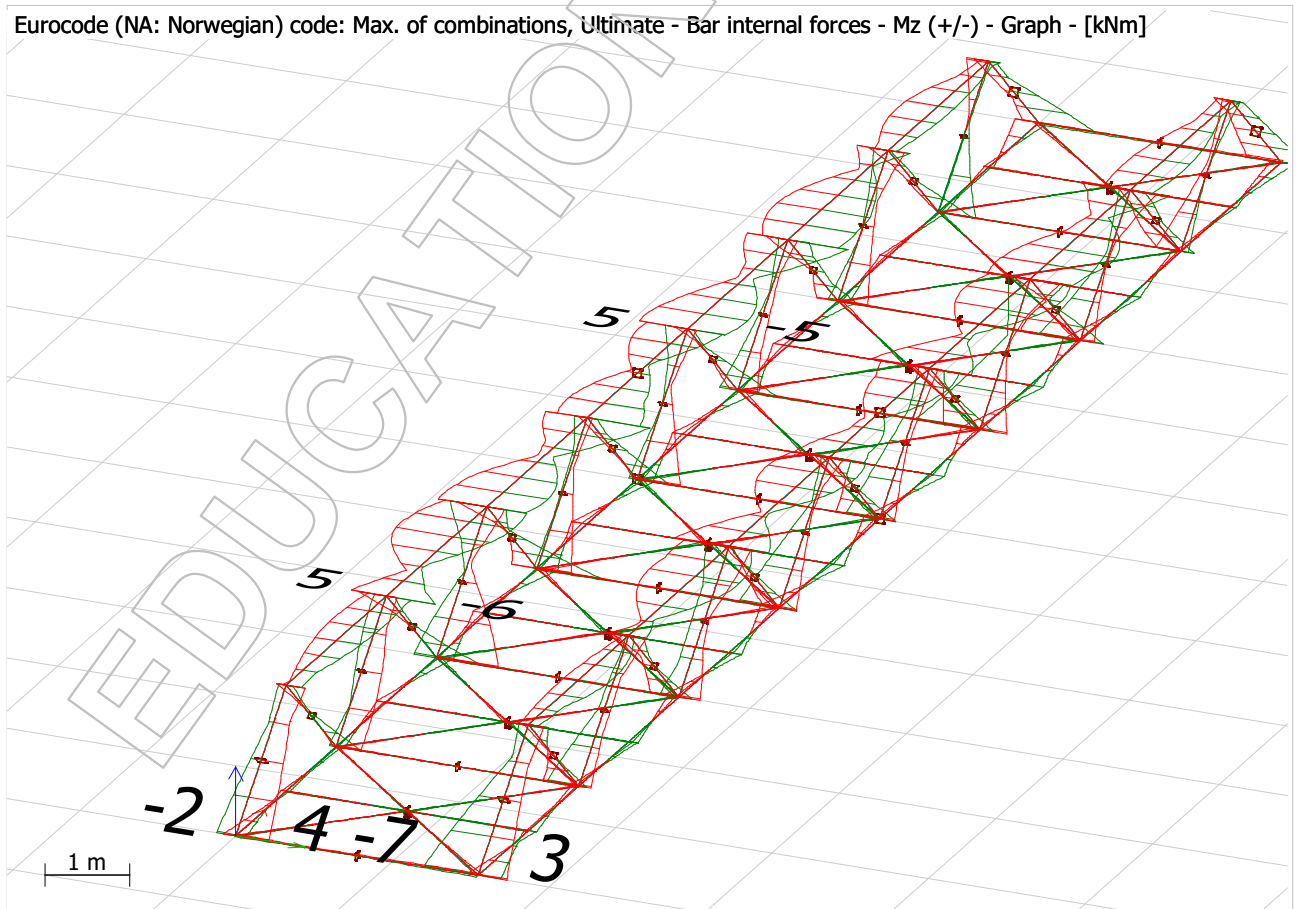
Moment M_y (+/-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - M_y (+/-) - Graph - [kNm]



Moment M_z (+/-)

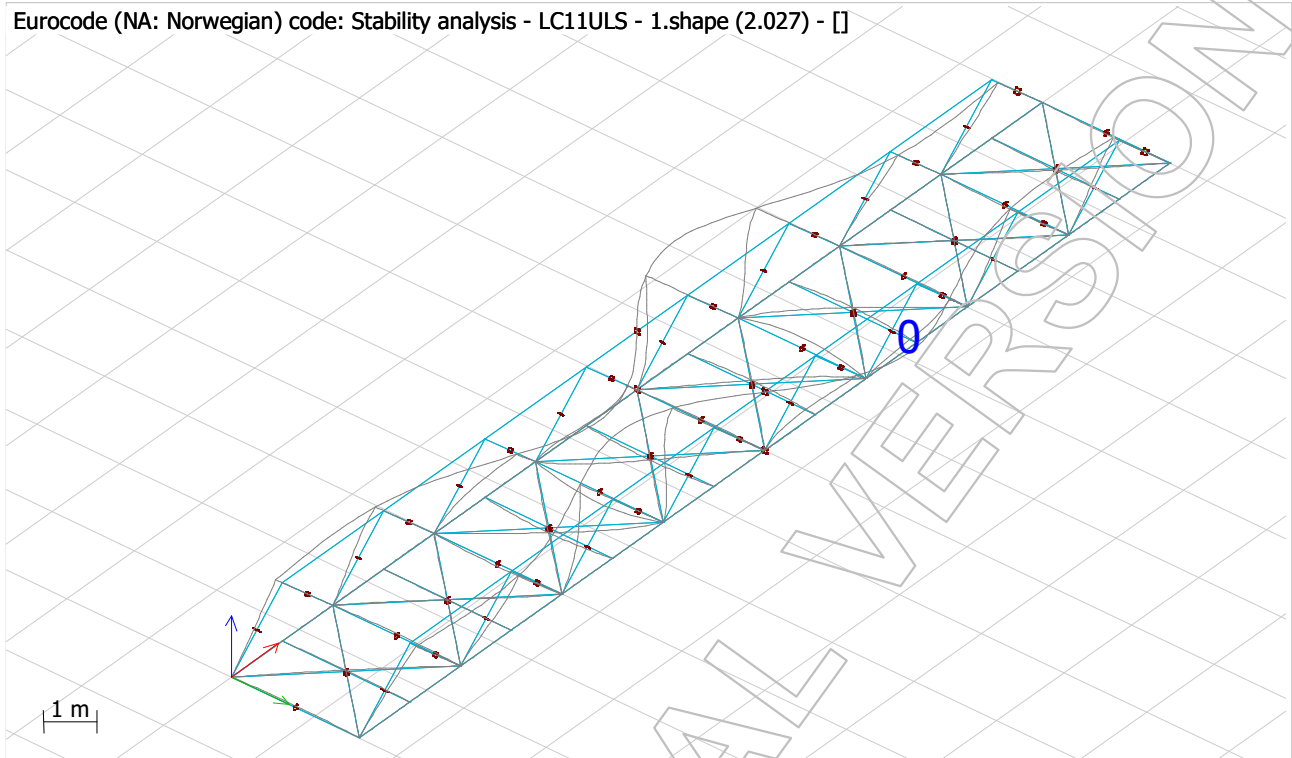
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - M_z (+/-) - Graph - [kNm]



3.1.4 Stabilitet

Stabilitet

Eurocode (NA: Norwegian) code: Stability analysis - LC11ULS - 1.shape (2.027) - []



Lastkombinasjon 11 gir laveste stabilitetsfaktor, som er 2,027. Forskyvning av overgurten vil være utløsende tilfelle for kollaps dersom broen overbelastes.

Critical parameters

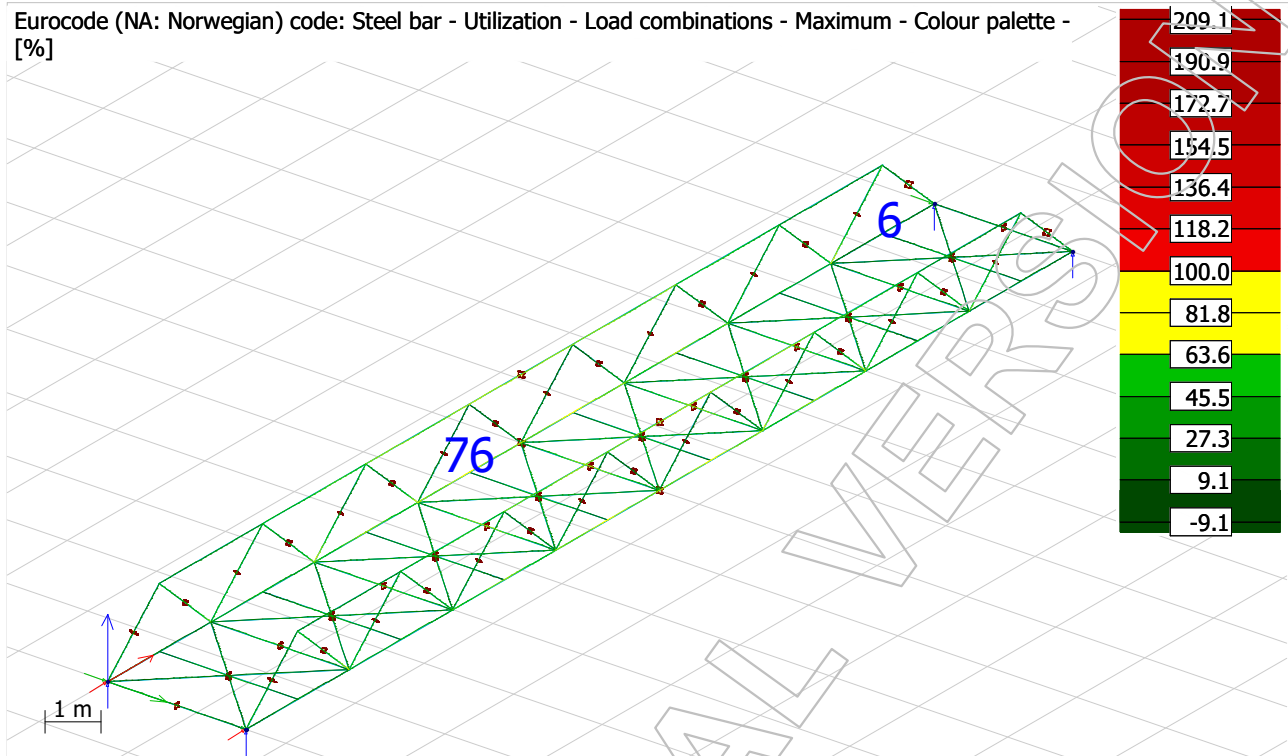
Comb	Shape	Critical param.
LC1ULS	1	2.397
	2	2.407
	3	2.472
	4	2.481
	5	3.425
LC2ULS	1	2.397
	2	2.407
	3	2.472
	4	2.481
	5	3.425
LC1.2ULs	1	2.381
	2	2.389
	3	2.456
	4	2.465
	5	3.396
LC2.2ULS	1	2.381
	2	2.389
	3	2.457
	4	2.465
	5	3.396
LC3ULS	1	4.717
	2	4.734
	3	5.441
	4	5.461
	5	6.557
LC4ULS	1	2.432
	2	2.441
	3	2.624
	4	2.634
	5	3.386
LC6ULS	1	2.534
	2	2.544
	3	2.828

Comb	Shape	Critical param.
LC8ULS	4	2.838
	5	3.526
	1	2.107
	2	2.115
	3	2.254
LC9ULS	4	2.263
	5	2.932
	1	5.108
	2	5.127
	3	6.406
LC10ULS	4	6.431
	5	7.102
	1	2.045
	2	2.053
	3	2.108
LC11ULS	4	2.116
	5	2.921
	1	2.027
	2	2.035
	3	2.092
LCU12ULS	4	2.099
	5	2.891
	1	2.045
	2	2.053
	3	2.108
LCU13ULS	4	2.116
	5	2.921
	1	2.027
	2	2.035
	3	2.092
	4	2.099
	5	2.892

3.1.5 Kapasitetsutnyttelse og beregninger

Kapasitetsutnyttelse

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]



Max. of load combinations, Bar, Utilization

Member	Section	Status	Maximum	Combination
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
B.1.1	KKR 120x120x8	Real	76	LC8ULS
B.2.1	KKR 120x120x10	Real	68	LCU12ULS
B.3.1	KKR 120x120x8	Real	41	LC10ULS
B.4.1	KKR 120x120x8	Real	48	LC10ULS
B.5.1	KKR 80x80x6	Real	63	LC10ULS
B.6.1	KKR 80x80x6	Real	51	LCU12ULS
B.7.1	KKR 80x80x6	Real	65	LCU12ULS
B.8.1	KKR 80x80x6	Real	72	LC10ULS
B.9.1	KKR 80x80x6	Real	73	LC10ULS
B.10.1	KKR 80x80x6	Real	37	LC10ULS
B.11.1	KKR 80x80x6	Real	33	LC10ULS
B.12.1	KKR 80x80x6	Real	44	LC10ULS
B.13.1	KKR 80x80x6	Real	42	LC10ULS
B.14.1	KKR 80x80x6	Real	32	LCU13ULS
B.15.1	KKR 80x80x6	Real	38	LCU13ULS
B.16.1	KKR 80x80x6	Real	53	LCU12ULS
B.17.1	KKR 80x80x6	Real	57	LCU12ULS
B.18.1	KKR 80x80x6	Real	73	LC10ULS
B.19.1	KKR 120x120x8	Real	75	LCU12ULS
B.20.1	KKR 120x120x10	Real	67	LCU13ULS
B.21.1	KKR 120x120x8	Real	47	LC10ULS
B.22.1	KKR 120x120x8	Real	41	LC10ULS
B.23.1	KKR 80x80x6	Real	72	LCU12ULS
B.24.1	KKR 80x80x6	Real	56	LCU12ULS

Member	Section	Status	Maximum	Combination
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
B.25.1	KKR 80x80x6	Real	52	LCU12ULS
B.26.1	KKR 80x80x6	Real	38	LCU13ULS
B.27.1	KKR 80x80x6	Real	32	LC10ULS
B.28.1	KKR 80x80x6	Real	43	LC10ULS
B.29.1	KKR 80x80x6	Real	44	LC10ULS
B.30.1	KKR 80x80x6	Real	35	LC10ULS
B.31.1	KKR 80x80x6	Real	39	LC10ULS
B.32.1	KKR 80x80x6	Real	73	LCU12ULS
B.33.1	KKR 80x80x6	Real	70	LCU12ULS
B.34.1	KKR 80x80x6	Real	63	LCU12ULS
B.35.1	KKR 80x80x6	Real	49	LCU12ULS
B.36.1	KKR 80x80x6	Real	63	LC10ULS
B.37.1	KKR 100x100x6	Real	31	LC8ULS
B.38.1	KKR 100x100x6	Real	49	LCU13ULS
B.39.1	KKR 100x100x6	Real	51	LCU13ULS
B.40.1	KKR 100x100x6	Real	50	LCU13ULS
B.41.1	KKR 100x100x6	Real	59	LCU13ULS
B.42.1	KKR 100x100x6	Real	49	LC11ULS
B.43.1	KKR 100x100x6	Real	65	LC11ULS
B.44.1	KKR 100x100x6	Real	50	LC11ULS
B.45.1	KKR 100x100x6	Real	66	LC11ULS
B.46.1	KKR 100x100x6	Real	50	LC11ULS
B.47.1	KKR 100x100x6	Real	65	LC11ULS
B.48.1	KKR 100x100x6	Real	50	LC8ULS
B.49.1	KKR 100x100x6	Real	60	LC8ULS
B.50.1	KKR 100x100x6	Real	50	LCU13ULS
B.51.1	KKR 100x100x6	Real	51	LCU13ULS
B.52.1	KKR 100x100x6	Real	49	LCU13ULS
B.53.1	KKR 100x100x6	Real	31	LCU13ULS
B.54.1	KKR 80x80x6	Real	32	LCU12ULS
B.55.1	KKR 80x80x6	Real	36	LCU12ULS
B.56.1	KKR 80x80x6	Real	34	LC11ULS
B.57.1	KKR 80x80x6	Real	40	LCU12ULS
B.58.1	KKR 80x80x6	Real	41	LCU12ULS
B.59.1	KKR 80x80x6	Real	41	LCU12ULS
B.60.1	KKR 80x80x6	Real	42	LCU12ULS
B.61.1	KKR 80x80x6	Real	47	LCU12ULS
B.62.1	KKR 80x80x6	Real	41	LCU12ULS
B.63.1	KKR 80x80x6	Real	34	LC11ULS
B.64.1	KKR 80x80x6	Real	36	LCU12ULS
B.65.1	KKR 80x80x6	Real	32	LCU12ULS
B.66.1	KKR 80x80x6	Real	40	LCU12ULS
B.67.1	KKR 80x80x6	Real	42	LCU12ULS
B.68.1	KKR 80x80x6	Real	42	LC11ULS
B.69.1	KKR 80x80x6	Real	47	LCU12ULS

Beregning av overgurt

B.2.1 Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

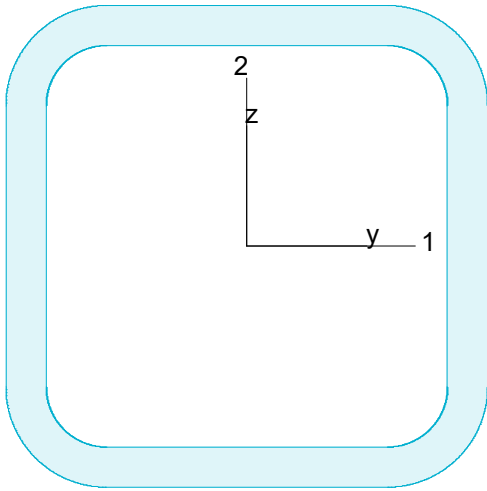
$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 120x120x10



$$\begin{aligned} A &= 4057 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ I_y &= 7.768e+06 \text{ mm}^4 & \epsilon &= 0.81 \\ I_z &= 7.768e+06 \text{ mm}^4 & \lambda_1 &= 76.40 \\ I_1 &= 7.768e+06 \text{ mm}^4 \\ I_2 &= 7.768e+06 \text{ mm}^4 \\ W_{pl,1} &= 1.618e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{pl,2} &= 1.618e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,1} &= 1.295e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,2} &= 1.295e+05 \text{ mm}^3 \\ i_1 &= 44 \text{ mm} \\ i_2 &= 44 \text{ mm} \\ I_t &= 1.378e+07 \text{ mm}^4 \\ I_w &= 3.500e+07 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LCU12ULS', $x = 6000 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{2028 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 395.93 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{9.77}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 376.10 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{6.49}{376.10} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC11ULS', $x = 6000 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{2028 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 395.93 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{8.46}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 378.77 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{7.97}{378.77} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'LCU12ULS', $x = 3000$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$T_{\max, \text{unit}} = 4.95 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max, \text{unit}}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 4.95} = 39.45 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{2.77}{39.45} = 0.07 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'LCU12ULS', $x = 9000$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1, \text{Ed}} = 3.52 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 194.19 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2, \text{Ed}} = 0.59 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 194.19 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} + \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{2, \text{Rd}}} = \frac{738.44}{1371.53} + \frac{1.21}{54.71} + \frac{6.75}{54.71} = 0.68 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'LC11ULS', $x = 10500$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 7.768e+06}{(1.00 \cdot 3000)^2} = 1788.92 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.47 \cdot 60 - 0.75 \cdot 0) = 28.15 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$
$$= 1.13 \cdot 1.789e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{3.500e+07}{7.768e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.378e+07}{1.789e+06} + 28.15^2 \right]^{0.5} - 28.15 \right\} =$$
$$= 1544.39 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{161816 \cdot 355}{1.544e+09}} = 0.19$$

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$
$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.19 - 0.2) + 0.19^2 \right] = 0.52$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.52 + \sqrt{0.52^2 - 0.19^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 161816 \frac{355}{1.05} = 54.71 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{3.91}{54.71} = 0.07 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LCU12ULS', $x = 9000$ mm

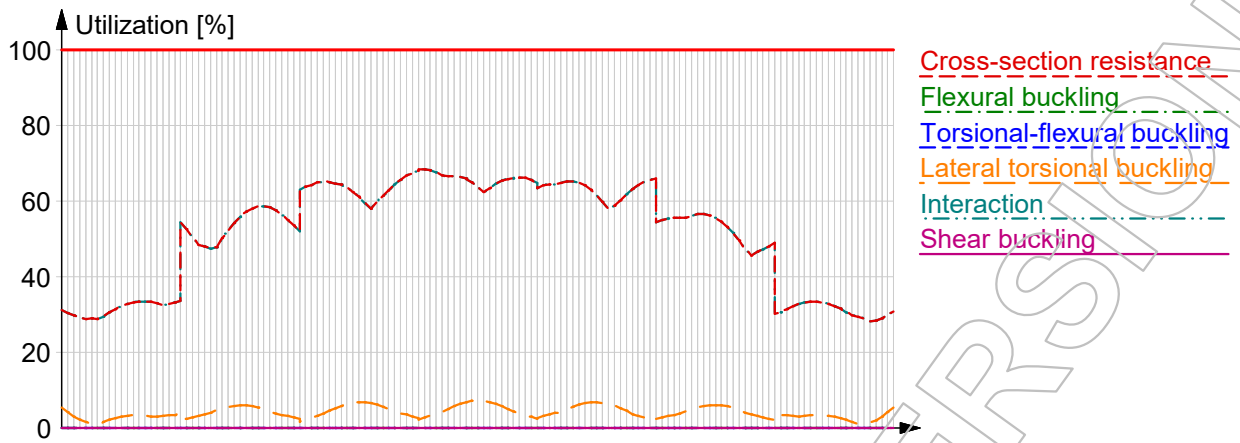
Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{738.44}{1371.53} + \frac{1.21}{54.71} + \frac{6.75}{54.71} = 0.68 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{100}{10} = 10.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary



Beregning av stav

B.3.1 Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

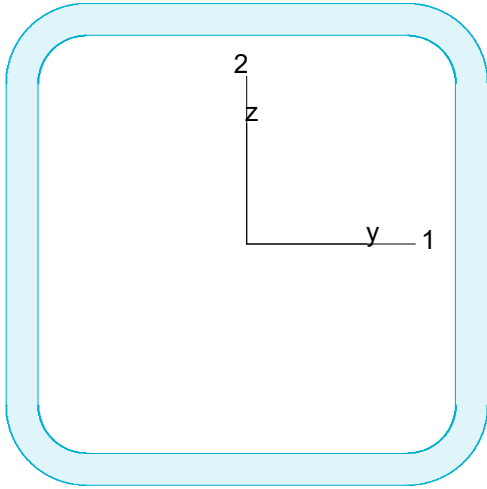
$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 120x120x8



$$\begin{aligned} A &= 3364 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ I_y &= 6.769 \times 10^6 \text{ mm}^4 & \varepsilon &= 0.81 \\ I_z &= 6.769 \times 10^6 \text{ mm}^4 & \lambda_1 &= 76.40 \\ I_1 &= 6.769 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ I_2 &= 6.769 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ W_{pl,1} &= 1.378 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ W_{pl,2} &= 1.378 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,1} &= 1.128 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,2} &= 1.128 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ i_1 &= 45 \text{ mm} \\ i_2 &= 45 \text{ mm} \\ I_t &= 1.165 \times 10^7 \text{ mm}^4 \\ I_w &= 2.633 \times 10^7 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC11ULS', $x = 505 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{1682 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 328.35 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{1.25}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 326.24 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{2.70}{326.24} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC11ULS', $x = 0 \text{ mm}$

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{1682 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 328.35 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{1.25}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 326.24 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{8.43}{326.24} = 0.03 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'LCU12ULS', $x = 2018$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$T_{\max, \text{unit}} = 5.82 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max, \text{unit}}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 5.82} = 33.52 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{1.86}{33.52} = 0.06 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'LC10ULS', $x = 2018$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1, \text{Ed}} = 2.16 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 155.09 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2, \text{Ed}} = 6.19 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 155.09 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} + \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{2, \text{Rd}}} = \frac{224.65}{1137.44} + \frac{5.80}{46.59} + \frac{4.22}{46.59} = 0.41 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'LC10ULS', $x = 2018$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 6.769e+06}{(1.00 \cdot 2018)^2} = 3444.82 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.00 \cdot 60 - 0.76 \cdot 0) = 0.00 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$
$$= 2.20 \cdot 3.445e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{2.633e+07}{6.769e+06} + \frac{8.077e+04 \cdot 1.165e+07}{3.445e+06} + 0.00^2 \right]^{0.5} - 0.00 \right\} =$$
$$= 3960.42 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{137813 \cdot 355}{3.960e+09}} = 0.11$$

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$
$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.11 - 0.2) + 0.11^2 \right] = 0.47$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.11^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 137813 \cdot \frac{355}{1.05} = 46.59 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{5.80}{46.59} = 0.12 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LC10ULS', $x = 2018$ mm

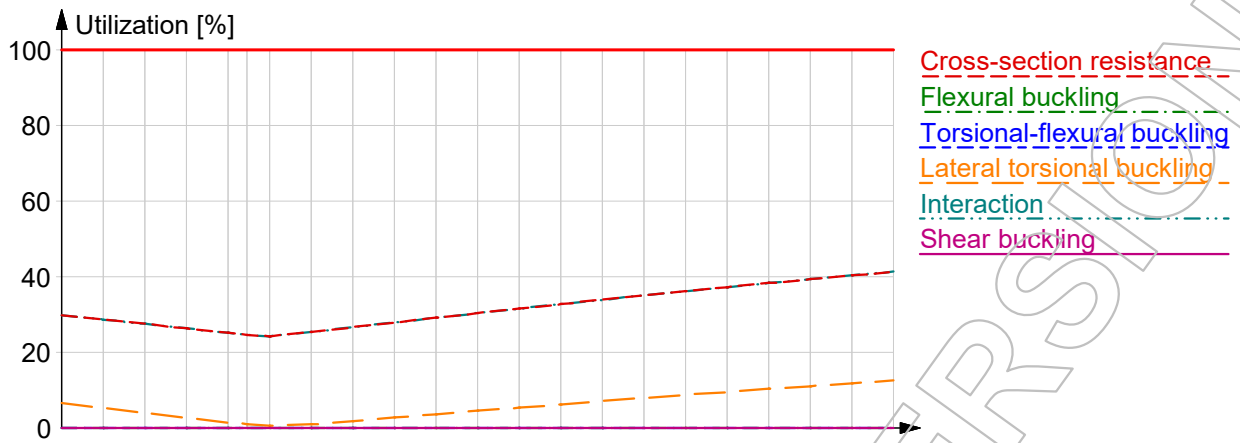
Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{224.65}{1137.44} + \frac{5.80}{46.59} + \frac{4.22}{46.59} = 0.41 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{104}{8} = 13.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary

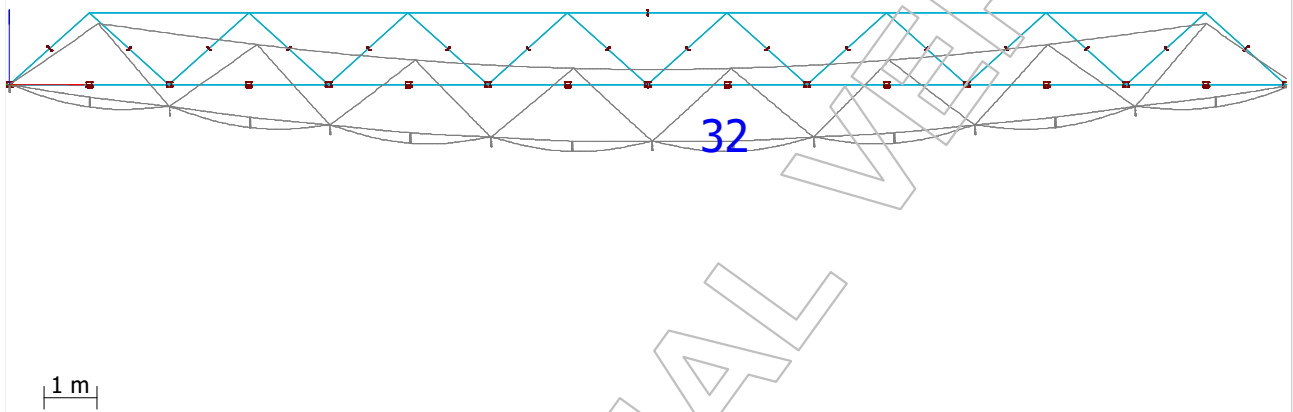


3.2 Bruksgrensetilstanden

3.2.1 Nedbøying

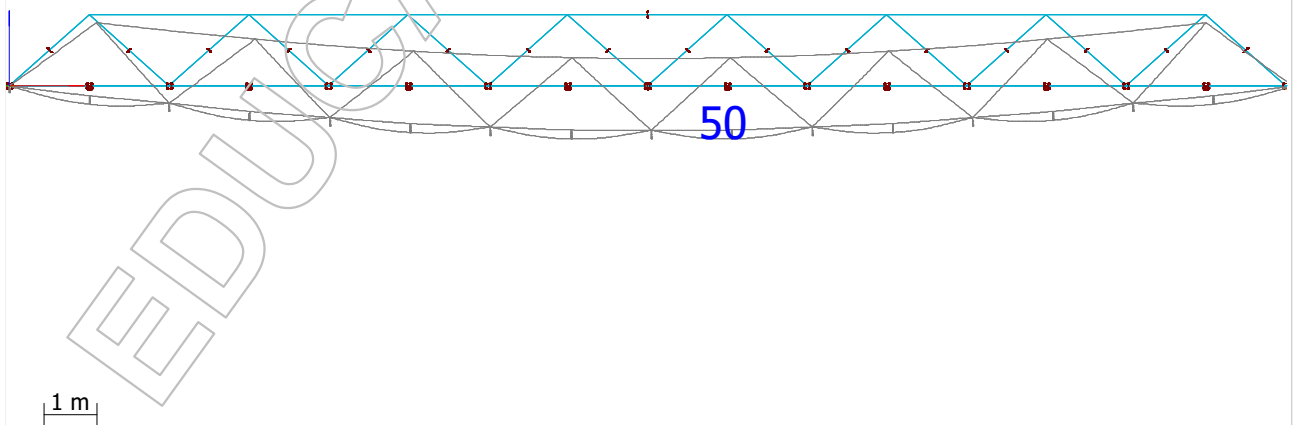
Nedbøying, karakteristisk egenlast

Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC7ScLS - Karakteristisk permanent last - Displacements - Graph - [mm]



Nedbøying, karakteristisk trafikklast

Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC8cLS - Karakteristisk trafikklast - Displacements - Graph - [mm]



Vedlegg C

FEM-Design - Utkikspost

Merknad:

- Dimensjoneringen i FEM-design blir gjort etter andreordensanalyse.

- Rekkverket som er vist i den geometriske modellen blir ikke dimensjonert. Rekkverket i modellen består av fiktive bjelker som brukes for å overføre krefter og momenter ned i bjelkelaget.

EDUCATIONAL VERSION

Project:

Gangbru i Olden

Designer:

Description:

Dimensjonering av utkikspost

Signature:

Date: 11.05.2017

Page: 1 / 24

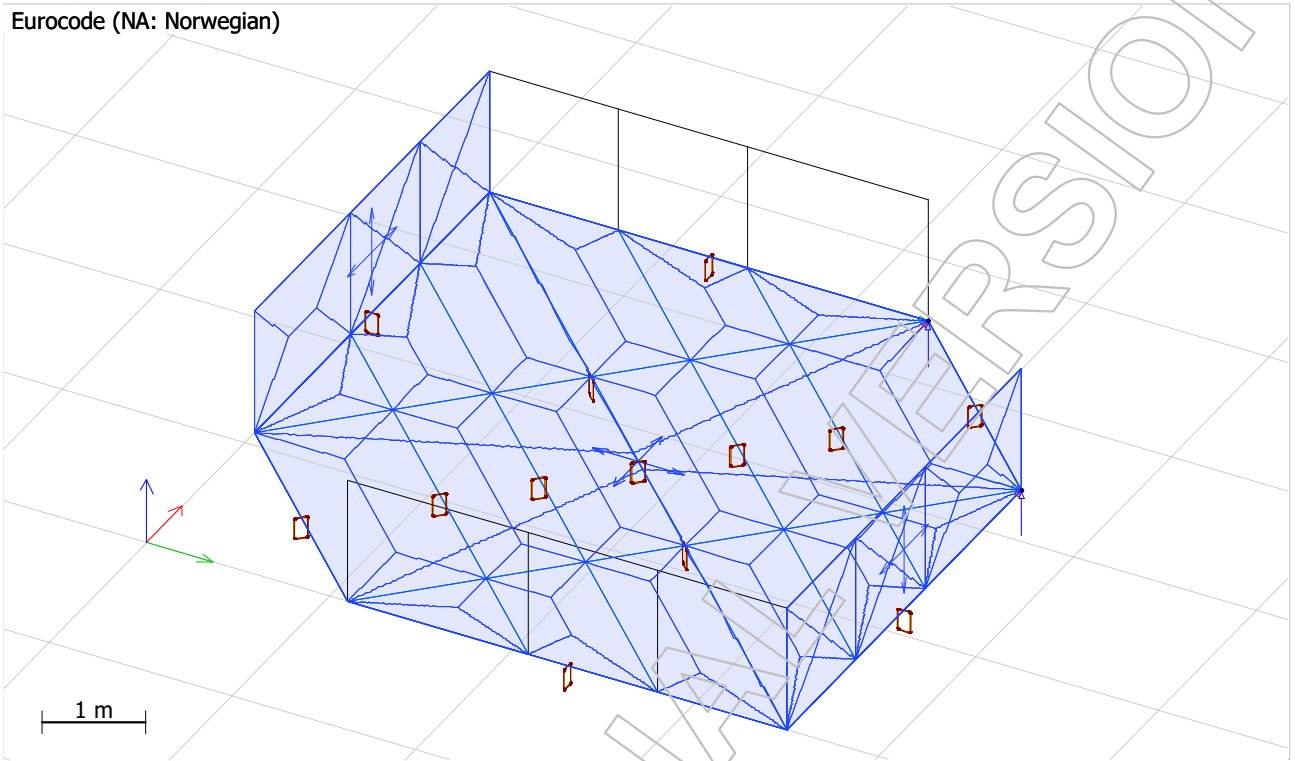
1 Modell	3
1.1 Geometri.....	3
1.2 Profiler.....	4
2 Laster	6
2.1 Lasttilfeller.....	6
2.1.1 Variable laster.....	7
2.1.2 Egenlast.....	10
2.2 Lastkombinasjoner.....	11
3 Resultater	13
3.1 Bruddgrensetilstanden.....	13
3.1.1 Opplagerkrefter.....	13
3.1.2 Normalkrefter.....	15
3.1.3 Momenter.....	16
3.1.4 Spenninger.....	16
3.1.5 Stabilitet.....	17
3.1.6 Kapasitetsutnyttelse og beregninger.....	19
3.2 Bruksgrensetilstanden.....	24
3.2.1 Nedbøying.....	24

1 Modell

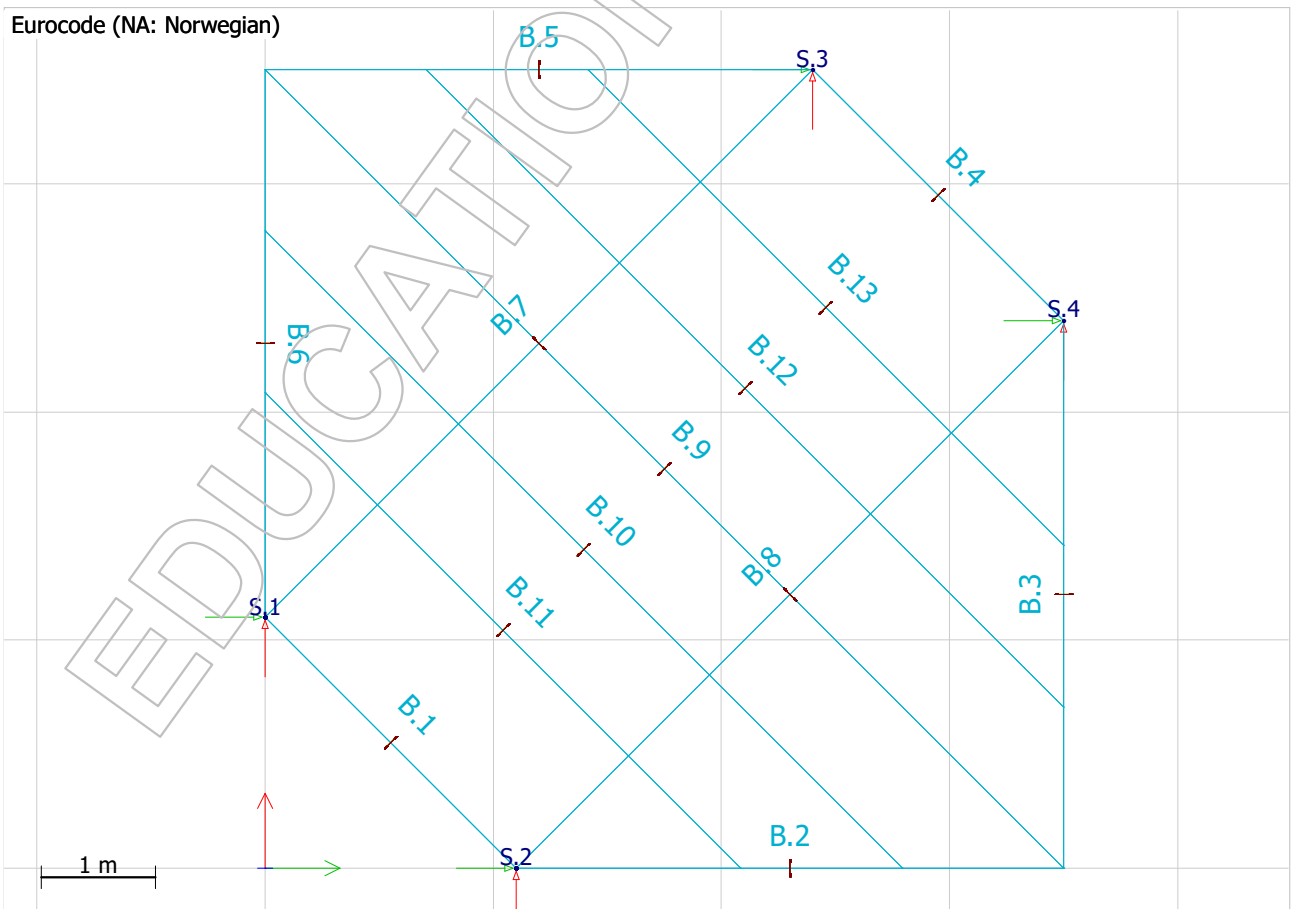
1.1 Geometri

Geometri

Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian)



1.2 Profiler

Beams

ID	Material	Section, start	Section, end
[-]	[-]	[-]	[-]
B.1.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.2.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.3.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.4.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.5.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.6.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.7.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.8.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.9.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.10.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.11.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.12.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10
B.13.1	S 355	KKR 250x150x10	KKR 250x150x10

Point support groups

ID	x	y	z	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.
[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
S.1	-0.000	2.200	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.2	2.200	0.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.3	4.800	7.000	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10
S.4	7.000	4.800	0.000	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10	1.00E+10

Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.	Type
[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-
1.00E+10	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	-

Disconn.
No
No
No
No

2 Laster

2.1 Lasttilfeller

Load cases

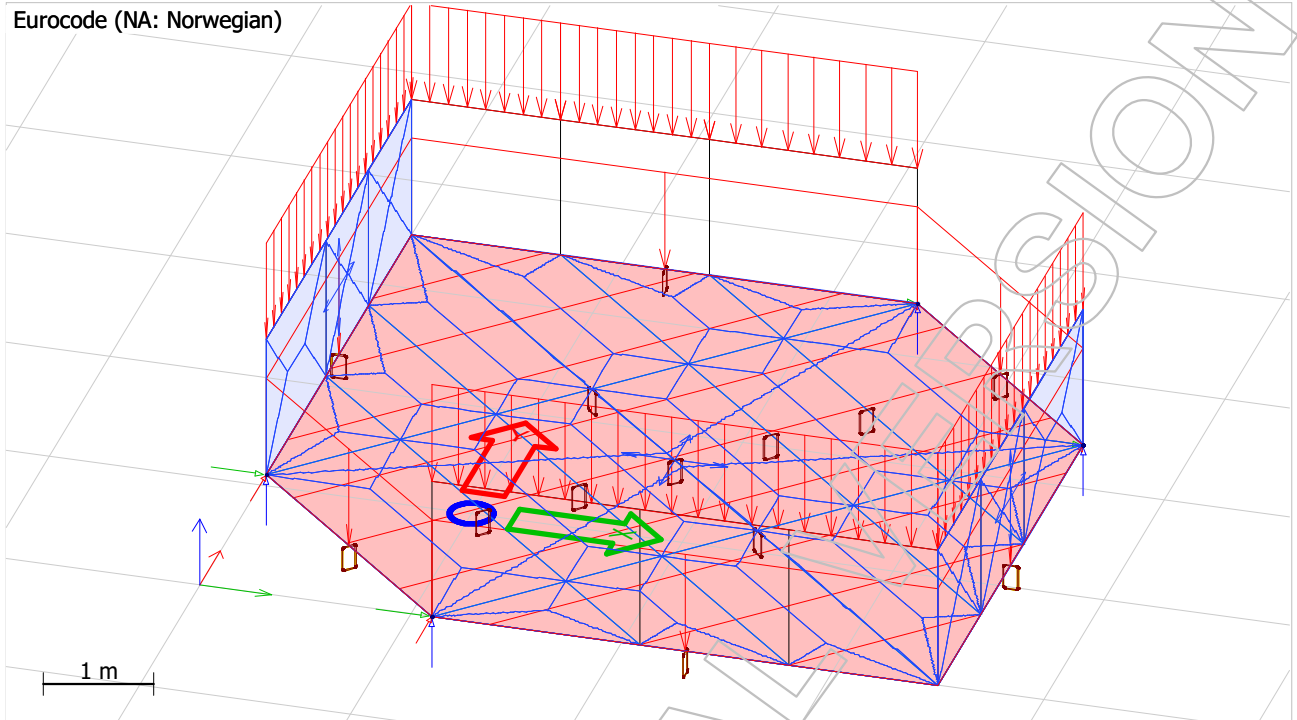
No.	Name	Type	Duration class
1	Egenvekt	+Struc. dead load	Permanent
2	Trafikklast vertikal	Ordinary	Medium-term
3	Trafikklast horisontal	Ordinary	Medium-term
4	Snølast	Ordinary	Medium-term
5	Vindlast x	Ordinary	Medium-term
6	Trafikklast ugunstig 1	Ordinary	Medium-term
7	Trafikklast ugustig 2	Ordinary	Medium-term

EDUCATIONAL VERSION

2.1.1 Variable laster

Trafikklast, vertikal rekkverklast

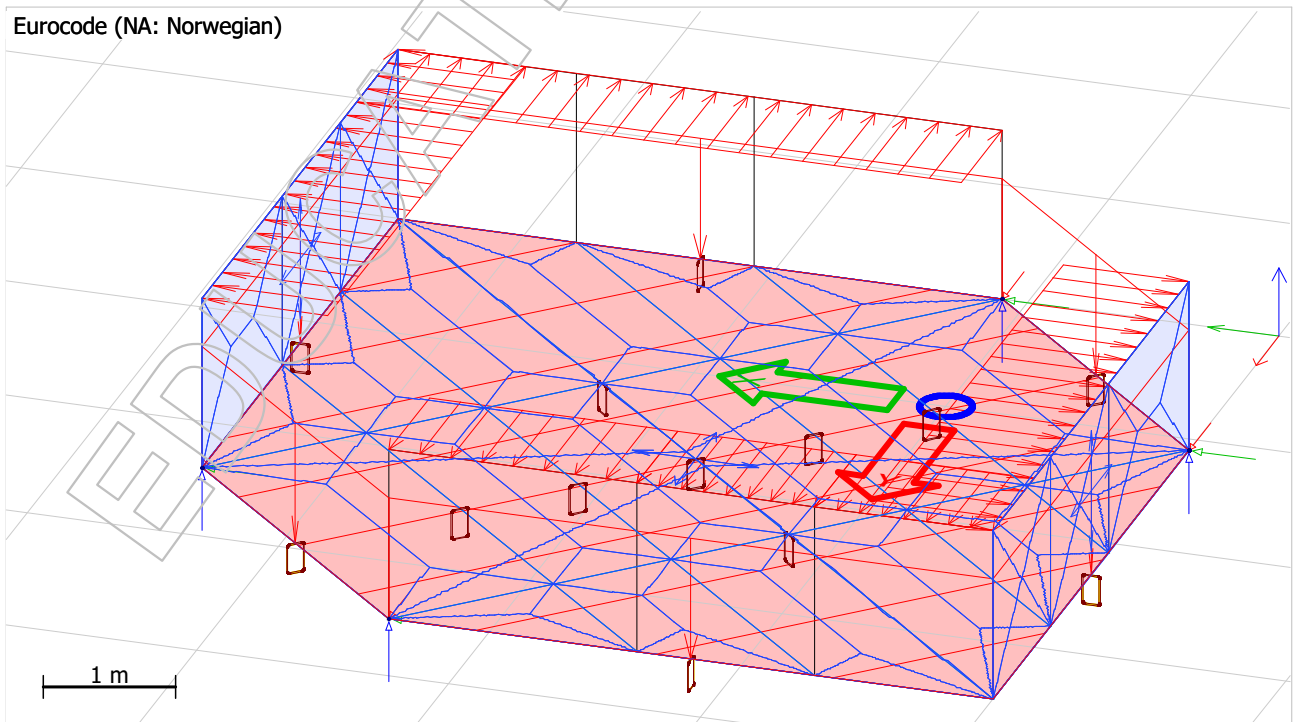
Eurocode (NA: Norwegian)



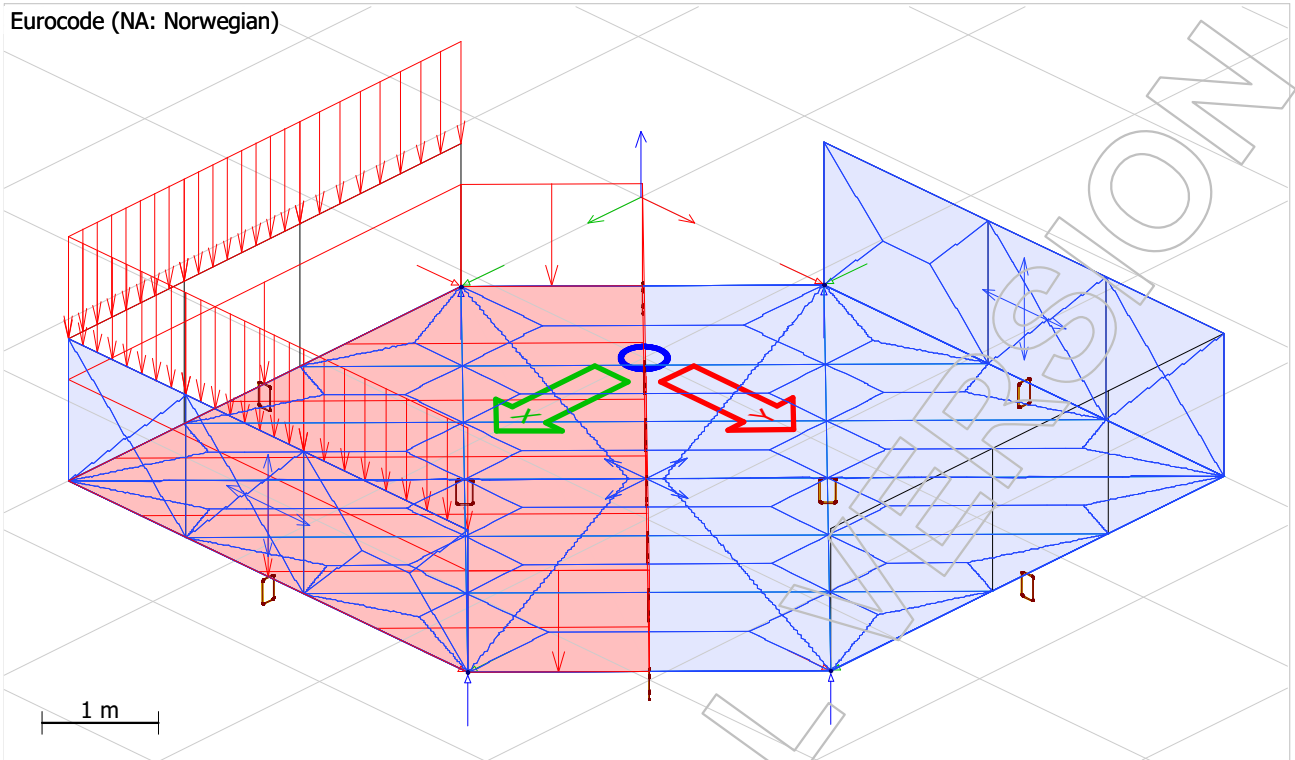
Overbygningen belastes med en jevnt fordelt last som følge av gang- og sykkeltrafikk, denne lasten blir $4,2 \text{ kN/m}^2$. Gangbrua skal også belastes med en rekkverklast som opptrer på toppen av rekkverket, horisontalt eller vertikalt, på $1,5 \text{ kN/m}^2$. Flatelasten og den horisontale rekkverklasten vil opptre samtidig. Når flatelasten opptre samtidig som den vertikale rekkverklasten blir flatelasten redusert med summen av den vertikale lasten fra rekkverklasten.

Trafikklast, horisontal rekkverklast

Eurocode (NA: Norwegian)

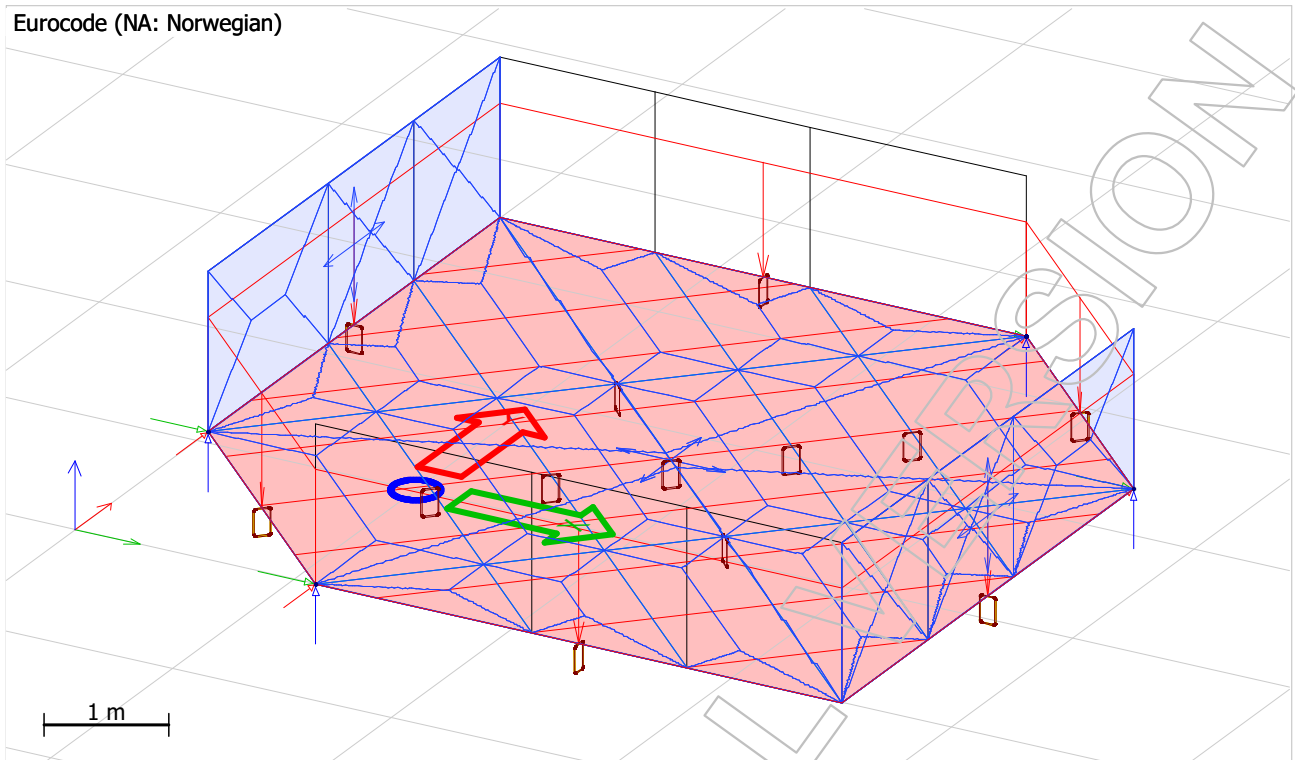


Trafikklast, ugunstig plassering
Eurocode (NA: Norwegian)



Snølast

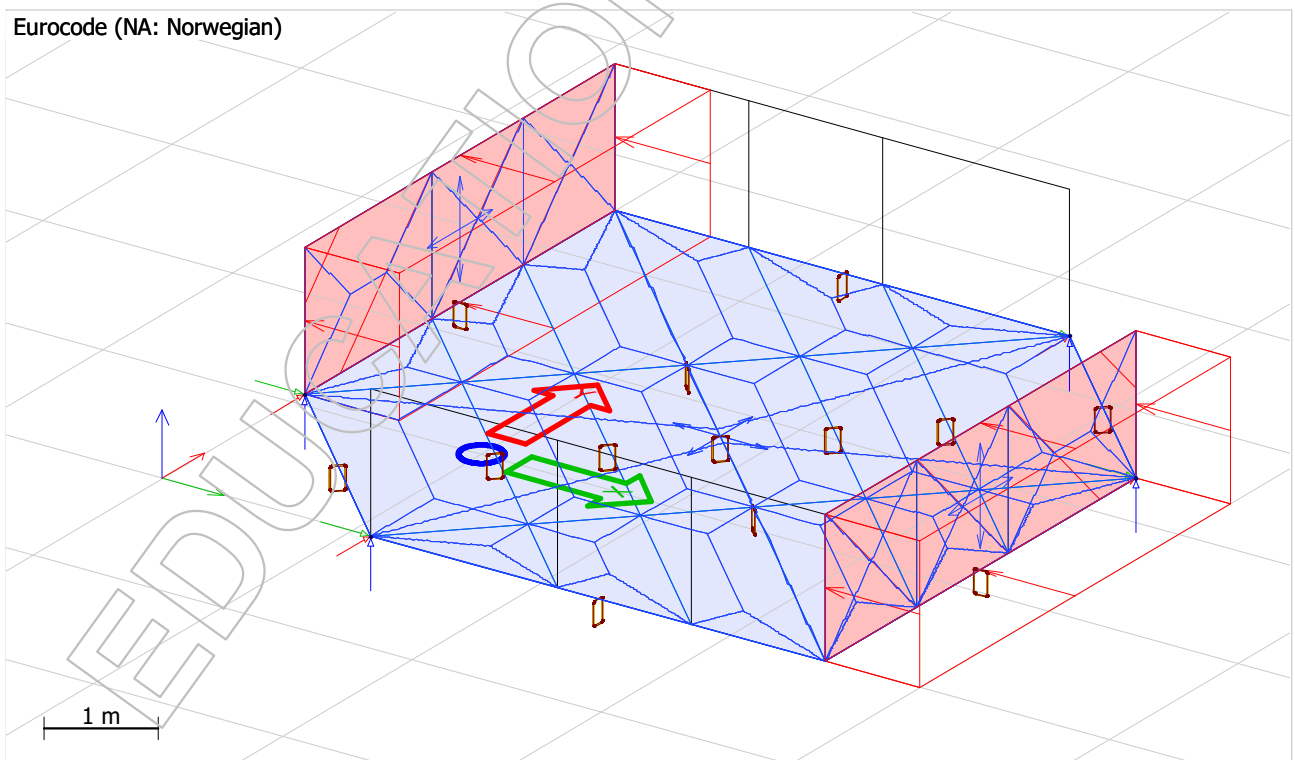
Eurocode (NA: Norwegian)



Snølasten er satt til 3,5 kN/m² og blir fordelt over hele dekket.

Vindlast

Eurocode (NA: Norwegian)

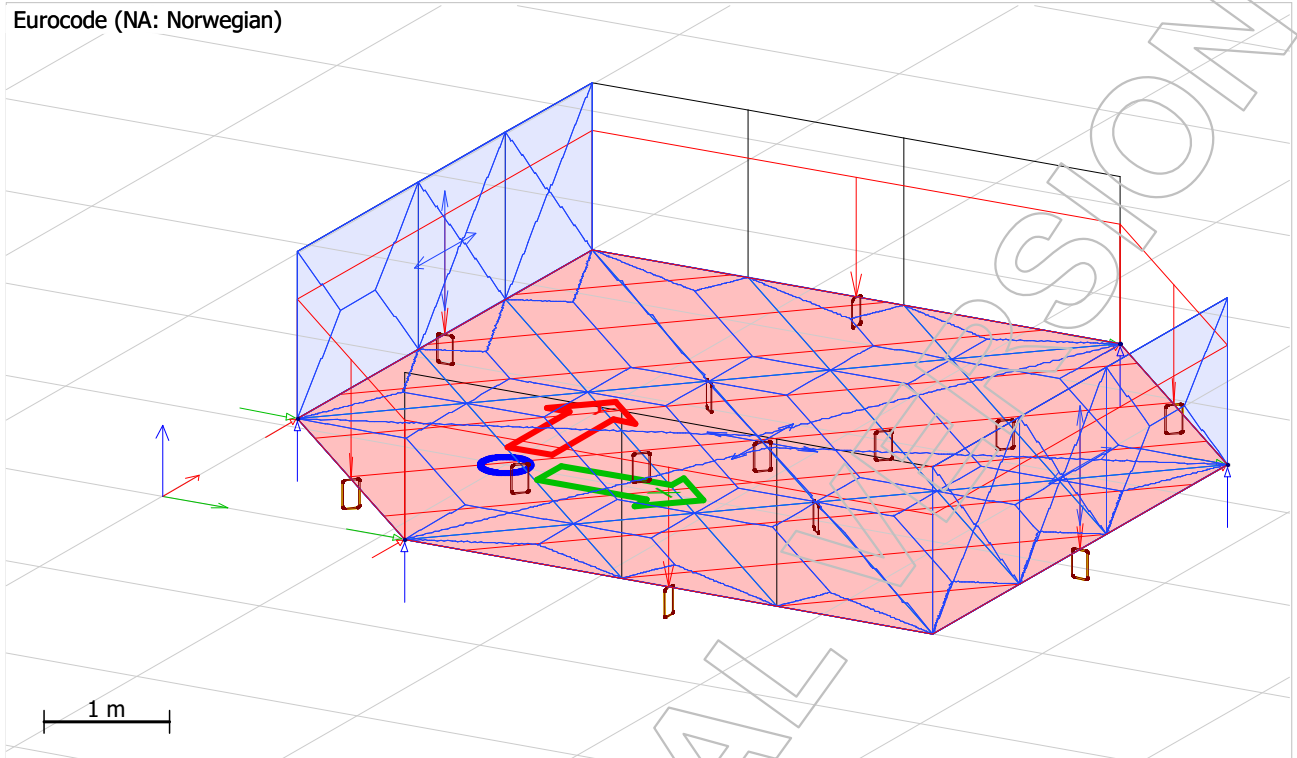


På glassfasaden blir vindlasten satt på som en flatelast. Denne laster er 1,5kN/m². Siden konstruksjonen er symmetrisk blir vindlasten bare kontrollert i en retning.

2.1.2 Egenlast

Egenlast

Eurocode (NA: Norwegian)



Egenvekten blir automatisk beregnet. Gangbroer med spennvidde på mindre enn 200m må i tillegg belastes med minimum 2 kN/m² dekkelast.

2.2 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast horisontal
2	LC2ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast ugunstig 1
3	LC1.2ULs	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			0.940	Trafikklast vertikal
4	LC4ULS	Ultimate	1.350	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast x
			1.050	Snølast
5	LC6ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.600	Vindlast x
			1.050	Snølast
6	LC8ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.120	Vindlast x
			1.500	Snølast
7	LC9ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast horisontal
8	LC10ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast vertikal
9	LC11ULS	Ultimate	1.200	Egenvekt+Struc. dead load
			1.350	Trafikklast ugunstig 1
10	LC1SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast horisontal
11	LC2SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast vertikal
12	LC1.2SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Trafikklast horisontal
13	LC4SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.600	Snølast
			0.000	Vindlast x
14	LC6SfLS	Frequent	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.600	Vindlast x
			0.200	Snølast
15	LC1ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast horisontal
16	LC2ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast vertikal
17	LC1.2ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Trafikklast ugunstig 1
18	LC4ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			1.000	Vindlast x
			0.700	Snølast
19	LC6ScLS	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load
			0.700	Vindlast x
			1.000	Snølast
20	LC9scLS - Karakteristisk trafikklast, uguns...	Characteristic	1.000	Trafikklast ugunstig 1
21	LC7ScLS - Karakteristisk trafikklast	Characteristic	1.000	Trafikklast vertikal

No.	Name	Type	Factor	Load cases
22	LC8scIS - Karakteristig trafikklast, ugunst...	Characteristic	1.000	Trafikklast ugustig 2
23	LC9ScIS - Karakteristiske permanente las...	Characteristic	1.000	Egenvekt+Struc. dead load

EDUCATIONAL VERSION

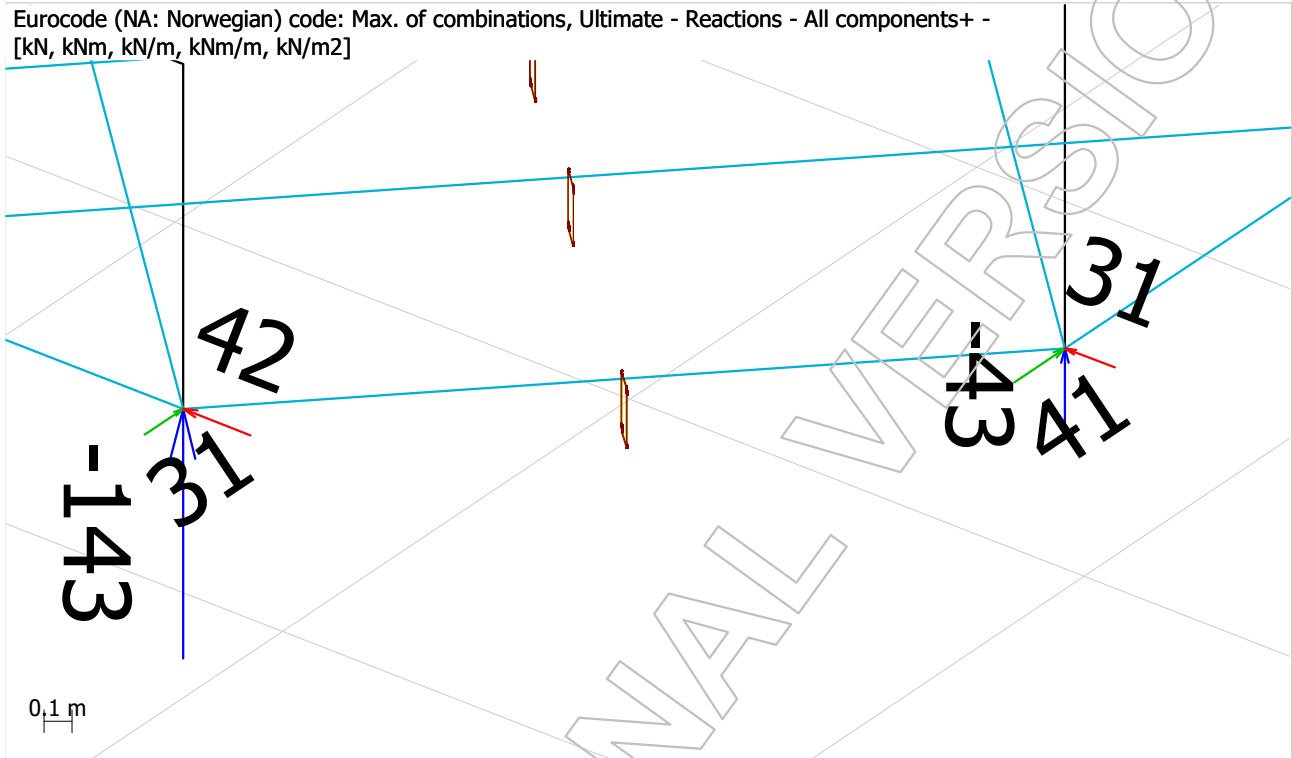
3 Resultater

3.1 Bruddgrensetilstanden

3.1.1 Opplagerkrefter

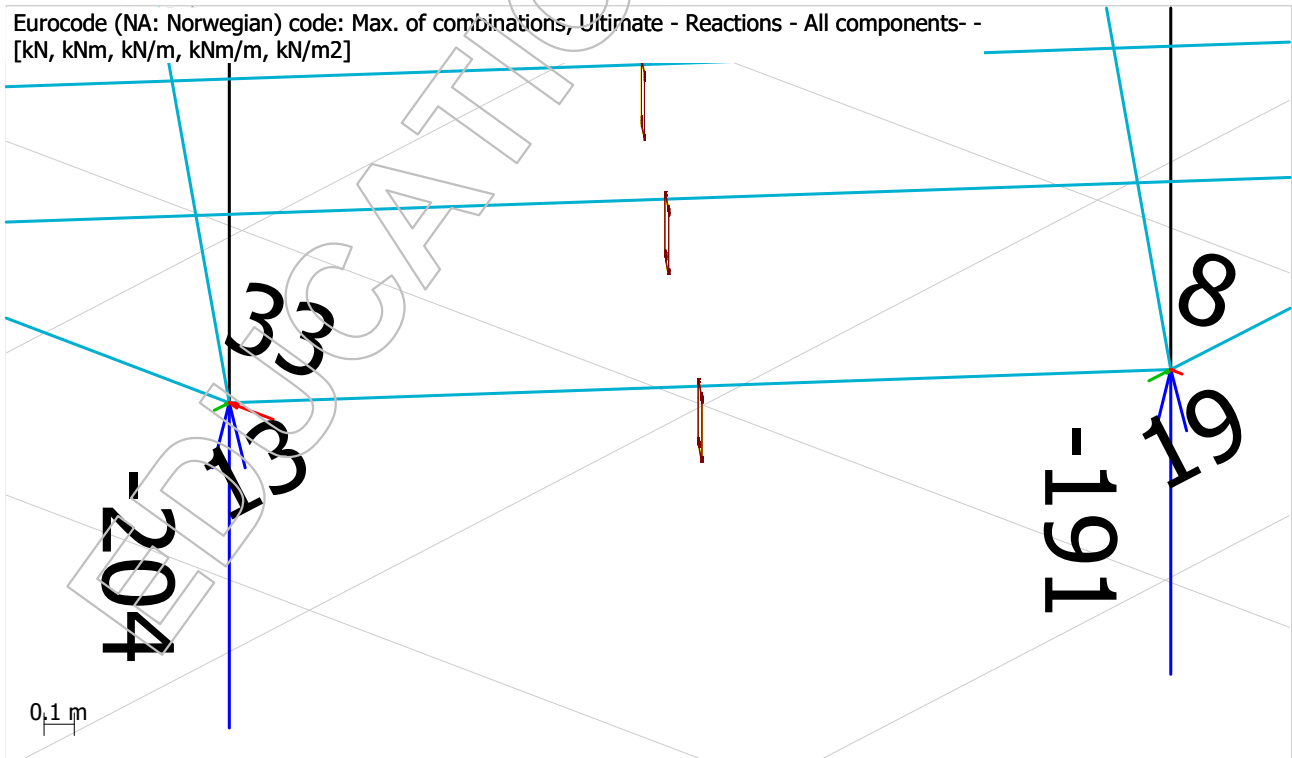
Opplagerkrefter, fastlager (+)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



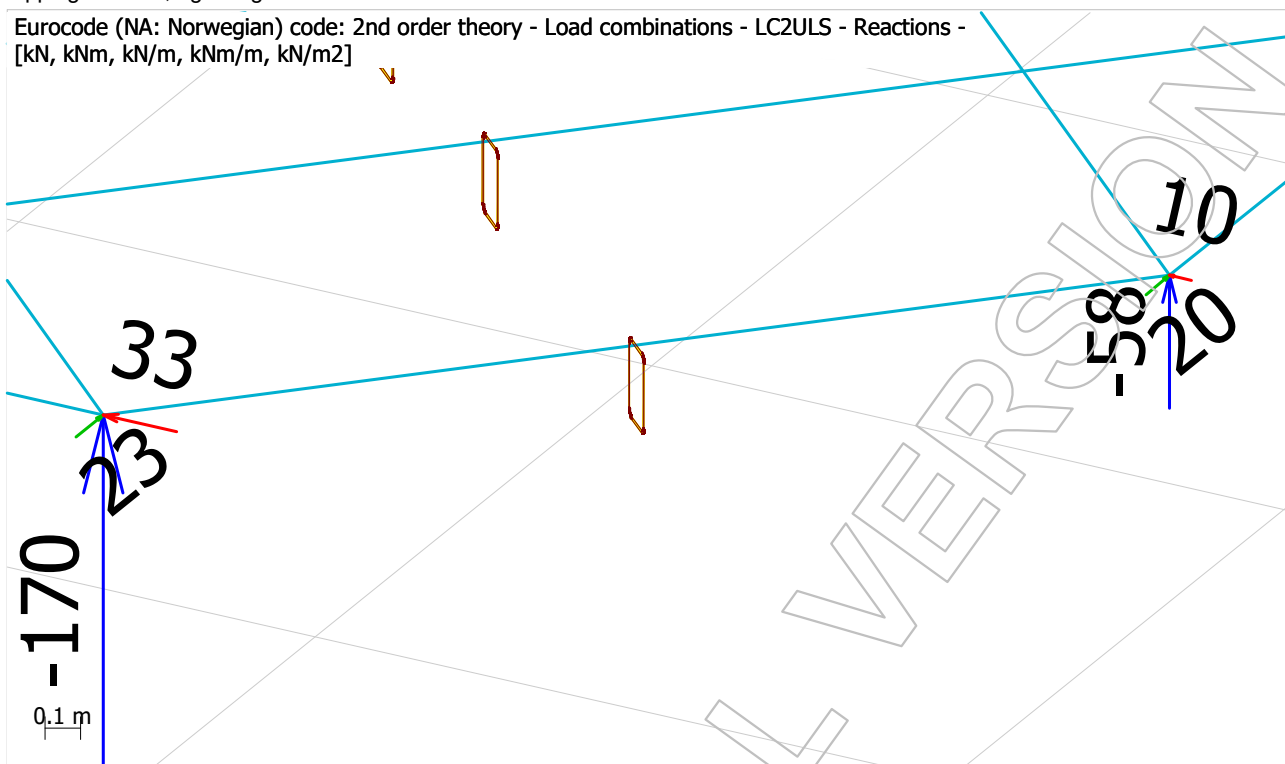
Opplagerkrefter, fastlager (-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components- -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Opplagerkrefter, ugunstig trafikklast

Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC2ULS - Reactions -
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]

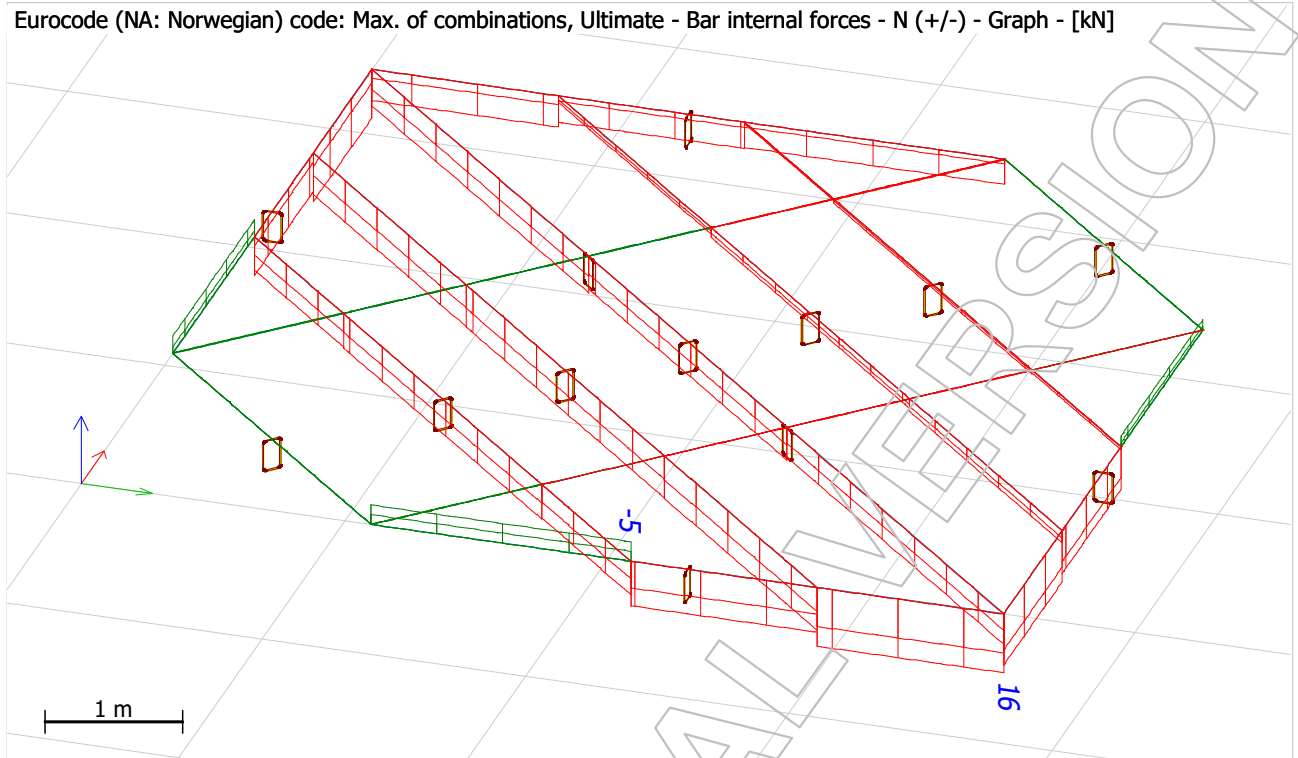


EDUCATIONAL VERSION

3.1.2 Normalkrefter

Normalkrefter

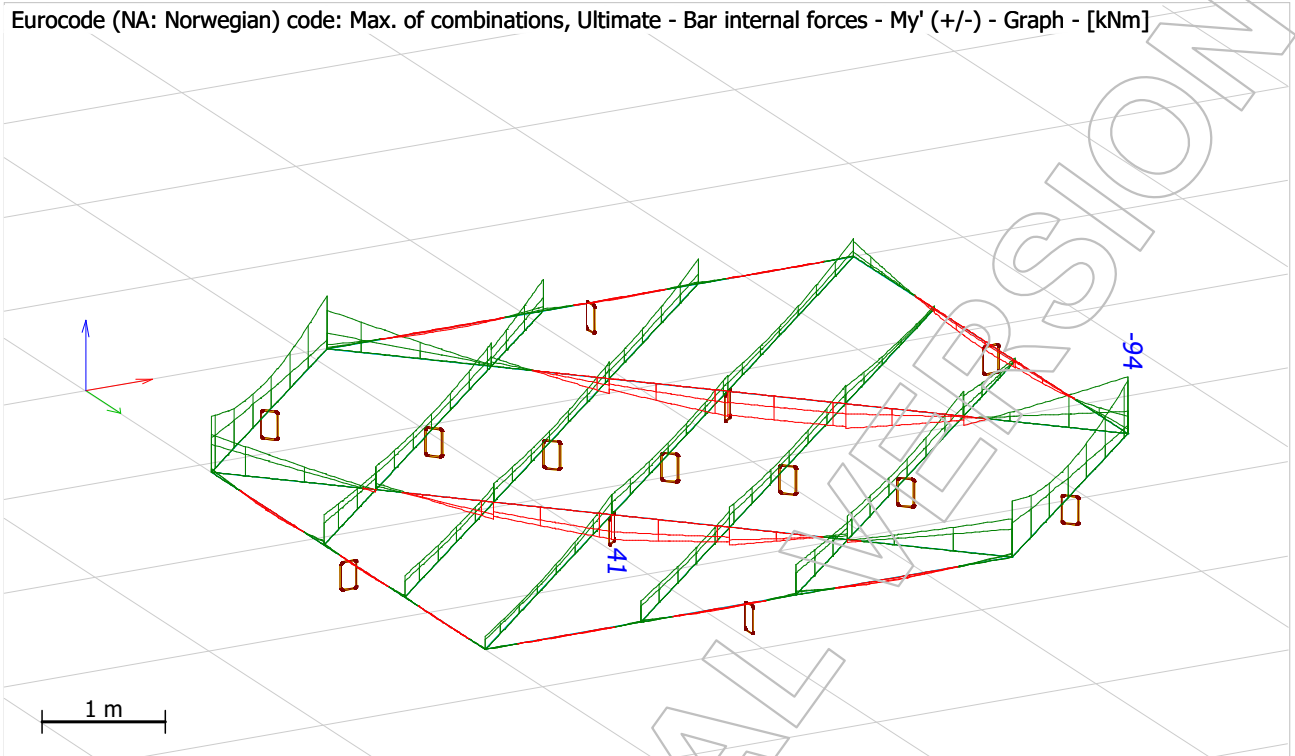
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - N (+/-) - Graph - [kN]



3.1.3 Momenter

Moment M_y (+/-)

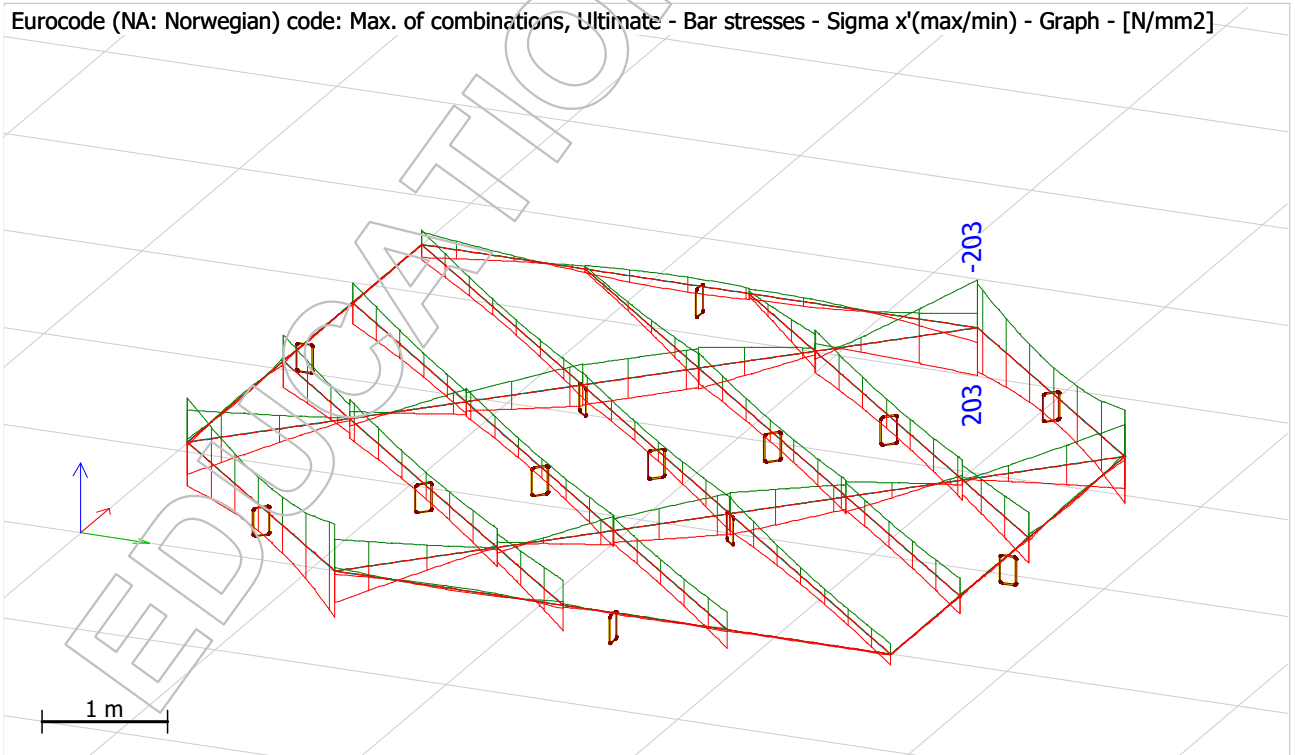
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - M_y ' (+/-) - Graph - [kNm]



3.1.4 Spenninger

Spenninger

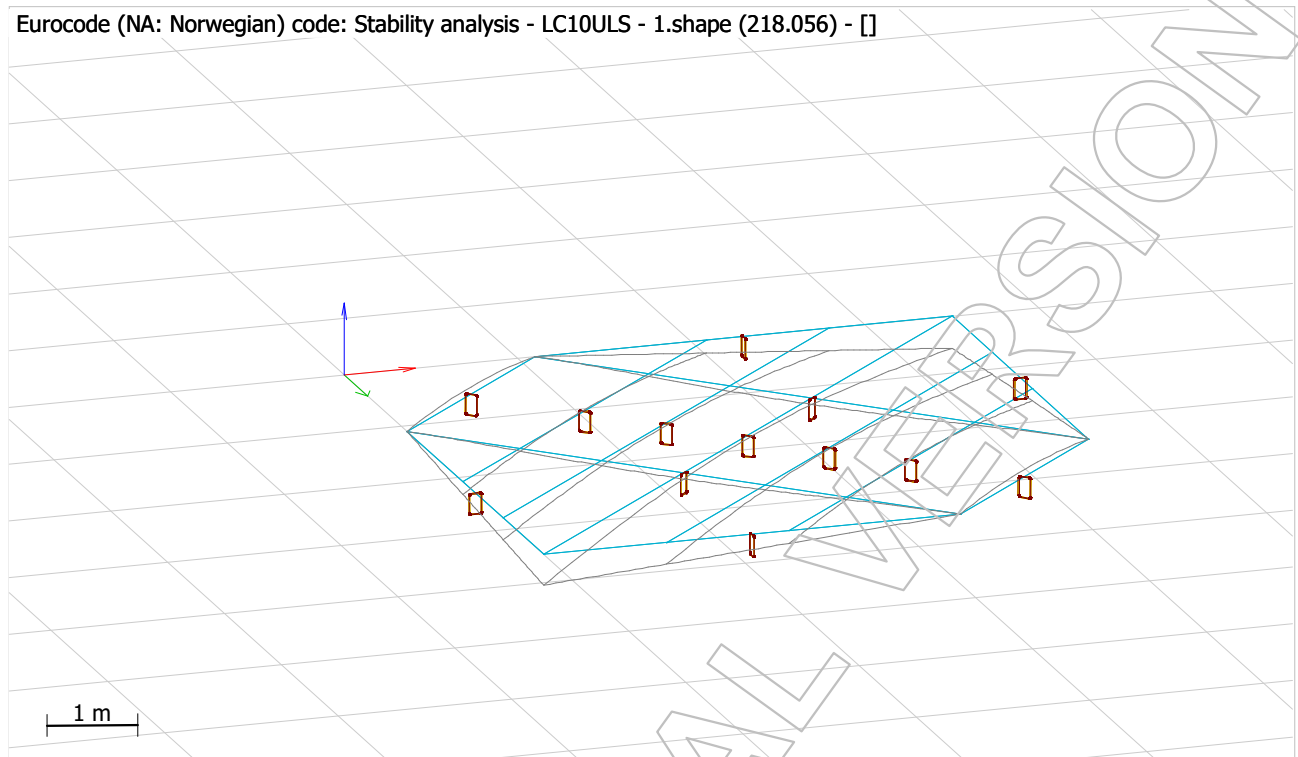
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar stresses - σ_x ' (max/min) - Graph - [N/mm²]



3.1.5 Stabilitet

Stabilitet

Eurocode (NA: Norwegian) code: Stability analysis - LC10ULS - 1.shape (218.056) - []



Konstruksjonen har svært høy stabilitet på grunn av sin enkle geometri og lave kapasitetsutnyttelse.

Critical parameters

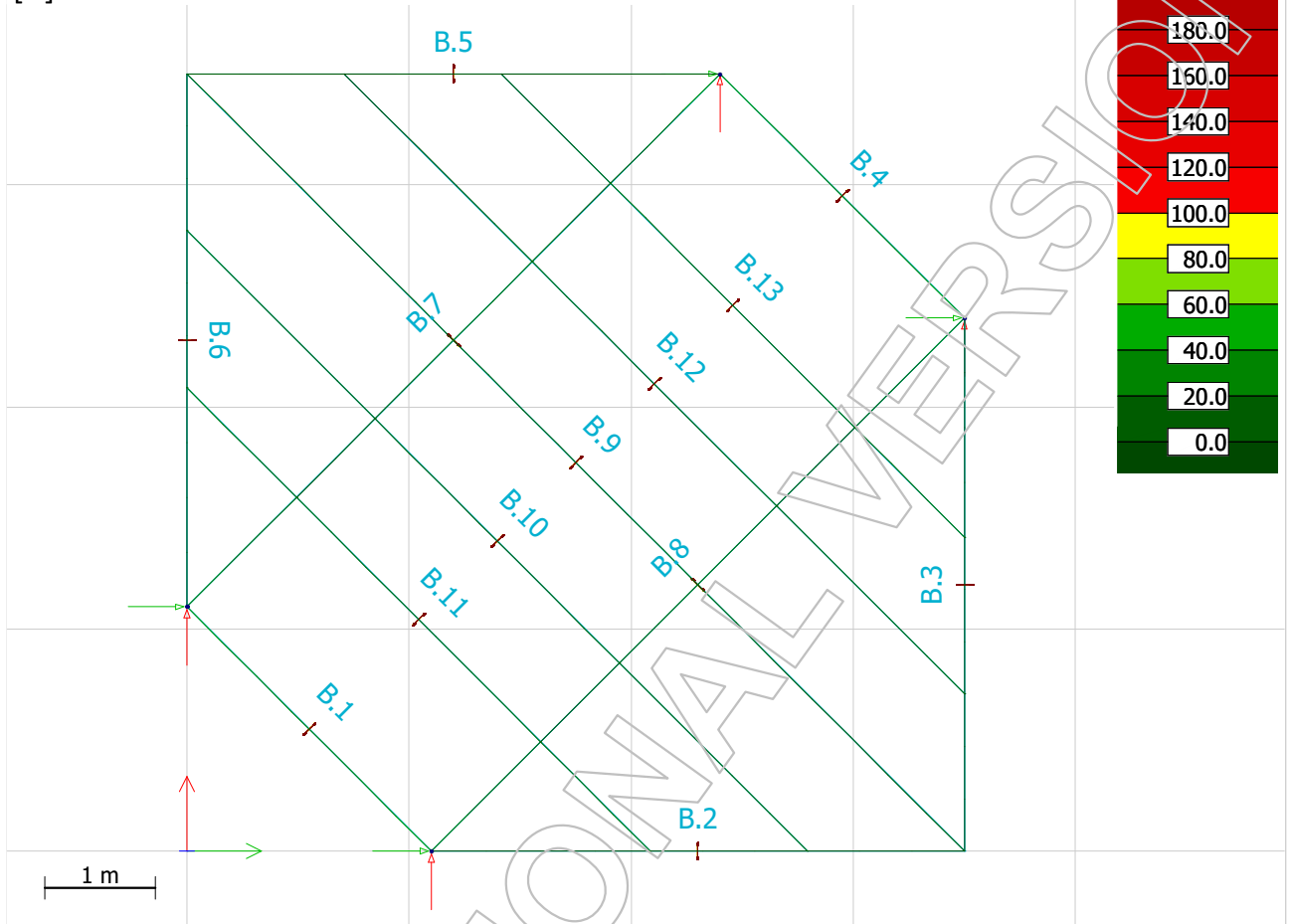
Comb	Shape	Critical param.
LC1ULS	1	329.910
	2	545.985
	3	-1459.120
	4	-1716.506
	5	-1841.259
LC2ULS	1	320.735
	2	819.883
	3	-2278.413
	4	-2592.429
	5	-2800.401
LC1.2ULs	1	262.535
	2	434.181
	3	-1744.622
	4	-1940.601
	5	-2102.810
LC4ULS	1	295.974
	2	506.966
	3	-1638.830
	4	-1866.209
	5	-2054.612
LC6ULS	1	307.353
	2	552.354
	3	-1717.152

Comb	Shape	Critical param.
LC8ULS	4	-1957.742
	5	-2179.376
	1	254.659
	2	431.763
	3	-1411.438
LC9ULS	4	-1606.277
	5	-1762.295
	1	288.247
	2	477.338
	3	-1213.353
LC10ULS	4	-1438.141
	5	-1541.064
	1	218.056
	2	360.716
	3	-1509.067
LC11ULS	4	-1670.281
	5	-1811.008
	1	271.422
	2	885.711
	3	-2115.809
LC11ULS	4	-2423.553
	5	-2617.548

3.1.6 Kapasitetsutnyttelse og beregninger

Kapasitetsutnyttelse

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]



Max. of load combinations, Bar, Utilization

Member	Section	Status	Maximum	Combination
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]
B.1.1	KKR 250x150x10	Real	47	LC11ULS
B.2.1	KKR 250x150x10	Real	4	LC9ULS
B.3.1	KKR 250x150x10	Real	4	LC9ULS
B.4.1	KKR 250x150x10	Real	47	LC11ULS
B.5.1	KKR 250x150x10	Real	15	LC9ULS
B.6.1	KKR 250x150x10	Real	4	LC8ULS
B.7.1	KKR 250x150x10	Real	48	LC9ULS
B.8.1	KKR 250x150x10	Real	32	LC9ULS
B.9.1	KKR 250x150x10	Real	17	LC9ULS
B.10.1	KKR 250x150x10	Real	21	LC9ULS
B.11.1	KKR 250x150x10	Real	27	LC9ULS
B.12.1	KKR 250x150x10	Real	18	LC9ULS
B.13.1	KKR 250x150x10	Real	26	LC9ULS

Beregning av bjelke B.7.

B.9.1 Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

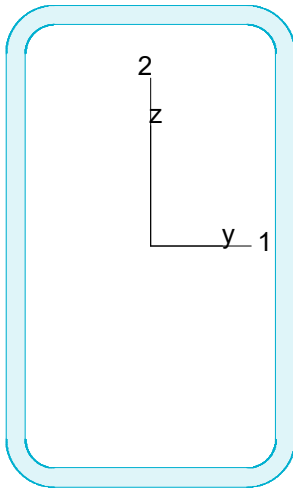
$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 250x150x10



$$A = 7257 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 5.825e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2.634e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_1 = 5.825e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 2.634e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 5.820e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 4.092e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 4.660e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 3.512e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 90 \text{ mm}$$

$$i_2 = 60 \text{ mm}$$

$$I_t = 6.131e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.273e+10 \text{ mm}^6$$

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

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\lambda_1 = 76.40$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC9ULS', x = 3394 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{2721 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 531.18 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{1.89}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 526.05 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.08}{526.05} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1: 6.2.6, 6.2.8

LC: 'LC9ULS', x = 6505 mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot Y_{M0}} = \frac{4535 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 885.31 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}} = 1 - \frac{0.15}{(355 / \sqrt{3}) / 1.05} = 884.62 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{15.83}{884.62} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1: 6.2.7

LC: 'LC9ULS', $x = 3394$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$T_{\max, \text{unit}} = 1.77 \frac{\text{N/mm}^2}{\text{kNm}}$ is calculated by FEM analysis.

$$T_{\text{Rd}} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot T_{\max, \text{unit}}} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1.77} = 110.06 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{\text{Ed}}}{T_{\text{Rd}}} = \frac{1.06}{110.06} = 0.01 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1: 6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1: 6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1: 6.2

LC: 'LC9ULS', $x = 6505$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$V_{1, \text{Ed}} = 0.08 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{1, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 263.02 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2, \text{Ed}} = 13.90 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot V_{2, \text{pl}, \text{T}, \text{Rd}} = 438.37 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{1, \text{Ed}}}{M_{1, \text{Rd}}} + \frac{M_{2, \text{Ed}}}{M_{2, \text{Rd}}} = \frac{8.97}{2453.43} + \frac{33.10}{196.77} + \frac{0.10}{138.34} = 0.17 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Torsional-flexural buckling - Part 1-1: 6.3.1

Not necessary due to 2nd order analysis

Lateral torsional buckling - Part 1-1: 6.3.2.2

LC: 'LC9ULS', $x = 6505$ mm

Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$N_{cr,LT} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L_{cr})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.100e+05 \cdot 2.634e+07}{(1.00 \cdot 3111)^2} = 5640.17 \text{ kN}$$

Loaded on top edge.

$$Z = (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) = (0.18 \cdot 125 - 0.75 \cdot 0) = 22.88 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot N_{cr,LT} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{G \cdot I_t}{N_{cr,LT}} + Z^2 \right]^{0.5} - Z \right\} =$$
$$= 1.56 \cdot 5.640e+06 \cdot \left\{ \left[\left(\frac{1.00}{1.00} \right)^2 \cdot \frac{1.273e+10}{2.634e+07} + \frac{8.077e+04 \cdot 6.131e+07}{5.640e+06} + 22.88^2 \right]^{0.5} - 22.88 \right\} =$$
$$= 8046.77 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{581999 \cdot 355}{8.047e+09}} = 0.16$$

$\alpha_{LT} = 0.76$ (Buckling curve: d)

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] =$$
$$= 0.5 \left[1 + 0.76 \cdot (0.16 - 0.2) + 0.16^2 \right] = 0.50$$

$$\chi_{LT} = \min \left(\frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.50 + \sqrt{0.50^2 - 0.16^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.56)$$

$$M_{y,b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1.00 \cdot 581999 \cdot \frac{355}{1.05} = 196.77 \text{ kNm} \quad (6.55)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{33.10}{196.77} = 0.17 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1: 6.3.3

Not relevant

Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1: 6.3.3

LC: 'LC9ULS', $x = 6505$ mm

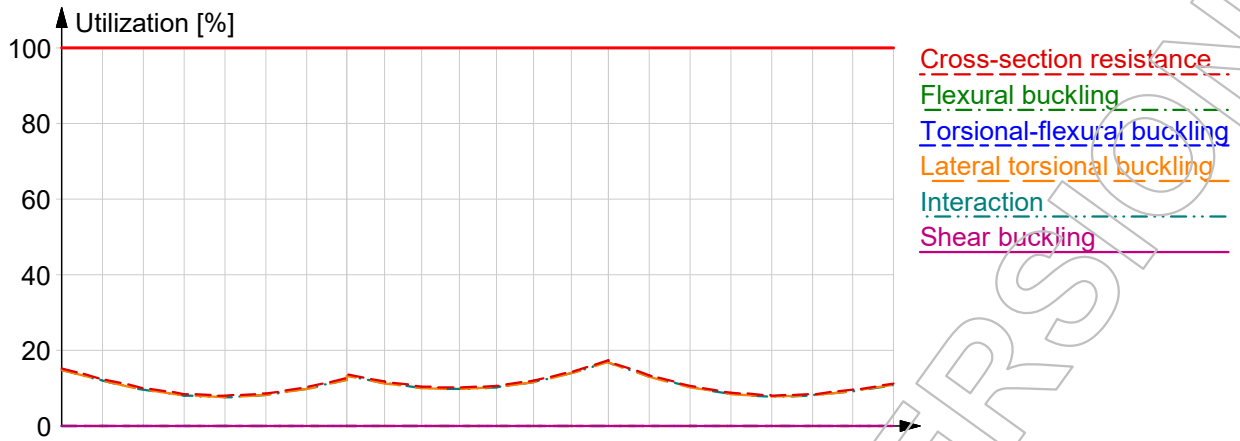
Class_N = 1, Class_{M1} = 1, Class_{M2} = 1

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.00}{2453.43} + \frac{33.10}{196.77} + \frac{0.10}{138.34} = 0.17 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Shear buckling - Part 1-5: 5

$$\frac{h_w}{t} = \frac{230}{10} = 23.0 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = \frac{72}{1.20} \cdot 0.81 = 48.8 \rightarrow \text{Not relevant}$$

Summary



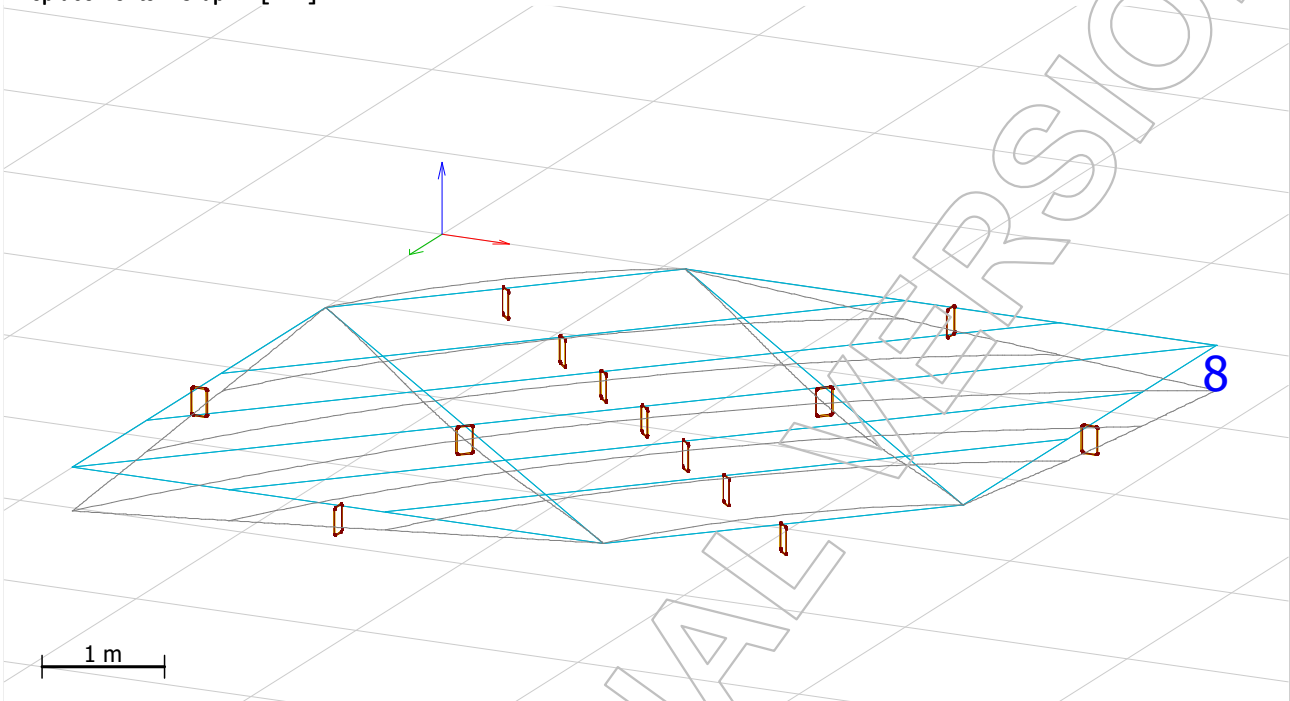
EDUCATIONAL VERSION

3.2 Bruksgrensetilstanden

3.2.1 Nedbøying

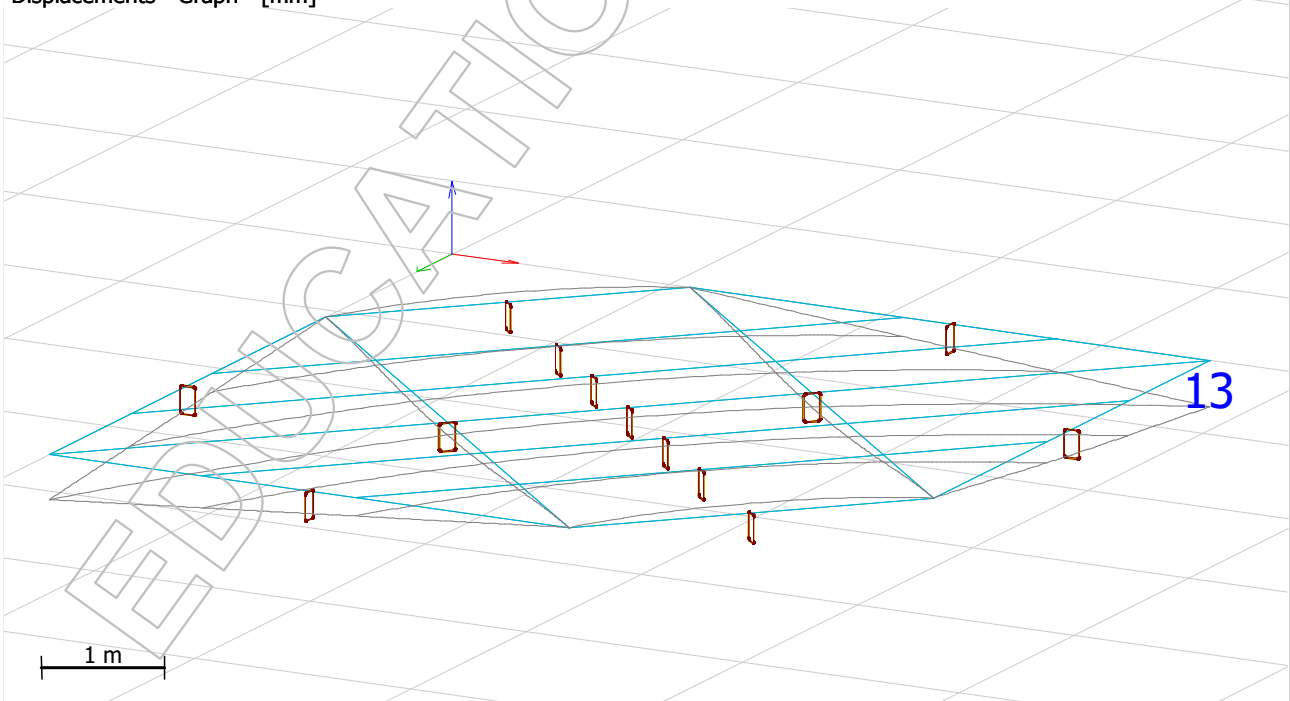
Nedbøying, karakteristisk egenlast

Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC9ScS - Karakteristiske permanente laster - Displacements - Graph - [mm]



Nedbøying, karakteristisk trafikklast

Eurocode (NA: Norwegian) code: 2nd order theory - Load combinations - LC7ScS - Karakteristisk trafikklast - Displacements - Graph - [mm]



Vedlegg D

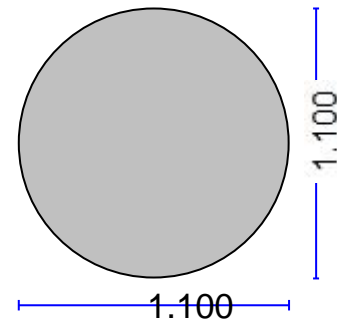
Beregninger i EUROCODE Express
Pele, søyle og pele for geoteknikk

1. Pele**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.100 m, Ned =730.00 kN**Med yy =6609.00 kNm, Med zz = 0.00 kNm**Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B450C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=450/1.15=391$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter $D=1.100$ m, søylelengde $L=6.280$ m
 Laster , Laster, aksial $Ned=730.00$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=6609.00$ kNm, $Med_{yy}=0.00$ kNm
 skjærkraft $Ved=800.00$ kN
 Knekk lengder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz}=2.00 \times L=12.560$ m
 Knekk lengder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy}=1.00 \times L=6.280$ m
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=d_2=C_{nom}+ \varnothing_s + \varnothing/2=75+8+25/2=95$ mm, $d=1005$ mm

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

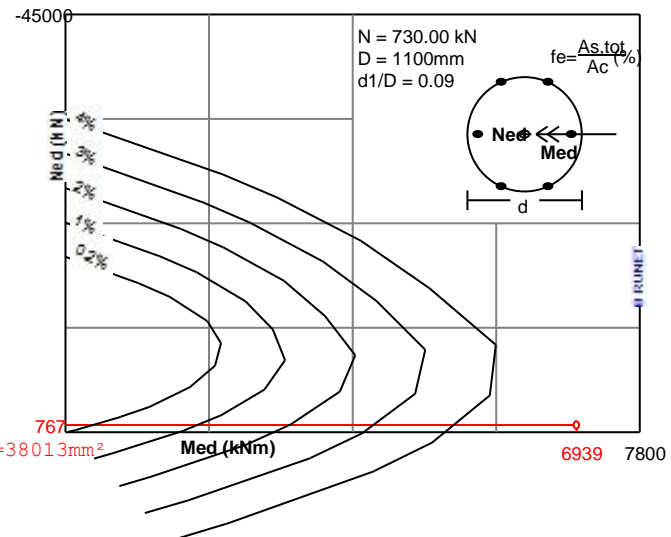
(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=730.00kN, Med,yy=6609.00kNm, Med,zz=0.00kNm

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $Med/(2 \times 3.14 r^3 f_{cd})=0.27$, $Ned/(3.14 r^2 f_{cd})=-0.03$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0.90$, $As=51034$ mm², $As/A_c=5.37\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=730.00$ kN (trykk), $Med=6609.00$ kNm
 B35-B450C
 $D=1100$ mm
 $d=1005$ mm, $d_1=95$ mm, $d_2=95$ mm, $d_1/D=0.087$
 $e=Med/Ned=6609.00/730.00=9.053$ m=9053 mm
 $z_s=h/2-d_1=1100/2-95=455$ mm, $e=9053$ mm $> z_s=455$ mm
 Nødvendig armering er over tillatt grense $> 0.04 A_c=38013$ mm²



1. Søyle

Enkeltstående søyle

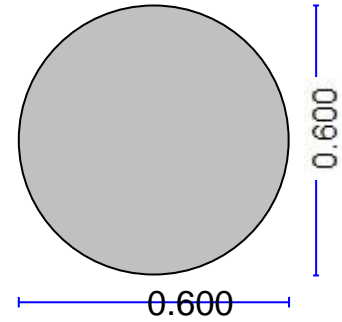
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =0.600 m, Ned =700.00 kN

Med yy =1850.00 kNm, Med zz = 0.00 kNm

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B450C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_c \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=450/1.15=391$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Sirkulær søyle med diameter $D=0.600$ m, søylelengde $L=4.000$ m
 Laster , Laster, aksial $Ned=700.00$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=1850.00$ kNm, $Med_{yy}=0.00$ kNm
 skjærkraft $Ved=800.00$ kN
 Knekk lengder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz}= 2.00 \times L= 8.000$ m
 Knekk lengder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy}= 1.00 \times L= 4.000$ m
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=d_2=C_{nom}+ \varnothing s + \varnothing /2=75+8+25/2=95$ mm, $d=505$ mm

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

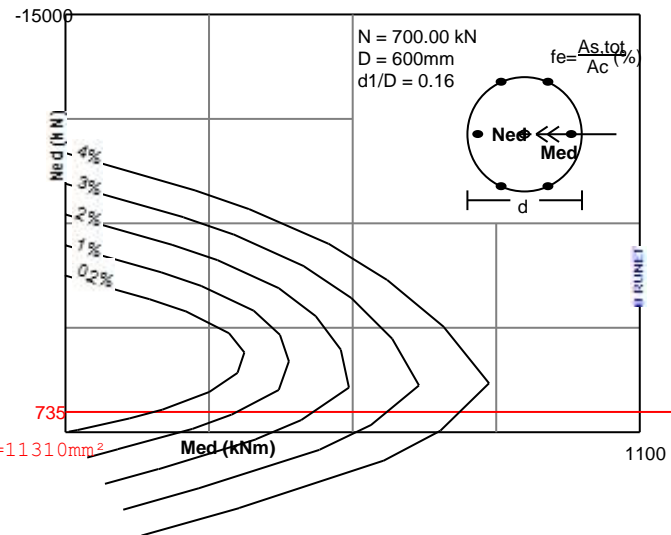
$Ned=700.00$ kN, $Med_{yy}=1850.00$ kNm, $Med_{zz}=0.00$ kNm

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1
 Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992
 $Med/(2 \times 3.14 r^3 f_{cd})=0.47$, $Ned/(3.14 r^2 f_{cd})=-0.11$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=1.69$, $As=28511$ mm², $As/A_c=10.08\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=700.00$ kN (trykk), $Med=1850.00$ kNm
 B35-B450C
 $D=600$ mm
 $d=505$ mm, $d_1= 95$ mm, $d_2= 95$ mm, $d_1/D=0.159$
 $e=Med/Ned=1850.00/700.00=2.643$ m = 2643 mm
 $z_s=h/2-d_1=600/2-95=205$ mm, $e=2643$ mm > $z_s=205$ mm

Nødvendig armering er over tillatt grense > $0.04 A_c=11310$ mm²

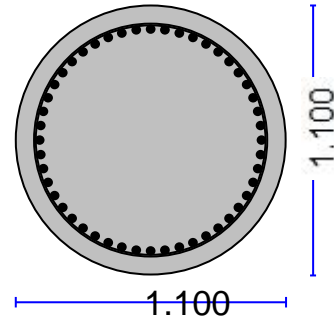


1. Pele**Enkeltstående søyle**

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

D =1.100 m, Ned =730.00 kN**Med yy =5130.00 kNm, Med zz = 0.00 kNm**Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B450C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XS3 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85 \times 35/1.50=19.83$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=0.85 \times 2.2/1.50=1.25$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=450/1.15=391$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

**2. Dimensjoner, laster**

Sirkulær søyle med diameter $D=1.100$ m, søylelengde $L=6.280$ m
 Laster , Laster, aksial $Ned=730.00$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=5130.00$ kNm, $Med_{yy}=0.00$ kNm
 skjærkraft $Ved=800.00$ kN
 Knekk lengder for rammesøylers retning z-z : $L_{cz}=2.00 \times L=12.560$ m
 Knekk lengder for rammesøylers retning y-y : $L_{cy}=1.00 \times L=6.280$ m
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=d_2=C_{nom}+\varnothing_s+\varnothing/2=75+8+25/2=95$ mm, $d=1005$ mm

3. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=730.00kN, Med,yy=5130.00kNm, Med,zz=0.00kNm

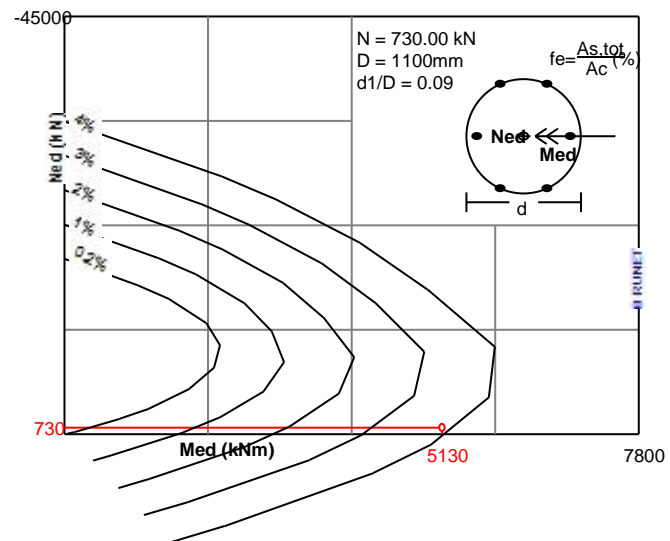
Kordina K, *Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1 Planung von Stahlbeton ...*, Berlin, Beuth, 1992
 $Med/(2 \times 3.14r^3 f_{cd})=0.21$, $Ned/(3.14r^2 f_{cd})=-0.03$
 $As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0.64$, $As=36291$ mm², $As/A_c=3.82\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=730.00$ kN (trykk), $Med=5130.00$ kNm
 B35-B450C
 $D=1100$ mm
 $d=1005$ mm, $d_1=95$ mm, $d_2=95$ mm, $d_1/D=0.087$
 $e=Med/Ned=5130.00/730.00=7.027$ m=7027 mm
 $z_s=h/2-d_1=1100/2-95=455$ mm, $e=7027$ mm > $z_s=455$ mm
 $As_1=As_2=19007$ mm², $(As_1+As_2)/A_c=4.00\%$
 $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/-4.18$

As,tot=38013mm²

Minimum lengdearmoring, $As \geq 0.0020A_c$, $\varnothing_s \geq 8$, $As_{min}=6\varnothing_{20}$ (1884 mm²) (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0.04A_c$, ($As_{max}=38013$ mm²) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøyler med minimum \varnothing_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)
 i søylehøyde fra 1.10m til H-1.10m : Bøyler $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 400$ mm
 i område 0 til 1.10m og H-1.10m til H : Bøyler $\varnothing_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 240$ mm
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=680$ mm = 0.680 m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 48Ø32 (38592 mm²)**Transversarmering: Bøyler** Ø10s400 h:1.10m~H-1.10m] , Ø10s240 h:0~1.10m, H-1.10m~H]

4. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a)

$$V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 35 \text{ MPa}, b_w = 1100 \text{ mm}, d = 1005 \text{ mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} < 2, k = 1.45, k_1 = 0.15$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 19300 / (1100 \times 1005) = 0.0175$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 730.00 / 1210000 = 0.60 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.27 \text{ N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$V_{rd, c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.27 + 0.15 \times 0.60) \times 1100 \times 1005 = 397.78 \text{ kN}$$

$$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.45 \times (1.75 \times 35)^{0.33} + 0.15 \times 0.60] \times 1100 \times 1005 = 857.31 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 800.00 \text{ kN} <= V_{rdc} = 857.31 \text{ kN},$$

Ved <= V_{rdc} skjærarmering ikke påkrevdKapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.16, \theta = 45.0^\circ \cot \theta = 1.00 \tan \theta = 1.00$$

$$\alpha_{cw} = 1.00 \quad z = 0.9d, f_{ck} = 35.0 <= 60 \text{ MPa} \quad v_1 = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516, f_{cd} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1100 \times 0.9 \times 1005 \times 0.516 \times 19.83 / 2.00 = 5087.8 \text{ kN}$$

5. Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 1.30$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 1.30 \times 0.50 = 0.65$

(EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{ce} = 1000 \times 34.0 / 1.20 = 28.33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$

Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 38592 / (1100 \times 1100) = 0.032$

5.1. Slanketskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$\lambda, \text{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$

(Lign.5.13N)

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 38592 \times 391 / (1100 \times 1100 \times 19.83) = 0.63$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 730000 / (1100 \times 1100 \times 19.83) = 0.030$$

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 0.65) = 0.88$$

$$B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.63} = 1.50$$

$$C = 1.70 - r_m = 0.70, \quad (r_m = M_{01} / M_{02} = 1.0)$$

$$\lambda, \text{lim} = 20 \times 0.88 \times 1.50 \times 0.70 / \sqrt{0.030} = 106.73$$

5.2. Slankhet og effektiv lengde, retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 2.00 \times 6.280 = 12.560 \text{ m}$

Slankhetsforhold $\lambda = L_0 / i, \quad i = 0.250 \times 1100 \text{ mm}, \quad \lambda = 12560 / 275 = 45.67$

(Lign.5.14)

$$\lambda = 45.67 <= \lambda, \text{lim} = 106.73, \quad \text{annen ordens effekter kan overses}$$

5.3. Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

(EC2 Lign.5.21)

$$\rho = A_s / A_c = 0.032, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 730000 / (1100 \times 1100 \times 19.83) = 0.030$$

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}), \quad \varphi_{ef} = 0.65$$

(EC2 Lign.5.22)

$$k_1 = \sqrt{(f_{ck} / 20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35 / 20)} = 1.32 \text{ MPa}$$

(EC2 Lign.5.23)

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 <= 0.20, \quad n = 0.030, \quad \lambda = 45.67, \quad k_2 = 0.008$$

(EC2 Lign.5.24)

$$K_c = 1.323 \times 0.008 / (1 + 0.65) = 0.007$$

$$EI = 0.007 \times 28333 \times 1100 \times 1100^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 10452 \times (1005 / 2)^2 = 549.97 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 549968 \text{ kNm}^2$$

 $^{12} \text{Nmm}^2 = 549968 \text{ kNm}^2$ **5.4. Faktor for økning av moment**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$$M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed} - 1))], \quad N_b = \pi^2 \cdot EI / L_0^2$$

(EC2 Lign.5.28)

$$\beta = \pi^2 / \text{co}, \quad \text{co} = 8.0, \quad \beta = 1.23$$

(EC2 Lign.5.29)

$$N_b = 3.14^2 \times 549968 / 12.560^2 = 34407.88 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 1.23 / (34407.88 / 730.00 - 1) = 1.03,$$

Med = 5267.18 kNm

6. Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$N_{ed}=730.00\text{kN}$, $M_{ed,yy}=5267.18\text{kNm}$, $M_{ed,zz}=0.00\text{kNm}$

Kordina K, Bemessungshilfsmittel zu EC 2 Teil 1

Planung von Stahlbeton ..., Berlin, Beuth, 1992

$M_{ed}/(2 \times 3.14 r^3 f_{cd})=0.22$, $N_{ed}/(3.14 r^2 f_{cd})=-0.03$

$As \cdot f_{yk}/(bh \cdot f_{ck})=0.67$, $As=37992\text{mm}^2$, $As/Ac=4.00\%$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er

laget med numerisk integrasjon av

betong- og stålkrefter over tverrsnittet

$N_{ed}=730.00\text{kN}$ (trykk), $M_{ed}=5267.18\text{kNm}$

B35-B450C

$D=1100\text{mm}$

$d=1005\text{mm}$, $d_1=95\text{mm}$, $d_2=95\text{mm}$, $d_1/D=0.087$

$e=M_{ed}/N_{ed}=5267.18/730.00=7.215\text{m}=7215\text{mm}$

$z_s=h/2-d_1=1100/2-95=455\text{mm}$, $e=7215\text{mm}>sz=455\text{mm}$

$As_1=As_2=19007\text{mm}^2$, $(As_1+As_2)/Ac=4.00\%$

$\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-3.50/-4.18$

$As_{tot}=38013\text{mm}^2$

Minimum lengdearmering, $As \geq 0.0020Ac$, $\varnothing s \geq 8$, $As_{min}=6 \varnothing 20$ (1884mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmering, $As \leq 0.04Ac$, ($As_{max}=38013\text{mm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum $\varnothing s$ ved maksimum avstand $s_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.10m til H-1.10m : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $s_{cl,t} \leq 400\text{mm}$

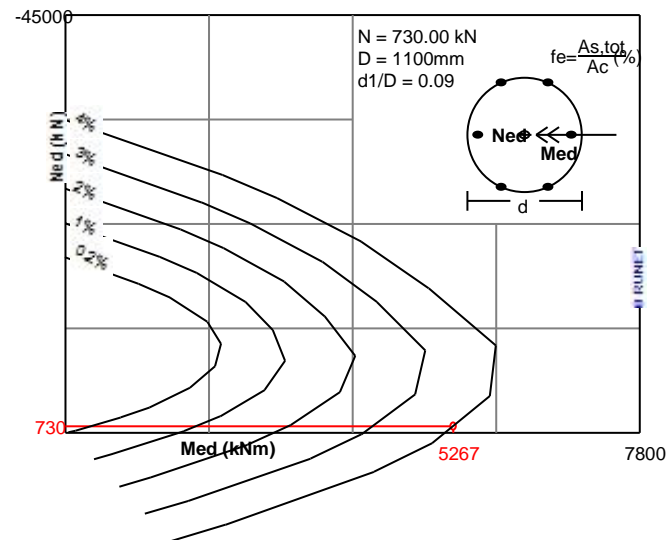
i område 0 til 1.10m og H-1.10m til H : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $s_{cl,t} \leq 240\text{mm}$

Forankringslengde er minst lik $L_{bd}=680\text{mm}=0.680\text{m}$

(EC2 Lign.8.3)

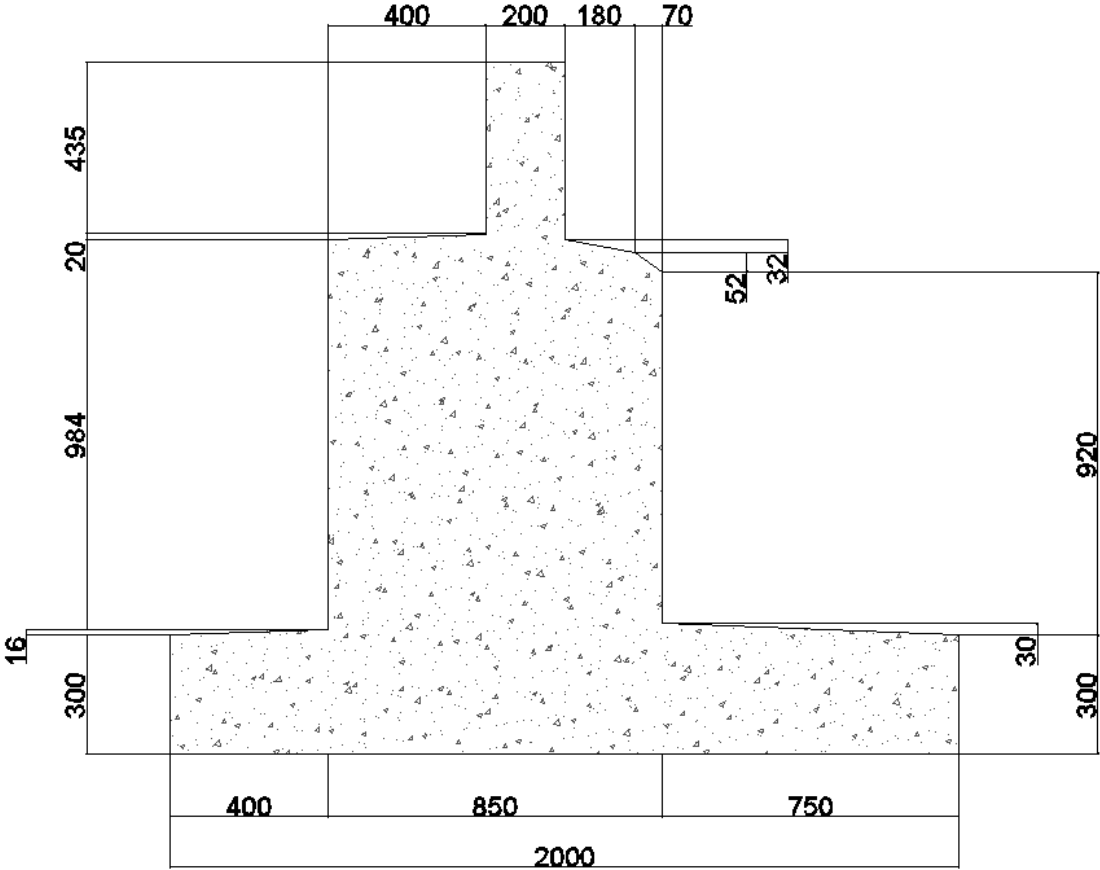
Lengdearmering: **48Ø32** (38592mm²)

Transversarmering: Bøyler $\varnothing 10s400$ h:1.10m~H-1.10m] , $\varnothing 10s240$ h:0~1.10m, H-1.10m~H]

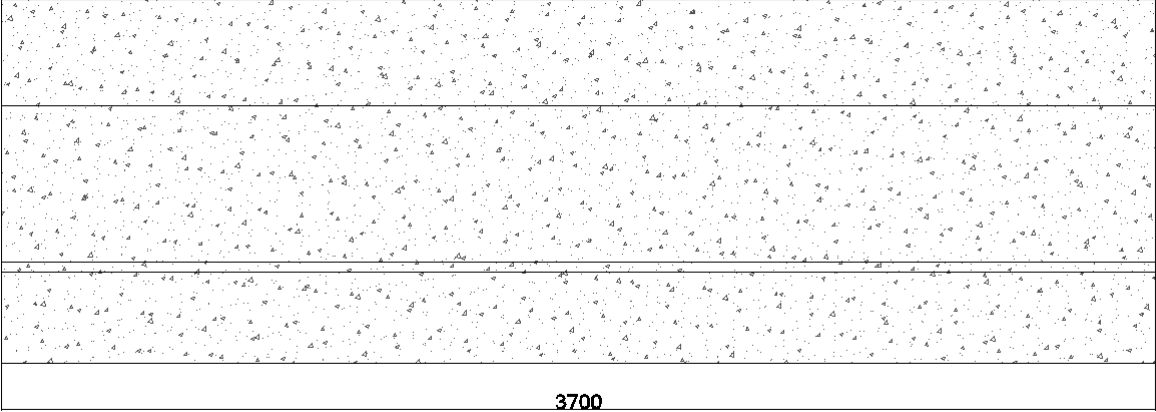


Vedlegg E

Landkar



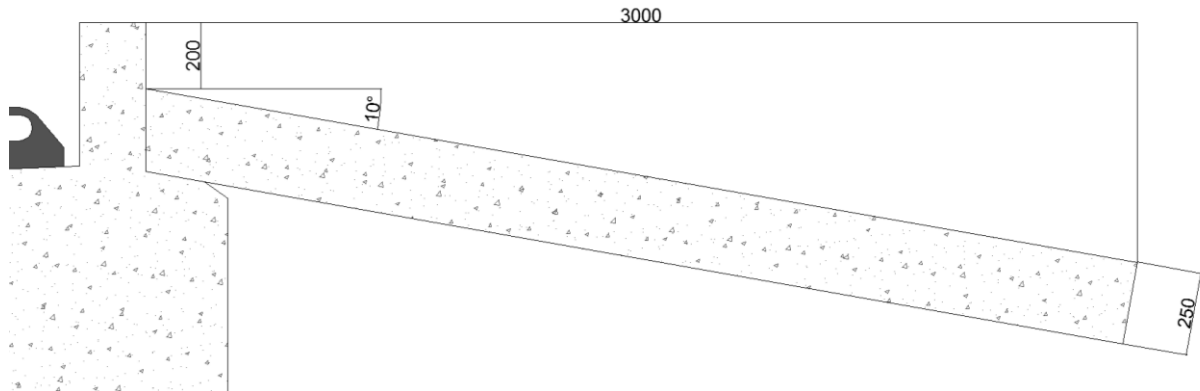
Figur 1 - Forslag til landkar



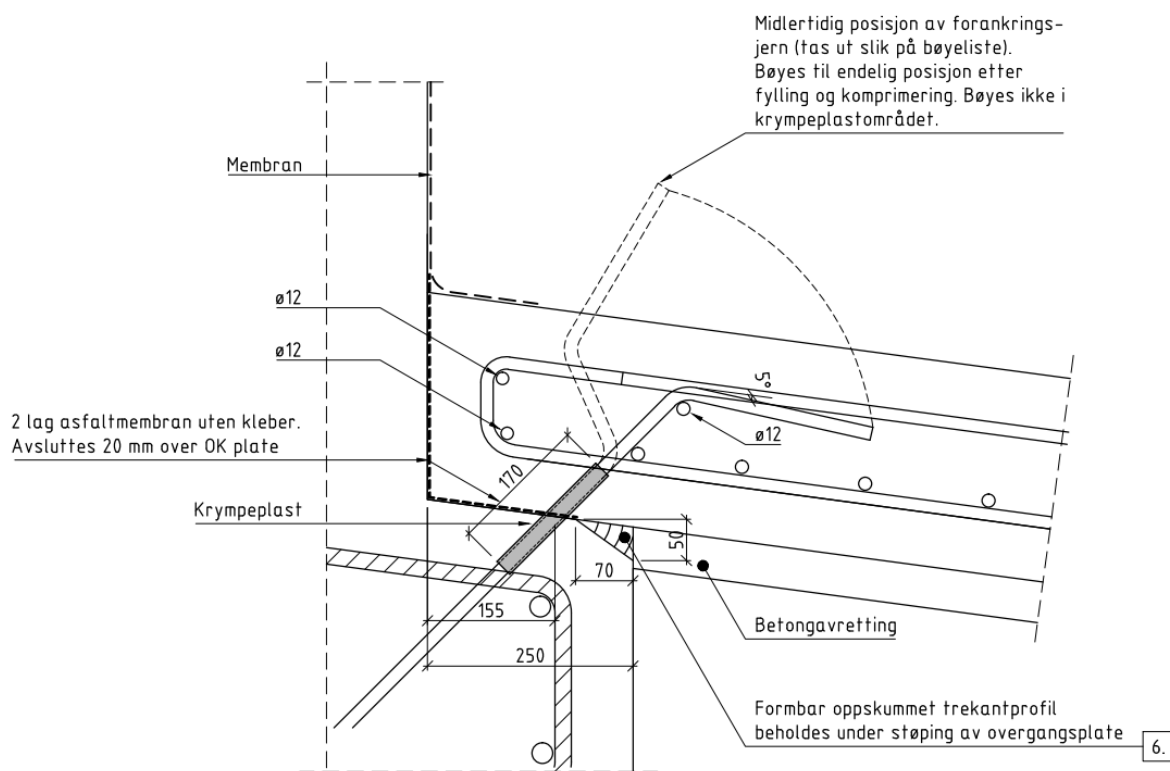
Figur 2- Forslag til landkar - sett forfra

Overgangsplate

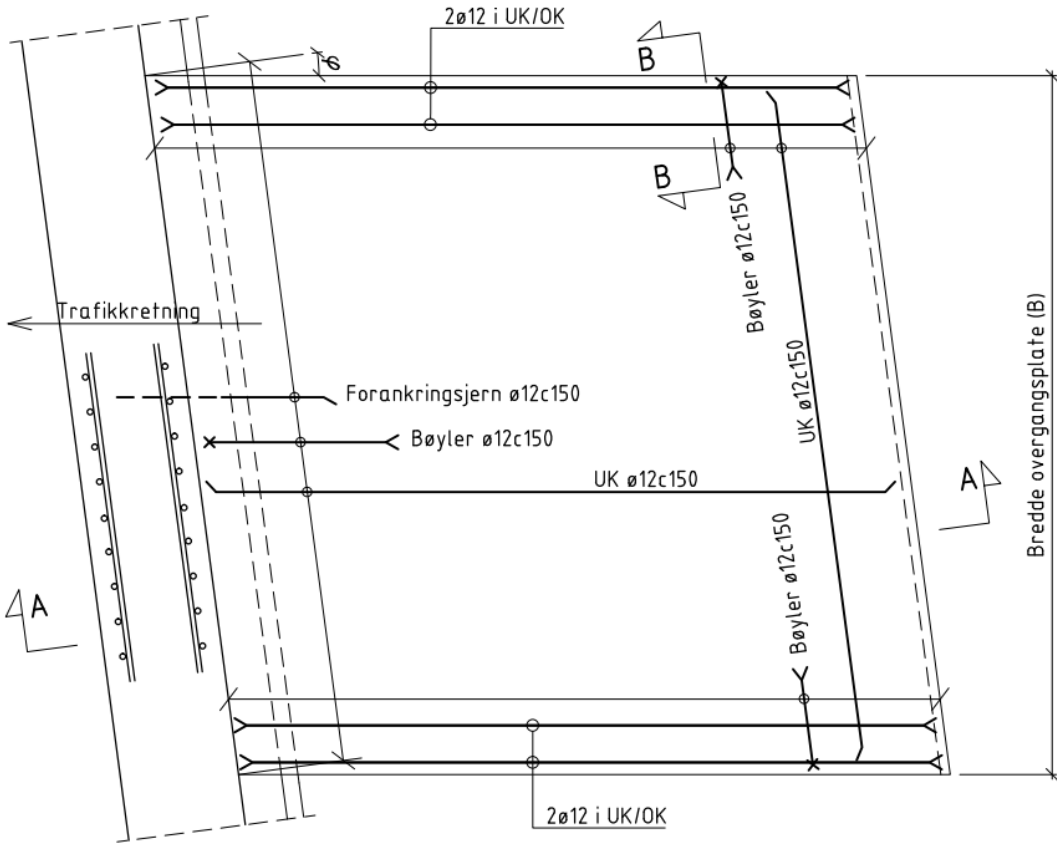
Vi har utformet overgangsplaten ut fra krav i Håndbok N400 fra Statens vegvesen. For armeringen og overgangen til landkaret har vi brukt standardiserte løsninger som er utarbeidet av vegvesenet. Se detaljtegninger.



Figur 3 - Overgangsplate



Figur 4 - Armering overgang landkar til overgangsplate

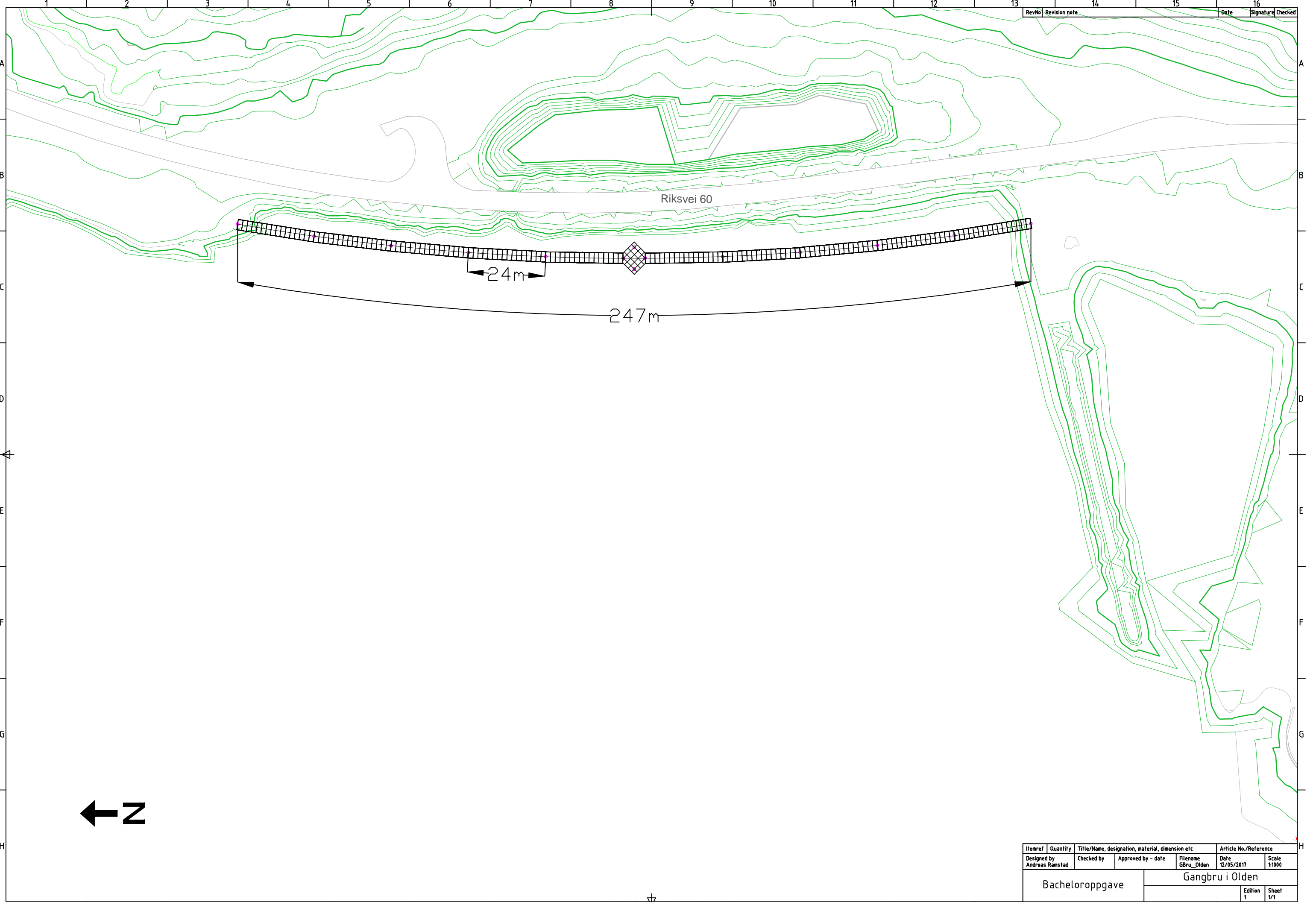


Figur 5 - Armering av overgangsplate – plan

Vedlegg F

Kartdata

RevNo	Revision note	Date	Signature	Checked



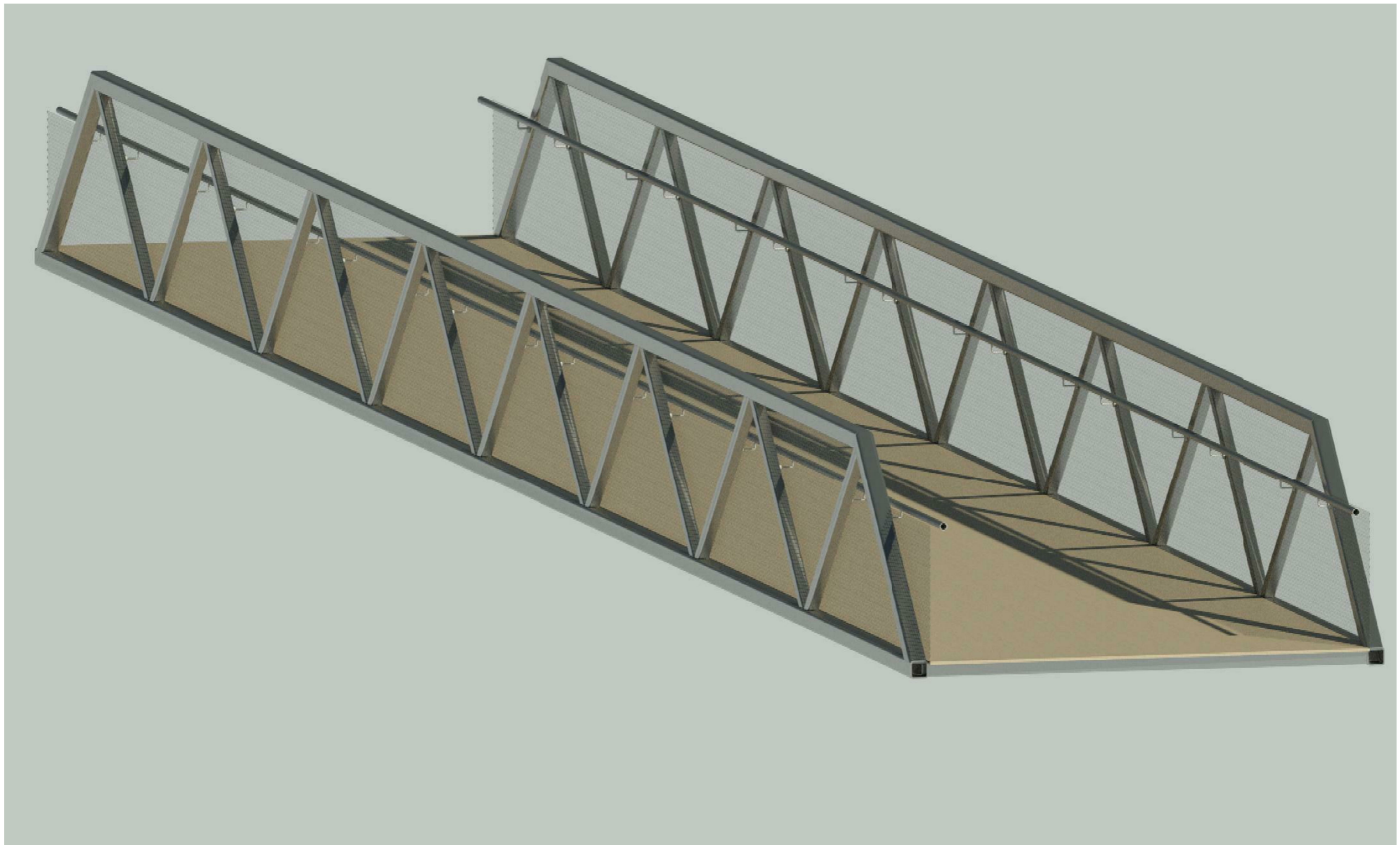
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

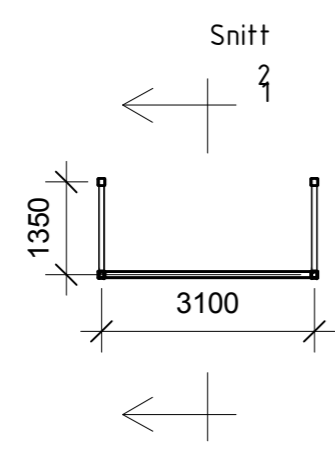
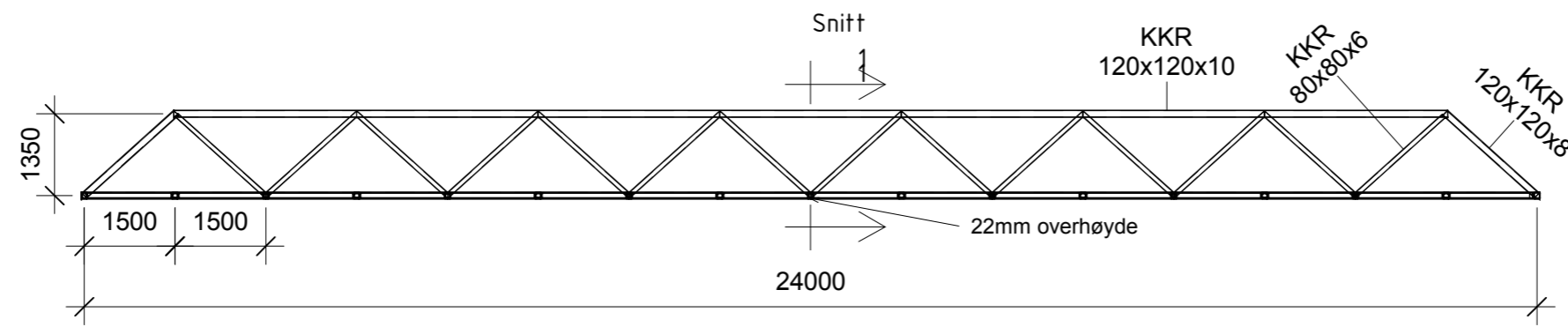
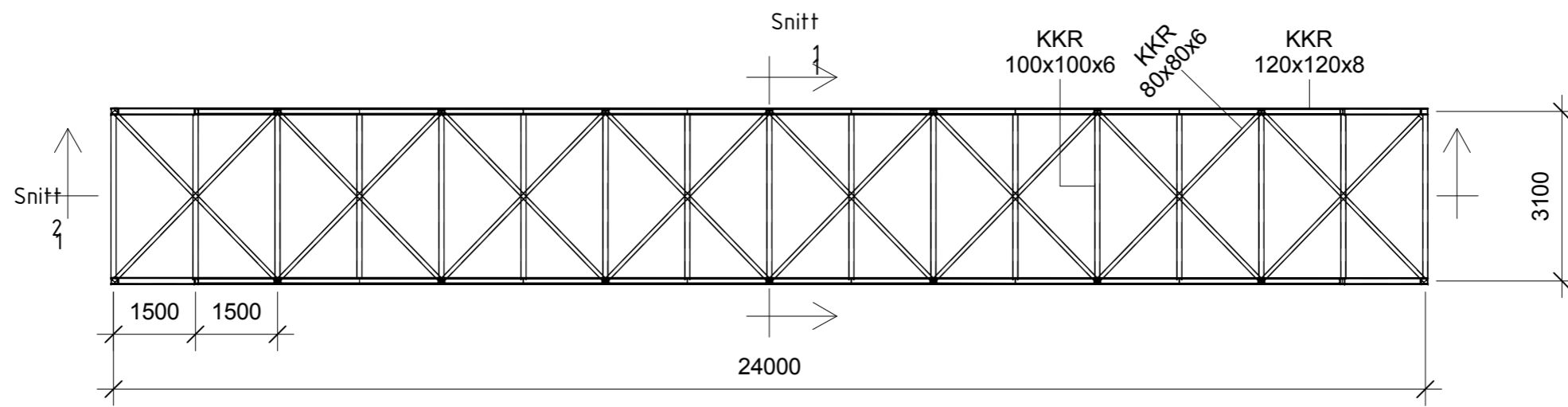
Itemref	Quantity	Title/Name, designation, material, dimension etc	Article No./Reference		
Designed by Andreas Ramstad	Checked by	Approved by - date	Filename GBru_Olden	Date 12/05/2017	Scale 1:1000
Bacheloroppgave			Gangbru i Olden		
			Edition 1	Sheet 1/1	

Vedlegg G

Tegninger



Gangbru i Olden	Brusegment
-----------------	------------

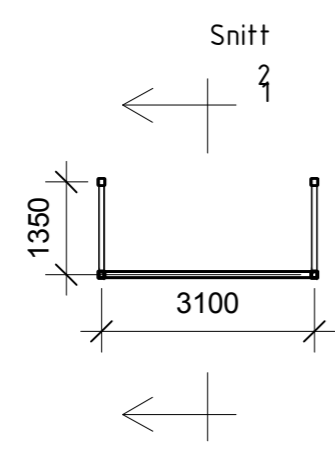
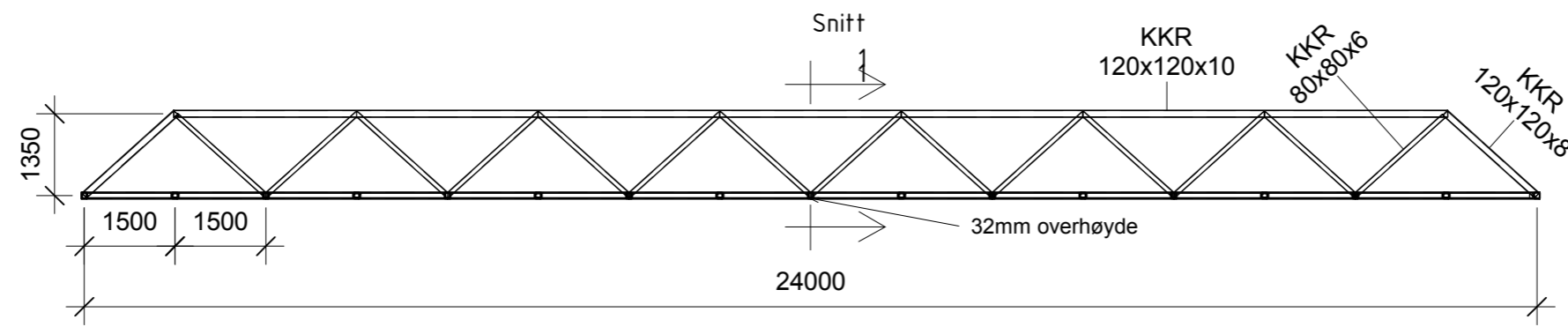
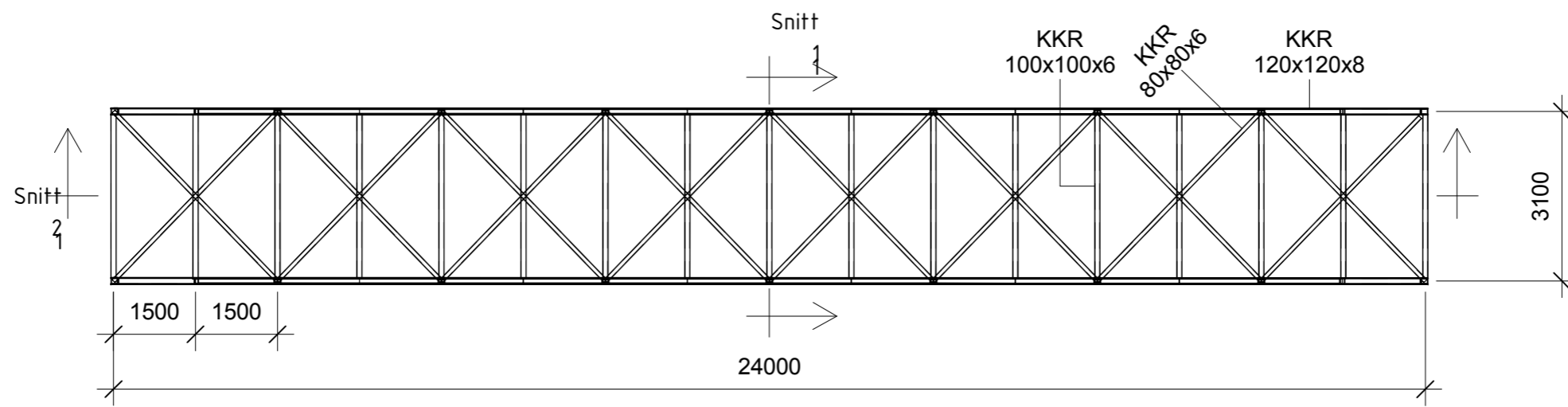


Gangbru i Olden

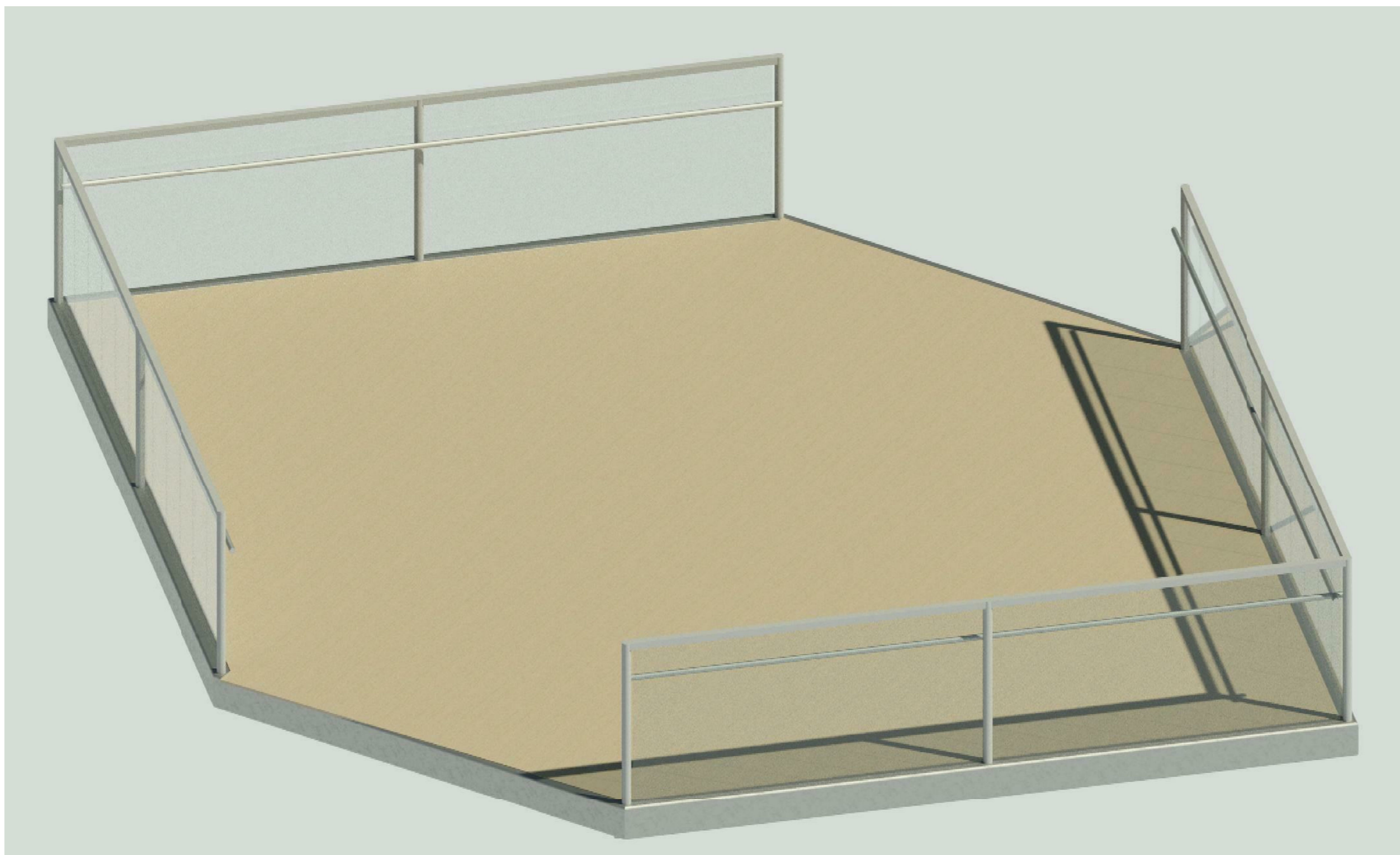
Fast opplagret brusegment

Merknad: - Alle knutepunkter skal være sentrisk utført.
 - Bruen skal bygges med overhøyde. Denne overhøyden er 22mm.

Project number	1	1
Date	-	
Drawn by	-	
Checked by	-	
Scale		1 : 100

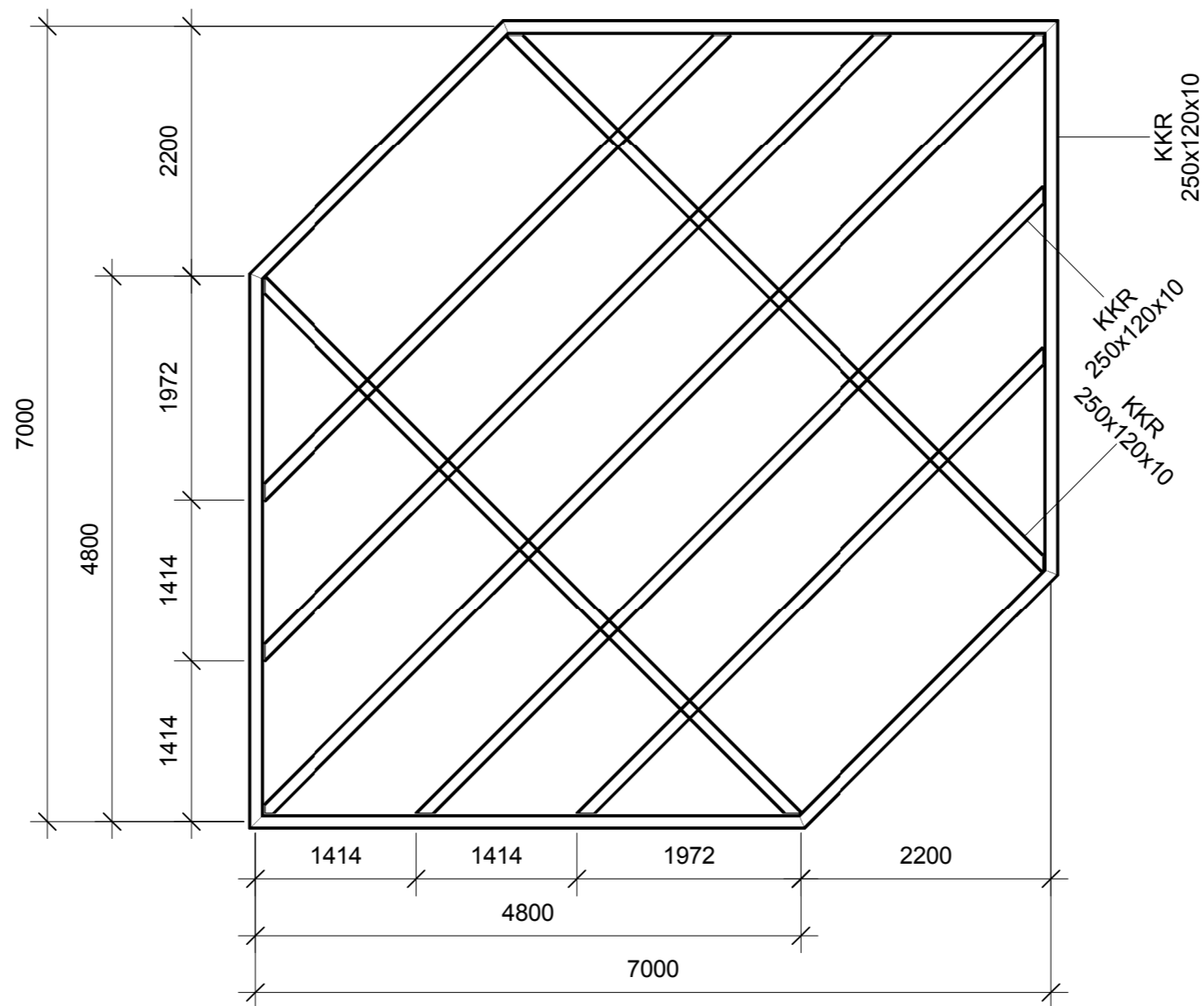


Gangbru i Olden		Fritt opplagret brusegment	
Merknad: - Alle knutepunkter skal være sentrisk utført. - Bruen skal bygges med overhøyde. Denne overhøyden er 32mm.	Project number	1	2
	Date	-	
	Drawn by	-	
	Checked by	-	
	Scale		1 : 100



Gangbru i Olden

Utkikspost



Gangbru i Olden

Utkikspost

Merknad: - Alle knutepunkter skal være sentrisk utført.

Project number	1	3
Date	-	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	
Scale		1 : 50

Vedlegg H

Opphavsrettsnotis – Norsk standard

NTNU i Ålesund
Bacheloroppgave

Utdrag fra NS NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, NS 3232:1990, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, NS 3510:2015,
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010

er gjengitt av Vegard Røsvik Sjursen, Andreas Ramstad og Tor-Erik Klokk i oppgaven «Gangbru i Olden» med tillatelse fra Standard Online AS 05/2017.

Standard Online er ikke ansvarlig for eventuelle feil i gjengitt materiale. Se www.standard.no

Hei,

Vennligst sett inn følgende opphavsrettsnotis i oppgaven:

Utdrag fra NS NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, NS 3232:1990, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, NS 3510:2015,
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010

er gjengitt av Vegard Røsvik Sjursen, Andreas Ramstad og Tor-Erik Klokk i oppgaven «Gangbru i Olden» med tillatelse fra Standard Online AS 05/2017.

Standard Online er ikke ansvarlig for eventuelle feil i gjengitt materiale. Se www.standard.no

Lykke til med oppgaven!

Med vennlig hilsen /Best regards
Standard Online AS
Tove Bakke
Seniorkonsulent

Standard Online AS
Postboks 252
NO-1326 Lysaker
Besøksadresse: Mustads vei 1
Mobil 45 21 71 68
Telefaks 67 83 87 01
tba@standard.no
www.standard.no

Vedlegg I

Logg

Januar

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
2	Mandag	09.01.2017	Undervisning			
	Tirsdag	10.01.2017	Undervisning			
	Onsdag	11.01.2017	Planlegging av forprosjekt	5,0	5,0	5,0
	Torsdag	12.01.2017				
	Fredag	13.01.2017	Forprosjekt: 1, 3.1, 3.2, 4.3	4,0	4,0	4,0
	Lørdag	14.01.2017				
	Søndag	15.01.2017				
			Sum timer	9	9	9

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
3	Mandag	16.01.2017	Undervisning			
	Tirsdag	17.01.2017	Undervisning			
	Onsdag	18.01.2017	Møte med veileder. Videre arbeid med forprosjektrapport.	6,0	6,0	6,0
	Torsdag	19.01.2017	Videre arbeid med forprosjektrapport. Prosjektbeskrivelsen.	5,5	5,5	5,5
	Fredag	20.01.2017	Videre arbeid med forprosjektrapport.	2,0		
	Lørdag	21.01.2017				
	Søndag	22.01.2017				
			Sum timer	13,5	11,5	11,5

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
4	Mandag	23.01.2017	Undervisning/ Problemstilling	1		
	Tirsdag	24.01.2017	Undervisning			
	Onsdag	25.01.2017	Ferdigstilling av forprosjektrapporten	4,5	4,5	
	Torsdag	26.01.2017	Korrekturlesing og ferdigstilling av forprosjektrapporten	2	2	2
	Fredag	27.01.2017	Informasjonsinnhenting	4	4	4
	Lørdag	28.01.2017				
	Søndag	29.01.2017	Laget tabeller for timeliste og oversikt.	2		
			Sum timer	13,5	10,5	6

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
5	Mandag	30.01.2017	Undervisning			
	Tirsdag	31.01.2017	Undervisning			
			Sum timer	0	0	0

Februar

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
5						
	Onsdag	01.02.2017	Innformasjonsinnhenting	8	8	8
	Torsdag	02.02.2017	Materialutredning	7	7	7
	Fredag	03.02.2017	Regulering og materialutredning	7	7	7
	Lørdag	04.02.2017				
	Søndag	05.02.2017				
			Sum timer	22	22	22

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
6	Mandag	06.02.2017				
	Tirsdag	07.02.2017				
	Onsdag	08.02.2017	Materialutredning/peler	8	8	8
	Torsdag	09.02.2017	Alternativutredning - brodekke, bæresystem	8	8	7
	Fredag	10.02.2017	Konstruksjonskomponenter og materialer	8	8	8
	Lørdag	11.02.2017				
	Søndag	12.02.2017				
			Sum timer	24	24	23

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
7	Mandag	13.02.2017		2		
	Tirsdag	14.02.2017				
	Onsdag	15.02.2017	Fremdriftsmøte	8	8	8
	Torsdag	16.02.2017	Fem design	6	6	6
	Fredag	17.02.2017	Fem design	6	6	6
	Lørdag	18.02.2017				
	Søndag	19.02.2017				
			Sum timer	22	20	20

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
8	Mandag	20.02.2017	Teoretisk grunnlag	8	8	8
	Tirsdag	21.02.2017	Teoretisk grunnlag	8	8	8
	Onsdag	22.02.2017	Teoretisk grunnlag	8	8	8
	Torsdag	23.02.2017	Møte med Moldskred	8	8	8
	Fredag	24.02.2017		8	8	6
	Lørdag	25.02.2017				
	Søndag	26.02.2017				
			Sum timer	40	40	38

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
9	Mandag	27.02.2017	Laster/Femdesign/Rapport	8	8	8
	Tirsdag	28.02.2017	Laster/Femdesign/Rapport	8	8	8
			Sum timer	16	16	16

Mars

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
9						
	Onsdag	01.03.2017	Laster/Femdesign/Rapport	8	8	8
	Torsdag	02.03.2017	Laster/Femdesign/Rapport	8	8	8
	Fredag	03.03.2017	Laster/Femdesign/Rapport	7	7	6,5
	Lørdag	04.03.2017				
	Søndag	05.03.2017				
			Sum timer	23	23	22,5

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
10	Mandag	06.03.2017	Dimensjonering	8	6	8
	Tirsdag	07.03.2017	Dimensjonering	7	7	7
	Onsdag	08.03.2017	Dimensjonering	8	8	8
	Torsdag	09.03.2017	Dimensjonering	8	8	8
	Fredag	10.03.2017	Dimensjonering	7	7	7
	Lørdag	11.03.2017				
	Søndag	12.03.2017				
			Sum timer	38	36	38

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
11	Mandag	13.03.2017	Oppgave/spørretime med Max	3	3	3
	Tirsdag	14.03.2017	Delt dag for eksamen	4	4	4
	Onsdag	15.03.2017	Delt dag for eksamen	4	4	4
	Torsdag	16.03.2017	Eksamen			
	Fredag	17.03.2017	Eksamen			
	Lørdag	18.03.2017	Eksamen			
	Søndag	19.03.2017	Eksamen			
			Sum timer	11	11	11

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
12	Mandag	20.03.2017	Eksamen			
	Tirsdag	21.03.2017	Eksamen			
	Onsdag	22.03.2017	Eksamensdag			
	Torsdag	23.03.2017	Rekkverk, Islast, Lastfaktorer	8	8	8
	Fredag	24.03.2017	Designutredning og Lastfaktorer	8	8	8
	Lørdag	25.03.2017				
	Søndag	26.03.2017				
			Sum timer	16	16	16

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
13	Mandag	27.03.2017	Accoya dekke, landkar, fem-design	8	10	8
	Tirsdag	28.03.2017	Overflatebehandling, Tegning	8	8	8
	Onsdag	29.03.2017	FEM-Design kurs	8	8	7
	Torsdag	30.03.2017	Overflatebehandling, Tegning	7	8	8
	Fredag	31.03.2017	Møte og diverse	7	7	7
			Sum timer	38	41	38

April

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
13						
	Lørdag	01.04.2017				
	Søndag	02.04.2017	Vindlast		2	
			Sum timer	0	2	0

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
14	Mandag	03.04.2017	Overflatebehandling, FEM-Design, landkar	8	8	8
	Tirsdag	04.04.2017	Begrunnelse av valg, geoteknikk	8	8	8
	Onsdag	05.04.2017	Geoteknikk	8	8	8
	Torsdag	06.04.2017	Geoteknikk	8	8	8
	Fredag	07.04.2017	Diverse regning	7	7	7
	Lørdag	08.04.2017				
	Søndag	09.04.2017				
			Sum timer	39	39	39

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
15	Mandag	10.04.2017	Påske	4	4	4
	Tirsdag	11.04.2017	Påske			
	Onsdag	12.04.2017	Påske	2	2	2
	Torsdag	13.04.2017	Påske			
	Fredag	14.04.2017	Påske	2	2	2
	Lørdag	15.04.2017				
	Søndag	16.04.2017				
			Sum timer	8	8	8

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
16	Mandag	17.04.2017	Påske			
	Tirsdag	18.04.2017	Geoteknikk, tegning og opplager	8	8	8
	Onsdag	19.04.2017	Tegning og rapportskrivning	8	8	8
	Torsdag	20.04.2017	Møte og dimensjonering av søyle og pele	8	8	8
	Fredag	21.04.2017		7	7	7
	Lørdag	22.04.2017				
	Søndag	23.04.2017				
			Sum timer	31	31	31

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
17	Mandag	24.04.2017	Geoteknikk/søyle/ brulager	8	8	8
	Tirsdag	25.04.2017	Geoteknikk/ søyler og Revit/FEM-Design	8	8	11
	Onsdag	26.04.2017	Kontrollregning og tegning	8	8	10
	Torsdag	27.04.2017	Kontrollregning, drøfting og tegning	8	9	9
	Fredag	28.04.2017	Drøfting, global knekking, tegning	8	8	8
	Lørdag	29.04.2017				
	Søndag	30.04.2017				
			Sum timer	40	41	46

Mai

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
18	Mandag	01.05.2017	Tegning og ferdigstilling	8	8	8
	Tirsdag	02.05.2017	Tegning og ferdigstilling	7	8	8
	Onsdag	03.05.2017	Global knekking og ferdigstilling	8	8	10
	Torsdag	04.05.2017	Møte, jordskjelv, sammendrag, innledning	8,5	8,5	8,5
	Fredag	05.05.2017	Fiksing av tverravstiving	8	8	8
	Lørdag	06.05.2017				
	Søndag	07.05.2017	Redigering	3		
				Sum timer	42,5	40,5

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
19	Mandag	08.05.2017	Endringer og tegning	8	8	12
	Tirsdag	09.05.2017	Konklusjon, tegning og powerpoint	8,5	8,5	8,5
	Onsdag	10.05.2017	Gjennomgang og tegning	8	8	12
	Torsdag	11.05.2017	Gjennomgang og tegning	8	8	8
	Fredag	12.05.2017	Gjennomgang og tegning	8	8	8
	Lørdag	13.05.2017	Tegning og visualisering			4
	Søndag	14.05.2017	Tegning og visualisering			6
				Sum timer	40,5	40,5

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
20	Mandag	15.05.2017	Ferdigstilling	8	8	8
	Tirsdag	16.05.2017	Ferdigstilling	8	8	8
	Onsdag	17.05.2017				
	Torsdag	18.05.2017	Ferdigstilling	8	8	8
	Fredag	19.05.2017		8	8	8
	Lørdag	20.05.2017				
	Søndag	21.05.2017		3	3	3
				Sum timer	35	35

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
21	Mandag	22.05.2017		8	8	8
	Tirsdag	23.05.2017		7	7	7
	Onsdag	24.05.2017				
	Torsdag	25.05.2017				
	Fredag	26.05.2017				
	Lørdag	27.05.2017				
	Søndag	28.05.2017				
				Sum timer	15	15

Uke	Dag	Dato	Gjennomført arbeid	Vegard - Timer	Tor-Erik - Timer	Andreas - Timer
22	Mandag	29.05.2017				
	Tirsdag	30.05.2017				
	Onsdag	31.05.2017		5	5	5
			Sum timer	5	5	5

Oversikt

Måned	Uke	Vegard	Tor-Erik	Andreas
Januar	2	9	9	9
	3	13,5	11,5	11,5
	4	13,5	10,5	6
	5	0	0	0
Sum timer		36	31	26,5
Februar	5	22	22	22
	6	24	24	23
	7	22	20	20
	8	40	40	38
	9	16	16	16
Sum timer		124	122	119
Mars	9	23	23	22,5
	10	38	36	38
	11	11	11	11
	12	16	16	16
	13	38	41	38
Sum timer		126	127	125,5
April	13	0	2	0
	14	39	39	39
	15	8	8	8
	16	31	31	31
	17	40	41	46
Sum timer		118	121	124
Mai	18	42,5	40,5	42,5
	19	40,5	40,5	58,5
	20	35	35	35
	21	15	15	15
	22	5	5	5
Sum timer		138	136	156
Total sum timer		542	537	551
Sum timer - gruppe		1630		

Vedlegg J

Framdriftsrapporter

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	2,3, og 4	Totalt 93,5	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato
				29.01.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Planlegging og skriving av forprosjektrapport.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Skrive forprosjektrapport og sette seg inn i bacheloroppgaven.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Ferdigstilt forprosjektrapport og begynt informasjonsinnhenting til hovedprosjekt.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
-	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
-	
Hovederfaring fra denne perioden	
Lært hvordan man kan skrive en forprosjektrapport og planlagt rutiner og oppsett for videre jobbing med prosjektet.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Informasjonsinnhenting i forhold til hovedprosjekt og alternativutredning i forhold til materialvalg.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Hovedsakelig informasjonsinnhenting og materialvalg.	
Annet	
-	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	5 og 6	137	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato 10.02.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Informasjonsinnhenting og alternativutredning. Mest fokus på materialutredning og valg.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden Informasjonsinnhenting og alternativutredning. Har nådd milepæl og foretatt et materialvalg – stål.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Generell info ang. material, pelar, reguleringsplan, lager, design osv. Har foretatt materialvalg. Vurderte sterkt limtre, men valget endte på stål.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter -	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen -	
Hovederfaring fra denne perioden Informasjonsinnsamling er omfattende, mange standarder og forholde seg til. Har lært å vurdere gode kilder. Fått bedre oversikt over innholdet og omfanget i oppgaven.	
Hovedhensikt/fokus neste periode Alternativutredning med fokus på design og bæresystem. Jobbe med geoteknikken, da spesielt den geotekniske rapporten som foreligger for området og finne ut hvordan en kan pelefundamentere der.	
Planlagte aktiviteter neste periode Se forrige punkt.	
Annet -	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	7 og 8	180	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato 10.02.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
<p>Alternativutredning med fokus på design og bæresystem. Geoteknikk Begynt å jobbe med laster</p>	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
<p>Alternativutredning</p>	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
<p>Har jobbet med design og komt med et forslag – Ivar Moldskred var positiv. Bæresystemutredning Begynt å jobbe mer spesifikt inn mot dimensjonering Jobbet med EndNote og referanser.</p>	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
-	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
-	
Hovederfaring fra denne perioden	
<p>Kunnskap om flere materialer og bæresystem. Mange standarder å forholde seg til, har fått en bedre oversikt over dette. Lært oss å bruke EndNote for å holde styr på referansene våre.</p>	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Geoteknikk	
Planlagte aktiviteter neste periode	
<p>Geoteknikk. Laginndeling Finne reelle verdier vi kan bruke der vi ikke har verdier Se om vi har nok til å kunne beregne om pelene tåler horisontalkrefter som vind, is og bølger.</p>	
Annet	
-	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	9 og 10	228,5	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato
				12.03.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Dimensjonering, tegning og begrunnelse av valg.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Skulle egentlig ha geoteknikk for så å ta dimensjonering.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Dimensjonering, tegning og begrunnelse av valg.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Vi byttet litt om på rekkefølgen da vi ville ha lastene fra broen, og alle andre laster før vi begynte på beregninger av geoteknikken.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Vi vil nå ta for oss dimensjonering før vi tar geoteknikken. Vi har også satt flere dager for utredning av overflatebehandling en vi tror vi kommer til å bruke, dette vil mest sannsynlig gå litt inn i dimensjonering og geoteknikk.	
Hovederfaring fra denne perioden	
Vi har lært oss enda mer Fem-Design, regnet på forskjellige laster og fått en bedre forståelse for oppsettet av rapporten og hvordan vi skal skrive den.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Dimensjonering	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Neste periode vil vi ha et hovedfokus på dimensjoneringen av konstruksjonen. Vi har eksamen den 22.mars i Ingeniørfaglig systematikk og systemutvikling, så etter fremdriftsmøtet onsdag den 15 til og med den 22. mars vil fokuset være på den eksamenen.	
Annet	
-	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver NTNU Ålesund / Moldskred AS	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 11 og 12	Antall timer denne per. (fra logg) 81	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor- Erik og Andreas	Dato 28.03.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Dimensjonering, tegning og begrunnelse av valg.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden Dimensjonering	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Dimensjonering, tegning, lastfaktorer og begrunnelse av valg.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Hovederfaring fra denne perioden	
Hovedhensikt/fokus neste periode Ferdig dimensjonering med en god modell i FEM-Design, geoteknikk og diverse tegninger	
Planlagte aktiviteter neste periode Kommende periode skal vi nå etter vi har hatt kurs i FEM-Design ferdigstille bro dimensjoneringen og begynne på søyle og landkar. Vi skal også begynne å regne på geoteknikken og evt. etter den er ferdig starte på kontroller som vi skal regne for hånd samtidig som vi oppdaterer rapporten.	
Annet -	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	13 og 14, (15 påske)	260	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato 17.04.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Geoteknikk, beregninger, ferdigstilling av deler av rapporten.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Regning og rapportskrivning	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Overflatebehandling, tegninger, geoteknikk, og diverse utregninger.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Hovederfaring fra denne perioden	
Lærte en del om overflatebehandling og utstøpte peler i vann. I geoteknikken har vi måtte antatt mange verdier og prøve å gjøre konservative beregninger, vi har fortsatt litt som gjenstår her.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Få gjort beregningene på broen, tegne diverse detaljer og oppdatere rapport.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Regne ferdig geoteknikk, gjøre beregninger for hånd, tegninger og rapportskrivning/redigering.	
Annet	
-	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Se over de geotekniske utregningene.	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	16 og 17	220	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato
				01.05.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Geoteknikk, tegning og beregninger.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Geoteknikk, tegning og beregninger.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Vi regnet først ferdig geoteknikken, så dimensjonerte vi søyle og peler samtidig som vi har tegnet og gjort kontrollberegninger. Vi har samtidig som dette oppdatert rapporten og skrevet om enkelte ting.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
-	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
-	
Hovederfaring fra denne perioden	
Vi har lært en del om hvordan en kan beregne horisontal bæreevne i jord, sett litt mer på Eurocode express i forhold til dimensjonering av søyle og pele og hvordan en enkelt kan beregne kapasitet av fagverk i forhold til global knekking.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
I neste periode må vi ferdigstille rapporten, tegninger og visualisering av brua.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Skrive innledning, ordforklaring og konklusjon, tegne ferdig brua i Revit og lage en visualiseringsfilm i Lumion. Videre må vi begynne å tenke på korrekturlesing og ferdigstilling av rapporten.	
Annet	
-	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Hovedprosjekt	Prosjekt	Antall møter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver	Side
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r)	Antall timer denne per. (fra logg)	NTNU Ålesund / Moldskred AS	1 av 1
	18 og 19	265	Prosjektgruppe (navn) Vegard, Tor-Erik og Andreas	Dato
				15.05.17

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden	
Ferdigstille rapporten, tegninger og visualisering av brua.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Skrive innledning, ordforklaring og konklusjon, tegne ferdig brua i Revit og lage en visualiseringsfilm i Lumion. Videre må vi begynne å tenke på korrekturlesing og ferdigstilling av rapporten.	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden	
Vi har ferdigstilt rapporten og korrekturlest. Brua er ferdig tegnet i Revit og fremstilt i Lumion.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter	
-	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
-	
Hovederfaring fra denne perioden	
Når en begynner å lese over rapporten så finner man alltid ting en kan endre på eller ting en har glemt å ta med. Det å ha god tid til å lese over å sjekke både innhold, ordfeil og setningsoppbygning er bra.	
Hovedhensikt/fokus neste periode	
Neste periode blir det fokus på fremføring av prosjektet for så å se om vi må endre på noe før vi leverer digitalt.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Lage powerpoint og se over rapporten.	
Annet	
-	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

Vedlegg K

Møtereferat

Møtereferat

01.02.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Tidsskjema
- Informasjonsinnsamling
- Geoteknikk info
- Må en ha med regulering i Olden?
- Beregning/tegningsprogram
- Materialvalg
- Møte med Moldskred

Sakliste ble godkjent.

Diskutert

Vi snakket om tidsskjema, det var et greit utgangspunkt, men en kommer nok til å endre det i løpet av prosjektet. Prosjektgruppen skal spør trykkeriet om hvilken dato en må levere oppgaven inn for å få det til ønsket dato.

I forhold til Informasjonsinnsamling og geoteknikk ble vi referert til Tarald Rørviks kompendier.

Reguleringsplan og hensyn til dette er viktig i forhold til utforming og dimensjonering av bro, dette skal være med i oppgaven.

Beregnings og tegningsprogram er tilgjengelige. Dette er program som Revit, Autocad, Robot, Fem-design og Eurocode express.

Når vi skal foreta materialvalg, må vi legge til grunn egenskaper, hvordan en overflatebehandler, transport og lignende i avgjørelsen av hvilket material vi skal bruke.

Vi skal prøve å ta mest mulig av spørsmål og problemer rundt oppgaven internt her på skolen, er det noen andre viktige ting, kan vi ta møte med Moldskred for å finne ut av det.

Annet

Overflatebehandling – Sjekk gjerne Jotuns internettsider.

Bolt/sveis – Helst ingen sveis på byggeplass

Pris – Trenger ikke ha fokus på kostnader og kalkuleringer av det.

Neste møte – 15.02.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereftrat

15.02.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Bruken av opplager på peler.
- Har ikke funnet noe informasjon ang. hvordan peler tar opp horisontalkrefter – tips til litteratur?
- Geoteknisk rapport – Vi fant den geotekniske rapporten, men står svært lite om laginndelingen.

Diskutert

For opplager på peler så må vi finne ut en måte å gjøre dette på.

Hvordan peler tar opp horisontalkrefter finner vi i håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging fra Vegvesenet og boken Pelevedledningen 2012 fra Norsk geoteknisk forening. I forhold til den geotekniske rapporten skal vi ta utgangspunkt i sandig grus, og evt. også leire.

Man må også dimensjonere pelene for et moment da de lett kan stå litt på skrå etter ramming. Må også ta høyde og dimensjonere for ulykkeslast, det fins egen standard for dette.

Vi skal i første omgang se bort ifra jordskjelv, men kan komme tilbake til dette.

Neste møte – 01.03.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereftrat

01.03.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Generell gjennomgang av fremdriften og omfanget i oppgaven
- Rekkverk
- Referering til Norsk standard?
- Bruk av sitat vs. omskriving?
- Vindlast i x, y, z retning? Skal vi ta hensyn til alle retningene?
- Vi hadde møte med Ivar Moldskred 23.02. Gjennomgang av det.
 - Feilmargin peler
 - Opplager
 - Feste mellom bro og pele

Diskutert

For rekkverk kan en bruke standard som finnes for tribuner og balkonger osv.

For laster ta utgangspunkt i Eurocode 3.

Se vekk fra ulykkeslast.

Landkar kan vi finne eksempler på i handbok fra Vegvesenet.

Bruk 30-40cm avvik for peler.

Snakk med arkitekten til Moldskred i forhold til design og brukervennlighet.

Trenger ikke søke Norsk standard. Ikke siter, men referer heller dit.

Sett arealplanen som er på høring som grunnlag for prosjekteringen av broen.

Vindlast – Må ta hensyn til om en vil ha åpent eller kledd rekkverk.

Global knekking.

Anta dybde og laginndeling i det geotekniske selv.

Begrunn alle valg og moment som er vektlagt for å ta de valgene.

Neste møte – 15.03.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereftrat

15.03.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Framdriftsrapporten – Dimensjonering/Geoteknikk – Bør vi skrive avviksrapport?
- Jordskjelv
- Hvilke beregninger/kontroller en bør utføre for hånd?
- Pele bare opp til vannoverflaten for så å støype betongsøyle

Diskutert

Ingen avviksrapport

Vemund ser på jordskjelv.

Hvilke beregninger for hånd?

- Sjekke laster at de går riktig vei – retning.
- Likevekt, All vertikallast skal være opplager last.
- Sjekke fagverket enkelt.
- Sjekke globalknekking.

Greit med pele og betong.

Angående islast hør med Nordfjord havn og/eller Moldskred AS.

I forhold til rapporten:

- Valg av materiale og bæresystem – Sett opp tabell opplisting av kriterier, og vekting/karakter summer og beste poengsum er best – se vekk fra pris.
- Skriv om setninger og referer.
- Går greit å bruke andre oppgaver som inspirasjon.

Neste møte – 29.03.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereferat

31.03.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Dimensjonere for overhøyde? N400 – 3.6.1
- Lastfaktorer
- Overgang pele/bro
- - Vindpåvirkning NS-En 1991-4 Vind pkt 8.3.2, må vi inkludere arealet for begge fagverkene i Aref i ligning 8.2, når man tar kun tar arealet av en side for kraftfaktoren, pkt 8.3.1

Diskutert

Vind: Bruk det som står i norsk standard – bruk fagverk.

Vinden blåser gjennom, konservativt at begge fagverk får samme last – gang vindlast med 2.

Sannsynligvis mindre, men vi regner konservativt.

Overhøyde: Permanent last må en ha overhøyde for. Sannsynligvis 12m lengde på hulprofil, sveis sammen for overhøyde. Karakteristisk permanent last. Legg inn overhøyde som tilfredsstiller krav.

Lastfaktorer: Se vekk fra termiske laster. I brukstilstand bør vi se på dette.

Overgang pele/bro: Fastholdt på ene siden. Polyetylen foring på den andre?

Undergurten vil få strekkpåkjenninger, det verste er at den går fra varmt til kaldt og kraften vil få et tillegg – sjekk gjerne dette! - Regne på friksjon i bruksgrensetilstand.

Overflatebehandling – NORSOK er greit.

Snølast – nyttelast – ikke samtidig – den største er dimensjonerende.

Samme temperatur i over og undergurt så vil utvidelse være den samme. Utvider gurtene seg vil den dra med seg knutepunktene, eller alt flytter seg samtidig om samme temperatur– ingen tilleggs påkjenninger. Står hvilken brukstilstand temperaturlast skal brukes i. Sjekk standard og N400.

Buttsveis med v form.

Neste møte – 06.04.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereferat

20.04.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Se over geoteknikk utregninger - horisontallast – moment.

Diskutert

Ta likevekt i x-retning: Lastfaktorer – regne med egne lastfaktorer Ikke regne samtidig islast og trafikklast.

Redusere frostmengde? - Ta utgangspunkt i temperaturøkning og grunngrunngi dette.

Opplager: -Fast forbindelse mellom peler: Ytterste parti får temperaturspenninger, (192m lengde,96m forskyvningslengde), gange utvidelseskoeffisienten med lengde.

Ingen Lastfaktor på templast (1) og 1,35 på trafikk – hvilken spenning gir det samlet på den strekkpåkjennte delen av fagverket.

Kjøre leddet og ingen glidelager på enden? Kan ha glidelager på landkaret.

Neste møte – 05.05.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereftrat

03.05.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 10.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Sakliste

- Global knekking (Gjerne ta dette fortest mulig)
- Jordskjelv?
- Hva skal være med på innleveringen den 22 mai? Skal en levere poster og powerpoint på 2-3 ark som beskriver oppgaven den 22 mai også eller er det den 6 juni?

Diskutert

Global knekking: Ikke den Statikk und stabilitet boka, gikk gjennom metode for utregning.

Jordskjelv: Gikk gjennom metode for utregning, kommer tilbake med «EI» for søyle og pele. Prøver å sette inn dette i FEM-Design.

Hva skal være med på rapport? – Alt. Lever oppgaven for seg selv, og så ta med minnepenn, eller evt. blir det laget rom på fronter for øvrige filer.

Termisk last feil i FEM-Design – Om vi har dobbelsjekket modellen og FEM-Design ikke svarer så ser vi bort fra dette.

Ring Norsk standard for å spørre ang. islast.

Tar et møte i morgen torsdag 04.05. kl 10.00 for å gå gjennom utregningene?

Neste møte – 10.05.17 – NTNU klokken 10.00

Møtereferat

08.05.2017 Veiledningsmøte ved NTNU klokken 09.00

Tilstede: Andreas Ramstad, Tor-Erik Klokk, Vegard Røsvik Sjursen og Vemund Årskog.

Diskutert

Jordskjelv – N400 refererer til norsk standard, jordskjelvsanalyser er ikke nødvendig for gangbruer.

Termisk last – Gikk gjennom eventuell utregningsmetode for termisk last.

Islast – Tverravstiving vil ikke hjelpe på islasten, da islasten kommer langs lengderetningen til brua. Gjør det tydelig at pelen og søylen ikke har tilstrekkelig momentkapasitet.

Vedlegg L

Forprosjektrapport

FORPROSJEKT - RAPPORT
FOR BACHELOROPPGAVE

TITTEL: Gangbro i Olden

KANDIDATNUMMER(E): 10004, 10006 og 10022
--

DATO: 26.01.2017	EMNEKODE: IB303312	EMNE: Bacheloroppgave Bygg 2017	DOKUMENT TILGANG: - Åpen
STUDIUM: BYGGINGENIØR		ANT SIDER/VEDLEGG: 13/3	BIBL. NR: - Ikke i bruk -

OPPDRAKSGIVER(E)/VEILEDER(E): Moldskred AS / Vemund Årskog
--

OPPGAVE/SAMMENDRAG: VI SKAL PROSJEKTERE EN NY GANGBRU I OLDEN, NOE SOM OMFATTER MATERIALVALG, STYRKEANALYSER, GEOTEKNISKE PROBLEMSTILLINGER, TEKNISK TEGNING OG UTFORDRINGER VED Å Plassere en konstruksjon i sjø.
--

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av student(er) ved NTNU i Ålesund.

INNHOOLD

INNHOOLD	2
1 INNLEDNING	3
2 PROSJEKTORGANISASJON	4
2.1 PROSJEKTGRUPPE	4
2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen – organisering	4
2.2 STYRINGSGRUPPE (VEILEDER OG KONTAKTPERSON OPPDRAGSGIVER).....	5
3 AVTALER	6
3.1 AVTALE MED OPPDRAGSGIVER	6
3.2 ARBEIDSSTED OG RESSURSER	6
3.3 GRUPPENORMER – SAMARBEIDSREGLER – HOLDNINGER	6
4 PROSJEKTBEKRIVELSE	7
4.1 PROBLEMSTILLING - MÅLSETTING - HENSIKT	7
4.2 KRAV TIL LØSNING ELLER PROSJEKTRESULTAT – SPESIFIKASJON.....	7
4.3 PLANLAGT FRAMGANGSMÅTE(R) FOR UTVIKLINGSARBEIDET – METODE(R).....	8
4.4 INFORMASJONSINNSAMLING – UTFØRT OG PLANLAGT	8
4.5 VURDERING – ANALYSE AV RISIKO	8
4.6 HOVEDAKTIVITETER I VIDERE ARBEID	9
4.7 FRAMDRIFTSPLAN – STYRING AV PROSJEKTET	9
4.7.1 Hovedplan	9
4.7.2 Styringshjelpemidler	10
4.7.3 Utviklingshjelpemidler	10
4.7.4 Intern kontroll – evaluering	11
4.8 BESLUTNINGER – BESLUTNINGSPROSESS	11
5 DOKUMENTASJON	11
5.1 RAPPORTER OG TEKNISKE DOKUMENTER	11
6 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER	12
6.1 MØTER	12
6.1.1 Møter med styringsgruppen	12
6.1.2 Prosjekt møter.....	12
6.2 PERIODISKE RAPPORTER	12
6.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)	12
7 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	13
8 REFERANSER	13
VEDLEGG	13

1 INNLEDNING

Vi har valgt å ta for oss en gangbro som skal bygges i Olden, i Stryn kommune. Denne oppgaven fikk vi gjennom Moldskred AS. Moldskred AS er et konsulentfirma med 12 ansatte som holder til i Møre og Romsdal. Vi valgte dette prosjektet fordi vi synes at det er et spennende prosjekt som vil gi utfordringer innen både konstruksjon, geoteknikk og flere andre fagfelt.

Når cruiseskipene legger til kai i Olden, må passasjerene som skal ta buss eller båt til andre destinasjoner gå langs en trafikkert veg for å komme seg til bussholdeplassen og tenderkaien, noe som skaper en farlig trafikksituasjon. På bakgrunn av dette ønsker Nordfjordhavn og Stryn kommune at det skal bygges en gangbro for å bedre trafikksikkerheten i området.

Formålet med oppgaven er å prosjektere gangbroen i forhold til standarder og ønsker som har blitt fremlagt for oss. Gjennomføringen av oppgaven omfatter materialvalg, styrkeanalyser, geotekniske problemstillinger, tekniske tegninger og utfordringer ved å plassere en konstruksjon i sjø. Gangbroen skal også være estetisk tilfredsstillende og passe godt inn i omgivelsene.

Formålet med denne bacheloroppgaven er å sette oss inn i et prosjekt fra start til slutt, og tilegne oss informasjon og kunnskap gjennom dette.

2 PROSJEKTORGANISASJON

2.1 Prosjektgruppe

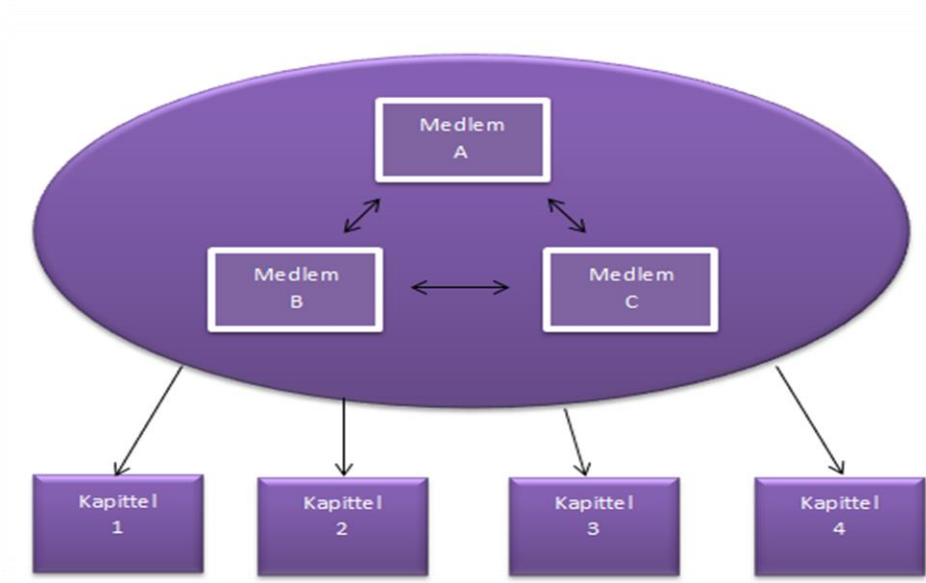
Studentnummere
140316 - Vegard Røsvik Sjursen
120251 - Andreas Ramstad
272278 - Tor-Erik Klokk

2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen – organisering

Oppgaver for prosjektgruppen:

- Innhente informasjon som er relevant for oppgaven.
- Finne og vurdere ulike løsningsalternativer.
- Følge fremdriftsplan.
- Rapportere til styringsgruppen.
- Møte med styringsgruppen og andre relevante personer.
- Utarbeide et godt sluttresultat.

Da vi er tre stykker på gruppen og har fra før god kommunikasjon, kommer godt overens og samarbeider godt sammen, har vi valgt at vi ikke kommer til å velge en spesiell leder for gruppen. Prosjektgruppen vil ta felles ansvar for hele rapporten og fokusere på god kommunikasjon for å gjennomføre dette. Vi vil helst at alle på gruppen skal få være med i alle ledd av prosjektet. Nettverks-gruppestruktur er den strukturen vi ønsker i dette prosjektet.



Figur 1. Nettverks-gruppestruktur

Det vil kunne bli nødvendig utover i prosjektet å endre på prosjektorganisasjonen. Som sagt vil vi helst at alle skal jobbe med de ulike feltene, men naturligvis vil noen jobbe mer med noe enn andre. Da vil vi få bedre kompetanse enn de andre på gruppen i feltene vi jobber mest med, og vil da mest sannsynlig bli satt til leder for den delen av prosjektet.

2.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

Veileder: Vemund Årskog

Kontaktperson oppdragsgiver: Ivar Moldskred

3 AVTALER

3.1 *Avtale med oppdragsgiver*

Vår oppdragsgiver er Moldskred AS

NTNU har utformet en kontrakt mellom studenter, NTNU og oppdragsgiver.

I kontrakten står oppdragsgivers forpliktelser:

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.

Se vedlegg nr. 1 for fullstendig versjon av avtalen/kontrakten. (Strykninger i avtalen ble gjort før signering).

3.2 *Arbeidssted og ressurser*

Arbeidsplass: Husbyggingslaben, romnr. L062. Dette rommet er i følge planen ledig hver dag bortsett fra tirsdager. Tirsdager må vi finne en annen plass, evt. verkstedet i lab-bygget, eller lesesal/grupperom.

Ressurser: Alt av dataprogram som NTNU Ålesund har studentlisens på. Dette kan være program som Revit, Autocad og Eurocode express. Vi har også tilgang til biblioteket på skolen for å finne relevant litteratur.

Personer: Vemund Årskog er veileder. Ivar Moldskred er veileder fra oppdragsgiver. Vi har også tilgang til diverse fagpersoner fra NTNU Ålesund.

3.3 *Gruppenormer – samarbeidsregler – holdninger*

Faste og gode rutiner gir trygghet og vil føre til et bedre resultat.

- Oppmøtetid 08.15.
- Gi beskjed om en ikke kan møte eller blir for sen.
- En matpause ila. dagen og noen mindre pauser når vi trenger det.
- Ta initiativ, alle har ansvar for å bidra.
- Vær fleksibel, del på kunnskap og arbeidsoppgaver.
- Gi tilbakemeldinger, ros/oppmuntring og konstruktiv kritikk.
- Vi skal bruke avvik til å gjøre hverandre gode og lære av våre feil.

4 PROSJEKTBEKRIVELSE

4.1 Problemstilling - målsetting - hensikt

Problemstilling:

- Delproblemstilling 1

Hvordan bygge gangbroen i samsvar med gjeldende standarder og krav?

- Delproblemstilling 2

Hvilket material er det mest gunstig å bygge gangbroen i?

-Delproblemstilling 3

Hvordan kan en overflatebehandle det valgte materialet for lengst mulig levetid?

-Delproblemstilling 4

Kan en pelefundamentere gangbroen uten tverravstivning mot land?

Effektmålet ved bygging av en gangbro fra kaien inn mot sentrum er at passasjerene fra skipene som legger til kai ikke lenger trenger å gå langs vegen for å komme seg til bussholdeplassen og tenderkaien, noe som vil forbedre trafikksikkerheten i området betraktelig.

Resultatmålet er at vi skal dimensjonere en gangbro etter angitte spesifikasjoner etter de lover og forskrifter som omfatter denne typen konstruksjon.

Prosessmålet ved prosjektet er at vi skal få bedre innsikt i dimensjoneringsprosessen for en gangbro. Vi skal også få innsikt i hvordan man jobber med utfordringer som omhandler konstruksjon, geoteknikk, pelefundamentering og konstruksjoner som ligger i sjø.

4.2 Krav til løsning eller prosjektresultat – spesifikasjon

Funksjonelle krav:

- Brukere skal lett ta seg over til den andre siden uten noen spesielle utfordringer. Broen må derfor ha universell utforming.
- Broen skal måkes for snø om vinteren, så det må være mulig for en traktor å kjøre over broen.
- Broen skal ha et utkikkspunkt på midten der brukere kan stoppe uten at de hindrer gangtrafikken på broen.

Nøyaktige spesifikasjoner på broen er ikke bestemt enda. Broen skal være ca. 250 meter lang, ca. 3 meter høy, og ca. 3,5 meter bred. Det vil være ca. 25 meter mellom hvert fundamenteringspunkt. Broen skal stå på pelefundamentering enten med eller uten tverravstivning mot land. Materialvalg er enda ikke gjort, men broen blir bygget i enten tre, betong eller stål.

Prosjektet har ingen definerte økonomiske rammer, men de tekniske løsningene vi kommer frem til vil planlegges i forhold til det vi anser som realistiske økonomiske rammer.

Prosjektet vil anses som fullført når vi har en ferdigstilt dimensjoneringsrapport av broen. Denne rapporten skal inneholde en fullstendig teknisk beskrivelse, beregninger, tekniske tegninger, visualisering mm.

4.3 Planlagt framgangsmåte(r) for utviklingsarbeidet – metode(r)

For prosjektet har vi valgt å bruke en fasemodell som framgangsmåte. Modellen blir også ofte referert til som fossefallmetoden. Dette er en metode som passer godt til denne type prosjekter, siden den er av en større og mer kompleks art og er da avhengig av at vi har et bestemt og logisk oppsett på når og hvordan de ulike arbeidsoppgavene skal gjennomføres. Denne metoden er ofte brukt i prosjekter innenfor bygg og anlegg.

Fordelen med en slik metode er at den er enkel og oversiktlig med et klart skille mellom de ulike fasene i prosjektet. Er også gunstig med bruken av milepæler underveis i prosessen.

Ulempen med fossefallmodellen er at du ikke har mulighet å gå bakover i prosessen. Om en feil blir oversett i en tidlig fase, kan den gjøre stor skade i form av tidsbruk og kostnader for å kunne rette den opp igjen senere i prosjektet.

4.4 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt

Kilder vi allerede har hentet informasjon fra gjennom arbeidet med forprosjektrapporten:

- Praktisk prosjektledelse av Rolstadås, Olsson, Johansen og Langlo.
- Praktisk rapportskrivning av Nils Olsson.

Informasjonskilder som vi vil trenge gjennom denne prosessen er blant annet:

- Statens vegvesens håndbok N400 Bruprojektering.
- Grunnleggende teori fra IB303812 Avanserte konstruksjoner og lignende fag.
- Faglitteratur fra geoteknikk.
- Oppdragsgiver, her Moldskred AS.
- Lovverk og forskrifter, som Plan- og bygningsloven, TEK10.

4.5 Vurdering – analyse av risiko

Prosjektgruppen vurderer det som sannsynlig at vi klarer å realisere prosjektet innenfor de rammene som er gitt. Prosjektet er tydelig begrenset, og det vil derfor være liten sannsynlighet for at vi vil møte på noe uforutsett i prosjektet som vil øke arbeidsmengden betraktelig. Vi har også laget en fremdriftsplan som vi skal følge, der har vi tatt høyde for uforutsett tidsbruk. Den største risikoen vil nok være om et eller flere gruppe-medlem får et langtidsfravær. Skal vi lykkes med prosjektet er det viktig at medlemmene i gruppen arbeider etter de gruppenormene som er beskrevet i forprosjektet. God kommunikasjon med styringsgruppen vil også være avgjørende.

4.6 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Nr	Aktivitet	Ansvarlig	Tidsomfang (dager)	Tidsrom
A	Forprosjekt	Alle	19	9/1 - 27/1
A1	Informasjonsinnsamling		7	11/1- 17/1
A2	Arbeid med forprosjekt		10	18/1 - 27/1
B	Hovedoppgave	Alle	116	27/1 - 22/5
B1	Informasjonsinnsamling		15	27/1- 10/2
B2	Alternativutredning		12	10/2 - 24/2
B3	Geoteknikk/peler		13	24/2 - 8/3
B4	Dimensjonering		27	8/3 - 3/4
B5	Overflatebehandling		16	3/4 - 18/4
B6	Teknisk tegning		25	18/4 - 12/5
B7	Gjennomgang/revidering		7	12/5 - 18/5
C	Avslutning	Alle	9	18/5 - 26/5
C1	Lage/øve til presentasjon		7	18/5 - 24/5
C2	Presentasjon		2	25/5 - 26/5

4.7 Framdriftsplan – styring av prosjektet

4.7.1 Hovedplan

A1 Innformasjonsinnsamling: Her skal vi prøve å samle inn all nødvendig informasjon for å kunne gjøre en god forprosjektrapport. Anser å bruke en uke på det.

A2 Arbeid med forprosjekt: Bearbeide all informasjonen vi har tatt til oss, og lage et systematisk oppsett av det i henhold til den gjeldende malen.

B1 Innformasjonsinnsamling: Prøve å få oversikt over og finne alt vi trenger av informasjon og kilder for å løse problemstillingene vi står ovenfor.

B2 Alternativutredning: Utrede og belyse ulike alternativer og metoder for både materialbruk og design, og prøve å sette de opp mot hverandre for å finne en god løsning som virker for både oss og oppdragsgiver.

B3 Geoteknikk/peler: Gitt at der er ugunstige masser i den planlagte traséen, må vi gå gjennom metoder og fremgangsmåter dette kan gjennomføres med pelefundamentering.

B4 Dimensjonering: Utførelse av dimensjoneringen av broen. Både helhetlig og ned til detaljnivå.

B5 Overflatebehandling: Konstruksjonen vil være veldig åpen og utsatt for påkjenning fra både vær og sjø. Derfor er det viktig at alle elementene blir behandlet på en slik måte at de tåler de ytre påkjenningene. Oppdragsgiver er også interessert i lavt ressursbruk på vedlikehold etter den er tatt i bruk.

B6 Teknisk tegning: Tegning av broen i dataprogram. Også detaljtegninger.

B7 Gjennomgang / revidering: Gå gjennom alt arbeidet vi har produsert, med hensikt å kvalitetssikre og luke ut eventuelle småfeil.

C1 Lage / øve til presentasjon: Produsere Powerpointpresentasjon med bakgrunn i alt arbeidet vi har lagt ned og vise til konklusjoner og endelige løsninger vi har kommet frem til. Kan også legge frem valg vi har måtte ta underveis i prosessen og eventuelle problemer må har støtt på.

C2 Presentasjon: Presentasjon av endelig arbeid.

Milepæler:

- Innlevert forprosjektrapport
- Ferdig valgt materiale for gangbroen
- Dimensjonering utført
- Foreløpig ferdigstilt oppgave
- Innlevering oppgave
- Ferdig med presentasjon og endelig innlevering

4.7.2 Styringshjelpemidler

- Gantt-diagram
- Periodeplan

4.7.3 Utviklingshjelpemidler

- Revit
- Autocad
- Eurocode express
- Microsoft Word
- Microsoft Excel

4.7.4 Intern kontroll – evaluering

Prosjektgruppen vil arbeide tett sammen gjennom hele prosjektet, så internkontrollen vil hovedsakelig foregå ved at gruppemedlemmene kontrollerer hverandre underveis. Hver uke skal det utarbeides en ukeplan, som skal kontrolleres i forhold til loggen ved slutten av uken. Det er satt opp møter annenhver uke med veileder. Her vil vi legge frem logg og framdriftsrapporter, og diskutere hvordan vi ligger an i forhold til fremdriftsplanen. Delmål vil være nådd når resultatet av arbeidet med delmålet anses som godt nok til å lagres som et utkast, som etter revidering legges inn i den endelige bacheloroppgaven. Kriteriene for dette vil avhenge av hvilken oppgave vi arbeider med.

4.8 Beslutninger – beslutningsprosess

Beslutninger om avgrensing/presisering av oppgaven og andre sentrale beslutninger har blitt gjort i plenum i prosjektgruppen. Vi har gjort individuelle vurderinger og har da fått ulike perspektiver på de gjeldende problemene. Deretter har vi fattet beslutningene i fellesskap. Underveis i hovedprosjektet vil beslutningsprosessen være forholdsvis lik, men den enkelte vil få litt mer autoritet over sine egne arbeidsoppgaver, siden vi kanskje vil måtte fordype oss innen forskjellige fagområder underveis i prosessen, som kanskje et mål på å spare eller hente inn tid.

5 DOKUMENTASJON

5.1 Rapporter og tekniske dokumenter

Dokumentasjon

- Møtereferat.
- Fremdriftsrapporter.
- Logg.
- Kildeliste.
- Evt. avvikrappporter.

Rutiner

- Morgenmøte for å planlegge dagens gjøremål.
- Ukeplanlegging.
- Føre logg.
- Sikkerhetskopi av dokumenter i Dropbox/Google drive hver dag.
- Møte med veileder hver 14. dag.
- Skrive møtereferat rett etter hvert møte.
- Alltid føre kildeliste.

Godkjennelse

- Sidemannskontroll.

Distribusjon/kopiering

- Forprosjekt og hovedprosjekt leveres til fastsatt tid.
- Hovedprosjekt leveres på papirform.
- Prosjektgruppen får hver sin kopi av oppgaven på papirform.
- Oppdragsgiver får kopi av prosjektet.

Oppbevaring

- Alle filer skal lagres i nettskyen, og samtidig på minnepenn/ekstern harddisk.

6 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

6.1 Møter

6.1.1 Møter med styringsgruppen

Møter med styringsgruppen vil skje hver 14. dag frem til ferdigstilling av prosjektet. Prosjektgruppen skal sende møteinnkalling med agenda senest 2 dager før møtet. Rapporteringen vil ta for seg informasjon om hva prosjektgruppen har gjort siden sist, eventuelle problemer som har oppstått og planer for de neste periodene. Under kan en se oversikt over planlagte møtedatoer med veileder.



Figur 2. Planlagte møtedatoer

6.1.2 Prosjektmøter

Hver mandag skal prosjektgruppen ha et koordineringsmøte der en går gjennom hva som har blitt gjort forrige uke, hvordan man ligger an i forhold til tidsplanen og lage en ukeplan for kommende uke.

Hensikten med dette er å få god oversikt over hvordan man ligger an i prosjektet, og definere arbeidsoppgaver så en alltid vet hva en skal gjøre for å unngå mest mulig dødtid og effektivisere arbeidet. Ved hver nådde milepæl skal gruppen ha et møte for å se gjennom arbeidet og godkjenne resultatet av beslutningene som ble gjort. Dette fordi en da kan se hva som har gått bra, og hva som kunne ha blitt gjort bedre slik at en kan ta det med seg i det videre arbeidet med prosjektet.

6.2 Periodiske rapporter

6.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

- Framdriftsrapporter til veiledere: Hver 14 dag (se punkt 6.1.1).
- For milepæler, se vedlagt gantt-diagram.

7 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

Dersom det skulle hende at vi ikke klarer å følge prosjektplanen som vi har satt eller det forekommer andre avvik, må prosjektgruppen skrive en avviksrapport og kalle inn til møter for å prøve å løse dette. På møtene må en da komme frem til årsakene til avviket og hvilke tiltak en må gjøre for å kompensere for avviket.

Om vi skulle måtte gjøre endringer i prosjekt eller fremdriftsplan må prosjektgruppen skrive en endringsrapport som foretar seg hvilke endringer som blir gjort, årsaken til endringen og en konkret plan på hvordan man skal komme tilbake til original fremdriftsplan. Om endringen er så stor at den originale fremdriftsplanen ikke kan holdes, må prosjektgruppen sammen med styringsgruppen samarbeide for å finne en løsning.

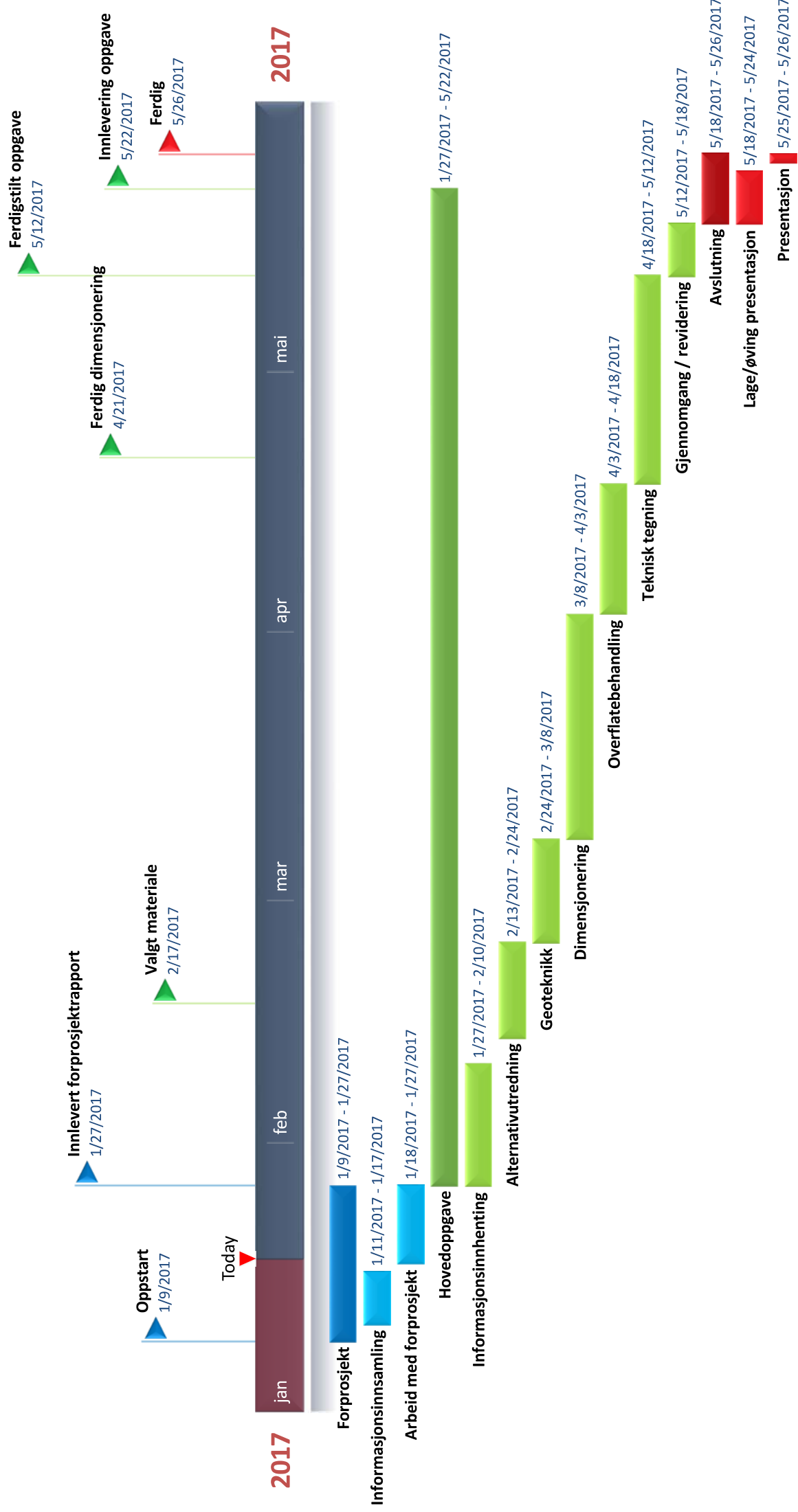
Ansvar for avviksbehandlingen tar prosjektgruppen som et fellesskap. Vi skal skrive avviksrapport/endringsrapport, kalle styringsgruppen inn til møte, og sammen finne fram til løsninger som kan få oss på rett vei igjen.

8 REFERANSER

- Praktisk prosjektledelse av Rolstadås, Olsson, Johansen og Langlo.
- Praktisk rapportskrivning av Nils Olsson.

VEDLEGG

Vedlegg 1	Gantt-diagram
Vedlegg 2	Kontrakt mellom oppdragsgiver og prosjektgruppe



Bacheloroppgave 2017

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og NTNU i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:

Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utformes i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport. Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift:

MOLSKEN AS

NTNU i Ålesund:

Avdeling AIR, Fagseksjon Bygg,

Veileder Vemund Årshøj

Student:

Forpliktelser NTNU i Ålesund:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehåndboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.
- NTNU i Ålesund ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Forpliktelser til studentene (studentgruppen(e)):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mal og fremdriftsplan.

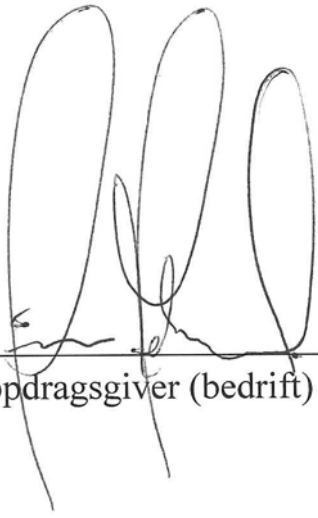
Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- ~~Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.~~
- ~~Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).~~

Generelt:

Bacheloroppgaven er NTNUs eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Er resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom NTNU i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

Dato: 28.11.16

NTNU i Ålesund

Oppdragsgiver (bedrift)

Tor Erik Kloha
Andreas Ramstad
Vegard R. Spurson

Student(er)