

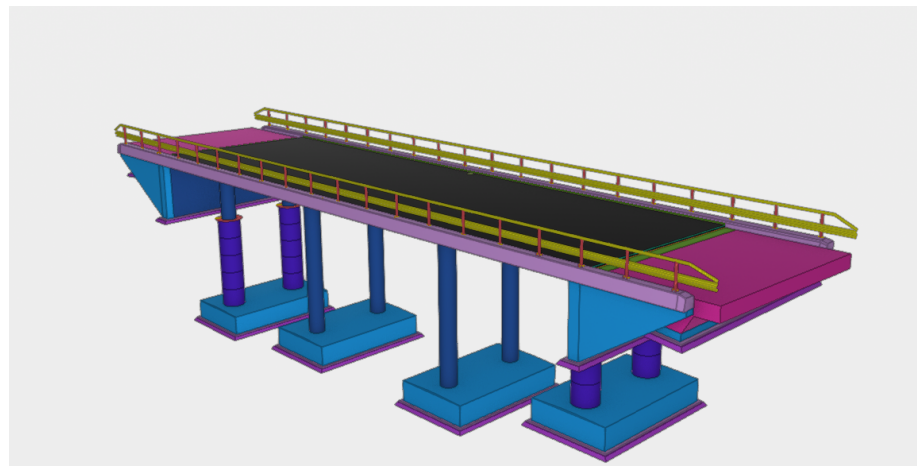
Andreas Vik & Bakr Alhammoud

# Dimensjonering av en slakkarmert trespenns betongplatebru ved hjelp av FEM-Design

Design of a non-tensioned reinforced three-span concrete slab bridge using FEM-Design

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk

Mai 2023





Andreas Vik & Bakr Alhammoud

# **Dimensjonering av en slakkarmert trespenns betongplatebru ved hjelp av FEM-Design**

Design of a non-tensioned reinforced three-span  
concrete slab bridge using FEM-Design

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk  
Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

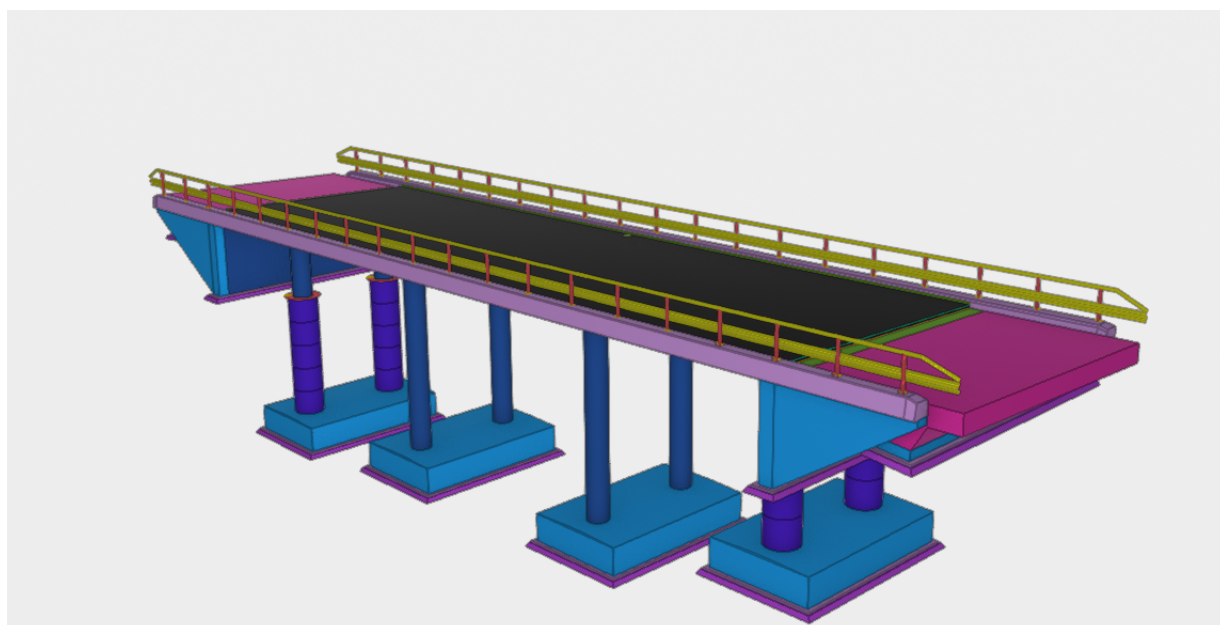




BYGT2900 - Bacheloroppgave bygg

# Dimensjonering av en slakkarmert trespenns betongplatebru ved hjelp av FEM-Design

*Design of a non-tensioned reinforced three-span concrete slab bridge using FEM-Design*



Andreas Vik  
Bakr Alhammoud

Bacheloroppgave vår 2023

## Forord

Denne bacheloroppgaven er gjennomført som et samarbeid mellom Andreas Vik og Bakr Alhammoud, og er et avsluttende arbeid på en tre-årig bachelorutdanning i bygg og ingeniørfag ved Norges tekniske-naturvitenskaplige universitet, NTNU. Selve oppgaven vektet 20 studiepoeng per student, og har blitt gjennomført i løpet av tilnærmet 17 uker. Veilederne for oppgaven har vært Arne Mathias Selberg ved NTNU, og Sverre Myhr og Alf Inge Ribe i AFRY.

Gjennom bachelorskrivingen har studentene fått betraktelig økt kunnskap om beregninger og dimensjonering av betongkonstruksjoner, og spesielt rettet mot betongplatebruer. I arbeidet har det blitt benyttet relevante regelverk, samt håndbøker, beregningsmetoder og analyseprogram. Hensikten med oppgaven har vært på generell dimensjonering av betongplatebruer og se på andre konstruksjonsløsninger for den betraktede brua. Den er delvis dimensjonert for hånd, men også ved god hjelp av analyse- og modellerings programmer.

Vi har hatt et enormt læringsutbytte innen forståelsen av lasttilfeller og kombinerings av disse, samt å vurdere effektene de har på brukonstruksjoner og kompleksiteten av dem. I tillegg har vi tilegnet oss mye kunnskap om brukergrensesnittet i modelleringsprogrammer, relevante kvalitetssjekker for bruer og armeringsberegninger.

Vi ønsker å rette en stor takk til universitetslektor Arne Mathias Selberg ved Institutt for konstruksjonsteknikk, våre eksterne veiledere Sverre Myhr og Alf Inge Ribe fra AFRY og bedriften AFRY generelt for god veiledning, herlig engasjement rundt oppgaven og muligheten for skriveplass. Det må også rettes en takk til AFRY Oslo for å være svært behjelpelig med modelleringsprogramproblematikk ved et kritisk tidspunkt i oppgaveskrivingen.

**Trondheim, 22.mai 2023**

Andreas Vik

*Andreas Vik*

Bakr Alhammoud

*Bakr Alhammoud*

## Sammendrag

Målet med bacheloroppgaven har vært å dimensjonere en betongplatebru på en tilfredsstillende måte etter regelverket til Norsk Standard, samt Statens Vegvesens håndbokserie, der håndbok N400 Bruprosjektering har vært flittigst brukt. Oppgaven tar utgangspunkt i Jordengvangen bru som er en trespenns slakkarmert betongplatebru i Tynset kommune i Innlandet, som ferdigstilles i 2023. De to sidespennene er på 8 meter, mens midtspennet er på 10 meter. Siden brua allerede er prosjektert er alle ytre dimensjoner gitt, slik som oversiktstegninger og byggemateriale. Dette har blitt brukt som utgangspunkt for samtlige beregninger og betraktninger som er gjort. Siden studiets pensum ikke gir nok faglig grunnlag innen temaet har gruppen har sett seg nødt til å innhente og benytte seg av en rekke faglitteratur og eurokoder i tillegg til hyppige møter, både med intern og ekstern veileder, for å skaffe nok relevant kompetanse for å gjennomføre prosjektet.

Første del av rapporten er en analysedel som omfatter de ulike lastene som Jordengvangenbrua utsettes for. Lastene det blir dimensjonert for er egenvekt av selve bruoverbygningen, superegenvekter fra rekkverk, kantdragere og belegningslag, horisontale- og vertikale trafikkklaster, termiske påvirkninger, deformasjonslaster og det blir i tillegg beregnet et passivt jordtrykk grunnet temperatur. Brua blir modellert i modelleringsprogrammet FEM-Design og blir kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstand for relevante laster og lastkombinasjoner. Programmet velger selv de mest ugunstige lastene etter hvordan lastene først er blitt definert i programmet. Det var henholdsvis lastmodell 1 som ble opptredende for samtlige tilfeller.

Dette resulterer i lastvirkninger som er relevant for siste del av rapporten. Her vil det bli fremlagt et dimensjoneringsforslag for overbygningen til brua. I forslaget fremkommer beregninger for armeringsmengde og plassering, samt sjekker for at rissvidder, nedbøyning og lagerforflytning er i henhold til kravene. På grunn av tidsbegrensing er det kun valgt å kalkulere armering i dekket.

For å verifisere modellen i FEM-Design er det benyttet enkle håndberegninger, samt enda et analyseprogram ved navn Strian som baserer seg på bjelketeori. Det er beregnet et prosentvis avvik mellom dem. Utfallet ble at begge verifiseringsmetodene stort sett ble mer konservative enn modelleringsprogrammet og dens verdier ble dermed antatt som plausible og tilregnelige.

Dessverre ble ikke problemstillingen fullstendig ferdiggjort. Et par uforutsette hendelser, samt manglende kompetanse og kunnskap på feltet gjorde at tiden ikke strakk til og andre prioriteringer kom i førersetet. Likevel mener gruppen at de har lyktes med å produsere en grundig og nøyaktig besvarelse som viser en høy grad av faglig dyktighet og brubyggingskompetanse. Det ferdige resultatet omhandler en fullverdig dimensjonert bruoverbygning som er i henhold til samtlige regelverk og håndbøker. Det er et resultat som gruppen kan stå innenfor med stolthet. Kunnskap som har slått rot er at bruer er meget komplekse konstruksjoner og det er flere omkringliggende faktorer som man ikke får innblikk i før å ha jobbet ordentlig med fagstoffet. Gruppen har tilegnet seg dypere innsikt i tekniske faktorer og beregningsmetoder, og står dermed bedre rustet til et møte med utfordringer som vil møte oss i yrkeslivet.

## Abstract

The aim of the bachelor thesis has been to dimension a concrete slab bridge in a satisfactory manner according to the regulations of the Norwegian Standard, as well as the Norwegian Public Roads Administration's manual series (NPRA), where the N400 Bridge Design manuals has been extensively used. The thesis is based on the Jordengvangen Bridge, which is a non-tensioned reinforced three-span concrete slab bridge located in Tynset, Innlandet, and is scheduled for completion in 2023. The side spans are 8 meters each, while the middle span is 10 meters. Since the bridge has already been designed, all external dimensions, such as general drawings and construction materials, have been provided and used as a basis for all calculations and considerations. As the curriculum of the study does not provide a sufficient academic foundation in the subject, the group has found it necessary to gather and utilize a range of technical literature and Eurocodes, in addition to frequent meetings with both internal and external supervisors, to acquire the necessary relevant expertise to carry out the project.

The first part of the report is an analysis section covering the various loads to which the Jordengvangen Bridge is exposed to. The loads considered for dimensioning include the self-weight of the bridge superstructure, additional loads from guardrails, edge girders, and pavement layers, horizontal and vertical traffic loads, thermal effects, deformation loads, and an assessment of passive earth pressure due to temperature. The bridge is modeled using FEM-Design, a modeling software, and is checked for ultimate and serviceability limit states for relevant loads and load combinations. The program automatically selects the most unfavorable loads based on how the loads were initially defined in the program. In all cases, it was Load Model 1 that governed the design.

This results in load effects that are relevant for the final part of the report, where a design proposal for the bridge superstructure is presented. The proposal includes calculations for reinforcement quantity and placement, as well as checks to ensure that crack widths, deflection, and bearing displacements meet the requirements. Due to time constraints, only the reinforcement in the deck has been calculated.

To verify the FEM-Design model, simple hand calculations and another analysis program called Strian, based on beam theory, have been used. A percentage deviation between them has been calculated. The outcome was that both verification methods were generally more conservative than the modeling program, and their values were therefore assumed to be plausible and reliable.

Unfortunately, the task was not fully completed. A couple of unforeseen events, along with a lack of expertise and knowledge in the field, caused time constraints and other priorities took precedence. Nevertheless, the group believes that they have succeeded in producing a thorough and accurate response that demonstrates a high level of professional competence and bridge-building skills. The final result encompasses a fully dimensioned bridge structure in compliance with all regulations and handbooks. It is an outcome that the group can vouch. A key lesson learned is that bridges are highly complex structures, and there are several surrounding factors that one does not fully grasp until working extensively with the subject matter. The group has gained deeper insight into technical factors and calculation methods, thus being better equipped to face challenges that will arise in our professional lives.

# Innhold

<b>Forord</b>	<b>i</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>ii</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn og hensikt . . . . .	1
1.2 Definisjon av oppgaven . . . . .	2
1.3 Avgrensninger: . . . . .	2
1.4 Arbeidsform og oppgavefordeling . . . . .	3
<b>2 Beregnings og prosjekteringsgrunnlag</b>	<b>4</b>
2.1 Grunnlag fra AFRY . . . . .	4
2.2 Regelverk . . . . .	4
2.3 Materialvalg . . . . .	5
2.4 Materialelegenskaper . . . . .	5
2.5 Analyseprogram . . . . .	6
2.6 Jordengvangenbrua . . . . .	7
<b>3 Laster</b>	<b>9</b>
3.1 Permanente laster . . . . .	10
3.2 Variable laster . . . . .	12
3.3 Vertikale trafikklaster . . . . .	14
3.4 Horisontale trafikklaster . . . . .	17
3.5 Ulykkeslaster . . . . .	26
3.6 Deformasjonslaster . . . . .	27
<b>4 Modellering i FEM-Design</b>	<b>31</b>
4.1 Geometri . . . . .	31
4.2 Laster i FEM-Design . . . . .	34
4.3 Variable laster i FEM-Design . . . . .	36
4.4 Load groups . . . . .	43
<b>5 Grensetilstander</b>	<b>46</b>
5.1 Bruddgrensetilstand (ULS) . . . . .	47
5.2 Bruksgrensetilstand (SLS) . . . . .	49
5.3 Resultater fra analysen . . . . .	50
5.4 Tolkning av resultater . . . . .	52
5.5 Verifikasjon av beregninger . . . . .	53
<b>6 Dimensjonering</b>	<b>57</b>
6.1 Betongoverdekning . . . . .	57
6.2 Armering i dekket . . . . .	57
6.3 Riss . . . . .	64
6.4 Nedbøyningskontroll . . . . .	66
6.5 Lagerforflytning . . . . .	67
6.6 Andre kommentarer . . . . .	68
<b>7 Diskusjon</b>	<b>69</b>
7.1 Samarbeid . . . . .	69
7.2 Forutsetninger . . . . .	70
7.3 Arbeidprosessen underveis . . . . .	70

7.4	Det statisk systemet . . . . .	71
7.5	Videre arbeid . . . . .	72
<b>8</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>74</b>
<b>A</b>	<b>Vedlegg A</b>	<b>I</b>
A.1	Beregning av egenvekt overbygning . . . . .	I
A.2	Superegenvekt . . . . .	II
A.3	Vertikale trafikklaster NS-EN 1991-2 4.3 . . . . .	III
A.4	Termiske laster . . . . .	V
<b>B</b>	<b>Vedlegg B</b>	<b>X</b>
B.1	Verifikasjon av egenvektberegninger . . . . .	X
B.2	Lastmodell 1 – Karakteristisk moment for boogielaster . . . . .	XII
B.3	Lastmodell 1 – Karakteristisk moment for jevnt fordelt lastandel . . . . .	XIII
B.4	Lastmodell 1 - Skjærkraft . . . . .	XIV
B.5	Lastmodell 2 – Karakteristisk moment . . . . .	XV
B.6	Lastmodell 3 - Moment . . . . .	XVI
B.7	Karakteristisk moment for egenlast . . . . .	XVI
B.8	Momenter knyttet til lastmodell 1 . . . . .	XVIII
B.9	Lastmodell 1 - Skjær . . . . .	XIX
B.10	Lastmodell 2 - Moment . . . . .	XX
B.11	Lastmodell 3 - Moment . . . . .	XX
<b>C</b>	<b>Vedlegg C</b>	<b>XXI</b>
<b>D</b>	<b>Vedlegg D</b>	<b>XXII</b>

## Figurer

2.1	Lokasjon for Jordengvangen bru . . . . .	8
2.2	Sikre grunnforhold for TOBE-lager . . . . .	8
3.1	Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane . . . . .	11
3.2	Number and width of notional lanes . . . . .	13
3.3	Example of the Lane Numbering in the most general case . . . . .	13
3.4	Detaljer for lastmodell 1 . . . . .	14
3.5	Detaljer for lastmodell 2 . . . . .	16
3.6	Engangstransport, karakteristisk last . . . . .	17
3.7	Spredning av konsentrete laster . . . . .	17
3.8	Trafikklastgrupper . . . . .	19
3.9	Beskrivelse av temperaturandelene som utgjør en temperaturprofil . . . . .	21
3.10	Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for ulike typer overbygning for veg-, gang- og jernbanebruer . . . . .	23
3.11	Anbefalte verdier for $k_{sur}$ for å ta hensyn til ulike tykkelser av belegg . . . . .	23
3.12	Forklaring av temperaturdifferanser og temperaturandeler . . . . .	24
4.1	Koordinatsystem etter bjelketeori . . . . .	31
4.2	Aksesystem benyttet til modelleringen . . . . .	32
4.3	Tverrsnitt i Section Editor . . . . .	32
4.4	Tverrsnittsparmetere fra FEM-Design . . . . .	32
4.5	Statisk system vist i FEM-design, samt lagerforklaringer . . . . .	33
4.6	Load cases . . . . .	34
4.7	Slitelag i FEM modell . . . . .	35
4.8	Kantdrager gjengitt som linjelast . . . . .	35
4.9	Moving load . . . . .	36
4.10	Lasttog LM1 . . . . .	37
4.11	Doblet lasttog . . . . .	37
4.12	Totalt lasttog for LM1 . . . . .	38
4.13	LM2, eksentrisitetstest venstre sidekant . . . . .	39
4.14	LM2 midt på bruens tverretning . . . . .	39
4.15	LM2, eksentrisitetstest høyre sidekant . . . . .	39
4.16	Lastmodell 3 . . . . .	40
4.17	Lastmodell 4 i FEM-design . . . . .	40
4.18	Bremselast i FEM-Design . . . . .	41
4.19	Transversal bremselast i FEM-Design . . . . .	41
4.20	Temperaturtilfelle 4 . . . . .	42
4.21	Temperaturtilfelle 8 . . . . .	42
4.22	Load groups . . . . .	43
4.23	Illustrasjon hvordan FEM-Design behandler ulike laster i lastgrupper ut fra NS-EN 1990 . . . . .	44
4.24	Mesh av Jordengvangenbru . . . . .	45
5.1	Tabell 3.5, Stålkonstruksjoner - Profiler og Formler . . . . .	54
6.1	Eksponeringsklasse . . . . .	58
6.2	Tverrsnittsdimensjoner . . . . .	58
6.3	Maksimal nedbøyning ihht. brukbarhetskriterier . . . . .	66
6.4	Ingen krumming . . . . .	68

A.1	Tverrsnitt Jordengvangen bru . . . . .	II
B.1	Lagerreaksjoner fra FEM modell . . . . .	X
B.2	LM1. Boogielaster plassert over felt 2 . . . . .	XII
B.3	LM1. Boogielaster plassert over felt 1 . . . . .	XII
B.4	LM1. Boogielaster plassert over felt 3 . . . . .	XII
B.5	LM1 jevnt fordelt last . . . . .	XIII
B.6	Skjærkraft LM1, for boogielasten plassert over lager i akse 1 . . . . .	XIV
B.7	Skjærkraft LM1, for boogielasten plassert over lager i akse 5 . . . . .	XIV
B.8	LM1, Skjærkraft for jevnt fordeltlast, $q$ . . . . .	XIV
B.9	LM2, Lasttilfelle 1 . . . . .	XV
B.10	LM2, Lasttilfelle 2 . . . . .	XV
B.11	LM2, Lasttilfelle 3 . . . . .	XV
B.12	Definisjonen av LM3 . . . . .	XVI
B.13	Moment forårsaket av aksellaster knyttet til LM3 . . . . .	XVI
B.14	Eigenvekt inklusiv superegenvekker . . . . .	XVI
B.15	Skjærkraft forårsaket av egenvekt inklusiv superegenvekker . . . . .	XVII
B.16	Eigenvekt eksklusiv superegenvekker . . . . .	XVII
C.1	Del 1, Oversiktstegning Jordengvangen bru . . . . .	XXI
C.2	Del 2, Oversiktstegning Jordengvangen bru . . . . .	XXI
C.3	Del 3, Oversiktstegning Jordengvangen bru . . . . .	XXI
D.1	Maksimalt bøyemoment om global y-akse i positiv retning . . . . .	XXII
D.2	Maksimalt bøyemoment om global y-akse i negativ retning . . . . .	XXIII
D.3	Maksimalt bøyemoment om global x-akse i positiv retning . . . . .	XXIV
D.4	Maksimalt bøyemoment om global x-akse i negativ retning . . . . .	XXV
D.5	$M_{x+}$ for LM2, maks positiv eksentrisitet . . . . .	XXVI
D.6	$M_{x+}$ for LM3 . . . . .	XXVI
D.7	Maksimalt torsjonsmoment om global y-akse i positiv retning . . . . .	XXVII
D.8	Maksimalt torsjonsmoment om global y-akse i negativ retning . . . . .	XXVIII
D.9	Maksimal skjærekraft, $T_{xz} +$ . . . . .	XXIX
D.10	Maksimal skjærekraft, $T_{xz} -$ . . . . .	XXX
D.11	Nedbøyning for den karakteristisk kombinasjonen . . . . .	XXXI
D.12	Nedbøyning for den ofte forekomne kombinasjonen . . . . .	XXXI
D.13	Nedbøyning for den tilnærmet permanente kombinasjonen . . . . .	XXXI



## Tabeller

2.1	Materialelegenskaper for betong . . . . .	5
2.2	Materialelegenskaper for armering . . . . .	6
3.1	Oppsummering av laster for LM1 som påføres i FEM-Designmodellen . . . . .	15
3.2	Overside varmere enn underside . . . . .	25
3.3	Underside varmere enn overside . . . . .	25
3.4	Oppsummering av laster for Jordengvangenbru . . . . .	30
5.1	Lastfaktorer for bruddgrensetilstand for ligning 6.10a og 6.10b . . . . .	48
5.2	Oppsummering lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand . . . . .	48
5.3	Faktorer tilhørende den karakteristiske kombinasjonen . . . . .	49
5.4	Faktorer tilhørende den ofte forekomne kombinasjonen . . . . .	50
5.5	Faktorer tilhørende den tilnærmede permanente kombinasjonen . . . . .	50
5.6	Bruddgrensetilstand: Moment, skjær og torsjonskrefter, samt nedbøyning hentet fra FEM-Design modell . . . . .	51
5.7	Brukgrensetilstand: Moment, skjær og torsjonskrefter, samt nedbøyning hentet fra FEM-Design modell . . . . .	52
5.8	Prosentvis avvik for Strian beregninger . . . . .	55

## 1 Innledning

Denne bacheloroppgaven omhandler et dimensjoneringsforslag for en slakkarmert betongplatebru over tre spenn i henhold til relevant regelverk. Den befinner seg i Tynset kommune i Innlandet og er et delprosjekt for en forbedring av riksvei 3. Oppgaven tar leseren med gjennom hele prosessen for dimensjonering av en bru. Det starter med å definere aktuelle og relevante laster i samsvar med EK1-2 laster på bruer, videre til lastkombinering for å finne verste og mest ugunstige lastplassering på dekket og til slutt hvilke lastvirkninger dette resulterer i. Lastvirkningene brukes til å beregne nødvendig armeringsmengde. Den tentative planen er at rapporten også skal utforske hvordan ulike endringer i bruens utforming kan påvirke lastvirkningen og hvilken effekt det har å redusere antall spenn fra tre til to.

### 1.1 Bakgrunn og hensikt

Gjennom de tre årene ved NTNU i Trondheim har den nåværende gruppen sett fram til bacheloroppgaven. Etter nesten tre år var tiden der. Selve oppgaven ble innhentet på eget initiativ. Det startet som en tanke og et ønske fra vår side om å få dette til. Etterhvert fikk vi svar fra en bedrift ved navn AFRY. De var interessert i å hjelpe og bistå med tegninger og faglig input. I tillegg ble vi tilbytt skriveplass. Det var veldig gunstig og gjorde skriveprosessen kjekkere.

Videre syntes begge at bruer var et interessant tema og en fascinerende konstruksjonstype som det hadde vært spennende å lære mer om. Vi brukte tiden fra januar til mars godt med å finne relevant litteratur og hadde jevnlige gruppemøter for å fordele oppgaver og planlegge arbeidet. Siden vi hadde begrenset kunnskap om bru-bygging, måtte vi ta hensyn til dette i planleggingen og kartlegge hvor mye tid oppgaven ville ta. Etter flere møter med den eksterne veilederen har det blitt lagt tilrette for gruppens ønsker og mål med oppgaven, samt fri fremgangsmåte og omfangsdefinisjon. Hvor søkelyset blir rettet var opp til gruppen, der AFRY var villige til å tilby tilgjengelige ressurser og relevant kunnskap. Etter flere møter med interne og eksterne veildere fikk vi god innsikt i prosjektet og hvordan prosessen skulle foregå.

Deretter begynte arbeidet med forprosjektet, der vi presenterte aktuelle problemstillinger og temaer vi ønsket å utforske i oppgaven. Regler, Gantt-diagram eller fremdriftsplan og en samarbeidsavtale mellom AFRY og NTNU ble utarbeidet, og forprosjektet ble innlevert i slutten av februar 2023. Formålet med denne rapporten skal være å demonstrere vår evne til å anvende kunnskapene og ferdighetene vi har tilegnet oss gjennom vår tre-årige bachelorutdanning innen bygg. Gjennom studieløpet har det blitt forelest om fagene Stålkonstruksjoner 1, mekanikk 1-3, samt betong 1 og 2. Det ga grunnlag til å forstå mye av bakgrunnen for hvordan store deler av betong- og stålkonstruksjoner i Norge er bygd opp. Dette vekket interessen ytterligere. I slutten av mars begynte prosjektaktivitetene å ta form etter at vi var ferdige med andre fag, og vi hadde jevnlig kontakt med veiledere fra AFRY og NTNU for å kontrollere og følge opp arbeidet. Fremdriftsplanen var til god hjelp for å holde oversikt over hvor langt vi var kommet i prosessen.

## 1.2 Definisjon av oppgaven

Denne bacheloroppgaven vil fremlegge et dimensjoneringsforslag for Jordengvangenbrua i Tynset kommune i henhold til relevant regelverk. Dette er første del av problemstillingen, mens den andre delen dreier seg om å sammenligne lastvirkninger mellom to ulike konstruksjonsløsninger samt effekten av å korte inn brua fra tre til to spenn. Det ønskes svar på hvordan endringen fra tre til to spenn påvirker bruens bæreevne og stabilitet. Hvilke lastvirkninger vil påvirke bruene, og hvordan kan disse beregnes og håndteres i dimensjoneringen. Skal det brukes et modelleringsprogram? Hvilke konsekvenser vil de ulike løsningene ha for materialbruk og kostnader? Gjennom å svare på disse spørsmålene vil gruppen bidra til å øke kunnskapen om dimensjonering av bruer, og samtidig gi en konkret og relevant anvendelse av fagkunnskapen vi har opparbeidet oss i løpet av utdannelsen.

Det ble tidlig nevnt fra ekstern veileder at oppgaven kunne være noe i overkant, men problemstillingen ble satt slik ved dette tidspunktet. Beskjeden fra veilederne har alltid vært å fokusere på områder av temaet som er interessante og spennende for gruppen. Noen valg har derfor ført til at ikke hele problemstillingen har blitt oppfylt i sin helhet, men prosjektet er fortsatt innenfor rammene bestemt i møter. Dette vil bli utdypet gjennom rapporten og i diskusjonen.

Jordengvangenbrua er et prosjekt som tidligere er prosjektert av AFRY og kunne være en passende bru til vårt formål. Prosjektets relevans er basert på at oppgaven er veldig realistisk med tanke på senere scenarier som kan møte oss i arbeidslivet som byggingeniører. Det gir oss i tillegg en mulighet å anvende relevant teori og ferdigheter som er tilegnet gjennom studieløpet. Videre har det vært et sterkt ønske om å generelt få mer forståelse for brukonstruksjoner generelt, hvilke laster som opptrer, hvordan de modelleres og generell dimensjonering. Derfor er det blitt benyttet et modelleringsprogram for oppgaven siden gruppen ville teste dette aspektet ved brudimensjonering også. Det er antatt at oppgaven vil kunne være kompleks, men et mål er at ved ferdigstillelse av prosjektet kan vi se tilbake på en bru som er i henhold til samtlige regelverk og håndbøker som har tilstrekkelig kapasitet og brukbarhet.

## 1.3 Avgrensninger:

Siden brua allerede er prosjektert er alle ytre dimensjoner gitt, slik som oversiktstegninger og byggemateriale. Dette har blitt brukt som utgangspunkt for samtlige beregninger og betraktninger som er gjort.

Under er det beskrevet et forslag til omfang og aktuelle avgrensninger på oppgaven for å bedre definere arbeidsmengden. Dette er for å unngå å komme i en situasjon der prosjektet blir for krevende å gjennomføre. Alle ytre dimensjoner er gitt og det er utifra dette vi definerer oppgaven. Utifra AFRY's prosjektering og oversiktstegninger de har gitt oss, har det blitt gjort en rekke valg for å forme bacheloroppgaven etter eget ønske. Det første som blir konkludert med, er å kun rette fokuset mot overbygningen til brua og vil ikke omhandle omkringliggende forhold. Siden den omfavner tre spenn vil det være en stor nok arbeidsmengde å kun betrakte denne delen. Derfor blir det ikke tatt med dimensjonering av endeskjørt, vingemurer, søyler eller landkar/fundamenter. Det er anlagt en opsjon på fundamenter/landkar om tiden strekker til.

Videre har det i samtale med AFRY blitt bestemt at deres løsning med monolittiske søyler (søyler som er fast innspent i brudekket) sees bort i fra og byttes ut med lager i søyletoppen istedenfor. Med denne betraktningen vil det føre til mer vedlikehold. Lager er konstant i

bevegelse siden brudekket glir over, som vil føre til vedlikehold i form av smøring. Til gjengjeld så slipper vi tvangsmomenter i brudekket som vil være gunstig. Videre for å kontrollsjekke lastvirkninger fra programvare vil det være enklere å verifisere med håndberegninger for denne konstruksjonsløsningen. Brua kan ansees som en trefeltsbjelke fra siden. Det er da antatt et fastlager i venstre ende og tre glidelager deretter. I tillegg får vi et mindre moment i søyletoppen og momentet blir fordelt jevnere utover brulengden.

Det er også tatt utgangspunkt i å neglisjere et par laster. Vindlast blir sett bort i fra grunnet den avanserte beregningsgangen, i tillegg til at bruas korte spennlengde gjør at vindlasten vil ha tilnærmet null virkning. Snølast blir også sett bort i fra grunnet antagelse om at brua måkes om vinteren, samt at eventuell snø som ligger ikke vil være dimensjonerende lasttilfelle. Videre vil det også sees bort i fra ulykkeslaster, utmattingslaster, dynamikk i tillegg til laster under bygging. Et kapittel om neglisjerte laster er kommentert i oppgavens teoridel.

Kompetansen til gruppen er avgrenset til skolepensum. Det er antatt at det vil være relevant å dykke ned i relevant faglitteratur og eurokoder som ikke er undervist før for å gjennomføre oppgaven. Men, avansert plateteori og beregninger er ikke prioritert belært og oppgaven vil bære preg av dette. Det ha vært en liten del av faggrunlaget i studieløpet og det vil bli utført forenklinger for å gjøre beregninger mer i henhold til skolepensumet. Vi har benyttet også erfaringsbaserte anbefalinger fra veiledere gjennom prosessen. På bakgrunn av dette har allikevel gruppen gått inn på en del løsninger som ikke tilhører pensum som blir vist senere i rapporten.

#### 1.4 Arbeidsform og oppgavefordeling

Arbeidsfordelingen i oppgaven har fungert bra og begge gruppemedlemmene har gjennom prosessen stått på for å ferdigstille et resultat. Vi har fordelt oppgavene slik at den ene har hatt hovedansvaret for å definere laster og deretter modelleringsbiten som skal drive opp lastvirkninger. Den andre har fått hovedansvaret for selve dimensjoneringen, deformasjonslaster og kvalitetssjekke at brua holder i henhold til gjeldende regelverk. Begge har hjulpet å skrive generelt på oppgaven og hjulpet hverandre om hjelp trengtes.

## 2 Beregnings og prosjekteringsgrunnlag

I denne seksjonen vil det fremlegges standarder, oversiktstegninger og andre kilder som i sin hovedsum danner grunnlaget for modellerings og beregningsprosessen av Jordengvangenbrua. Videre redgjøres det også for materialene som er benyttet samt deres egenskaper knyttet til brua, spesielle forutsetninger utført i analysen og analyseprogramene som brua modelleres i.

### 2.1 Grunnlag fra AFRY

Fra AFRY har gruppen blitt tildelt relevante dimensjoner og omkringliggende forhold for Jordengvangen. Det har vært i form av ytre dimensjoner som tverrsnittet, material, spennvidder, statikk og eventuelle relevante laster. Utover dette har de generelt vært hjelpelige med spørsmål knyttet til prosjektet. Det relevante tegningene som utgjør utgangspunktet vårt er vedlagt i vedlegg C.

### 2.2 Regelverk

Under er det presentert relevant regelverk som er hovedkildene til rapporten. Siden det har vært vanskeligheter for tekstbehandlingsprogrammet å legge disse til i referanseliste seksjon n er det opplistet under og referert til i teksten med [ ]-paranteser med enten korrekt håndbok eller eurokode etterfulgt av hvilken seksjon kilden er hentet fra. Dette vil enten være i form av en tabell, figurer eller tekst fra regelvekenene.

#### Standarder

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Refereres stort sett til som EK0.
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Refereres stort sett til som EK1.
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger. Refereres stort sett til som EK1-1-5.
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. Refereres stort sett til som EK1-2.
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Refereres stort sett til som EK2.
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner- Del 2: Bruer. Refereres stort sett til som EK2-2.

#### Håndbøker

- Statens vegvesen: Håndbok N400 Bruprosjektering. Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Refereres stort sett til som N400.
- Statens vegvesen: Håndbok R412 Bruklassifisering. Refereres stort sett til HB R412.
- Statens vegvesen: Håndbok 185 - Bruprosjektering. Refereres stort sett til som HB 185.
- Statens vegvesen: Håndbok V220 - Geoteknikk i veibygging. Refereres stort sett til som V220.

## 2.3 Materialvalg

Materialet som denne bruene bygges i er betong. Det er gjort et valg om å benytte det som AFRY hadde benyttet for å få mer fokus på andre deler av oppgaven. Betong er et veldig vanlig byggemateriale og bachelorgruppen ønsket å videreføre betongkunnskap fra tidligere fag på universitetet for å lære mer om hvordan betong brukes i bruer. Hovedfokuset har dermed ikke vært på å teste ut ulike konstruksjonstyper for brua, men heller på lastene, modelleringen og dimensjoneringen. Mange bacheloroppgaver er basert på betong som grunnmateriale, men denne oppgaven har ikke hensikt å stikke seg ut i mengden eller tilføre noe nytt på forskningsfronten. Baktanken for oppgaven har alltid vært å tilegne seg relevant kunnskap om bruer, hvordan de dimensjoneres og derfor falt valget på betong som materiale.

## 2.4 Materialeegenskaper

### 2.4.1 Materialeegenskaper betong

Betongen som ble benyttet til Jordengvangenbrua er av typen B45 SV-Standard Lavkarbon A. SV-Standard benyttes for vanlige forhold [N400 seksjon 8.2.2-1]. I tabell 2.1 under er det opplistet de viktigste materialeegenskapene til betong.

Tabell 2.1: Materialeegenskaper for betong

Egenskap	Symbol	Enhet
Karakteristisk sylindrefasthet 28 døgn	$f_{ck}$	45 MPa
Dimensjonerende sylindrefasthet	$f_{cd}$	25,5 MPa
Midlere verdi sylindrefasthet 28 døgn	$f_{cm}$	53 MPa
Midlere verdi av betongens aksialtrekkfasthet	$f_{ctm}$	3,8 MPa
5%-fraktil	$f_{ctk,0,05}$	2,7 MPa
Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong	$E_{cm}$	36 000 MPa
Tyngdetetthet	$\rho$	25 kN/m <sup>3</sup>
Temperaturutvidelseskoeffesient	$\alpha_T$	$10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$
Partialfaktor	$\alpha_{cc}$	0,85
Materialfaktor	$\gamma_c$	1,5

Temperaturutvidelseskoeffesienten kan variere fra prosjekt til prosjekt. Den kan for eksempel være vurdert etter mengde tilslag i betongen eller i forhold til bergart. I denne bacheloroppgaven er valgt temperaturutvidelseskoeffesienten lik EK2 3.1.3(5). Siden annen info ikke er presisert ansees dette akseptabelt å anta.

Materialfaktoren og partialfaktoren til betong er bestemt etter det nasjonale tillegget i EK2. I henholdsvis seksjon 3.1.5 for partialfaktoren og seksjon 2.4.2.1 for materialfaktoren. Betongens sekantmodul eller E-modul skal etter EK2 tabell 3.1 være lik 36000 MPa for kvalitet 45. Dette er kun veiledende grunnet etter seksjon 3.1.3(1). Elastiske deformasjoner av betong avhenger i stor grad av betongens sammensetning (særlig tilslaget). Verdiene som er gitt i denne standarden, bør betraktes som veiledende for generelle anvendelser. De bør imidlertid vurderes særskilt der det er sannsynlig at konstruksjonen vil være følsom for avvik fra disse generelle verdiene [EK2 3.1.3(1)]. Hovedgrunnen for valget er basert på analysen gruppemedlemmene har kartlagt rundt betongkvaliteten, i tillegg til informasjon gitt av bedrift om de omkringliggende forholdene. Utifra dette er det konkludert med at det vil være forsvarlig å ta i bruk den veiledende E-modulen gitt i tabell 3.1 i EK2.

Tyngdetettheten til armert betong, benyttet i Jordengvangenbrua, er satt til  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ . Verdien stammer fra overslagsberegninger rundt vekten til de forskjellige elementene tilknyttet brua, i forhold til armeringsstålmengden og mengden betong [Håndbok R412] Ihht. tillegg A i NS-EN 1991-1-1 er tyngdetettheten til normalbetong lik  $24 \text{ kN/m}^3$ , men økes med  $1 \text{ kN/m}^3$  for normal prosent av stål i armering.

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

## 2.4.2 Materialelegenskaper armering

For Jordengvangen ble det benyttet ordinær slakkarmering. Det er armering som støpes inn i konstruksjonen uten at det blir påført ytre krefter [11]. Armeringskvalitet B500NC er benyttet i konstruksjonen. I følge Håndbok N400 er dette ok dersom armeringskvalitetens mål og egenskaper tilfredsstillende NS 3576-3. I dette prosjektet er det antatt at produsent har laget armeringsstålet etter beste evne og med dagens høye nøyaktighetskrav til byggematerialer er dette antatt som akseptabelt. Materialelegenskaper er angitt for armeringsstål i Tabell 2.2.

Tabell 2.2: Materialelegenskaper for armering

Egenskap	Symbol	Enhet
Karakteristisk fasthet for armering	$f_{yk}$	500 MPa
Sekantmodul, elastisitetmodul for armering	$E_{cp}$	210 000 MPa
Materialfaktor	$\gamma_s$	1,15

Dimensjonerende trykk- og strekkfasthet

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,8 \text{ MPa}$$

## 2.5 Analyseprogram

### 2.5.1 FEM-design

For å regne på lastene brua utsettes for, ble det tidlig i semesteret i samtale med ekstern veilder, sammensluttet å bruke modelleringsprogrammet FEM-design. Det er et modellerings og analyseverktøy utviklet av det svenske selskapet Strusoft. Det støtter alle aspekter av konstruksjonstekniske krav: fra 3D-modellering, design og endelige elementanalyse (FEA) av betong, stål, tømmer, kompositt, murverk og fundamentkonstruksjoner. Alle beregninger er utført i henhold til Eurocode-standarder, med noen spesifikke nasjonale vedlegg [14].

Ute på markedet finnes det en god håndfull slike beregningsprogrammer i samme gate som FEM-design, men grunnen til at flere velger å ta i bruk FEM-design fremfor andre er brukergrensesnittet. Samtlige operasjoner er intuitive å forstå seg på og en fordel er at det er veldig visuelt og enkelt overvåke hva som gjøres. Men, det trengs forkunnskaper for å bruke programmet og for å få god nytte av det. Gruppen visualiserte nytten programmet kunne gi og anså det som riktig tidsbruk å lære seg programvaren.

Det ble benyttet en studentlisens gjort tilgjengelig via vår skolegang på NTNU. Selv om det kun var en studentversjon har gruppen fått tilgang til en rekke funksjoner i programmet som har vært til stor hjelp for å finne frem til resultatene. I andre programvarer ville for eksempel trafikklast tegnes opp som en linjelast, mens med FEM-design kunne den plasseres som en jevnt fordelt last i tillegg til plassere boogielaster samtidig. Videre har programmet en innlagt funksjon som lar brukeren definere og legge til bevegelige laster. Det skulle vise seg å bli ganske hendig, se underundersøkelse 4.3.2. Slike beregninger for hånd ville blitt tidkrevende og ikke minst komplisert med tanke på mengden kombinasjoner av laster og lastmodeller. Det er hovedgrunnen til at FEM-design ble benyttet for oppgaven. Bevegelige laster og modellering generelt er nærmere forklart i seksjon 4.

### 2.5.2 Strian

For å verifisere lastvirkningene fra FEM-Design er det blant annet benyttet analyseprogrammet Strian. Det er en gratis online programvare tilegnet studenter og lærere som enkelt regner moment, skjær og aksialkraft diagrammer for 2D konstruksjoner. Programmet bruker en *Matrix Stiffness Method* for analysere og baserer seg på generell bjelketeori [12]. I denne rapporten har det blitt brukt til å lage en tilnærmet bjelkemodell av brua for å prøve å beregne noen av de tilsvarende lastene som virker på platebrua modellert i FEM-Design. Videre har det vært veldig nyttig for å raskt sjekke hvordan ulike laster vil påvirke modellen slik at man har en forståelse hvilke lastvirkning de forårsaker.

### 2.5.3 Latex

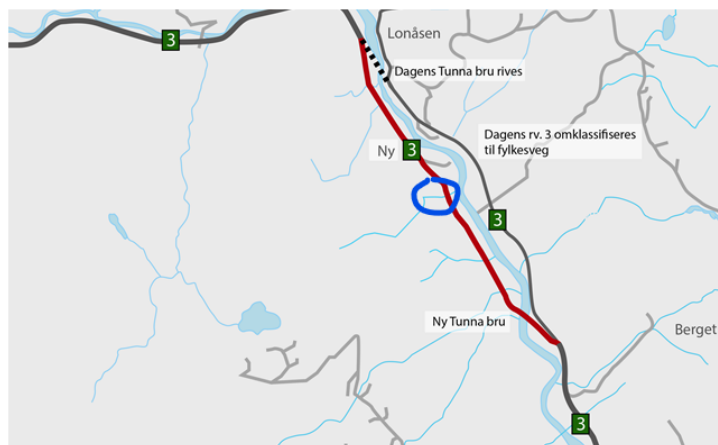
For denne rapporten har det blitt benyttet latex for å skrive. LaTeX er et tekstbehandlingssystem som formaterer blant annet tekstdokumenter, referanser, formler og tabeller i for eksempel vitenskapelige og tekniske artikler [8]. Det er fritt tilgjengelig for andre og har kapasitet til å håndtere store tekster som for eksempel en bacheloroppgave. Programmet ansees som å være en bedre versjon av word for måten man kan legge ved tabeller, bilder, figurer, referanser et cetera. Hele rapporten får også et mye mer akademisk utseende som kan øke helhets inntrykket av oppgaven.

## 2.6 Jordengvangenbrua

Jordengvangen er et pågående prosjekt i Tynset kommune i Innlandet. Det er en av flere bruer som er blitt prosjektert for å klargjøre en ny veistrekning som blir en større utbedring av riksvei 3. Det er gjort for å håndtere kryssende bekker i tillegg til at det vil erstatte fyllinger for veg. Det vil potensielt føre til problemer med stabilitet i følge fag vi har hatt og ekstern veileder. Det er i alt planlagt fire bekketrysninger som kan ha behov for et større vanngjennomløp enn vanlige stikkrenner. En av disse ligger i forbindelse med en større vegfylling som potensielt kan få stabilitetsutfordringer uten kompliserte og fordyrende tiltak. For å unngå denne utfordringen er det vist en løsning hvor fylling og kulvert er erstattet med ei 3-spenns bru i stedet. De tre resterende bekketrysningene bygges med kulverter hvor tverrsnitt, plastring og innløpskonstruksjon dimensjoneres i byggeplanfasen i henhold til vannlinjeberegninger”. Denne informasjonen er hentet ut fra en rapport fra Statens Vegvesen fra juni 2022 om prosjektet og informasjonen er delvis hentet derfra og direkte sitert fra denne, se [10]. På Figur 2.1, vist med blå sirkel, er lokasjonen til Jordengvangen bru.

Selve veien og tilhørende bruer på området tilfredsstillende ikke dagens funksjonskrav, spesielt





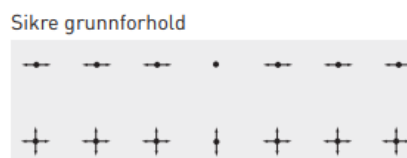
Figur 2.1: Lokasjon for Jordengvangen bru

med tanke på bæreevne og trafikksikkerhet, men er også i generell lav teknisk stand. Det er derfor valgt å dimensjonere nye bruer heller enn å forbedre de gamle som fort kunne blitt både konstandstungt og tidkrevende. Riksvei 3 er en stamvei mellom Oslo og Trondheim. Den er ikke like trafikkert som europavei 6, men grunnet mangelen på lokal omkjøring i nærområdet utgjør dette en viktig strekning. Det er hovedtrassen for en god andel tungtrafikk som blant annet spesialkjøretøy definert som LM3. Det er beskrevet i nærmere detalj i under-underseksjon 3.3.3.

I Håndbok R412 plasseres Jordengvangenbru i bruksklasse 10/60. Det tilsvarer videre en maksimal aksellast lik 115 kN og en totalvekt lik 500 kN. Dette dekker en normaltransport for veier.

### 2.6.1 Statisk system

For denne versjonen av Jordengvangenbru, altså antagelser gjort av gruppemedlemmene i bacheloroppgaven, vil det ikke bli utslag av store tvangskrefter grunnet valget om lager forbindelse kontra monolittiske forbindelser. Lagrene som er tatt i bruk er typen TOBE-lager som er tatt i bruk for å tåle kreftene som brua utsettes for. Lagerene som brukes er vist i Figur 2.2 for sikre grunnforhold. Grunnet denne betraktningen blir lager av typen allsidig, fast og ensidig tatt i bruk. Vedrørende nærmere detaljer for lagerfordelingen er beskrevet i Figur 4.5b.



Figur 2.2: Sikre grunnforhold for TOBE-lager

Iht. N400 pkt. 3.4.2 skal bruer med en total lengde opp til en heltrukket linje i figur 3.1 utføres fugefritt i begge ender. Ettersom Jordengvangen bru har en total lengde lik 26 meter, er dette godt innefor kravet om fugefri bru (uavhengig av temperatur). Et valg gruppen tar er å utføre endeaksene med påhengte vinger og endeskjørt. Dette blir ikke prioritert skrevet om i denne bacheloroppgaven. Det nevnes for å vise at det er tenkt på, men ikke prioritert grunnet arbeidsmengde. Hele brua forutsettes plasstøpt i én byggefase [N400. seksjon 7.2.3]

### 3 Laster

I denne seksjonen vil det bli presentert ulike laster brua utsettes for. Det blir gjennomgått de ulike permanente og variable lastene som opptrer og beregninger av disse. Som en oppsummering er den permanente lasten redusert til å sammenfatte egenvekten og superegenvekten til rekkverket, kantdragere og slitelaget. Nyttelastene som er vurdert i denne oppgaven er trafikklaster, termiske laster og et passivt jordtrykk. I seksjonens sluttsekvens er deformasjonslastene kryp og svinn kalkulert.

Lastvirkningene brukes videre for å kunne bestemme moment, skjærkraft og torsjon som igjen er en nødvendighet for å kalkulere korrekt mengde armering i dekket. Oppgaven er som nevnt avgrenset til å kun betrakte øvrig overbygning.

En bru vil over tid utsettes for ulike former for laster. Noen av dem vil være permanente, noen vil omfavne hele bruas livsløp, mens andre kun er opptredende i byggefasen. I kapitlet om laster presenteres de ulike lastundergruppene som er betraktet i denne bacheloroppgaven henholdsvis for dimensjonering og analyse av Jordengvangenbrua. Lastene blir beregnet ved hjelp av programmet FEM-Design og kontrollregnet for hånd. For nærmere detaljer se vedlegg A.

Lastene som virker på en bru kan deles inn i de fire hovedundergrupper: Permanente, variable, utmattings og ulykkeslaster laster. Utmattingslaster er ikke beskrevet ikke tydeligere i denne oppgaven.

### 3.1 Permanente laster

En permanent påvirkning er en type last som antas konstant gjennom konstruksjonens levetid eller innenfor det tidsrom som betraktes [N400 krav 5.1-1]. Utifra Håndbok N400 kapittel 5.2 er det listet opp de forskjellige permanente påvirkninger:

- Tyngde av konstruksjonene (egenlast)
- Jordtrykk (hhv. hvilejordtrykk), altså tyngden av jord eller andre fyllmasser
- Tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet (eksempelvis rekkverk)
- Ytre vanntrykk

#### 3.1.1 Egenlast

Bruas egenlast regnes som den permanente påvirkning, altså laster brua påkjennes av, på grunn av sin egen tyngdetetthet. Det skal ikke tas hensyn til konstruksjonstoleranser ved beregning av egenlasten [N400 krav 5.2.1—1]. Som total egenlast av konstruksjonen ble alle permanente deler av konstruksjonen medregnet. Som nevnt før i under-underseksjon 2.4.1, er det bestemt å bruke en tetthet lik  $25 \text{ kN/m}^3$  for Jordengvangenbrua. I denne oppgaven er egenlasten regnet som lasten av bruoverbygningen. Jordtrykk er medregnet i denne bacheloroppgaven, men har sammenheng med temperaturlaster og blir dermed behandlet der, se under-underseksjon 3.4.9. Vanntrykk er relevant for brukonstruksjonen grunnet bekken som slynger seg under, men blir i denne oppgaven sett bort i fra for å forenkle regningen.

#### 3.1.2 Superegenvekt

Attpåtil tverrsnittenes egenvekt, består bruas totale egenlast av vekt av både rekkverk, kantdragere og slite/belegningslag. Den nette sum av disse kalles med fagterminologi for superegenvekt og beregnes som et eget lasttilfelle. For Jordengvangen brua er superegenvekten lik  $3103,22 \text{ kN}$ , se nærmerer detaljer i vedlegg A.

### 3.1.3 Belegning/slitelag

I en beregning av egenlast skal man alltid som hovedregel inkludere vekten av en belegning på selve brudekket, i tillegg til det prosjekterte tverrsnittet. Krav til belegningsvekt er gitt i Håndbok N400 5.2.2.2 og regnes som følgende.

Forutsetninger:

- ÅDT = 3800, mao. ÅDT større enn 2000 kjøretøy i timen
- Spennvidde:  $l < 50m$

Dette medfører en minimums belegningsvekt på  $3,5 \text{ kN/m}^2$  (Tykkelse  $92 \text{ mm}$ ). Se tabell under:

Største spennvidde $l$ [m]		
$l \leq 50$	$50 < l \leq 200$	$l > 200$
$3,5 \text{ kN/m}^2$	$2,5 \text{ kN/m}^2$	$2,0 \text{ kN/m}^2$

Figur 3.1: Minstekrav til dimensjonerende belegningsvekter i kjørebane

### 3.1.4 Rekkverk

Gruppen fant et passende rekkverk utifra AFRY's oversiktstegning. Rustfritt stål, som rekkverket består av, er satt til å ha kvaliteten: A4-80 (NS-EN ISO 3506). Det ble avgjort å gå for et rekkverk av styrkeklassen H2. Det betyr at rekkverket har en gitt høyde  $h = 1200 \text{ mm}$  og tilhørende vekt  $46,42 \text{ kg/m}$  [15]. Rekkverk tas enten med i beregninger som en linjelast eller som en jevnt fordelt last over brudekket. Vi har valgt den første varianten. Rekkverket utgjør en linjelast på  $0,4642 \text{ kN/m}$ , se vedrørende nærmere detaljer i vedlegg A.

## 3.2 Variable laster

Variable laster er laster som varierer over gitt tidsramme. For Jordengvangenbrua er det kun et få tall av disse som medregnes. Det er det i hovedsak to grunner til. For det første for å få enklere regning. I tillegg er tidsbruk en viktig faktor. For det andre så er det flere av de variable lastene som ikke er spesielt utslagsgivende eller har en sentral rolle grunnet bruens dimensjoner, geometri og plassering. Under er det listet et par av dem i hht. Håndbok N400 5.1—1:

- Trafikklaster
- Naturlaster:
  - Snølast
  - Vindlast
  - Temperaturlast
  - Bølger og strøm
  - Seismiske laster
- Last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
- Laster i midlertidige faser knyttet til installering, fabrikkasjon og så videre
- Tyngde av konstruksjonene (egenlast)
- Jordtrykk (hhv. passivt jordtrykk), altså tyngden av jord eller andre fyllmasser
- Tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet (eksempelvis rekkverk)
- Ytre vanntrykk

### 3.2.1 Trafikklast

Med trafikklast menes en belastning på en kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler, fra såvel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyer som kan belaste konstruksjonen [HB R412 3.1]. For samme krav i håndboka skal trafikklaster plasseres innenfor en tilgjengelig føringsavstand i den ugunstigste stillingen i lengde- og tverretning. Dette er for å danne den største mulige påkjenningen på konstruksjonen. I forhold til føringsavstand er det ment som den minste tilgjengelige avstanden mellom to fysiske hindringer i veibanen [HB R412 3.2.2]. Det definert som den minste horisontale bredde av:

- Avstand mellom kantstein
- Avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- Avstand mellom to høye vertikale kanter eller føringsskinner

Hvordan trafikklast virker på konstruksjonen er formulert i Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner*, og hovedkilden har vært del 2 som spesifikt omhandler trafikklast på vegbruer, samt håndbok N400 *Bruprosjektering*. Ved bestemmelse av opptredende trafikklast, deles vegbrua inn i teoretiske felt. Andelen lastfelt skal høyest være identisk med andelen kjørefelt brua har [EK1-2 4.2.3]. Dette er beskrevet mer i tabell 3.2 fra seksjon 4.2.3 og beregnet under i seksjonen.

Carriageway width $w$	Number of notional lanes	Width of a notional lane $w_l$	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

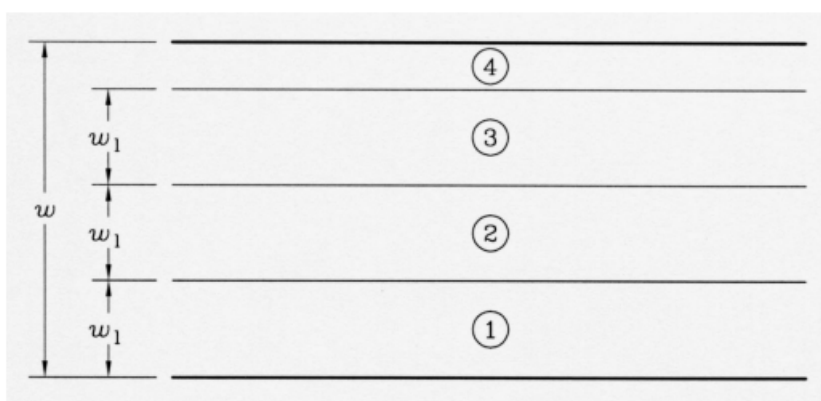
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m,  $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$ , and the width of the remaining area is  $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$ .

Figur 3.2: Number and width of notional lanes

### Andel og bredde av teoretiske felt:

- Kjørebanebredde eller føringsavstand,  $w = 9,0 \text{ m}$
- $w > 6,0 \text{ m} \rightarrow n_1 = \frac{9}{3} = 3 \text{ m}$
- Bredde på et tenkt kjørefelt blir  $w_1 = 3 \text{ m}$
- Resterende bredde blir:  $w_{resterende} = w_{bru} - n_1 \cdot w_1 = 9 \text{ m} - 3 \cdot 3 = 0 \text{ m}$ 
  - Har dermed ikke noen resterende bredde for brua.

Videre bestemmes lokasjonen og nummeringen av de ulike teoretiske feltene. Se figur 3.3 og de plasseres på mest ugunstig måte i disse feltene.



Figur 3.3: Example of the Lane Numbering in the most general case

De teoretiske lastbreddene funnet i denne seksjonen brukes videre i de vertikale trafikklastgruppene. Bruas føringsbredde ble bestemt lik 9m og gav tre ( $n_1$ ) teoretiske kjørefelt, Lane 1, Lane 2 og Lane 3, på hhv. 3 m hver. Til slutt etterlot dette en restbredde på 0 m.

Bakgrunnen til at eurokoden opererer med tre felt kjørefelt når den opprinnelig kjørebane er utstyrt med to er for å ta hensyn til episoder der for eksempel sykebiler eller andre instanser passerer. I slike tilfeller tvinges andre trafikanter til å vike og dermed kan det potensielt opptre tre kjøretøy eller boogilaster parallelt. Hvordan denne problemstillingen ble løst for lokalisere det mest kritisk lasttilfellet er forklart i seksjon 4.3.2. Tabell 3.3 illustrerer akselavstander og inndeling i kjørefelt.



tilfellet lastmodell 1 med ble samtlige boogelaster i midtspenn med Lane 1 til høyre (sett fra nordlig retning på brua) og Lane 2 i midten. Ser man bort fra samtidig trafikk gjelder en lastandel lik  $5 \text{ kN/m}^2$ . Denne er definert som lastmodell 4 og forklares nærmere i under-undersesjon 3.3.4. Under er det konstruert en tabell etter tabell 4.2 i EK2-1.

Tabell 3.1: Oppsummering av laster for LM1 som påføres i FEM-Designmodellen

Plassering	$\alpha_{Q_i}$	$Q_{q_i}$ (kN per aksel)	$\alpha_{Q_i} \cdot Q_{q_i}$	$\alpha_{q_i}$	$q_{ik}$ (kN)	$\alpha_{q_i} \cdot q_{ik}$
Felt 1	1	300	300	0,6	9,0	5,4
Felt 2	1	200	200	1,0	2,5	2,5
Felt 3	1	100	100	1,0	2,5	2,5
Resterende areal ( $q_{rk}$ )	1	0	0	1,0	2,5	2,5

$Q_i$  definerer kun en aksellast. For å finne totalen av de konsentrete lastene i LM1 ganges de ulike med to i tillegg til de tilhørende lastfaktorene. Nedenunder beregnes det laster for hvert teoretiske kjørefelt.

Kjørefelt 1

$$TS: Q_1 = 2 \cdot \alpha_{Q_1} \cdot Q_{1k} = 600 \text{ kN} \quad (3.1)$$

$$UDL: q_1 = \alpha_{q_1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 = 16,2 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

Kjørefelt 2

$$TS: Q_2 = 2 \cdot \alpha_{Q_2} \cdot Q_{2k} = 400 \text{ kN} \quad (3.3)$$

$$UDL: q_2 = \alpha_{q_2} \cdot q_{2k} \cdot w_1 = 7,5 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

Kjørefelt 3

$$TS: Q_3 = 2 \cdot \alpha_{Q_3} \cdot Q_{3k} = 200 \text{ kN} \quad (3.5)$$

$$UDL: q_3 = \alpha_{q_3} \cdot q_{3k} \cdot w_1 = 7,5 \text{ kN/m} \quad (3.6)$$

Total trafikklaster for LM1 blir:

$$\begin{aligned} Q_v &= \Sigma Q_i = Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ &= (300 + 400 + 200) \text{ kN} = 1200 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.7)$$

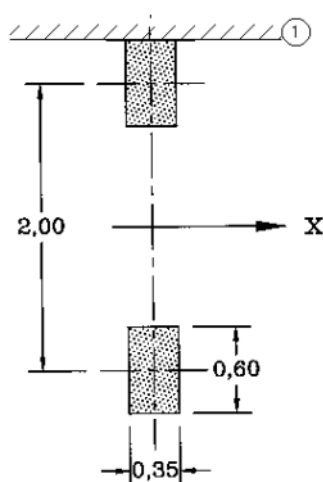
$$\begin{aligned} q_{ik} &= q_{1k} + q_{2k} + q_{3k} \\ &= (16,2 + 7,5 + 7,5) \text{ kN/m} = 31,2 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (3.8)$$



### 3.3.2 Lastmodell 2

LM2 viser til en enkelt aksellast ( $\beta_Q Q_{ak}$ ) der  $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$  og den dynamiske amplifikasjonsfaktoren er inkludert [EK2-1 4.2.3(1)]. Punkt 4.3.3(2) henviser til det nasjonale tillegget og anbefaler  $\beta_Q = 1 = \alpha_{Qi}$ . Hjulenes kontaktflate er tiltenkt et rektangel med sidekanter 0,35 m og 0,60 m og er dermed ulik dekkmodellen for LM1 i under-underseksjon 3.3.1. Hjultrykket for LM2 ble lik  $952,4 \text{ kN/m}^2$ . Den er inkludert i globalanalysen og brukes ofte for å finne maksimale lagerreaksjoner og kan bli plassert hvor som helst i kjørebanelen. Videre kan den også plasseres ved bruplatens sidekanter for å sjekke bruplatens reaksjon ved maks eksentrisitet fra dens senter. Dette er gjort i FEM-Design modellen og vises i Figur 4.13.

Som de andre lastmodellene skal denne også plasseres på ugunstigste måte NA.4.2.3.(1). Dette tilfellet ble for LM2 plassert ved bruas midtspenn med maksimal positiv eksentrisitet fra senter. Maksimal og minimal momentverdi ble  $158,01 \text{ kNm/m}$  på strekksiden og  $-116,94 \text{ kNm/m}$  på trykksiden. Målene for lastmodellen vises i figuren under Figur 3.5 og momentdiagrammet vises i vedlegg D.



Figur 3.5: Detaljer for lastmodell 2

### 3.3.3 Lastmodell 3

Denne lastmodellen inntreffer sjeldnere og viser effekten av spesialkjøretøy på brudekket. Dette tilsvarer et spesielt sett med aksellaster tiltenkt kortvarige påkjenninger for brua. Om denne er relevant tas den med og bestemmes ut fra de enkelte prosjekt [EK1-2 4.3.4(1)]. I dette prosjektet dimensjoneres brua for lasttilfellet, med sentrisk kjøring uten annen trafikk i kjørebanelen, men det skal regnes med en minste eksentrisitet på  $\pm 0,3 \text{ m}$  [4]. Dette kommer mer til syne i seksjon 4. I tillegg forutsettes det at all trafikk stenges i begge kjøreretninger ved engangstrasporttilfeller på brua, altså blir ikke LM1 tatt med her. Ifølge Lovdata § 5 Engangstransporter [4] vil et spesialkjøretøy ha totallast lik  $2700 \text{ kN}$ . Se verdier opplistet i Figur 3.6.

Totallast	Akselsammenstilling	Akselavstander	Total lengde
	Antall x linjeaksellast	(antall-1) x e + 12 + ...	
2 700 kN	18 x 150 kN	17 x 1,50 m	25,5 m
4 500 kN	15 x 150 kN + 15 x 150 kN	14 x 1,50 m + 12 m + 14 x 1,50 m	54,0 m

Figur 3.6: Engangstransport, karakteristisk last

Platebrua har et spenn på 26 m og LM3-varianten med én akselsammenstilling har en total lengde lik 25,5 meter, dermed trengs det kun å dimensjonere for denne, se Figur 3.6 linje to. Dette gir følgende:

- 150 kN pr. linjeaksel vil gi  $417 \text{ kN/m}^2$  for hvert enkelt lasttilfelle. Se vedlegg A vedrørende nærmere detaljer.

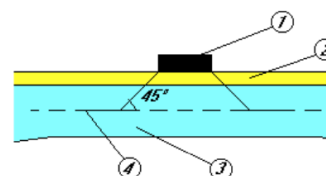
### 3.3.4 Lastmodell 4

Lastmodell 4 skal bli påsatt der det er relevant og er ment for å ta hensyn til store folkemengder over brua [EK1-2 4.3.5(1)]. En jevnt fordelt last på  $5 \text{ kN/m}^2$  dekker dette. Brukes for den globale analysen. I dette prosjektet er det antatt at LM4 kan forekomme og er tatt med i beregningene.

### 3.3.5 Spredning av konsentrerte laster

De ulike konsentrerte lastene som skal vurderes for lokale verifikasjoner, tilknyttet LM1 og LM2, bør vurderes jevnt fordelt i sin helhet på kontaktområdet. I standarden EN 1991-2 punkt 4.3.6 spres de konsentrerte lastene ned til et referanseplan der tyngdepunktssenteret til betongplaten befinner seg. Se Figur 3.7.

1. Hjulets kontakttrykk
2. Fortau (Ikke relevant her)
3. Betongplaten
4. Mellomflaten til betongplaten



Figur 3.7: Spredning av konsentrerte laster

## 3.4 Horisontale trafikklaster

De horisontale trafikklaster tilsvarer bremselast, sidelast og sentrifugallast. En bemerkelse er at de aldri opptrer alene, kun samtidig med de tilhørende vertikale trafikklaster. Sentrifugalkraft, derimot, er et unntak og vil aldri opptre ved samtidighet i brems- og sidelasttilfeller [HB R412 krav 3.2.3]. Sentrifugalkraft blir ikke beregnet i oppgaven så vil aldri være et problem, se underundersøkelse 3.4.3 for oppklaring.

### 3.4.1 Brems- og akselerasjonskraft ( $Q_{lk}$ )

Bremse- og akselerasjonskraften beregnes som en langsgående kraft som virker på overflaten i kjørebanelen i langsgående retning [EK1-2 4.4.1(1)]. De to kreftene er henholdsvis like store, men går i motsatt retning av hverandre i følge 4.4.1.(5). I situasjoner der et kjøretøy foretar en kraftig oppbremsing eller akselererer skapes det en kraft som forplanter seg i brudekket. Lastvirkningen som oppstår er dermed et relevant tilfelle som man må ta hensyn til under dimensjoneringen.

I EK1-2 4.4.1(2) defineres bremse- og akselerasjonskraften som en verdi mellom 180 og 900 kN. Der brulengde fortåes i denne forbindelse som den samlede lengden av den eller de brudelene som samtidig kan overføre bremselast til den konstruksjonsdelen som skal kontrolleres [HB R412 3.2.3].  $Q_{lk}$  beregnes som en brøkdel av de totale maksimale vertikallastene tilsvarende LM1, som sannsynligvis vil bli brukt på kjørefelt 1 [EK1-2 4.4.1(2)] og det er her benyttet total brulengde, se underseksjon .

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Qi} \cdot (2Q_{lk}) + 0,10\alpha_{qi} \cdot q_{lk} \cdot w_1 \cdot L \quad (3.9)$$

$$(180 \cdot \alpha_{Qi} \leq Q_{lk} \leq 900)$$

$$Q_{lk} = \min [900 \text{ kN}, \max[180 \text{ kN} \cdot 1, 0,6 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 0,6 \cdot 9 \cdot 3,0 \cdot 26]] \quad (3.10)$$

$$\min [900 \text{ kN}, \max[180 \text{ kN}, 402,12 \text{ kN}]] = 402,12 \text{ kN} \quad (3.11)$$

I beregningene er det gjort et valg om å bruke denne verdien for hele bruflaten, selv om den virker forskjellig i ulike felt. Det er antatt at det vil være konservativt å velge den største påkjenningen og dimensjonere for denne. Når denne lastvirkningen senere tas med i analysen, vha. programvaren FEM-design, er det hensiktsmessig å gjengi bremselasten som en langsgående flatelast. Dette er også gjort for å se bremselastens virkning i bruflaten. Bremselast regnes å kunne opptre samtidig som LM1, men ikke de andre lastmodellene.

$$q_{lk,1} = \frac{Q_{lk,1}}{l_s \cdot b_{bp}} \approx 1,72 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Bremselast gjengitt som en langsgående flatelast.}$$

### 3.4.2 Sidelast

I følge EN 1991-2 4.4.2(4) må sidelast tas hensyn til. Den omhandler skjev eller usymmetrisk bremsing av et kjøretøy, sidestøt og lignende. Den beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast  $Q_{tk}$  som er satt til å være 25 % av bremselasten  $Q_{1k}$ . Virker perpendikulært på broens lengderetning og i samme høyde som kjørebanelen. Tar utgangspunkt i den største bremselasten:

$$Q_{trk} = 25 \% \cdot Q_{1k} = 0,25 \cdot 402,12 \text{ kN} \approx 100,53 \text{ kN} \quad [EK1 - 2 \quad 4.4.2(4)]$$

Etter EK1-2 4.4.2(3) skal den antas som en punktlast ved ethvert dekkets tverrsnitt. I denne oppgaven er det valgt å gå i mot eurokoden og omgjør den transeversale bremselasten som en jevnt fordelt lastandel. For det første utgjør det ikke en stor lastvirkning i det store bildet og for det andre så er dette grepet gjort for å se virkningen på brudekket.

$$q_{trk} = \frac{Q_{trk}}{l_s \cdot b_{bp}} \approx 0,4296 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Transeversal bremselast gjengitt som en langsgående flatelast.}$$

### 3.4.3 Sentrifugalkraft

Denne brukes om brua har noe form for krumning. Jordengvangens kjørebane er rett dermed er radius tilnærmet lik  $\infty$ . Etter 4.4.2 tabell seksjon 4.3 blir dermed sentrifugalkraften satt lik 0.

$$Q_{tk} = 0$$

### 3.4.4 Lastgrupper

De tidligere nevnte lastmodellene i seksjon 3.3.1, samt horisontallastene blir inkludert og satt sammen i ulike lastgrupper i tabell 4.4a fra EK2-1. Dette er på bakgrunn av gruppens virkningsgrad og samtidighet. Tabellen er klippet ut fra standarden og gjengitt under i Figur 3.8. Lastgruppene som presenteres blir gjenbrukt videre i dimensjoneringen og kombineres med forskjellige laster som beskrives senere i rapporten. I tillegg er lastgrupper tatt i bruk for å kunne gi lastfaktorer etter hvor forekommen lasten antas å være.

		CARRIAGEWAY					FOOTWAYS AND CYCLE TRACKS	
Load type		Vertical forces			Horizontal forces		Vertical forces only	
Reference		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Load system		LM1 (TS and UDL systems)	LM2 (Single axle)	LM3 (Special vehicles)	LM4 (Crowd loading)	Braking and acceleration forces	Centrifugal and transverse forces	Uniformly Distributed load
Groups of Loads	gr1a	Characteristic values				<sup>a</sup>	<sup>a</sup>	Combination value <sup>b</sup>
	gr1b		Characteristic value					
	gr2	Frequent values <sup>b</sup>				Characteristic value	Characteristic value	
	gr3 <sup>d</sup>							Characteristic value <sup>c</sup>
	Gr4				Characteristic value			Characteristic value <sup>b</sup>
	Gr5	See annex A		Characteristic value				
Dominant component action (designated as component associated with the group)								
<sup>a</sup> May be defined in the National Annex. <sup>b</sup> May be defined in the National Annex. The recommended value is 3 kN/m <sup>2</sup> . <sup>c</sup> See 5.3.2.1-(2). One footway only should be considered to be loaded if the effect is more unfavourable than the effect of two loaded footways. <sup>d</sup> This group is irrelevant if gr4 is considered.								

Figur 3.8: Trafikklastgrupper

De lastgruppene som påvirker konstruksjonen mindre enn de andre kan neglisjeres. For gr1a benyttes den karakteristiske verdien for LM1. Gr2 derimot bruker LM1 som en ofte forekommende lastvirkning og LM1 blir her multiplisert med 0.7. En karakteristisk verdi er større enn en ofte forekommen en og dermed blir ikke denne dimensjonerende. I tillegg kan det leses i merknad 3 i standarden kapittel 4.5.2 at gr2 er en sjelden lastgruppe, og er tilnærmet irrelevant for veibroer. Dermed sees det bort i fra denne.

Lastvirkningen av LM4 er antatt som relevant for Jordengvangenbrua, se underundersøkelse 3.3.4 og dermed blir lastgruppe 4 vurdert (gr4). I henhold til merknad 3 4.5.2 neglisjeres gr3<sup>d</sup> også. Det er fordi gr3<sup>d</sup> henviser til en jevnt fordelt last som går over gangvei og fortau, mens gr4 tar for seg denne i tillegg til LM4. Gruppene nevnt under er hentet fra Figur 3.8 og blir de lastgruppene som vurderes for Jordengvangen.

- $gr1a \rightarrow LM1 + bremselast + sidelast$
- $gr1b \rightarrow LM2 + bremselast + sidelast$
- $gr4 \rightarrow LM4$
- $gr5 \rightarrow$  Karakteristisk verdi for LM3

Videre settes trafikklastene i kombinasjon med hverandre i tillegg til andre laster i henhold til tabell 4.4a i EK. Lastgruppene er videre vedlagt i Tabell 3.4 i sluttseksjonen av kapittelet om laster. Hvordan lastgruppene opptrer i FEM-Design er forklart i seksjon 4.

### 3.4.5 Snølast

I følge håndbok N400 5.12-1 skal ikke snølast regnes for å opptre samtidig som trafikklast på bruer. Snø som kan bli liggende på konstruksjonen over tid, skal i beregningen medtas som permanent last [5.12—3]. For Jordengvangenbru blir det antatt at den måkes i vintermånedene eller når det opptrer større mengder snø på konstruksjonen. Snøen blir dermed ikke å regne som en last som opptrer over tid på konstruksjonen. Videre kan også snø fungere som en variabel last, men dette utgjør så lite at gruppen har valgt å neglisjere denne. Iht. N400 krav 5.4.2 regnes ikke snølast samtidig som trafikklast. I tillegg til dette vil trafikklast vil bli dimensjonerende, dermed er dette er ok.

### 3.4.6 Vindlast

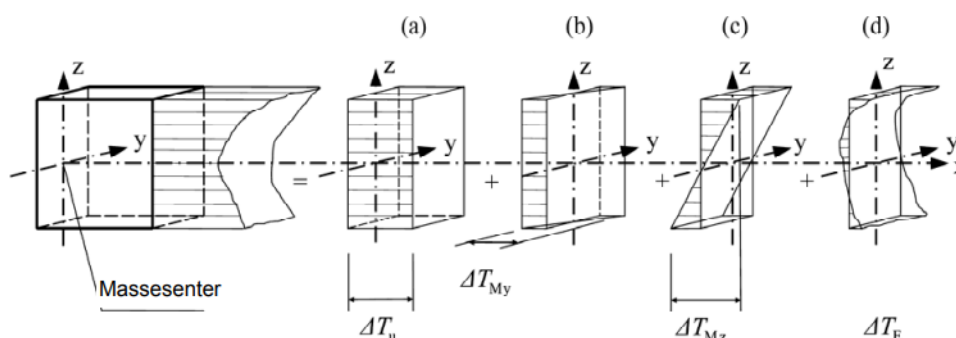
Vindlast på brukonstruksjoner skal bestemmes ved bruk av vindklasser. Jordengvangen er plassert i vindklasse 1 fordi den har en relativt kort spennvidde. Ved å også introdusere bruens egenvekt i ligningen, vil ikke vindlast ha den store påvirkningen. Vind på lengre bruer kan utgjøre store utfordringer, men i denne skala blir vindlasten veldig liten og neglisjeres.

### 3.4.7 Seismiske laster

Seismiske laster baserer seg på det at konstruksjonen kan bli påvirket av jordskjelv og hvilke ringvirkninger det får når det forekommer på ugunstige plasseringer og med ugunstige laster. Seismisk påvirkning betraktes som en unormal naturlast. Den seismiske påvirkningen karakteriseres ved hjelp av tabeller for akselerasjon i berggrunn, gitt som spissverdien  $a_{gR}$  (PGA) med returperiode 475 år [N400 5.13]. Den beskrives som bevegelsen av berggrunnen i et enkelt punkt. I denne oppgaven er det valgt å se bort fra seismiske laster.

### 3.4.8 Termiske laster

Ei bru vil over et tidsrom bli påkjent av temperaturendringer. De er avhengig av bruas geografiske plassering, dens masse og orientering, samt at de vil opptre periodevis. Dette er parametere vi har gjort oss kjent med for å beregne temperaturlaster for den gitte konstruksjonen. Temperaturendringene vil kunne føre til sammentrekninger av bruplatten ved et stadie og ekspansjon ved et annet. I dette tilfellet ønsker gruppen å trekke inn virkningen av det passive jordtrykket. Ved de termiske bevegelsesmønstrene lagt til grunne vil et passivt jordtrykk presse på endeskjørtene til brua. Dette er et tilfelle som gruppen anser som relevant for prosjektet og er presentert mer i under-underseksjon 3.4.9. I tillegg, avhengig av bruas opplegg og statiske system, vil det kunne oppstå tvangskrefter eller momenter i brudekket som følge av den termiske utsettelsen. Eurokode 1-1-5, Termiske påvirkninger er brukt for å finne bruas termiske laster.



Figur 3.9: Beskrivelse av temperaturandelene som utgjør en temperaturprofil

For å beregne de termiske påvirkningene beregnes den jevnt fordelte temperaturandelen og temperaturdifferansen. Etter punkt 6.1.1 i det nasjonale tillegget defineres en betongplatebru som type 3 for en inndeling for ulike bruoverbygninger. I denne gjennomgangen av termiske laster beregnes kun vertikal lineært varierende temperaturandel [NA.6.1.4]. Samtidig vil det også gjøres en forenkling til å kun bestemme en temperaturverdi på dekkets overside og en på dekkets underside, altså en enkel temperaturprofil. I praksis varierer temperaturen lineært (eventuelt ikke-lineært) gjennom dekket og man har forskjellige temperaturandeler som i og for seg utgjør en temperaturprofil for det spesifikke tverrsnittet. De variasjonene er ikke beregnet i denne oppgaven, men kan beskues i Figur 3.9.

Temperaturforskjeller i vertikal retning kan forårsake lastvirkninger i en konstruksjon på grunn av:

- Fastholding mot fri krumning på grunn av konstruksjonens form (f.eks. ramme, kontinuerlige bjelker osv.);
- Friksjon i rotasjonslagre;
- Ikke-lineære geometriske virkninger (2. ordens effekter).

#### Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen avhenger av den laveste og høyeste temperaturen som kan forventes for ei bru for den gitte geografiske lokasjonen. Dette gir et område for en jevnt fordelt temperaturendring som, for en ikke fastholdt konstruksjonsdel, ville føre til en endring av delens lengde [EK1-5 6.1.3.1(1)]. Det er henholdsvis lufttemperaturer det er snakk om her. Verdiene for Jordengvängen er hentet ut fra isothermkartene fra Figur NA.A1. Ut i fra kartene

har Jordengvangen isotermer for maksimal temperatur på 34 til 36 grader, mens isotermeren for minimaltemperaturen snitter på -40 til -35 grader. I noen tilfeller er det gjennomført høydereduksjon av temperaturene, men for dette prosjektet er det ikke hensiktsmessig grunnet bruas ikke rager mange meter over bakken. I tillegg er må initialtemperaturen tas høyde for når konstruksjonen fastholdes. Denne kan normalt sett settes lik  $10^{\circ}\text{C}$  etter EK1-1-5 pkt. 6.1.3.3.

Lufttemperatur: (Fra figur NA.A1 og NA.A2)

---

Initialtemperatur:  $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$

Minimumstemperatur:  $T_{min} = -40^{\circ}\text{C}$

Maksimumstemperatur i skyggen:  $T_{max} = 35^{\circ}\text{C}$

---

Første steg for å finne de termiske lastene er å bestemme den jevnt fordelte brutemperaturandelen. I henhold til EK1-1-5 seksjon NA.6.1.3.1, kan temperaturen gitt over justeres avhengig av brukonstruksjon. For ei platebru utført i betong er det mulig å redusere bruas maksimale temperatur med 3 grader og for minimumstemperaturen adderes 8 grader. Under vises de nye brutemperaturene i ligning (3.12) og (3.13).

Høyeste jevnt fordelte brutemperaturandel blir: [Figur NA.6.1]

$$T_{e,max} = T_{max} - 3^{\circ}\text{C} = 32^{\circ}\text{C} \quad (3.12)$$

Laveste jevnt fordelte brutemperaturandel blir: [Figur NA.6.1]

$$T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}\text{C} = -32^{\circ}\text{C} \quad (3.13)$$

I ligningsparet under, (6.1) og (6.2), bestemmes største temperaturkontraksjonsintervall og ekspansjonsintervall.

Karakteristisk verdi for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel  $\Delta T_{N,con}$ . Hentet fra 6.1.3.3 (6.1):

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -22^{\circ}\text{C} \quad (6.1)$$

Karakteristisk verdi for maksimalt temperaturekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel  $\Delta T_{N,exp}$ . Hentet fra 6.1.3.3 (6.2):

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 22^{\circ}\text{C} \quad (6.2)$$

Videre i prosessen gjenstår det er å bestemme og beregne den vertikalt varierende temperaturandelen i brudekket. De kan hentes ut fra tabell NA.6.1 og justeres med en faktor kalt  $k_{sur}$  fra tabell 6.2. På bakgrunn av denne informasjonen får man et innblikk i temperaturer gjeldene en betongbru, se Figur 3.10.

Følgende verdier hentes fra tabellen:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \quad \Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} \quad (3.14)$$

Type bruoverbygning	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°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 brugeometrier. MERKNAD 2 Verdiene angitt i tabellen er basert på et belegg med en tykkelse på 50 mm for vegbru og jernbanebru. For andre beleggtykkelser bør disse verdiene multipliseres med faktoren $k_{sur}$ . Anbefalte verdier for faktor $k_{sur}$ er gitt i tabell 6.2.		

Figur 3.10: Anbefalte verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel for ulike typer overbygning for veg-, gang- og jernbanebruer

Jordengvangen er utstyrt med et binde-og slitelag med tykkelse lik 92 mm. Fra tabell NA.6.2 finnes verdier for  $K_{sur}$ . Det er en overflatefaktor for lineært varierende temperaturdifferanse og skal bestemmes for tilfellene der oversiden er varmere enn undersiden og motsatt.

Videre er det gjort en antagelse at overflatetykkelsen til Jordengvangenbrua på 92 mm er omtrentlig lik 100 mm i denne sammenhengen. Dette er for å kunne ta i bruk de opprinnelige verdiene fra tabellen. Dette valget kan også understøttes med at det vil være konservativt å anta et større belegningslag enn eksisterende. Bruker dermed 100 mm og finner verdiene for  $K_{sur}$  opplistet under i Figur 3.10.

Veg-, gang- og jernbanebruer						
Overflate-tykkelse	Type 1		Type 2		Type 3	
	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside	Overside varmere enn underside	Underside varmere enn overside
[mm]	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
uten belegg	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
med membran <sup>1)</sup>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
ballast (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

<sup>1)</sup> Disse verdiene er øvre grenseverdier for mørk farge

Figur 3.11: Anbefalte verdier for  $k_{sur}$  for å ta hensyn til ulike tykkelser av beleg

$$K_{sur,o} = 0.7 \quad K_{sur,u} = 1.0$$

Temperaturgradienten for overside varmere enn underside finnes ved å multiplisere  $K_{sur,o}$ :

$$\Delta T_{M,heat,real} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 15^{\circ}C \cdot 0,7 = 10,5^{\circ}C \quad (3.15)$$



Temperaturgradienten for underside varmere enn overside finnes ved å multiplisere  $K_{sur,u}$ :

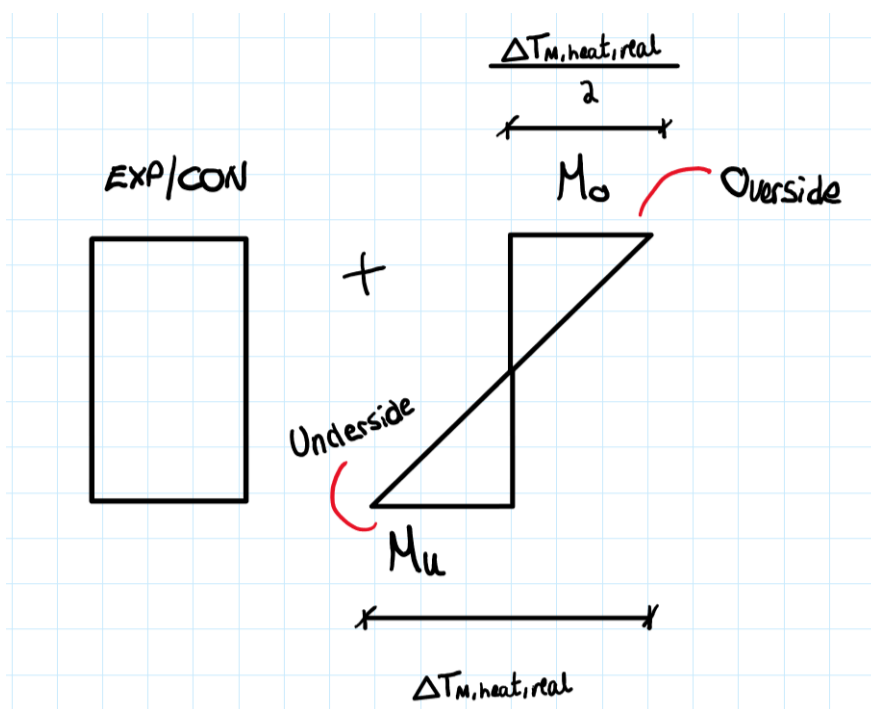
$$\Delta T_{M,cool,real} = \Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = 8^{\circ}C \cdot 1,0 = 8,0^{\circ}C \quad (3.16)$$

### Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

Ved å følge EK1-1-5 gjør den vår gruppe oppmerksomme på nødvendigheten av å ta hensyn til at opptrendende temperaturdifferanser og jevnt fordelte temperaturandeler kan inntreffe samtidig. Etter seksjon 6.1.5 introduseres leseren for uttrykkene (6.3) og (6.4) som skal ta hensyn til denne effekten. I følge eurokoden bør det tolkes som forskjellige lastkombinasjoner der den mest ugunstige bør velges. For utregningen er det brukt noen reduksjonsfaktorer som er gjengitt nedenfor.

$$\omega_M = 0.75 \quad \omega_N = 0.35$$

Ved å konstruktivt følge eurokoden gir dette åtte lastkombinasjoner. Verdiene for  $\Delta T_{M,heat,real}$  og  $\Delta T_{M,cool,real}$  er markert med  $\pm$  og er dividert med tallet 2. Dette er fordi å vise til den varierende temperaturens lineære reise gjennom brudekket og at det er en temperatur på oversiden og en på undersiden, som forklarer divideringen. Dette vil skape et moment som tas opp i brudekket, se 3.12. Nedenunder er det vist alle åtte og hvordan de ulike varierer.



Figur 3.12: Forklaring av temperaturdifferanser og temperaturandeler

Overside varmere enn underside:

$$\begin{aligned} \text{Temperaturtilfelle 1} & \pm \frac{\Delta T_{M,heat,real}}{2} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \\ \text{Temperaturtilfelle 2} & \pm \omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M,heat,real}}{2} + \Delta T_{N,con} \\ \text{Temperaturtilfelle 3} & \pm \frac{\Delta T_{M,heat,real}}{2} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \\ \text{Temperaturtilfelle 4} & \pm \omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M,heat,real}}{2} + \Delta T_{N,exp} \end{aligned}$$

Underside er varmere enn overside:

$$\begin{aligned} \text{Temperaturtilfelle 5} & \pm \frac{\Delta T_{M,cool,real}}{2} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \\ \text{Temperaturtilfelle 6} & \pm \omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M,cool,real}}{2} + \Delta T_{N,con} \\ \text{Temperaturtilfelle 7} & \pm \frac{\Delta T_{M,cool,real}}{2} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \\ \text{Temperaturtilfelle 8} & \pm \omega_M \cdot \frac{\Delta T_{M,cool,real}}{2} + \Delta T_{N,exp} \end{aligned}$$

Utifra de åtte ligningene er hovedresultatene for de ulike temperaturkombinasjonene samlet i tabellene 3.2 og 3.3. Beregningsgang for samtlige kombinasjoner vist i vedlegg A.

Temperaturtilfeller	Oversidetemperatur [°C]	Undersidetemperatur [°C]
1	-2.45	-12.95
2	-18.0625	-25.9375
3	12.95	2.45
4	25.9375	18.0625

Tabell 3.2: Overside varmere enn underside

Temperaturtilfeller	Oversidetemperatur [°C]	Undersidetemperatur [°C]
5	-11.7	-3.7
6	-25	-19
7	3.7	11.7
8	19	25

Tabell 3.3: Underside varmere enn overside

Som nevnt vil brua enten kontrahere eller ekspandere utifra forskjellige temperaturer. For Jordengvangen vil temperaturtilfelle 1, 2, 5 og 6 tilsvare kontraksjon, mens temperaturtilfelle 3, 4, 7 og 8 tilsvare ekspansjon. Maks teoretisk lengdeutvidelse ved ekspansjon per side blir 2,86 mm.

Maks teoretisk lengdeutvidelse ved konstraksjon per side blir 2.86 mm. Samme lengdeutvidelse er grunnet  $T_{N,exp}$  og  $T_{N,con}$  har samme verdi, men ulikt fortegn.

### 3.4.9 Passivt jordtrykk

I geoteknisk terminologi skilles det mellom et aktivt og et passivt jordtrykk, samt et hviletrykk. For å forklare kan man visualiserer seg en vegg. Hviletrykket definerer veggens tilstand når den hindres bevegelse i horisontal retning. Et aktivt jordtrykk tilsvarende at jorda beveger seg bort fra jorda, dermed blir trykket mot veggen mindre og terrenget bak veggen vil synke. For et passivt jordtrykk er det motsatt. Veggen presses innover mot jorda, komprimeres og skyves oppover. Det er det siste tilfellet som bachelorgruppen synes er relevant for Jordengvangenbrua og som vil bli presisert i større grad i denne bacheloroppgaven.

Forskyvninger i lengderetning tas opp av et passivt jordtrykk mot endeskjørtene. En viktig forutsetning er at det passive jordtrykket ikke vil inntreffe før tilbakefylling, men det ansees som greit med tanke på tilnærmet ingen trafikkbevegelser i tidsrommet brua er under bygging. For at de forutsetningene skal være holdbare antar gruppen at graving, samt tilbakefylling rundt landkarer er symmetrisk utført. Attpåtil at brua er midlertidig fastholdt under byggefasen.

Brua vil strekke seg 9,412 mm i lengderetningen grunnet ekspansjon og denne forskyvingen vil taes opp av det passive jordtrykket. Ved full mobilisering vil det passive jordtrykket forskyve 13,5 mm på endeskjørtene, men ettersom vi fikk en temperaturutvidelse på 2,86 mm per side får man vil finne et passivt jordtrykk lik  $49,453 kN/m^2$ . Dette er maksimalverdien. Lasten er formet som en trekantlast der jordtrykket i toppen er 0 og stigende nedover til maksimalverdien. Det er viktig at ikke det passive jordtrykket blir for stort, men ser her at det ikke blir dimensjonerende. Videre er jordtrykket mer relevant for endeskjørtene som i denne oppgaven sees bort fra. Mer utfyllende beregninger er gjort i vedlegg A.

## 3.5 Ulykkeslaster

Denne lastkategorien er basert på en sannsynlighetsvurdering av relevante ulykkesscenarioer. Forekomst og konsekvens av disse relateres som regel til et bestemt risikonivå. Ulykker forårsaket av kjøretøy vil kunne være relevant i denne bacheloroppgaven. Ofte gjelder dette om brua krysser en vei og de tilhørende søylene ligge nær veibanen. Under Jordengvangen bru renner det en sidebakk til elva Tunna og kan dermed konstantere at det ikke være noe kjøretøypasserelse under. Da bekken heller ikke brukes av betydelig skipstrafikk er det ikke en nødvendighet å dimensjonere for dette scenariet.

Et relevant problem som dermed kan forekomme er rekkverkpåkørsel. En påkørsel vil skape et moment fordi rekkverket er understøttet i betongbrua. Momentet blir ikke stort på global basis, men vil ha konsekvenser lokalt for brukonstruksjonen. Det er ikke blitt videreført grunnet mangel på tid.

Til slutt kommenterer N400 i krav 5.14.4 dette med ulykkeslaster knyttet til eventuelt skred eller flom. Siden brua har en sidebakk rennende under seg er det nødvendig å se på plausibiliteten for at flom kan forekomme og se på hvilken grad konstruksjonen kan ta skade av dette. Det er planlagt å unngå fundamenter i bekken for å få større robusthet mot isgang- og isdannelse, men grunnet bekkens størrelse er det ikke relevant å dykke dypere inn i denne tematikken, da isdannelse og isgang vil være så små at de kan neglisjeres. I dimensjoneringen vil søylene og fundamenter plastret med grove steinblokker fra elvens bunn opp opp til en høyde  $\geq 0,5m$  og

kan sees i Figur C.2. En vannlinjeberegning som også er utført viser til at de søylelengdene som er tiltenkt brua gir passelig klaring mellom vannspeil og bru ved en flom med et 200 års gjentagelsesintervall, se Figur C.2 for høyde på 200 års flommen. Etter gruppemedlemmenes bestemmelser, sammen med vannlinjeberegningen gjort i utføring av dette prosjektet er kravet i Håndbok N400 seksjon 4.2.4 oppfylt.

### 3.6 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er ofte tidsavhengige. Karakteristisk last defineres som største forventede verdi innenfor det tidsrom som betraktes.

- Kryp skjer når betongkonstruksjon utsettes for en konstant spenning som øker tøyning med tiden. Det vil da kunne føre til varige endringer i form og dimensjoner for betongen. Dette vil føre til reduksjon i spennkraften på grunn av kryptøyninger i spennarmering.
- Svinn er en reduksjon i volumet av betongen når den tørker og mister fuktighet, og kan føre til sprekker og deformasjoner hvis det ikke blir tatt hensyn til under konstruksjonens levetid.
- Både kryp og svinn kan påvirke betongens styrke og holdbarhet, og det er viktig å ta hensyn til dem under både design og utførelse av betongkonstruksjoner.

Parametere for kryp og svinn kan baseres på 70% relativ luftfuktighet for bruoverbygning og 80% relativ luftfuktighet for søyler over vann [N400 8.1.3].

#### 3.6.1 Krypfaktor

Krypskoeffisienten  $\phi(t, t_0)$  kan beregnes etter Annex B (B1) i EK2:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.17)$$

der  $\phi_0$  er det normerte kryptallet som kan beregnes ut fra:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.18)$$

Vi finner effektiv tversnittstykkelse  $h_0$  fra:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 4.16 \cdot 10^6 \text{ mm}}{18575 \text{ mm}} = 447,913 \text{ mm} \quad (3.19)$$

der:

- $A_c$  er tverrsnittsareal
- $u$  er omkrets som er i kontakt med luft.

For å vurdere påvirkningen av betongfastheten må koeffesientene  $\alpha_1$  og  $\alpha_2$  og  $\alpha_3$  bestemmes:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} = 0,7479, \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} = 0,9203, \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} = 0,8126 \quad (3.20)$$

Vi bestemmer deretter  $\phi_{RH}$  som er en faktor skal ta hensyn til av betongfastheten på det normerte kryptallet. Det benyttes ligning (B.3b) fordi  $f_{cm} > 35MPa$ . Bruker  $RH = 70\%$  etter N400 8.1.3.

$$\phi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 = 1,190 \quad (3.21)$$

Finner også  $\beta(f_{cm})$ :

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,3076 \quad (3.22)$$

For  $\beta(t_0)$  velges  $t_0 = 3$  døgn og  $t = 36500$  siden bruens dimensjoneres for en 100 års brukstid:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0,743 \quad (3.23)$$

Har nå alle verdier for å regne ut  $\phi_0$ :

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 2,04 \quad (3.24)$$

Vi finner  $\beta_c(t, t_0)$  fra:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0,99925 \quad (3.25)$$

der:

- $\beta_H$  er en koeffesient avhengig av den relative fuktigheten ( $RH$  i %) og effektiv tverrsnittstykkelse ( $h_0$  i  $mm$ ).
- $\beta_H$  defineres fra uttrykket under:

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 = 904,148 \quad (3.26)$$

Til slutt beregnes kryptallet  $\phi(t, t_0)$ :

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,026 \quad (3.27)$$

Dette skal legges i FEM-design som en deformasjonsfaktor i lastkombinasjonene.

Krypdeformasjon i betong etter EK2 3.1.4(3)

$$\epsilon_{cc} = \phi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} = 0,142 \frac{mm}{m} \quad (3.28)$$

### 3.6.2 Svinnfaktor

Ifølge til EC2 Annex B.2, finner vi først den grunnlegende tørke svinntøyning fra:

$$\epsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 1.068 \cdot 10^{-4} \quad (3.29)$$

For denne bruene er det blir brukt følgende verdier:

- $f_{cm} = f_{ck} + 8MPa = 53MPa$
- $f_{cm0} = 10MPa$
- $\alpha_{ds1} = 4$  er en koeffisient som avhenger av typen til sement, her valgt sement klasse N
- $\alpha_{ds2} = 0,12$  for sement klasse N
- $\beta_{RH} = 1,55 \cdot [1 - \frac{RH}{RH_0}^3] = 1,018$
- $RH = 70\%$  og  $RH_0 = 100\%$

I følge til EC2 3.1.4(6) så finnes total svinntøyning  $\epsilon_{cs}$  fra ligningen under:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.30)$$

der:

- $\epsilon_{cd}$  er tørke svinntøyning
- $\epsilon_{ca}$  er den autogene svinntøyning

Tørke svinntøyning  $\epsilon_{cd}$  kan beregnes med å ta hensyn til at  $t_s = 5$  (svinntørkingen) og at  $k_h = 0,7$  (svinntøyning over tid):

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} = 7,378 \cdot 10^{-5} \quad (3.31)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.004 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0,987 \quad (3.32)$$

Autogen svinntøyning  $\epsilon_{ca}$  kan regnes ut ved å multiplisere  $\epsilon_{ca}(\infty)$  og  $\beta_{as}$  :

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8,75 \cdot 10^{-5} \quad (3.33)$$

0g:

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 1 \quad (3.34)$$

$$\epsilon_{ca} = \epsilon_{ca}(\infty) \cdot \beta_{as} = 8,75 \cdot 10^{-5} \quad (3.35)$$

Total svinntøyning:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 1,613 \cdot 10^{-4} \quad (3.36)$$

### 3.6.3 Neglisjerte laster

I prosessen med modelleringen og dimensjoneringen av Jordengvangenbrua har enkelte laster blitt neglisjerte. Det er beskrevet i små drypp gjennom oppgaven, men denne seksjonen er ment som en oppsummering. Vindlast generelt, snølast, seismiske laster, utmattingslaster, jordtrykk eksklusiv passivt jordtrykk pga temperatur er neglisjert for å fornekle modelleringsprosessen. Ulykkeslaster har fått en egen underseksjon, men der er det ikke beregnet videre for problemstillingen knyttet til rekkverkpåkjørsel, islaster og isdannelse. Kommentert i underseksjon 3.5 er brua dimensjonert til å tåle å bli eksponert for en 200 års flom. Ved å samtidig erkjenne størrelsen til den gitte vannføringen blir beregninger for strøm og bølger neglisjert.

Et annet relevant scenario som ikke blir dekket i denne oppgaven er nyttelaster under byggefasen. Det vil opptre midlertidige nyttelaster på brua som kan ha påvirkning på bruens stabilitet og uønskede deformasjoner kan forekomme. Eksempelvis kan dette innebære vekt av støpevogn, utstyr og redskapers egenvekt, samt lagret armering.

### 3.6.4 Samling av laster relevant for Jordengvangen

	Laster		gr1a	gr1b		gr4	gr5
				Laster på felt 1	Laster på felt 2		
1	Egenvekt:		G	G	G	G	G
2	Belegningslag	Kjørefelt	3,5 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>
3	Trafikklaster (Jevnt fordelt last)	Kjørefelt 1	5,4 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	5,0 kN/m <sup>2</sup>
		Kjørefelt 2	2,5 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	5,0 kN/m <sup>2</sup>
		Kjørefelt 3	2,5 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-	5,0 kN/m <sup>2</sup>
4	Trafikklaster (Distribuerte hjultrykk)	Kjørefelt 1	4x937,5 kN/m <sup>2</sup>	2x952,381 kN/m <sup>2</sup>	-	-	-
		Kjørefelt 2	4x625 kN/m <sup>2</sup>	-	2x952,381 kN/m <sup>2</sup>	-	-
		Kjørefelt 3	4x313 kN/m <sup>2</sup>	-	-	2x952,381 kN/m <sup>2</sup>	-
5	Bremselast		1,72 kN/m <sup>2</sup>	1,72 kN/m <sup>2</sup>	1,72 kN/m <sup>2</sup>	1,72 kN/m <sup>2</sup>	-
6	Sidelast		0,4296 kN/m <sup>2</sup>	0,4296 kN/m <sup>2</sup>	0,4296 kN/m <sup>2</sup>	0,4296 kN/m <sup>2</sup>	-
7	Temperatur		Temperatur- tilfelle 1-8	Temperatur- tilfelle 1-8	Temperatur- tilfelle 1-8	Temperatur- tilfelle 1-8	Temperatur- tilfelle 1-8

Tabell 3.4: Oppsummering av laster for Jordengvangenbrua

## 4 Modelling i FEM-Design

For denne oppgaven er det benyttet modelleringsprogrammet FEM-Design. FEM-design er logisk satt opp slik at man begynner med å definere konstruksjonen i fanen *Structure* og videre blir ført igjennom flere mellomsteg for å definere diverse parametere og rammer for den aktuelle konstruksjonen. Etter *Structure* defineres lastene i fanen med det passende navnet *Loads*. Her er det også menyer for å for å kombinere de vedlagte lastvirkningene for å konstruere og bestemme den verste og ugunstigste av dem, samt definere egne kombinasjoner alt etter hensikten til prosjektet. Deretter må konstruksjonen defineres ytterligere basert på ønsket antall elementer et cetra i *Finit elements*. Det er om å gjøre å finne et tilfredsstillende mesh. Nærmere detaljer finnes i under-underseksjon 4.4.1.

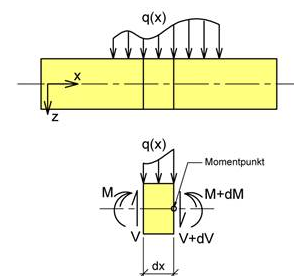
De tre foregående definerer selve grunnarbeidet før neste steg som blir analyse. I analysefanen beregner programmet det meste av bruplatens reaksjoner og de vedlagte lastvirkningene vil komme til syne. Under blir det forklart hvordan Jordengvangen bru har blitt modellert i de ulike fanene i programmet og andre relevante funksjoner som ble benyttet. Det vises også hvordan de ulike lastene blir seende ut og hvordan de blir innsatt og prosessert i programmet. I seksjonens sluttsekvens blir resultatene av analysen presentert.

### 4.1 Geometri

#### 4.1.1 Aksesystem

Før

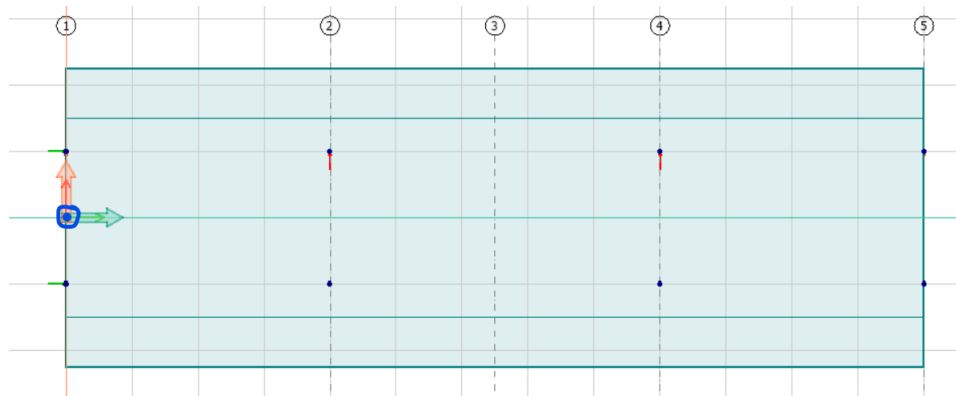
brua kunne bli tegnet måtte det fastsettes et koordinatsystem. I FEM-Design er det konstruert et x, y, z-aksesystem som vist i Figur 4.2. X beskriver lengderetning og er markert med grønn pil, Y beskriver tverretningen og er markert med rød pil, mens Z beskriver vertikalretningen oppover. Den er markert med blå sirkel for å vise at den peker ut av planet. Dette er definert slik for at det skal bli enklere å modellere brudekket i programmet.



Figur 4.1: Koordinatsystem etter bjelketeori

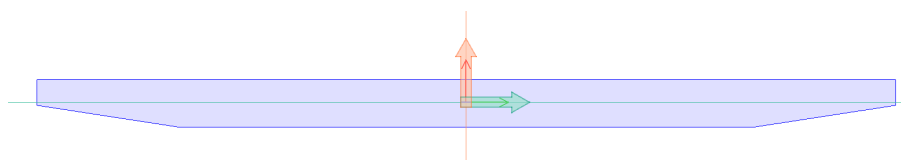
Etter vanlig bjelketeori vil koordinatsystemet være definert slik at x-aksen virker langs brudekket (som her), men at z-aksen er positiv når den virker i negativ vertikalretning eller i dette tilfellet inn i planet. Se Figur 4.1 til høyre for oppklaring. Dermed vil moment og skjærverdiene i FEM-Design være med motsatt fortegn ifht. håndberegninger. Det er snakk om samme verdier bare motsatt fortegn, men greit å være klar over for senere analyser i oppgaven. Dette blir videre blir kommentert i underseksjon 5.4. Brudekket er videre delt opp i fem akser for å enklere referer til de ulike delene av bruens når kommentert i modelleringsseksjonen. Alle aksene går over hver sine lagergrupperinger utenom akse 3 som viser lokasjonen av bruens midtspenn.





Figur 4.2: Aksesystem benyttet til modelleringen

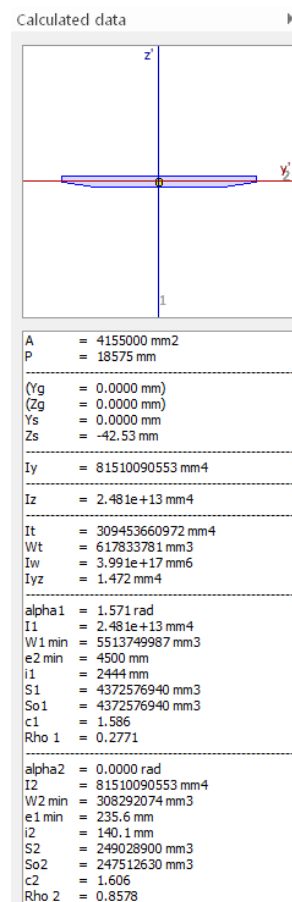
#### 4.1.2 Dekket



Figur 4.3: Tverrsnitt i Section Editor

Betongdekket er modellert i *Section Editor*. Det er en funksjon i FEM-Design som gir brukeren mulighet til å tegne nærmest alle typer tverrsnitt. Tverrsnittsparemetene er hentet fra oversiktstegningen til AFRY og tegnet med hensyn på dette, se Figur 4.3. En forenkling som er gjort for å forenkle dimensjoneringen er å se bort i fra veiens tværr- og lengdefall/radius, slik at brua er tegnet som et kontinuerlig flatt dekke. Oversiktstegningen kan sees i Figur C.1. Det kun selve tverrsnittet som er tegnet inn og kantdragere er ikke prioritert inkludert i analysemodellen. Gruppen har ansett det som ok å utelate de fra det modellerte tverrsnittet og at det vil gi konservative resultater og beregninger. Utifra denne informasjonen beregner FEM-Design ut ulike parametre for tverrsnittet. Det kan sees langs høyre side i Figur 4.4. Arealet som FEM-Design har beregnet er identisk tverrsnittet beregnet i vedlegg A, antar dermed at tverrsnittet er ok å bruke til videre beregninger.

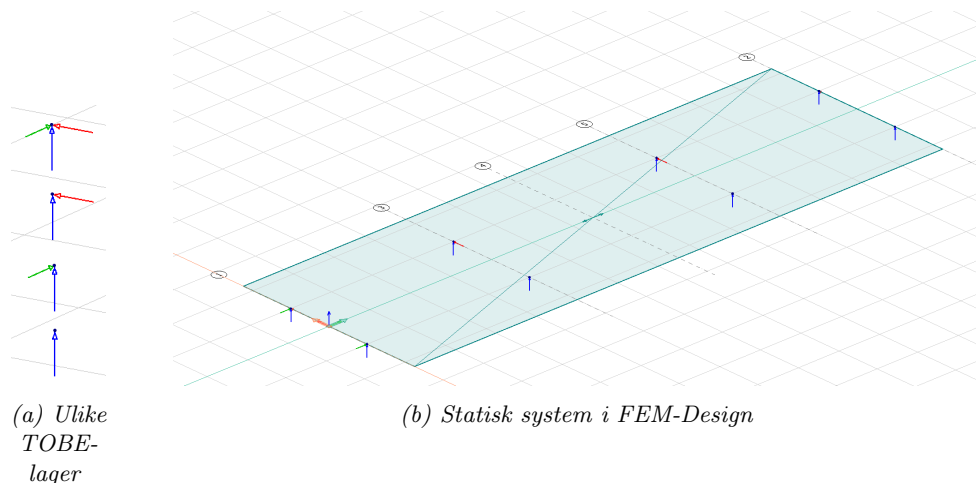
For å klargjøre tverrsnittet for analysen ble det benyttet en funksjon som heter *Query*. Den vil direkte finne tverrsnittets massesenter og sentere dette rundt origo. Det er nyttig for at senere beregninger blir korrekte. Til slutt ble det lagret i programmet for videre bruk i den tredimensjonale analysen. Dette forflytter modellen inn der hovedanalysen av FEM-modellen blir utført. Bruplata tegnes inn med sine lengder, henholdsvis 26 m i lengderetning og 9 meter i tverretningen.



Figur 4.4: Tverrsnittsparemetene fra FEM-Design

### 4.1.3 Statisk system

Bruas statiske system er bestemt i seksjon i under-underseksjon 2.6.1, men vil her bli vist hvordan det er oppsatt i FEM-Design. På modellen under er det tatt hensyn til at brua kan ekspandere og kontrahere på grunn av temperatur. Siden dette omhandler en plate og ikke en bjelke må det tas hensyn til at brua kan bevege seg i både lengde- og tverretningen for å at det ikke skal oppstå tvangsspenninger i dekket. Bruplatea er totalt utstyrt med åtte lager. I den sammenhengen er det tiltenkt å dele brubanen (sett i lengderetning) en *fast* side og en *frie* side. Den *faste* siden skal representere fast, kjent holdepunkt, der muligheten til bevegelse er minimal. Det er kun tiltenkt forskyving i lengderetning. Den *frie* siden har mer rom for bevegelse i horisontalplanet, men henholdsvis bare i negativ tverretning og positiv lengderetning i forhold til aksesytemet definert for bruene. For å bedre bedre fordelingen av sideforskyvningskrefter i dekket er det valgt å benytte det ensidige lagre på landkaret for å hindre sideforskyvning.



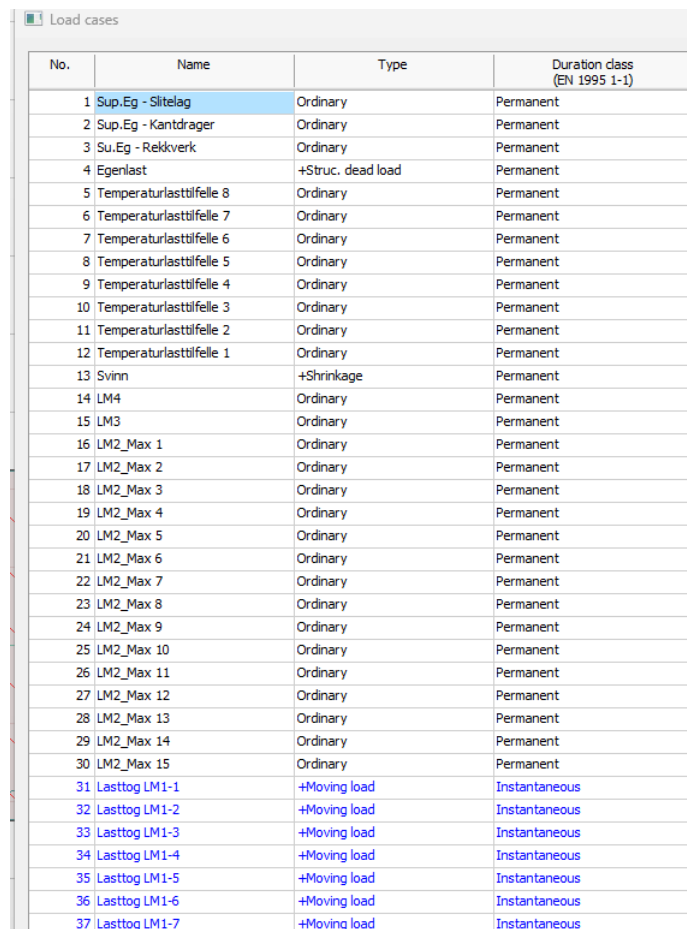
Figur 4.5: Statisk system vist i FEM-design, samt lagerforklaringer

Den *faste* siden er bygget opp slik at akse 1 er utstyrt med et såkalt fastlager. De er de øverste pilene vist øverst i Figur 4.5a og forhindrer brudekket all forskyvning i vertikal- og horisontalplanet indikert med grønn og rød pil. Det er derimot ikke fast innspent, men har friheten til å rotere. Det gjelder forøvrig samtlige lager brua er utstyrt med, samt at forskyvning i vertikalretning er forhindret. Videre langsmed ligger det tre ensidige lager på rad. Deres funksjon er å fastholde brua mot å forskyve seg i tverretningen og er vist som nummer to i rekken i Figur 4.5a med rødpil. For den *frie* siden er de to gjenværende lagerene brukt. Det monteres opp med enda et ensidig lager, men er i denne situasjonen fastholdt i lengderetningen, vist med grønn pil. Nettopp for å opprettholde det faste holdepunktet ved akse 1. Ellers er de tre neste lagerene såkalte allsidige lager som har bevegelsesfrihet i horisontalplanet.

Det er i FEM-Design vist som en strek med en kule på toppen uten piler. Et diskusjonsspørsmål som dukker opp ved lagerbetraktningen er at alle vertikal- og horisontallastene vil spre seg gjennom brudekket og konsentrere seg til fastlageret. Det får dermed relativt store krefter rettet mot seg og det burde dimensjoneres for. Mer om aktuelle løsninger på denne problemstilling i underseksjon 6.

## 4.2 Laster i FEM-Design

I FEM-Design plasseres lasttilfellene i seksjonen *Load cases*. Nedenunder presenteres hvilke laster som er antatt relevante for Jordengvangen i *Load cases*-fanen.



No.	Name	Type	Duration class (EN 1995 1-1)
1	Sup.Eg - Slitelag	Ordinary	Permanent
2	Sup.Eg - Kantdrager	Ordinary	Permanent
3	Su.Eg - Rekkverk	Ordinary	Permanent
4	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
5	Temperaturlasttilfelle 8	Ordinary	Permanent
6	Temperaturlasttilfelle 7	Ordinary	Permanent
7	Temperaturlasttilfelle 6	Ordinary	Permanent
8	Temperaturlasttilfelle 5	Ordinary	Permanent
9	Temperaturlasttilfelle 4	Ordinary	Permanent
10	Temperaturlasttilfelle 3	Ordinary	Permanent
11	Temperaturlasttilfelle 2	Ordinary	Permanent
12	Temperaturlasttilfelle 1	Ordinary	Permanent
13	Svinn	+Shrinkage	Permanent
14	LM4	Ordinary	Permanent
15	LM3	Ordinary	Permanent
16	LM2_Max 1	Ordinary	Permanent
17	LM2_Max 2	Ordinary	Permanent
18	LM2_Max 3	Ordinary	Permanent
19	LM2_Max 4	Ordinary	Permanent
20	LM2_Max 5	Ordinary	Permanent
21	LM2_Max 6	Ordinary	Permanent
22	LM2_Max 7	Ordinary	Permanent
23	LM2_Max 8	Ordinary	Permanent
24	LM2_Max 9	Ordinary	Permanent
25	LM2_Max 10	Ordinary	Permanent
26	LM2_Max 11	Ordinary	Permanent
27	LM2_Max 12	Ordinary	Permanent
28	LM2_Max 13	Ordinary	Permanent
29	LM2_Max 14	Ordinary	Permanent
30	LM2_Max 15	Ordinary	Permanent
31	Lasttog LM1-1	+Moving load	Instantaneous
32	Lasttog LM1-2	+Moving load	Instantaneous
33	Lasttog LM1-3	+Moving load	Instantaneous
34	Lasttog LM1-4	+Moving load	Instantaneous
35	Lasttog LM1-5	+Moving load	Instantaneous
36	Lasttog LM1-6	+Moving load	Instantaneous
37	Lasttog LM1-7	+Moving load	Instantaneous

Figur 4.6: Load cases

Det opereres med tre rubrikker for å kategorisere lastene i programmet. For det første navnet på lasten som virker og hvilken type last det er. I denne oppgaven er alle lastene sett på som *ordinary* fordi alle lastene tegnes på bruplatten vha. jevnt fordelte laster, linjelaster, termiske laster eller bevegelige laster. Men, to laster skiller seg ut fra mengden. Det er egenlasten som er av typen *+Struc. dead load*. Det er for å fortelle FEM-design at egenvekten av bruplata skal regnes med, slik at man slipper å gjengi egenlasten som en jevnt fordelt last i programmet. Det samme gjøres for å få med effekten av svinn. Til slutt er det nødvendig å definere varigheten til lasten. Der er samtlige laster lagt inn som permanente, mens lasttog LM1 er vedlagt som *instantaneous* for å vise til at det er en bevegelig størrelse.

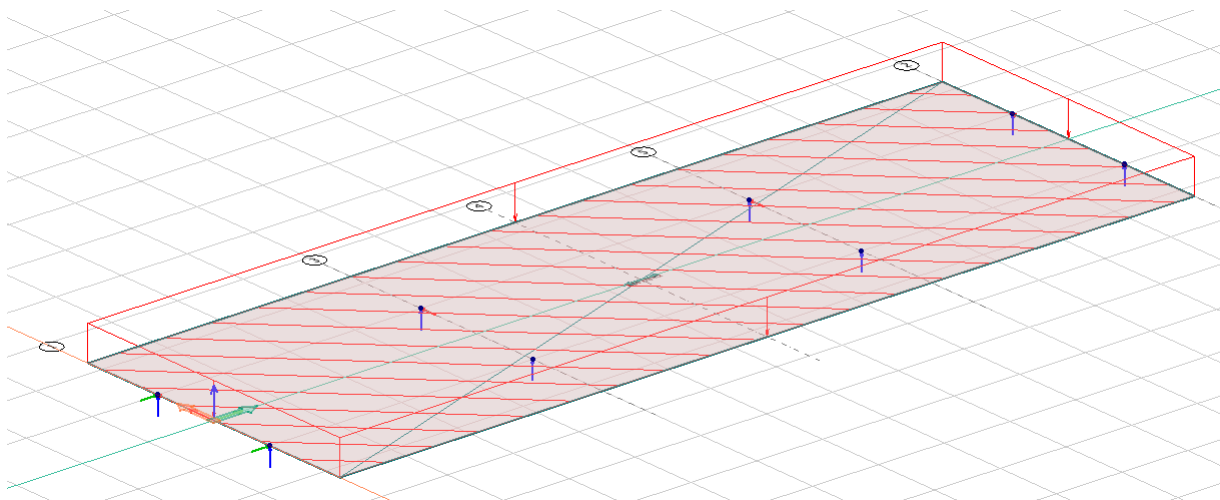
Et observant øye vil se fraværet av horisontale trafikkklaster i Figur 4.6, bakgrunnen for dette er at de inngår i LM1 og vil derfor ikke lage egne *Load cases* av disse. LM1 er nærmere spesifisert i Figur 4.3.2. Størrelse på lastene eller bakgrunnen for hvilke som er vedlagt beskrives ytterligere i seksjon 3 og er utregnet i vedlegg A.

### 4.2.1 Permanente laster

De permanente lastene som virker på konstruksjonen er nedenunder beskrevet. De er enten gjengitt som linjelaster eller jevnt fordelte lastandeler. Egenvekten til bruaplata er medregnet i *Load cases* som nevnt.

#### Slitelag

Brukonstruksjonens slitelag tegnes i programmet med funksjonen *Surface load* som en jevnt fordelt lastflate lik  $3,5 \text{ kN/m}^2$  i negativ vertikalretning. Verdien er bestemt iht. N400 tabell 5.1 gjeldende for en trafikkert vei. Håndbokens slitelagsverdi er større enn den faktiske vekten som asfalten representerer og vil derfor være konservativt å benytte denne i prosjekteringen for brua.

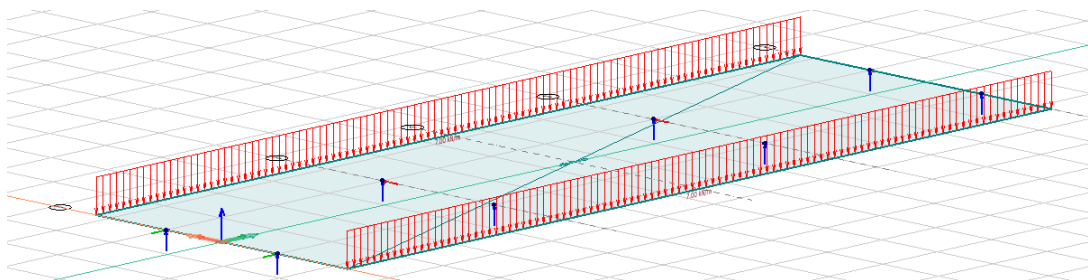


Figur 4.7: Slitelag i FEM modell

#### Kantdragere

Det modellerte tverrsnittet i analysemodellen er tegnet inn uten kantdragere. Det er fordi etter vanlig praksis støpes de ved på ved et senere tidspunkt enn den øvrige overbygningen iht. N400 krav 8.8.5—1 og derfor vil ikke stivheten videreføres i modellen. De representeres med en permanent linjelast langs bruas lengste sidekanter. Tilhørende linjemoment som de skaper er ikke medregnet da det vil bli neglisjerbart i det store bildet. Valget om å gjengi kantdragerene på denne måten ansees å gi konservative resultater for beregninger for betongplatebrua.

For rekkverket er det benyttet samme prosedyre og under er det gjengitt i Figur 4.8 fra modelleringen hvordan lasten påføres. Dette er henholdsvis for kantdragerne, men rekkverket er identisk bare med annen lastfordeling per meter. Lastene er i enheten kN/m og er beregnet i vedlegg A.



Figur 4.8: Kantdrager gjengitt som linjelast

### 4.3 Variable laster i FEM-Design

I de kommende under-undersesjoner er det visualisert hvordan de ulike lastene er medregnet i FEM modellen og hvilke funksjoner som gjorde de mulig å tegne inn hver enkel lastvirkning.

#### 4.3.1 Svinn og kryp

Svinn og kryp beregnes enkelt i FEM-Design gjennom å bruke materialparametere for betongen. Håndberegninger for Jordengvangens kryptall, samt svinntøyning er beregnet i underseksjon 3.6. Verdiene under er beregnet av FEM-Design for det innlagte tverrsnittet.

$$\Phi = 1,332$$

$$\epsilon_{cs} = 3,00978 \cdot 10^{-4}$$

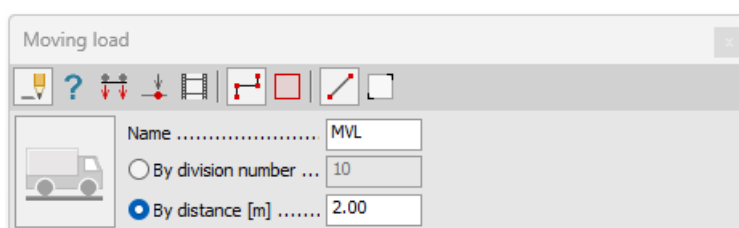
De er brukt videre for beregningen inne i programmet.

#### 4.3.2 Trafikklaster

I denne seksjonen gjennomgås de ulike trafikklastene som virker på brua og hvordan de er modellert. Først forklares funksjonen *Moving load* som ble benyttet for dimensjonere for verste tilfelle av LM1.

##### Moving load

I FEM-Design finnes det en funksjon som heter *Moving load* som tar hensyn til bevegelige laster, slik som trafikk. Programmet har ferdig definerte versjoner av LM1 og LM2, men det er også en mulighet å definere egne trafikklaster. Når trafikklast er bestemt kan det velges å plassere boogielastene et ønsket antall ganger bortover bruas lengde eller velge lastplassering per meter meter over en bestemt strekning. Ved å oppgi tenkt kjøreretning og senter på teoretisk kjørebane for den bevegelige lasten vil den automatisk definere et passende antall boogielaster bortover. Figur 4.9 er et utklipp fra *Moving load* rubrikken. Her vil boogielasten med navnet *MVL* tegnes bortover en gitt lengde per andre meter.



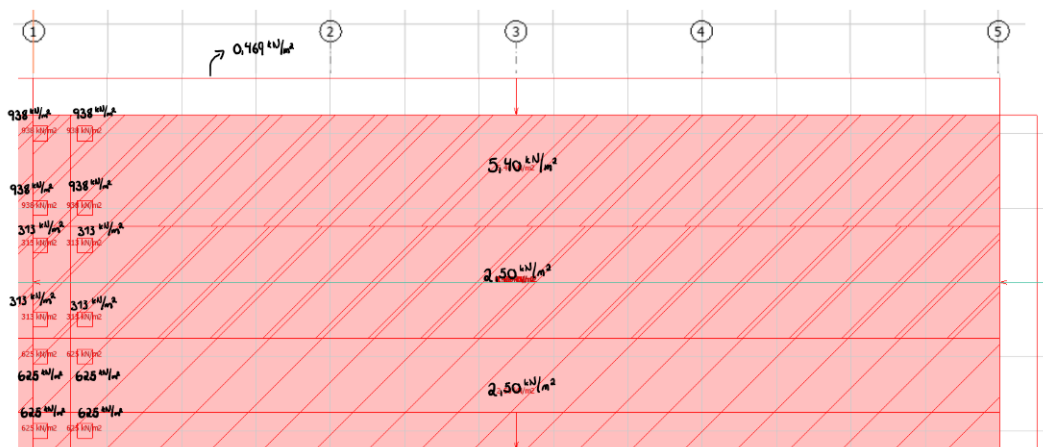
Figur 4.9: Moving load

##### Lastmodell 1

*Moving load* har vært nyttig for å lokalisere det verste tilfellet til denne lastmodellen. I noen beregningsprogrammer vil programmet selv velge lastplasseringer på bakgrunn av teori og lokalisere verste tilfellet for det respektive brudekket. Som beskrevet i under-undersesjon 3.3.1 er den basert på en alminnelig mengde trafikk delt opp i to delsystemer. Det er henholdsvis en boogielast og en jevnt fordelt last, der begge varierer alt etter hvilket teoretisk kjørefelt. 9 m føringsbredde gav tre teoretiske kjørefelt,  $w = 3$ . Dette gir med enkel sannsynlighetsregning 3! muligheter altså  $3 \cdot 2 \cdot 1 = 6$  ulike plasseringer av de teoretiske kjørefeltene med sine tilhørende

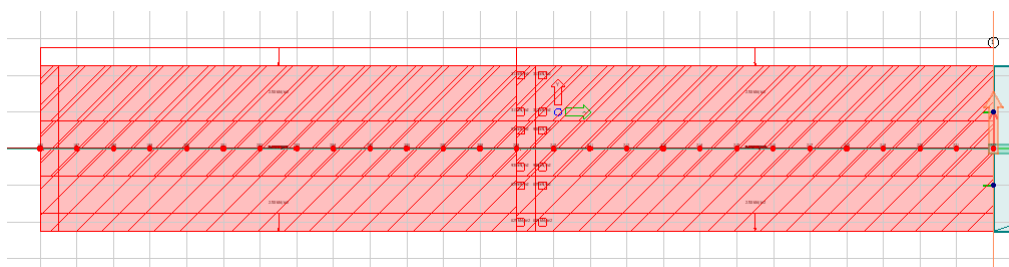
boogielaster. I tillegg skal de kombineres med bremse- og akselerasjonslast og sidelast [EN 1991-2 tabell NA.4.4a], samt at boogielastene kan plasseres langs hele brubanen. De nevnte lasttilfellene utgjør lastgruppe 1a fra tabell 4.4a i EN-1991-2.

For å kombinere alle tilfeller i ett ble det laget en egendefinert trafikklaster i *Moving load* modulen med navnet *Lasttog – LM1* for ta hensyn til at boogielastene kunne plasseres over hele lengden innenfor en bane. Denne metoden var ikke intuitiv og fremgangsmåte krevde øving i programvaren, samt faglig ekspertise etterhvert. I underseksjon blir dette temaet drøftet videre. Et enkelt lasttog er visualisert i Figur 4.10.



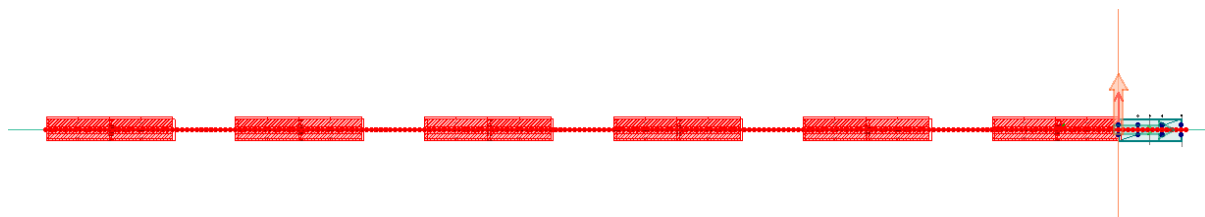
Figur 4.10: Lasttog LM1

Her ble samtlige laster tegnet for hånd for å velge verste plasseringer og ha kontroll på hvilke laster som virket samtidig og ikke. Verdier og avstander ble beregnet i seksjon 3. Videre for å kunne teste samtlige plasseringer for boogielastene måtte lasttoget doubles. Grunnen for dette er at når FEM-design kjører gjennom lasttogene over bruflaten langs lengdeaksen vil lasttoget kun være komplett ved situasjonen i Figur 4.10. I videre forflytninger ville det ikke være noen opptredende laster i bakkant av boogielastene. Dermed ble lasttilfellet utvidet en brulengde med boogielaster i senter. En forklarende figur er vedlagt under.



Figur 4.11: Doblet lasttog

Dette er et av seks lasttog som vil kjøres over brua som en bevegelig last for å lokalisere verst tenkt tilfelle for brudekket. De seks tilfellene er basert på sannsynlighetsteorien beskrevet i overkant som vil gi alle mulige kombinasjoner lastmodell 1 kan tilføre brudekket. Videre viser de røde prikkene at lastmodellen er definert i *Moving load* modulen og beskriver hver lastplassering lasttoget har langs lengdeaksen. Etter samtale med ekstern veilder er denne avstanden satt til 2 meter. Lasttog LM1 er vist under med sine 6 respektive *vogner*.



Figur 4.12: Totalt lasttog for LM1

Dette lasttoget er klargjort og er modellert slik at man får kjørt alle kombinasjoner av alle muligplasseringer for jevnt fordelt last, boogielaster, sidelast og bremse-og akselerasjonslast. Utifra logikk og kunnskap innhentet gjennom bachelorutdanningen tok gruppen en tidlig antagelse om at de verste tilfellene burde være Lane 1 i midten med boogielastene plassert på bruens midtspenn. Det viste seg å stemme, til en viss grad, men det var ganske mange potensielle lasttilfeller som ikke var gjennomtenkt i første omgang som derfor gjorde det interessant å teste de ulike kombinasjonene. Lasttog LM1 ble hovedsaklig den mest dimensjonerende lasten for bruplatten. Nærmere detaljer finnes i Tabell 5.6, men en oppsummering av gjennomkjøringen i programmet er listet opp under.

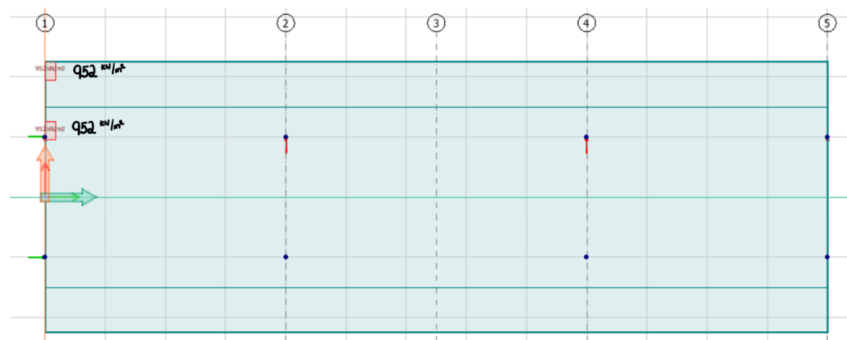
- Boogielastene starter ved bruens endeakse, akse 1, for tilfellene: Lasttog LM1-14, Lasttog LM1-53, Lasttog LM1-92, Lasttog LM1-131, Lasttog LM1-170 og Lasttog LM1-209
  - Plassering av disse lasttilfellene blir i hovedsum dimensjonerende for skjærkrefter og lagerreaksjoner
- Boogielastene er plassert ved midtspennet (akse 3) for tilfellene: Lasttog LM1-20, Lasttog LM1-59, Lasttog LM1-98, Lasttog LM1-137, Lasttog LM1-176 og Lasttog LM1-215
  - Plassering av disse lasttilfellene blir i hovedsum dimensjonerende for moment om y-aksen og nedbøyning

Et diskusjonspunkt for lasttog LM1 er at alle boogielastene er plassert på rekke i modellen og vil dermed følge dette mønsteret men lasttogene kjører gjennom brua. Det som blir tilfellet her er at ikke alle lastkombinasjoner blir sjekket. Et eksempel er at boogielasten for kjørefelt 1 befinner seg ved akse 1, mens boogielasten tilhørende kjørefelt 3 er plassert ved akse 3 og boogielasten tilhørende kjørefelt 2 er plassert ved akse 5. Dette kunne ha skapt noen interessante kombinasjoner i forhold til torsjonskrefter eller skjevlast for brua. Stort sett ville det vært lokale effekter, som ikke ville blitt dimensjonerende for den globale analysen. Samtlige boogielaster ved midtspenn er og forblir mest kritisk. Det er derfor antatt av gruppen å være en grei antagelse for å forenkle FEM-modellen. På samme tid er det verste kombinasjon som er søksmålet for oppgaven og armeringsmberegninger bygges på denne.

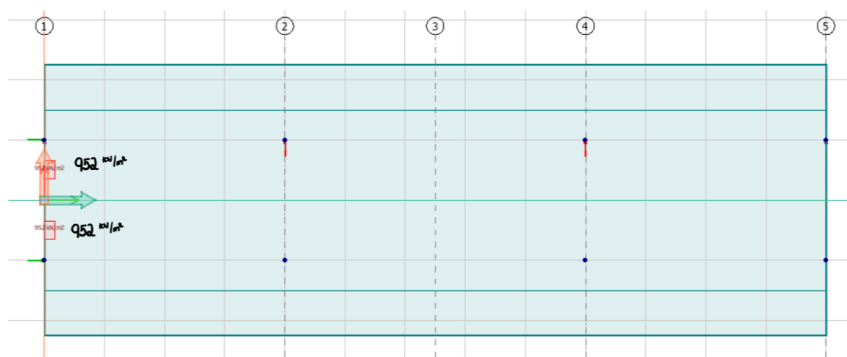
## Lastmodell 2

Denne lastmodellen er inkludert i globalanalysen med totalt 15 lasttilfeller. Det er plassert i fem kolonner på tre stykker i hver rad som skal tilsvare de teoretiske kjørefeltene. For kjørefeltene som ikke opptrer i midten, er den enakslede boogielasten plassert helt ute ved brubanens sidekant for å sjekke for maks eksentrisitet. LM2 brukes for å finne maksimale lagerreaksjoner i de åtte lagerene brua er utstyrt med. I tillegg er det testet en kolonne plassert ved bruens midtspenn for å se om den utfordrer lasttoget for lastmodell 1. Dette utgjør etter tabell NA.4.4a lastgruppe 1b og er en av de lastgruppene som Jordengvangen skal dimensjoneres etter. Figur 4.13, Figur 4.14 og

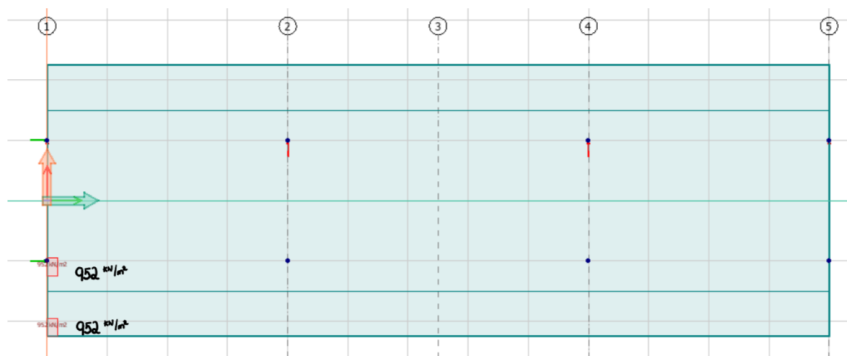
Figur 4.15 viser en kolonne ved akse 1. De to lyserøde rektanglene er hjultrykket for lastmodellen og tilsvarer en jevnt fordelt lastandel lik  $952 \text{ kN/m}^2$ , se vedlegg A.



Figur 4.13: LM2, eksentrisitetstest venstre sidekant



Figur 4.14: LM2 midt på bruens tverretning



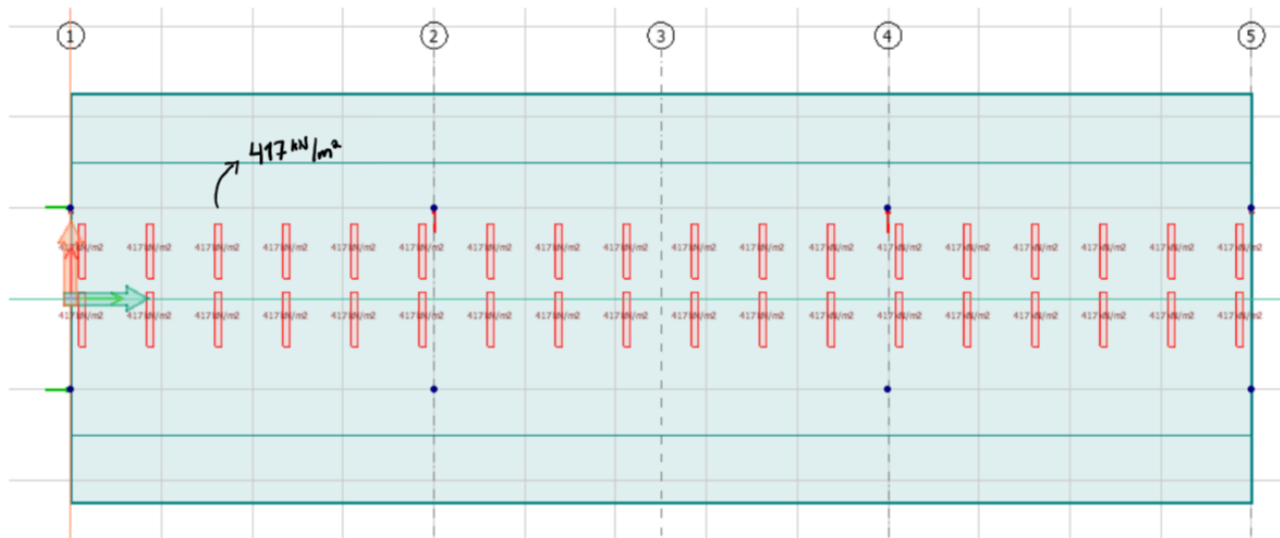
Figur 4.15: LM2, eksentrisitetstest høyre sidekant

### Lastmodell 3

LM3 er et spesialtilfelle av aksellaster der lastmodellen og dens bruksvilkår kan fastsettes i det enkelte prosjekt. [NA.4.3.4(1)] Dermed vil ikke alle bruer være dimensjonert for denne lasten og lastmodellen finnes ikke forhåndslaget i FEM-design. LM3 ble dermed håndtegnet i henhold til eurokode. Det ble brukt funksjonen *Surface load* for å konstruere hvert enkelt hjultrykk fra spesialkjøretøyet. I vedlegg A ble et hjultrykk tilnærmet lik  $417 \text{ kN/m}^2$  for et hjulareal lik  $0,18 \text{ m}^2$  beregnet. Hjultrykkene ble tegnet opp i par tilsvarende 9 linjeaksler på rekke med en med en indre avstand  $0,6 \text{ m}$  senter til senter.



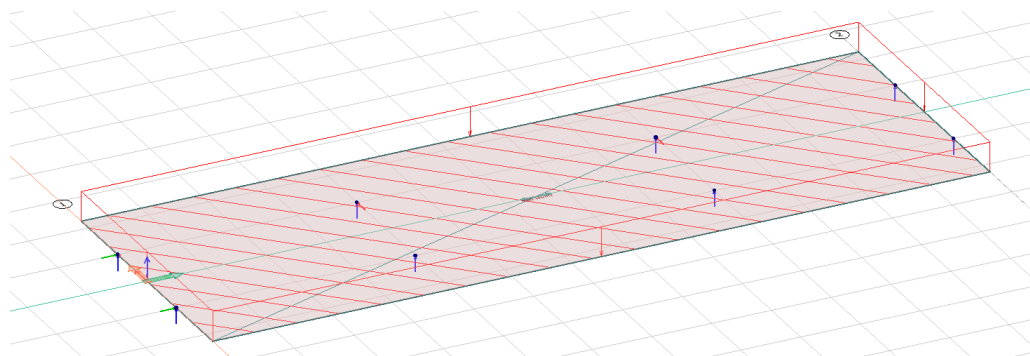
Det skal også tas hensyn til en eksentrisitet lik  $0,3\text{ m}$  fra bruens senter. Det er kun tatt med et lasttilfelle av denne lastmodellen og det er fordi den har en lengde tilsvarende  $25,5\text{ m}$  og verst tenkelige plassering blir  $0,25\text{ m}$  inn på hver side av bruens endeakser. For LM3 medregnes ikke bremse- og akselerasjonskrefter eller sidelast å opptre samtidig [4]. Totalt utgjør dette tilfellet lastgruppe 5 fra fra tabell 4.4a. Den komplette lastmodellen er vist under.



Figur 4.16: Lastmodell 3

#### Lastmodell 4

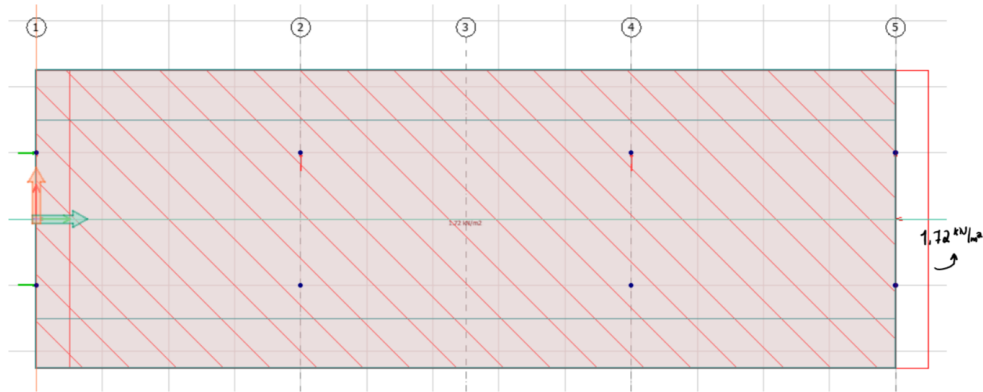
Lastmodell 4 tar hensyn til store grupperinger med mennesker på bruflaten. Det forventes ingen annen trafikk mens LM4 virker. I FEM-Design er den tegnet inn med *Surface load* kommandoen som en jevnt fordelt lastandel tilsvarende  $5\text{ kN/m}^2$ , se Figur 4.17. I hht. EN 1991-2 plasseres denne i lastgruppe 4.



Figur 4.17: Lastmodell 4 i FEM-design

### Bremselast- og akselerasjonslast

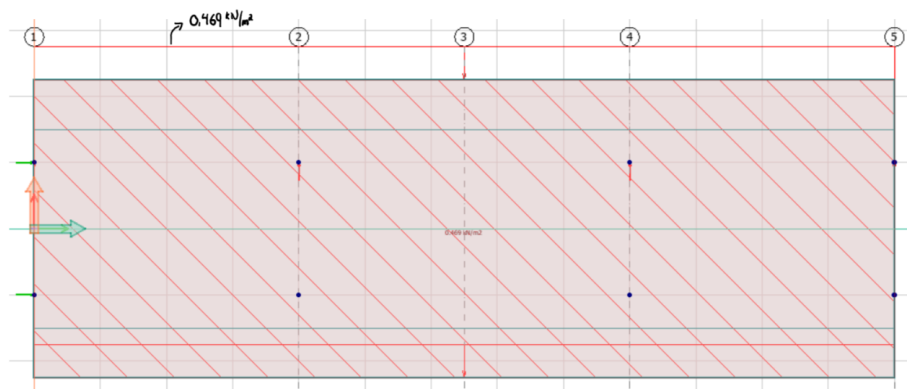
I FEM-Design er det gjort et valg om å gjengi bremselasten som en jevnt fordelt lastflateandel. Det er for å se dens virkning i selve bruplatten. Den er inntegnet med funksjonen *Surface load* som en langsgående flatelast.



Figur 4.18: Bremselast i FEM-Design

### Transversal bremselast

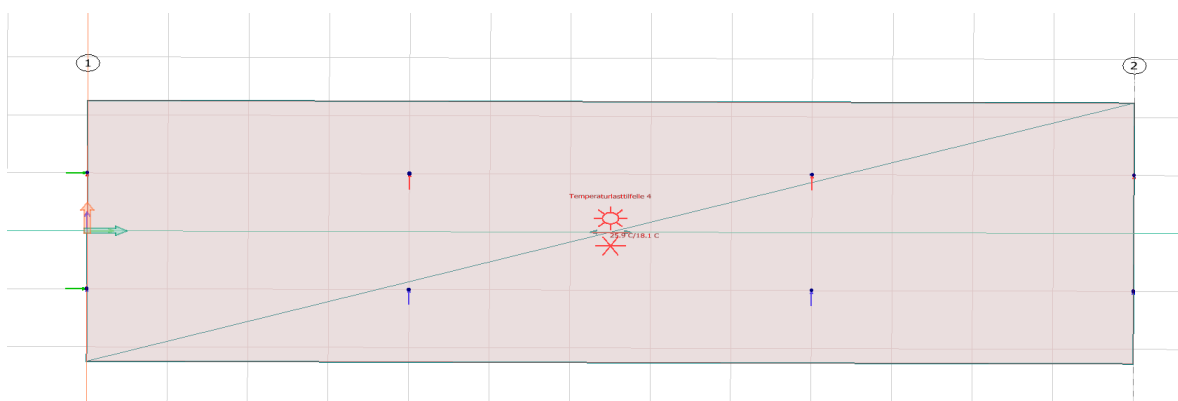
Transversal bremselast, ofte kalt sidelast, er tegnet inn som en jevnt fordelt flatelast som virker perpendikulært på bruens lengderetning. Det varierer ut fra det enkelte prosjekt hvordan sidelast skal gjengis. I denne oppgaven er hensikten å se innvirkning den har på selve bruplatten.



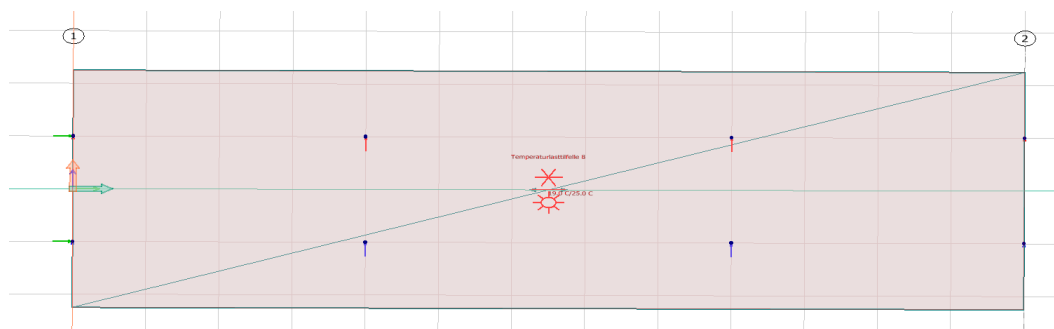
Figur 4.19: Transversal bremselast i FEM-Design

### 4.3.3 Temperaturlaster

I FEM-Design håndteres de termiske lastene som jevnt fordelte laster. I en egen rubrikk kalt *Surface temperature variation load* får man muligheten til å legge inn ved et tall som beskriver temperaturen på bruens overflate og naturlig nok en tilsvarende for bruens underside. For mer nøyaktige beregninger er det også mulig å legge inn flere temperaturverdier som beskriver hvordan temperaturen øker eller minker gjennom ulike deler i dekket. I underundersøkelse 3.4.8 kjøres åtte forskjellige temperaturlasttilfeller på brua. De beskriver både bruens temperaturvariasjoner ved kontraksjon og ekspansjon enten overkant varmere enn underkant og motsatt. Nedenfor er det vedlagt to temperaturlasttilfeller som beskriver de to scenariene. På Figur 4.20 er solmerket øverst og derfor er øvre flate varmere enn den nedre, mens Figur 4.21 er markert med et slags snøfnugg på toppen som henviser til at oversiden er den kaldeste siden av de to.



Figur 4.20: Temperaturlasttilfelle 4



Figur 4.21: Temperaturlasttilfelle 8

#### 4.4 Load groups

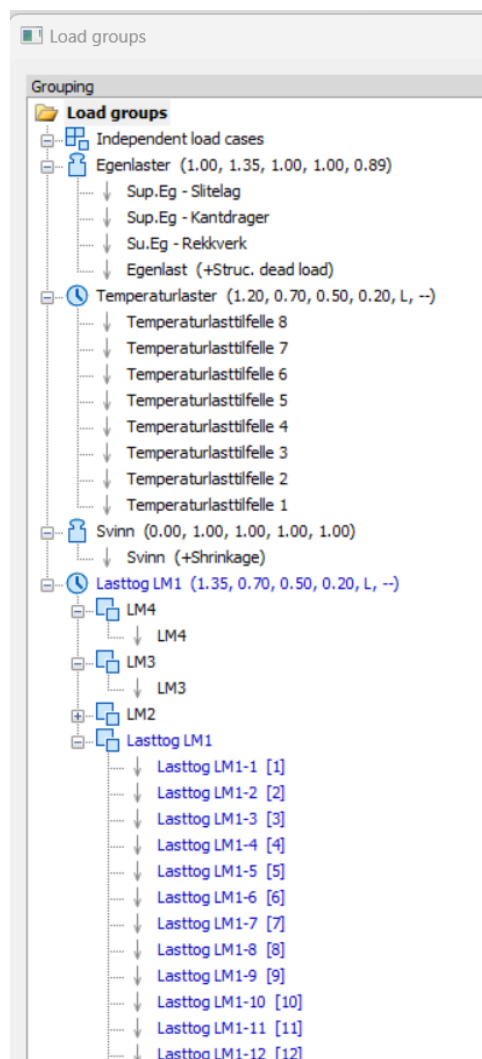
Når til slutt alle lastvirkningene er definert i *Load cases* grupperes de tilhørende lastene etter hensyn til hvilke som virker samtidig eller ikke samtidig. Noen lastvirkninger virker kun med høyst en last av gangen, mens noen er satt til å virke i samtlige kombinasjoner. I FEM Design genereres de gjennom bruk av en funksjon som heter *Load Groups*, der det tas hensyn til både ULS- og SLS-kombinasjoner om ønskelig. Det er med utgangspunkt i Eurokode 0 og tabellene i nasjonalt tillegg NA.A2.1, NA.A2.4(B) og NA.A2.6. Den er konstruert slik at man kan gruppere lastene sine i ulike lastkategorier. Dette er meget hendig for få oversikt over myriaden av laster som opptrer på bruer, i tillegg til at man enkelt kan kombinere disse med andre lastgrupperinger. Fra tidligere i rapporten ble de definert hvilke lastgrupper som gjelder for Jordengvangen og hvem som var relevant å ta med i beregningen. Nedenunder er de gjengitt igjen.

Lastgruppene er hentet fra tabell NA.4.4a fra NS-EN 1991-2.

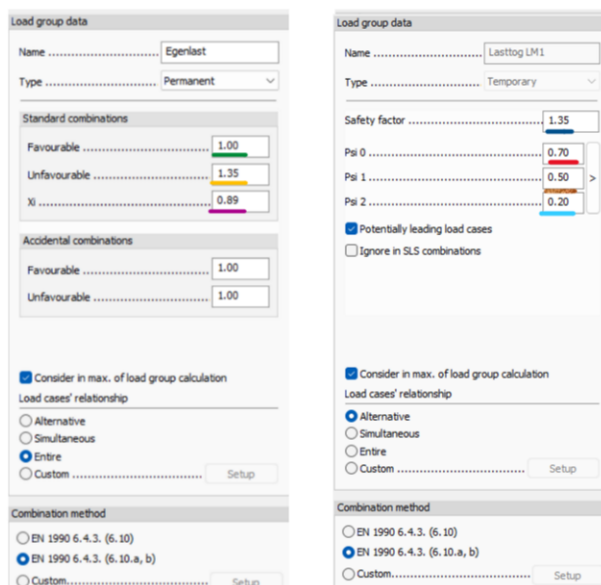
- $gr1a \rightarrow LM1 + bremselast + sidelast$
- $gr1b \rightarrow LM2$
- $gr4 \rightarrow LM4$
- $gr5 \rightarrow \text{Karakteristisk verdi for LM3}$

For dette prosjektet er det blitt laget en felles lastgruppe for alle trafikklastgruppene over. De representerer henholdsvis lasttog LM1, LM2, LM3 og LM4. Lastgruppen er kalt Lasttog LM1, se Figur 4.22. Innad i denne gruppen er det benyttet funksjonen *sub group*, som lar deg lage undergrupper som inkluderer tilfellene som kan ikke kan inntreffe samtidig. Det er huket av for *Alternative* i menyen slik at lastgruppene fra tabell NA.4.4a skal kombineres hver for seg. Videre er det bygget opp egne grupper for egenlastene (der superegenvekter er medregnet), en egen for svinn og en for de termiske lasttilfellene. På navnene for gruppene er de tilhørende faktorene for lastene.

Under er det vist illustrert hvordan *Load Groups* fungerer i praksis. Det er vist tilfeller for lastgruppene egenlast og lasttog LM1.



Figur 4.22: Load groups



Tabell NA.A2.4(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

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

Tabell NA.A2.6 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner

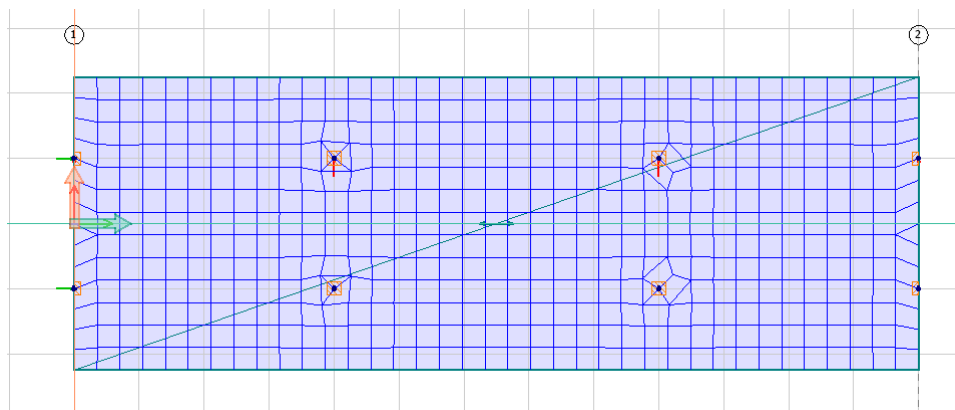
Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		Forspenning	Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$P$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,j} Q_{k,j}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$P$	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,j} Q_{k,j}$
Ofte forekommende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

Figur 4.23: Illustrasjon hvordan FEM-Design behandler ulike laster i lastgrupper ut fra NS-EN 1990

Når ønskelig antall *Load Groups* er laget kan disse igjen kombineres med hverandre for å finne ut hva som blir mest ugunstige og som gir høyeste moment- og skjærkrefter. Alle lastgruppene fra under-underseksjon 3.4.4 testes sammen med gruppene for egenlast og temperaturlaster for konstruksjonen. Temperaturlastene er lagt inn som åtte ulike tilfeller i under-underseksjon 3.4.8 som beskriver ulike tidsperioder for brua. Følgelig må dermed alle åtte kjøres i for hver trafikklastlastgruppe og med egenlasten. FEM-Design opererer med en egen funksjon som kan kombinere alle lastgruppene som kan med opptre med hverandre og beregner hva som blir mest kritisk for brukonstruksjonen. Den kalles *Maximum of load groups* og kan hukes av i analysebolken av programmet om det er denne lastkombinasjonen som ønskes.

#### 4.4.1 Mesh

For å klargjøre modellen til å kalkulere krefter må FEM-modellen finjusteres litt i rubrikken *Finite element metode*. Navnet er engelsk og på norsk brukes ordet elementmetoden. Det er beregningsmetoden som brukes av FEM-Design til å utføre beregninger. Enhver konstruksjon, uavhengig av kompleksitet, deles inn i mange mindre deler eller elementer med kjente og forståtte egenskaper. Elementene består av enten endimensjonale bjelker, todimensjonale flater eller tredimensjonale volumelementer. Under i Figur 4.24 er det vist hvordan *mesh-et* av Jordengvangen er bygget opp.



Figur 4.24: Mesh av Jordengvangenbru

Her er det representert et todimensjonalt mesh, bygget opp av skallelementer. Det defineres automatisk i programvaren etter hvilken form konstruksjonen din har og kalles *finite element mesh*. De blåstrekede firkantene i figuren over har 8 noder og trekantene (stort sett rundt lagrene) har 6 noder pr. element [3]. Samtlige noder har 6 frihetsgrader, der tre av dem er til forskyvning og tre er for rotasjon om hver av aksene. Elementene i modellen er i stand til å representere både krumning og deformasjoner i planet og rommet.

Utkommet av dette blir forskyvninger og rotasjon om alle de tre aksene for hver node. De respektive nodene gir også ut krefter og momenter. De relevante kreftene og momentene er kommentert senere. Samtlige av delene i konstruksjonen er bygget opp av kvadratiske elementer med sidekanter lik 0,5 m og der dette ikke lar seg gjøre vil FEM-Design justere størrelsene og formene for å få et mesh som tilfredsstillende.

*Peak smoothing*: Siden et todimensjonalt mesh er representert her og ikke et tredimensjonalt med volumener er det nødvendig å ta i bruk kommandoen *peak smoothing*. Den vil lage en jevnere og finere overgang mellom platene slik at hjørnekrefter ikke blir konsentrert i små punkter langs overgangene. Det vil da altså jevne ut hjørneeffektene, slik at det ikke oppstår uendelige indre krefter [3]. I denne modellen er det laget kvadrater med sidekanter lik 0,2 m og halvkvadrater ved endene for å få skikk på problemet.

Det verst tilfellet for brua sett med hensyn på momenter ble samtlige boogielaster i midtspenn med Lane 1 til høyre (sett fra nordlig retning på brua) og Lane 2 i midten henholdsvis for momentet om y-aksen. Momentet om x-aksen var størst ved lastmodell 2 plassert med boogielasten i senter ved de andre teoretiske kjørefeltet. Opptredende skjærkrefter ble størst ved lasttog LM1-170 og 182. Det tilsvarer boogielaster plassert ved bruas start- og sluttspenn med de teoretiske kjørefeltene på samme posisjoner.

I neste underkapittel presenteres de ulike grensetilstandene konstruksjonen kan befinne seg i og som den skal bli dimensjonert i. I siste del av denne hovedseksjonen presenteres lastvirkningene som FEM-design beregnet på bakgrunn av teorien over.

## 5 Grensetilstander

I Norge er det regelverkene Norsk Standard og Eurokode som benyttes. En fellesfaktor er at begge disse baserer seg på en applisert metode som kalles partialkoeffesientmetoden [2]. Denne blir brukt for å dimensjonere bærende konstruksjoner og er bestemt av byggestandarder som sørger for at byggeforskrifter blir oppfylt. Konstruksjonen vil, naturlig nok, avhengig av lastpåkjenning og bruksmåte ha varierende virkemåte. Dermed skilles det også mellom dimensjonering i ulike grensetilstander. En konstruksjon kan deles inn i fire grensetilstander:

---

Bruksgrensetilstand

Bruddgrensetilstand

Utmattingstilstand

Ulykkesgrensetilstand

---

En grensetilstand kan forstås som en tilstand der konstruksjonen eller en del av den er på randen til å ikke tilfredsstille krav til videre drift. Sagt med andre ord er det her den taper evner til å motstå de foreskjellige ytre påvirkningene den står ovenfor. Hensikten er dermed å påvise at den gjeldende konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet til å motstå virkningen av en belastning med hensyn til brudd og skadelige deformasjoner for definerte grensetilstander [2]. Ved brukklassifisering kan det være aktuelt kontrollere konstruksjonene i fire grensetilstander (listet over). I oppgaven velger gruppen å kontrollere bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

De nevnte grensetilstander kontrolleres med Håndbok N400 og Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner. (Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, NS-EN 1992-2:2005 del 2: Bruer) Etter Håndbok N400 krav 13.5.1—4 skal bruer dimensjoneres for en 100-års brukstid. Om dette ikke er tilfellet og forventet levetid er kortere skal de eventuelle delene være mulig å skifte ut. Pålitelighetsklassen brua tilhører er klasse 3 i henhold til EK 0.

## 5.1 Bruddgrensetilstand (ULS)

Bruddgrensetilstanden tilsvarer en konstruksjon eller deler av denne sin maksimale bæreevne før den går til kollaps. Unngå sammenbrudd av konstruksjonen (total kollaps, tap av likevekt, brudd i enkeltvernsnitt, utmattingsbrudd osv.). I hht. god konstruksjonspraksis bør et eventuelt brudd være duktilt (gi forvarsel). Ønsker å unngå sprø brudd [7]. Denne grensetilstanden tillater altså store laster som har en snever sannsynlighet for å inntreffe i løpet av byggets levetid. Det finnes ulike bruddgrensetilstander som skal påvises der det er relevant (punkt 6.4.1 i NS-EN 1990).

---

<b>EQU</b>	- Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den; <ul style="list-style-type: none"> <li>• (Sett A) Brukes stort sett for å sjekke konstruksjonens likevekt, vil være relevant for landkar og støttemurer</li> </ul>
<b>STR/GEO (Sett B)</b>	- Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdeler; <ul style="list-style-type: none"> <li>• Er relevant for overbygningen og deles inn i ligningene 6.10a og 6.10b</li> </ul>
<b>STR/GEO (Sett C)</b>	- Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten av jord eller berg er av betydning for å sikre kapasiteten <ul style="list-style-type: none"> <li>• Relevant for konstruksjoner i grunnen</li> </ul>

---

I denne oppgaven er det brukt sett B, altså STR/GEO grunnet dens relevans for overbygningen.

### 5.1.1 Lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand

Lastene som virker på konstruksjonen settes opp mot hverandre og kombineres. Man sjekker for hvert kritiske lasttilfelle og deretter skal de dimensjonerende verdiene for lastvirkningene ( $E_d$ ) bestemmes ved å kombinere verdiene for de lastene som forventes å kunne opptre samtidig. I NS-EN 1990 finnes det uttrykk for lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand, fra henholdsvis ligning 6.10a og 6.10b:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

- + leses som *kombineres med*
- $\sum$  leses som *kombinert virkning av*
- $\xi$  er en reduksjonsfaktor for de ugunstige permanente lastene



Majoriteten av lastene er ikke permanente laster, ergo vil det være en særdeles liten sannsynlighet for at de vil opptre samtidig med sin karakteristiske verdi. I standarden er dette tatt hånd om ved å innføre kombinasjonsfaktorer,  $\psi$ , som videre kan kombineres med de karakteristiske verdiene etter NS-EN 1990. Deretter introduseres det for noen partialfaktorer,  $\gamma$ , som er tatt med for å forsikre at lastvirkningen ikke overskrides under levetiden til brukonstruksjonen. Begge faktorene kan finnes i det nasjonale tillegget i henholdsvis i tabell A2.1 for  $\psi$  og  $\gamma$ -faktorene fra tabell A2.4(B) som kun er gjeldende for bruddgrensetilstanden.

I ligning 6.10a er egenvekten den dominerende lasten og kombineres med de andre lastene. Mens i ligning 6.10b testes både kombinasjonen der de termiske lastene er dominerende og når hovedfokus er rettet mot trafikklasten. I forhold til trafikklast spiller det også inn hvilke av lastmodellene som er aktuelle. Alle lastkombinasjonene skal kalkuleres og den som til slutt gir størst verdi velges. Verdiene er nøye utplukket fra standarden og gjengitt i Tabell 5.1.

Tabell 5.1: Lastfaktorer for bruddgrensetilstand for ligning 6.10a og 6.10b

Laster Kombinasjon	$\xi$	$\gamma_{G,j.sup}$	$\gamma_{G,j.inf}$	$\gamma_{Q1/Qi}$	$\psi_0$	Lastfaktorer	
Trafikklast	-	-	-	1,35	0,70	0,945	Alternative
Trafikklast (dominerende)	-	-	-	1,35	-	1,35	Alternative
Egenvekt	0,89	1,35	1,0	-	1,0	1,2015	Entire
Egenvekt (dominerende)	-	1,35	1,0	-	1,0	1,35	Entire
Temperatur	-	-	-	1,2	0,7	0,84	Alternative
Temperatur (dominerende)	-	-	-	1,2	-	1,20	Alternative
Passivt jordtrykk	-	-	-	1,5	0,7	1,05	Alternative
Svinn	1,0	1,0	0,0	-	-	1,00	Alternative

Neste steg i prosessen blir å avgjøre når lasttilfellene i de ulike lastgruppene skal opptre. I FEM-Design brukes begrepene *Entire* eller *Alternative* for å vise når lastene virker og hvor mange andre lasttilfeller som inntreffer samtidig. *Entire* brukes for å for å forklare at samtlige laster i lastgruppen skal virke i samtlige lastkombinasjoner. Det andre alternativet, *Alternative* viser til at maksimalt én av lastene i gruppen vil opptre i hver lastkombinasjon. For de opptredende lastene er det trafikklast som gjelder for samtlige laster, mens de resterende opptrer med høyst én annen last. De relevante kombinasjonene er opplistet under i tabell 5.2.

Tabell 5.2: Oppsummering lastkombinasjoner for bruddgrensetilstand

ULS	Egenlast	Trafikklast	Termiske laster
6.10a			
Egenvekt som dominerende last	1.35	0.945	0.84
6.10b			
Trafikk som dominerende last	1.2015	1.35	0.84
6.10c			
Termisk som dominerende last	1.2015	0.945	1.2

## 5.2 Bruksgrensetilstand (SLS)

Bruksgrensetilstand (engelsk: Serviceability Limit State (SLS)) refererer til en grensetilstand for en konstruksjon eller et konstruksjonselement, som svarer til en bestemt grense for funksjonsdyktighet eller bestandighet, som ikke skal overskrides ved normal og jevnlig bruk [5]. Grenser som settes i bruksgrensetilstanden er ofte faslagt i sammenheng med faren for store nedbøyninger, setninger, uakseptable forskyvinger, tøyning eller riss. Det er i denne tilstanden er brukbarhet et nøkkelord, og som det ligger i ordet, bør det dermed føles trygt å ferdes på brua. Etter NS 1990 merknad 1 vil også utseende spille en rolle og har det samme kriteriene som ovenfor.

### 5.2.1 Lastkombinasjon for bruksgrensetilstand

Standarden henviser til tre ligninger, nærmere detaljer i 6.5.3, for å kontrollere lastkombinasjoner i bruksgrensetilstander og de er listet opp under. I denne bacheloroppgaven tas det hensyn til alle tre grunnet de ulike ligningene har ulike bruksområder de gjelder for. Ligningene 6.14b, 6.15b og 6.16b er vist under.

#### Karakteristisk kombinasjon

---

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

#### Ofte forekommende kombinasjon

---

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

#### Kvasi-permanent kombinasjon (også kalt tilnærmet permanent)

---

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

Den karakteristiske kombinasjonen brukes ofte ved forskyvningskontroller og den tilnærmet permanente for å kontrollere rissvidden for slakkarmeringen. Videre er nedbøyning viktig i en bruksgrensesammenheng. Den vil bli kontrollert for den kombinasjonen som blir dimensjonerende. I henhold til 6.5.4(1) forutsettes det at partialfaktorer ( $\gamma$ ) settes lik 1,0 i alle uttrykkene. Under vises tre forskjellige tabeller alt etter hvilken kombinasjon som skal brukes. Denne er tilnærmet lik den for bruddgrensetilstand med de tilhørende faktorene i Tabell 5.1, men her med utgangspunkt i NA.A2.6 og NA.A2.1, samt ligningene 6.14b, 6.15b, 6.16b.

	Trafikk (Dominerende) Karakteristisk	Trafikk Karakteristisk	Temperatur (Dominerende) Karakteristisk	Temperatur Karakteristisk
$\psi_0$	-	0,7	-	0,7
$\psi_1$	-	-	-	-
$\psi_2$	-	-	-	-
$\gamma$	1	1	1	1

Tabell 5.3: Faktorer tilhørende den karakteristiske kombinasjonen

	Trafikk (Dominerende) Tilnærmet permanent	Trafikk Tilnærmet permanent	Temperatur (Dominerende) Tilnærmet permanent	Temperatur Tilnærmet permanent
$\psi_0$	-	-	-	-
$\psi_1$	0,7	-	0,6	-
$\psi_2$	-	0,2/0,5	-	0/0,5
$\gamma$	1	1	1	1

Tabell 5.4: Faktorer tilhørende den ofte forekomne kombinasjonen

Grunnen til at tabellen oppgir to verdier for  $\psi_2$  er fordi det nasjonale tillegget i eurokoden skiller mellom om kombinasjonen *tilnærmet permanent* skal benyttes til å beregne rissvidder eller langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper. For rissvidder i *tilnærmet permanent* brukes verdien 0,5, mens for langtidseffekter benyttes verdiene 0,2 respektive 0. I rissvidde beregning vil verdien bli tatt i bruk. Se Figur .

	Trafikk (Dominerende) Ofte forekommen	Trafikk Ofte forekommen	Temperatur (Dominerende) Ofte forekommen	Temperatur Ofte forekommen
$\psi_0$	-	-	-	-
$\psi_1$	-	-	-	-
$\psi_2$	0,2/0,5	0,2/0,5	0/0,5	0/0,5
$\gamma$	1	1	1	1

Tabell 5.5: Faktorer tilhørende den tilnærmede permanente kombinasjonen

### 5.3 Resultater fra analysen

De opptredende lastvirkningene på Jordengvangen brua blir beregnet med funksjonen *calculate*. På bakgrunn av forarbeidet utarbeidet over vil FEM-Design nå beregne den absolutt verste lastkombinasjonene av alle lastgruppene i Figur 4.22 som vil virke på brudekket. De er hentet uavhengig av plassering. FEM-Design kaller kombinasjonen for det passende navnet *Maximum of load groups*. Resultatene som hentes vil dermed kun gjelde maksimum (eventuelt minimumsverdier), da dette blir dimensjonerende for bruens funksjonsevne og hvor mye den tåler ved bristepunktet. Det vil likevel settes opp en tabell som oppsummerer maksimal skjærkraft, bøyemoment og torsjonsmoment for samtlige lastgrupper utenom de nevnte for å verifisere lastresultatene.

Moment-, skjær- og torsjonskrefter fra FEM-modellen er plassert i en tabell for bruddgrensetilstand i Tabell 5.6. Samme tabell er konstruert for bruksgrense der også nedbøyning er tatt med, se Tabell 5.7. Bruddgrensetilstand vektet i større grad i denne oppgaven siden armeringsmengden bestemmes på bakgrunnen av denne og grensetilstanden vil gi verste tilfeller for brua. I tabellen for bruddgrense er det vedlagt ekstra informasjon vedrørende hvilket lastbildet som forårsaket den verste kombinasjonen. Det skal være som en kontrollsjekk om svarene fra FEM-Design virker plausible og at det kan verifiseres at programmet gir reelle bøyemoment-, skjær- og torsjonskrefter i dekket. Dette blir også videre drøftet i vedlegg slik at modellen kan valideres ytterligere.

Samtlige lastkombinasjoner fikk ikke samme dominerende last, det var noen variasjoner. Lasttog LM1 (åpenbart ved ulike plasseringer etter hvilken lastvirkning) ble stort sett dominerende last og ligning 6.10b i ULS var en gjenganger. Det var et tilfelle der lastmodell 2 ble verst og det var henholdsvis for moment om global x-akse i positiv retning. Temperaturtilfelle 3 og 7 var ofte med i ligningene og beskriver tilfeller når brua kontraherer. Alle verdier er gjengitt per meter på grunn av de virker over en plate. Videre opererer FEM-Design med andre navn enn gruppen har som vane og bruke, og en oversettelse under er vedlagt for å unngå forvirring.

- Momenter:

$$- M_{x'}$$

$$- M_{y'}$$

- Skjærkrefter:

$$- T_{x,z}$$

- Torsjonskraft:

$$- M_{x'y'}$$

	ULS	Forklaring		
		Dominerende lasttilfelle	Ligning	Lokasjon av høyeste verdi
$T_{x,z,max}$ [kN/m]	1569,278	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr.5 med boogelaster plassert rett før akse 5 Temperaturtilfelle 3 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Over østvendt lager i akse 5
$T_{x,z,min}$ [kN/m]	-1614,424	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr. 5 med boogelaster plassert rett ved akse 1 Temperaturtilfelle 3 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Over østvendt lager i akse 1
$M_{x,max}$ [kNm/m]	517,728	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr. 5 med boogelast ved midtspenn Temperaturtilfelle 7 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Over midtspenn
$M_{x,min}$ [kNm/m]	-854,91	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr. 2 med boogelaster plassert 10 m inn i bruas lengde Temperaturtilfelle 7 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Over vestvendt lager i akse 2
$M_{y,max}$ [kNm/m]	104,436	Lastgruppe 1b er dominerende, hhv. for LM2_Max 2 med lasten plassert midt på bruas tverrs penn ved akse 1 Temperaturtilfelle 7 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10a	Ved akse 1 midt i bruens tverrs penn
$M_{y,min}$ [kNm/m]	-755,155	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr.2 med boogelaster plassert ved akse 1 Temperaturtilfelle 3 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Over vestvendt lager i akse 1
$M_{xy,max}$ [kN/m]	189,323	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr.2 med boogelaster plassert ved akse 1 Temperaturtilfelle 3 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Rett til venstre for vestvendt lager i akse 1
$M_{xy,min}$ [kN/m]	-189,43	Lastgruppe 1a er dominerende, hhv. For lasttog nr.5 med boogelaster plassert ved akse 1 Temperaturtilfelle 3 multiplisert med kombinasjonsfaktor	6.10b	Rett til høyre for østvendt lager i akse 1

Tabell 5.6: Bruddgrensetilstand: Moment, skjær og torsjonskrefter, samt nedbøyning hentet fra FEM-Design modell

Videre påfølger Tabell 5.7 som lister opp verdier knyttet til grensetilstanden bruksgrensetilstand. Det er vist for kombinasjonene: Tilnærmet permanent, karakteristisk og ofte forekommen. Siden armeringsberegningene regnes for ULS er ikke like spesifikke detaljer rundt lastene vedlagt. Men, et par blir beregnet i vedlegg B for å verifisere resultatene. Likevel er det gjort disse observasjonene. I den ofte forekomne versjonen var det lasttog LM1 dominerende i samtlige laster. En faktor  $\psi_2 = 0,5$  ble multiplisert med trafikklasten, mens for temperaturtilfellene en faktor  $\psi_2 = 0,2$ . De var enten tilfelle 3 eller 7 som dukket opp. Begge tilsvarende situasjoner hvor brua ekspanderer.

	SLS Karakteristisk	SLS Tilnærmet permanent	SLS Ofte forekommende
$T_{x,z,maks}$ [kN/m]	1173,49	439,05	710,26
$T_{x,z,min}$ [kN/m]	-1206,88	-445,484	-726,74
$M_{x,maks}$ [kNm/m]	364,139	124,208	206,91
$M_{x,min}$ [kNm/m]	-642,009	-350,66	-454,53
$M_{y,maks}$ [kNm/m]	336,309	1,32	23,11
$M_{y,min}$ [kNm/m]	-606,334	-253,66	-347,54
$M_{x,y,maks}$ [kN/m]	313,95	53,08	85,45
$M_{x,y,min}$ [kN/m]	-595,616	-52,54	-85,49
<b>Nedbøyning</b> [mm]	26,316	10,755	16,12

Tabell 5.7: Bruksgrensetilstand: Moment, skjær og torsjonskrefter, samt nedbøyning hentet fra FEM-Design modell

For den tilnærmet permanente kombinasjonen skilles det ikke på hvilken last som er dominerende eller ei, begge multipliseres med en  $\psi_2 = 0,2$ . Ser fra Tabell 5.5 at dette stemmer greit. Lastgruppe 1a og 1b byttet på å være den dominerende lastgruppen. Til slutt gav FEM-Design verdier for den karakteristiske kombinasjonen. Trafikklast ble også den mest dominerende lastvirkningen der lastgruppe 1a og b byttet litt avhengig av verdier. De fleste inneholdt temperaturtilfelle 3 som tilsvarer ekspansjon i bruplata.

I vedlegg D vises diagrammene for kreftene i tabellene over og nærmere detaljer rundt lastkombinasjonen vil også vises her.

## 5.4 Tolkning av resultater

I denne seksjonen blir det tolket fordeler og ulemper med lastvirkningene fra FEM-Design og verifikasjonen med håndberegninger. Dette er nok en seksjon som like godt kunne tilhørt diskusjonsdelen, men er valgt å plasseres her av hensiktsmessige grunner.

Håndberegninger og FEM-Design gir ulike bøyemoment- og skjærkraft resultater. Det er fordi at modelleringsprogrammet FEM-Design gir sine resultater ut i kNm/m mens for håndberegninger beregnes resultatene i kNm, det er derfor ikke rett frem å sammenligne resultatene. For enkelthetskyld ble det benyttet en bjelkemodell for håndberegninger. Ordinært vil et brutverrsnitt generelt bli beregnet etter hvor mange Nm (evt. kNm) tverrsnitt kan ta i henhold til armeringsmengde og kapasitet. I dette prosjektet er det derfor besluttet å sammenligne resultatene for de nevnte kreftenes virkning over tverrsnittet. Resultatene blir dermed sammenlignet i enheten kNm.

Videre er ikke momentet kontinuerlig gjennom bruplatens tverretning. Det vises i vedlegg D. Dermed er det plukket ut et par kontrollpunkt og deretter funnet gjennomsnittet av disse. Gjennomsnittsverdien multipliseres etterpå med bruas bredde. Brua har i dette prosjektet to bredder; stegbredden og flensbredden. Det er valgt å benytte stegbredden for verifikasjon av resultatene. Det er fordi det er denne som får det verst under lanstpåvirkningen. Dette valget kommenteres også i underseksjon 6. Dette vil gi et mer representativt bilde av maksimalt bøyemomentet fordelt over tverretningen. Strengt tatt ville en mer korrekt metode vært å integrert momentdiagrammet over bredden, men forenkles til beregningsmetoden over. Vedrørende nærmere detaljer og beregninger for de momentene som er valgt å verifisere modellen er beskrevet i vedlegg B.

I tillegg som nevnt i Figur 4.2 ble det gjort et valg om å definere et koordinatsystem som tok utgangspunkt i ordinære retninger for aksene. I forhold til bjelke- og plateteori er aksesystemet definert annerledes. Bøyemomentet er positivt når man får strekk på bjelkens underside og skjærkraften er positiv når den roterer elementet med klokken [9] og derfor er z-aksen pekende nedover slik at dette blir tilfellet. Resultatene i tabellene over trenger dermed å skifte fortegn for å svare til rett virkning av kreftene og slik at det blir strekk på rett side, samt elementrotasjon blir rett. Verdiene i tabellene blir stående for det er slik koordinatsystemet nå er bestemt, men fortegnspromatikkene er tatt hensyn til i armeringsberegningene. Gruppen så nødvendigheten for å oppklare eventuell forvirrelse.

Et faktum er at nedbøyningen midten på platen må være lik for begge retningene. Dermed er det klart at krummingen, og dermed også bøyemomentet i den korteste retningen (x-retningen) er størst. Det meste av lasten bære dermed i denne retningen. [13] Det kan sees i tabellen at dette stemmer.

## 5.5 Verifikasjon av beregninger

Under følger en verifikasjon at håndberegninger og beregninger gjort i FEM-Design for å se om de stemmer nogenlunde overens. Det er forventet noe avvik grunnet bjelkemodellen benyttet i håndberegninger og platen i FEM-Design der man får lastvirkninger i planet. For håndberegninger er det antatt et verste lasttilfelle, grunnet vi ikke har hatt tiden til å testet alle ulike kombinasjoner for ugunstighet et cetra. På bakgrunn av tidligere mekanikkurs er det antatt at verste og mest ugunstige last vil være ved bruas midtspenn for momentet og boogielaster plassert ved bruas ende for å få størst skjærkrefter. På grunn av bjelkemodell har det ikke vært mulig å teste ulik plassering av trafikkfelt, men kun antatt jevnt fordelt last per meter. Derfor vil det heller ikke bli betraktet like mange lasttilfeller. Termisk påvirkning er også sett bort i fra der. Det er antatt at bjelkebetrakningen vil gi mer konservative resultater enn modellen i FEM-Design.

For å se på forskjellen av resultatene er det valgt å benytte et prosentvis avvik som vises i ligning (6.5).

$F_H$  Krefter fra håndberegninger

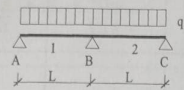
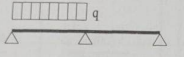
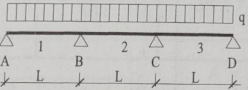
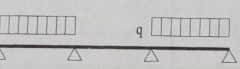
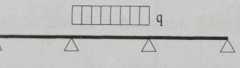
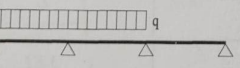
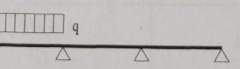
$F_M$  Krefter fra modelleringen i FEM-Design

$$Avvik [\%] = \left( \frac{F_H}{F_M} - 1 \right) \cdot 100\% \quad (5.1)$$

### Verifikasjon med håndberegninger

Videre brukes egenvekten til å kvalitetssikre modellens resultater ytterligere. Det blir gjort enkle håndberegninger og for å forenkle det hele mest mulig er brukt egenvekt brukt som beregningsgrunnlag. I den 3. utgaven av Stålkonstruksjoner - Profiler og Formler er det en tabell for å effektivt finne snittkrefter for kontinuerlige bjelker [6]. Et utdrag fra tabell 3.5 er vist under.

TABELL 3.5 SNITTKREFTER FOR KONTINUERLIGE BJELKER

System og last	Maksimalt feltmoment ( $qL^2$ )	Støttemoment ( $qL^2$ )	Reaksjonskrefter ( $qL$ )
	$M_1 = 0.0703$ $M_2 = 0.0703$	$M_B = -0.125$	$A = 0.375$ $B = 1.25$
	$M_1 = 0.0957$	$M_B = -0.0625$	$A = 0.4375$ $B = 0.625$ $C = -0.0625$
	$M_1 = 0.080$ $M_2 = 0.025$ $M_3 = 0.080$	$M_B = -0.10$ $M_C = -0.10$	$A = 0.40$ $B = 1.10$ $C = 1.10$ $D = 0.40$
	$M_1 = 0.101$ $M_3 = 0.101$	$M_B = -0.050$ $M_C = -0.050$	$A = 0.45$ $B = 0.55$ $C = 0.55$ $D = 0.45$
	$M_2 = 0.075$	$M_B = -0.050$ $M_C = -0.050$	$A = -0.05$ $B = 0.55$ $C = 0.55$ $D = -0.05$
	$M_1 = 0.0735$ $M_2 = 0.0535$	$M_B = -0.117$ $M_C = -0.033$	$A = 0.383$ $B = 1.20$ $C = 0.45$ $D = -0.033$
	$M_1 = 0.094$ $M_2 = -0.025$	$M_B = -0.067$ $M_C = 0.017$	$A = 0.433$ $B = 0.65$ $C = -0.10$ $D = 0.0167$

Verdiene gjelder for  $EI = \text{konstant}$ . For nedoverrettet  $q$  gir positiv  $M$  strekk på undersiden.

Figur 5.1: Tabell 3.5, Stålkonstruksjoner - Profiler og Formler

$$q = 103,9 \text{ kN/m}$$

Egenvekten som fordelt lastandel per meter langs dekket

$$L = 10 \text{ m}$$

Bredden for midtspennet, felt 2

$$L = 8 \text{ m}$$

Bredden for sidespennet, felt 1 og 3



Håndregning blir:

Moment over felt 2

$$0,025 \cdot 103,9 \cdot 10^2 = 259,75 \text{ kNm} \quad (5.2)$$

Moment over støtte

$$-0,10 \cdot 103,9 \cdot 8^2 = -664,96 \text{ kNm} \quad (5.3)$$

Siden FEM-Design gir momenter ut i kNm/m omregnes dette til kNm som vist i vedlegg A.

- $M_{felt} = 258,9 \text{ kNm}$
- $M_{støtte} = -538,20 \text{ kNm}$

Feltmoment:

$$Avvik [\%] = \left( \frac{259,75}{258,9} - 1 \right) \cdot 100\% = 0,328 \% \quad (5.4)$$

Støttemoment:

$$Avvik [\%] = \left( \frac{-664,96}{-538,20} - 1 \right) \cdot 100\% = 23,55 \% \quad (5.5)$$

Ser her at vi får et avvik på støttemomentet på 0,328 % og et avvik på 23,55 % for feltmomentet. De overskridende avvikene, spesielt for støttemomentet, kan skyldes at vi regner med for få elementer i vår håndberegning. I FEM-Design opereres det med flere elementer og den har et finere mesh slik at den får mer realistiske resultater. Videre er denne beregningen basert på en bjelkemodell, mens i modelleringsprogrammet er den innlagt som en plate. Det er en annen beregningsmetode, samt at man får et ekstra moment om tverraksen (y-aksen). Håndberegninger er dermed mer konservative, men konstruksjonen kan bli overdimensjonert med slike betraktninger. Håndberegningene var antatt å være større enn databeregningene og anser dette som å være tilnærmet ok og at de verifiserer FEM-Design verdiene. Dette kommenteres videre i underseksjon 6.

### Verifikasjon med Strian beregninger

Alle beregninger er gjort i vedlegg A, men er samlet under i Tabell 5.8. Det er sett på ligning 6.10b siden den gav størst moment i FEM-Design. Bruksgrensetilstand blir ikke sjekket. De antas å stemme om lastvirkningene fra bruddgrense er ok.

Beskrivelse	Prosentvis avvik	Enhet
Moment fra egenvekt over felt 2	71,87	%
Moment fra egenvekt over støtte	58,6	%
LM1 moment felt 2	14,18	%
LM1 skjær ved opplager	-60,37	%

Tabell 5.8: Prosentvis avvik for Strian beregninger

Generelt ser det ut til at Strian gir en del høyere verdier enn resultatene i FEM-Design. Det høye prosentvise avviket skyldes stort sett valget om stegbredden kontra flensbredde for å definere en tilnærmet korrekt sammenligningsverdi fra FEM-Design over bredden. Valget er gjort i lag med intern veileder på betraktning av at kreftene forplanter seg i brudekket og dermed vil den nederste tverrsnittsbredden, stegbredden, bli mest utsatt over tid. I et arbeidslivsperspektiv vil de testes begge breddene og delbredder oppover i dekket for å kontrollsjekke ytterligere.



Det hadde vi ikke tid til i denne oppgaven og falt dermed på valget kommentert over. Videre vil det ansees som konservativt å ta det verste utsatte delen av tverrsnittet og beregne for denne. I tillegg til denne betraktningen vil de observasjonene for håndberegningene gjelde her også. Dette er en bjelkemodell, der det ikke opereres med like mange elementer som FEM-Design og derfor er verdiene fra Strian så mye høyere.

Det som ikke stemte helt fra våre antagelser var skjærkraften. Der Strian beregnet en total skjærkraft med en 60 % lavere verdi enn FEM-Design sin. Det kan være flere fornuftige grunner til dette. For det første er den største skjærkraften i FEM-Design lokalisert i opplageret. Der er verdien meget stor i forhold til resten langs bredden, se vedlegg Figur D. For det andre er det vanskelig å sammenligne lastmodellene fra EK1-2 som er ment til å virke over en plate, mens Strian baserer seg på bjelketeori. Får ikke funnet det verste lasttilfellet ved å bytte plassering for kjørefeltene, ei heller boogielastene. De presenteres også med en punktlast isteden for en jevnt fordelt lastandel tilsvarende et hjultrykk. For det tredje baserer mye av beregningene her i rapporten for en plate. Gjennom bachelorstudiet er ikke dette et fagfelt som undervises og gruppen har dermed liten kunnskap utover det som er selvlært under skriveprosessen dette semesteret. Tiden har ikke strukket til for å belære seg plateteori. I sum av dette er det vedtatt å godta skjærkraften FEM-Design har kalkulert. Attpåtil har de andre verdiene som er vist i Tabell 5.6 har vist seg å gi plausible lastvirkningsdiagrammer og verdier knyttet til dem.

Flere kommentarer vedrørende dette finnes i underseksjon 6.

## 6 Dimensjonering

### 6.1 Betongoverdekning

Betongoverdekning tilsvares  
avstanden mellom armering og betongoverflaten. Den betongoverdekningen skal benyttes slik at den sikrer sikker overføring av krefter ved hjelp av heft, tilfredstillende brannmotstand og beskyttelse av stål mot korrosjon (bestandighet) [EK2 4.4.1.2]. Bruen er dimensjonert for 100 års bruk. I følge til EK 2 (4.4.1.1) er nominell overdekning definert som en minste  $c_{min}$  pluss et avvik  $\Delta c_{dev}$ :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (6.1)$$

der:

$$\Delta c_{dev} = \pm 15mm \quad \text{ved } [c_{min} < 70mm]$$

$$\Delta c_{dev} = \pm 20mm \quad \text{ved } [c_{min} \geq 70mm]$$

Eksponeringsklasser beskriver miljøet betongen er utsatt for og for bruer er det vanlig å operere med forskjellig overdekning for om det gjelder overkant eller underkant grunnet til forskjellige miljøpåvirkning for hver av sidene. For Jordengvangen bru er det besluttet å gå for en eksponeringsklasse XD. Det er videre utpekt XD1 (Moderat fuktighet) som gjeldende for overkanten siden brua er utsatt for luftbårne klorider, og korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. På undersiden er det valgt å gå for eksponeringsklassen XC, altså en annen enn for overkanten. Det er valgt type XC3 på grunn av karbonatiseringsfaren. Det er antatt at underkanten vil ha en moderat fuktighet der den er vekselvis våt og tørr. Den er også anbefalt fra tabell NA.4.1 i EK2 grunnet det er utvendig betong som er beskyttet mot regn.

Verdier til overdekning på over- og underside ble tatt av figur 6.1a og 6.1b som gruppen fikk tilsendt av ekstern veileder i AFRY.

På overside av bruaplata er :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 75 + 15 = 90mm \quad (6.2)$$

På underside av bruaplata:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 65 + 15 = 80mm \quad (6.3)$$

### 6.2 Armering i dekket

En godt konstruert og riktig armert bruaplate for Jordengvangen, vil kunne tåle de kreftene og belastningene som påvirker den over lang tid, og vil gi trygg og pålitelig transport til trafikantene som bruker veien.

#### 6.2.1 Armering

For å sikre at betongkonstruksjonen har tilstrekkelig styrke og at armeringen ikke gir uønskede deformasjoner, må armering tilfredsstillende kravene om minimums- og maksimumsarmering i følge (9.2.1.1) og (9.3.1.1) i EK2. For å beregne nødvendig armering valgte vi å regne hvor mye armering som trengs per meter. I tillegg regnes tverrarmring som 20% av hovedarmering. Det

Konstruksjonsdel	Eksponeringsklasse (se 3.1.1)	Bestandighetsklasse (se 3.1.2)	Nominell overdekning $C_{min} = C_{min} + \Delta C_{exp}$ (mm) (se 3.1.4)	Grenseverdi for slakkarm. $w_{max}$ (mm) (se 3.1.5)	Grenseverdi for spennarm. $w_{max}$ (mm) (se 3.1.5)
Overside bruktekk med fuktisolering	XD1	MF40	75 ± 15	0,39	a)
Konstruksjonsdeler hvor vanskelig inspeksjon/vedlikehold (for eksempel i fugespalter)	XD1	MF40	75 ± 15	0,39	a)
Utstøpte peler, utført som tørr- eller undervannstøp	XD1	MF40	75 ± 15	0,39	-
Pilarer, støttemurer etc. nær saltet vegbane utsatt for saltsprut/-føyke (inklusive konstruksjonsdeler under terreng)	XD3 XF4	MF40	75 ± 15	0,39	-
Konstruksjonsdeler utsatt for saltsprut og fuktighet hvor avvasking fra regnvær normalt ikke finner sted (for eksempel nedre del av vegger i kulverter, tunnelportaler, miljøtunneler osv. fra 2 m over vegbanen til underkant fundament)	XD3 XF2	MF40	75 ± 15	0,39	-
Innerkant kantdragere og betongrekkverk	XD3 XF4	MF40	75 ± 15	0,39	-
Sidekant bruktekk og ytterste 2 m av underkant bruplate for bruer uten kantdrager/betongrekkverk	XD3 XF4	MF40	75 ± 15	0,39	a)
Innside av vinger og bakside frontvegger på landkar. Endebejelker og innside vinger på fugefrie bruer	XD2 XF4	MF40	75 ± 15	0,39	-
Arealer under fugekonstruksjon som vil bli utsatt for saltholdig lekkasjevann.	XD3 XF4	MF40	75 ± 15	0,39	a)

(a) Eksponeringsklasse for konstruksjonsdeler del 1

Mot tørre og tilgjengelige hulrom/trekkerør	XC1	M60	50 ± 15	0,39	0,26
Underkant fundamenter mot betongavretting	XD1	M45	75 ± 15	0,39	-
Underkant fundamenter mot berg	XC2	M60	120 ± 20	0,39	-
Undervannstøp under frostfri sone	XS2	M40	120 ± 20	0,39	a)
Utstøpte stålrørspeler	-	MF	75 ± 15	0,39	a)
Konstruksjonsdeler i marint miljø; til en høyde på minst 12 m over HAT i værharde kyststrøk, minst 6 m over HAT i lite værharde kyststrøk	XS2	M40	120 ± 20	0,39	a)
Konstruksjonsdeler i øvrig marint miljø; inkludert permanent neddykket	XS1 XF3	MF45	65 ± 15	0,39	a)
Konstruksjonsdeler i øvrig marint miljø; inkludert permanent neddykket (vertikale flater)	XS1 XF1	M60	65 ± 15	0,39	a)
Fundamenter utsatt for salt (inntil 1,0 m under terreng iht. EC2-2 [25] pkt. NA.4.2)	XD3 XF4	MF40	65 ± 15	0,39	-
Alle øvrige flater	XD1	MF40	65 ± 15	0,39	a)

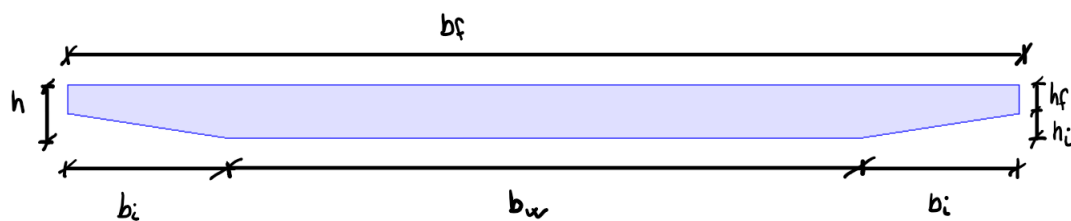
a) Se Tabell 3-2

(b) Eksponeringsklasse for konstruksjonsdeler del 2

Figur 6.1: Eksponeringsklasse

er også en mulighet å legge armeringen i bunter etter N400 8.7.1-7. Det skal da ikke være mer enn to stenger i en bunt og legges som en opsjon ved det ulike armeringsberegningene.

## Dimensjoner



Figur 6.2: Tverrsnittdimensjoner

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b_f = 9000 \text{ mm}$$

$$h_f = 270 \text{ mm}$$

$$h_i = 230 \text{ mm}$$

$$b_w = 6000 \text{ mm}$$

$$b_i = 1500 \text{ mm}$$

Lengde av bruene:

$$L = 26 \text{ m} \quad (6.4)$$

Tverrsnittsareal:

$$A_c = b_f \cdot h - 2 \cdot \frac{h_i \cdot b_i}{2} = 4155000 \text{ mm}^2 = 4,155 \text{ m}^2 \quad (6.5)$$

### Underkant: Maksimum- og minimumsarmering

B45

B500NC

$c_{nom} = 80 \text{ mm}$  Underkant

$c_{nom} = 90 \text{ mm}$  Overkant

$\phi 25$  Lengdearmering

$\phi 16$  Tverrarmering

$\phi 16$  Bøylearmering

$$f_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \quad \text{EC2, Tabell 3.1}$$

Etter EC2-1-1, 9.3.1.1 + NA:

$$S_{max,slap} = 2h \leq 250 \text{ mm} \quad \text{Hovedarmering}$$

$$S_{max,slap} = 3h \leq 400 \text{ mm} \quad \text{Fordelingarmering}$$

### 6.2.2 Vi skal dimensjonere som rektangulært tverrsnitt (felt):

x-retning:

---

$$d_x = 500 - 90 - 16 - \frac{25}{2} = 381,5 \text{ mm} \quad (6.6)$$

$$M_{Rd,x} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1020,6 \text{ kNm/m} \quad (6.7)$$

$$z_x = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d_x = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{517,728}{1020,6}\right) \cdot 381,5 = 349 \text{ mm} \quad (6.8)$$

$$A_{s,x} = \frac{M_{Ed,x}}{z_x \cdot f_{fyd}} = \frac{517,7}{349 \cdot 435} = 3410 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.9)$$

$$\frac{A_{s,x}}{\phi 25} = \frac{3410}{491} = 7 \text{ jern} \quad (6.10)$$

Behøver 7 jern per meter i x-retning. Det kan også legges i bunter ved å øke armeringsdiameteren og kjøre 3 bunter med 2 jern per meter.

Kontroll:

I følge EK2 NA.9.2.1.1(1) trengs minimumsarmering:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (6.11)$$

$$A_{s,min} = 753,8 \text{ mm}^2/\text{m} > 495,95 \text{ mm}^2/\text{m} \quad OK \quad (6.12)$$

y-retning:

---

$$d_y = 500 - 90 - 25 - 16 - \frac{25}{2} = 356,5 \text{ mm} \quad (6.13)$$

$$M_{Rd,y} = 891 \text{ kNm/m} \quad (6.14)$$

$$z_y = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d_y = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{104,436}{891}\right) \cdot 357 = 349 \text{ mm} \quad (6.15)$$

$$A_{s,y} = \frac{M_{Ed,y}}{z_y \cdot f_{fyd}} = \frac{104,436}{349 \cdot 435} = 688 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.16)$$

$$\frac{A_{s,y}}{\phi 25} = \frac{688}{491} \approx 2 \text{ jern} \quad (6.17)$$

Armeringen legges i en bunt med 2 jern per meter i y-retning.

### 6.2.3 Over søyler:

x-retning:

---

$$d_{x,os} = 500 - 90 - 16 - \frac{25}{2} = 381,5 \text{ mm} \quad (6.18)$$

$$M_{Rd,x,os} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1020,6 \text{ kNm/m} \quad (6.19)$$

$$z_{x,os} = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d_x = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{854,91}{1020,6}\right) \cdot 381,5 = 327 \text{ mm} \quad (6.20)$$

$$A_{s,x,os} = \frac{M_{Ed,x}}{z_x \cdot f_{fyd}} = \frac{854,91}{327 \cdot 435} = 6010 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.21)$$

$$\frac{A_{s,x,os}}{\phi 25} = \frac{6010}{491} = 12 \text{ jern} \quad (6.22)$$

Det legges i 6 bunter med to jern per meter i x-retningen.

y-retning:

---

$$d_y = 500 - 90 - 25 - 16 - \frac{25}{2} = 356,5 \text{ mm} \quad (6.23)$$

$$M_{Rd,y} = 891 \text{ kNm/m} \quad (6.24)$$

$$z_{y,os} = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}\right) \cdot d_y = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{755,155}{891}\right) \cdot 356,5 = 305 \text{ mm} \quad (6.25)$$

$$A_{s,y,os} = \frac{M_{Ed,y}}{z_y \cdot f_{fyd}} = \frac{755,155}{305 \cdot 435} = 5692 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (6.26)$$

$$\frac{A_{s,y}}{\phi 25} = \frac{5692}{491} \approx 11 \text{ jern} \quad (6.27)$$

Behøver 11 jern per meter i y-retningen over søyler. Det kan legges i bunter ved å øke armeringsdimensjonen noe og operere med 6 bunter med 2 jern per meter.

### 6.2.4 Skjær- og torsjonsarmering:

Over søyler:

Ved:

$$t/2 = 800/2 = 400 \text{ mm} \quad (6.28)$$

$$V_{Ed} = 1614,424 \text{ kN} \quad (6.29)$$

Finner lengden fra opplager. Deretter lar eurokoden oss å benytte en redusert skjærkraft ettersom deler av skjærkraften vil gå direkte i opplageret:

$$2 \cdot d_x \approx 800 \text{ mm}$$

$$V_{Ed,red} = 807 \text{ kN/m}$$

$$\mu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,492 \quad (6.30)$$

$$\theta = 21,7^\circ$$

Antar vinkelen som gir minst skjærarmering, men til gjengjeld størst skjærkapasitet.

$$\cot(\theta) = 2,5$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

Ingen forspenning

$$A_{sl} = 12\phi32 = 9651 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \approx 0,02 \quad \text{OK}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{382}} = 1,72$$

$$A_c = 4,16 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = 0,12$$

$$\mu_1 = 0,6 \quad \text{for } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{cd,2} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 382 = 343,8 \text{ mm} \quad (6.31)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d = 740 \text{ kN/m} \quad (6.32)$$

$$V_{Rd,c} < V_{Ed,red} \quad (6.33)$$

Det er beregningsmessig behov for skjærarmering.

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \mu_1 \cdot f_{cd,2}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 1778 \text{ kN} \quad (6.34)$$

Nødvendig skjærarmeringsareal:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed,red} \cdot 1000}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta)} = 2158 \text{ mm}^2/\text{m}/\text{m} \quad (6.35)$$

$$\frac{A_{sw}}{\phi16} = \frac{2158}{201} = 10 \text{ bøylor} \quad (6.36)$$

Bøylearmeringen skal også være dimensjonert for å tåle torsjonsbelastningen. Finner torsjonsmomentet fra Tabell 5.6.

$$T_{Ed} = 189,4 \text{ kNm/m}$$

$$A_k = (h - t_{ef,i}) \cdot (b - t_{ef,i}) = 2,14 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 \quad (6.37)$$

Effektiv veggtykkelse:

$$t_{ef,i} = \frac{A}{U} = \frac{4,16m^2}{18,6m} = 0,224m = 224 \text{ mm} \quad (6.38)$$

$$T_{Rd,c} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot A_k \cdot t_{ef} = 170 \text{ kNm/m} < 189,4 \text{ kN/m} \quad (6.39)$$

Vi behøver herved torsjonsarmering. Ifølge Ek2, 6.3.2.(3) er det nødvendige tvernsnittareal for lengdearmering for torsjon lik  $A_{sl}$  og kan beregnes fra uttrykket under.

$$\frac{\Sigma A_{sl} \cdot f_{yd}}{U_k} = \frac{T_{Ed} \cdot \cot(\theta)}{2 \cdot A_k} \quad (6.40)$$

Så:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{189,4 \cdot 2,5 \cdot 18,6}{2 \cdot 4,16 \cdot 435} = 2433 \text{ mm}^2/m/m \quad (6.41)$$

$$\frac{\Sigma A_{sl}}{\phi 16} = \frac{2433}{201} \approx 12 \text{ bøylor} \quad (6.42)$$

### 6.2.5 Opplager

$$\theta = 21,7^\circ$$

Antar vinkelen slik at det gir minst skjærarmering.

$$\cot(\theta) = 2,5$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

Ingen forspenning

$$A_{sl} = 7\phi 32 = 5630 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0,015$$

OK

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{382}} = 1,72$$

$$A_c = 4,16 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = 0,12$$

$$\mu_1 = 0,6$$

for  $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{cd,2} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 30 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d = 740 \text{ kN/m} \quad (6.43)$$



### 6.3 Riss

Rissvidder er et relevant problem for bruer og er et krav for å sikre lang levetid for konstruksjonen. Man unngår da armeringskorrosjon og sikrer bestandigheten. For å unngå riss så må det være armering. Ønsker å unngå store riss og heller få flere mindre riss. Med nok armering ( $\sigma_s < f_{yk}$ ) vil man få dette tilfellet. Det er derfor det er et krav til minimumsarmering i eurokoden. Armeringsspenningen blir mindre mellom riss fordi det er heft i betongen og armeringen. Den overfører spenning i betong.

Rissvidden er avhengig av momentet (armeringsspenningen), overdekning og armeringsdiameteren. En stor armeringsomkrets gir mye heftareal som videre gir kortere rissavstand, ergo; mindre rissvidder. Det er derfor ønskelig med mange armeringsjern med en liten diameter enn stor for samme armeringsmengde. Vi bruker den tilnærmede permanente kombinasjonen i SLS som dimensjonerende verdi når det gjelder beregninger for rissvidde. Det er fordi at i SLS prøver man å regne slik som konstruksjonen oppfører seg i virkeligheten.

#### Felt:

I følge EK 2 7.3.4 er rissvidden  $W_k$  og kan beregnes ut fra uttrykket:

$$W_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (6.44)$$

der største rissavstand  $S_{r,max}$  som finnes fra uttrykket under:

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (6.45)$$

Uttrykket  $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$  er midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen subtrahert med midlere tøyning i betongen mellom riss. Den kan bergenes ut fra uttrykk:

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \quad (6.46)$$

$M_{Ed,x} = 1124,208 \text{ kNm/m}$  fra Tabell 5.7

$k_t = 0,4$  EK2 7.3.4(2) langvarig belastning

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,8$  EK2 tabell 3.1

$A_{c,eff} = 3075000 \text{ mm}^2$  Det effektive arealet av betongstrekksonen som omgir armeringen.

$A'_p = 0$  Ingen forspent armering.

$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s,x} + \gamma_1 \cdot A'_p}{A_{c,eff}} = 0,01$

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210 \cdot 10^3}{36000} = 5,8$

$k_1 = 0,8$  For stenger med god heft.

$k_2 = 0,5$  Tar hensyn til tøyingsfordelingen for bøyning.

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

$$c = 106 \text{ mm}$$

Lengdearmeringens overdekning.

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,x}}{A_s \cdot z_x} = 95,35 \text{ MPa} \quad (6.47)$$

Ut fra verdien over beregnes rissvidden utifra hentet fra EK2 7.3.4:

$$S_{r,max} = 580,04 \text{ mm} \quad (6.48)$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 3,1 \cdot 10^{-4} \quad (6.49)$$

$$W_k = 0,2 \text{ mm} \quad (6.50)$$

Kravet:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} = \frac{90}{75} = 1,2 \quad (6.51)$$

$$W_{max} = 0,3 \cdot k_c = 0,36 \quad (6.52)$$

Rissvidde er OK.

Søyler:

$$M_{Ed,x} = 350,66 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_s = \frac{350,66 \cdot 10^6}{6010 \cdot 327} = 178,4 \text{ MPa}$$

$$S_{r,max} = 580,04 \text{ mm} \quad (6.53)$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 8,4 \cdot 10^{-5} \quad (6.54)$$

$$W_k = S_{r,max} \cdot \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 0,05 \text{ mm} \quad (6.55)$$

Rissvidde OK.

## 6.4 Nedbøyningskontroll

Nedbøyning er relevant å sjekke i dimensjoneringsammenhenger grunnet effekten det kan ha på bruens funksjonskrav eller generell estetikk. I FEM-Design blir nedbøyning automatisk beregnet for brukonstruksjonen både i SLS og ULS, og nedbøyningsverdiene kan sees i Tabell 5.7. Nedbøyning sjekkes i bruksgrensetilstand grunnet det har stor betydning for konstruksjonens brukbarhet. Og i NS-EN 1990 NA.A1(904) bestemmes det nemlig krav til maksimal nedbøyning i henhold til brukbarhetskriterier for konstruksjonen. Se Figur 6.3.

**Tabell NA.A1(904) – Krav til maksimal nedbøyning**

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skader	<i>karakteristisk</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	<i>ofte forekommende</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	<i>tilnærmet permanent</i>	$L/200 - L/250$

Figur 6.3: Maksimal nedbøyning ihht. brukbarhetskriterier

Sjekker dermed nedbøyningen for den tilnærmet permanente lastsituasjonen siden den gjelder for konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav.

$$\delta_{t,p,FEM-Design} = 10,755 \text{ mm}$$

Krav for den tilnærmede permanente situasjonen:

$$\delta_{t,p} = \frac{L}{250} = \frac{10m}{250} \approx 50 \text{ mm} \quad (6.56)$$

⇒ Nedbøyning etter tabell NA.A1(904) er OK.

I N400 seksjon 3.5-2 presenteres et annet nedbøyningskrav. Om ikke annet er beskrevet i de enkelte prosjektet, skal ikke nedbøyningen for noen områder overstige  $\frac{L}{350}$ . Det er relevant for både globale og lokale deformasjoner. Kravet definerer en nedbøyning for et spesifikt spenn og ikke for bruer generelt. Dermed blir beregnet tre nedbøyninger, hhv. for hvert av de tre respektive spennene. Dette er en mer konservativ sjekk enn for eurokode 2, så sjekker dette for å se om vi er på konservativ side. Det sjekkes her opp mot den karakteristiske kombinasjonen siden den utgjorde den største vertikale deformasjonen.

Maksimal tillat nedbøyning for bruas tre felter:

**Felt 1**

$$\delta_1 = \frac{L}{350} = \frac{8m}{350} \approx 22,85 \text{ mm} \quad (6.57)$$

**Felt 2**

$$\delta_2 = \frac{L}{350} = \frac{10m}{350} \approx 28,57 \text{ mm} \quad (6.58)$$

**Felt 3**

$$\delta_1 = \delta_3 = 22,85 \text{ mm} \quad (6.59)$$

Maksimal nedbøyning beregnet i FEM-Design:

$$\delta_{maks,FEM-Design} = 26,316 \text{ mm}$$

⇒ Nedbøyning OK.

**6.5 Lagerforflytning**

$$L = 26 \text{ m}$$

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}$$

Lengdeendring grunnet temperatur

Den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturintervall for henholdsvis kontraksjon og ekspansjon for den jevnt fordelte temperaturandelen er:

$$\Delta T_{N.con} = -22 \quad \Delta T_{N.exp} = 22$$

**Maks teoretisk lengdeutvidelse (per side)**

For ekspansjon:

$$\begin{aligned} \Delta T_{exp} &= \frac{L_b}{2} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_{N.exp} \\ \Delta T_{exp} &= \frac{26 \text{ m}}{2} \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot 22 \text{ }^\circ\text{C} = 2,86 \text{ mm} \end{aligned} \quad (6.60)$$

For kontraksjon:

$$\begin{aligned} \Delta T_{con} &= \frac{L_b}{2} \cdot \alpha_T \cdot \Delta T_{N.con} \\ \Delta T_{exp} &= \frac{26 \text{ m}}{2} \cdot 10 \cdot 10^{-6} \cdot (-22) \text{ }^\circ\text{C} = 2,86 \text{ mm} \end{aligned} \quad (6.61)$$

For å finne forskyvning for hele brudekket kan uttrykkene over ganges med to.

$$\Delta T_{con} = = -5,72 \text{ mm} \quad (6.62)$$

$$\Delta T_{exp} = = 5,72 \text{ mm} \quad (6.63)$$

Lengdeendring grunnet kryp

Krypdeformasjon for betong:  $\epsilon_{cc} = 0,142 \frac{mm}{m}$

$$\Delta L_{kryp} = \epsilon_{cc} \cdot L = 3,692 \text{ mm}$$

**Maksimum lengdeendring:**

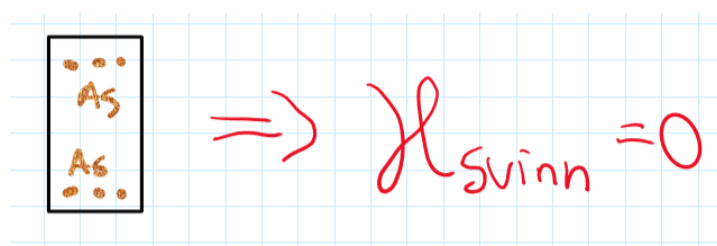
Maksimum kontraksjon:

Maksimum ekspansjon:

$$\Delta L_{con} = \Delta L_{kryp} + \Delta T_{con} = -2,028 \text{ mm} \quad \Delta L_{exp} = \Delta L_{kryp} + \Delta T_{exp} = 9,412 \text{ mm}$$

## 6.6 Andre kommentarer

Betongen trekker seg sammen når den tørker med andre ord svinn, men siden vi har tosidig armering blir ikke krumming et relevant problem.



Figur 6.4: Ingen krumming

## 7 Diskusjon

### 7.1 Samarbeid

Bacheloroppgaven startet med at ingen av undertegnede hadde en gruppe. Vi kjente ikke hverandre, men ble etterhvert satt sammen og har vært en gruppe siden. Begge var interesserte i brukonstruksjoner og det var slik samarbeidet startet. Gruppemedlemmene består av blandede etnisiteter og til tider har språk vist seg å være en hindring som blant annet kan føre til forvirring og misforståelse mellom medlemmene. Denne problematikken gjør det ekstra hensiktsmessig å ha kontroll og vise forståelse for faget som oppgaven inngår i. Slik at det blir enklere å kommunisere og kan bruke fagkunnskapen som et slags lingua franca. Det har vi etterhvert erfart siden begge har gått retningen konstruksjon og dermed har samme bakgrunn faglig sett. Videre ble også kommunikasjonen bedre når vi ble bedre kjent.

Vi har erfart at det å være åpensinnende for løsninger og for eksempel ikke låse seg fast på en retning som er ineffektiv og unødig komplisert for oppgavens fremdrift. Etter flere tilbakefall på oppgaven, som også kommenteres senere, har vi lært viktigheten av god kommunikasjon og vurdere andre løsningsmetoder i plenum for å få relevante og verdifulle innspill som man nødvendigvis ikke ville fått ved å fundere på det selv. Videre har vi erfart at det ikke er like lett å ha fullt innsyn i arbeidsprosessen til partneren, samt holde styr på hva de arbeider med slik at noen ganger har det blitt gjort detaljer og valg uten at den andre parten har vært tilstede og har kjennskap til dette. Men, i like stor grad som det er viktig å diskutere med gruppen, er det også nyttig å vise selvstendighet og ta beslutninger som på egenhånd er godt begrunnet.

Jevnlige møter har blitt gjort gjennom semesteret og gruppen har møttes ofte for å skrive i lag. Videre som fristen nærmet seg har det blitt hyppigere fellesmøter. De har blitt sett på som en viktig faktor for å diskutere relevante hendelser angående oppgaven, fremtidsutsikter for prosjektet og ikke minst følgelig vedrørende det sosiale aspektet. Men, til tider også medlemmene arbeidet hver for seg. Denne arbeidsmetoden mener vi har vært en styrke. Noen ganger har det vært nødvendig å se på en problemstilling alene over en kortere periode for å virkelig sette seg skikkelig inn i stoffet. Når man deretter møter vedkommende kan man dele relevante observasjoner, spørsmål som dukket opp og får ryddet opp i uklarheter under prosessen. På denne måten føler vi at vi virkelig har fått mye utav våre internmøter. Men, det må kommenteres at ikke alt har gått på skinner og det har kommet opp uforutsette hendelser som gruppen måtte håndtere underveis som ikke var en del av den originale planen. Små hindringer vedrørende manglende kunnskap på feltet, dårlig formulerte standarder, samt modelleringsprogrammer som viste seg å være mer komplisert enn antatt.

Når slike ting har skjedd har det vært en utrolig støtte i det gode samarbeidet med våre interne og eksterne veiledere. Kunnskapen og erfaringer de begge innehar har vist seg å være uvurderlig for gruppen og for å få den nødvendige fremgangen som kreves for å knekke de faglige kodene knyttet til problemstillingen.

## 7.2 Forutsetninger

Selv om de har vært til stor hjelp å ha gått konstruksjonsteknikk som retning, har vi måttet brukt mye tid på å lese oss opp i standarder og faglitteratur på egenhånd for å komme i mål med oppgaven. Men siden vi ikke er utdannet bruingeniører må det innrømmes at flere av beregningene er blitt gjort med noe usikkerhet. Det er på bakgrunn av dette fortsatt valgt å sette vår lit til disse. Gruppen føler den kompetansen som er belært gjennom prosessen og forkunnskaper på feltet er nok forutsetninger til at man kan stå inne for resultatene som her har blitt presentert. Vi var klar over den manglende kompetansen på forhånd, men valgte å gå videre med det for å utfordre oss selv.

Videre så er objektet som det er fokusert på i denne bacheloroppgaven en plate. Plateteori og beregninger har ikke vært et stort tema i forelesninger og er hoveddelen av pensumet i Betongkonstruksjoner 3. Vi har dermed måttet belære oss selv på dette feltet, men har ikke rukket å komme gjennom alt. Derfor er det noen forenklinger for beregninger og antagelser som er mer i favør bjelketeori. Vi mener at det er godt argumentert der det har vært aktuelt å fravike fra plateteorien. Et eksempel er resultatene høstet fra FEM-Design. Her var alle lastvirkningsverdiene i form av deres enhet /m. Dette kompliserte beregningene våre og det er gjort antagelser og brukt fornuft for å kunne sammenligne resultater med håndberegninger.

Videre har vi ikke hatt de beste forutsetningene for å lære oss et modelleringsprogram. Vi har gjort vårt beste, men har i ettertid sett at hadde en lengre læringsprosess enn antatt. Det har desverre ikke alltid vært like enkelt å finne fremgang. Programmet ble tidlig anbefalt av eksterne veiledere, men har til tider vist seg vanskelig å håndtere. Samtlige på kontoret hadde egne metoder for å bruke programmet og vi ble forvirret oppi det hele.

Spesielt vil det nevnes episoden med lastkombinering. Det var ikke intuitivt å løse hvordan de ulike lastene skulle kombineres på riktig måte, med rette faktorer, hvilken last skulle være dominerende, samt hvordan løse problematikken med at det at kun noen laster kunne virke med alle laster, mens andre kun med høyst en annen last. Dette førte til at programmet konstruerte for mange lastkombinasjoner enn det klarte å håndtere. Dette ble et langvarig problem og et avgjørende øyeblikk i bachelorskrivingen. Det løste seg heldigvis med hjelp fra AFRY Oslo over flere teamsmøter, men ble desverre for langvarig til at problemstillingen stod i fare for å ikke bli gjennomført.

En eventuell løsning til dette problemet kunne vært å bruke analyseprogrammet Brigade der programmet selv vil finne de verste lastkombinasjonene. Dette kunne vært nyttig for å gjennomføre problemstillingen, men vi mener fortsatt at det FEM-Design var rett program å benytte. Vi har lært mye ved å lokalisere hvilke lastkombinasjoner som måtte bli dimensjonerende og hvordan selve prosessen virker i henhold til eurokoder. Vi burde nok brukt mer tid på å lære programmet enn vi har gjort, men til gjengjeld har vi lært utrolig mye av å knote i programmet.

## 7.3 Arbeidprosessen underveis

Fremgangen i prosjektet ble noe forsinket i forhold til den opprinnelige fremdriftsplanen og deler av problemstillingen måtte settes på vent. Det vi i etterkant har funnet ut er at det er utrolig vanskelig å se for seg hvor lang tid hver enkelt oppgave skal ta innenfor prosjektets rammer. For det første er bruer et konsept det har blitt lite undervist om gjennom bachelorgraden og derfor har vi hatt lite kunnskap om fagfeltet. Det har gjort at vi en rekke ganger har lurt på hva som

er neste steg og hva som er relevant å ha med knyttet til den problemstillingen vi har. I tillegg vil det alltid komme opp uforutsette hendelser som ikke var planlagt som må håndteres. Dette krever tid som vi ikke alltid har hatt til rådighet. Bruer er meget komplekse konstruksjoner og til lenger i prosessen vi kom har vi funnet flere saker som har vært relevant å kommentere i oppgaven som vi ikke var forbredt på. Det har i sum ført til at den første problemstillingen som ble satt for prosjektet ikke ble gjennomførbar.

Slike hendelser som nevnt over har ført til at ønske om å fremstille brukonstruksjonen i flere formater for å kikke på forskjeller og likheter ikke ble gjennomførbart. Selve dimensjoneringen av trespenssbrua ble tidlig utpekt av ekstern veileder som en relativt stor oppgave og at gode begrensninger var viktig. På den ene siden er det lett å være etterpåkløkk og argumentere for at vi burde ha gjort det slik og slik, men situasjonen endrer seg ikke av den grunn. Gruppen mener likevel at resultatet som presenteres er bra og omhandler en fullverdig dimensjonert bruoverbygning som er i henhold til samtlige regelverk og håndbøker. Det er et resultat som gruppen kan stå innenfor med stolthet.

For bremselast ble det benyttet å anta  $L$  som total brulengde. Det er her kommentert hvorfor valget ble gjort slik. Som kommentert over i Ligning 3.11 så defineres  $L$  som lengden av dekket som utsettes for bremselasten. I akse 1 har brua et fastlager og ved oppbremsing eller akselerasjon vil dette lageret ta alle de horisontale kreftene. Grunnen til dette er at stivheten til søylene er mindre enn brudekket og at det er brukt lager isteden for monolittisk tilkobling. Dermed ligger bruplata kun over søylene og glir langsmed. I lys av dette kan det forenkles til at hele brulengden utnyttes i beregninger. Videre ved å kikke på Ligning 3.9 vises det tydelig at brulengden  $L$  ikke utgjør det store bidraget til den totale bremse- og akselerasjonslasten. Kan dermed konkludere at lengden ikke vil være utslagsgivende for kraften og en konservativ betraktning vil også anbefale å benytte total brulegde for å finne  $Q_{lk}$ .

#### 7.4 Det statisk systemet

Det ble tidlig gjort et valg om å omdefinere det statiske systemet for brua og kjøre lagerforbindelser kontra monolittiske søyler. Dette ble vedlagt som et forslag fra ekstern veileder og gruppen anså dette som et klokt valg. Dette valget avhenger av bruens design, laster og forventede bevegelse. Vi har valgt å bruke lagre for Jordengvangensbru isteden for monolittiske søyler fordi lager gir støtte og det blir mindre moment i søyletoppen. Samtidig som det er det vanlig å bruke lagre i slike prosjekter for å tillate bevegelse enten som rotasjon eller forskyvning og for å redusere belastning på selve brukonstruksjon. Dette vil være gunstig for eventuell termisk lastpåvirkning slik at det kan utvide seg fritt.

Monolittiske søyler er støpt som en del av selve brukonstruksjonen og de brukes ofte der det ikke er behov for bevegelse. Det vil si at monolittiske søyler vil gi tvangsmomenter, men det gir til gjengjeld mindre vedlikehold sammelignet med lagre. Dette er en av hovedgrunnene til at monolittisk tilkobling brukes, men vi mener at bruene fungerer like så greit med våre betraktning og har også sine positive aspekter.

Videre er denne betraktningen gjort for å forenkle verifiseringen av lastvirkningene og gjør dem mer håndterlige for håndberegninger. Dette vil gi oss en mer nærliggende brustatikk i form av bjelketeori som en trefeltsbjelke. Dette har vært nyttig å gjøre, men har også måttet bite oss selv i halen noen ganger fordi det ikke har vært like enkelt å verifisere en bjelkemodell med en platemodell. Vi mener likevel at verdiene lot seg sammenligne.



### 7.4.1 Styrker

Styrker med denne beregningsmetoden som er gjort i denne rapporten er tatt opp her. For det første så har vi sett på det som en styrke å bruke et modelleringsprogram for å tegne og regne på brua. Selve dimensjoneringen av Jordengvangen har blitt relativt virkelighetsnært for oss og har hjulpet å fremlegge det gruppen mener er realistiske verdier. Grunnet muligheten til å legge inn såpass mange laster som vi gjorde og i tillegg konstruere lasttog LM1, se Figur 4.12 som fant verste lastplassering for brua. Dette gjør at verdiene for oppgaven er tilnærmet de faktiske forholdene på brua og speiler et reelt lastbilde på dekket. Det synes vi har vært ganske spennende å drive med og har vært en pådriver for å komme i mål med oppgaven.

### 7.4.2 Svakheter

For å forenkle beregningsprosessen ble det valgt å ta utgangspunkt i de verste verdiene for bruene. Dermed vil store deler av konstruksjonen kunne være overdimensjonert. Dette er et scenario som ikke er ønskelig grunnet dagens miljøsituasjon. Vi ønsker å bruke så lite betong og armering som mulig for å oppnå tilstrekkelig stabilitet og duktilitet. Valget ble gjort med hensyn på tid, men skulle gjerne ha ordnet opp i dette. Det er nok en svakhet med oppgaven. I følge et møte med ekstern veileder ble det nevnt at det er vanlig praksis å kjøre samme armeringsmengde i topp som i bunn for bruer. I etterkant hadde det nok vært mulig å brukt en mindre armeringsmengde enn nå og regne for egen armeringsmengder for hver respektive felt og områder over søyler.

På grunn av miljøhensyn vil det også være en svakhet å bruke betong. Selv om det er det mest brukte byggematerialet i verden og veldig anvendelig, så resulterer det i store utslipp av CO<sub>2</sub>. Med tanke på bruens korte spenn hadde det nok vært mulig å testet ut en trebro i for eksempel limtre. En mulighet kunne også vært å utføre selve bruplatten i betong, men utføre underliggende bæring i limtre. Dette hadde blitt en miljøgevinst og i tillegg er limtre mindre utsatt for klimapåkjenninger. Dette kommenteres også i videre arbeid seksjonen.

En siste bemerkning for svakheter gjelder for måten FEM-Design modellen er vedlagt, nærmere bestemt lasttog LM1. Det er definert at samtlige boogielaster ligger på linje. Dette vil være en grei forenkling, grunnet verste lasttilfellet alltid vil opptre med alle boogielaster ved midtspenn. Men, man får ikke sett alle kombinasjoner av de tre lastebilene. Det kunne ha resultert i interessant lokale effekter knyttet til torsjon og skjevhet i brudekket.

## 7.5 Videre arbeid

Det ville vært spennende om vi kunne sett nærmere på den første problemstillingen som var å redusere antall spenn for Jordenvangensbruene fra tre til to. Dette med tanke på å optimalisere bruens geometri og konfigurasjon og ville kanskje kunne føre til mindre materialbruk og reduserte kostnader.

Det ville også være spennende å se på miljø og bærekraft om vi fikk bedre tid. Å se på bruk av limtre istedet for betong vil vært et relevant tema. Det kan også være relevant å se på ressursforbruket og utslippene av klimagasser. I følge SINTEF er betong et av verdens meste brukte materialer, og sementen som inngår antas å bidra til 7-8 prosent av de globale klimagassutslippene [1]. Utslippene stammer hovedsaklig fra frigjøring av CO<sub>2</sub> under kalksteinforbrenning.

Bruk av limtre vil være et miljøvennlig og bærekraftig alternativ til betong med redusert CO<sub>2</sub>-utslipp og fornybare materialer. Det er sant at betong har høy styrke under trykk og kan være

mer egnet for Jordenvangenbruen som krever spesiell holdbarhet og laster. Men med tanke på den korte spennvidden kunne dette vært mulig.

Et aspekt som hadde vært interessant å se videre på om vi hadde fått gitt mer tid hadde vært å se hvordan lastene tas opp i konstruksjonen. På bakgrunn av valget for statikken i brua vil all last som brudekket utsettes for forplate seg i brudekket og ende opp det ene fastlageret på brua. Dette får dermed en ganske massiv lastandel konsentrert rett i lageret. Det er i teorien noe vi burde ha sjekket, men hadde ikke nok tid til rådighet. Det ville dermed vært interessant for videre arbeid med oppgaven å se størrelsen på denne lasten og hvordan lageret taklet dette. En mulig løsning ville være å støpe et solid landkar for å ta opp store deler av kreftene for å avlaste lageret.

## 8 Konklusjon

Målet med bacheloroppgaven har vært å fremlegge et dimensjoneringsforslag for overbygningen til en betongplatebru på en tilfredsstillende måte etter regelverket til Norsk Standard, samt Statens Vegvesens håndbokserie.

Bruen som er prosjektert møter samtlige krav som den har blitt testet for. Det har vært for henholdsvis rissvidder, lagerforflytning og nedbøyning. Videre har det blitt brukt modelleringsprogrammet FEM-Design for å konstruere bruene, i tillegg til å utføre en lastkombinering som resulterte i lastvirkninger i ULS og SLS. De har blitt brukt i armeringsberegningene og blitt verifisert med håndberegninger. Håndberegninger ble noe mer konservative enn lastvirkningene fra modelleringsprogrammet, så det antas ok.

Videre har oppgaven og arbeidet generelt hatt et stort fokus på å lære FEM-Design og bli gode nok i å bruke programmet. Erfaring gruppen sitter igjen med er at læringsprosessen er lang og har til tider gått utover det tiltenkte tidsaspektet som var ment til å dimensjonere brua. Men, når programvaren først var belært fungerte den absolutt til sitt formål. Det at samtlige lastkombinasjoner med sine lastfaktorer og påfølgende laster allerede ligger inne i programmet og man vet hvordan lastgruppene skal settes opp, er det veldig nyttig.

Det resulterte til slutt med at ikke problemstillingen for det gjeldende prosjektet ferdigstilt. Et par uforutsette hendelser, samt manglende kompetanse og kunnskap på feltet gjorde at tiden ikke strakk til og andre prioriteringer kom i førersetet. Likevel mener gruppen at de har lyktes med å produsere en grundig og nøyaktig besvarelse som viser en høy grad av faglig dyktighet og brubyggingskompetanse. Det ferdige resultatet omhandler en fullverdig dimensjonert bruoverbygning som er i henhold til samtlige regelverk og håndbøker. Det er et resultat som gruppen kan stå innenfor med stolthet. Kunnskap som har slått rot er at bruer er meget komplekse konstruksjoner og det er flere omkringliggende faktorer som man ikke får innblikk i før å ha jobbet ordentlig med fagstoffet. Gruppen har tilegnet seg dypere innsikt i tekniske faktorer og beregningsmetoder, og står dermed bedre rustet til et møte med utfordringer som vil møte oss i yrkeslivet.

## Referanser

- [1] *Betong er en del av klimaløsningen*. SINTEF. 14. apr. 2020. URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (sjekket 22.05.2023).
- [2] *Bruer og konstruksjoner/Prosjektering og bygging/Fundamentering – Teknisk regelverk*. URL: [https://trv.banenor.no/wiki/Bruer\\_og\\_konstruksjoner/Prosjektering\\_og\\_bygging/Fundamentering](https://trv.banenor.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Fundamentering) (sjekket 10.04.2023).
- [3] *Finite Element Mesh - FEM-Design Wiki*. URL: <https://wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Manuals/User%20Manual/Finite%20Element%20Mesh/> (sjekket 08.05.2023).
- [4] *Forskrift for trafikklast på bru, ferjekai og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnett (trafikklastforskrift for bru m.m.) - Lovdata*. URL: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900> (sjekket 31.03.2023).
- [5] *Grensetilstandsmetoden*. nb. Page Version ID: 17405299. Mai 2017. URL: <https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Grensetilstandsmetoden&oldid=17405299> (sjekket 20.04.2023).
- [6] Institutt for konstruksjonsteknikk. *Stålkonstruksjoner - Profiler og Formler*. 3. utgave. Fagbokforlaget, 2003.
- [7] Per Kr Larsen. «Introduksjon Til Stålkonstruksjoner Og Dimensjoneringsprinsipper». I: ().
- [8] *LaTeX - Installasjon Og Introduksjon - Kunnskapsbasen - NTNU*. URL: <https://i.ntnu.no/wiki/-/wiki/Norsk/LaTeX+-+Installasjon+og+introduksjon> (sjekket 21.05.2023).
- [9] *MECCANICA, Statikk Og Fasthetslære for Ingeniører*. URL: <http://meccanica.uit.no/statikk/t08-2.html> (sjekket 15.05.2023).
- [10] *Rv. 3 Tunna bru med tilstøtende veg*. Statens vegvesen. 2. des. 2022. URL: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/riksveg/rv3tunnabru/> (sjekket 21.05.2023).
- [11] *slakkarmering*. I: *Store norske leksikon*. 24. jan. 2023. URL: <https://snl.no/slakkarmering> (sjekket 23.04.2023).
- [12] *STRIAN—Structural Analysis*. URL: <https://structural-analyser.com/domains/www/online-free-structural-analysis.html> (sjekket 21.05.2023).
- [13] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utgave. Fagbokforlaget, 2013.
- [14] Paul Tate. *Structural Analysis Software — FEM-Design*. StruSoft. URL: <https://strusoft.com/software/3d-structural-analysis-software-fem-design/> (sjekket 05.05.2023).
- [15] *Ørsta Brurekkverk*. nb-NO. URL: <https://www.vikorsta.no/rekkverk/produkt/orsta-brurekkverk/> (sjekket 31.03.2023).

## A Vedlegg A

### Beregninger

#### A.1 Beregning av egenvekt overbygning

Under vises beregninger av egenvekten til brukonstruksjonen. Det er beregnet både egenvekt av overbygning eksklusiv belegning, kantdragere, rekkverk og superegenvekt som er beskrevet mer i seksjon . Tverrsnittet består av to bredder som er gjengitt som flens- og stegbredder. Der flens er den øvre bredden og steg som den nedre bredden er stegbredden. Det er antatt at stegbredden blir mest belastet for lastvirkningene som opptrer på brua. Endeskjørt kommenteres også for er relevant i forhold til jordtrykket, men beregnes ikke utover dette.

#### Egenvekt

---

$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$	Tyngdetetthet armert betong 7.3.2 N400
$b_{bp} = 9,0 \text{ m}$	Flensbredde (øvre bredde)
$h_b = 0,5 \text{ m}$	Total tverrsnittshøyde bjelke
$h_{bfy} = 0,270 \text{ m}$	Ytre tverrsnittshøyde flenser
$h_{bfi} = 0,5 \text{ m} = h_b$	Indre tverrsnittshøyde flenser
$b_f = 1,5 \text{ m}$	Bredde betongflenser/ betongens hovedknekkpunkt
$b_b = 6,0 \text{ m}$	Nedbre bredde (stegbredden)

---

$$A_d = 2 \cdot \left( \frac{b_f \cdot (h_{bfy} + h_{bfi})}{2} \right) + h_b \cdot b_b$$


---

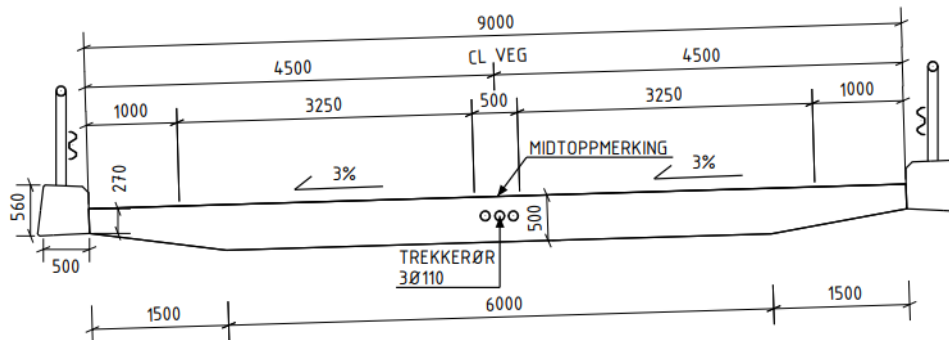
$A_d \approx 4,16 \text{ m}^2$	Total areal for dekket, inklusiv betongflenser
$l_s = 26 \text{ m}$	Spennvidde bru
$V_d = A_d \cdot l_s \approx 108 \text{ m}^3$	Totalt volum for dekke, inklusiv betongflenser

Vekt av overbygningen eksklusiv belegning, kantdragere, rekkverk:

---

$$G_{ob} = \gamma_b \cdot V_d = 2700.75 \text{ kN} \quad (\text{A.1})$$

$$G_{ob,m} = \frac{G_{ob}}{l_s} \approx 103.9 \text{ kN/m} \quad (\text{A.2})$$



Figur A.1: Tverrsnitt Jordengvangen bru

## A.2 Superegenvekt

### Kantdragere, rekkverk og belegning:

$b_{kd} = 0,5 \text{ m}$  Bredde kantdrager

$h_{kd} = 0,56 \text{ m}$  Høyde kantdrager

$A_{kd} = 0,28 \text{ m}^2$  Areal kantdrager

$g_{kd} = 2 \cdot \gamma_b \cdot A_{kd} = 14 \text{ kN/m}$  Linjelast kantdrager

$g_{rv} = 2 \cdot 0,464 \approx 0,93 \text{ kN/m}$  Linjelast rekkverk type H2, se under-undersesjon 3.1.4

$g_{kd.rv}$  Linjelast kantdrager + Linjelast H2 rekkverk

$$g_{kd} + g_{rv} = 14,93 \text{ kN/m}$$

$q_{bv} = 3,5 \text{ kN/m}^2$  Belegningsvekt for vegbruer, hentet fra tabell 5.1 N400

$G_{kd.rv}$  Egenvekt rekkverk og kantdragere

$$= g_{kd.rv} \cdot l_s = 388,18 \text{ kN}$$

$G_b = q_{bv} \cdot A_d \approx 819 \text{ kN}$  Egenvekt belegningslag

$$G_{tot} = G_{ob} + G_b + G_{kd.rv} \approx 3907,93 \text{ kN} \quad (\text{A.3})$$

$$G_{tot,m} = \frac{G_{tot}}{l_s} \approx 150,3 \text{ kN/m} \quad (\text{A.4})$$

### A.3 Vertikale trafikklaster NS-EN 1991-2 4.3

#### LM1 4.3.2:

Under listes det opp verdier av parametere som har vært relevant for beregningsprosessen av LM1:

$\alpha_{Q.1.2} = 1,0$	Korreksjonsfaktor for kjøretøyets aksler i henholdsvis kjørefelt 1, 2 og 3, hentet fra NA.4.3.2
$\alpha_{q1} = 0,6$	Korreksjonsfaktor for jevnt fordelt last i kjørefelt 1, hentet fra NA.4.3.2
$\alpha_{q2} = 1,0$	Korreksjonsfaktor for jevnt fordelt last i kjørefelt 2, hentet fra NA.4.3.2
$\alpha_{qr} = 1,0$	Korreksjonsfaktor for jevnt fordelt last til kjørefelt 3, hentet fra NA.4.3.2
$Q_{q1} = 300 \text{ kN}$	Karakteristisk aksellast for kjørefelt 1, hentet fra tabell 4.2
$Q_{q2} = 200 \text{ kN}$	Karakteristisk aksellast for kjørefelt 2, hentet fra tabell 4.2
$Q_{q3} = 100 \text{ kN}$	Karakteristisk aksellast for kjørefelt 3, hentet fra tabell 4.2
$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$	Karakteristisk verdi for fordelt last for kjørefelt 1, hentet fra tabell 4.2
$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	Karakteristisk verdi for fordelt last for kjørefelt 2, hentet fra tabell 4.2
$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	Karakteristisk verdi for fordelt last for kjørefelt 3, hentet fra tabell 4.2

Regner deretter ut den karakteristiske verdien per hjul i de forskjellige kjørefeltene:

$Q_{ph.1k} = 0.5 \cdot \alpha_{Q.1} \cdot Q_{q1} = 150$	Karakteristisk last per hjul i kjørefelt 1 [kN], hentet fra 4.3.2 (1) (a) punkt 4
$Q_{ph.2k} = 0.5 \cdot \alpha_{Q.2} \cdot Q_{q2} = 100$	Karakteristisk last per hjul i kjørefelt 2 [kN], hentet fra 4.3.2 (1) (a) punkt 4
$Q_{ph.3k} = 0.5 \cdot \alpha_{Q.3} \cdot Q_{q3} = 50$	Karakteristisk last per hjul i kjørefelt 3 [kN], hentet fra 4.3.2 (1) (a) punkt 4
$A_{kh.LM1} = 0,40$	Areal for kontaktflate hjul i LM1 [m], henholdsvis i begge retninger på belegningslag, hentet fra figur 4.2b
$A_{tal} = (A_{kh.LM1})^2 = 0,16$	Totalt lastareal for aksellast [ $m^2$ ]
$q_{Q1k.tal} = \frac{Q_{ph.1k}}{A_{tal}}$	Total aksel-flatelast for kjørefelt 1, opphøyer i andre potens grunnet kvadratisk lastflate [ $kN/m^2$ ]

$$\frac{Q_{ph.1k}}{A_{tal}} = 937,5 \text{ kN/m}^2$$

$$qQ2k.tal = \frac{Q_{ph.2k}}{A_{tal}} \quad \text{Total aksel-flatelast for kjørefelt 2 [kN/m}^2\text{]}$$

$$\frac{Q_{ph.2k}}{A_{tal}} = 625 \text{ kN/m}^2$$

$$qQ3k.tal = \frac{Q_{ph.3k}}{A_{tal}} \quad \text{Total aksel-flatelast for kjørefelt 3 [kN/m}^2\text{]}$$

$$\frac{Q_{ph.3k}}{A_{tal}} \approx 313,0 \text{ kN/m}^2$$

### LM2 4.3.3:

Under listes det opp verdier av parametere som har vært relevant for beregningsprosessen for LM2:

$$Q_{ka.LM2} = 400 \quad \text{Karakteristisk aksellast for LM2 [kN], hentet fra tabell 4.2}$$

$$\beta_Q = \alpha_{Q1} = 1,0 \quad \text{Dynamisk amplifikasjonsfaktor, hentet fra NA.4.3.3(2)}$$

$$b_{LM2} = 0,35 \quad \text{Bredde for akslenes lastflate for LM2 [m], hentet fra figur 4.3}$$

$$l_{LM2} = 0,60 \quad \text{Lengde for akslenes lastflate for LM2 [m], hentet fra figur 4.3}$$

$$A_{kh.LM2} = b_{LM2} \cdot l_{LM2} = 0,21 \quad \text{Areal for kontaktflate hjul LM2 [m}^2\text{] i begge retninger på belegningslag}$$

$$q_{afl.LM2} \quad \text{Total flatelast per hjul for LM2 [kN/m}^2\text{]}$$

$$= \frac{0,5 \cdot Q_{ka.LM2} \cdot \beta_Q}{A_{kh.LM2}} \approx 952,4 \text{ kN/m}^2$$

### LM3 4.3.4 & Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.):

Under listes det opp verdier av parametere som har vært relevant for beregningsprosessen for LM3:

$$Q_{tot.LM3} = 2700 \quad \text{Total vertikal aksellast fra alle aksler [kN]}$$

$$l_{tot.LM3} = 25,5 \quad \text{Totallengde for lasten [m]}$$

$$A_{tot.LM3} \quad \text{Flateareal per lastenhet [m}^2\text{]}$$

$$= 0,15m \cdot 1,20m = 0,18$$

$$Q_{LM3.pflate} = \frac{150 \text{ kN}}{2} = 75 \quad \text{Last per flate [kN]}$$

$$Q_{LM3.pflate} \quad \text{Aksellast omgjort til flatelast for videre bruk i FEM-design [kN/m}^2\text{]}$$

$$= \frac{Q_{LM3.pflate}}{A_{tot.LM3}} \approx 416,667 \text{ kN/m}^2$$

Hver linjeaksel tilsvare to lastflater på linje med an avstand lik 0,3m fra hjulkant til hjulkant, i henhold til [4] legges det inn en minste eksentrisitet på 0,3m fra veiens senter. Se underundersøkelse 3.3.3.



## A.4 Termiske laster

### Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturredifferanser

Utrykkene under er basert på ligningene i EK1-1-5 6.1.5(1). Det beregnes åtte temperaturtilfeller, der det henholdsvis blir til en temperatur på oversiden og en på undersiden. For temperaturtilfellene 1-4 tilsvarer positiv verdi på oversiden og negativ verdi tilsvarer undersiden. Det blir motsatt for de resterende tilfellene (5-8) for der er skal undersiden være varmere enn oversiden.

$$\Delta T_{M,heat,real} = 10,5 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool,real} = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con} = -22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 22 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

Overside varmere enn underside:

---

$$\text{Temperaturtilfelle 1} \pm \frac{10,5 \text{ } ^\circ\text{C}}{2} + 0,35 \cdot (-22) \quad (\text{A.5})$$

Oversidetemperatur:  $-2,45 \text{ } ^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $-12,95 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\text{Temperaturtilfelle 2} \pm 0,75 \cdot \frac{10,5 \text{ } ^\circ\text{C}}{2} + \cdot (-22) \quad (\text{A.6})$$

Oversidetemperatur:  $-18,0625 \text{ } ^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $-25,9375 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\text{Temperaturtilfelle 3} \pm \frac{10,5 \text{ } ^\circ\text{C}}{2} + 0,35 \cdot 22 \quad (\text{A.7})$$

Oversidetemperatur:  $12,95 \text{ } ^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $2,45 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\text{Temperaturtilfelle 4} \pm 0,75 \cdot \frac{10,5 \text{ } ^\circ\text{C}}{2} + \cdot 22 \quad (\text{A.8})$$

Oversidetemperatur:  $25,9375 \text{ } ^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $18,0625 \text{ } ^\circ\text{C}$

Underside er varmere enn overside:

---

$$\text{Temperaturtilfelle 5} \pm \frac{8 \text{ }^\circ\text{C}}{2} + 0,35 \cdot (-22) \quad (\text{A.9})$$

Oversidetemperatur:  $-11,7 \text{ }^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $-3,7 \text{ }^\circ\text{C}$

$$\text{Temperaturtilfelle 6} \pm 0,75 \cdot \frac{8 \text{ }^\circ\text{C}}{2} + \cdot (-22) \quad (\text{A.10})$$

Oversidetemperatur:  $-25 \text{ }^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $-19 \text{ }^\circ\text{C}$

$$\text{Temperaturtilfelle 7} \pm \frac{8 \text{ }^\circ\text{C}}{2} + 0,35 \cdot 22 \quad (\text{A.11})$$

Oversidetemperatur:  $3,7 \text{ }^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $11,7 \text{ }^\circ\text{C}$

$$\text{Temperaturtilfelle 8} \pm 0,75 \cdot \frac{8 \text{ }^\circ\text{C}}{2} + \cdot 22 \quad (\text{A.12})$$

Oversidetemperatur:  $25 \text{ }^\circ\text{C}$

Undersidetemperatur:  $19 \text{ }^\circ\text{C}$

### Passivt jordtrykk iht. 5.5.5 N400

---

Grunnet tidsbegrensinger, prioriteringer og relevans velges det kun å kommentere passivt jordtrykk tilknyttet temperatur. Trafikklast vil ha en innvirkning på det passive jordtrykket, men neglisjeres i denne oppgaven.

### Passivt jordtrykk pga temperatur

---

$\gamma_{ss} = 19 \text{ kN/m}^3$	Tyngdetetthet til sprengstein, hentet fra tabell 2-21 i V220
$\phi = 42\text{grader}$	Karakteristisk indre friksjonsvinkel, hentet fra tabell 2-21 i V220
$\gamma_{M.temp} = 1$	Partialfaktor, Iht. N400 5.5.3
$r = 0$	Ruhet (litt forsiktig antagelse)

Dimensjonerende indre friksjonsvinkel kan regnes ut fra:

$$\phi_{d.temp} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\phi)}{\gamma_{M.temp}} \right) = 42^\circ \quad (\text{A.13})$$

Finner Passiv jordtrykkskoeffisient fra:

$$K_{p,temp} = \left( \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2(\phi_{d,temp})} - \tan(\phi_{d,temp}) \cdot \sqrt{1 + r}} \right)^2 = 5,05 \quad (\text{A.14})$$

$$K_0 = 0,5$$

Hviletrykkskoeffisient bruddgrense

$$\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6}$$

Temperaturutvidelseskoeffisient betong

$$\delta_{temp} = 2,86 \text{ mm}$$

Teoretisk største forskyvning av endeskjørt

$$H_{end} = 2,7 \text{ m}$$

Høyde endeskjørt, henholdsvis fra underkant av brudekket til underkant av endeskjørt. Tverrfallet på vegen er neglisjert og antar samme høyden over hele tverretningen til brua.

Passiv jordtrykk i hht 5.5.5 N400 ved full mobilisering:

$$\delta_p = \frac{H_{end}}{200} = \frac{2,7 \text{ m}}{200} = 13,5 \text{ mm} \quad (\text{A.15})$$

Passiv jordtrykkskoeffisient kan bestemmes utifra (5.32) ifølge N400:

$$\text{Hvis } 0 < \delta_{temp} < \delta_p \quad k_{temp} = (K_{p,temp} - K_0) \cdot \frac{\delta_{temp}}{\delta_p}$$

$$\text{Hvis } \delta > \delta_p$$

$$k_{temp} = K_{p,temp}$$

Siden  $0 < \delta_{temp} < \delta_p$  brukes ligningen under til å finne  $k_{temp}$ :

$$k_{p,temp} = (K_{p,temp} - K_0) \cdot \frac{\delta_{temp}}{\delta_p} = (5,05 - 0,5) \cdot \frac{2,86 \text{ mm}}{13,5 \text{ mm}} \approx 0,964 \quad (\text{A.16})$$

Til slutt kan man finne last som påvirkes fra passivt jordtrykk mot bunn av endeskjørt i følge til temperaturlast:

$$\sigma_{temp,topp} = 0 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{A.17})$$

$$\sigma_{temp,bunn} = \gamma_{ss} \cdot k_{temp} \cdot H_{end} = 19 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,964 \cdot 2,7 \text{ m} = 49,453 \frac{kN}{m^2} \quad (\text{A.18})$$

## Gjennomsnittskrefter fra FEM-Design

I FEM-Design har ikke momentet kontinuerlig like stor verdi gjennom bruas bredde. Dermed er det gjort et par kontrollpunkter langs bredden og deretter er det beregnet et gjennomsnitt av denne verdien. Det er gjort et vektet valg om å plukke ut ti verdier. Det er henholdsvis for momentverdien på tvers i midtspennet som sjekkes og vil utføres for LM1, LM2 og LM3, samt skjærekraften ved endene for lasttog LM1. Deretter multipliseres det vektete resultatet med stegbredden fra underseksjon A.1. Denne vil gi en bedre representasjon av momentet fra modelleringsprogrammet. Mer angående ulike valg og betrakninger for kontrollsjekken under er beskrevet nærmere i underseksjon 5.4. Det er også kontrollert at alle momentverdiene stammer fra samme lasttilfelle.

### Kontrollpunkter for $M_{x+}$ for egenlast i felt

---

Under følger ti kontrollverdier, alle i enheten  $\frac{kNm}{m}$

- 41.9, 42.6, 45.3, 46.4, 46.4, 46.4, 45.6, 44.8, 42.4, 41.9

Gjennomsnittsmoment i felt:

$$M_{x+,f,gj.snitt} = \frac{40.3 + 41.9 + 44.7 + 46.4 + 43.4 + 43.4 + 43.9 + 43.2 + 42.4 + 41.9}{10} = 43,15 \text{ kNm/m} \quad (\text{A.19})$$

Det totale momentet om global y-akse over bredden for egenvekten i felt blir:

$$M_{x+,f,b} = M_{x+,f,gj.snitt} \cdot b_b \approx 258,9 \text{ kNm} \quad (\text{A.20})$$

$$M_{Eg} = 444,98 \text{ kNm} \quad \text{Krefter fra Strian}$$

Prosentvis avvik:

$$\text{Avvik [\%]} = \left( \frac{444,98}{258,9} - 1 \right) \cdot 100\% \approx 71,87 \text{ \%} \quad (\text{A.21})$$

**Verdien fra Strian er 71.87 % høyere enn verdien fra FEM-Design.**

### Kontrollpunkter for $M_{x+}$ for egenlast over støtte

---

Under følger ti kontrollverdier, alle i enheten  $\frac{kNm}{m}$

- -52.1, -66.6, -188, -81.1, -72.7, -80.2, -156, -85.9, -62, -52.4

Gjennomsnittsmoment over støtte:

$$M_{x+,os,gj.snitt} = \frac{-52,1 - 66,6 - 188 - 81,1 - 72,7 - 80,2 - 156 - 85,9 - 62 - 52,4}{10} = -89,7 \text{ kNm/m} \quad (\text{A.22})$$

Det totale momentet om global y-akse over bredden for egenvekten over støtten blir:

$$M_{x+,os,b} = M_{x+,os,gj.snitt} \cdot b_b \approx -538,2 \text{ kNm} \quad (\text{A.23})$$

$$M_{os} = -853,77 \text{ kNm} \quad \text{Krefter fra Strian}$$

Prosentvis avvik:

$$Avvik [\%] = \left( \frac{-853,77}{-538,2} - 1 \right) \cdot 100\% \approx 58,6 \% \quad (\text{A.24})$$

**Verdien fra Strian er 58,6 % høyere enn verdien fra FEM-Design.**

Kontrollpunkter for  $M_{x+}$  for Lasttog LM1 i felt 2

---

Under følger ti kontrollverdier, alle i enheten  $\frac{kNm}{m}$

- 508, 498, 460, 430, 425, 438, 460, 470, 497, 508

Gjennomsnittsmoment i felt 2:

$$M_{x+,f,gj.snitt} = \frac{508 + 498 + 460 + 430 + 425 + 438 + 460 + 470 + 497 + 508}{10} = 469,4 \text{ kNm/m} \quad (\text{A.25})$$

Det totale momentet om global y-akse over bredden i felt blir:

$$M_{x+,f,b} = M_{x+,gj.snitt} \cdot b_b \approx 2816,4 \text{ kNm} \quad (\text{A.26})$$

$M_{Ed,ULS,LM1} = 3215,8 \text{ kNm}$  Krefter fra Strian fra ligning 6.10b

Prosentvis avvik:

$$Avvik [\%] = \left( \frac{3215,8}{2816,4} - 1 \right) \cdot 100\% \approx 14,18 \% \quad (\text{A.27})$$

**Verdien fra Strian er 14,18 % høyere enn verdien fra FEM-Design.**

Kontrollpunkter for  $T_{x'z'+}$  for Lasttog LM1 ved akse 1

---

Under følger ti kontrollverdier, alle i enheten  $\frac{kN}{m}$

- 508, 498, 460, 430, 425, 438, 460, 470, 497, 508

Gjennomsnittsskjærkraft:

$$T_{x'z'+,gj.snitt} = \frac{66.6 + 78.5 + 28.7 + 1568 + 57.0 + 70.5 + 92.2 + 1569.28 + 52.2 + 66.7}{10} = 364.968 \text{ kN/m} \quad (\text{A.28})$$

Gjennomsnittsskjærkraft for brubredden i kNm:

$$T_{x'z'+,gj.snitt} \cdot b_b \approx 2189,81 \text{ kN} \quad (\text{A.29})$$

$V_{Ed,ULS,LM1} = 1322 \text{ kN}$  Krefter fra Strian for ligning 6.10b

Prosentvis avvik:

$$Avvik [\%] = \left( \frac{1322}{2189,81} - 1 \right) \cdot 100\% = -60,37 \% \quad (\text{A.30})$$

**Verdien fra Strian er 60,37 % lavere enn verdien fra FEM-Design.**

PS. Stort avvik her, vil kommenteres i underseksjon 5.4.

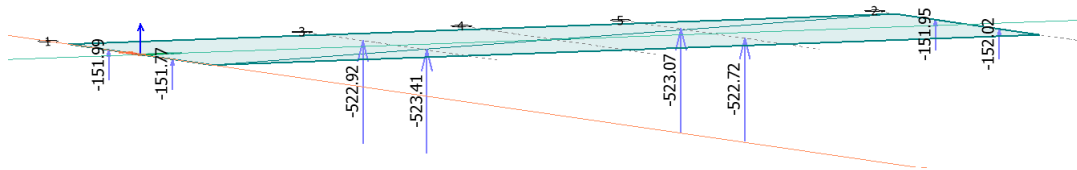
## B Vedlegg B

### Verifikasjon av FEM-design resultater

#### B.1 Verifikasjon av egenvektberegninger

##### Egenvekt eksklusiv superegenvekter

For å verifisere egenvektberegninger adderes lagerreaksjonene til bruaplata når kun egenvekten virker. Under er det vedlagt et bilde fra analysefanen i FEM-design, der konstruksjonen kun belastes av egenvekten og man kan tydelig se de ulike lagrenes reaksjoner av lastvirkningen.



Figur B.1: Lagerreaksjoner fra FEM modell

Ved å addere lagerreaksjonene skal det være tilnærmet identisk med egenvekten beregnet i vedlegg A,  $G_{ob}$ . NB. Dette gjelder kun for egenvekten, superegenvekt vises i neste under seksjon. De ulike lagerene har forskjellig verdi alt etter hvor det er lokalisert på brua og etter hvilke randbetingelser de har fått tildelt. Alle lagerreaksjonene adderes og til slutt er det beregnet en prosentvis forskjell (avvik) for å verifisere om håndberegningene av egenvekten er ok i forhold til FEM-design sine beregninger. Negativ verdi gjenspeiler at FEM-design opererer med positiv verdi definert i negativ z-retning, men beregner her absoluttverdien.

$F_{l,ob}$  Lagerreaksjon for egenvekten til overbygningen

$$F_{l,ob} = |151,99 + 151,77 + 522,92 + 523,41 + 523,07 + 522,72 + 151,9 + 152,02| \quad (\text{B.1})$$

$$= 2699,85 \text{ kN} \quad (\text{B.2})$$

Håndberegninger av egenvekten gav:

- $G_{ob} = 2700,75 \text{ kN}$

##### Prosentvis forskjell

$$1 - \frac{F_{tl}}{G_{ob}} = 0,000333 = 0,033 \% \quad (\text{B.3})$$

Dette anses som tilstrekkelig lavt til at det bør ses som at egenvekten er riktig beregnet.

### Egenvekt eksklusiv superegenvekter

Under er det konstruert en tabell med lagerreaksjoner for de tre superegenvektene konstruksjonen har, samt total lagerreaksjon for de enkelte.

Lager	Superegenvekter		
	Rekkverk	Slitelag	Kantdragere
1	1,25	46,04	18,89
2	1,25	46,11	18,86
3	4,78	158,63	72,18
4	4,79	158,78	72,1
5	4,78	158,67	72,14
6	4,78	158,57	72,06
7	1,25	46,11	18,9
8	1,25	46,09	18,88
<b>Total lagerreaksjon</b>	24,13	819	364,01

Ved å addere lagerreaksjonene skal det være tilnærmet identisk med den totale egenvekten beregnet i vedlegg A,  $G_{tot}$ . De ulike lagerene har forskjellig verdi alt etter hvor det er lokalisert på brua og etter hvilke randbetingelser de har fått tildelt slik som vist over. Alle lagerreaksjonene adderes og til slutt er det gjort en prosentvis forskjell (avvik) for å verifisere om håndberegningen av total egenvekt er ok i forhold til FEM-design sine beregninger. Negativ verdi gjenspeiler at FEM-design opererer med positiv verdi definert i negativ z-retning, men beregner her absoluttverdien.

$$F_{kd} = 364,01 \text{ kN} \quad \text{Lagerreaksjon kantdragere}$$

$$F_{sl} = 819 \text{ kN} \quad \text{Lagerreaksjon slitelag}$$

$$F_{rv} = 24,13 \text{ kN} \quad \text{Lagerreaksjon rekkverket}$$

$$F_{l,ob} = 2699,85 \text{ kN} \quad \text{Lagerreaksjon for egenvekten}$$

$$F_{l,sup.eg} \quad \text{Lagerreaksjon for superegenvektene}$$

$$F_{tl,ob} \quad \text{Total lagerreaksjon for hele bruaplata inklusiv superegenvekter}$$

$$F_{l,sup.eg} = |F_{kd} + F_{sl} + F_{rv}| = 1207,14 \text{ kN} \quad (\text{B.4})$$

$$F_{tl,ob} = F_{l,sup.eg} + F_{l,ob} = 3906,99 \text{ kN} \quad (\text{B.5})$$

Håndberegninger gav en total superegenvekt lik:

- $G_{ob} = 3907,93 \text{ kN}$

#### Prosentvis forskjell

$$1 - \frac{F_{tl}}{G_{tot}} = 0,000241 = 0,0241 \% \quad (\text{B.6})$$

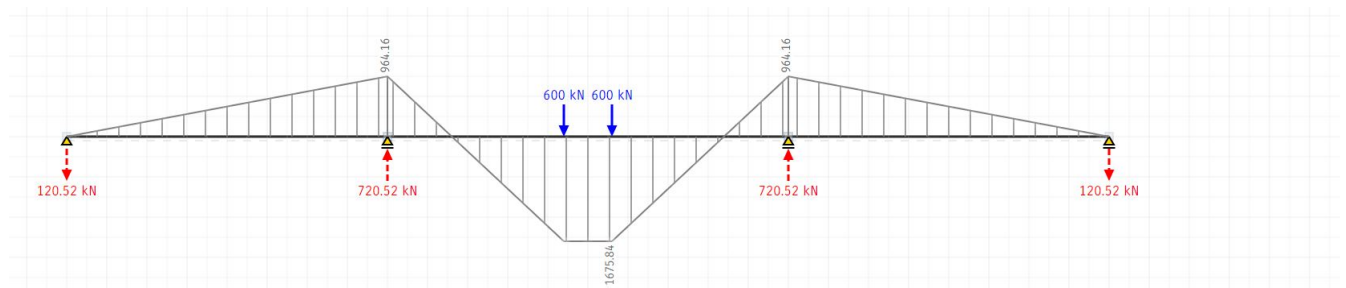
Dette anses som tilstrekkelig lavt til at det bør ses som at egenvekten er riktig beregnet.

## Håndberegninger og kontrollsjekk i rammeprogrammet Strian

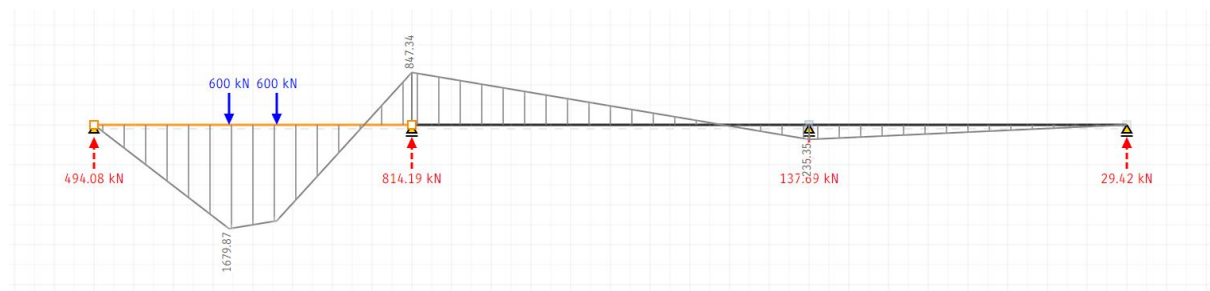
I dette vedlegget beregnes de momenter og skjærkrefter for de tre lastmodellene; LM1, LM2 og LM3 i rammeprogrammet Strian. Det er her tatt utgangspunkt i bruddgrensetilstand. Utifra verdiene blir verste tilfelle valgt og det settes opp i ligningene 6.10a og 6.10b med korrekte lastfaktorer. Hvert av de tre spennene er nummerert fra en til tre og starter fra venstre.

Det er valgt å bruke blant annet analyseprogrammet Strian for å sjekke FEM-Design verdiene grunnet kompleksiteten av bjelken som betraktes og lastene som virker på denne. De er plukket ut et par av utregningene under for kontrollsjekk. De andre derimot er bare for å vise hvordan FEM-Design opererer. Hvilke laster kan kombineres, hvilke faktorer fra EK 0 [Eurokode 0 - seksjon 6.4.3.2 ligning 6.10a og b] brukes for de forskjellige grensetilstandene og hvilke laster blir dominerende. Bruker et prosentvis avvik for å kontrollsjekke Strian mot FEM-Design og antar om verdiene stemmer nogenlunde overens er de ok. Se underseksjon 5.4.

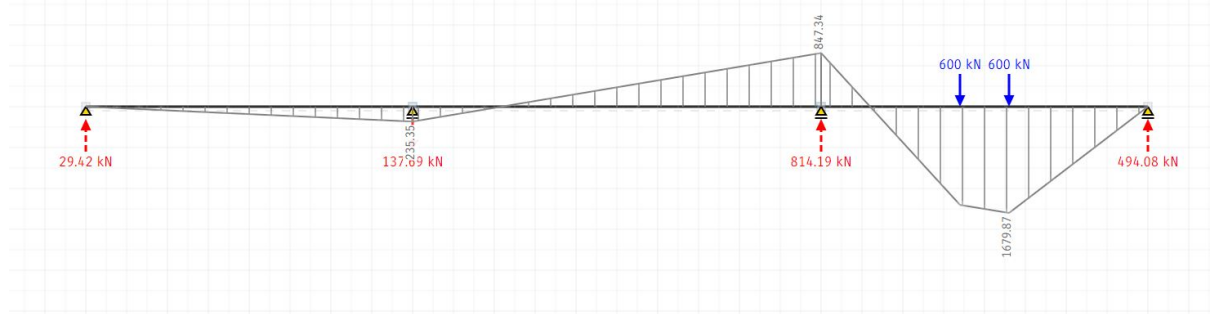
### B.2 Lastmodell 1 – Karakteristisk moment for boogielaster



Figur B.2: LM1. Boogielaster plassert over felt 2



Figur B.3: LM1. Boogielaster plassert over felt 1



Figur B.4: LM1. Boogielaster plassert over felt 3



Tar kontroll over alle krefter i de tre lasttilfellene og finner at:

$$\Sigma F_z = 0 \quad \text{OK}$$

$$\Sigma M = 0 \quad \text{OK}$$

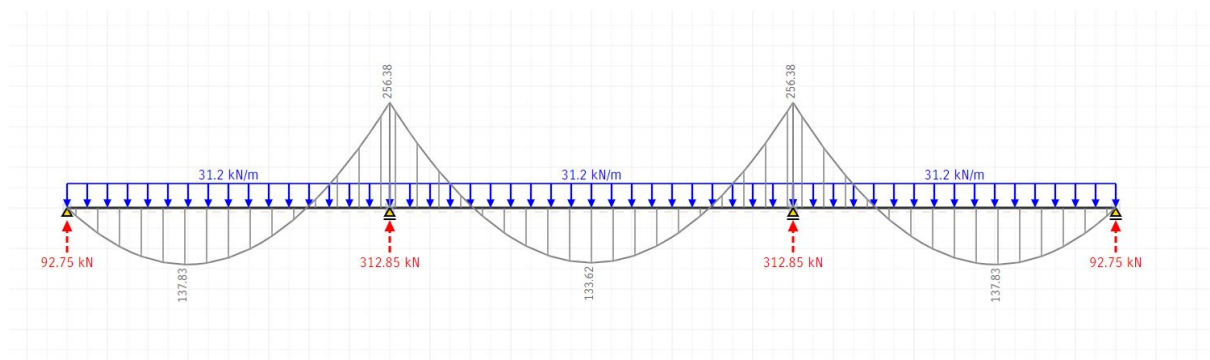
Legger merke til at både lasttilfelle 2 og lasttilfelle 3 har størst moment for boogielastene plassert ved midtspenn.

$$M_{TS, felt 1} = 1679,87 \text{ kNm} \quad (\text{B.7})$$

Tar også med moment over midtspennet:

$$M_{TS, felt 2} = 1675,84 \text{ kNm} = M_{TS, felt 3} \quad (\text{B.8})$$

### B.3 Lastmodell 1 – Karakteristisk moment for jevnt fordelt lastandel



Figur B.5: LM1 jevnt fordelt last

$$q_{LM1} = 31,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Jevnt fordelt last}$$

Tar kontroll:

$$\Sigma F_z = 0 \quad \text{OK}$$

$$\Sigma M = 0 \quad \text{OK}$$

For denne påvirkningen har bjelken størst moment i de to lagerstøttene som utgjør bruas midtspenn:

$$M_{UDL, lager} = 256,38 \text{ kNm} \quad (\text{B.9})$$

Tar også med moment over midtspennet:

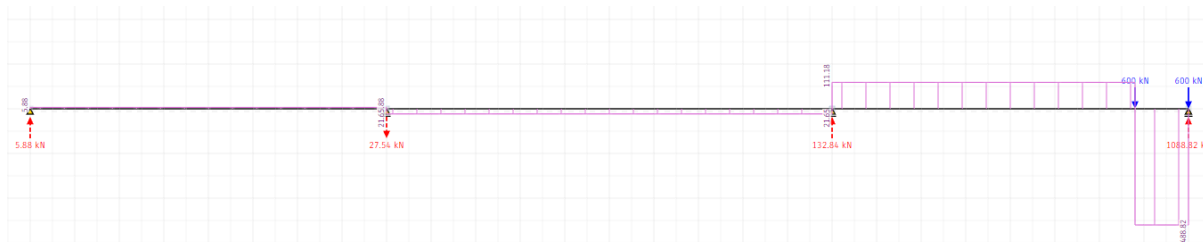
$$M_{UDL, felt 2} = 133,62 \text{ kNm} \quad (\text{B.10})$$

## B.4 Lastmodell 1 - Skjærkraft

Vi vil få størst skjærkraft ved å plassere boogielastene ved endelagrene. Etter bjelketeori vil skjærkraften være positiv ved venstre ende (akse 1) og vil bli negativ i den høyre enden (akse 5).



Figur B.6: Skjærkraft LM1, for boogielasten plassert over lager i akse 1

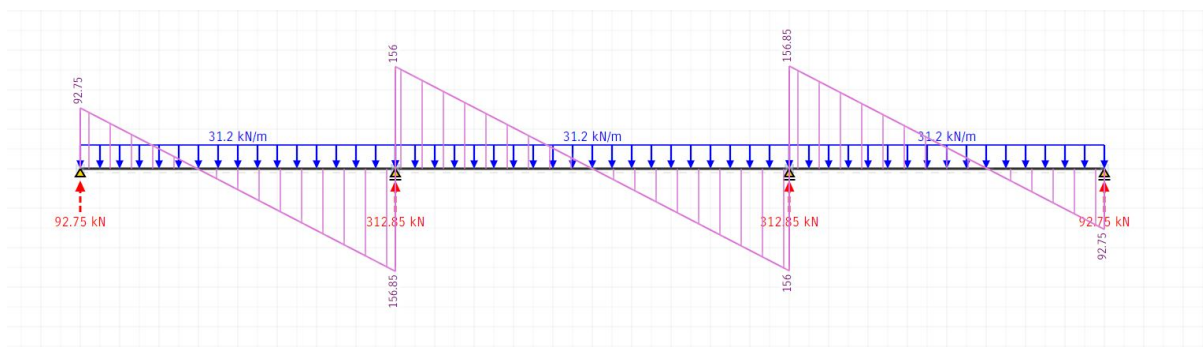


Figur B.7: Skjærkraft LM1, for boogielasten plassert over lager i akse 5

Leser av diagrammene over og finner max skjærkraft for boogielastene

$$V_B = 488,82 \text{ kN} \quad (\text{B.11})$$

### B.4.1 Finner skjærkraft for den jevnt fordelte lastandelen q for endeaksene

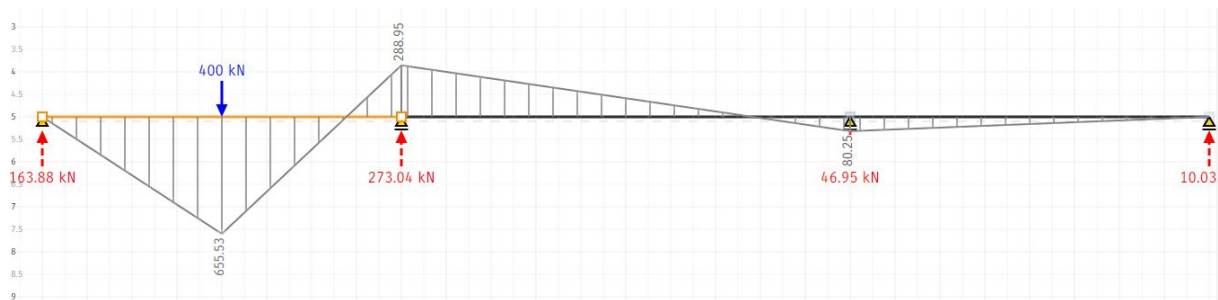


Figur B.8: LM1, Skjærkraft for jevnt fordelte last, q

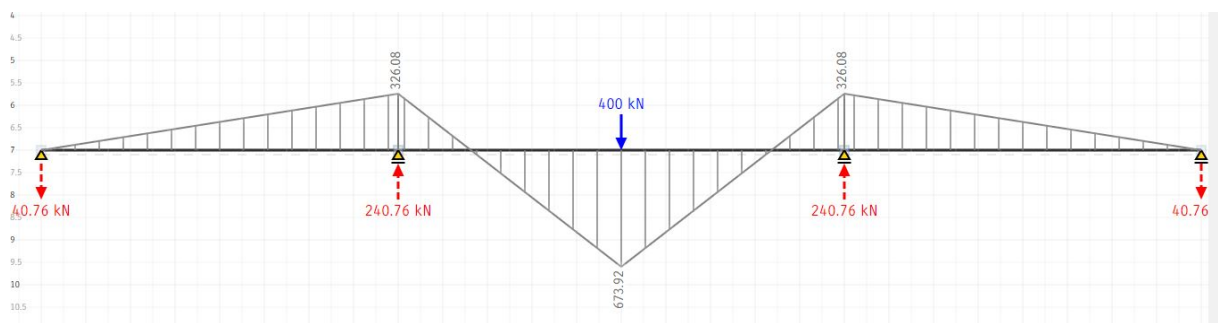
$$V_{UDL} = 92,75 \text{ kN} \quad (\text{B.12})$$

### B.5 Lastmodell 2 – Karakteristisk moment

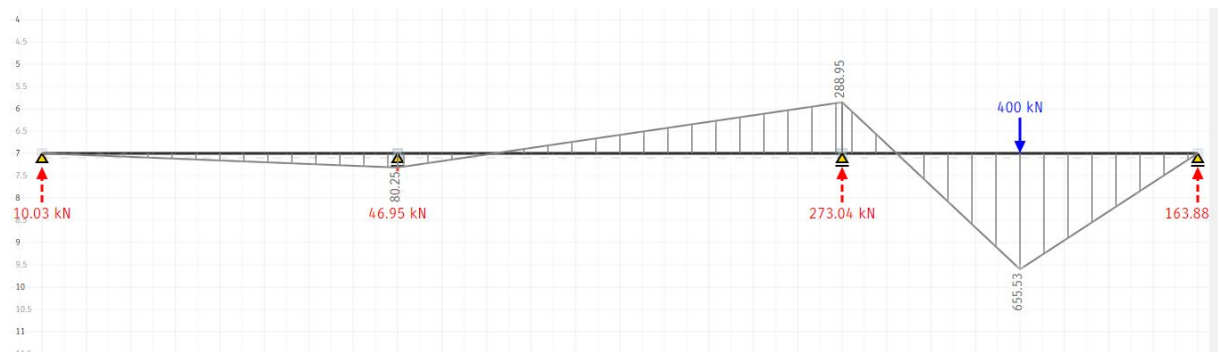
$$Q_{LM2} = 400\text{KN}$$



Figur B.9: LM2, Lasttilfelle 1



Figur B.10: LM2, Lasttilfelle 2



Figur B.11: LM2, Lasttilfelle 3

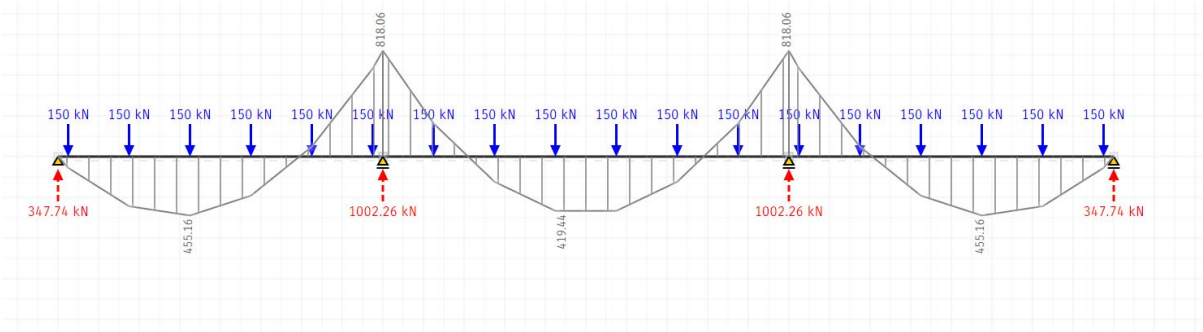
Max moment finnes ved lasttilfelle 2:

$$M_{Q_{LM2}} = 673,92\text{ kNm}$$

### B.6 Lastmodell 3 - Moment

Totallast	Akselsammenstilling	Akselavstander	Totallengde
	Antall x linjeaksellast	(antall-1) x e + 12 + ...	
2 700 kN	18 x 150 kN	17 x 1,50 m	25,5 m

Figur B.12: Definisjonen av LM3



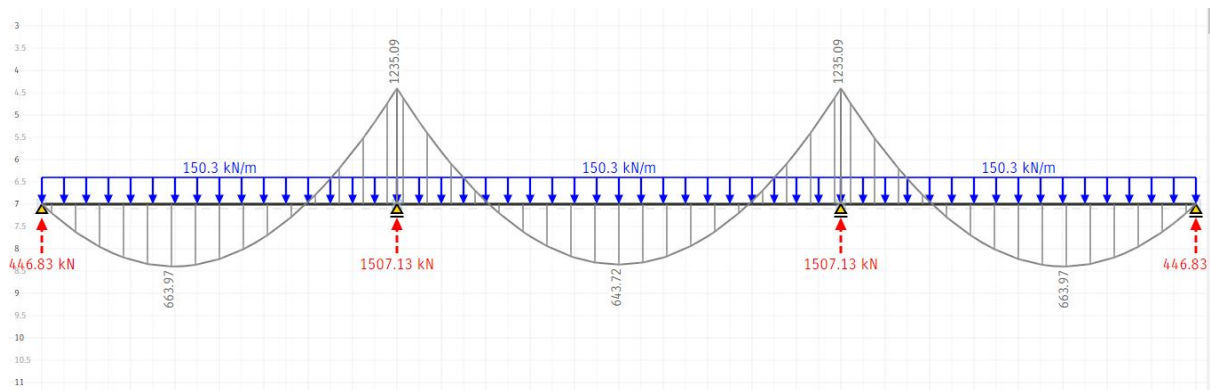
Figur B.13: Moment forårsaket av aksellaster knyttet til LM3

$$M_{Q_{LM3}} = 419,44 \text{ kNm}$$

### B.7 Karakteristisk moment for egenlast

$$g_k = \frac{3907,93}{26} = 150,305 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Total egenvekt (inkludert superegenvekter)}$$

$$g_k = \frac{2700,75}{26} = 103,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Total egenvekt (eksklusiv superegenvekter)}$$



Figur B.14: Egenvekt inklusiv superegenvekter

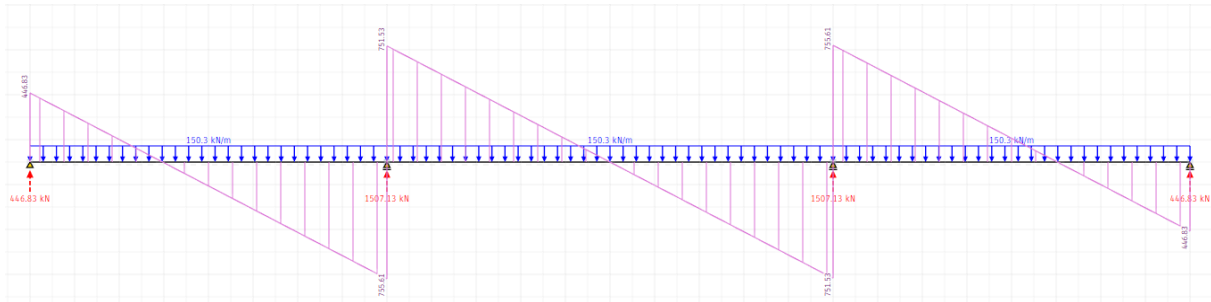
Tar kontroll:

$$\Sigma F_z = 0 \quad \text{OK}$$

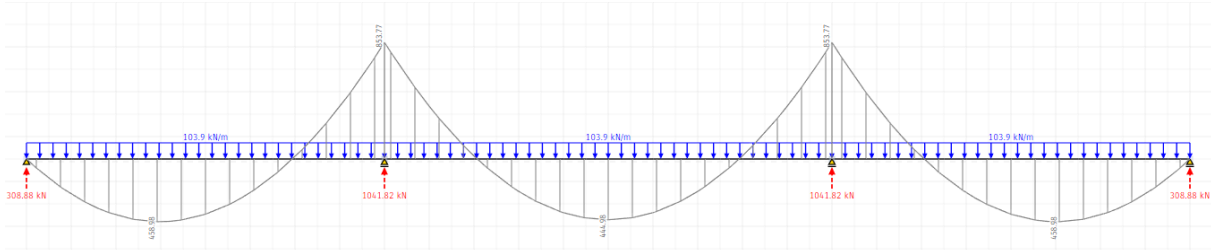
$$\Sigma M = 0 \quad \text{OK}$$

Finner moment over midtspennet for egenvekten inklusiv superegenvektene:

$$M_{UDL, felt 2} = 643,72 \text{ kNm}$$



Figur B.15: Skjærkraft forårsaket av egenvekt inklusiv superegenvekter



Figur B.16: Egenvekt eksklusiv superegenvekter

Finner skjærkraften ved endelageret for egenvekten inklusiv superegenvektene:

$$M_{UDL, felt 2} = 446,83 \text{ kN}$$

Finner moment over midtspennet for egenvekten eksklusiv superegenvektene:

$$M_{Eg} = 444,98 \text{ kNm}$$

Finner moment over støtten for egenvekten eksklusiv superegenvektene:

$$M_{Os} = 853,77 \text{ kNm}$$

### B.8 Momenter knyttet til lastmodell 1

$$M_{gk} = 643,72 \text{ kNm}$$

$$M_B = 1675,84 \text{ kNm}$$

$$M_{UDL} = 133,62 \text{ kNm}$$

#### Bruddgrensetilstanden:

---

$$M_{Ed,ULS,LM1} = \max[6.10a, 6.10b] \quad (\text{B.13})$$

$$\gamma_G = 1,35 \quad 6.10a$$

$$\gamma_Q = 1,35 \cdot 0,7 = 0,945 \quad 6.10a$$

$$M_{Ed,ULS,LM1} = M_{gk} \cdot \gamma_G + [(M_{TS} + M_{UDL}) \cdot \gamma_Q] = 2578,96 \text{ kNm} \quad (\text{B.14})$$

$$\gamma_G = 1,35 \cdot 0,89 = 1,2015 \quad 6.10b$$

$$\gamma_Q = 1,35 \quad 6.10b$$

$$M_{Ed,ULS,LM1} = M_{gk} \cdot \gamma_G + [(M_{TS} + M_{UDL}) \cdot \gamma_Q] = 3215,8 \text{ kNm} \quad (\text{B.15})$$

Bruksgrensetilstand, karakteristisk:

$$\gamma_G = 1$$

$$\gamma_Q = 1$$

$$M_{Ed,ULS,LM1} = M_{gk} \cdot \gamma_G + [(M_{TS} + M_{UDL}) \cdot \gamma_Q] = 2452,9 \text{ kNm} \quad (\text{B.16})$$

Bruksgrensetilstand, tilnærmet permanent:

$$\gamma_G = 1$$

$$\gamma_Q = 1,0$$

$$\psi_2 = 0,2$$

$$M_{Ed,ULS,LM1} = M_{gk} \cdot \gamma_G + [(M_{TS} + M_{UDL}) \cdot \gamma_Q \cdot \psi_2] = 1005,55 \text{ kNm} \quad (\text{B.17})$$

### B.9 Lastmodell 1 - Skjær

$$V_{gk} = 446,83 \text{ kN}$$

$$V_B = 488,82 \text{ kN}$$

$$V_{UDL} = 92,75 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,ULS,LM1} = \max[6.10a, 6.10b] \quad (\text{B.18})$$

$$\gamma_G = 1,35 \quad 6.10a$$

$$\gamma_Q = 1,35 \cdot 0,7 = 0,945 \quad 6.10a$$

$$V_{Ed,ULS,LM1} = V_{gk} \cdot \gamma_G + [(V_{TS} + V_{UDL}) \cdot \gamma_Q] = 1152,8 \text{ kN} \quad (\text{B.19})$$

$$\gamma_G = 1,35 \cdot 0,89 = 1,2015 \quad 6.10b$$

$$\gamma_Q = 1,35 \quad 6.10b$$

$$V_{Ed,ULS,LM1} = V_{gk} \cdot \gamma_G + [(V_{TS} + V_{UDL}) \cdot \gamma_Q] = 1322 \text{ kN} \quad (\text{B.20})$$

Bruksgrensetilstand, karakteristisk:

$$\gamma_G = 1$$

$$\gamma_Q = 1$$

$$V_{Ed,ULS,LM1} = V_{gk} \cdot \gamma_G + [(V_{TS} + V_{UDL}) \cdot \gamma_Q] = 1028,4 \text{ kN} \quad (\text{B.21})$$

Bruksgrensetilstand, tilnærmet permanent:

$$\gamma_G = 1$$

$$\gamma_Q = 1$$

$$\psi_2 = 0.2$$

$$V_{Ed,ULS,LM1} = V_{gk} \cdot \gamma_G + [(V_{TS} + V_{UDL}) \cdot \gamma_Q \cdot \psi_2] = 563,144 \text{ kN} \quad (\text{B.22})$$

### B.10 Lastmodell 2 - Moment

$$M_{gk} = 643,72 \text{ kNm}$$

$$M_{QLM2} = 673,92 \text{ kNm}$$

Bruddgrensetilstand:

$$M_{Ed,ULS,LM2} = \max[6.10a, 6.10b] \quad (\text{B.23})$$

$$\gamma_G = 1,35 \quad 6.10a$$

$$\gamma_Q = 1,35 \cdot 0,7 = 0,945 \quad 6.10a$$

$$M_{Ed,ULS,LM2} = M_{gk} \cdot \gamma_G + M_{QLM2} \cdot \gamma_Q = 1505,88 \text{ kNm} \quad (\text{B.24})$$

$$\gamma_G = 1,35 \cdot 0,89 = 1,2015 \quad 6.10b$$

$$\gamma_Q = 1,35 \quad 6.10b$$

$$M_{Ed,ULS,LM2} = M_{gk} \cdot \gamma_G + M_{QLM2} \cdot \gamma_Q = 1683,22 \text{ kNm} \quad (\text{B.25})$$

### B.11 Lastmodell 3 - Moment

$$M_{gk} = 643,72 \text{ kNm}$$

$$M_{QLM3} = 419,44 \text{ kNm}$$

Bruddgrensetilstand:

$$M_{Ed,ULS,LM1} = \max[6.10a, 6.10b] \quad (\text{B.26})$$

$$\gamma_G = 1,35 \quad 6.10a$$

$$\gamma_Q = 1,35 \cdot 0,7 = 0,945 \quad 6.10a$$

$$M_{Ed,ULS,LM3} = M_{gk} \cdot \gamma_G + M_{QLM3} \cdot \gamma_Q = 126,395 \text{ kNm} \quad (\text{B.27})$$

$$\gamma_G = 1,35 \cdot 0,89 = 1,2015 \quad 6.10b$$

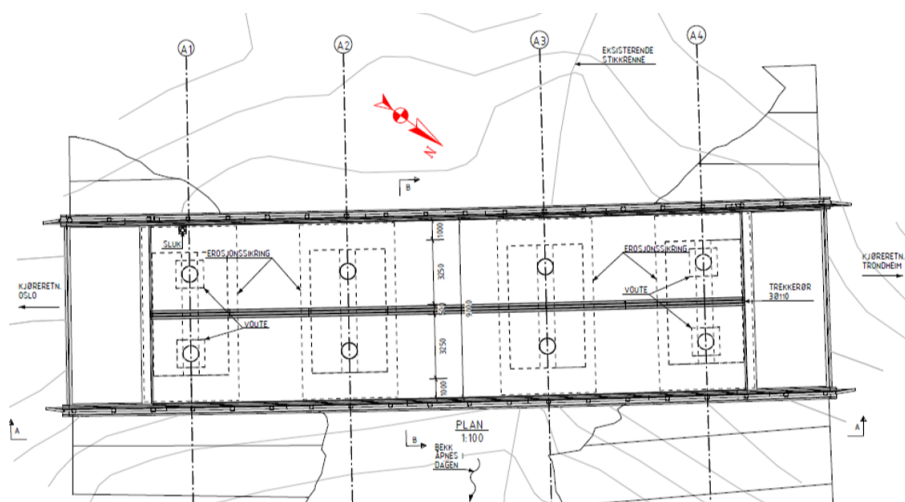
$$\gamma_Q = 1,35 \quad 6.10b$$

$$M_{Ed,ULS,LM3} = M_{gk} \cdot \gamma_G + M_{QLM3} \cdot \gamma_Q = 1339,67 \text{ kNm} \quad (\text{B.28})$$

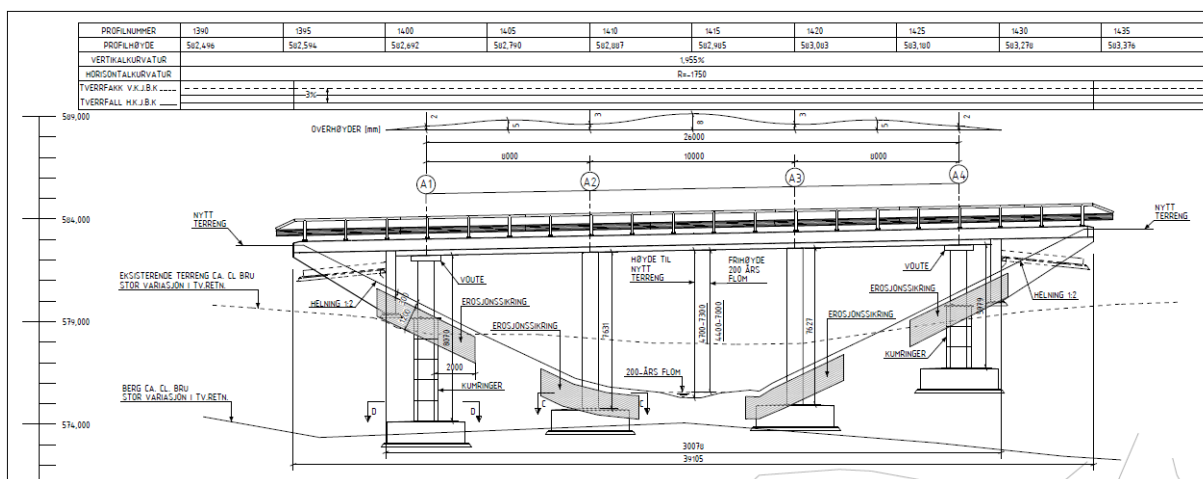


# C Vedlegg C

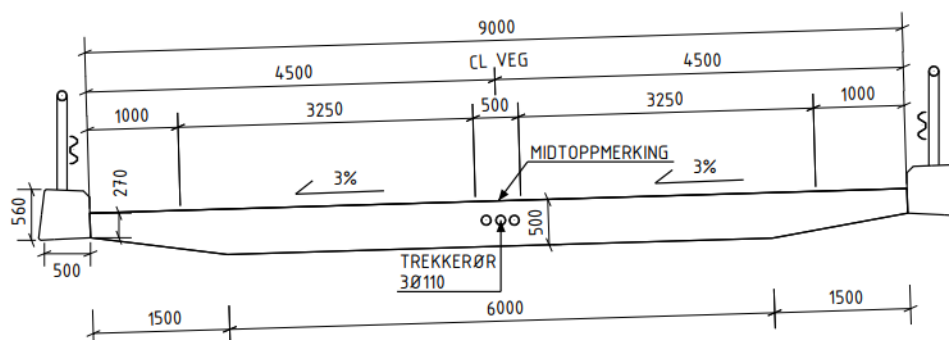
## Oversiktstegninger av Jordengvangen bru



Figur C.1: Del 1, Oversiktstegning Jordengvangen bru



Figur C.2: Del 2, Oversiktstegning Jordengvangen bru



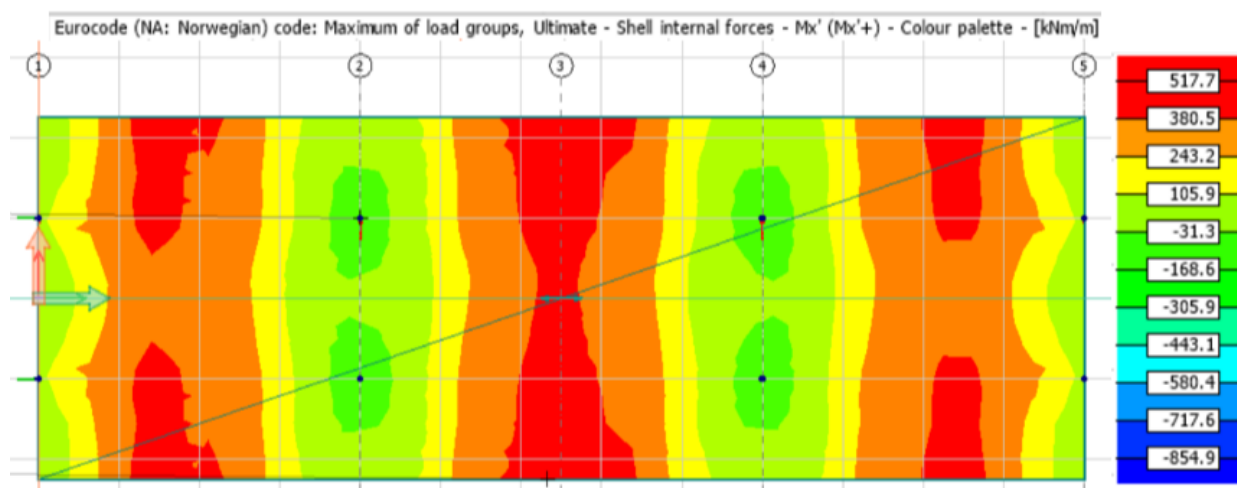
Figur C.3: Del 3, Oversiktstegning Jordengvangen bru

## D Vedlegg D

### Lastvirkninger

Vedlagt ligger samtlige bøyemoment-, skjær- og torsjonsdiagrammer gjengitt fra FEM-Design. Det er vist i et fargeplott, der rød indikerer høyeste positive verdi på bruplata, mens marineblå den laveste negative verdien. Videre er også vedlagt hvilke ligninger fra NS-EN 1990 som gav største lastvirkning. De er henholdsvis kun gjengitt for bruddgrensetilstanden, da denne blir dimensjonerende og armeringsmengden er basert på denne. Nedbøyning derimot er vedlagt i SLS for det er den hensiktsmessige grensetilstanden.

De største momentene med strekk i underkant er som forventet i midtspennet og på den delen av brubredden hvor boogielastene er plassert. Videre er også momentene ved strekk i overkant lokalisert ved opplager, som forventet. De største skjærspenningene finnes ved boogielaster ved akse 1 og 5.

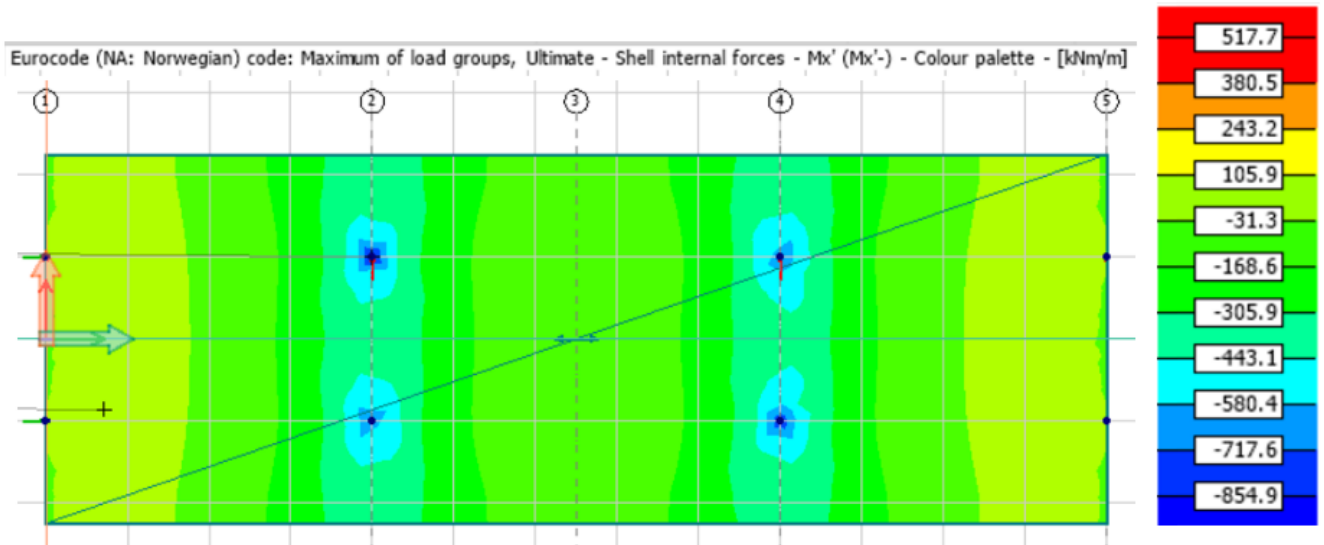


Figur D.1: Maksimalt bøyemoment om global y-akse i positiv retning

Ligning 6.10b gav verste verdi for  $M_x$  +:

- Ugunstig permanent last
  - $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last
  - $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 176$
- Øvrige variable laster
  - $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Temperaturlasttilfelle 3}$

Resultat: 517,728 kNm/m

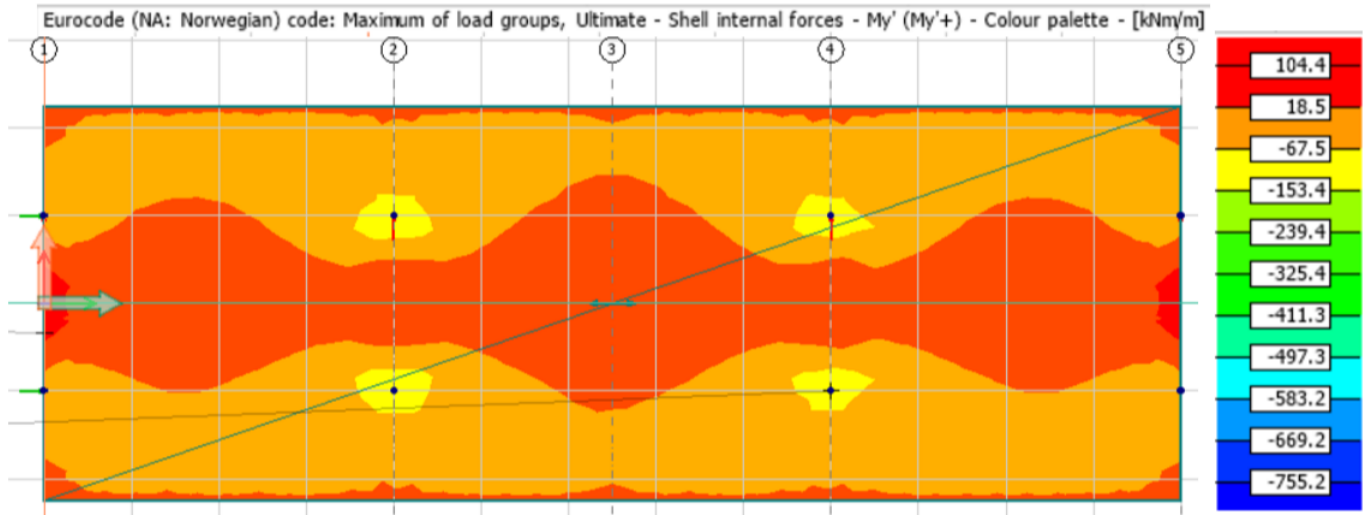


Figur D.2: Maksimalt bøyemoment om global  $y$ -akse i negativ retning

Ligning 6.10b gav verste verdi for  $M_x$  -:

- Ugunstig permanent last  
 $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last  
 $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 176$
- Øvrige variable laster  
 $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Termperaturlasttilfelle 3}$

Resultat:  $-854,91 \text{ kNm/m}$

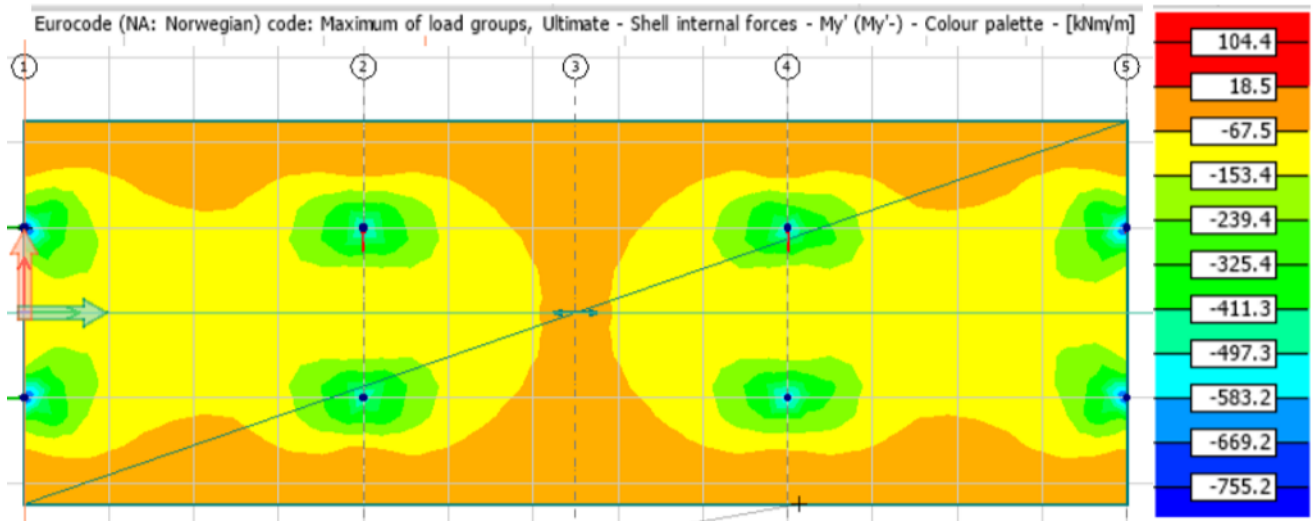


Figur D.3: Maksimalt bøyemoment om global  $x$ -akse i positiv retning

Ligning 6.10a gav verste verdi for  $M_y$  +:

- Gunstig permanent last  
 $\Rightarrow 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last  
 $\Rightarrow 1,35 \cdot LM2 - \text{Max } 2 LM1$
- Øvrige variable laster  
 $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Termperaturlasttilfelle } 7$

Resultat: 104,436 kNm/m

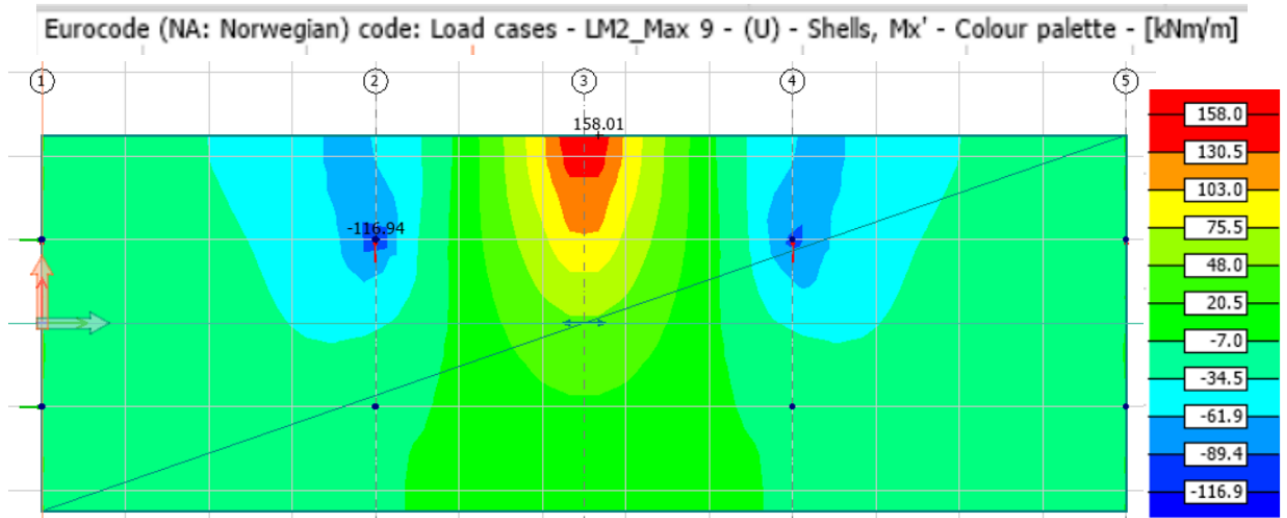


Figur D.4: Maksimalt bøyemoment om global  $x$ -akse i negativ retning

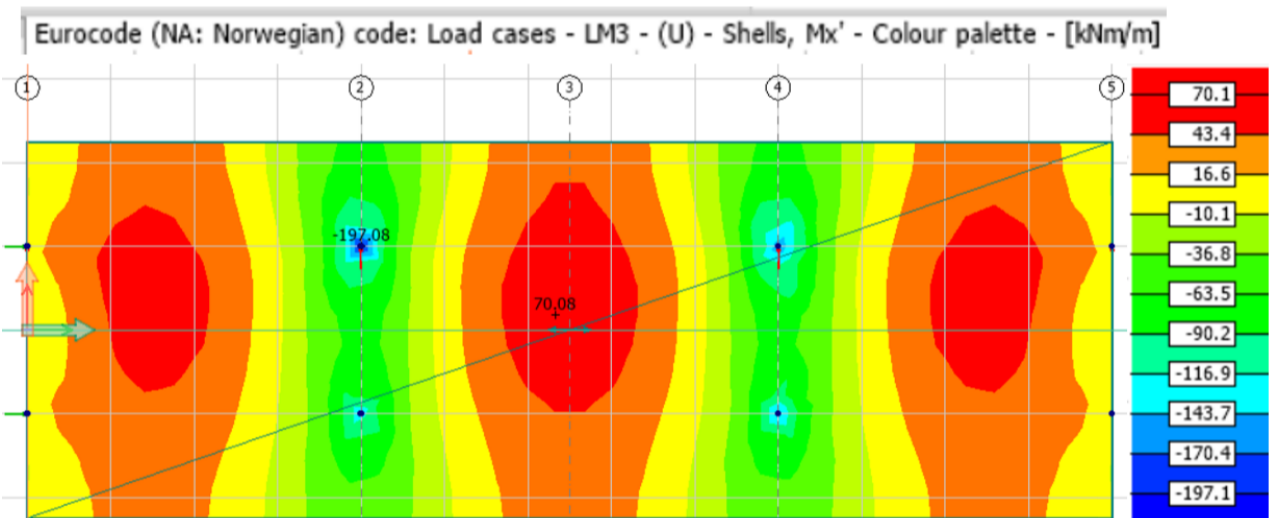
Ligning 6.10b gav verste verdi for  $M_y$  -:

- Ugunstig permanent last
  - $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last
  - $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 53$
- Øvrige variable laster
  - $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Temperaturlasttilfelle 3}$

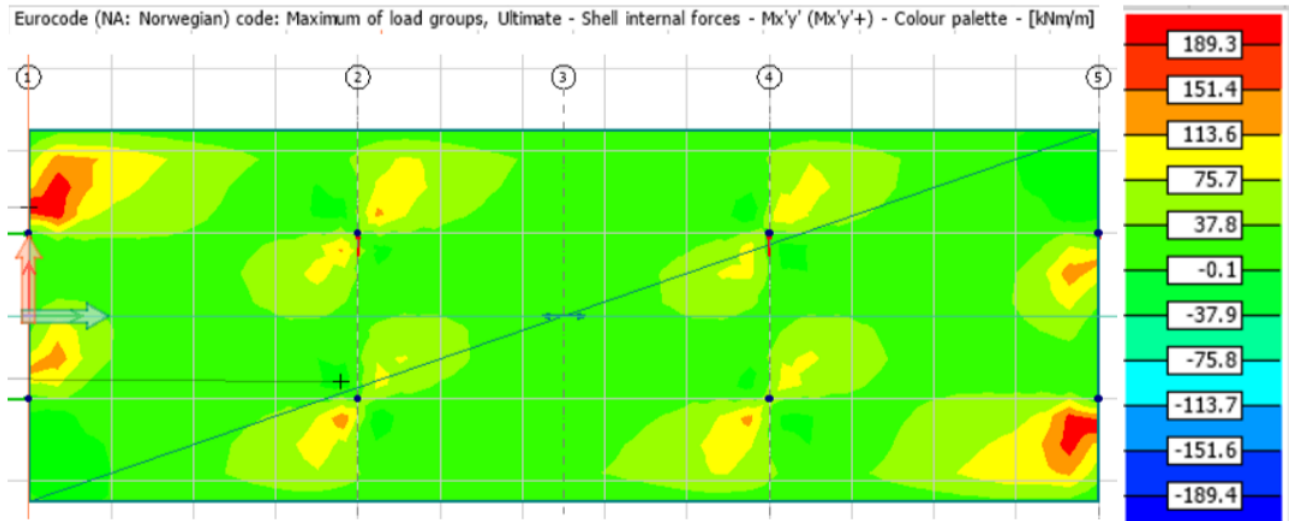
Resultat:  $-755,155 \text{ kNm/m}$



Figur D.5:  $M_{x+}$  for LM2, maks positiv eksentrisitet



Figur D.6:  $M_{x+}$  for LM3

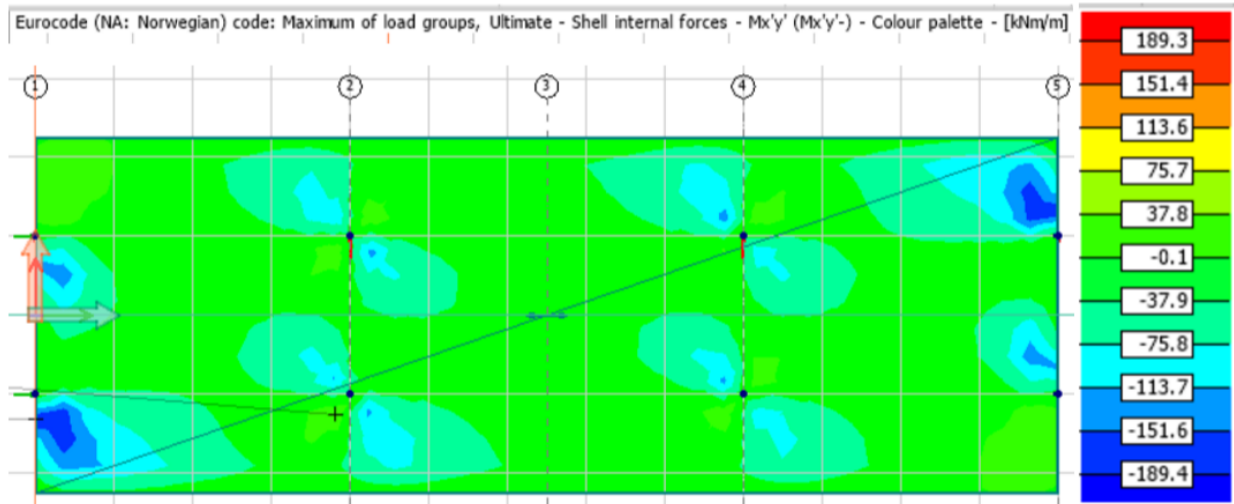


Figur D.7: Maksimalt torsjonsmoment om global  $y$ -akse i positiv retning

Ligning 6.10b gav verste verdi for  $M_{xy} +$ :

- Ugunstig permanent last  
 $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last  
 $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 53$
- Øvrige variable laster  
 $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Termperaturlasttilfelle 3}$

Resultat: 189,32 kNm/m



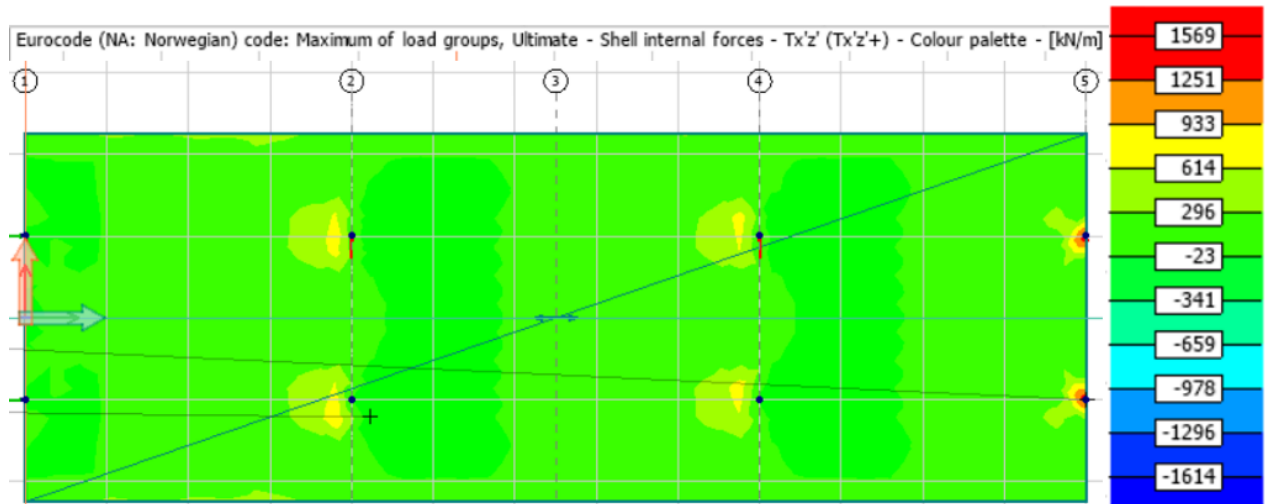
Figur D.8: Maksimalt torsjonsmoment om global y-akse i negativ retning

Ligning 6.10b gav verste verdi for  $M_{xy}$  –:

- Ugunstig permanent last
  - $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last
  - $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 170$
- Øvrige variable laster
  - $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Temperaturlasttilfelle 3}$

Resultat:  $-189,43 \text{ kNm/m}$



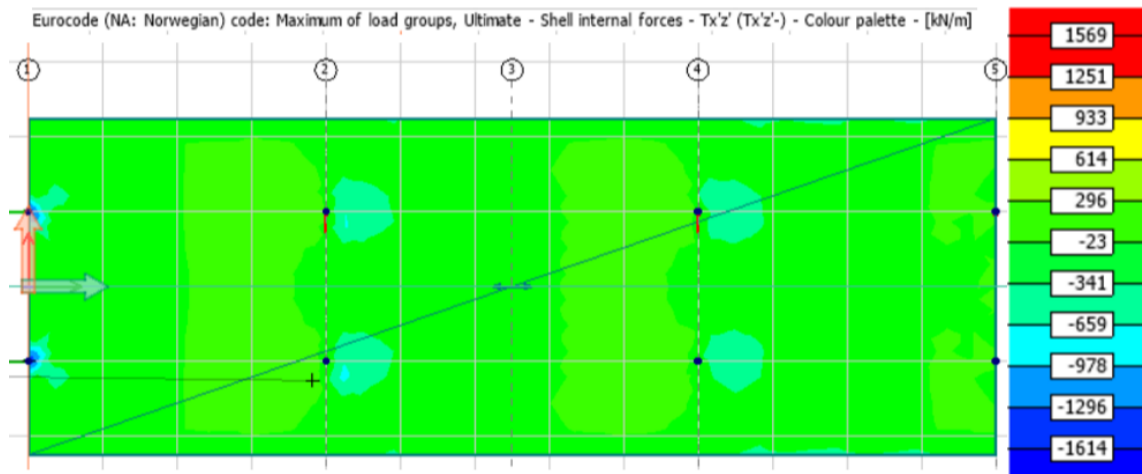


Figur D.9: Maksimal skjærekraft,  $T_{xz} +$

Ligning 6.10b gav verste verdi for  $T_{xz} +$ :

- Ugunstig permanent last  
 $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last  
 $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 182$
- Øvrige variable laster  
 $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Termperaturlasttilfelle 3}$

Resultat: 1569,278 kNm/m



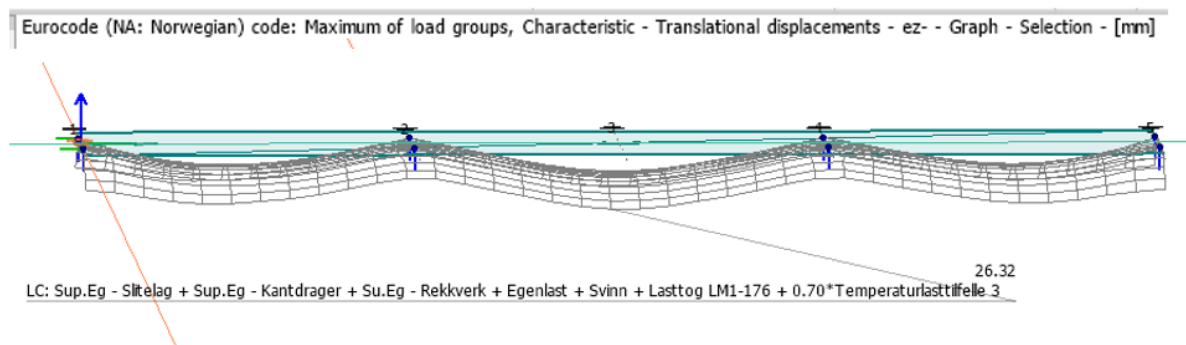
Figur D.10: Maksimale skjærekraft,  $T_{xz}$  –

Ligning 6.10b gav verste verdi for  $T_{xz}$  –:

- Ugunstig permanent last
  - $\Rightarrow 0,89 \cdot 1,35 \cdot (\text{Superegenvekter} + \text{Egenlast}) + 0,00 \cdot \text{svinn}$
- Dominerende variabel last
  - $\Rightarrow 1,35 \cdot \text{Lasttog LM1} - 170$
- Øvrige variable laster
  - $\Rightarrow 1,20 \cdot 0,70 \cdot \text{Temperaturlasttilfelle 3}$

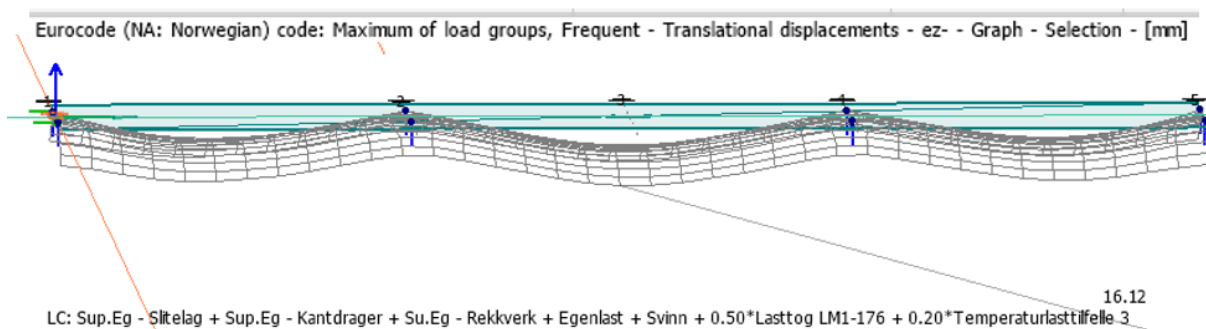
Resultat:  $-1614,42 \text{ kNm/m}$

## Nedbøyning i SLS



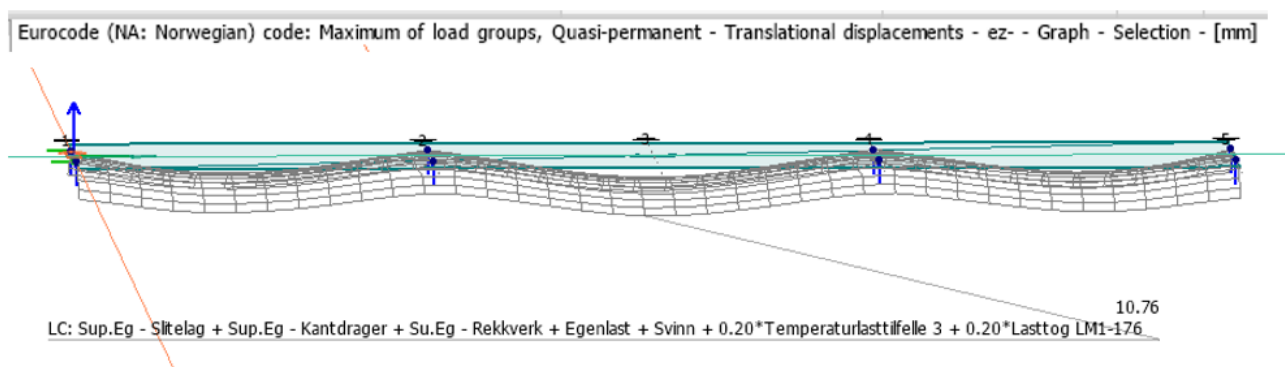
Figur D.11: Nedbøyning for den karakteristisk kombinasjonen

Nedbøyningen ble størst ved midtspenn som er forventet. Den ble på totalt 26,32 mm for den karakteriske kombinasjonen.



Figur D.12: Nedbøyning for den ofte forekomne kombinasjonen

Nedbøyningen ble størst ved midtspenn som er forventet. Den ble på totalt 16,12 mm for den ofte forekomne kombinasjonen.



Figur D.13: Nedbøyning for den tilnærmet permanente kombinasjonen

Nedbøyningen ble størst ved midtspenn som er forventet. Den ble på totalt 10,76 mm for den tilnærmet permanente kombinasjonen.

