

Amund Loe

Tobias Johnsen Hjelmseth

Dimensjonering av en spennarmert bru ved bruk av manuelle beregninger og FEM-Design

Design of a prestressed bridge using manual calculations and FEM-Design

Trondheim Mai 2024

Intern veileder:

Arne Mathias Selberg

Prosjektnr: 2024 – 35

Ekstern veileder:

Oddbjørn Kildal hos AFRY

Alf Inge Ribe hos AFRY

Rapporten er ÅPEN

Forord

Oppgaven utgjør endelig prosjekt for den treårige utdanningen innenfor Bachelor i ingeniørfag, bygg, ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er skrevet våren 2024 av Amund Loe og Tobias Johnsen Hjelmseth ved Institutt for Konstruksjonsteknikk. Oppgaven er tilsvarende 20 studiepoeng og gjennomført over en periode på 20 uker.

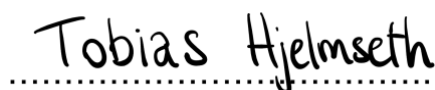
Bacheloroppgaven tar for seg forenklet dimensjonering av en spennarmert betong bru, nærmere bestemt ved Lerkendal i Trondheim kommune. Under arbeidsperioden har Sivilingeniør Arne Mathias Selberg stilt som intern veileder på vegne av institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. Som ekstern veileder har Oddbjørn Kildal og Alf Inge Ribe stilt som eksterne veiledere på vegne av bru- og konstruksjonsavdelingen hos det rådgivende firmaet AFRY. Oppgaven ble valgt for å bygge videre og tilegne seg kunnskap om brukonstruksjoner. Oppgaven har gitt oss dypere innsikt i dimensjonering og prosjektering av brukonstruksjoner.

Vi ønsker å gi en stor takk til både intern veileder Arne Mathias Selberg og eksterne veiledere Oddbjørn Kildal og Alf Inge Ribe. Vi takker også ansatte i AFRY med god veiledning innenfor forskjellige deler av oppgaven, samt muligheten for skriveplass. Med deres kompetanse og veiledning har vi utviklet en oppgave som ikke bare har vært lærerik, men som vi også er stolt av.

Trondheim mai, 2024



Amund Loe



Tobias Johnsen Hjelmseth

Sammendrag

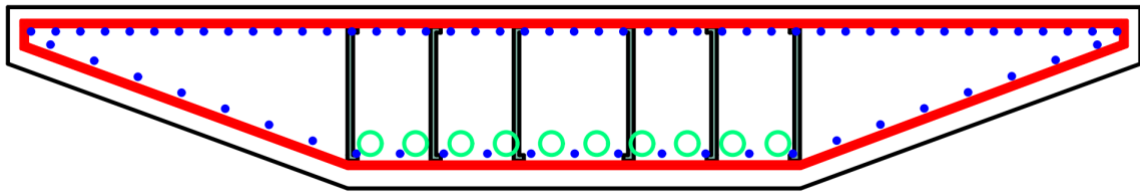
Denne oppgaven tar for seg prosjektering av en bru på 27 meter og ett spenn. Forfatterne har valgt å dimensjonere i betong med spennarmering. Brua prosjekteres med hensyn til krav i Eurokoder og håndbøker fra Vegvesenet. Brua dimensjoneres for både bruks- og bruddgrensetilstand. Omfanget av dimensjoneringen er satt etter en bachelors arbeidsmengde og hva studentene prioriterte å fordype seg i. Oppgaven går i dybden på dimensjoneringer og beregninger om det studentene ville fokusere mest på og lære mest om. Dermed er problemstillingen: dimensjonering av spennarmert bru ved hjelp av manuelle beregninger og FEM-Design. Rapporten er bygd opp kronologisk etter fasene i prosjekteringen, hvor vi først presenterer valgte materialer, forutsetninger og antagelser, analyse, kapasitetskontroller og til slutt tverrsnittsdimensjonering. Teoretiske beskrivelser av beregninger og valg basert på standarder er oppgitt først, og under vedlegg i slutten av rapporten kommer alle utregninger gjort manuelt.

Den nye bruas utforming er basert på den eksisterende bruas spenn, men valg av dimensjoner for brukomponenter er i henhold til standardiserte krav. Valg av material og bestemmelser for karakteristiske verdier er hentet fra standardiserte tabeller og tilpasset egnet bruk.

For å begrense omfanget av oppgaven til en håndterbar arbeidsmengde, ble det gjort tilpassede antagelser og forenklinger. Dette inkluderte utelatelse av detaljert armeringsdimensjonering for kantdragere, underbygging og armering over opplagere. Dessuten ble ikke fullstendige geotekniske beregninger utført; kun jordtrykkklaster i landkaret ble vurdert. Veiens kurvatur ble forenklet til en rett betongplate i begge retninger. Ved hjelp av FEM-analyser ble lastkombinasjoner identifisert for å bestemme den største belastningen på bruplata. Disse verdiene ble deretter benyttet for videre dimensjonering

Resultatene av beregningene indikerer behovet for slakkarmering både over og under brua, i tillegg til tverrarmering og 10 spennkabler for å møte den beregnede armeringsmengden. Når det gjelder spennkablene alene, viser beregningene akseptabelt trykk i overkant av tverrsnittet, men overstigende strekkspenning i underkant. Imidlertid forventes slakkarmeringen å motvirke denne kritiske verdien og holde den innenfor grensene. På lengre sikt vil brua vise nedbøyning ifølge beregningene, men den negative bøyningen forblir langt innenfor de maksimalt anbefalte verdiene. Prosessens resultater er basert på tilpassede begrensninger, noe som gjør det klart at denne oppgaven ikke utgjør et gyldig dimensjoneringsgrunnlag for faktisk prosjektering av brua.

Resultatet for den totale armeringen i tverrsnittet er vist i figuren under. Armeringen består av spennkabler i $\phi 100$ med senteravstand 200 mm skissert i lysegrønt, tverrarmering med $\phi 25$ skissert i rødt, lengdearmering med 45 stenger i overkant og 25 stenger i underkant med $\phi 25$ skissert i blått og skjærarmering i grønt med $\phi 25$ senteravstand 367 mm.



I den avsluttende delen av oppgaven fokuseres det på å drøfte resultatene og prosessen som ble fulgt. Gjennom å diskutere resultatene fra beregningene og analysen blir det tydelig hvordan ulike faktorer påvirker broen under spesifikke lasttilfeller eller belastninger over tid. Videre vil refleksjonen over læringsprosessen, samarbeidet og veiledningen gjennom prosjektperioden belyse hva som er oppnådd, utviklet og erfart gjennom arbeidet frem til den endelige avslutningen av prosessen.

Abstract

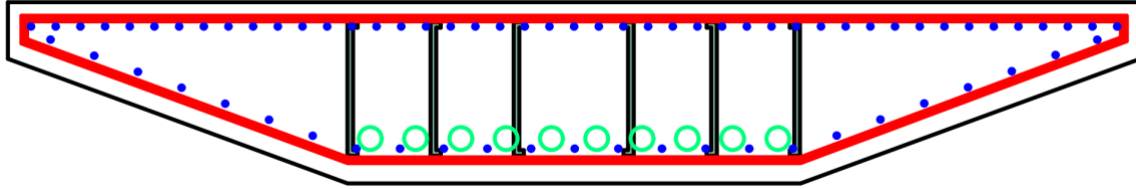
This project involves the design of a 27-meter bridge with a single span. The authors have chosen to design it in concrete with prestressing. The bridge is designed according to the requirements in the EC and the administration manuals of Vegvesenet. The bridge is dimensioned for both serviceability and ultimate limit states. The scope of the design is set according to a bachelor's level workload and the students' priorities for in-depth study. The project delves into the design and calculations on aspects the students wanted to focus on and learn the most about. Therefore, the research question is design of a prestressed bridge using manual calculations and FEM-Design. The report is structured chronologically following the phases of the design process, first presenting the selected materials, assumptions, and hypotheses, followed by analysis, capacity checks, and finally cross-sectional design. Theoretical descriptions of calculations and choices based on standards are provided first, and in the appendices at the end of the report, all manually performed calculations are included.

The new bridge's design is based on the span of the existing bridge, but the dimensions of the bridge components are chosen according to standardized requirements. The choice of materials and determination of characteristic values are sourced from standardized tables and adapted for appropriate use. To keep the scope of the project manageable, customized assumptions and simplifications were made. This included omitting detailed reinforcement design for edge beams, substructures, and reinforcement over supports. Moreover, full geotechnical calculations were not performed, only earth pressure loads on the abutment were considered. The road curvature was simplified to a straight concrete slab in both directions. Using FEM analysis, load combinations were identified to determine the maximum load on the bridge slab. These values were then used for further design.

The calculation results indicate the need for conventional reinforcement both above and below the bridge, as well as transverse reinforcement and 10 prestressing cables to meet the calculated reinforcement requirements. Regarding the prestressing cables alone, the calculations show acceptable compression at the top of the cross-section, but excessive tensile stress at the bottom. However, the conventional reinforcement is expected to counteract this critical value and keep it within limits. In the long term, the bridge will show deflection according to the calculations, but the negative deflection remains well within the maximum recommended values. The process's results are based on tailored constraints, making it clear that this project does not constitute a valid design basis for the actual construction of the bridge.

The result for the total reinforcement in the cross-section is shown in the figure below. The reinforcement consists of prestressing cables with a diameter of $\phi 100$ mm at 200 mm center-to-center spacing, depicted in light green, transverse reinforcement with a diameter of $\phi 25$ mm depicted in red,

longitudinal reinforcement with 45 bars at the top and 25 bars at the bottom with a diameter of $\phi 25$ mm depicted in blue, and shear reinforcement in green with a diameter of $\phi 25$ mm at 367 mm center-to-center spacing.



In the concluding part of the project, the focus is on discussing the results and the process followed. By discussing the results of the calculations and analysis, it becomes clear how different factors affect the bridge under specific load cases or over time. Furthermore, the reflection on the learning process, collaboration, and guidance throughout the project period will highlight what has been achieved, developed, and experienced through the work up to the final conclusion of the process.

Innholdsfortegnelse

1. Innledning	1
2. Prosjekteringsgrunnlag	2
2.1 Byggeprosess	3
2.2 Dimensjonerende brukstid	3
2.3 Materialvalg	4
2.3.1 Betong	4
2.3.2 Slakkarmering	4
2.3.3 Spennkabler	5
3. Forutsetninger for dimensjonering	5
3.1 Tverrsnitt	5
3.1.1 Førøppspent tverrsnitt med betongplate og I-bjelker	5
3.2 Etterøppspent tverrsnitt betongplate	6
3.3 Oppspenning av armering	6
3.3.1 Førøppspent løsning	6
3.3.2 Etterøppspent armering	7
3.3.3 Valgt løsning	8
3.3 Opplagerplassering	9
3.4 Statiske system	9
3.5 Overdekning spennkabler	10
3.5.1 Overdekning overside	11
3.5.2 Overdekning underside	11
3.6 Programvare	11
3.6.1 FEM-Design	11
3.6.2 ArchiCAD	11
4 Laster	11
4.1 Permanente laster	12
4.1.1 Jordtrykk	12
4.2 Egenlast	13

4.2.1 Rekkverk.....	13
4.2.3 Kantdrager	13
4.2.4 Landkar	14
4.2.5 Belegning/slitelag	15
4.3 Variable laster.....	16
4.3.1 Trafikklast.....	16
4.3.2 Snølast.....	17
4.3.3 Vindlast.....	18
4.3.4 Termisk last	18
4.3.5 Seimiske laster	21
4.3.6 Støt- og fortøyningslast.....	21
4.4 Andre variable laster	21
4.4.1 Midlertidige laster.....	21
4.4.2 Deformasjonslaster	22
4.5 Last- og kombinasjonsfaktorer i bruddgrensetilstand.....	22
5 Modellering i FEM-Design.....	23
5.1 Modellering av tverrsnitt	23
5.2 Plassering av laster	24
5.2.1 Permanente laster.....	24
5.3 Mesh	27
6 Opptredende krefter	28
6.1 Resultater i FEM-analysen	28
7 Bruddgrensetilstand	30
7.1 Tverrsnittskapasiteter.....	30
7.1.1 Momentkapasitet.....	30
7.1.2 Skjærkapasitet.....	31
8 Spennkraft.....	32
8.1 Kabeltype.....	32
8.2 Armeringsmengde.....	32

8.3 Balansert armering.....	33
8.4 Eksentrisiteter	33
8.5 Spennkrafttap.....	34
8.5.1 Tap av tøyingsdifferanse.....	34
9 Bruksgrensetilstand.....	35
9.1 Beregning av spenninger	35
9.2 Langtidseffekter.....	37
9.2.1 Krypfaktor.....	37
9.2.2 Svinnfaktor	38
9.2.3 Relaksasjon.....	38
9.3 Bøyning.....	39
9.3.1 Bøyestivet for stadium I.....	39
9.3.2 Negativ Langtidsnedbøyning fra permanente laster	40
9.3.3 Negativ bøyning fra svinn	40
9.3.4 Positiv bøyning spennarmering	40
9.3.5 Total bøyning.....	40
10 Armering i tverrsnittet	41
10.1 Lengdearmering underkant.....	41
10.2 Lengdearmering overkant.....	41
10.3 Tverrarmering underkant	42
10.4 Tverrarmering overkant	43
10.5 Skjærarmering.....	43
10.6 Spennarmering.....	45
10.7 Armert tverrsnitt	45
11 Refleksjon	46
11.1 Forutsetninger	46
11.2 Metode for analyse	47
11.3 Målsetninger	47
11.4 Neglisjeringer	48

11.5	Proessen underveis	49
11.6	Erfaringer	49
11.6.1	Planlegging	50
11.6.2	Samarbeid	50
11.6.3	Teori.....	50
11.7	Drøfting av resultater.....	51
10.8	Videre arbeid	52
12	Konklusjon.....	52
	Referanser	54

Figurliste

Figur 1 - Bilde av den eksisterende brua.....	2
Figur 2 - Tverrsnitt foreslått av Norsk Spennbetong	6
Figur 3 - Tverrsnitt foreslått av AFRY	6
Figur 4 - Spenningsfordeling i et rektangulært betongtverrsnitt	8
Figur 5 - Lagerplassering. Røde piler viser retning for fri bevegelighet.....	9
Figur 6 - Statisk system illustrert i FEM-Design.....	9
Figur 7 - Bestemmelser for sør-vestlig opplager	
Figur 8 - Bestemmelser for sør-østlig opplager.....	10
Figur 9 - Bestemmelser for nord-vestlig opplager	
Figur 10 - Bestemmelser for nord-østlig opplager	10
Figur 11 - Landkarvinger parallelt med kjøreretning	14
Figur 12 - Dimensjonert landkarvinger og endeskjørt for Lerkendal bru.....	15
Figur 13 - Uplanlagt last.....	16
Figur 14 og 15 - Isotermkart for maksimal- og minimumstemperatur i skyggen ved havnivå i Norge	19
Figur 16 - Tverrsnitt i Section editor	23
Figur 17 - Verdier fra FEM-Design.....	24
Figur 18 - Lastplassering rekkverk og kantdrager i FEM-Design.....	24
Figur 19 - Plassering av punktlast fra vinger.....	25
Figur 20 - Plassering av jevnt fordelt last fra belegning.....	25
Figur 21 - Plassering av lastmodell 1	26

Figur 22 - Plassering av lastmodell 2	26
Figur 23 - Plassering av lastmodell 3	26
Figur 24 - Plassering av jordtrykkslast	27
Figur 25 - Mesh av modellen i FEM-Design.....	27
Figur 26 - Skissert beregningsmetode for vertikal jekskraft.....	32
Figur 27 - Plassering av spennkabler basert på eksentrisiteter	34
Figur 28 - Plassering av lengdearmering i underkant m.....	41
Figur 29 - Plassering av lengdearmering i overkant.....	42
Figur 30 - Plassering av tverrarmring.	43
Figur 31 - Plassering av skjærarmering.	44
Figur 32 - Plassering av kabler for tverrsnitt midt i felt	45
Figur 33 - Endelig armert tverrsnitt.	46

Tabelliste

Tabell 1 - Karakteristiske verdier for betong.....	4
Tabell 2 - Karakteristiske verdier for slakkarmering.....	5
Tabell 3 - Karakteristiske verdier for spennkabler	5
Tabell 4 - Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekt.....	16
Tabell 5 - Lastmodeller for analysen.	17
Tabell 6 - Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel	20
Tabell 7 - Krav til analysemetode.....	21
Tabell 8 - Lastkombinasjoner	23
Tabell 9 - Krefter over midtfelt	28
Tabell 10 - Krefter over opplager vestlig side	29
Tabell 11 - Krefter over opplager østlig side	29

1. Innledning

Bruer er en viktig del av vårt moderne samfunns infrastruktur, kjennetegnet av store investeringer i byggefasen. Gjennom sin levetid utsettes disse betongkonstruksjonene for ekstreme forhold i det nordiske klimaet, noe som fører til nedbrytning og redusert levetid. Dette medfører betydelige økonomiske og miljømessige kostnader for samfunnet. Armerte betongkonstruksjoner er blant de viktigste byggematerialene på grunn av deres økonomiske fordelaktighet, anvendbarhet, formbarhet og bestandighet, noe som gjør dem attraktive i prosjektering [11]. Riktig prosjektering av betong krever grundig kunnskap om materialet og tett samarbeid mellom de involverte partene. For å sikre at konstruksjonen er sterk og sikker, må grunnleggende ingeniørprinsipper følges, og materialene dimensjoneres med tilstrekkelige sikkerhetsmarginer for å unngå sammenbrudd ved overbelastning. Det er avgjørende at konstruksjonene oppfører seg som forventet gjennom hele bruksperioden, og at de er bestandige nok til å motstå påkjenninger og nedbrytning fra omgivelsene.

Situasjonen for prosjekteringen gjelder en nåværende gang og sykkelbru på Lerkendal i Trondheim kommune. Betongen i brua har sannsynligvis vært utsatt for alkalireaksjoner og dette er en nedbrytningsmekanisme som skyldes kjemiske reaksjoner mellom alkalireaktive bergarter i tilslaget og alkalier i sementen [13]. Dette har sannsynligvis medført en svellingsreaksjon under vannabsorpsjon og dermed ekspansjon av betongen som har dannet riss. Denne brua har bekymringsverdig nedbøyning og rissdannelser, noe som gjør at vi antar at ny bru skal bygges i nær fremtid. Oppgavens tilnærming til dette vil være prosjektering av ny bru med samme tiltenkt funksjon og tilnærmede dimensjoner.

Hensikten med oppgaven er å foreta beregninger og analyser som er nødvendige for å kvalitetssikre konstruksjonen opp mot de belastningene som fremstår fra omgivelsene, slik at brua kan oppnå sitt formål. Vi ønsker gjennom denne oppgaven å gjøre en så fullstendig prosjektering som oppgavens begrensning og tidslengde tillater. På denne måten kan vi diskutere resultatene opp imot kravene og dermed reflektere over våre funn for å lære.

Vi satt flere mål som vi ville besvare i bacheloroppgaven.

Disse var:

- Identifisere det mest kritiske lasttilfellet
- Beregne total armeringsmengde og antall kabler dette tilsvarer
- Beregne total bøyning sammenlignet med den gamle brua
- Dimensjonere armert tverrsnitt for bruaplata

Hovedmålet med prosjektet var å lære om brukonstruksjoner og danne en forståelse for prosjektering, byggeprosessen og produksjon av en endelig konstruksjon.

2. Prosjekteringsgrunnlag

Brua som skal prosjekteres er Lerkendal bru som går over Holtermanns veg ved Lerkendal i Trondheim kommune. Denne brua er en bjelkebru, uten normerte elementer med spennarmering. Brua har et spenn på 27 meter og er tilrettelagt for gang og sykkel-trafikk. Av bekymringsverdig utseende i form av nedbøyning, som vist på figur 1, vil denne bacheloroppgaven foreslå en ny dimensjonering av en ny bru med samme dimensjoner som den nåværende.



Figur 1. Bilde av den eksisterende brua. Bildet viser bruas nedbøyning. Utklipp hentet fra Google Maps [1].

Et argument for prosjekteringsgrunnlaget er gjennomført nivellering av Trøndelag fylkeskommune. Tilsendt dokument viser at sørlig bjelke som tilsvarer gang og sykkelbrua har en nedbøyning på omtrent 142 mm. I henhold til punkt N400, skal maksimal anbefalt nedbøyning ikke være større enn $L/350$ [12]. Dette tilsvarer en anbefalt maksimal nedbøyning på 77 mm. Nedbøyningen for den nåværende brua er dermed for stor og godt utenfor kravet.

I denne oppgaven blir fokuset kun på den nye brua og gammel bru blir brukt som utgangspunkt for dimensjoner og terrenget konstruksjonen plasseres i. Dimensjoneringen tar utgangspunkt i den nåværende bruas spenn og formål. Bestemmelser for dimensjonene av tverrsnitt vil være basert på valgt tverrsnitt som presenteres senere i oppgaven. Beregningene er i henholdt til studentenes kunnskaper om bruprosjektering og tar hensyn til relevante krav.

For dimensjoneringen er følgende Eurokoder, håndbøker og beregningsveiledere benyttet:

Eurokoder:

- Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
 - Del 2: Trafikklaste på bruer
 - Del 1-4: Allmenne laster, vindlaste
 - Del 1-5: Allmenne laster, termiske påvirkninger
- Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
 - Del 1: Allmenne regler
- Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, del 2

Eurokode blir omtalt som EC i denne oppgaven.

Håndbøker:

- Håndbok N100 – Veg og gateutforming
- Håndbok N400 - Bruprosjektering
- Håndbok R762 – Standard beskrivelse for bruer og veier
- SSV rapport 668: Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer

Beregningsveileder:

- Prosjekteringsforutsetninger fra AFRY

2.1 Byggeprosess

For å bestemme byggeprosess ble det vurdert mellom en prefabrikkert eller en plasstøpt løsning. I samtaler med daglig leder Idar Heskestad i Norsk Spennbetong ble det foreslått en prefabrikkert løsning. I samtaler med ekstern veileder ble det vurdert plasstøping. Begge foreslåtte tverrsnitt blir presentert senere i oppgaven, og vi vil drøfte og konkludere med hvilket som egner seg best.

2.2 Dimensjonerende brukstid

Det er tatt forbehold om at dimensjonerende brukstid for brukonstruksjonen er 100 år. Dette er i henhold til N400 kap. 1.1.6-1 [12] og EC2 [6]. Elementer og utstyr som har dimensjonerende brukstid på mindre enn 100 år skal kunne skiftes ut i henhold til N400 kap. 1.1.6-1 [12]

2.3 Materialvalg

Dette kapittelet tar for seg hvilke materialer brukonstruksjonen vil bestå av. Det blir presentert kvalitet på både betongelementer og stål for armeringen. Siden brua må tåle belastning i både lengde og bredderetningen er det bestemt at den skal bestå av en platemodell hvor armeringen legges i både lengde og tverretning. Armeringsbestemmelser er nærmere beskrevet i del 10 *Armert tverrsnitt*.

2.3.1 Betong

Materialvalg for betong er valgt i henhold til hyppigst brukt betong i Norge, som tilsvarer en fasthetsklasse B45 [16]. Dette valget baserer seg på en normalverdi for fasthetsklasser som er mellom B35 og B55. Med hensyn på tilslagsstørrelse er det valgt $25 \frac{kN}{m^2}$ for tyngdetettheten til armert betong. Tabell 1 viser en oversikt over aktuelle verdier som er gitt i henhold til EC2, tabell 3.1, side 26 [6].

B45	Tegn	Verdi
Karakteristisk 28-døgnsylindertykkfasthet	f_{ck}	$45 N/mm^2$
Middelverdi for sylindertykkfasthet	f_{cm}	$53 N/mm^2$
Tyngdetetthet	ρ_c	$25 kN/m^3$
E-modul	E_{cm}	$36000 N/mm^2$
Tøyningsgrense ved trykk	E_{cu2}	$3,5 * 10^{-3}$
Strekkfasthet	f_{ctm}	$3,8 N/mm^2$

Tabell 1: Karakteristiske verdier for betong

2.3.2 Slakkarmering

For slakkarmering er det bestemt å bruke kamstål av typen B500NC som har karakteristisk fasthet, f_{yk} , på $500 \frac{N}{mm^2}$. Relevante verdier oppgis i tabell 2.

B500NC	Tegn	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{yk}	$500 N/mm^2$
Elastisitetsmodul	E_s	$2,0 * 10^5 N/mm^2$

Tabell 2: Karakteristiske verdier for slakkarmering

2.3.3 Spennkabler

Oppspenningmetode er nærmere beskrevet i punkt 3.4.2, men i hovedsak legges spennarmeringen i utsparingsrør for beskyttelse. Utføringsmetoden er i henhold til Håndbok R762, Prosesskode 2 [14].

I henhold til beregningsveileder for etteroppspente bruer er det valgt å benytte stålqualität YS1860S7, som er den vanligste stålqualität for spennstål i Norge [16]. Karakteristiske verdier for denne stålqualität er gitt i tabell 3.

YS1860S7	Tegn	Verdi
Karakteristisk fasthet	f_{pk}	1860 N/mm ²
Karakteristisk flytegrense	$f_{p0,1k}$	1640 N/mm ²
Bruddtøyning	ϵ_{uk}	0,035
Elastisitetmodul	E_p	1,95 * 10 ⁵ N/mm ²

Tabell 3: Karakteristiske verdier for spennkabler

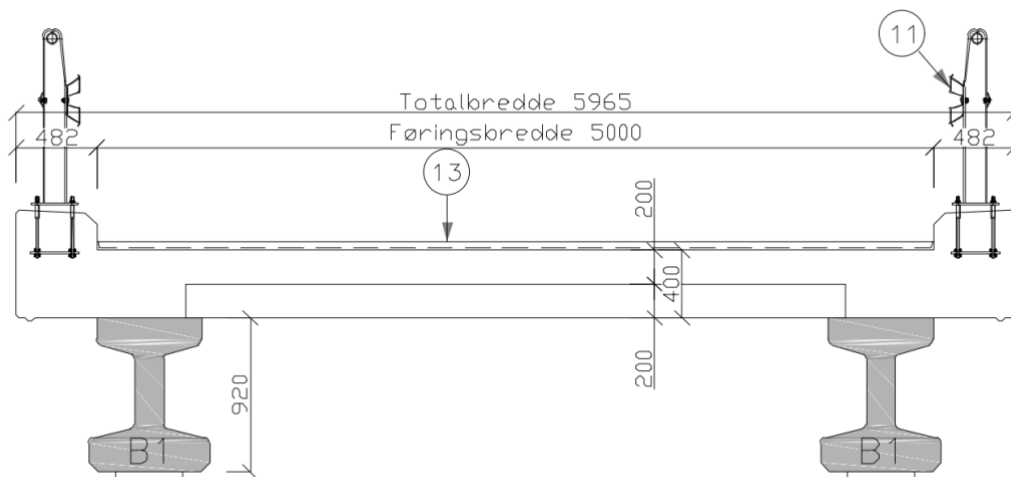
3. Forutsetninger for dimensjonering

Det er benyttet forenklet kurvatur i bruas horisontale og vertikale retning. Dette gir forenklinger i beregningene. Forutsetningene er at brua skal være helt rett i begge retninger. Takfallet på veien er også forenklet og satt til 0 grader. Dette blir utgangspunktet for dimensjoneringen. For tilstrekkelig fri bredde for gang- og sykkelferdsel er det bestemt, i henhold til krav om minst 2 meter bredde i tabell B.1 i N100, at fri bredde er 5 meter. Dette inndeles og separerer 2 meter gangfelt- og 3 meter sykkelfeltbredde [15]. Dette vil også gi mulighet for maskinell rydding av ferdselssonen.

3.1 Tverrsnitt

3.1.1 Føroppspent tverrsnitt med betongplate og I-bjelker

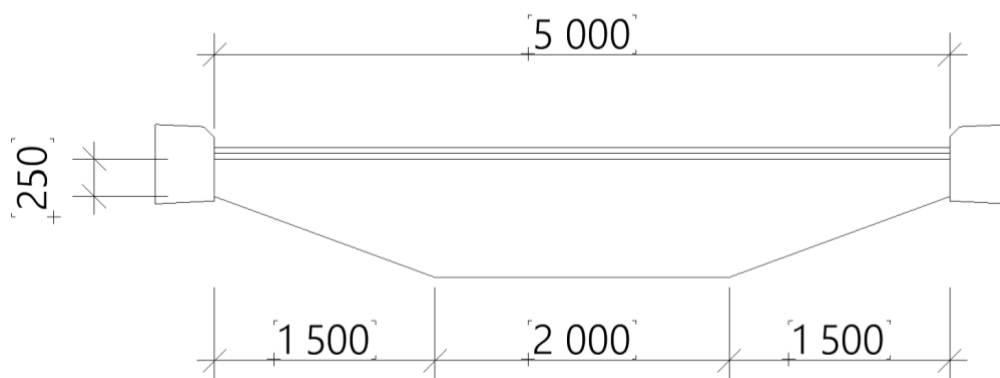
Forslag 1 er tilsendt fra daglig leder Idar Heskestad i Norsk Spennbetong og er skissert i figur 2. Det viser en prefabrikkert betongplate med spennarmering med støtte fra to I-bjelker. Kantdragerne er monolitisk tilsluttet med bruplatten. Benyttelse av dette tverrsnittet er vurdert innad i gruppen og i samtaler med eksterne veileder.



Figur 2: Tverrsnitt foreslått av Norsk Spennbetong

3.2.2 Etteroppspent tverrsnitt betongplate

Figur 3 viser forslag til konstruksjon gitt av AFRY. Dette tverrsnittet er tilsendt fra ekstern veileder og gir dimensjonene fra en brukonstruksjon prosjektert av AFRY. Denne brua har samme bruksfunksjon og er tilpasset en spennarmert bru med et spenn på 27 meter. Dermed kan det benyttes som utgangspunkt for tverrsnittskapiteter i beregningene og FEM-analysen.



Figur 3: Tverrsnitt foreslått av AFRY

3.3 Oppspenning av armering

3.3.1 Før oppspent løsning

I tverrsnittet foreslått av Norsk Spennbetong er det valgt å bygge konstruksjonen før oppspent med prefabrikkerte elementer. Betongelementene støpes i fabrikkhall. Spennarmeringen spennes opp med jekk og låses i spennbenker. Samtidig vil resten av formverket og armeringen installeres. Deretter

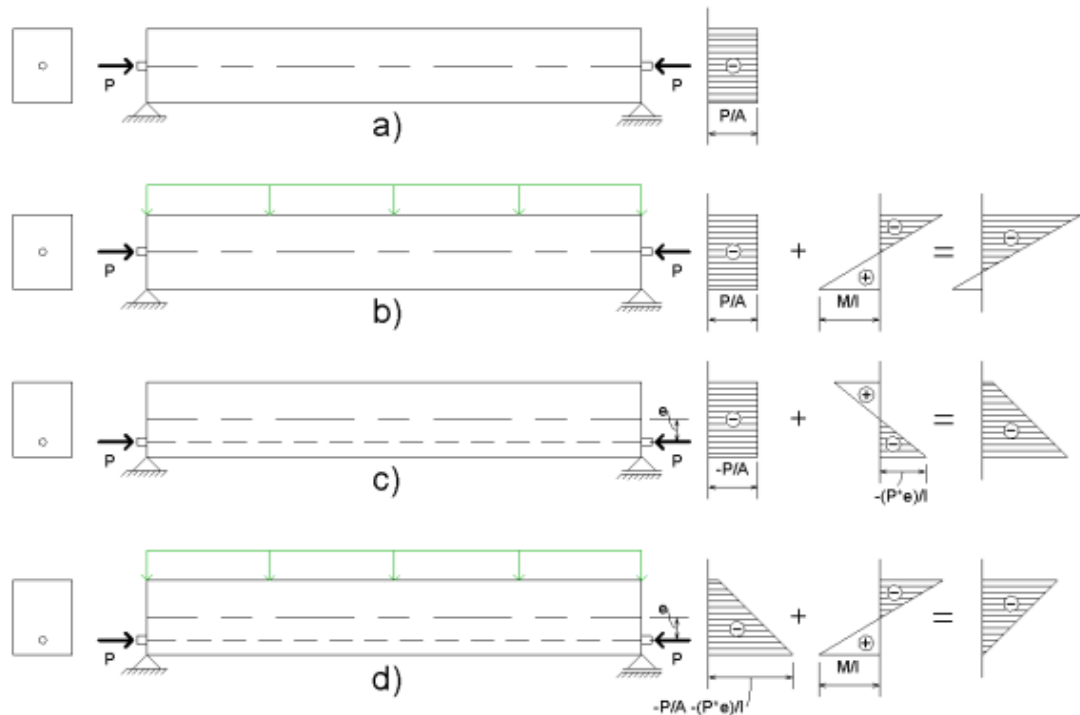
støpes betongen ut og under herdeprosess oppstår det heftforbindelser mellom betongen og spennarmeringen. Når spennarmeringsendene kuttet eller frigis vil det bli overført trykkspenning i betongen og strekkspenning i armeringen. Deretter vil tøyning i spennarmeringen og betongen være kompatibel. Dette skjer samtidig som det er likhet i tøyningdifferansen mellom betongen og spennarmeringen på samme nivå [11].

3.3.2 Etteroppspent armering

Med AFRYs forslag til tverrsnitt av bruplaten må den etteroppspennes. Ved etteroppspenning må armeringen legges fritt eller tres igjennom utsparringskanaler i den støpte konstruksjonen. Etter at betongen har herdet, spennes armeringen opp med mothold fra konstruksjonen selv. Etteroppspent betong er en type spennbetong der man innfører trykkreftene i betongen etter den er støpt.

Spennkablene som ligger i innstøpte rør i betong, får en initialtøyning og strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkraften i kablene blir til trykkraft i betongen ved endeforankringene til kablene [11].

I figur 4 del a) er det illustrert hvordan etteroppspenningen gir tverrsnittet en trykkspenning. I b) ser man hvordan denne trykkspenningen kan motvirke lastvirkningene fra egenlast eller nyttelast. Det opptrer et moment i tillegg til trykkspenninger om spennarmeringen flyttes lenger ned i tverrsnittet. Slik blir det en eksentrisitet fra tyngdepunktakse og spennkablene, se c). Til slutt er det kun trykkspenninger i tverrsnittet hvor kreftene til spennarmeringen motvirker de ytre lastene. Siste punkt d), er noen av fortrinnene ved spennarmering [8].



Figur 4: Spenningsfordeling i et rektangulært betongtverrsnitt, a) sentrisk spennkabel, kun etteroppspanning, b) sentrisk spennkabel, påsatt egenlast, c) eksentrisk spennkabel, kun etteroppspanning, d) eksentrisk spennkabel, påsatt egenlast [2]

3.3.3 Valgt løsning

Etter vurdering innad i bachelorgruppen er det bestemt å velge tverrsnittet med etteroppspanning foreslått av ekstern veileder i AFRY. Etteroppspente systemer har noen fordeler sammenlignet med førøppsente armering. Det gir større fleksibilitet i konstruksjonen da spenningen påføres etter at betongen er støpt og herdet.

Siden brua skal krysse en svært trafikkert vei er det avgjørende å prioritere trafikksikkerheten. Den valgte utformingen av brua vil sikre tilstrekkelig fri høyde i henhold til N400-standardene for vei høyder.

Estetikk er også et argument for bruk av etteroppspente konstruksjoner. Flexibiliteten i design som tilbys av etteroppspente betong gjør det mulig for arkitekter og ingeniører å skape mer slanke og estetisk tiltalende strukturer. Lengre spenn og færre støtter åpner for mer åpne og lysfylte rom, noe som kan forbedre det visuelle inntrykket av en bro eller et offentlig bygg. Dette designet gjør det mulig å bruke kreative løsninger som kan bidra til å gi et område karakter eller forbedre eksisterende arkitektur. Dette er viktig med tanke på bruas plassering i Trondheim kommune, hvor den kan anses som en inngangsportal for byens sentrumsområde.

3.3 Opplagerplassering

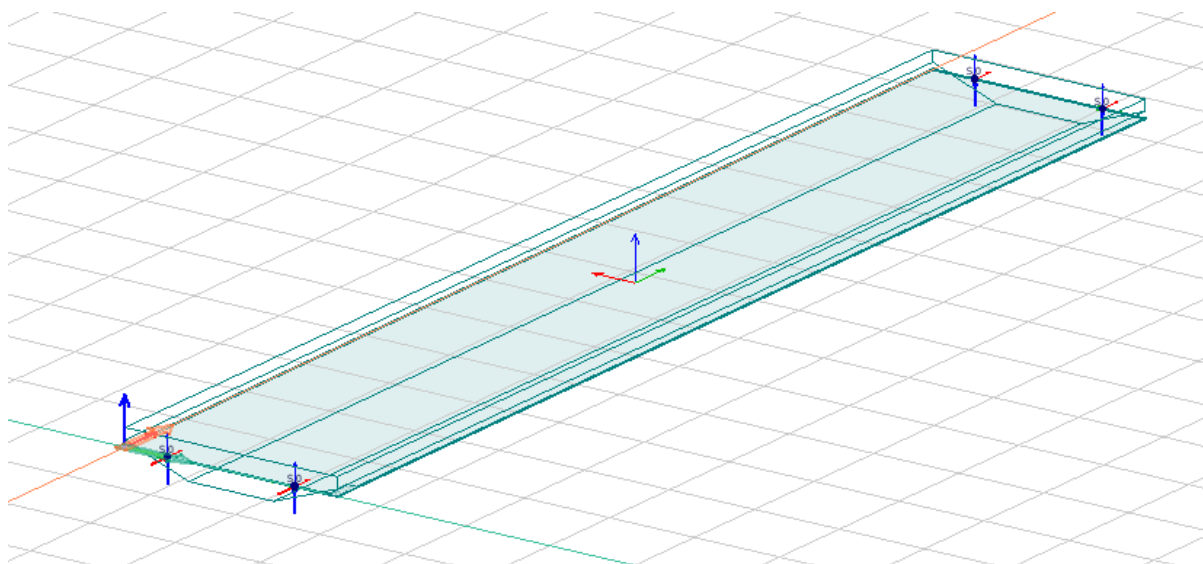
For at brua skal unngå tvangskrefter er det bestemt et statisk system med fire opplager. Plassering av lager er bestemt etter veiledning fra veileder i AFRY. Plassering er skissert i figur 5. De røde pilene indikerer retning for lagrenes glideretning. Opplagere har på hver side en senteravstand på 3 m og alle er plassert 1 m fra platens lengdeside. Systemet er fritt opplagt.



Figur 5: Lagerplassering. Røde piler viser retning for fri bevegelighet.

3.4 Statiske system

For at brua skal kunne oppta ekspansjoner og unngå tvangskrefter er det valgt å dimensjonere fire opplager, hvor det er et fast innspent, to forskyvelige i en retning og et allsidig lager. Dette tilsvarer et statisk bestemt system. Dette tillater bevegelighet i plate i lengde og tverretning. Figur 6 viser det statiske systemet for Lerkendal bru. Modelleringen er skissert med hensyn på valgt tverrsnitt tilsendt av AFRY.



Figur 6: Statisk system illustrert i FEM-Design

Det ble poengtert fra veileder i AFRY at det er gunstig å gi lineære bestemmelser som gir samme verdier for *compression* og *tension* i opplagerne, slik at bruplata blir beregnet lineært. Ved valgt opplagersystem vil plata i alle opplagerne ikke være fastholdt mot rotasjon i verken x, y eller z

retning. Det globale systemet vil være fastholdt mot rotasjon. Figurene 7, 8, 9 og 10 viser bestemmelser for hvert opplager navigert etter figur 5 for opplagerplasseringer.

	Compression	Tension		Compression	Tension
Kx'	0.000e+00	0.000e+00	Kx'	1.000e+10	1.000e+10
Ky'	1.000e+10	1.000e+10	Ky'	1.000e+10	1.000e+10
Kz'	1.000e+10	1.000e+10	Kz'	1.000e+10	1.000e+10
Cx'	0.000e+00	0.000e+00	Cx'	0.000e+00	0.000e+00
Cy'	0.000e+00	0.000e+00	Cy'	0.000e+00	0.000e+00
Cz'	0.000e+00	0.000e+00	Cz'	0.000e+00	0.000e+00

Figur 7: Bestemmelser for sør-vestlig opplager

Figur 8: Bestemmelser for sør-østlig opplager

	Compression	Tension		Compression	Tension
Kx'	0.000e+00	0.000e+00	Kx'	1.000e+10	1.000e+10
Ky'	0.000e+00	0.000e+00	Ky'	0.000e+00	0.000e+00
Kz'	1.000e+10	1.000e+10	Kz'	1.000e+10	1.000e+10
Cx'	0.000e+00	0.000e+00	Cx'	0.000e+00	0.000e+00
Cy'	0.000e+00	0.000e+00	Cy'	0.000e+00	0.000e+00
Cz'	0.000e+00	0.000e+00	Cz'	0.000e+00	0.000e+00

Figur 9: Bestemmelser for nord-vestlig opplager

Figur 10: Bestemmelser for nord-østlig opplager

3.5 Overdekning spennkabler

For å beskytte armeringsstålet mot korrosjon er det benyttet overdekning. Siden armeringskorrosjon er en av de hyppigste og alvorligste skadetyperne på betongkonstruksjoner er dette tatt hensyn til.

Overdekning viser til avstand fra betongoverflate til nærmeste konstruktive armering [11].

Eksponeringsklasser for overbyggingene er i henhold til reglene i EC2, tabell 4.1, side 46 [6]. I denne oppgaven skiller vi mellom eksponeringsklasser for overside, underside og kantdrager hvor klima utgjør valgt eksponeringsklasse.

Gang- og sykkelbane er tilrettelagt for servicekjøretøy for saltning om vinteren, dermed vil oversiden eksponeres for korrosjon fra klorider som ikke kommer fra sjøvann. I tillegg ligger konstruksjonen nær kysten. Dette er bestemt i henhold til EC2, tabell 4.1, side 46, hvor det behøves en eksponeringsklasse XD1 [6]. På overside er det også eksponeringsklasse for kantdrager som ikke er beskyttet av asfaltlag. Dermed er den mer sårbar for klorider og fastsettes til eksponeringsklasse XD3.

For å simpelhetens skyld bestemmes eksponeringsklasse for overside av brua ut fra den mest sårbare delen. Dette blir eksponeringsklasse XD1.

For undersiden av brua er det én eksponeringsklasse. Denne er utsatt for luftbårne klorider og settes til eksponeringsklasse XD1.

3.5.1 Overdekning overside

Overdekningen tar utgangspunkt i slakkarmeringen. Bestemmelser for overdekningen er i henhold til tabell NA. 4.4N i EC2 [6]. I vedlegg A er det beregnet en overdekning for oversiden til en verdi på 60 mm. Bestemmelsene tilfredsstiller valgt dimensjonerende brukstid på 100 år.

3.5.2 Overdekning underside

Overdekning for underside av brua er bestemt ut fra spennarmeringen. Det er gitt i henhold til EC2 tabell NA.4.5N og basert på 100 års dimensjonerende brukstid, som gir $C_{mind,dur} = 60$ mm [6]. I vedlegg A ligger beregning av overdekningskravet for undersiden, som blir 90 mm.

3.6 Programvare

3.6.1 FEM-Design

Etter bestemmelse for prosjektering av brukonstruksjon ble det tidlig bestemt at vi skulle benytte oss av programvare for å gjøre analysen effektiv og presis. For å generere de ulike lastkombinasjonene ble det fra ekstern veileder foreslått å benytte FEM-Design.

Første fase i prosjektet ble brukt til å tilegne seg kunnskap om programmet gjennom veiledning fra ansatte i AFRY og gjennom *Strusoft* sine introduksjonsvideoer på *YouTube* [10]. Veilederne i AFRY sin kompetanse i FEM-Design ble en nyttig ressurs for å benytte oss av programmet korrekt og presist ut fra de forutsetningene vi satt for prosjektet. FEM-analysen ble gjennomført for å generere de mest aktuelle lasttilfeller for bruplata i form av lastkombinasjoner av permanente og variable laster. Som nevnt utover i oppgaven har vi valgt og begrunnet hvilke faktorer vi neglisjerer. Intensjonen i metoden har vært å gjøre analysen så presis som mulig ut fra de forutsetningene som ble satt.

3.6.2 ArchiCAD

ArchiCAD ble brukt for skissering av tverrsnitt og lignende skisser. Skissene illustrerer dimensjoner og plasseringer av brukomponenter og hvordan armeringen fordeles i tverrsnittet.

4 Laster

Dette kapitlet tar for seg beregning av laster som blir påført i brukonstruksjonen. Kapitlet er oppbygd av beregninger og beregningsforklaringer som finnes i vedlegg B. Lastene i brukonstruksjonen har forskjellige lastfaktorer som er bestemt av om de er permanente eller variable.

4.1 Permanente laster

Permanente laster er laster i konstruksjonen som ikke er tidsvarierende. Først og fremst regner vi med betongens egenvekt i brua som permanent last, som ellers har en reduksjon over tid på grunn av faktorer som for eksempel svinn. I tillegg vil bruas komponenter i form av bruplate, landkar, belegning, rekkverk, kantdrager også være permanente laster. Disse permanente påvirkningene forventes å være tilnærmet konstante innenfor det tidsrommet som betraktes. Permanente laster inkluderer:

- Tyngde av konstruksjonen (egenlast)
- Tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet
- Jordtrykk, tyngde av jord og eventuelle andre fyllmasser

4.1.1 Jordtrykk

Jordtrykk vil si den kraften jordmassen påfører en støttekonstruksjon, som for eksempel en støtte- eller grunnmur, enten det er passivt eller aktivt. Dette trykket oppstår på grunn av tyngden av jorden, fuktigheten i jorden og eventuelle andre belastninger som f. eks kjøretøy eller bygninger over jorden. Jordtrykk er en viktig faktor i geoteknisk ingeniørvitenskap fordi det må tas i betraktning når man designer og konstruerer underjordiske strukturer og støttemurer for å sikre deres stabilitet og sikkerhet.

Aktivt jordtrykk oppstår når en støttekonstruksjon beveger seg vekk fra jorden og tillater jordmassene å utvide seg. Dette fører til en nedgang i det horisontale spenningsnivået og beveger jordtrykket mot muren. Aktivt jordtrykk er det minste trykket som jorden kan utøve på strukturen og skjer når jorden er i en tilstand av utvidelse.

Passivt jordtrykk oppstår når en støttekonstruksjon beveger seg inn i jorden, slik at det presser jordmassene sammen og øker det horisontale spenningsnivået. Passivt jordtrykk er motsatt av aktivt jordtrykk og oppstår når jorden er i en tilstand av sammenpressing. Dette trykket er generelt større enn det aktive jordtrykket.

9.5.2 (1) i EC7, Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler oppgir at hvis det ikke er noen bevegelse av veggen i forhold til grunnen, skal jordtrykk beregnes ut fra hvilespenningstilstanden. Hvilejordtrykk på konstruksjonsdeler i fylling inkluderes som en permanent last i beregningsmodellen i FEM-Design og vil øke med økende dybde z . 9.5.2 (3) oppgir formel for hviletrykkskoeffisient [7]. For å kunne bruke denne trengs det jordprøver av fyllingen for å finne grunnens spenningshistorie. Vi gjør derfor en antagelse om følgende standardiserte parametere:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^2, \phi = 42^\circ, \gamma_M = 1.4$$

Dette gir:

$$k_0 = 0.46$$

$$q_v(z) = \gamma \cdot z = 19z \text{ kN/m}^2$$

$$q_h(z) = \gamma \cdot k_0 \cdot z = 8.74z \text{ kN/m}^2$$

Resultatet fra beregningene viser en verdi q_h som funksjon av dygden z . I FEM-modellen vil det permanente jordtrykket modelleres som en variabel areallast som øker med dybden over øverste fyllingsnivå. Lasten er horisontal inn mot endeskjørtet og vil bidra til et rotasjonsmoment.

4.2 Egenlast

Egenlasten på brua regnes som de permanente lastene brua utsettes for på grunn av komponentenes tyngdetettheter. I følge N400 krav 5.2.1-1 tas det ikke hensyn til konstruksjonstoleranser ved beregning av egenlasten [12]. Som endelig egenlast for konstruksjonen tar vi med alle permanente deler av konstruksjonen i beregningen. I dette prosjektet regner vi egenlasten i form av overbygningen til brua, hvor det er som førnevnt bestemt å bruke tetthet $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ for armert betong. For å finne egenlasten til de ulike komponentene multipliserer vi tverrsnittsareal med tyngdetetthet som gir egenlast per meter lengde. For å forenkle beregningene er det benyttet *Areal*-funksjonen i ArchiCAD for å finne tverrsnitt.

4.2.1 Rekkverk

Rekkverket er den dele av brua som gir beskyttelse og sikkerhet for kryssende trafikanter. Rekkverket er plassert på hver side av brua og har egenvekt på $0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. De vil være linjelaster i platemodellen. Linjelasten plasseres basert på lengden fra senter av rekkverket mot ytterkant av bruplata. Total vil to rekkverk gi en total last, q_2 , lik $1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

4.2.3 Kantdrager

Kantdragerne har dryppnese for vannavrenning, fungerer som innfestning til rekkverk, bidrar som føringskinne og støtter belegning. Vi tar tilsendt tverrsnitt fra AFRY som utgangspunkt for kantdragernes tverrsnitt, hvor det er en kantdrager på hver side langs brua.

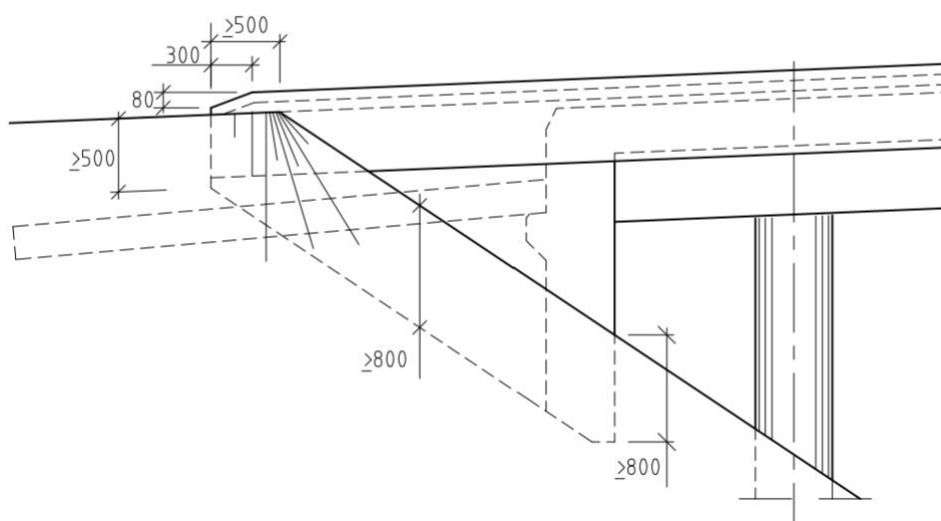
Det er bestemt at kantdrageren ikke modelleres i tverrsnittet i FEM-modellene, men inkluderes som linjelast, plassert utenfor bruplata i massesenter av kantdrageren. Kantdragerenes tverrsnitt er beregnet med hjelp av ArchiCAD og hver av dem har et areal på $0,2 \text{ m}^2$. Det er som førnevnt gitt en tyngdetetthet på $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ som deretter gir en total egenvekt for begge kantdragere på $10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

4.2.4 Landkar

I hver ende av brua er det to landkarvinger og et endeskjørt. Landkarenes funksjon er å bære bruplatas avslutning og fungere som terrengstøttemur. Landkaret er av betong med tilsvarende tyngdetetthet som resterende betongelementer i brua. Gitt last som vingene utgjør settes som en punktlast i hver ende av brua. Plassering av punktlasten er gitt ut fra vingenes massesenter.

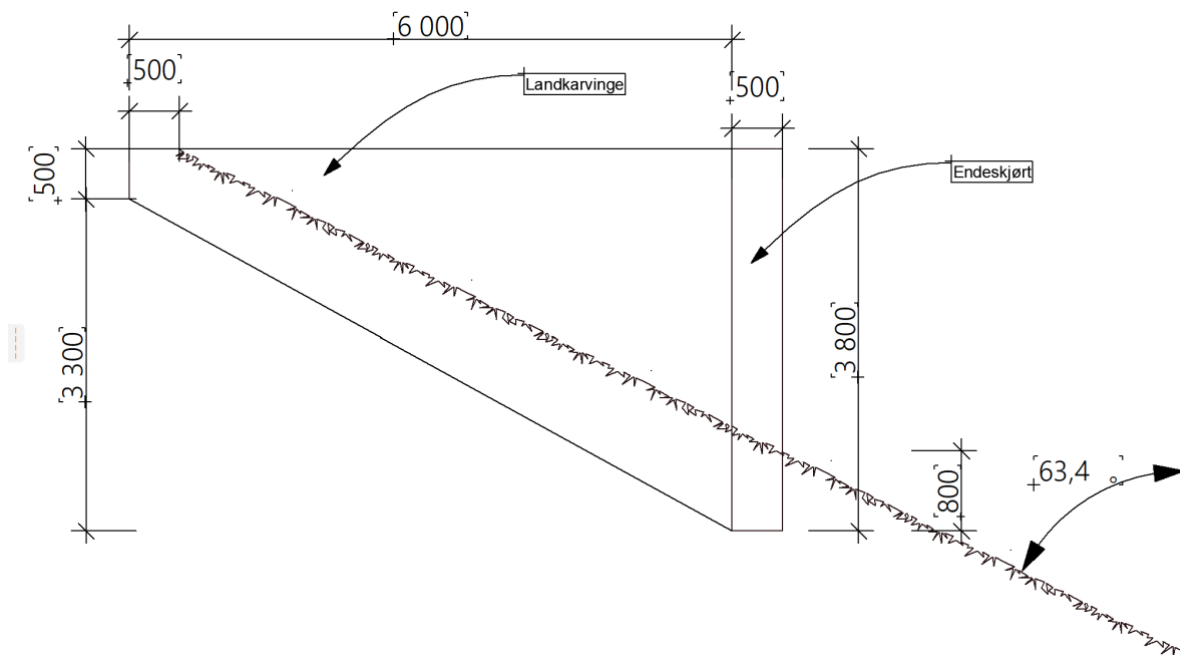
På grunn av mangelfull tilgang på plantegninger for terrenget landkaret plasseres i, har vi bestemt at terrengets utforming er gitt av øyemål. Vi anser dette som riktig beslutning siden fokuset er på dimensjoneringsprosessen for brua og ikke en perfekt tilnærming til det reelle terrenget. Det er tatt hensyn til N100 punkt F.4 krav om fri høyde for bruer over veg [15]. Minstekravet er satt sammen av kjøretøyshøyde, sikkerhetsmargin, byggetoleranser og toleranse for vedlikehold av slitelag, som sammen utgjør en fri høyde på 4,9 m. Fri høyde settes til 5 meter. Det er forutsatt at terrenget har en helning på 1:2.

I henhold til krav i N400 punkt 4.4.4 for landkarvinger orientert parallelt med kjøreretningen skal skivelandkar på luftsiden ha minimum dybde 800 mm under fyllingsnivå, som illustrert i figur 11 [12].



Figur 11: Landkarvinger parallelt med kjøreretning [12]

Endeskjørt for landkar plasseres slik at det har synlig høyde 3000 mm hvor krav om 800 mm blir addert. Det er bestemt med veiledning fra AFRY en tykkelse 500 mm på endeskjørt og tykkelse 300 mm for vinger. Det er krav om at vingene går 500 mm inn i det området terrenget er flatt i overkant av fyllingen, i tillegg til et krav om å gå 500 mm ned i fyllingen. Figur for dimensjonert landkar er gitt i figur 12. Den viser kun komponenter som er betydelig for dimensjoneringen av bruplata. Tilslutning mellom endeskjørt og overdekning er derfor ikke skissert.



Figur 12: Dimensjonert landkarvinger og endeskjørt for Lerkendal bru

Figur 12 viser at vingene er lengde på 6000 mm. Punktlast P_v settes i massesenter av hver vinge som ligger en avstand 2,23 m fra opplager. Areal for hver vinge er $12,9 \text{ m}^2$, og med en tykkelse foreslått av ekstern veileder på 300 mm, gir dette et volum på $3,87 \text{ m}^3$.

Landkarvingene vil motvirke noe av egenlastene på brua og av denne effekt medføre strekk på overside av brua og trykk på underside.

Endeskjørtet har krav om å føres 800mm ned i terrenget som figuren viser. Det er bestemt en tykkelse på 500 mm og en gitt høyde på 3800 mm. Endeskjørtets bredde er gitt ut fra bruplates bredde på 5000 mm. I FEM-analysen vil endeskjørtet, til likhet med vingene, ikke modelleres, men bli satt som linjelast i massesenteret langs bruas tverretning.

4.2.5 Belegning/slitelag

Belegningen er det øverste laget på bro som er tiltenkt ferdselen for fotgjenger- og sykkelferdsel.

Belegningen må være robust og slitesterkt slik at den tåler dimensjonerende trafikklaster og værforhold i området. I en beregning skal man alltid inkludere vekten av brudekkets belegning i tillegg til det prosjekterte tverrsnittet. For å beregne belegningens egenvekt er det tatt hensyn til Håndbok N400 5.2.2.2 [12].

Med en forutsetning om at brua har en spennvidde som er lavere enn 200 m, vil dette medføre en minimums belegningsvekt på $2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ og tykkelse 80 mm. Se tabell under:

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

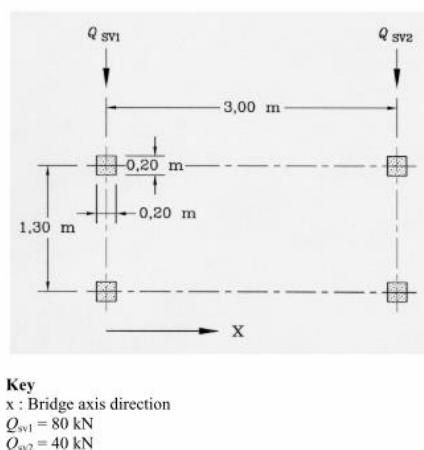
Tabell 4: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekt for bruer med gang- og sykkeltrafikk [12]

4.3 Variable laster

Variable laster refererer til belastninger og påkjenninger på en bro som varierer over rom eller tid. Ved utførelse av en strukturanalyse må man ta hensyn til ulike variable laster som kan påvirke broens ytelse. Fra 5.3.1 i N400 får vi oppgitt: trafikkbelastninger, naturlaster, støt- og fortøyningslaster, last fra variabel ballast eller laster påført konstruksjonen i midlertidige faser [12]. Ikke alle disse lastene er hverken kritiske eller relevante, og noen har en så liten innvirkning at de kan neglisjeres i beregningene. Å ekskludere slike laster kan derfor bidra til å spare både tid og kostnader i designprosessen.

4.3.1 Trafikklast

Ved trafikklast av en gang- og sykkelbru skal det tas hensyn til jevnt fordelt last q_{fk} , punktlast Q_{fwk} og laster for eventuelle servicekjøretøyer Q_{sv} . Fra 5.3.2.1 i NS-2, trafikklast på bruer, får vi oppgitt at den anbefalte verdien for $q_{fk} = 5 \frac{kN}{m^2}$. For punktlast oppgir 5.3.2.2 $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$ når det er på en kvadratisk flate med sider lik 0,1 [5]. På denne bruene er det ikke noen form for permanent blokkering til å forhindre kjøretøy å bruke den. Dette medfører at figur 13 nedenfor må benyttes, som gir $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$ og $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$.



Figur 13: Uplanlagt last, figur viser lastkreftene Q_{sv} , som virker ned på brua fra et kjøretøy [5]

For å redusere antall lastkombinasjoner ble det valgt å se på de snittene som ville være mest betydelig for de ulike lasttilfellene. De største skjærkreftene oppstår når det er store krefter ved opplager. Dette

refereres til lasttilfelle 1 i tabell 5 og gjelder når servicekjøretøyet står rett over en av opplagerne. Dette blir plassering av aksellastene. Siden det kun er gangfelt og sykkelfelt antar vi at kjøretøyet vil bevege seg midt over bruplata. Hver punktlast vil derfor plasseres symmetrisk ut fra bruplatas midtlinje. Denne antagelsen ble gjennomført for å forenkle utregningene, til tross for at den er på usikker side i henhold til hva som hadde blitt akseptert av Vegdirektoratet. Velger derfor å benytte disse beregningene videre. Det vil gi det største bøyemoment når den jevnt fordelte lasten fra gang- og sykkeltrafikk fungerer. Tabell 5 viser valgte hensyn for hver lastmodul.

Lasttilfelle	Last	Plassering
LM1	Servicekjøretøy	Over opplager
LM2	Servicekjøretøy	Midt på bruplata
LM3 Jevnt fordelt last	Jevnt fordelt last fra gang og sykkelferdsel	Areallast over hele bruplata

Tabell 5: Lastmodeller for analysen. LM1, 2 og 3, og viser hva som forårsaker det og hvor det gjelder

Det er bestemt å negligjere et lasttilfelle hvor trafikklast fra servicekjøretøy er plassert over landkar før bruplata. Dette er valgt for å kun analysere de mest kritiske lastmodellene for bruplata, siden dette ville vært betraktet i en mer omfattende analyse.

4.3.2 Snølast

Snølast er den vertikale belastningen snøen virker på en konstruksjon og kan variere basert på flere aspekter. Snølasten avhenger av mengden snø som har samlet seg, snøens tetthet og konsistens, i tillegg til bruens flater og former. Fra 5.4.2 i N400 oppgis det at snølast ikke regnes å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer, fergekaier eller gang- og sykkelbruer [12]. Derfor kan man unngå å inkludere snølasten i beregningene som tar hensyn til trafikklasten. På en annen side kan det oppstå tilfeller der snølasten blir værende på konstruksjonen over lengre tid som vil føre til at det bør tas med i beregningene av permanent last. I dette tilfellet gjør vi en antagelse om at det blir måket av brøytebil/servicekjøretøy og snølast blir derfor ikke tatt med i beregningene.

4.3.3 Vindlast

Når det er snakk om vindlast, betyr det den kraften som vinden utøver på en konstruksjon. Vindlasten påvirker i vårt tilfelle bruene, ved å påvirke dens stabilitet fra trykkraft. Vindlasten avhenger av flere faktorer, inkludert vindhastighet, retning, varighet, og størrelsen på bruene. Vindlast er kontrollert gjennom standarder som setter krav til riktig materiale, type konstruksjon og dimensjonering. Dette er for å sikre at strukturen er bra nok og motstandsdyktig mot vindbelastningene den blir utsatt for i sitt geografiske område.

Vindlast på bruene kategoriseres ut fra klasser I-III, der I er ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind, og III er utpreget dynamisk lastvirkning fra vind [3]. Lerkendal bru skal dimensjoneres som en betongplatebru og vil derfor klassifiseres som vindlastklasse I. Dette vil bety at høyeste egensvingeperiode er < 2 s. Videre vil dette ha en liten innvirkning på utregningen, og vindlast kan derfor neglisjeres.

4.3.4 Termisk last

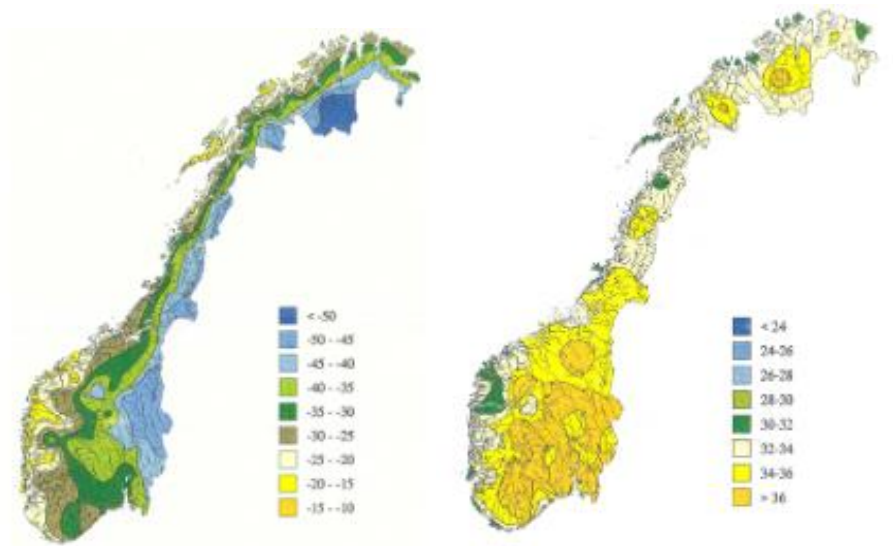
Termisk påvirkning på broer skjer på grunn av ulike temperaturforhold, inkludert jevn temperaturfordeling, varierende temperaturer vertikalt og horisontalt, forskjeller i temperatur mellom deler av konstruksjonen, og temperaturforskjeller over tykkelsen på veggene. Dette betyr at broene utsettes for varierende varme og kulde, både innenfor strukturen og på overflaten. Når temperaturen endrer seg, kan dette føre til at stålrammer eller kabler utvider seg eller trekker seg sammen, som kan føre til spenninger og deformasjoner i strukturen. Dermed er omgivelsene, plassering og massen viktige faktorer for påvirkningen fra klimaet.

Bruene klassifiseres under type 3 i 6.1.1, og vil derfor tilsvare bjelkebru fra figur 6.2c i Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5. For å finne den termiske påvirkningen velger vi å se på en forenklet vurdering av bruene, der vi ser på underside og overside av dekket. Fra 6.1.3.3 [3] får vi oppgitt at P-verdiene for laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel skal bestemmes av laveste og høyeste lufttemperatur. Figur 14 og 15 [4] oppgir disse til å være $T_{max} = 35^{\circ}C$ i skyggen ved havnivå og $T_{min} = -30^{\circ}C$ i skyggen ved havnivå i Trondheim. Punkt 2 gir oss også initialtemperatur $T_0 = 10^{\circ}C$.

$T_{max} = 35^{\circ}C$ i skyggen ved havnivå ved en returperiode på 50 år

$T_{min} = -30^{\circ}C$ i skyggen ved havnivå ved en returperiode på 50 år

$T_0 = 10^{\circ}C$ initialtemperatur



Figur 14 og 15: Isotermkart for maksimal- og minimumstemperatur i skyggen ved havnivå i Norge [4]

Videre kan vi bruke dette til å finne $T_{e.max}$ og $T_{e.min}$, som gir høyeste og laveste jevnt fordelte brutemperaturandel. De finner vi fra formelen:

$$T_{e.max} = T_{max} - 3 = 35 - 3 = 32^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e.min} = T_{min} + 8 = -30 + 8 = -22^{\circ}\text{C}$$

Vi kan så finne $\Delta T_{N.con}$ og $\Delta T_{N.exp}$ fra 6.1.3.3 (3), som er de karakteristiske verdiene for maksimalt temperaturkontraksjons- og temperaturekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel [4]. Her får vi oppgitt:

$$\Delta T_{N.con} = 10 - (-22) = 32^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N.exp} = 32 - 10 = 22^{\circ}\text{C}$$

Fra 6.1.4.1 får vi informasjon om at det bør tas hensyn til virkningen av vertikal temperaturdifferanse ved bruk av en ekvivalent lineært varierende temperaturdifferanse $\Delta T_{M.heat}$ og $\Delta T_{M.cool}$ [4]. Disse verdiene bør anvendes mellom oversiden og undersiden av bruoverbygningen. Fra tabellen nedenfor kan vi hente disse verdiene og lese av fra type 3:

$$\Delta T_{M.heat} = 15$$

$$\Delta T_{M.cool} = 8$$

Type bruoverbygning	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside
	$\Delta T_{M,heat} (^\circ C)$	$\Delta T_{M,cool} (^\circ C)$
Type 1: Stålbruer	18	13
Type 2: Samvirkebruer	15	18
Type 3: Betongbruer: – betongbjelke med kassetvernsnitt – betongbjelke – platebru	10 15 15	5 8 8
MERKNAD 1 Verdiene angitt i tabellen er øvre grenseverdier for lineært varierende temperaturdifferanse for typiske bru geometrier. MERKNAD 2 Verdiene angitt i tabellen er basert på et beleg med en tykkelse på 50 mm for vegbru og jernbanebru. For andre belegtykkelser bør disse verdiene multipliseres med faktoren k_{sur} . Anbefalte verdier for faktor k_{sur} er gitt i tabell 6.2.		

Tabell 6: Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for ulike typer overbygning for veg-, gang- og jernbanebruer [4]

Lerkendal bru skal ha et slitelag på 80 mm, som er større enn 50 mm slik tabellen tar hensyn til. I MERKNAD 2 i tabell 6 står det at andre belegtykkelser burde multipliseres med faktoren k_{sur} . Fra tabell 6.2 får vi da en k_{sur1} verdi på 0,8 for bru av type 3, der overside er varmere enn underside [4]. På underside varmere enn overside er k_{sur2} lik 1,0.

$$\Delta T_{M,heat.f} = \Delta T_{M,heat} * k_{sur1} = 15 * 0,8 = 12$$

$$\Delta T_{M,cool.f} = \Delta T_{M,cool} * k_{sur2} = 8 * 1,0 = 8$$

Videre benyttes lastkombinasjoner fra 6.1.5 for å ta hensyn til temperaturdifferansen. Benytter oss av formlene nedenfor for å finne lastkombinasjoner [4]:

$$\Delta T_{M,heat.f}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N * \Delta T_{N.exp}(\text{eller } \Delta T_{N.con})$$

$$\omega_N * \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N.exp}(\text{eller } \Delta T_{N.con})$$

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Dette gir lastkombinasjonene:

Overside varmere enn underside:

$$12 + 0,35 * 22 = 19,7 \text{ } ^\circ C$$

$$0,75 * 12 + 22 = 31 \text{ } ^\circ C$$

Underside varmere enn overside:

$$8 + 0,35 * 32 = 19,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$0,75 * 8 + 0,35 * 32 = 17,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.3.5 Seismiske laster

Fra NS-EN 1998-2 finner vi informasjon om seismiske laster på bruer. Seismiske laster handler om jordskjelv og hvordan det kan påvirke strukturer og konstruksjoner ved å påføre vibrasjoner og bevegelser som kan føre til deformasjoner og skader. Til tross for at dette ikke er et problem i Norge sammenlignet med mange andre land, er det likevel viktig å ta hensyn til.

Ved å bruke forenklete kriterier fra NA.2.3.7(1) (901) får vi oppgitt at bruer med lav seismisitet må analyseres i henhold til kravene gitt i tabell 7 [8]. Lerkendal bru er en gang- og sykkelbru og klassifiseres derfor i seismisk klasse 1. Dette vil si at det ikke stilles noen spesielle krav til valg av analysemetode.

Seismisk klasse	$a_g S > 1,2 \text{ m/s}^2$	$0,5 \text{ m/s}^2 < a_g S < 1,2 \text{ m/s}^2$	$a_g S < 0,5 \text{ m/s}^2$
I	0	0	0
II	1	0	0
III	2	1	0
IV	2	2	1

0: Det stilles ingen spesielle krav til valg av analysemetode.

1: Metode for analyse med én frihetsgrad i samsvar med punkt 4.2.2 eller tilsvarende forenklete analysemetoder kan brukes der dette vurderes tilstrekkelig i henhold til NS-EN 1998. Ellers skal flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden brukes.

2: Flerfrihetsgradsanalyse i henhold til responsspektrummetoden skal brukes. Samfunnsmessig viktige vegbruer med $L_{tot} < 50 \text{ m}$ og $a_g S < 1,2 \text{ m/s}^2$ kan analyseres i henhold til metode 1.

Tabell 7: Krav til analysemetode (Hentet fra: Tabell NA.2(904) Krav til analysemetode [6])

4.3.6 Støt- og fortøyningslast

Støtlast betyr kraften som oppstår når tunge laster som for eksempel kjøretøy passerer over en bro, mens fortøyningslast er lasten som oppstår når en struktur er festet til omgivelsene. Vi har valgt å se bort fra disse lastene fordi de ikke er relevante til vår oppgave.

4.4 Andre variable laster

4.4.1 Midlertidige laster

Midlertidige laster gjelder laster som må ta hensyn til materialer og utstyr som midlertidig lagres på konstruksjonen eller kjøretøy og utstyr som brukes under utførelse. Disse lastene er ikke relevante

siden vi har valgt prefabrikerte løsninger for bygging, de er derfor ikke tatt hensyn til i denne rapporten.

4.4.2 Deformasjonslaster

Deformasjonslastene på brua kan være tidsavhengige. Karakteristisk last er største forventede verdi i det tidsrommet den er definert i. Deformasjonslaster er knyttet til påførte deformasjoner eller materialets egenskaper som presentert under:

- Kryp oppstår når betongen utsettes for konstant spenning som vil øke tøyingsverdi over tid. Dette kan medføre verdiendring av form og dimensjon for betongkonstruksjonen. En konsekvens av kryp er redusert spennkraft følget av kryptøyninger i spennarmeringen
- Svinn skjer når betongen tørker og mister fuktighet slik at volumet av konstruksjonen reduseres. Dette kan medføre sprekker og deformasjoner av betongen hvis det ikke blir tatt ettersyn under levetiden.

Det er viktig å ta hensyn til kryp og svinn siden det kan påvirke betongens styrke og holdbarhet. Dette må tas i betraktning både under design og i utførelsen av prosjekteringen. I henhold til punkt 7.2.3 i N400 er det som parametre for kryp og svinn gitt 70% relativ luftfuktighet og bruoverbygning og 80% relativ luftfuktighet for søyler over vann [12]. Kryp og svinn beregnes i bruksgrensetilstand og er nærmere beskrevet og beregnet i del 9.2.

4.5 Last- og kombinasjonsfaktorer i bruddgrensetilstand

For å kunne dimensjonere grensetilstander, kontrolleres bruks- og bruddgrensetilstand. Dette er kritisk for sikkerhet både når det gjelder mennesker og konstruksjonen i seg selv. Grensetilstanden til en konstruksjon har med tilstanden den er i å gjøre, og om en del av den er på grensen til å ikke tilfredsstille krav for videre drift. Ved en slik analysing vil konstruksjonens ytelse, symmetri og utseende være avgjørende.

Eurokode 0 vil bli brukt til bruks- og bruddgrensetilstand for å finne kombinasjons- og lastfaktorer etter N400 [12]. Det tas hensyn til grensetilstandene ved å anvende lastmodellene under dimensjoneringen. Ved å analysere lastkombinasjonene kan vi sikre at konstruksjonen tåler belastning og ytre påvirkninger over tid.

Bruddgrensetilstanden tilsvarer hele eller deler av en konstruksjons maksimale bæreevne før kollaps. Et brudd bør være duktilt, altså gi forvarsel, før kollaps, slik at man kan unngå sammenbrudd. De fleste av lastene som påvirker brukonstruksjonen er ikke permanente, og vil dermed med lav sannsynlighet opptre samtidig.

Lastfaktorer er en sikkerhetsfaktor som tar hensyn til usikkerhet:

- i last i fastsettelsen

- knyttet til beregningene av selve lastvirkningen
- knyttet til redusert sannsynlighet for samtidighet av flere laster

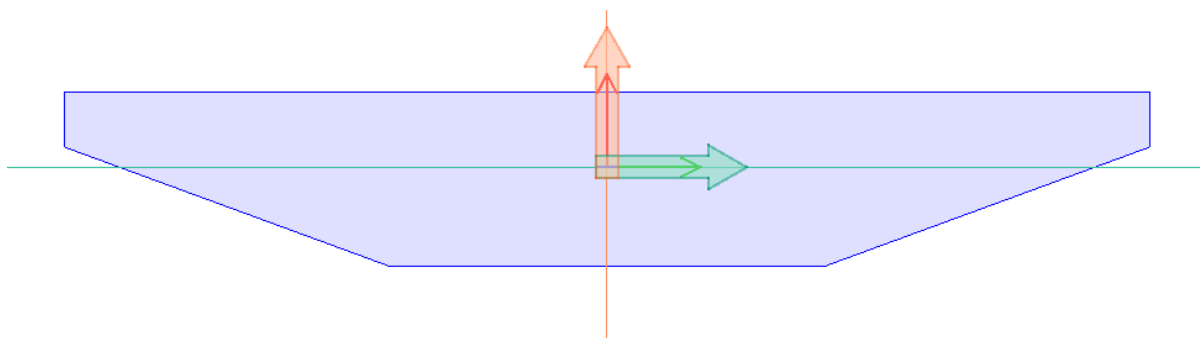
Lastfaktor for egenvekt i bruddgrensetilstand bestemmes av om lasten er gunstig eller ugunstig. For de aller fleste betongbruer vil egenvekten være ugunstig, noe som antas i denne oppgaven. I tillegg til bruaplata vil egenvekt fra landkarvinger, belegning, kantdragere og rekkverk inngå i bruas egenvekt. Verdier for kombinasjonsfaktorer og lastfaktorer skal kombineres og er hentet fra tabell A1.2(B) og gitt i tabellen under [9].

Last	Kombinasjonsfaktor	Lastfaktor dom. last	Lastfaktor ikke-dom. last
Egenvekt	0,89	1,35	1,2
Trafikklast	0,7	1,35	0,95
Temperaturlast	0,7	1,2	0,84

Tabell 8: Lastkombinasjoner

5 Modellering i FEM-Design

5.1 Modellering av tverrsnitt



Figur 16: Tverrsnitt i Section editor

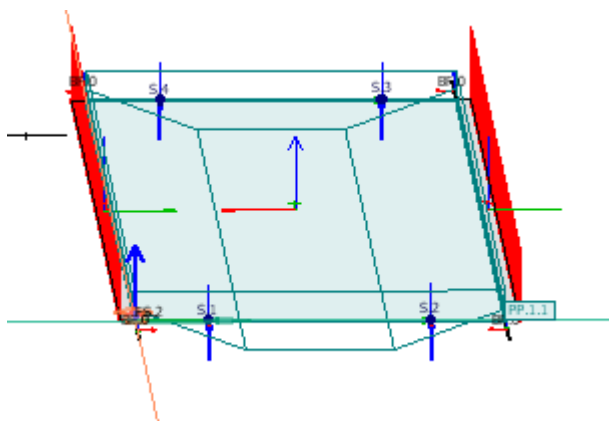
Bruplaten er modellert i funksjonen *Section Editor*. Funksjonen i FEM-Design gir brukeren mulighet til å tegne eget tverrsnitt. Dimensjonene for tverrsnittet er hentet fra tilsendt tegning fra AFRY og tegnet deretter, illustrert i figur 16. Som førnevnt er figuren forenklet med hensyn på horisontal og

vertikalkurvatur slik at dekket er kontinuerlig flatt. Det er tidligere nevnt at tverrsnittet har utelatt noen komponenter som senere blir satt på som laster, dette gjelder kantdrager og rekkverk. FEM-Design bruker den gitte informasjonen til å regne ulike parametere for tverrsnittet slik som vist i figur 17 på neste side. Arealet i FEM-Design er identisk med beregnet areal i vedlegg B. Et utgangspunkt for nøyaktig analyse var å plassere massesenteret av tverrsnitt i origo. Dette ble gjort ved *Query* funksjonen. Til slutt ble tverrsnittet lagret i programmet og videre brukt i analysen. Deretter flyttes modellen, der hvor hovedanalysen av FEM-modellen blir utført og gitt sin lengde på 27 meter i en tredimensjonal platemodell.

5.2 Plassering av laster

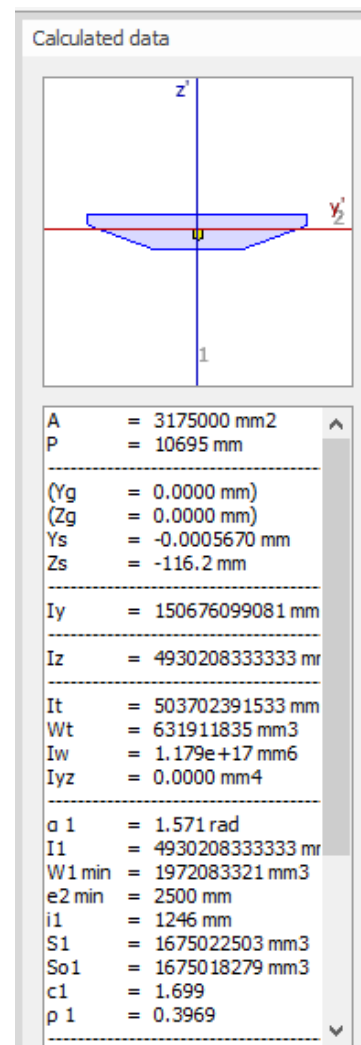
5.2.1 Permanente laster

Plasseringa av de ulike lastene fra egenvekten til de ulike komponentene i brua varierer. For nøyaktig plassering av rekkverk og kantdrager, som ligger inntil bruplatas lengdesider, er det i FEM-Design plassert *fictitious shell*. Figur 18 viser et grått område som indikerer avstand fra bruplatas ytterkant i sentrum av rekkverk og kantdrager, som blir plassering av linjelastene. Plassering av lasten vil bidra til moment i modellen som følge av avstandsarm fra ytterkanten til linjelasten.

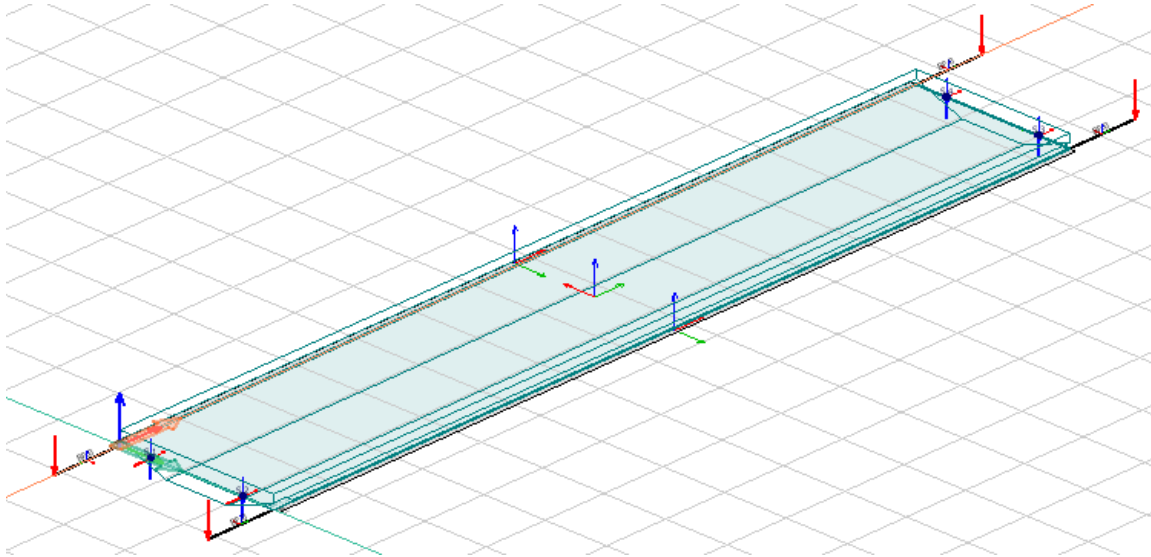


Figur 18: Lastplassering rekkverk og kantdrager i FEM-Design

Samme prinsipp benyttes for plassering av last fra vinger. Ved å plassere en *fictitious bar* med uendelig stivhet som går fra hvert av hjørnene på plata til sentrumspunkt av vingene, kan lastvirkning fra vingene plasseres. Dette er illustrert i figur 19.

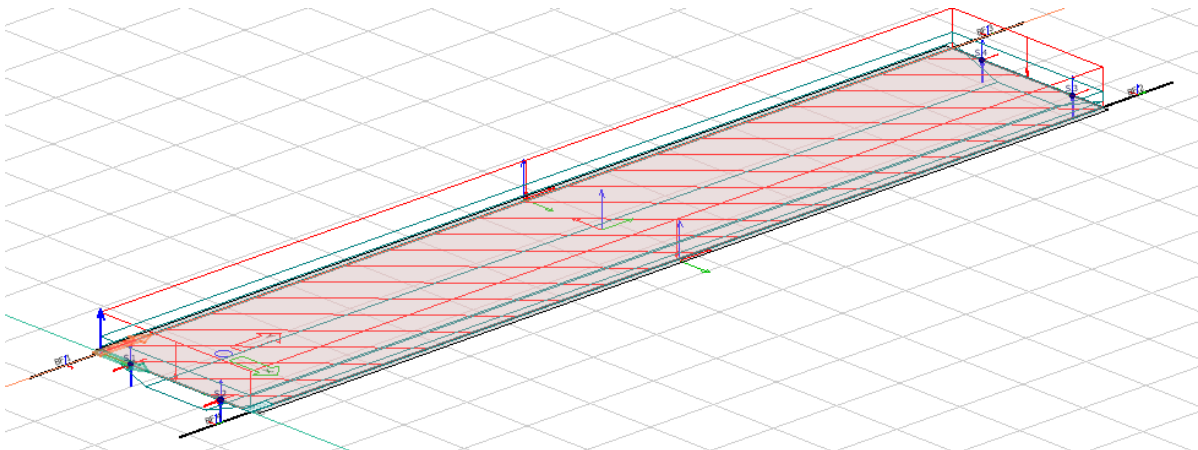


Figur 17: Verdier fra FEM-Design



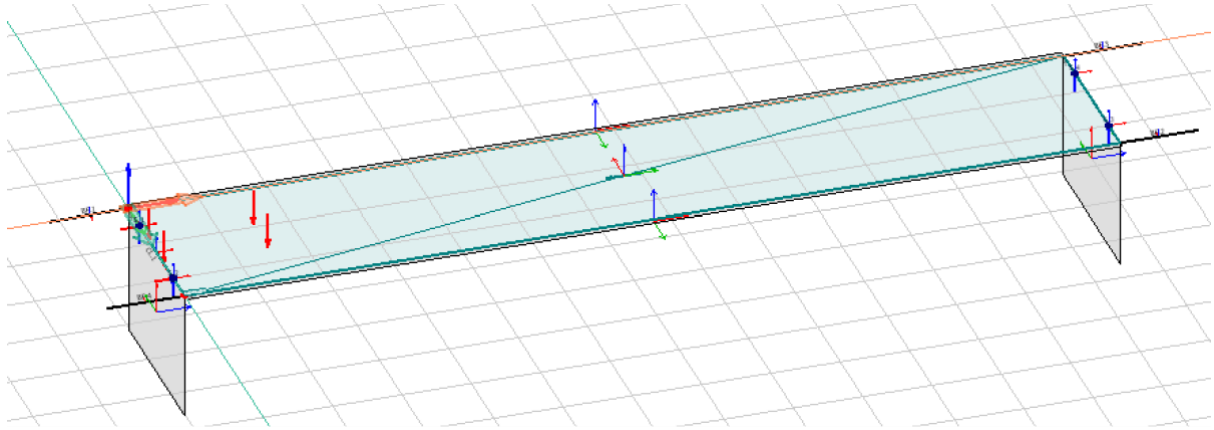
Figur 19: Plassering av punktlast fra vinger

Belegning plasseres som *surface load* basert på gitt egenvektverdi. Figur 20 viser lastplasseringen av belegningen.

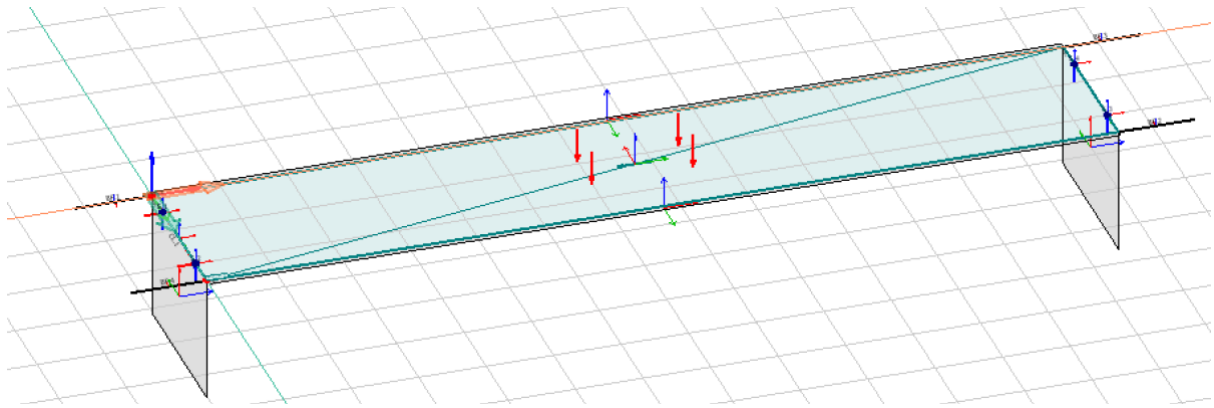


Figur 20: Plassering av jevnt fordelt last fra belegning

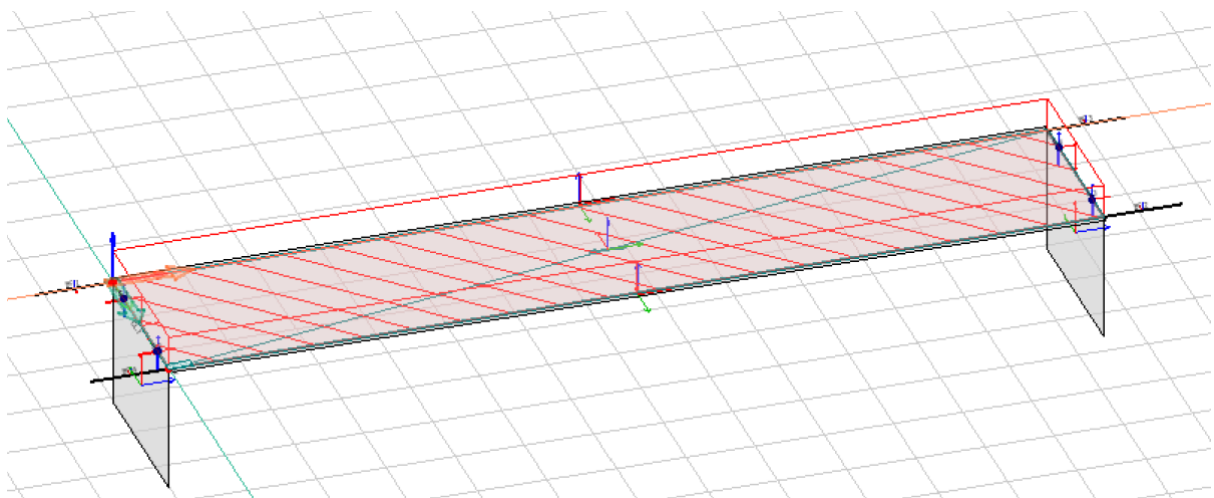
Som tidligere nevnt har vi bestemt å modellere tre lastmodeller fra trafikklaster. Disse er valgt ut fra det som gir størst oppredende moment- og skjærkraft i bruplata. Som figur 21 og 22 viser, er aksellaster fra servicekjøretøyet plassert i modellen. Figur 23 viser den tilsvarende fordelte lasten gang- og sykkelferdsel utgjør og modelleringen i analysen.



Figur 21: Plassering av lastmodell 1

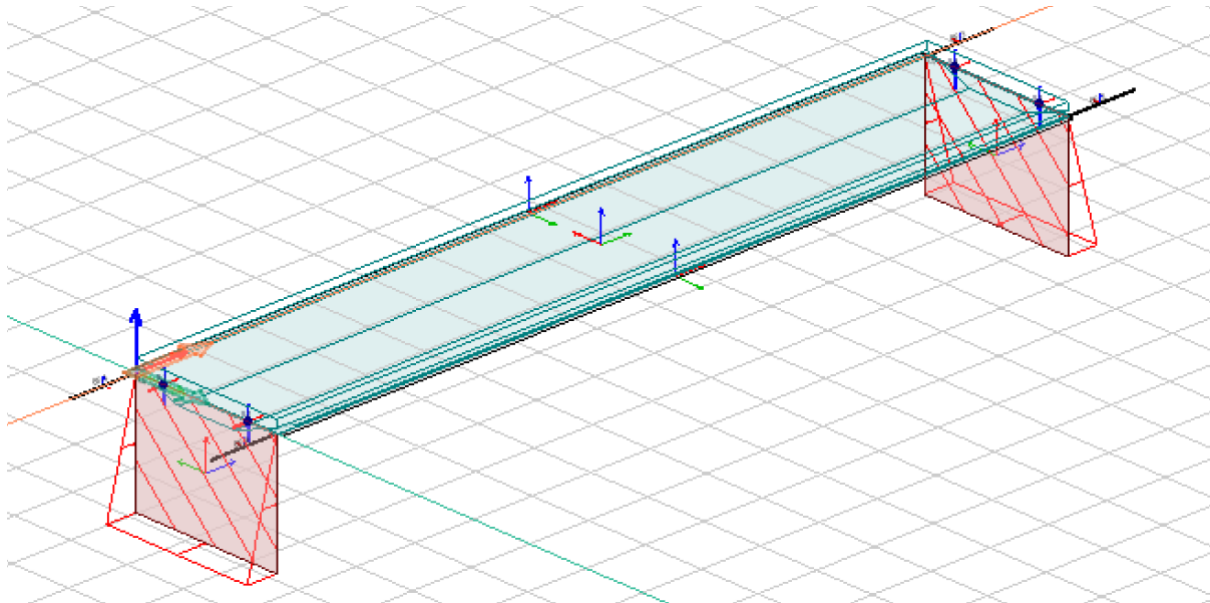


Figur 22: Plassering av lastmodell 2



Figur 23: Plassering av lastmodell 3, Jevnt fordelt last fra gang- og sykkeltrafikk

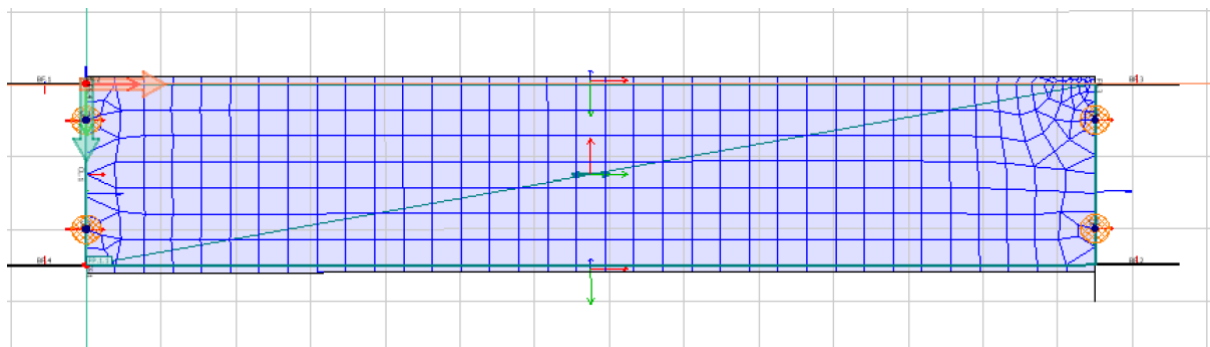
Jordtrykket er en horisontal last inn mot endeskjørtet og modelleres basert på et *fictious shell* som tilsvarer arealflaten til endeskjørtet. Lasten er variabel og øker med økende dybde under jordoverflaten i fyllingen. Figur 24 viser last fra jordtrykk i FEM-modellen. En mulig feilmargin for lastpåvirkningen av jordtrykket er nøyaktigheten i plasseringen. I praksis vil ikke denne overflatelasten virke opp til tverrsnittets massesenter, som man ser den gjør i figur 23. Denne detaljen vil ikke ha stor betydning for lastbilde og ble valgt å se bort fra i analysen.



Figur 24: Plassering av jordtrykkslast

5.3 Mesh

For å ferdigstille modellen for kalkulasjon er det benyttet funksjonen *Finite elements*. Dette er elementmetoden som er en beregningsmetode som brukes av FEM-Design til å utføre beregninger. Funksjonen deler opp konstruksjonen i mindre deler med egnede egenskaper for beregningene som utføres. Figur 25 viser hvordan bruplata er blitt *mesh-et* i FEM-modellen.



Figur 25: Mesh av modellen i FEM-Design

6 Opptredende krefter

6.1 Resultater i FEM-analysen

Resultater for de opptredende lastvirkningene blir kalkulert ved funksjonen *Calculate*. Med skissert modell som utgangspunkt vil FEM-Design beregne den lastkombinasjonen med størst påkjenning i ulike forhold. Under *Maximum of load groups* finnes resultatene for maksimum og minimumsverdier. Vi har valgt å kun oppgi maksimumsverdier for bruddgrensetilstand, siden armeringsmengden bestemmes basert på denne, og det vil gi de største belastningstilfellene på brua. Dette er verdiene benyttet dimensjonering av bruaplata.

En utfordring med å sammenligne FEM-analysen med håndberegningene var benevningsforskjeller i resultatene. FEM-Design oppgir resultatene i $\frac{kNm}{m}$, mens i håndberegningene får vi oppgitt i *kNm*, og dette kan ikke eksplisitt sammenlignes uten videre mellomregninger. For å oppgi FEM-analysens resultat ble det benyttet en funksjon kalt *Labelled Section*, som inndeler konstruksjonen i seksjoner over tverretningen. Dermed vil FEM-Design kunne kalkulere snittverdier og gjennom funksjonen *list* kan vi få oppgitt resultatet i tabellformat. Tabell 9 viser opptredende krefter i seksjon plassert over midtfelt av brua, mens tabell 10 og 11 viser opptredende krefter plassert over opplager.

Max.	ID	Base point from SP.	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb
[-]		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
Fx' (+)	LS.10	2.500	-1628.392	-0.018	-8.443	-3.657	-13927.912	-0.135	4 LC4ULS
Fy' (+)	LS.10	2.500	-1628.524	-0.018	-11.397	-3.659	-13967.804	-0.139	11 LC11ULS
Fz' (+)	LS.1	2.700	-1638.010	-0.019	45.729	-3.457	-15766.794	27.812	7 LC7ULS
Mx' (+)	LS.1	2.700	-1638.010	-0.019	45.729	-3.457	-15766.794	27.812	7 LC7ULS
My' (+)	LS.10	2.500	-1628.627	-0.018	-8.443	-3.657	-13927.283	-0.135	3 LC3ULS
Mz' (+)	LS.1	2.700	-1638.010	-0.019	-0.048	-4.226	-16847.425	27.813	9 LC9ULS
Fx' (-)	LS.1	2.700	-1638.010	-0.019	-0.048	-4.226	-16847.425	27.813	9 LC9ULS
Fy' (-)	LS.1	2.700	-1638.010	-0.019	-0.048	-4.226	-16847.425	27.813	9 LC9ULS
Fz' (-)	LS.1	2.700	-1637.986	-0.018	-11.583	-4.145	-14063.470	27.733	11 LC11ULS
Mx' (-)	LS.1	2.700	-1637.986	-0.019	-0.048	-4.227	-16847.489	27.749	12 LC12ULS
My' (-)	LS.1	2.700	-1637.986	-0.019	-0.048	-4.227	-16847.489	27.749	12 LC12ULS
Mz' (-)	LS.10	2.500	-1628.524	-0.018	-11.397	-3.659	-13967.804	-0.139	11 LC11ULS

Tabell 9: Krefter over midtfelt

Max.	ID	Base point from SP.	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb
[-]		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
Fx' (+)	LS.3	2.500	-1575.634	-2.467	4717.532	-62.812	5021.856	-0.129	4 LC4ULS
Fy' (+)	LS.9	2.500	-1575.634	-2.463	4777.713	-48.227	5015.514	-0.115	2 LC2ULS
Fz' (+)	LS.3	2.500	-1576.011	-2.485	4986.566	-52.886	5023.905	-0.117	9 LC9ULS
Mx' (+)	LS.9	2.500	-1575.833	-2.473	4781.060	-48.142	5016.071	-0.118	1 LC1ULS
My' (+)	LS.3	2.500	-1575.993	-2.483	4725.279	-68.417	5025.776	-0.138	8 LC8ULS
Mz' (+)	LS.3	2.500	-1575.774	-2.474	4982.582	-52.988	5023.241	-0.114	12 LC12ULS
Fx' (-)	LS.7	2.500	-1576.011	-2.485	4986.566	-52.886	5023.905	-0.117	9 LC9ULS
Fy' (-)	LS.3	2.500	-1576.011	-2.485	4986.566	-52.886	5023.905	-0.117	9 LC9ULS
Fz' (-)	LS.7	2.500	-1575.634	-2.467	4717.532	-62.812	5021.856	-0.129	4 LC4ULS
Mx' (-)	LS.3	2.500	-1575.756	-2.471	4721.295	-68.519	5025.113	-0.134	11 LC11ULS
My' (-)	LS.7	2.500	-1575.634	-2.463	4777.713	-48.227	5015.514	-0.115	2 LC2ULS
Mz' (-)	LS.9	2.500	-1575.993	-2.483	4725.279	-68.417	5025.776	-0.138	8 LC8ULS

Tabell 10: Krefter over opplager vestlig side

Max.	ID	Base point from SP.	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb
[-]		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
Fx' (+)	LS.11	2.600	-1616.944	-20.206	-4894.850	9948.304	4766.636	-64.368	6 LC6ULS
Fy' (+)	LS.11	2.600	-1616.944	-20.206	-4894.850	9948.304	4766.636	-64.368	6 LC6ULS
Fz' (+)	LS.11	2.600	-1617.033	-20.584	-4736.627	9844.992	4762.570	-64.726	3 LC3ULS
Mx' (+)	LS.11	2.600	-1616.956	-20.234	-4950.931	9984.486	4768.075	-64.277	12 LC12ULS
My' (+)	LS.11	2.600	-1616.956	-20.234	-4950.931	9984.486	4768.075	-64.277	12 LC12ULS
Mz' (+)	LS.11	2.600	-1616.956	-20.234	-4950.931	9984.486	4768.075	-64.277	12 LC12ULS
Fx' (-)	LS.11	2.600	-1617.064	-20.694	-4737.685	9845.503	4762.595	-64.716	8 LC8ULS
Fy' (-)	LS.11	2.600	-1617.064	-20.694	-4737.685	9845.503	4762.595	-64.716	8 LC8ULS
Fz' (-)	LS.11	2.600	-1616.956	-20.234	-4950.931	9984.486	4768.075	-64.277	12 LC12ULS
Mx' (-)	LS.11	2.600	-1617.033	-20.584	-4736.627	9844.992	4762.570	-64.726	3 LC3ULS
My' (-)	LS.11	2.600	-1617.033	-20.584	-4736.627	9844.992	4762.570	-64.726	3 LC3ULS
Mz' (-)	LS.11	2.600	-1617.033	-20.584	-4736.627	9844.992	4762.570	-64.726	3 LC3ULS

Tabell 11: Krefter over opplager østlig side

Tabell 9 viser verdier fra FEM-analysen og illustrerer en maksverdi for momentet på 16847,5 kNm. Som tabell 10 viser gjelder verdien for lastkombinasjonen 9LC9ULS, som tilsier opptredende moment når LM3 opptrer og trafikklasteren er dominerende. Analysen bekrefter, som tidligere antatt, at momentet er størst midt på bruaplata. Denne verdien blir utgangspunkt for videre beregning.

For maksimal skjærkraft er det forventet at den opptrer over opplager. Denne verdien er kalkulert til 4986,6 kN og gjelder også under samme lasttilfellet som største opptredende moment gir, altså 9LC9ULS.

$$M_{Ed} = 16847,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 4986,6 \text{ kN}$$

De maksimale verdiene for momentkraft og skjærkraft vil være utgangspunktet for beregninger av tverrsnittskapasiteter i bruaplata.

6.2 Validering av resultater fra FEM-analysen

For å validere FEM-analysen gjennom håndberegninger har vi valgt å beregne belastning fra samme lastkombinasjon som utgjør maksimalt moment. Lastkombinasjonen gjelder, som nevnt i punkt 6.1, når LM3 opptrer. Valideringen foretas kun for å kvalitetssjekke resultatet fra FEM-analysen, og brukes derfor ikke i videre beregninger.

For å validere resultatene er det tatt utgangspunkt i en forenklet modell i form av en fritt opplagt statisk bestemt bjelke. Lasttilfellet er basert på det som ga størst belastning ifølge FEM-analysen, som er lastkombinasjon *9LC9ULS*. Tilsvarende laster og kombinasjonsfaktorer er gitt i vedlegg C og beregnet til et maks moment på 20727 kNm midt på bjelken, og en maksimal skjærkraft 2960 kN over opplager. Dette tilsvarer et avvik på $23,3 \%$ for momentet og $40,6\%$ for skjær. Det er valgt å akseptere feilmarginen og benytte FEM-analysens resultat for videre beregninger.

7 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand vil konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd bestemmes. Verdier for tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter presentert i punkt 2.3 Materialvalg, danner utgangspunktet for beregningene. Vi tar utgangspunkt i hele bruas bredde på 5 meter for tverrsnittskapasitetene. For beregningene i dette kapitlet antar vi at spennarmeringen opptar alle krefter som opptrer på konstruksjonen i form av permanente og variable laster.

7.1 Tverrsnittskapasiteter

7.1.1 Momentkapasitet

Momentkapasitet vil si den den evnen en komponent i konstruksjonen har til å motstå bøyning før den svikter. Dette vil altså gi den maksimale bøyespenningen før det oppstår brudd. Dette forkortes til M_{Rd} og kan beregnes ved formelen:

$$M_{Rd} = 0,8 * \alpha(1 - 0,4 * \alpha) * f_{cd} * b * d^2$$

Når det settes last på bruene vil trykksonen bevege seg oppover etter hvert som armeringen flyter. Vi velger å forenkle tverrsnittet til å være rektangulært fordi effektiv trykksone er innenfor høyden der kantene har konstant bredde.

For å finne trykksonen må α regnes ut, som vi finner fra formelen:

$$\alpha = \frac{\text{høyde med konstant bredde}}{h * 0,8}$$

Videre ganger vi alfa med tverrsnittets effektive høyde d , og 0,8 for å finne effektiv trykksone. Dette er for å unngå komplikasjoner som oppstår dersom effektiv trykksone overskrider høyden med konstant bredde.

Ved bruk av håndberegninger får vi en alfaverdi lik 0,3906 og momentkapasitet lik 14587,89 kNm. Her har vi 5000 mm som verdi for bredden b , og 658,75 mm som verdi for d . Fra resultater i FEM-Design har vi analysert de opptredende momentene til å tilsvare 16847,49 kNm. Dermed er kapasiteten lavere enn de opptredende kreftene. På grunn av dette må vi beregne for trykkarmering slik at kravet blir tilfredsstillt. Benytter oss av formel:

$$M_{ED} - M_{Rd} = Arm_{ok-Ap} * f_{yd} * A_{s.ok}$$

Dette gir oss $A_{s.ok}$ -verdi lik 10827,36 mm², som vi må summere sammen med verdien vi allerede har fått for M_{Rd} . Totalt gir dette oss en momentkapasitet $M_{Rd.total}$, tilsvarende det opptredende moment som gir en tilstrekkelig kapasitet. Plasseringen av denne tilleggsarmeringen er nærmere beskrevet i del 10 Armering i tverrsnittet.

7.1.2 Skjærkapasitet

I henhold til EC2, 6.2.2 skiller man mellom skjærkapasitet forutsatt risset og urisset tverrsnitt [4]. Vi velger å foreta skjærkapasitet for urisset. I denne delen blir skjærkraftkapasitetene beregnet og sammenlignet med opptredende skjærkraft fra FEM-analyse.

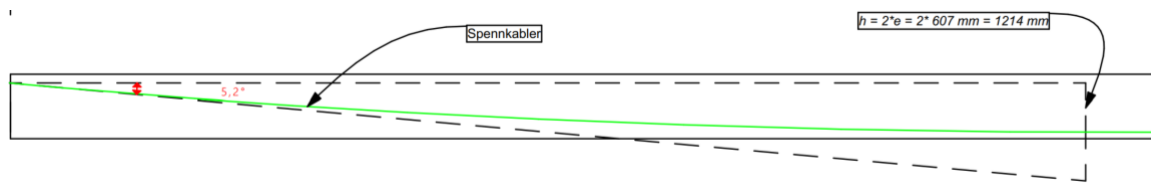
I områder som forblir urisset under bøyning, bør skjærkraftkapasiteten begrenset av betongens strekkfasthet [11]. I slike områder er skjærkraftkapasiteten gitt:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

Under punkt 6.1 er oppgitte verdier for tverrsnittets arealtrehetsmomenter oppgitt. Verdiene er i tillegg beregnet for hånd og ga samme verdier. Derimot er arealmomentet beregnet ut fra tverrsnittet inkludert utkragerne på bruplata. Det er med beregningsmessig hensyn valgt å kun kapasitetskontrollere for tverrsnittets tykkeste del hvor høyden er konstant. Siden skjærkrefter opererer i z-retning skal arealtrehetsmoment om y akse, I_y , benyttes i formelen. S i formelen er statisk arealmoment av arealet over tyngdepunktsaksen. Faktor α_l for føyroppsente konstruksjoner settes til 1,0. Tverrsnittsbredden for kapasitetsjekken er gitt ut fra tykkeste del, som vil gi en verdi på 2 m, for b_w . Betongtrykkspenning ved tyngdepunktaksen fra aksial belastning og/eller forspenning er gitt i σ_{cp} .

Et resultat av skjærkapasitetsberegningene fra gitt formel over ligger under vedlegg D. Det viser en verdi på 1723,8 kN, som er mindre en opptredende skjærkraft i analysen på 4986,6 kN. Basert på

validering av håndberegninger er denne verdien sannsynligvis i overkant stor. Vi går uansett videre med beregninger forbeholdt denne verdien og diskuterer resultatet nærmere i del 11.7 *Drøfting av resultater*. Det er derimot ikke konservativt nok å ikke betrakte vertikalkraft jekkraften utgjør mot skjærkraften. Som beregnet i vedlegg D, vil jekkraften tilføre en kraftvektor i retning med spennkablene. Dette vil resultere i et jekkraft i vertikal retning som vil øke skjærkapasiteten i tverrsnittet. Den vertikale kraften beregnes ut fra helningsvinkelen i jekkraften i forankringen til kablene. Dette er skissert i figur 26. Ved hjelp av ArchiCAD er denne vinkelen beregnet til $5,2^\circ$. Ut ifra jekkraften på $27777,2 \text{ kN}$ vil dette resultere i en jekkraftkomponent i vertikal retning med verdi på $2517,5 \text{ kN}$. Totalt gir dette en skjærkapasitet på 4241 kN , som fortsatt er mindre enn opptredende skjær. Dermed er det behov for skjærarmering. Beregningene er i henhold til *betongkonstruksjoner* punkt 4.2 *Forankringskrefter* [11].



Figur 26: Skissert beregningsmetode for vertikal jekkraft

8 Spennkraft

I denne delen vil vi presentere spennarmering og hvilken spennkraft den utgjør. Beregningene baseres på valgte egenskaper for spennstålet presentert i punkt 3.1 materialvalg. Armeringsbestemmelsene vil utgjøre kraften som oppstår i bruplata når den spennes opp. Kalkulert moment fra FEM-analysen danner også utgangspunkt for spennarmeringsmengden.

8.1 Kabeltype

Det er bestemt å velge kabeltype som består av 15 tau. Hvert tau har et tverrsnittsareal på 140 mm^2 . Valgt kabeltype med gitt antall tau har tverrsnittsareal på 2100 mm^2 og kabelrørets diameter vil være 100 mm .

8.2 Armeringsmengde

Spennarmeringsmengde A_p , bestemmes ut fra største opptredende momentkraft, som tidligere nevnt opptrer midt på bruplata. Denne verdien er gitt av FEM-analysen og tilsvarer: $M_{Ed} = 16847,5 \text{ kNm}$. Under vedlegg E ligger beregning av nødvendig spennarmeringsmengde fra formel:

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} * Z}$$

Videre kan vi bruke A_p og formelen under til å beregne antall kabler nødvendig for armeringsmengden:

$$n_{kabler.totalt} = \frac{A_p}{A_{p.kabel}}$$

Totalt gir dette oss A_p tilsvarende $19926,24mm^2$, som vil si at det er nødvendig med 10 kabler for å tilfredsstillende armeringsmengden.

8.3 Balansert armering

Konstruksjoner bygd opp av spennarmering og slakkarmering må være underarmert. Dette tilsier at armeringen flyter før betongen går til brudd. En slik konstruksjon vil kunne gi signal dersom opptredende belastning blir for stor, før den går til brudd. For at vår konstruksjon skal være underarmert må beregnet balansert armeringsmengde være større enn selve armeringsmengden, altså:

$$A_p < A_{p.bal}$$

For å finne balansert armering benyttes følgende formel:

$$A_{p,bal} = 0,8 * \alpha_{bal} * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{pd}} - A_s * \frac{f_{yd}}{f_{pd}}$$

Vedlegg E viser beregnet balansert armering. Første steg er å finne α_{bal} . For å simplifisere utregningene er det antatt en verdi for tøyingsdifferanse (ϵ_{p0}) = $6,3 * 10^{-3}$. Dette gir en verdi på 0,775 for α_{bal} . Deretter er den balanserte armeringsmengden beregnet til $36515,36 mm^2$, som er større enn $A_p = 19926,24mm^2$. Dermed er konstruksjonen underarmert.

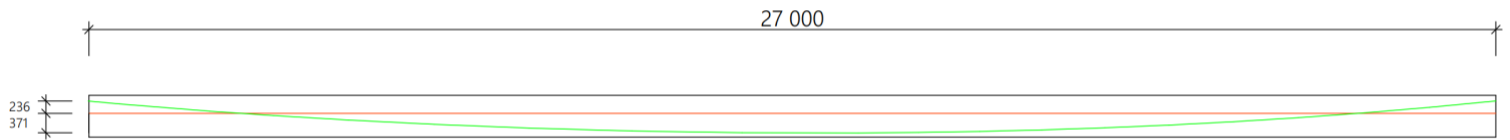
8.4 Eksentrisiteter

For å vite hvor mye moment som tas opp i spennkablene må eksentrisitetene bestemmes. For å bestemme eksentrisitetene til armeringen må vi ta utgangspunkt i tverrsnittets massesenter. FEM-Design har automatisk kalkulert dette og viser høyde opp til massesenter fra underkant av tverrsnittet på $455 mm$, og dermed $345 mm$ fra overkant av tverrsnittet.

For å finne total eksentrisitetshøyde(e) ble moment av spennkraft og opptredende moment satt ekvivalent. Dette viser til det opptredende momentet som spennkraften skal motvirke på en verdi av $16847,4 kNm$. I vedlegg E ligger beregning for eksentrisitetshøyde(e) lik $607 mm$.

Endeeksentrisiteter ved opplegg vil øke skjærkapasiteten som blir nødvendig med en stor opptredende skjærkraft fra analysen. Opptredende moment vil være i balanse med opptredende krefter midt i felt.

Kablenes utforming i tverrsnittet er gitt i figur 27. Den røde linja viser plassering av tverrsnittets tyngdepunktsakse og den grønne linja viser plassering og utforming av spennkablene langs bruplata. I tillegg er avstander fra ende- og midteksentrisitetene til tyngdepunktsaksen skissert.



Figur 27: Plassering av spennkabler basert på eksentrisiteter

8.5 Spennkrafttap

Målt jekskraft ved etteroppspenning av betongen vil over tid reduseres. Slike reduksjoner omtales som spennkrafttap [11]. I vedlegg E under spennkrafttap ligger beregning av initial forspenningskraft, P_{m0} , og den er valgt med hensyn på anbefalt verdi av fra EC. Denne verdien er basert på aktuelt tverrsnittsareal og N_p er beregnet til $27777,2 \text{ kN}$. Av ulike forhold vil denne spennkraften reduseres fra jekkraften som tilføres. En kan betegne tre hovedtyper spennkrafttap. Hver av disse blir videre beskrevet i etterfølgende kapittel.

8.5.1 Tap av tøyningdifferanse

Tap av tøyningdifferanse oppstår før det er heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen. Nærmere beskrevet før injiseringen av kabelrørene. For etteroppspente konstruksjoner kan tap av tøyningdifferanse oppstå av låsetap, friksjonstap og temperaturtap.

Låsetap oppstår fordi spennstålet vil kunne gli noe før kilen låser seg i forankringen, altså på enden av spennarmering der jekkraft påføres. I praksis vil dette medføre at krafta overføres fra jekken til betongkonstruksjonen, noe som medfører at kileforankringen og kabelen vil trekkes litt tilbake inn i kabelrøret. Låsetapet er beregnet under Vedlegg E basert på punkt 5.2.1 i *betongkonstruksjoner* [11].

Spennarmeringen legges i parabelform i konstruksjonen, og medfører at lengden på kabelen vil være lengre enn bruplata lengde. Vi antar at kabelen er 1 m lengre enn bruplata totale lengde på 27 m , som vil gi $L_{kabel} = 28 \text{ m}$. Basert på beregningsveileder har vi antatt en verdi på 6 mm låseglidning, $\Delta P_{lås}$. Beregningen for låsetap beregnes ut fra formel:

$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{Lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk}$$

I Vedlegg E ligger beregningene for låsetapet, som viser en tapsverdi på $797,2 \text{ kN}$.

Et annet tøyningsdifferanse tap er i form av friksjonstap. Dette oppstår spesielt for etteroppspenning hvor det vil oppstå friskjonskrefter som motvirker glidningen mellom armeringen og utsparingsrøret. Disse friksjonskreftene skyldes normaltrykk fra armeringsstålet mot sparingsrøret fra kurvaturen langs spennheten. Denne friksjonen som oppstår fra den parabelformede spennarmeringen kalles kurvatur-effekten. Uttrykket for tap på grunn av friksjon i etteroppspente konstruksjoner er gitt i EC2, 5.10.5.2 [6]:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} * (1 - e^{-\mu(\theta - kx)})$$

Verdien x i formelen viser til avstanden langs spennkabelen. Startpunktet er der forspenningskraft er størst (P_{max}). Friksjonskoeffisient μ , settes til anbefalt verdi $0,18 \text{ rad}^{-1}$, som avhenger av overflateforholdene i spennkablene og røret. Denne verdien avhenger av flere faktorer, som for eksempel rust, profil og forlengelse av kabelen. Faktor k viser til effekt av utilsiktede vinkelendringer. Denne verdien antas å være $0,005 \text{ rad/m}$. Verdi for summert tilsiktet vinkelendring i snittet er gitt θ . Denne beregnes basert på helningene i utformingen [10].

Beregnet friksjonstap for midtsnittet hvor $x = 13,5$, er $739,6 \text{ kN}$. Ved den passive forankringen i $x = 27$ er friksjonstapet $1192,8 \text{ kN}$.

Tap på grunn av temperaturdifferanse er neglisjert i denne oppgaven. Vår konstruksjon produseres i etteroppspent metode, og denne beregningen er, ifølge betongkonstruksjoner, mest aktuelt i konstruksjoner som er bygd opp av før oppspente elementer [11].

9 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden tar for seg validering av konstruksjonen opp mot krav tilknyttet bruk og forhold for hele dens brukstid. Som nevnt i punkt 2.2 er det bestemt en dimensjonerende brukstid på 100 år. Dette danner noe av utgangspunktet for krav som opprettholder god bestandighet i hele konstruksjonens brukstid. Vi har valgt å ta for oss kontroll av de tre mest essensielle forhold for bruksgrensetilstanden, som er kontroll av spenninger, nedbøyninger og riss. Det er valgt å neglisjere vibrasjoner i denne oppgaven, siden det ofte er en del av mer omfattende kontroller.

9.1 Beregning av spenninger

For å kontrollere spenninger i form av trykk og strekk må nærmere beregninger foretas. Det er viktig å begrense trykkspenninger for reduksjon av risiko for riss i lengderetning, mikroriss og krypdeformasjoner. Strekkspenninger skal reduseres for å motvirke uelastisk tøying, opprissing og

deformasjoner [6]. Først og fremst forutsetter vi at konstruksjonen er i stadium I for beregningene, altså antar vi at det ikke er oppstått riss i tverrsnittet.

Som førnevnt vil spennarmeringen oppspennes 28 dager etter støpning. Oppspenning oppstår når armeringen kappes som vil medføre en trykkraft på bruplata. Denne trykkraften oppstår i enden mellom betongen og armeringen. Denne trykkraften eller spennkraften er beregnet i vedlegg F og nærmere beskrevet i del 9.4. Kraften virker aksialt på konstruksjonen og settes dermed til N_p .

Spennkraften vil forekomme som trykkraft og vil bidra til et moment M_p . Dette momentet er beregnet ut fra differansen mellom tyngdepunktsaksen og beliggenheten til spennarmeringen. Dette utgjør et moment på $9432,9 \text{ kNm}$. Vi tar i utgangspunkt for beregningene at total armeringsmengde er $19926,24 \text{ mm}^2$.

I konstruksjonens tilfelle vil jekkraften bøye bruplata oppover samtidig som dens egenvekt vil motvirke denne bøyningen. Et utgangspunkt for spenningsberegningene i konstruksjonen er å ta dette forholdet i betraktning. Det vil utgjøre et nytt moment som opptrer i tverrsnittets tyngdepunktakse M_t , på $5687,74 \text{ kNm}$.

For å beregne spenningsstilstanden basert på den totale armeringsmengden må vi transformere tverrsnittet (A_t), hvor armeringstverrsnittet uttrykkes som ekvivalent til gitt betongstverrsnitt [10]. Vi må også finne avstand mellom betongens og armeringens tyngdepunktsakser. Denne avstanden betegnes som y_t . I tillegg må man finne transformert andre arealmoment for det armerte tverrsnittet I_t . Under vedlegg F ligger beregning for beskrevne verdier.

I henhold til krav om maksimal trykk i EC2 punkt 5.10.2.2, er det krav om maksimal tillatt trykkspenning som følge av forspenningskraft og andre belastninger bør ikke $\sigma_c \leq 0,6f_{ck}$ [6]. Dette tilsvarer en verdi på maksimalt $27 \frac{N}{\text{mm}^2}$. Som beregningene i vedlegg F viser, er vi innenfor kravet med en maksimalverdi for trykkspenningene øverst i tverrsnittet på $22,34 \frac{N}{\text{mm}^2}$. I henhold til N400 er det krav om at strekkspenningene ikke skal overskride dimensjonerende strekkfasthet f_{ctm} [12]. I dette tilfellet overskrider strekkraften strekkfastheten med $0,82 \text{ N/mm}^2$. I en reell prosjektering ville denne overstridende verdien blitt håndtert. I tillegg vil slakkarmering og minimumsarmering kunne motvirke denne strekkspenningen, noe som i praksis vil medføre at konstruksjonen ikke går til brudd. Det kunne blitt foretatt ny spenningsberegning for tverrsnittet, forbeholdt også slakkarmering og minimumsarmering, men vi har vurdert at dette faller utenfor hovedfokuset i oppgaven.

9.2 Langtidseffekter

9.2.1 Krypfaktor

Krypfaktoren gir den gradvise deformasjonen over tid som betongen utsettes for under konstant belastning. Dette må tas hensyn til fordi det gir en vurdering av strukturens stabilitet og langsiktig ytelse, spesielt over et så langt tidsperspektiv som 100 år. Vi benytter oss av formler fra EC2 og B.1 i Annex B for å regne ut krypfaktor [6]:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

Vi beregner for å utforske hvordan fastheten i betongen blir påvirket. Det gjøres ved å regne ut α_1 , α_2 og α_3 [6]:

$$\alpha = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \quad \alpha = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \quad \alpha = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$$

Videre må ϕ_{RH} og $\beta(f_{cm})$ bestemmes for fastheten til betong, der vi benytter oss av formlene [6]:

$$\phi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1\right) * \alpha_2 \quad \beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

Bruen skal deretter dimensjoneres for en brukstid på 100 år, der vi tar hensyn til dette for å beregne $\beta(t_0)$:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}$$

Ved hjelp av disse har vi nå de nødvendige verdiene for å regne ut krypskoeffisienten ϕ_0

$$\phi_0 = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

Koeffisienten β_H må så beregnes for å finne $\beta_c(t, t_0)$, som vi trenger for å beregne kryptallet.

$$\beta_H = 1,5 * [1 + 0,012 * RH]^{18} * h_0 + 250 * \alpha_3$$

$\beta_c(t, t_0)$ beregnes før kryptallet:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0,3}$$

Krypsdeformasjonen på 0,223% gir oss informasjon som brukes videre i FEM-Design. Dette skal brukes til å sørge for at strukturen oppfyller kravene til langsiktig funksjonalitet. For mer informasjon om utregninger, se vedlegg F.

9.2.2 Svinnfaktor

Svinnfaktor vil si den gradvise reduksjonen i volumet til betongen som oppstår under og etter at betongen har herdet. Beregning av svinnfaktor vil gi informasjon om den totale deformasjonen som har oppstått på grunn av svinn i betongen. Svinn kan påvirke dimensjoneringen av strukturen og dens estetiske egenskaper. Vi bruker denne informasjonen til å ta hensyn til nødvendige justeringer.

For å finne svinnfaktor må vi først finne tørr svinntøyning fra formelen:

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 * \left((220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp \left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) * 10^{-6} * \beta_{RH}$$

Videre må total svinntøyning finnes fra 3.1.4 [4] i EC2 som gir:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cd} = \text{Tørr svinntøyning}$$

$$\epsilon_{ca} = \text{Frembrakt svinntøyning}$$

Vi bruker svinntørking lik 5 og svinntøyning over tid lik 0.7 for å regne tørr svinntøyning. Dette gir:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,004 * \sqrt{h_0^3}}$$

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \epsilon_{cd,0}$$

Videre kan vi regne ut frembrakt svinntøyning ved følgende formler, der vi ganger sammen $\epsilon_{ca}(\infty)$ og β_{as} :

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6}$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2 * t^{0,5})$$

Disse bruker vi videre for å finne ϵ_{ca} og ϵ_{cs} . Resultat fra utregning har gitt oss uttørkingssvinn på $2,116 * 10^{-4}$ og autogent svinn på $8,75 * 10^{-5}$. Totalsvinn er $2,991 * 10^{-4}$. For mer informasjon om utregninger, se vedlegg F.

9.2.3 Relaksasjon

Relaksasjon refererer til en gradvis reduksjon i spenningen til armeringsstålet når det utsettes for en konstant belastning. Langvarig belastning fører til at det oppstår mikrostrukturelle endringer som det må beregnes for og tas hensyn til. Det er det vi tar for oss i denne delen.

Bruen klassifiseres under relaksasjonsklasse 2 og får derfor gitte verdier i henhold til dette. For å finne relaksasjonstapet benytter vi oss av følgende formel der $\rho_{1000} = 2,5\%$:

$$\sigma_{pi} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\}$$

Videre må vi beregne faktoren μ for å finne relaksasjonstap i forspenningen. Fra EC2 del 3.3.2 [6] får vi oppgitt at langtidsverdiene for relaksasjonstap kan beregnes for en tid(t) lik 500 000 timer. Vi benytter oss av disse verdiene i formelen under for å finne relaksasjonstap i forspenningen:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} * \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75*(1-\mu)} * \sigma_{pi} * 10^{-5}$$

Vi har nå verdiene for å finne laster fra relaksasjon, som kan beregnes fra følgende formler:

$$N_r = \Delta\sigma_{pr} * A_p$$

$$M_r = N_r * (e - y_t)$$

Resultatene gir oss et moment på 480,05 kNm og en aksialkraft på 1352,99 kN. Disse hjelper oss videre til å finne spenningsendringen i betongen, både på høyde med spennarmeringen og på nedsiden av tverrsnittet. Beregninger har gitt oss spenningsendring på høyden til spennarmeringen lik 1,425 N/mm² og spenning ved underkant av tverrsnittet lik 1,508 N/mm². Til slutt har vi regnet spenningsendringen i spennarmeringen, som ga oss $\Delta\sigma_{p,r} = 1,11 \text{ N/mm}^2$.

9.3 Bøyning

Nedbøyningskrav er satt i henhold til N400. Her får vi oppgitt at ingen lastplasseringer skal kunne gi større nedbøyning en $L/350$, hvor L er bruas spenn eller totale lengde i mm. Krav om maksimal nedbøyning er gitt [12]:

$$\frac{L}{350} = \frac{27000}{350} = 77,1 \text{ mm}$$

Nedbøyning forstås også som positiv vertikal bøyning oppover, i tillegg til negativ vertikal bøyning nedover. Oppgaven tar for seg positiv bøyning av spennarmeringen og negativ bøyning fra svinn og permanente laster.

Som beregningsmetode for nedbøyning har vi valgt å benytte enhetslastmetoden som tar hensyn til deformasjon av bøyning. Vi ser dermed bort fra deformasjoner som kommer fra skjærkrefter. Beregningene er basert på *betongskonstruksjoner* og vi vil gjøre de samme antakelsene som eksemplene viser [11].

9.3.1 Bøyestivet for stadium I

Et utgangspunkt for beregningene av bruas bøyning er areal treghetsmoment og E-modul til betongen, som sammen utgjør bøyestivhet EI . Som førnevnt er E-modul bestemt under materialvalg og

treghetsmomentet kalkulert ved bruk av FEM-Design. Vi tar som utgangspunkt for bøyningeberegningene at konstruksjonen holder seg i stadium I, altså i ikke-risset tilstand. Bøyestivheten har en verdi på $3,77 * 10^{16} \text{ Nmm}^2$.

9.3.2 Negativ langtidsnedbøyning fra permanente laster

For å beregne langtidsnedbøyning for konstruksjonen er det tatt utgangspunkt i eksempel 5.5 i *betongkonstruksjoner* [11]. Som utgangspunkt for endring av E-modul i langtidsnedbøyningen er det valgt å ta beregninger for $E_{cl}(t_0)$ i krypberegningene som utgangspunkt. Som beregningsgrunnlag har vi tidligere utregnet egenlast og nyttelast. Disse ga oss $154,2 \text{ kN/m}$ sammenlagt. Dette utgjør en langtidsnedbøyning på $196,9 \text{ mm}$

9.3.3 Negativ bøyning fra svinn

Armeringens formål er å motvirke krympinger forårsaket av svinn. Ifølge *betongkonstruksjoner* vil armeringen holde igjen svinneforkortning der den er plassert hvis det er et tverrsnitt med armering kun i underkant [11]. Effekten av dette vil være fri svinntøyning i overkant. Det valgte tverrsnittets armeringsdimensjonering vil i stor grad motvirke svinntøyninger og det kan forholdsvis neglisjeres i nedbøyningsberegningene. Vi har likevel valgt å ta svinnebøyningene i betraktning for total nedbøyningsberegning for å bli kjent med beregningsprinsippet.

I henhold til et forenklet uttrykk for svinnekrummingen i eksempel 5.32 i *betongkonstruksjoner*, er det antatt at armeringstøyningen er lik null [11]. Uttrykket vil gi en konservativ tilnærming, og dermed en overvurdert krumningsverdi for svinneeffektene, men vi har likevel valgt å ta dette i betraktning. Svinnekrummingen vil bidra til nedbøyning i samme retning som lastene. Under vedlegg G finner man beregningen av den totale svinnekrummingen basert på svinntøyning på $4,5 * 10^{-7} \text{ mm}^{-1}$ og d fra tidligere beregninger på $658,8 \text{ mm}$. Dette gir nedbøyning fra svinn på $41,4 \text{ mm}$.

9.3.4 Positiv bøyning spennarmering

Spennarmeringens spennkraft vil bidra til positiv bøyning i konstruksjonen. Dermed vil den motvirke nedbøyningen fra både laster og svinn. Vi har valgt å ta bøyningseffekt fra endeeksentrisitetene som utgangspunkt for positiv bøyning av bruplata. Endeeksentrisitetene vil skape både en positiv bøyning fra en fordelt oppbøyningskraft, i tillegg til nedbøyning fra linjemomentet dette utgjør. Som beregningene i vedlegg G viser vil de sammen utgjøre en oppbøyning δ_b , på $183,7 \text{ mm}$.

9.3.5 Total bøyning

Som tidligere nevnt er det krav om maksimal total nedbøyning for konstruksjonen. Den totale opptredende nedbøyning er summen av nedbøyningseffektene beskrevet tidligere. Det viser en total opptredende nedbøyning på $54,6 \text{ mm}$. Dette tilfredsstillter derfor kravet gitt fra N400, som ble beregnet til en maksimalverdi på $77,1 \text{ mm}$.

10 Armering i tverrsnittet

Armering i tverrsnittet vil si bruk av armeringsjern eller nett for å forbedre styrken og holdbarheten til betongen i konstruksjonen. Dette er vanlig å bruke, og i mange tilfeller nødvendig for å styrke mot tøyning, kompresjon og skjærspenning. I denne delen tar vi for oss armeringen i de ulike delene av tverrsnittet. Vi tar utgangspunkt i at spennarmeringen skal forhindre og motvirke kreftene som opptrer. Se Vedlegg H for mer informasjon rundt beregninger.

10.1 Lengdearmering underkant

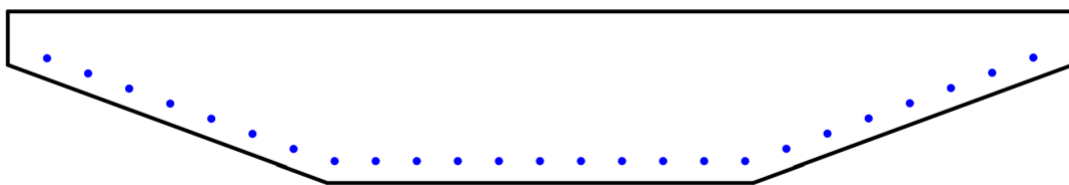
For å beregne minimumsarmering for tverrsnittet per m benytter vi oss av formelen fra 9.2.1.1(1) i EC2 [6]:

$$A_{s.min.1} = 0,26 * b * d * \frac{f_{ctmn}}{f_{yk}} \geq A_{s.min.2} = 0,0013 * b * d$$

Fra disse beregningene har vi fått $A_{s.min.1} = 1301,69mm^2$ og $A_{s.min.2} = 856,38mm^2$ som vil si at kravet er tilfredsstillt. Videre har vi brukt formler fra 9.2.1.1 for å beregne antall armeringsstenger per meter [6]. Her har vi brukt 20mm stangdiameter.

$$Antall. arm = \frac{A_{s.min.1}}{\pi * r^2}$$

Her ble det beregnet 4,14 armeringsstenger per meter, som rundes opp til 5. Om man deler dette på bredden 1000 mm, gir det 200 mm senteravstand. Dette tilfredsstiller kravene for minimumsavstand på 40 mm og maksimal senteravstand: $s_{max,slabs.h} = 250 mm$.



Figur 28: Plassering av lengdearmering i underkant med 25 stenger med $\phi 20$ og senteravstand 200 mm

10.2 Lengdearmering overkant

I beregningene av lengdearmering i overkant ble det først beregnet et totalt areal på $2454,37mm^2$ for en 5 meter lang flate. Som i forrige avsnitt må vi tilfredsstille kravene i EC2 som sier at fordelingsarmeringen må tilsvare minimum 20 % av hovedarmeringen. Det blir derfor beregnet 25% arealet, som gir $613,59 mm^2$. Dette multiplisert med 5 meters bredde, gir en total armeringsmengde på $3067,95 mm^2$. Som tidligere nevnt i kapitlet om momentkapasitet var ikke tverrsnittets kapasitet

tilstrekkelig for det opptredende momentet og vi måtte derfor finne tilleggsmengde i den totale armeringen. Denne verdien ble på $10827,36 \text{ mm}^2$. Dette armeringsarealet legges til i lengdearmeringen i overkant.

Ved å bruke en $\phi 20$ armeringsstang ble det beregnet at det trengs 45 slike stenger for å oppfylle kravene, etter tillegg fra momentkapasitet. Dette resulterte i en total armeringsmengde på $13895,31 \text{ mm}^2$. Bruk av 45 stenger tilsvarer en avstand mellom stengene på $108,7 \text{ mm}$, som tilfredsstiller kravet mellom 40 og 400 mm senteravstand. Senteravstanden rundes opp til 110 mm . Plassering av lengdearmering er skissert i figur 29.

$$a_{lengde3} = \frac{b}{n \cdot lengder} = \frac{5000 \text{ mm}}{46} = 108,7 \text{ mm}$$

Dette er innenfor parameterne og tilfredsstiller kravet:

$$50 \text{ mm} < 110 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$$



Figur 29: Plassering av lengdearmering i overkant med $\phi 20$, 45 stenger og senteravstand 110 mm

10.3 Tverrarmering underkant

I beregningen av armeringsmengde per meter benytter vi oss av total armeringsmengde på $2827,4 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ fra 10.1. For å tilfredsstille kravene i EC2 9.3.1.2 (2), ble det beregnet at 25% av denne mengden skulle brukes, noe som resulterte i $706,9 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ [6]. For å finne antall armeringsjern nødvendig for denne mengden, ble det brukt stenger av typen $\phi 25$. Dette ga en beregning på 1,44 armeringsjern (695 mm) per meter tverrarmering, som ikke oppfylte kravet i EC2:

$$400 \text{ mm} < 695 \text{ mm}$$

For å oppfylle dette ble det derfor valgt å bruke 5 armeringsstenger per meter. Dette gir en avstand mellom stengene på 200 mm , som tilfredsstiller det maksimale kravet $s_{max,slabs.f}$ på 400 mm og minste kravet på 50 mm .

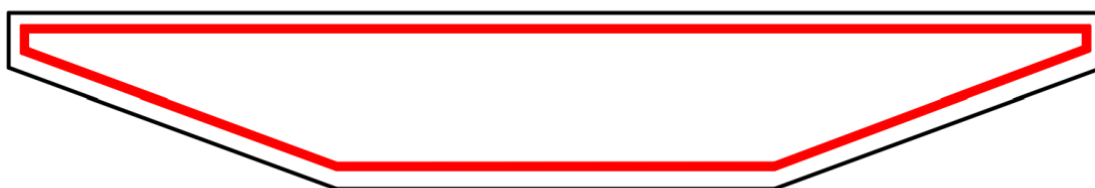
10.4 Tverrarmering overkant

Overkanten av tverrarmeringen forhindrer momentet som kommer fra bøyning i utkrageren. Tverrarmeringen vil i overkanten ofte fungere som hovedarmering fordi den plasseres der momentet og spenningsnivåene er høyest. Dette vil si at armeringen tar hovedansvaret for å motstå de største kreftene og momentene. Fra håndberegninger for utkrager har vi funnet strekkmomentet som benyttes for å finne nødvendig armering. Her har vi fått $M_{Ed.TR.dom} = 328,0 \text{ kNm}$ som videre gir oss nødvendig armering (A_s) = 4139,3 mm. Videre kan man bruke denne informasjonen til finne antall armeringsstenger ved bruk av formelen nedenfor:

$$n = \frac{A_s}{\pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2}$$

Utrekning gir oss et totalt antall på 14 stenger per meter, som vi benytter for å finne lengden mellom hver armeringsstang. Kravet for minimums- og maksimalavstand er på 40 mm og 250 mm. 15 lengder mellom hver stang gir oss en lengde på 66,7 mm, som tilfredsstillter kravet. Se Vedlegg H for mer informasjon om utregning.

Ifølge beregningsveileder er det noen generelle retningslinjer for plassering av tverrarmeringen [11]. I spennarmerte bruer legges tverrarmeringen alltid ytterst med lengdearmering innenfor. Spennkablene i overkant legges oppå tverrarmering, typisk hvor det er midteksentrisitet, og i overkant legges kablene så høyt at tverrarmeringen kan legges oppå kablene. Plassering av tverrarmering er skissert i figur 30. De er plassert i henhold til krav om overdekning overside og underside, som beregnet i Vedlegg H.



Figur 30: Plassering av tverrarmering med $\phi 25$. Overdekning overside 60 mm. Overdekning underside 90 mm.

10.5 Skjærarmering

For skjærarmering ble det først beregnet minste skjærarmeringsareal $\rho_{w.min}$ basert på formel i 9.2.2(5) gitt i EC2 [4]. Her fikk vi $\rho_{w.min} = 1,34 * 10^{-3}$. Deretter ble det benyttet formelen for

skjærarmering $\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w.min} * b_w$ for å finne det totale tverrsnittsarealet av skjærarmeringen A_{sw} .

Med en bredde på 2000 mm , som gjelder tykkeste del av tverrsnittet, ble det funnet at tverrsnittsarealet av skjærarmeringen er $981,75 \text{ mm}^2$.

$$A_{sw} = 2 * \pi * n * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2$$

Senteravstanden(s) for skjærarmeringen ble beregnet ved å dele det totale tverrsnittsarealet A_{sw} på det spesifikke tverrsnittsarealet per meter $\frac{A_{sw}}{s}$, som ble funnet til $\frac{6,7 \text{ mm}^2}{\text{mm}}$. Dette ga en senteravstand på $366,3 \text{ mm}$.

$$s \leq \frac{A_{sw}}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)}$$

Videre ble maksimal og minimal senteravstand for skjærarmeringen vurdert. Maksimal senteravstand $s_{l,max}$ ble beregnet til 432 mm basert på faktoren $0,6$ multiplisert med h' . Minimal senteravstand $s_{l,min}$ ble satt til 25 mm , som er diameteren på armeringsstengene (ϕ).

Totalt viser beregningene at:

- Det totale tverrsnittsarealet av skjærarmeringen er $981,8 \text{ mm}^2$.
- Senteravstanden for skjærarmeringen er $366,3 \text{ mm}$.
- Maksimal senteravstand mellom skjærarmeringen er 432 mm .
- Minimal senteravstand for skjærarmeringen er 25 mm .

Plassering av skjærarmeringen er gitt i figuren under, hvor skjærarmeringen kun plasseres innenfor tykkeste del av tverrsnittet og også innenfor tverrarmeringen.



Figur 31: Plassering av skjærarmering med $\phi 25$ og senteravstand 367 mm .

10.6 Spennarmering

Fra 8.2 har vi tidligere informasjon om total armeringsmengde A_p som fra utregning ga oss $19926,2 \text{ mm}^2$ og 10 spennkabler. Fra Standard Norge får vi oppgitt krav for avstand horisontalt mellom kabelrør til å være minimum 110 mm:

$$a_h = \max\{\phi\} = 110 \text{ mm}$$

For kabelrørene i underkanten av tverrsnittet har vi derfor valgt å plassere dem med en avstand på 200 mm mellom hvert rør. Dette vil bidra til at spennkablene har tilstrekkelig plass, slik at det tilfredsstillers kravet, i tillegg til å gjøre selve installasjonsprosessen enklere.

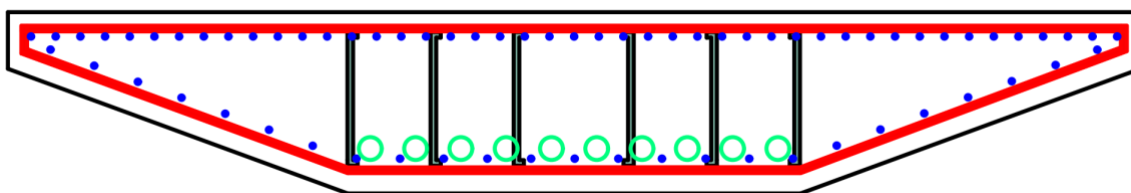
Skissering av kablene i snitt langs brua er gitt under del 8.4 *Eksentrisiteter*. Siden kablene har parabolisk plassering, vil avstanden fra kablene til underkant og overkant av tverrsnittet variere i snittet. Figur 32 viser tverrsnittet i midten av plata hvor midteksentrisiteten er tatt i betraktning for skisseringen. Kablenes avstand i dette snittet ned mot underkant av plata er differansen mellom tyngdepunktsaksen og midteksentrisiteten, som tilsvarer 85 mm . Kablene er plassert med en senteravstand på 200 mm . Dette vil bidra til at spennkablene har tilstrekkelig plass, slik at det tilfredsstillers kravet. Kablene er skissert etter riktig dimensjonsbestemmelser, som vist i Vedlegg H, med diameter på 100 mm .



Figur 32: Plassering av kabler for tverrsnitt midt i felt med $\phi 100$ og senteravstand 200 mm

10.7 Armert tverrsnitt

Det er kun tatt hensyn til den teoretiske plasseringen av armeringene og dermed kan noen av armeringstypene kollidere i tverrsnittet. Som vi allerede har nevnt danner tverrarmering skallet for resterende armering og de vil være plassert innenfor bøylen. Ansvarlige for byggeprosessen vil selv kunne justere plasseringene ut ifra disse kollideringene og den teoretiske plasseringen. I praksis vil senteravstand mellom lengdearmeringen justeres i forhold til dette, og vil i realiteten være forskjellig fra gitte figurer ovenfor. Dette gjelder også plasseringen av skjærarmeringen som sammenfører med noe av den andre armeringen. Figur 33 viser det totale armerte tverrsnittet sammensatt. Vi har skissert de ulike typene armering med forskjellig farge for å lettere skille dem fra hverandre.



Figur 33: Endelig armert tverrsnitt. Blå farge viser lengdearmeringene i overkant og underkant, lysegrønn viser spennkabler, rød viser tværrmering og mørkegrønn viser skjærarmering.

11 Refleksjon

I denne delen vil vi gå nærmere inn på hvilke forutsetninger vi har tatt for oppgaven og hvordan de har påvirket resultatet av analysen og beregningene. Vi vil også gå inn på hvilke beregningsmetoder vi har valgt og hva det har å si for endelig resultat. Som tidligere nevnt har vi valgt å neglisjere ulike forhold, dette vil vi gå nærmere inn på i denne delen av oppgaven. Til slutt vil vi drøfte hvilke erfaringer vi har tilegnet oss underveis i prosessen.

11.1 Forutsetninger

På forhånd av prosjektet visste vi at oppgaven kom til å bli stor, og at det ville være mye informasjon å ta inn for å gjennomføre. Vi går begge retningen konstruksjon og føler dette har hjulpet oss på veien, men allikevel er det et stort pensum å ta for seg. Vi satt tidlig en plan for fremgangen, og har forsøkt å bruke GANTT-diagram under prosessen, som er vedlagt i vedlegg I. Vi har brukt mye tid på å lese oss opp på faglitteratur og standarder for å komme i mål med oppgaven. Med tanke på at vi har lite erfaring med bruprojektering har det blitt gjort utregninger med noe usikkerhet, men som vi uansett står ved. Deler av pensumet vi har benyttet oss av har vært fra selvstudie av *betongkonstruksjoner 2 og 3*, så vi sitter igjen med å ha lært mye til tross for mange utfordringer. Vi var forberedt på den manglende kompetansen, men valgte likevel å gjennomføre oppgaven fordi dette ga mulighet for mye læring.

På grunn av manglende forkunnskaper og begrensning av tid har det blitt gjort forenklinger i oppgaven. Det har blitt gjort forenklinger av bruas kurvatur, takfallet på veien, jordtrykk, termisk og seismisk last, i tillegg til forenkling ved hjelp av digitale virkemidler slik som FEM-Design og ArchiCAD. Dette er tilfeller der vi forenkler noe som nærmest er ubetydelig for resultatet, men som gjør selve utregningen og prosessen langt mer effektiv. Det er utrolig hjelpsomt å ha slike programvarer tilgjengelig fordi det gir en presis utregning å forholde seg til når man skal sammenligne resultater fra håndberegninger.

Til tross for at det er effektivt å bruke FEM-Design har vi ikke hatt de beste forutsetningene for å beherske programmet. Først brukte vi mye tid for å lære oss programmet gjennom instruksjonsvideoer. Vi innså at det etter hvert ble utfordrende å finne svar på konkrete funksjoner som vi trengte der vi satt fast i analyseprosessen. Med god veiledning fra ansatte i AFRY kunne vi forstå hvilke funksjoner som egnet seg underveis i oppsettet av modellen og videre i analysen. Vi forstod fort at det finnes mange måter å sette opp modellene i programvaren og at erfarne brukere har varierte måter å gjøre dette på. For å lettere få veiledning og gode forklaringer underveis valgte vi å benytte samme metode som de brukte internt i AFRY. Det oppstod også utfordringer med analysekalkulasjonen underveis på grunn av feilmeldinger som vi måtte forstå oss på. Dette var blant annet unøyaktige plasseringer av komponentene i modellen. Omsider fikk vi kontroll på dette og ble mange erfaringer klokere. Slike erfaringer er verdifulle for oss og gir ekstra mestringfølelse, spesielt når det er noe man har vært plaget med over tid. I tillegg ble det en motivasjonsfaktor at programvaren er et relevant verktøy i ingeniørbransjen.

11.2 Metode for analyse

Selve omfanget av oppgaven ble etter hvert begrenset til dimensjonering av kun bruplata. Metoden som ble brukt var å ta alle faktorer i betraktning som vil innvirke på kapasiteten og utformingen av bruplata. Gjennom dette ble vi godt kjent med beregningsveiledere og håndbok N400, som tar for seg blant annet bruplata utforming og de andre komponentene i brukonstruksjonen. Selve metoden for analysen ble etter hvert å modellere alle faktorer, med noen neglisjeringer, som ville belaste bruplata. I FEM-analysen ble kun bruplata modellert i en platemodell og andre komponenter ble påvirkninger i form av laster, tillegg til andre permanente og variable laster. Gjennom modelleringen og etter hvert analyseresultatet fikk vi data på hva som ble mest kritisk og i hvilke belastningsverdier og former platen ble påvirket i. Metoden ga oss god innsikt i hvordan prinsippene for analyse ble modellert og hvordan lastkombinasjonene vil fordele seg og virke på modellen.

11.3 Målsetninger

Vi innså utover i perioden at det ble svært omfattende å ta alle forhold i betraktning for å kunne prosjektere en fullstendig realistisk brukonstruksjon etter gitte terreng og miljøforhold. I tillegg ble det ikke tilstrekkelig tid å dimensjonere alle brukomponenter fullstendig. Derimot var dette ikke målet for oss. Hovedmålet for dette prosjektet var å utvide vår kunnskap om prosjektering av en brukonstruksjon og få innsikt i hvilke laster, faktorer og prinsipper som en må ta i betraktning for at en konstruksjon skal være tilpasset ens funksjon og holdbarhet. Dette ga oss en innsikt i hvilke ytre og indre faktorer som vil belaste konstruksjonen både under byggeprosess og utover i dens levetid. Der vi, under kapasitetskontroller for bruks- eller bruddgrensetilstand, opplevde at verdier ikke var i henhold til krav, ble justeringer gjort.

11.4 Neglisjeringer

Det er i løpet av oppgaven valgt å neglisjere en rekke faktorer av ulike årsaker. Blant annet har vi neglisjert to variable laster og et lasttilfelle. Under disse gjelder: snølast og vindlast. En gjengående faktor her har vært at verdiene disse lastene har gitt, er av en så lav betydning at det ikke vil utgjøre en stor forskjell i det endelige resultatet fra beregningen. Dermed ble det naturlig å neglisjere disse med tanke på et pågående tidspress for å produsere et endelig resultat.

Fra 5.4.2 i N400 oppgis det at snølast ikke regnes å opptre samtidig med trafikklast på vegbruer, fergekaier eller gang- og sykkelbruer. Derfor kan man unngå å inkludere snølasten i beregningene som tar hensyn til trafikklasten. På en annen side har vi tilfeller der snølasten kan bli værende på konstruksjonen over lengre tid som vil føre til at det bør tas med i beregningene av permanent last. I dette tilfellet gjorde vi en antagelse om at det blir måket av brøytebil/servicekjøretøy, og det ble derfor ikke tatt med i beregningene.

Fra andre arealmoment får vi utregninger om vindkraft og dens påvirkninger på bruene. Tykkelsen på brua bidrar til at det blir en betydelig forskjell mellom disse. Her får vi verdiene: $I_z = 2,13 \cdot 10^{11}$ og $I_y = 8,53 \cdot 10^{10}$ som altså vil si at brua har lettere for å bøye seg rundt y-aksen. På denne måten kan det forsvares å neglisjere for vindlast etter som det er den vertikale retningen som er mest utsatt, der denne blir motvirket av egenlasten som virker nedover. Bruen står i tillegg relativt sentralt med store bygg rundt som blokkerer vindkraft, som bidrar til at bruene klassifiseres under vindklasse I.

Vindklasse I vil si «ubetydelig dynamisk lastvirkning» [3].

Det er også valgt å neglisjere vibrasjoner og tap på grunn av temperaturdifferanse. Det har blitt neglisjert siden det har vært utenfor hovedfokuset for oppgaven. Beregning av vibrasjoner er også ofte en del av mer omfattende kontroller, som begrunner valget vårt. Denne tilnærmingen har blitt valgt i ønske om å effektivisere beregningsprosessen og sette søkelys på de mest kritiske aspektene av prosjektet.

Selv om vi underveis valgte å neglisjere enn rekke faktorer som i utgangspunktet ville utgjort en belastning, betyr ikke det at vi ikke har tilegnet oss kunnskap om disse forholdene. Underveis i prosessen når vi stegvis foretok oss dimensjoneringsprinsippene kronologisk, fikk vi innblikk i de fleste faktorer som ville påvirket det fullstendige bildet av prosjekteringen. Om vi valgte å neglisjere en faktor fikk vi uansett forståelse for hvordan de kan påvirke konstruksjonen og hva de innebærer i praksis, fordi vi leste oss opp på det. Flere faktorer ble ikke tatt i betraktning for prosjekteringen, men vi føler at vi har fått en grunnleggende forståelse for hvordan de ville hatt innvirkning på lastbildet. Dette vil kunne være relevant grunnkunnskap å bygge videre på senere i arbeidslivet.

11.5 Prosessen underveis

Hvis vi skal oppsummere prosessen underveis med tre ord, ville vi sagt at den har vært uforutsigbar, utfordrende og lærerik. Til å begynne med var det mye planlegging for å finne ut hvor man skulle starte og hvordan prosessen skulle foregå fra start til sluttprodukt. Vi innså tidlig at det er utfordrende å skrive bachelor, og mye å ta for seg, spesielt i starten.

Som tidligere nevnt har vi benyttet oss av GANTT-diagram, men selv det har vært vanskelig å følge til punkt og prikke. Det er fordi det er vanskelig å se for seg hvor lang tid en oppgave skal ta, og å sørge for at den skal være innenfor prosjektets rammer. Bruer er komplekse konstruksjoner, og man må derfor regne med at det kommer til å oppstå uforutsette hendelser som krever tid og oppmerksomhet. Dette har ført til at vi i flere situasjoner har lurt på hva neste steg er, og hva som er relevant for å ta med i problemstillingen vår. Slike utfordringer har vært krevende, men lærerike fordi vi har måttet gå i dybden for å forstå og sortere ut hva som skulle tas med og ikke. Metodene som er blitt brukt har kommet fra veiledning, digitale hjelpemidler og andre nyttige ressurser slik som N400 og EC. Alle disse har under hele prosessen vært til stor hjelp for å forenkle og omfatte innholdet.

Det har også blitt gjort tilpasninger underveis, slik som forenklinger og endring av verdier og formler for å tilpasse tverrsnittet vårt. Dette startet allerede da vi skulle velge problemstilling. Vi begynte med et forslag, før vi fikk tilbakemeldinger fra veileder om å forenkle for at det ikke skulle bli for bredt. Et annet eksempel er når vi skulle regne ut jordtrykket under brua. Her var planen opprinnelig å benytte oss av utregningsmetode fra EC7, men som viste seg å ikke bli gjennomførbar. Dette førte til at vi måtte gå ut fra standardiserte verdier og antagelser, fordi formler fra EC7 krevde jordprøveresultater fra lab.

Ved utregning av trykksone ble det også gjort forenklinger for å spare tid. Det viste seg da at dersom trykksonen overskrider høyden med konstant bredde, ville det føre til langt mer kompliserte utregninger. Ved veiledning fra AFRY ble det da valgt en metode der vi kun tar hensyn til den effektive trykksonen for å ha mulighet til å forenkle. Slike løsninger har vært gjengående underveis i prosessen og har vært til stor hjelp for å holde arbeidet effektivt og oversiktlig.

11.6 Erfaringer

Fra de siste månedene er det ingen tvil om at vi er mange erfaringer rikere enn hva vi var i før semesterets start. Noe vi har satt pris på under hele gjennomføringen av oppgaven, har vært læringen vi sitter igjen med nesten hver eneste dag. Dette gjør at man blir tvunget til å utforske nye utfordringer, som vi har lært er en utrolig bra måte å lære på, til tross for frustrasjonen det kan medføre. I denne delen skal vi utdype mer om hva vi har lært og hvilke erfaringer vi sitter igjen med.

11.6.1 Planlegging

Planleggingen var et viktig utgangspunkt for gjennomføringen av oppgaven vår. Vi var tidlig i gang å lage et utkast for hvordan vi så for oss at oppgaven skulle gå periodevis. I denne perioden var vi mest i samtaler med veileder og hverandre, slik at vi fikk en slags grunnmur å forholde oss til.

Forprosjektet ble en god forutsetning, og hjalp oss å komme i gang. Slik var vi mer forberedt på hva som var i vente, og hvordan prosessen foregikk. Vi sitter igjen med mange positive erfaringer fra å ha god forberedelse og et godt utgangspunkt. Det har bidratt til at vi har jobbet jevnt, konsist og systematisk de siste månedene, slik at vi alltid har ligget foran skjema. På denne måten har vi spart tid og fått overskudd til å finpusse og justere oppgaven vår, slik at den står sterkere ved levering.

11.6.2 Samarbeid

En annen essensiell faktor i prosessen er samarbeidet vi har hatt. Vi har vært flinke til å fordele arbeidsoppgaver og bygge på hverandres styrker. Dette har hovedsakelig vært mulig gjennom den gode kommunikasjonen vi har hatt underveis. Vi har lært at det kan, og gjerne vil, oppstå konflikter og uenigheter fordi det er en stor og krevende oppgave som skal gjennomføres. Til tross for dette mener vi det kommer mye positivt ut av det òg, fordi dette bidrar til å styrke samarbeidet ved å støte på utfordringer og uenigheter sammen. Vi har også benyttet oss flittig av samarbeid med ekstern veileder og stort sett fått hjelp når det behøvdtes. Dette har vært til stor nytte og hjulpet oss underveis om vi satt fast. Vi sitter igjen med en mestringsfølelse fra læringen dette har gitt oss, og er utvilsomt mange erfaringer rikere når det kommer til å jobbe sammen i team.

11.6.3 Teori

Vi har lært utrolig mye innenfor prosjektering, dimensjonering og bygging innenfor bru. Før starten av denne oppgaven hadde vi lite kunnskap om hvordan en slik prosess foregår, og er derfor stolte av de erfaringene vi sitter med nå.

Eksempelvis har vi lært hvor essensielt Eurokodene og N400 er for bruprosjektering. Disse har vært gjengående gjennom hele prosessen. Aktiv bruk av NS og N400 har gitt oss fordypet kunnskap om forskrifter, generelle regler og standardiserte verdier som blir gjenbrukt. Det har gitt oss forståelse for hvor mye som ligger bak oppbyggingen av en konstruksjon og forhåndsregler som må tas hensyn til, enten det er av økonomisk hensikt eller HMS.

Et annet eksempel er digitale hjelpemidler. De siste månedene har vi hatt økt effektivitet, mye grunnet benyttelse av programvaren FEM-Design. FEM-Design har utgjort en forskjell, nettopp fordi det gir raske, presise resultater som ville vært krevende for hånd. I tillegg er det til hjelp for å evne å visualisere hvordan tverrsnittet ser ut og hvilke krefter som virker på det. Slik sitter vi igjen med nyttig kunnskap som er god å ha i ingeniørbransjen.

For å konkludere erfaringene kan vi altså si at vi har erfart mer enn vi kunne forestille oss for et halvt års tid siden. Vi er takknemlige for muligheten for leseplass hos AFRYs gjennom hele semesteret, som har bidratt til å gi erfaring rundt ingeniørvirksomheter. For å oppsummere er planlegging, samarbeid, teoretisk kunnskap, kommunikasjon og digitale hjelpemidler gode nøkkelord som beskriver de erfaringene vi sitter igjen med til slutt.

11.7 Drøfting av resultater

Utgangspunktet for dimensjoneringen og tilhørende krav var at det var viktig å bestemme dimensjonene for brukkomponentene i henhold til både krav og funksjonalitet tidlig. Håndbok N400 og veiledning har vært gunstig for videre beregninger etter analysen for at konstruksjonen skulle opprettholde sin stabilitet, integritet og holdbarhet.

Resultatet fra FEM-analysen ble utgangspunktet for videre bestemmelser i dimensjoneringen. Deretter ble konstruksjonens kapasitet kontrollert i ulike tilstander. En vurdering av verdiene for de opptredende skjærkreftene er drøftet med veileder. Vi har ut fra dette vurdert at analysens resulterende skjærkraft er urealistisk stor. I oppgaven er det trolig at konstruksjonen vil være overdimensjonert i forhold til det som faktisk er nødvendig. Hovedfokuset i oppgaven er imidlertid ikke å oppnå en perfekt tilpasning av broens dimensjoner til omgivelsene og belastningene, men heller å oppnå en dypere forståelse av prosessen og de nødvendige stegene for å utføre en prosjektering. Vi er uansett tilfredse med læringsprosessen som oppnås gjennom denne tilnærmingen.

I bruddgrensetilstand ble det beregnet momentkapasitet, som i første omgang ikke var tilstrekkelig for det opptredende momentet som oppsto i bruplata. Dermed måtte vi justere armeringsmengden og addere armeringsareal i lengdearmering i overkant for at den skulle tåle den maksimale belastningen. Skjærkapasiteten var heller ikke tilstrekkelig, og var først uten forbeholdt jekskraft, som senere ble addert. Til tross for dette var kapasiteten for liten, og det var derfor behov for å dimensjonere skjærarmering.

Videre ble spennkraften som oppstår i konstruksjonen beregnet og vi fikk kunnskap om dens utforming og påvirkning på konstruksjonens belastning globalt. Den påførte jekkraften over tid vil redusere friksjonstap og jekkrafttap, men tapet vil ikke resultere i at konstruksjonen mister sin stabilitet for å tåle belastningen.

I konstruksjonens brukstid vil det over tid påføres økende belastninger og slitasjer i form av langtidseffekter og nedbøyninger. Spennarmerte konstruksjoner vil gjennom spennkablene ha en positiv bøyning, og på grunn av langtidseffekter fra egenvekt og svinn vil plata ha en negativ bøyning. Resultatene addert viser at brua er innenfor kravet for nedbøyning etter gitte forhold.

Som nevnt vil utgangspunktet for dimensjoneringen av brua være de verste verdiene for analysen brukt som utgangspunkt. Dette kan resultere i at bruene vil være overdimensjonert i enkelte deler. I

dagens miljøfokuserte situasjon kan dette være ugunstig i form av unødvendig materialbruk. Det er viktig å redusere mengden betong og armering brukt for å gi tilstrekkelig kapasitet og stabilitet. Det kan sees på som et ugunstig resultat realistisk sett, men valget ble gjort med hensyn på tidsbegrensningen i perioden, slik at vi kunne ta flest mulige faktorer i betraktning for dimensjoneringen.

For å vurdere opp tredende spenning over tverrsnittet er det først tatt spennkablene og egenvekten i betraktning. Det viser at det oppstår strekkrefter i tverrsnittet, noe som ikke er gunstig utover konstruksjonens brukstid. Derimot er det ikke beregningsmessig forbeholdt lengdearmering og minimumsarmering som sannsynligvis vil motvirke strekkreftene. Det var en mulighet å gå nærmere inn på spenningsberegningene, men disse ble ikke en prioritet. I praksis vil ikke konstruksjonen gå til brudd som følge av lengde- og minimumsarmeringens motstand for store strekkspenninger.

10.8 Videre arbeid

Det ville vært interessant å undersøke nærmere på en problemstilling vi hadde i startfasen. Dette gjelder sammenligning av en spennarmert og en slakkarmert konstruksjon. På denne måten kunne vi fått en enda mer allsidig kompetanse innenfor varierte brukonstruksjoner. Selv om vi i tidligere emner har tilegnet oss kunnskap om slakkarmerte konstruksjoner, hadde det vært lærerikt å kunne eksplisitt sammenligne to ulike løsninger for å få en dypere forståelse for styrkene og svakhetene de har hver for seg og i hvilke kontekster hver av de egnest seg best.

Det ville også vært spennende å ta for oss den spennarmerte konstruksjonen, der vi foretar en mer fullstendig dimensjonering av alle komponentene i brua. Vi har kun prosjektert bruplata i detalj, men det ville også vært interessant å gå nærmere inn på kantdragernes og underbyggingens armering. I tillegg kunne vi sett på tilslutnings- og lastdimensjonering tilknyttet. Arbeidet vi har gjort er å dimensjonere utformingene til kantdrageren og underbyggingen i henhold til N400.

12 Konklusjon

Vi har gjennom en lang arbeidsperiode jobbet jevnlig mot problemstillingen vi har satt, som tar for seg dimensjonering av en spennarmert betongbru. Målet med oppgaven var å tilegne oss kunnskap om de ulike stegene i prosjektering av en brukonstruksjon. Målet var ikke å gi et perfekt resultat som tilfredsstillt alle krav, men å gjennomføre de mest grunnleggende beregningene og dimensjoneringene og forstå hvilke krav som stilles og hvorfor. Vi ønsket å forstå hvordan en bru konstrueres og hvilke faktorer som påvirker dens design og styrke. Gjennom denne prosessen har vi lært mye, både om teoretiske og praktiske utfordringer knyttet til prosjektering av bruer.

Som tidligere nevnt fra innledningen hadde vi satt flere delmål vi ønsket å få svar på i løpet av oppgaven. Det første var å finne det mest kritiske lasttilfellet, som vi i utgangspunktet trodde skulle være belastning fra et servicekjøretøy. Fra LM3 i fra delkapittelet *Opptredende krefter* fant vi ut at dette heller var den jevnt fordelte lasten. Det andre delmålet var å finne en armeringsmengde som tilfredsstillt kravene til bruks- og bruddgrensetilstand. Her konkluderte vi med at det var nødvendig med 10 kabler for å tilfredsstillt armeringsmengden. Det tredje var å finne maksimal nedbøyning og sammenligne med den gamle brua, som vi anså som bekymringsverdig. Under delkapittelet 9.3 *Bøyning* kan maksimal og opptredende nedbøyning leses, som viste seg å være rundt 20 mm innenfor kravet. Dette er utvilsomt en forbedring sammenlignet med den nåværende brua, som har 32 mm nedbøyning over maksimalt anbefalt verdi. Det fjerde og siste delmålet var å modellere et armert tverrsnitt som viser all armeringen vi har brukt. Her ble vi spesielt fornøyd med resultatet, som kan sees fra *Figur 33* under delkapittel 10.7 *Armert tverrsnitt*. Alt i alt mener vi at oppgaven vår reflekterer et bra svar på problemstillingen og alle delmålene satt.

Totalt sett har vi dimensjonert i henhold til retningslinjer fra N400 og Norsk Standard, og forsøkt å forbeholde oss innenfor kravene som har blitt stilt. Vi har jobbet i team med veiledere, diskutert, reflektert og sammen produsert et endelig sluttprodukt som er det vi nå sitter igjen med. Hensikten er tilfredsstillt basert på den læringen og de erfaringene vi sitter igjen med, og vi er stolte av innsatsen som er blitt lagt i oppgaven i løpet av de siste 20 ukene.

Referanser

- [1] Google maps, 2024 [internett] Available at:
<https://www.google.no/maps/@63.4123429,10.399264,3a,75y,19.88h,90t/data=!3m6!1e1!3m4!1sfKBnKq9iyfzFQdyXBHFCzg!2e0!7i16384!8i8192?entry=ttu>
- [2] Nawy, E. G., 2010. PRESTRESSED CONCRETE, A Fundamental Approach. 5th ed. update, ACI, AASHTO, IBC 2009 codes version. red. Upper Saddle River, N.J : Prentice Hall .
- [3] Standard Norge, 1991. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster, s.l.:s.n.
- [4] Standard Norge, 1991. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger, s.l.:s.n.
- [5] Standard Norge, 1991. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 2: Trafikklast på bruer, s.l.: Standard Norge.
- [6] Standard Norge, 1992. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, s.l.:s.n.
- [7] Standard Norge, 1997. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, del 1: Allmenne regler, s.l.:s.n.
- [8] Standard Norge, 1998. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, del 2: Bruer, s.l.:s.n.
- [9] Standard Norge, 1990. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, s.l.:s.n.
- [10] Strusoft, 2022. Youtube. [Internett] Available at:
<https://www.youtube.com/playlist?list=PLXNOd6ztACwK0VW6sLPKEVy7M-L7JJ9->
- [11] Sørensen, S. I., 2010. Betongkonstruksjoner. 2 red. Bergen: Fagbokforlaget
- [12] Vegdirektoratet, 2015. *Bruprosjektering*. [Internett] Available at:
<https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-n400bruprosjektering.pdf> [Funnet 10. Januar 2024]
- [13] Vegdirektoratet, 2016. *Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse* [Internett] Available at: <https://shorturl.at/XFdW0> [Funnet 3. Mars 2024]
- [14] Vegdirektoratet, 2015. *Standard beskrivelse for bruer og kaier*. [Internett] Available at: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-r762-081215.pdf> [Funnet 3. Februar 2024]
- [15] Vegdirektoratet, 2023. *Veg- og gateutforming*. [Internett] Available at:
<https://viewers.vegnorm.vegvesen.no/product/859984?langUI=nb&filePath=db01916d-d18e-4033-b9d7-bb5196bfce6e.pdf&fileType=Pdf> [Funnet 3. mars 2024]
- [16] Vegvesenet, 2017. *Beregningsveiledning for etteroppspente betongruer*. [Internett] Available at:

<https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesenxmlui/bitstream/handle/11250/2569768/SVV%20rapport%20%20668%20Beregningsveiledning%20for%20etteroppspente%20betongbruer.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
[Funnet 10. Mars 2024].