

Institutt for Bygg- og energiteknikk - Bygg
Postadresse: Postboks 4 St. Olavs plass, 0130 Oslo
Besøksadresse: Pilestredet 35, Oslo

BACHELOROPPGAVE

BACHELOROPPGAVENS TITTEL <i>“Analyse av produksjonsmetoder - ILM og MSS - dimensjonering av lanseringsutstyr og kostnadsanalyse for jernbanebru ved Venjar-Eidsvoll»</i>	DATO 25.05.2021
	ANTALL SIDER / ANTALL VEDLEGG 152 sider 16 vedlegg
FORFATTERE Hans Jacob Hauge Ida Trolle Andersson Karina Aurora Nygaard	VEILEDER Katalin Vertes

UTFØRT I SAMARBEID MED NCC Norge AS, divisjon Infrastructure	KONTAKTPERSON Terje Andersen
---	---------------------------------

<p>SAMMENDRAG</p> <p>Rapporten omhandler bygging av jernbanebru og er skrevet i samarbeid med entreprenøren NCC. Oppgaven tar utgangspunkt i et jernbaneprosjekt på strekningen Venjar-Eidsvoll hvor Bane Nor er byggherre og NCC er entreprenør. I oppgaven undersøkes det hvordan valg av produksjonsmetode påvirker kostnadene i byggeprosjektet. Movable Scaffolding System (MSS) og Incremental Launching Method (ILM) vurderes for det aktuelle prosjektet. Oppgaven inkluderer dimensjonering av produksjonsutstyr, utarbeidelse av fremdriftsplan, kalkyle og kostnadsanalyse.</p>

3 STIKKORD
Brubygging
Incremental Launching Method (ILM)
Konstruksjonsteknikk

SAMMENDRAG

Grunnet utbygging til dobbelsporet jernbanetrase ved Gardemobanen og Venjar-Eidsvoll, valgte NCC som hovedentreprenør på oppdrag av byggherren Bane Nor, å benytte MSS – Movable Scaffolding System, som produksjonsmetode for totalt 4 bruer. I forbindelse med brubygging er det både store krefter og kostnader involvert, terrenget kan være utfordrende å operere i, og tid er en kritisk faktor. Grunnet dette, i tillegg til den generelt viktige rollen til jernbanebruer som en avgjørende del av infrastrukturen i Norge, er riktig produksjonsmetode for brubygginga avgjørende for et kostnadseffektivt og trygt prosjekt. I den forbindelse tar denne oppgaven derfor for seg en alternativ produksjonsmetode til MSS, nemlig Incremental Launching Method – ILM. I oppgaven vil lanseringsnesen optimaliseres, og lanseringsnesens hovedbjelker i tillegg til produksjonsanlegget, dimensjoneres for bruddgrensetilstanden. De parameter som vil ligge til grunn for optimalisering av nesene er lengde, stivhet og egenvekt. Argumenter som vil styre diskusjon, sammenligning og konklusjon, er utnyttelsesgraden til stålbjelkene, forventet egenvekt til nesene, kostnader for de begge produksjonsmetodenes direkte riggekostnader, og ulike variasjoner i direkte riggekostnader i kostnadsanalysen mellom de begge produksjonsmetodene. Dette kan gi en indikasjon på- og en konklusjon om hvilken av byggemetodene som er den mest kostnadseffektive for NCC sitt prosjekt ved Venjar-Eidsvoll.

Stikkord

Brulansering, brubygging, bridge construction, bridge launching, produksjonsmetoder, lanseringsutstyr, Incremental Launching Method (ILM), Movable Scaffolding System (MSS), stålkonstruksjoner, EuroCode 3, steel design, launching nose, lanseringsnese, launching yard, produksjonsanlegg, Last Planner, fremdriftsplan, kostnadsanalyse, prising av byggeprosjekt, kalkyle

Forord

Oppgaven er skrevet i forbindelse med avsluttende studier ved OsloMet våren 2021, på bachelorprogrammet byggingeniør. Bacheloroppgaven er skrevet i samarbeid med NCC. Vi fant tidlig ut at vi ønsket å jobbe med bruer og produksjonsmetoder, fordi det ga mulighet til å lære mye om et nytt og spennende tema, som vi hadde lite kunnskap om fra tidligere. Problemstillingen ga oss mulighet til å benytte det vi har lært gjennom studiet, for eksempel innenfor dimensjonering av stålkonstruksjoner og kostnadsstyring i byggeprosjekter. Samtidig ga den oss mange utfordringer og læring underveis. Oppgaven i samarbeid med NCC har gitt oss et praktisk perspektiv på et komplekst tema. Vi har kombinert våre ulike fagkombinasjoner hvor alle i gruppen har bidratt med sine ulike kunnskapsområder, deriblant konstruksjonsteknikk, økonomi og teknisk planlegging. Målgruppen for oppgaven er oppdragsgiver NCC, og medstudenter ved OsloMet.

Oppgaven er skrevet i en tid der deler av studiet ble gjennomført under en global pandemi (korona). Det har gitt noen utfordringer i studiet og i forbindelse med oppgaven. Muligheten for fysisk samarbeid internt og eksternt har vært svært begrenset. Vi skulle gjerne besøkt NCC sitt anlegg og møtt både eksterne og intern veileder fysisk. Samtidig har vi hatt mye bruk for digitale møteplattformer og lært enda mer enn før, hvor viktig god kommunikasjon og samarbeid er i prosjektarbeid.

Vi vil rette en stor takk til Terje Andersen, leder for digitalisering & VDC i NCC, som la til rette for at vi kunne skrive denne oppgaven. Vi setter stor pris på at du har delt din erfaring fra gjennomføring av byggeprosjekter, kunnskap om økonomistyring, samt at du gitt veiledning underveis til rapporten vår.

Tusen takk til teknisk sjef i NCC, Pielach Przemyslaw, som har vært behjelpelig med informasjon om ILM. Din kunnskap om dimensjonering av produksjonsutstyr som benyttes ved ILM og gjennomføringen av lanseringsprosessen har vært utrolig nyttig for oss i arbeidet med denne oppgaven.

Sist, men ikke minst, vil vi takke vår engasjerte og kunnskapsrike veileder Katalin Vertes. Tusen takk for gode veiledningstimer med interessante og lærerike diskusjoner.

Vi håper at oppgaven reflekterer vårt engasjement og interesse for temaet. Dette har vært en virkelig lærerik opplevelse for oss.

Oslo, dato 25.05.21

Hans Jacob Hauge

Ida Trolle Andersson

Karina Aurora Nygaard

Stud. navn

Stud. navn

Stud. navn

Sammendrag

Rapporten omhandler bygging av jernbanebru og er skrevet i samarbeid med entreprenøren NCC. Oppgaven tar utgangspunkt i et jernbaneprosjekt på strekningen Venjar-Eidsvoll hvor Bane Nor er byggherre og NCC er entreprenør. Arbeidet medfører bygging av fem jernbanebruer, som totalt er 818 meter lange. Strekningen går gjennom utfordrende og kupert landskap med løsmasser og krevende grunnforhold. Krevende terreng og et stort antall bruspenner var to viktige faktorer for at NCC vurderte andre industrialiserte metoder enn tradisjonell forskaling. Valget falt på bruk av Movable Scaffolding System (MSS) og høsten 2020 ble fire av bruene bygget ved denne produksjonsmetoden.

Incremental Launching Method (ILM) er en annen produksjonsmetode for bruer som er fordelaktig ved krevende terreng og mange bruspenner. I oppgaven undersøkes det hvordan bruk av ILM ville påvirket kostnadene i prosjektet. Dette gjøres blant annet ved å dimensjonere deler av produksjonsutstyret, herunder lanseringsneser og produksjonsanlegg. Lanseringsnesen er spesielt viktig i denne sammenheng, da et godt design kan bidra til å redusere lastvirkninger under lansering. Dermed reduseres også materialbruk og kostnadene i prosjektet direkte. I oppgaven er det derfor lagt særskilt vekt på å undersøke hvordan lanseringsnesen kan optimaliseres. Lanseringsnesen ble utformet ved hjelp av modell foreslått av Marco Rosignoli som en metode for optimalisering. Produksjonsutstyr i stål er i oppgaven dimensjonert i henhold til Eurokode 3.

Videre er det utarbeidet en fremdriftsplan for brulanseringen, samt en kalkyle for kostnader knyttet til bruk av ILM for det aktuelle jernbaneprosjektet. Kalkylen er basert på produksjonsdelene som er dimensjonert i prosjektet, samt av erfaringsbaserte tall fra NCC. Kalkyle og fremdriftsplan danner grunnlaget for en sammenlikning av produksjonsmetodene MSS og ILM.

I oppgaven konkluderes det med at MSS er et rimeligere alternativ enn ILM for den aktuelle jernbanestrekningen. Forskjellene i kostnader er imidlertid ikke veldig store. Ved valgt metode for optimalisering av lanseringsnese, konkluderes det med at denne skal dimensjoneres for en stivhet tilsvarende 20 % av brutverrsnittet. Dette gir imidlertid en lanseringsnese med lavere utnyttelsesgrad enn forventet, samtidig som egenvekten til nesen ble som anslått utfra teorien.

Abstract

This bachelor thesis is about bridge construction and is written in collaboration with the building contractor NCC. The thesis bounds in a railway project at Venjar-Eidsvoll, where Bane Nor is the construction client and NCC is the building contractor. The contract is set to construction of in total five railway bridges, with a total bridge length of 818m, all together. The railway path leaps through a landscape with challenging ground conditions. The main problem is that ordinary methods such as traditional falsework construction, is impossible. The challenging terrain was one of several causes which made NCC suggest the Movable Scaffolding System – MSS, as a suitable construction method for four of the railway bridges, with construction for the whole project starting at 2019, with the aim to complete the project in 2023.

An intuitive alternative for construction projects in a challenging environment, is also incremental launching method – ILM. This method is widely spread and used in Europe, but are somehow not very common in Norway. In this thesis, therefore it will be investigated how the use of ILM in construction phase for this railway path, would effect the expenses. It will be done by, amongst other things, constructional design of the launching equipment, such as launching nose and launching yard. Especially the launching nose is important, as it contributes in reducing load effects in the superstructure, when the bridge is being launched. The launching nose might be a big expense, but if designed efficiently, it may save the contractor for money. In this thesis it will also be prepared for an ILM progress plan and calculus, suited for this specific construction project. This is meant to substantiate, and further on to make it possible to compare the expenses within these to launching methods, MSS and ILM. This thesis is split into two main issues:

How may the launching nose within the Incremental Launching Method be optimized and designed?

In what way do construction methods affect the expenses, in the railway construction project at Venjar-Eidsvoll?

The issues are being investigated from literature studies, for example how to optimize the launching nose. The optimization is further on made from a mathematical model, founded

by Marco Rosignoli. The steel launching nose will after optimalization, be designed and verified according to EC3. This thesis is partly also based on assumptions taken from experience within NCC expertise.

In this thesis it is concluded that MSS is the more affordable alternative between the two of them, for this project and railway path, in particular. The differences between expenses are anyhow not that huge. Within the chosen method for optimalization, it is concluded that the ideal flexural stiffness of the launching nose, is to be set at 20% of the bridge deck cross section flexural stiffness. This is however resulting in a nose with much lower effectiveness from an economical point of view, though the self-weight ends up within what might be expected.

Innhold

1	Innledning.....	17
1.1	Bakgrunn.....	17
1.2	Litteraturstudie.....	18
1.2.1	Hva er en bru og historisk bakgrunn.....	18
1.2.2	Materialer.....	20
1.2.2.1	Betong.....	20
1.2.2.2	Armert og spennarmert betong.....	21
1.2.2.3	Konstruksjonsstål.....	22
1.2.3	Jernbanebru.....	22
1.2.4	Lastvirkning under byggefase kontra bruksfase.....	23
1.2.4.1	Dimensjonerende brukstid.....	24
1.2.5	Produksjonsmetoder for bruer.....	24
1.2.5.1	Reisverk.....	28
1.2.5.2	Fri utkrager metode.....	28
1.2.5.3	Movable scaffolding system (MSS).....	30
1.2.5.4	Lanseringsmetoden (ILM).....	31
1.2.6	Prising av byggeprosjekter.....	34
1.2.7	Valg av produksjonsmetoder.....	34
1.2.8	HMS og sikkerhet ved anleggsprosjekter.....	35
1.2.9	Oppsummering litteraturstudium.....	35
1.3	Formål.....	36
1.4	Problemstilling.....	36
1.5	Avgrensninger.....	37
2	Teori.....	38
2.1	Incremental Launching Method (ILM).....	38
2.1.1	Lastvirkning.....	38
2.1.2	Tiltak for å redusere spenninger og moment.....	40
2.2	Optimalisering av lanseringsnese.....	41
2.2.1	Lanseringsnesens lengde.....	42
2.2.2	Lanseringsnesens tverrsnitt.....	42
2.2.3	Lanseringsnesens stivhet.....	44

2.2.4	Avstivingsystem lanseringsnese	44
2.2.5	Ledd og forbindelser i lanseringsnesen	45
2.3	Fordeler og ulemper ved bruk av ILM som produksjonsmetode	45
2.4	Produksjonsanlegg - «launching yard»	45
2.4.1	Utforming av produksjonsanlegget	46
2.4.2	Hydraulisk utstyr	48
2.4.3	Lanseringslager og lanseringspads	50
2.5	Fremdrift i bygg- og anleggsprosjekter hos NCC	51
2.5.1	Kritisk faktor for Venjar-Eidsvoll	51
2.5.2	Konstruksjonssyklus	51
2.5.3	Fremdriftsplan	52
2.6	Kostnader	53
2.6.1	Grunnlag for prising av anleggsprosjekter: Prosesskode 2 og NS3420	53
2.6.2	Prisestimeringsmetoder	53
2.6.3	Direkte riggekostnader	54
2.6.4	Materialkostnader	54
2.7	Dimensjoneringsgrunnlag	54
2.7.1	NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	55
2.7.1.1	Dimensjonerende grensetilstander	55
2.7.1.2	Lastkombinasjoner for jernbanebru	56
2.7.2	NS-EN 12812: Midlertidige bærende konstruksjoner – ytelseskrav og generelle prosjekteringsregler	56
2.7.3	NS-EN 1993 1-1: Prosjektering av stålkonstruksjoner	56
2.7.3.1	Tverrsnittklasser	57
2.7.3.2	Kapittel 6: Bruddgrenseberegninger	57
2.7.3.3	Grad av kapasitetsutnyttelse	58
3	Metode	58
3.1	Litteraturgransking	58
3.2	Blandet metode	58
3.2.1	Kvalitativ data	59

3.2.2	Autodesk Robot Structural Analysis	59
3.2.3	Beregninger i Excel	59
3.2.4	AutoCAD	59
3.2.5	Håndberegninger	59
3.3	Bruk av teori	60
3.3.1	Optimaliseringsmetode av lanseringsnese	60
3.3.2	Beregning av dimensjonerende laster	65
3.3.3	Dimensjoneringsmetode for nesetverrsnitt.....	70
3.3.3.1	Generelle premisser	70
3.3.3.2	Dimensjoneringsmetode lanseringsnese	71
3.3.4	Dimensjoneringsmetode for produksjonsanlegg	72
3.3.4.1	Hydraulisk system	72
3.3.4.2	Lanseringsbjelke og betongfundament	73
3.3.4.3	Modell for beregning av langsgående stålbjelker.....	74
3.3.4.4	Modell for beregning av tversgående stålbjelker	76
3.3.5	Innhenting av data og erfaringsbasert informasjon fra NCC	77
3.3.6	Estimering av kostnader	77
4	Case studie.....	78
4.1	Om prosjektet	78
4.2	Brutverrsnitt og dimensjoner.....	79
4.3	MSS som benyttet forskalingsmetode.....	80
4.4	Kalkyledata.....	83
4.5	Fremdriftsplan for MSS ved Venjar-Eidsvoll	83
5	Resultater og diskusjon	84
5.1	Beregning av 2.arealmoment for brutverrsnitt	84
5.2	Resultater modellering i AutoCAD	85
5.3	Optimalisering av lanseringsnese	86
5.3.1	Optimalisering av nesens lengde, egenvekt og stivhet.....	86
5.3.2	Største opptredende moment og skjærkraft.....	90
5.3.3	Resultater Lanseringsnese	91
5.3.3.1	Laster	91

5.3.3.2	Lastvirkninger.....	91
5.3.3.3	Tverrsnittparametere.....	91
5.3.4	Modell 2	93
5.3.4.1	Tverrsnittsdata modell 1	94
5.3.5	Utregninger og resultater lanseringsnese modell 1	96
5.3.6	Sammendrag Verifikasjoner.....	109
5.3.7	Diskusjon lanseringsnese	110
5.4	Produksjonsanlegg	111
5.4.1	Hydraulisk skyvesystem.....	111
5.4.2	Hydrauliske sylindere.....	113
5.4.3	Lanseringsbjelke og betongfundament.....	114
5.4.4	Langsgående stålbjelker for oppstøtting av forskalingssystem.....	116
5.4.5	Tversgående stålbjelker for oppstøtting av forskalingssystem	122
5.5	Kalkyle ILM.....	126
5.5.1	Drift.....	126
5.5.2	Materialer	128
5.5.3	Utstyr.....	129
5.5.4	Oppsummering av kalkyle	130
5.6	Fremdriftsplan og syklusplan	130
5.6.1	Utarbeidelse av planer.....	130
5.6.2	For ILM.....	130
5.6.3	Produksjonstid for MSS	133
5.6.3.1	Besparelser i lønn som en konsekvens av kortere produksjonstid	134
5.7	Sammenligning av kostnader for ILM og MSS	134
5.7.1	Kostnader MSS	135
5.7.2	Kostnader ILM	137
5.8	Oppsummering av kostnader.....	141
5.9	Diskusjon kostnadsanalyse.....	142
6	Konklusjon	143
7	Referanseliste	147

8	Vedlegg	152
8.1	Rosignoli analyse inkl. dim.verdier.....	152
8.2	Analyse nese Ln=0,65L.....	152
8.3	Modell Nese AutoCAD	152
8.4	Beregninger produksjonsanlegg.....	152
8.5	Excel utregninger produksjonsanlegg	152
8.6	Kalkyle	152
8.7	Detaljert beskrivelse av kalkyle	152
8.8	Sammenligning.....	152
8.9	Overordnet fremdriftsplan.....	152
8.10	Daglig fremdrift.....	152
8.11	Møtereferat 05.02.21	152
8.12	Møtereferat 24.02.21	152
8.13	Møtereferat 17.03.21	152
8.14	Poster i MAP, kalkyle NCC	152
8.15	_VEN_bruoverbygning_kalkyle_, kalkyle NCC	152
8.16	Beregninger nullpunkter og verifikasjoner lanseringsnese	152

Lister

FORKORTELSER

Movable Scaffolding System = MSS eller MSS-vogn

Incremental Launching Method = ILM eller lanseringsmetode

M_b Bøyemoment

M_B Moment fra bøyning

M_{B^*} Moment fra bøyning ved opplager B (benyttet i Rosignoli analyse, forklart i avsnitt 2.2)

FIGURLISTE

Figur 1: Gulli Bru ble bygget med lanseringsmetoden i 2014 (Byggeindustrien, 2015).	17
Figur 2: Fagverk har vært avgjørende i utviklingen til moderne brubygging (Sunnan jernbanebru, u.å.).....	19
Figur 3: Moderne jernbanebru i betong (Paul, 2016).....	23
Figur 4: Bru oppført på stedet ved hjelp av forskaling reist fra bakken (Bakhoum, 2014, s. 573).....	25
Figur 5: Bru oppført på stedet ved hjelp av flyttbar form. Fri utkrager metode benyttet på de øverste bruene, figuren til høyre har også hjelpekabler. Buebru nederst til venstre og skråstagbru nederst til høyre (Bakhoum, 2014, s. 574).....	26
Figur 6: Prefabrikkert brukonstruksjon montert fra oversiden eller undersiden i hele spenn (Bakhoum, 2014, s. 575)	27
Figur 7: Prefabrikkert brukonstruksjon levert i lange segmenter, som monteres med kran (Bakhoum, 2014, s. 575)	27
Figur 8: Prefabrikkert brukonstruksjon levert i korte segment og montert med kran (Bakhoum, 2014, s. 576).....	27
Figur 9: Tradisjonell reis i stål (Ø Sundberg, 2013)	28
Figur 10: Fri utkrager med overhengende støpevogn (Strukturas, 2021)	29
Figur 11: Movable Scaffolding System (MSS) er en produksjonsmetode som kan brukes hvor det er vanskelig tilgjengelig, for eksempel ved brubygging over vann (Strukturas, u.å.).....	30
Figur 12: Illustrasjon av ILM i utførelse (Karlsson & Lööv, 2005, s. 3).....	31

Figur 13: Lanseringsnese av fagverksbjelker ved Caroni bridge, i et tidlig stadium i historien (Bridge Tech, u.å.).....	33
Figur 14: Incremental Launching Method (ILM) er blitt til en moderne metode ved bygging av betongbruer i dag	33
Figur 15: Spennarmering i lanseringsfase øverst, og i permanent fase nederst (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 31)	34
Figur 16: Bøyemoment under brulansering ved ILM (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 8).....	39
Figur 17: Illustrasjon av hvordan nesens høyde avtrappes (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 43).....	43
Figur 18: Illustrasjon av lanseringsprinsipp (Doka, 2021b).....	46
Figur 19: Hydraulisk skyvesystem, montert med klammere på baksiden av brudekket (Rosignoli, 2002, s. 41)	49
Figur 20: Hydraulisk sylinder plassert i utsparing (Enerpac, 2021).....	49
Figur 21: Glidepads og midlertidig glidelager (IABSE, 2018, s. 265)	51
Figur 22: Lansering fase 1(Rosignoli, 2002, s. 67).....	62
Figur 23: Elastiske koeffisienter for nese-brudekke analyse (Rosignoli, 2002, s. 67).....	62
Figur 24: Lanseringsfase 2(Rosignoli, 2002, s. 68)	63
Figur 25:Modell for beregning av dimensjonerende laster i fase 1, tegnet i AutoCAD	66
Figur 26: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 1 i fase 2, tegnet i AutoCAD	67
Figur 27: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 2 i fase 2, tegnet i AutoCAD	68
Figur 28: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 2 i fase 2, tegnet i AutoCAD	69
Figur 29: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 3 i fase 2, tegnet i AutoCAD	69
Figur 30: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 3 i fase 2, tegnet i AutoCAD	70
Figur 31: Lanseringsnese eksempel i plan og profil (Rosignoli, 2002, s. 76).....	71
Figur 32: Robot modell for beregning av langsgående stålbejelker	76
Figur 33: Jernbanetrasé Venjar-Eidsvoll nord (Bane Nor, 2020)	79
Figur 34: Målsett tegning av brutverrsnitt, gjengitt med tillatelse fra NCC	80
Figur 35: MSS Vogn Venjar-Eidsvoll. Bilde gjengitt med tillatelse fra NCC.....	81

Figur 36: MSS vogn Venjar-Eidsvoll. Bilde gjengitt med tillatelse fra NCC.....	82
Figur 37: Figuren viser kalkylen til NCC med elementene som summerer seg opp til poster, se vedlegg 8.14	83
Figur 38: Utsnitt fra fremdriftsplan, som viser syklus til prosjektet ved Venjar-Eidsvoll, ved bruk av MSS som produksjonsmetode (vedlegg 8.15).	84
Figur 39: Brutverrsnitt, modellert i ROBOT Structural Analysis.....	84
Figur 40: Modell av nesa i snitt med de tre seksjonene	85
Figur 41: 3D-Modell av nesa	86
Figur 42: Lanseringsnese i profil	86
Figur 43: Sammenheng mellom egenvekt og momentforløp for nese med $L_n=0,65L$ og $EI_{nese} = 0,2EI$	87
Figur 44: Sammenheng mellom stivhet og momentforløp for nese med $L_n=0,65L$ og $q_n=0,1q$	89
Figur 45: Snitt eksempel seksjon 1, modell 1 tegnet i Section Definition i Robot	92
Figur 46: Tverrsnittsdata seksjon 1, Modell 2.....	93
Figur 47: Skisse av dimensjonert produksjonsanlegg.....	111
Figur 48: Utforming av forskalingssystem.....	111
Figur 49:Hydraulic Clamp Shift Units (Eberspächer, 2021).....	112
Figur 50: Hydraulisk skyvejeck fra Eberspächer, illustrasjonsbilde mottatt fra NCC.....	113
Figur 51: Hydraulisk sylinder fra Enerpac (Enerpac, 2021)	114
Figur 52: Moment- og skjærkraftdiagram IPE 200	116
Figur 53: Reaksjonskrefter langsgående IPE 200 bjelke med lengde 28 meter.....	122
Figur 54: Bjelkemodell tversgående stålbjelker, laget i Robot	123
Figur 55: Moment- og skjærkraftdiagram for tversgående stålbjelker.....	123
Figur 56: Figuren viser et utsnitt av kalkylen i vedlegg 8.6, med de elementene som inngår under postene «Materialer» og «Utstyr».....	126
Figur 57: Syklusplan for arbeid ved ILM. Styrende aktiviteter er markert i gult. Vedlegg 8.10.	132
Figur 58: Fremdriftsplan for tilrigging, nedrigging og produksjon ved Kvisldalen Jernbanebru. For hele fremdriftsplanen, se vedlegg 8.9.	133
Figur 59: Sammenligning mellom hovedpostene for ILM og MSS der besparelser for ILM er markert i grønt, og høyere utgifter for ILM er markert i rødt (vedlegg 8.8). For nærmere forklaring av de ulike elementene i postene, se vedlegg 8.6 for ILM, og 8.15 for MSS.	135

TABELLISTE

Tabell 1: Momentforløp for ulike lanseringsnese med $L_n=0,65L$ og $q_n=0,1q$	89
Tabell 2:Laster Lanseringsnese	91
Tabell 3:Stivhetsforhold Nese-Brudekke	91
Tabell 4: Dimensjonerende Lastvirkninger Lanseringsnese	91
Tabell 5: Seksjon 1 Lanseringsnese	94
Tabell 6: Seksjon 2 Lanseringsnese	95
Tabell 7: Seksjon 3 Lanseringsnese	96
Tabell 8: Sammendrag Resultater Lanseringsnese.....	109

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

I Norge, som er et land med mange innsjøer og fjorder, er bruer en spesielt viktig del av infrastrukturen. Historisk sett er brubygging en eldgammel kunst, som ble benyttet allerede før vår tidsregning (Øderud & S. Nordahl, 2020). Utvikling av kunnskap, både om materialer og byggemetoder, har resultert i en økende modernisering av måter brukonstruksjoner bygges på. I moderne tid har krav om effektivisering og mangel på anleggsarbeidere resultert i fremvekst av nye industrialiserte forskalingsmetoder (Bane Nor, 2019; Ekeløf & Larsen, 1995, s. 7-9). Byggemetodene har blitt mer avanserte enn tidligere og er i dag et viktig og komplekst arbeidsfelt for ingeniører.



Figur 1: Gulli Bru ble bygget med lanseringsmetoden i 2014 (Byggeindustrien, 2015).

Prosjektet tar utgangspunkt i lanseringsmetoden (ILM), som er en lite benyttet byggemetode i Norge (Bane Nor, 2017). Oppgaven skrives i samarbeid med entreprenørkonsernet NCC, og baserer seg på deler av et jernbaneprosjekt som skal ferdigstilles sommeren 2023. Byggherre er Bane Nor og jernbanebruerne på strekningen blir bygget ved hjelp av MSS, som også er en ny metode i norsk sammenheng. I oppgaven undersøkes det hvordan ILM kan benyttes som en alternativ produksjonsmetode for den aktuelle strekningen. Deler av forskalingsutstyret dimensjoneres og det utarbeides en fremdriftsplan og kostnadsanalyse. Resultatet gir grunnlag

for å sammenlikne hvilke av metodene som kan være bedre egnet for det aktuelle jernbaneprosjektet.

Oppgaven skrives i forbindelse med avslutning av utdanning til byggingeniør ved OsloMet, og tar i bruk grunnleggende konstruksjonstekniske fag, byggeprosess, samt forretningsøkonomi. Dette suppleres med generell informasjon om brubygging, innhentet gjennom litteraturstudie, samt spesifikk erfaringsbasert kunnskap knyttet til lanseringsmetoden (ILM). Emnet er hovedsakelig belyst gjennom internasjonal litteratur, som bøker, forskningsartikler og avhandlinger. Det finnes også flere eksempler på bruk av ILM verden over, som gir erfaringsbasert kunnskap.

1.2 Litteraturstudie

I dette kapittelet presenteres bakgrunnsinformasjon om brubygging. Det gis innføring i historisk bakgrunn for brubygging, vanlige materialer og tverrsnitt, samt forskjellige lastvirkninger i midlertidig og permanent fase. Spesifikke forhold knyttet til jernbanebruer utdypes. I kapittelet gis det videre en oversikt fra et utvalg av de byggemetoder som eksisterer for bruer, og hvor lanseringsmetoden utdypes noe mer for utvalgte metoder. Avslutningsvis knyttes valg av byggemetode kort sammen med HMS, og økonomiske aspekter knyttet til anleggsprosjekter.

1.2.1 Hva er en bru og historisk bakgrunn

En bru er en bærende konstruksjon, laget for å krysse fysiske hindringer som sund, veikryss eller jernbanespor. Den forvaltningsmessige definisjonen av en brukonstruksjon varierer fra land til land. I Norge regnes konstruksjoner med spennvidde over 2,5 meter som en bru, ifølge Statens Vegvesen. Brukonstruksjonen er inndelt i overbygging – herunder brudekke, avstivinger og hovedbæresystem, samt underbygging – herunder brukar og søyler (N400, 2015; Øderud & S. Nordahl, 2020).

Bruer har blitt bygget i mange forskjellige typer material gjennom tidene: stein, treverk, tømmer, tegl, bly, smijern, støpejern, stål, betong og mørtel. Så vel peleteknikk som bjelker i

stein er blitt benyttet i ulike deler av verden gjennom ulike epoker, og bruer ble lenge bygget på erfaring og teknisk skjønn. Fagverk som bærende konstruksjonselement ble senere avgjørende i utviklingen til moderne brubygging. Også 1500-tallets eksperimenter og ved beregninger fikk etter hvert mennesket forståelse for statikk og hvordan reaksjonskrefter og spenninger utvikler seg i bygningsdeler. På slutten av 1800-tallet hadde den industrielle revolusjonen resultert i overveldende antall bruer i stål. En utviklet da også metoder som var sikre for å analysere disse statisk, og fikk til slutt på 40-tallet viktig innsikt i hvordan svingninger og vibrasjoner påvirker bruer. Bruer bygges i dag i hovedsak i stål og betong (Øderud & S. Nordahl, 2020).

Funksjonen til brua er avgjørende for selve designen, og type bæresystem som brukes. Bjelke- og platebru, hvelvbru og buebru, fagverksbru, hengebru, skråstagbru er noen kjente eksempler på brutyper (Øderud & S. Nordahl, 2020). Navnet på brutypen sier også noe om overbyggingselementene, som er selve hovedbæringen til brua (N400, 2015, s. 58)



Figur 2: Fagverk har vært avgjørende i utviklingen til moderne brubygging (Sunnan jernbanebru, u.å.)

Massive tverrsnitt for platebruer, T-bjelke, I-bjelke, U-bjelke er eksempler på tverrsnitt som hører til bjelkebruer mens kassetverrsnitt som er en lukket type tverrsnitt, brukes til kassebruer (V440, 2014, s. 24-28).

1.2.2 Materialer

Stein, tre, stål og betong er de mest brukte materialene i bruer. Stein og tre er de tradisjonelle byggematerialene, mens bruer av stål og betong har blitt mer vanlig i senere tid. Disse fire materialtypene har også gitt opphav til ulike samvirketverrsnitt. Utviklingen av materialteknologi har tilført brubyggingen et større potensial, både med tanke på utformingen av brutverrsnittet og størrelsen på brukonstruksjonene. Materialvalg påvirker i stor grad hvor lange bruspenner som kan lages. Dette har sammenheng med materialets styrke og egenvekt, samt tilgjengelige forskalingsalternativer for de forskjellige materialene (Troyano, 2003, s. 83-85).

1.2.2.1 Betong

Det skilles mellom plasstøpt og prefabrikkert betong. Plasstøpt betong er utførelse av betongstøp in situ (på stedet), og er ofte forbundet med konstruksjoner som dammer, bruer og kaier. Støpearbeidet utføres ved å transportere den ferske betongen til byggeplass for så å strategisk legge ut betongen i en ferdig oppstilt forskaling. Før betongen herder bearbeides den på en slik måte at den blir godt komprimert (Thue, 2019).

Prefabrikkert betong er betongelementer som støpes og armeres på fabrikk, og senere transporteres og monteres på byggeplass. Produksjonen er uavhengig av uteklime og er herdet når de ankommer byggeplass. Dette sikrer jevn og god kvalitet på produktene, med lite fukt. Betongelementer som prefabrikeres er gjerne søyler, bjelker, veggelementer, fundamenter og støttemurer (Betongelementforeningen, 2010, s. 11-37)

Innenfor byggebransjen benyttes prefabrikkert betong hyppig. Valg av løsning avhenger av ofte av ulike faktorer, deriblant tid, kostnader og plass (Hjelseng, 2014, s. 67-75). I følge NCC er prefabrikerte elementer mer utbredt ved brubygging i Europa enn i Norge.

Konstruksjoner kan også lages med en sammensetning av plasstøpt betong og prefabrikkerte elementer. Eurokode 2 klassifiserer betongkvalitet etter fasthet oppnådd etter 28 dager, og stiller krav til bestandighet (NS-EN 1992-1-1, 2004).

1.2.2.2 Armert og spennarmert betong

Betong har tilnærmet lik null kapasitet til å ta strekkspenninger, noe som armeringsstål tåler veldig godt. Stålets egenskap av å være et duktilt materiale gir oss også varsel om kollaps, før den inntreffer. Derfor er en konstruksjon av armert betong ikke bare viktig for at, men fordi den er stabil, holdbar, sikker og forutsigbar. Dette så fremt kompetanse i samtlige ledd i produksjonskjeden av en betongkonstruksjon er sikret (Sørensen, 2013, s. 77).

Metoden for spennarmert betong foregår ved at spennkabler appliseres strategisk plassert som en ytre strekkraft, hvilken med endeforankring eller heft blir til trykkspenning i betongtverrsnittet. Slik utlignes noe av strekkspenningene, og opprissing reduseres. Spennarmeringen kan være rett eller krum, men bør følge formen på resulterende momenter i konstruksjonen (Sørensen, 2013, s. 199-201).

Oppspenning kan utføres både før og/eller etter at betongen herdet. Før oppspenning er vanligst ved produksjon av prefabrikkerte elementer. Metoden foregår i korthet ved: oppspenning, formsetting, støp og herding, kapping. Etter oppspenning er vanlig for brukonstruksjoner, som gjerne støpes in situ. Prosessen foregår ved: Formsetting, armering og støp. Det er mulig å tilpasse krumningen på oppspenningskablene, som føres gjennom stålrør og spennes opp etter betongen har herdet. Oppspenningen utføres ved hjelp av jekker og gir trykktøyninger i betongen, og friksjonskrefter mellom rør og kabler. Tap av jekkekraft må bæres av netto betongtverrsnitt og økt jekkekraft. Rørene kan til slutt forbli uninjisert, fettinjisert eller injiseres med mørtel. Ved injisering med mørtel oppstår full heft mellom stål og betong, og resultatet blir en større momentkapasitet enn ved for eksempel fettsmøring (Sørensen, 2013, s. 203-206).

1.2.2.3 Konstruksjonsstål

Stål er et homogent material som kommer til gjennom en sammensmelting, så kalt legering, av forskjellige grunnstoffer. Stålet opptrer med ulike mekaniske egenskaper avhengig av innholdet ellers, og bearbeiding i tilvirkningsprosessen. Ønsket flytespenning og bruddspenning er blant noen av de primære egenskapene som blir utviklet gjennom en i dag svært kontrollert og maskinell fremstillingsprosess (Almar-Næss & Christensen, 2019; Larsen Kr., 2008, s. 134-135). Fordeler med stål er knyttet til egenskaper som høy styrke og lav egenvekt, men også at det kan forsterkes, føyes sammen, og er mulig å resirkulere. Ulemper er forbundet med dyr kilopris, følsomhet for korrosjon og høye temperaturer som gir svekket bæreevne (Eie, 2010, s. 13-14). Konstruksjonsstandarder hjelper oss ved å knytte egenskaper opp mot dimensjoneringskrav. Varmvalset stål inneholder opp mot 0,24% karbon, men også blant annet mangan og svovel. Stål som belastes vil tøy seg proporsjonalt med spenningen opp til litt før flytegrensen, uten varige deformasjoner. Konstruksjonsstål er et duktilt materiale og kan også tøyes utover flytegrensen. Det er svært gunstig i konstruksjonssammenheng, da materialet først opptrer med (bestående) formendring og økt styrke, før endelig brudd oppstår (Eie, 2010, s. 18-20). Varm- og kaldvalset konstruksjonsstål finnes som både profiler støpt i blokker, og som plater som sveises sammen (Eie, 2010, s. 26).

1.2.3 Jernbanebru

Jernbanebruer skiller seg fra andre bruer ved at de må bære større laster enn andre brukonstruksjoner. Bruoverbygningen må motstå store horisontale krefter uten at det oppstår særlig forskyvning, og det stilles strenge krav for tillatt nedbøyning forårsaket av trafikklast. Det betyr at både over- og underbygningen i en jernbanekonstruksjon dimensjoneres for å være betydelig mye stivere enn andre brukonstruksjoner, forutsatt den samme vertikallasten (Nor, 2010a).

Typiske materialer benyttet i jernbanebruer er betong, eller samvirketverrsnitt av betong og stål. Eksempler på samvirkekonstruksjoner er betongdekke med stålplatebærere, eller kassetverrsnitt med betongdekke og stålkassebærere. Tidligere ble det også bygget åpne stålbruer. Disse er ikke lengre aktuelle da det i dag stilles strengere krav til jernbanebruene grunnet økt kjørehastighet. En utfordring med rene stålbruer er at konstruksjonen blir satt i

svingning når toget passerer brua, slik at det avgis betydelig mer støy enn for en betongbru. Tykkelsen av brudekket er viktig for å dempe støy (Nor, 2010a).



Figur 3: Moderne jernbanebru i betong (Paul, 2016)

Norske standarder gjelder generelt ved dimensjonering og utførelse av jernbanebruer i Norge. Det er også angitt spesifikke regler for dimensjonering i Bane Nor sitt tekniske regelverk. Materialer, utførelse og kontroll av jernbanebruer skal være i samsvar med Statens vegvesen sin håndbok R762, Prosesskode 2 (Nor, 2010b).

Det stilles særlige krav til risikovurdering og sikkerhetstiltak ved bygg- og anleggsarbeid i tilknytning til jernbanespor. Ferdsl, arbeid og aktivitet i jernbanesporet eller i nærheten av dem kan utgjøre en sikkerhetsrisiko. Videre er EI-anlegget en risikofaktor, og det er viktig å beskytte mennesker mot fare som kan oppstå ved kontakt med spenningsførende deler (Nor, 2010b, 2021). Disse kravene gjelder ikke minst for prosjektet ved Venjar-Eidsvoll, hvor det fra NCC er uttalt som særlig kritisk med høy støffare knyttet til eksisterende jernbane på 22 000 volt.

1.2.4 Lastvirkning under byggefase kontra bruksfase

Laster som virker på brua er egenvekt og variable laster. Egenvekt er vekten fra superkonstruksjonen i seg selv, og utstyr som er koblet til denne. Disse lastene er alle konstante, og har en fast plassering. Når brua tas i bruk er variable laster blant annet bevegelige laster, typisk forskjellige trafikklaste. For jernbanebruer kan en forstå at det er toget som er den variable lasten. Brua må konstrueres sånn at den har kapasitet for

lastvirkninger, for alle plasseringer av trafikklasten, og for en antatt fremtidig økning av trafikklasten (Weiwei & Teruhiko, 2017, s. 71-73).

Lastvirkningen på en ferdig designet bru i bruk, er mer intens enn for den i byggestadiet fordi det er flere laster med større intensitet, som vil innvirke på konstruksjonen som en helhet. Det vil si, egenlast og nyttelaster på ferdig konstruksjon er mere ugunstig (Larsen Kr., 2008, s. 125). Under oppføring av brudekket, vil allikevel enkelte elementer i superkonstruksjonen potensielt utsettes for større påkjenninger enn de er designet for i bruksfase (Weiwei & Teruhiko, 2017, s. 81). Stabilitet og reduksjon av momenter, kan håndteres ved adekvat valg av lanseringsmetode og/eller utstyr. Virkemåten til ulike lanseringsmetoder er mer inngående beskrevet i kapittel 1.2.5.

1.2.4.1 Dimensjonerende brukstid

I standardens avsnitt 2.3, tabell 2.3(1) angis anbefalte verdier for dimensjonerende brukstid, som bestemmes på bakgrunn av konstruksjonstype. Midlertidige konstruksjoner tilhører dimensjonerende brukstidskategori 1, og har dimensjonerende brukstid på 10 år.

Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan benyttes på nytt, bør imidlertid ikke anses som midlertidige. Dette gjelder eksempelvis for lanseringsnesen benyttet ved ILM, som kan gjenbrukes i nye prosjekter. Denne klassifiseres innenfor dimensjonerende brukstidskategori 2, som har en dimensjonerende brukstid på mellom 10 og 25 år.

Dimensjonerende brukstidskategori har betydning for krav som stilles til konstruksjonens bestandighet og kvalitet. Det stilles eksempelvis strengere krav til permanente konstruksjoner innenfor kategori 4 som dimensjoneres for en brukstid på 50 år, enn til forskalingsutstyr som dimensjoneres for en varighet på 10 til 25 år.

1.2.5 Produksjonsmetoder for bruer

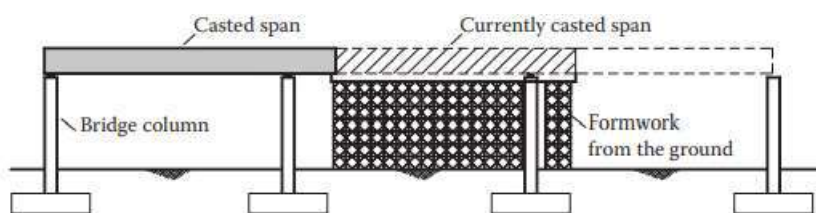
Forskaling er en samlebetegnelse for formen som skal bærer og støtter uherdet betong og bæresystem som holder formen oppe. Forskaling er en velkjent metode ved støpning av betong. Metoden har blitt benyttet i århundrer og tradisjonelt ble forskalingen bygget i treverk

på byggeplassen. I moderne tid har krav om effektivisering resultert i nye forskalingsmetoder som kan redusere byggetiden. Siden 1960 årene har systemforskaling blitt mer vanlig siden den sparer tid og materialer ved at forskalingen kan benyttes flere ganger dersom den blir behandlet korrekt. I dag brukes materialer som stål og aluminium, kombinert med deler av tre, i forskalingen og det brukes gjerne prefabrikkerte deler (Ekeløf & Larsen, 1995, s. 7-9).

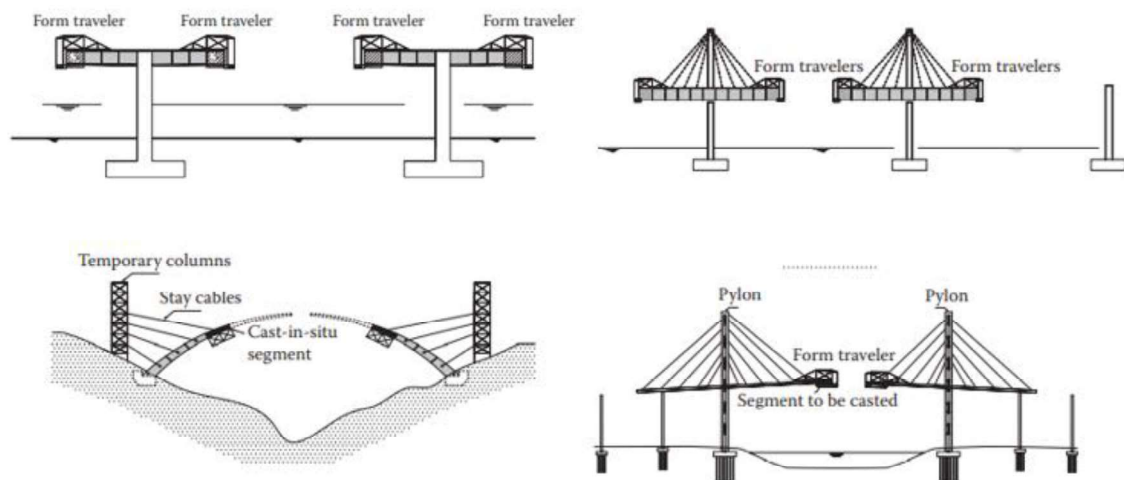
Bruer kan kategoriseres i tre hovedkategorier på bakgrunn av byggemetode:

- 1) Bruer oppført på stedet
- 2) Bruer av prefabrikkerte deler
- 3) Bruer bygget ved hjelp av flyttbare metoder

For bruer i kategori 1 bygges brutverrsnittet direkte på den permanente lokasjonen og forskalingssystemet flyttes eller bygges i tilknytning til hvert spenn. Bruoverbygningen kan bygges spenn for spenn ved hjelp av forskaling reist fra bakken (Figur 4) eller forskaling bygget forhøyet på søyler som fagverkskonstruksjon (tradisjonell metode). Alternativt kan bruoverbygningen lages segment for segment ved hjelp av en flyttbar form (Figur 5). Dette kan gjøres for eksempel ved bruk av fri utkrager metode (beskrevet i avsnitt 1.2.5.2), bruk av midlertidige søyler og kabler for buebru eller i forbindelse med bygging av skråstagsbru (Bakhoum, 2014, s. 573-574)), for oppføring av buebru ved hjelp av midlertidige søyler og kabler, samt ved bygging av skråstagsbru (Bakhoum, 2014)

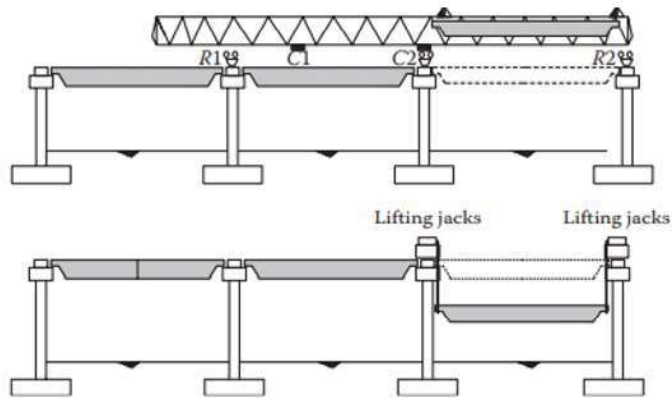


Figur 4: Bru oppført på stedet ved hjelp av forskaling reist fra bakken (Bakhoum, 2014, s. 573)

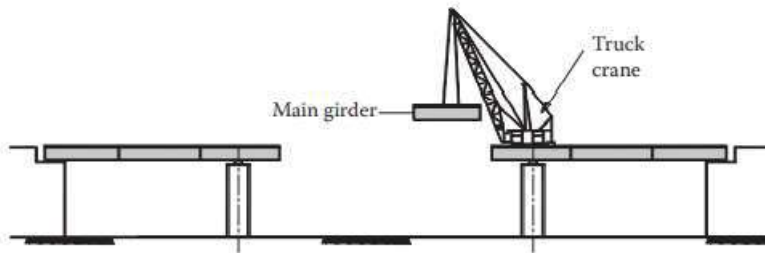


Figur 5: Bru oppført på stedet ved hjelp av flyttbar form. Fri utkrager metode benyttet på de øverste bruene, figuren til høyre har også hjelpekabler. Buebru nederst til venstre og skråstagbru nederst til høyre (Bakhoum, 2014, s. 574)

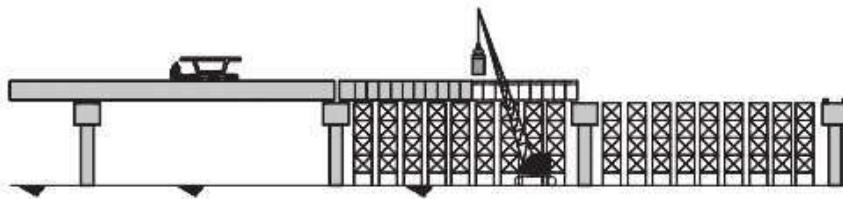
Prefabrikkerte bruer (kategori 2) lages på fabrikk og transporteres til byggeplass. Montering av bruoverbygningen kan gjøres for hele spenn, for eksempel fra oversiden ved at brua heises ned eller fra undersiden ved bruk av jekker eller løftekran (vist i Figur 6). Bruoverbygningen kan også leveres i segmenter. Lange segmenter monteres på byggeplass ved hjelp av kran plassert på bakkeplan eller oppå brua (Figur 7). Korte segmenter kan monteres på en rekke ulike måter, herunder ved hjelp av kran, jekk eller vinsjesystem (Figur 8) (Bakhoum, 2014, s. 575-576).



Figur 6: Prefabrikkert brukonstruksjon montert fra oversiden eller undersiden i hele spenn (Bakhoum, 2014, s. 575)



Figur 7: Prefabrikkert brukonstruksjon levert i lange segmenter, som monteres med kran (Bakhoum, 2014, s. 575)



Figur 8: Prefabrikkert brukonstruksjon levert i korte segment og montert med kran (Bakhoum, 2014, s. 576)

Brukonstruksjoner som bygges ved hjelp av flyttbare metoder (kategori 3) lages i et midlertidig produksjonsanlegg i tilknytning til stedet hvor brua oppføres. Det kan benyttes metoder som lanseringsmetode - ILM (beskrevet i avsnitt 1.2.5.4) hvor brua bygges på stedet eller prefabrikeres, eller metoder hvor brukonstruksjonen plasseres ved hjelp av rotasjon. I tillegg finnes metoder som Movable Scaffolding system - MSS (beskrevet i avsnitt 1.2.5.3) og

heavy lifting method hvor hele spenn løftes på plass ved hjelp av kraner (Bakhoum, 2014, s. 573-578).

1.2.5.1 Reisverk

Reisverk er en midlertidig bærende konstruksjoner som er ment å oppta og bære laster under støp og lansering av ulike konstruksjonstyper, og virke understøttende for materialer, utstyr og bygningsdeler. Midlertidige bærende konstruksjoner bygges i forskjellige materialer, for eksempel stål og aluminium. De må være stabile, så vel som å være sterke til å tåle store spenninger under bruksperioden, og det å gjenbrukes flere ganger (F. Pallett & Filip, 2019).



Figur 9: Tradisjonell reis i stål (Ø Sundberg, 2013)

1.2.5.2 Fri utkrager metode

Fri utkrager metode, på engelsk kalt balanced cantilever method eller i Norge: FFB – Fritt Frembygg metode. Denne benyttes når området under brua er vanskelig tilgjengelig. Metoden er mye benyttet for kassebruer i betong, og hvor spennarmering etteroppspennes (O'Brien et al., 2015, s. 13). Metoden er velkjent i Norge, for spennarmerte betongbruer. Ved fritt frembygg trengs ikke stillaser, men brudekket tilvirkes i en forskalingsvogn som støper brua fra pilar til pilar, seksjon for seksjon (Øderud & S. Nordahl, 2020).

Dette betyr at brukonstruksjonen må bære seg selv, da den ikke støttes opp i underkant. Støping av betongbruer ved FFB kan utføres ensidig fra et landkar, eller tosidig fra en hovedsøyle. Det er fastsatt tilleggskrav for metoden, herunder hvordan de ulike lastene defineres, og hvilken kontroller som skal utføres for dimensjonerende lastkombinasjoner iht. NS-EN 1990 (N400, 2015, s. 145).

Støping fra tosidig, gjøres ved at en av de mellomliggende søylene støpes først. Fra denne posisjonen bygges det samtidig både fremover og bakover. Dermed blir konstruksjonen tosidig utkraget hvor momentbelastningen på pilaren balanseres. Det er vanlig å bruke en selvbærende støpevogn som er montert fast i den ferdige delen av brua. Støpevogna inneholder forskaling for en seksjon. Hver gang en seksjon er bygget flyttes støpevogna til utkraget ende, og et nytt segment kan støpes eller monteres. Brua kan støpes fra begge sider av pilaren inntil man treffer start- og slutt punktet for brukonstruksjonen, eller det kan støpes fra to frie utkrager inntil disse møtes i ett punkt (O'Brien et al., 2015, s. 13). Støpevoggen kan monteres i overkant eller underkant av konstruksjonen.



Figur 10: Fri utkrager med overhengende støpevogn (Strukturas, 2021)

Segmentene kan støpes in situ på byggeplass eller prefabrikeres (O'Brien et al., 2015, s. 13-15). Bruk av fri utkrager med prefabrikerte elementer er sjeldent i norsk sammenheng, men har eksempelvis blitt benyttet i Danmark. Roskilde Bridge, som ble ferdigstilt i september 2019, ble bygget med the progressive cantilever method (PCM) Publications (2019).

1.2.5.3 Movable scaffolding system (MSS)

Movable Scaffolding System, heretter omtalt som MSS eller MSS-vogn, er en flyttbar forskaling til bygging av brukonstruksjoner. Metoden ble første gang benyttet i Norge i 1973 i forbindelse med bygging av den 1892 meter lange Drammensbrua (Bane Nor, 2019).

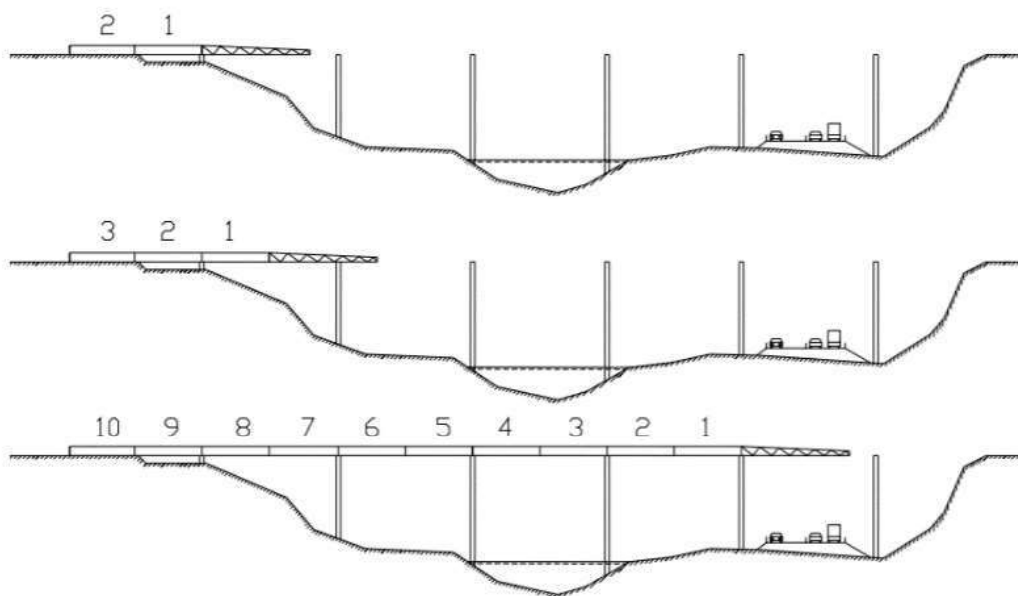
MSS-vognen er laget av ståldragere som bærer og overfører vekten av betong og armeringen til underliggende søyler. Under ståldragerne er det forskalingsselementer som er tilpasset geometrien på den aktuelle bruoverbygningen. Vognen er montert til ferdigstøpte søyler og flytter seg mellom hver etappe ved hjelp av hydrauliske jekker. Det er ikke behov for kran eller andre maskiner i forbindelse med selve støpeprosessen, og dette gjør MSS-vogn til et godt alternativ til bygging av broer over vann eller dype raviner (Bane Nor, 2019). MSS er også mer beskrevet i kapittel 4 Case studie.



Figur 11: Movable Scaffolding System (MSS) er en produksjonsmetode som kan brukes hvor det er vanskelig tilgjengelig, for eksempel ved brubygging over vann (Strukturas, u.å.)

1.2.5.4 Lanseringsmetoden (ILM)

Lanseringsmetoden, «Incremental Launching Method» hetter omtalt som ILM, er en metode som brukes ved brulansering. Den brukes ved trinnvis utstøping av brudekke, hvor bruløpet helst er rett eller med konstant radius i bjelkelengden, og har formen av T-tverrsnitt eller kassetverrsnitt. Dekket støpes in situ mellom en lanseringsnese, “launching nose”, og et landkar. Når betongen har herdet, bindes etappen sammen med en ny seksjon. Overbyggingen skytes fremover på søyler og midlertidige opplager, ved hjelp av hydrauliske jekker i en stadigværende repetitiv prosess (VSL International, 1977, s. 1-2).



Figur 12: Illustrasjon av ILM i utførelse (Karlsson & Lööv, 2005, s. 3)

Det var brist på byggematerialer etter 1. og 2. verdens krig. Mer komplekse konstruksjoner var dels heller ikke mulig å analysere enda, og betongbruene som ble bygget var fremdeles veldig «enkle» i den forstand. Men teknologiske forkjemper skulle bidra til at utviklingen innenfor brukonstruksjon og forspent betong ville gå fremover. Stål hadde lenge vært overlegent ved brubygging grunnet sin lave egenvekt. Dette muliggjorde lansering ved hjelp av kraner, noe som betongkonstruksjoner enda var altfor tunge, og kostbar, til. Stålets mekaniske egenskaper ved å respondere likt på bøyespenning i strekk og trykk var enda også en av dets store fordeler, til sammenligning med betong med sin lave strekkkapasitet (Rosignoli, 2014, s.1-4).

Den første, forspente betongbrua ble bygget allerede i 1941. På 1950 til 1960-tallet ble forspente bruer og bruer av betongelementer riktignok lansert, cast in situ på landkar, men man brukte fremdeles full tradisjonell forskaling i lanseringsfasen og, hva som vi kan oppfatte som, enda litt «umodne» metoder for ytre forspenning (Rosignoli, 2014, s.1-4).

Inn på 1960-tallet ble kunnskapen om materialegenskaper større, og maskinelt fremstilte stålprofiler ble rimeligere. Dette stimulerte til innovasjon for konstruksjonsløsninger i både stål og betong. Datateknologien opplevde også en spurt i egen utvikling, og en kunne dermed nå analysere avanserte, statisk ubestemte systemer. Sammen med moderne forspenningsmetoder ble utviklingen ledet mot slankere og mer duktile konstruksjoner. Å finne måter å lansere raskere, mer kostnadseffektivt og på en trygg måte ble veldig viktig. Oppfinnelsen av elastomer gjorde at bruer kunne lanseres under lav friksjon, og hydraulisk maskinteknologi til at tyngre deler kunne forflyttes. Det kom også mer effektive forspenningsmetoder, med skjøting av spennkabler, og at en kunne applisere forspenning etter behov (Rosignoli, 2014, s.1-4).

I 1961, ble Rio Caroni Bridge i Venezuela bygget. Brua ble lansert uten midlertidige støttesystem, og med en fagverknese av stål i tuppen. Siste skrittet i utviklingshistorien ble å ta i bruk en kontinuerlig støpe- og skyveprosess, og gjøre forspenningsfasen mere effektiv. Dette ved å applisere spennkabler aksialt, og med en geometri som var permanent for lanseringsfasen. River Inn i Tyskland ble i 1965, den offisielt første brua bygget med lanseringsmetoden slik som vi kjenner den i dag (Rosignoli, 2014, s. 1-4). Byggemetoden ble benyttet noen ganger i Norge på 1980 tallet, men har siden vært lite benyttet. Gulli bru, åpnet i 2014, er den første brua bygget med lanseringsmetode i senere tid i Norge (AAS Jackobsen, u.å.).

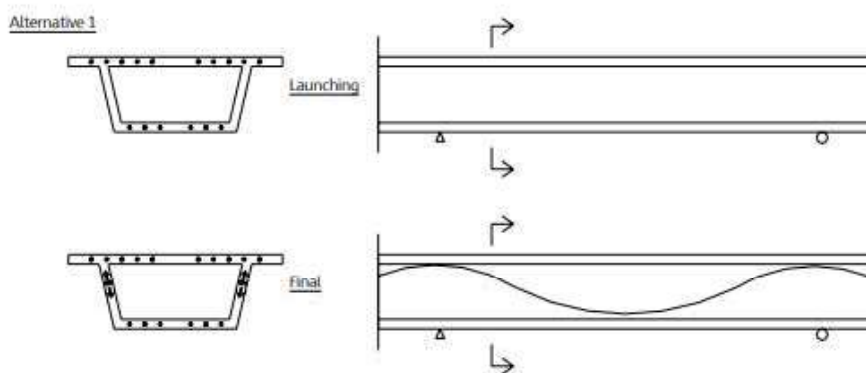


Figur 13: Lanseringsnese av fagverksbjelker ved Caroni bridge, i et tidlig stadium i historien (Bridge Tech, u.å.)



Figur 14: Incremental Launching Method (ILM) er blitt til en moderne metode ved bygging av betongbruer i dag

Ifølge NCC er det behov for omkring 40% mer spennarmering ved lansering med ILM, enn ved bruk av tradisjonell reis. Årsaken er at ILM forutsetter et større tverrsnittareal på brukonstruksjonen, som resulterer i større egenvekt. Dette gjør at brutverrsnittet utsettes for store trykk- og strekkspenningene under lansering. Spennarmeringen plasseres sentrisk i tverrsnittets topp- og bunnflens for å balansere momentet fra betongens egenvekt under lansering. Eksentrisk spennarmering, som er lagt i steget, spennes opp etter at lanseringen er ferdig, og gir konstruksjonen kapasitet til å tåle belastninger i permanent fase (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 29-31).



Figur 15: Spennarmering i lanseringsfase øverst, og i permanent fase nederst (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 31)

1.2.6 Prising av byggeprosjekter

Arealpris, detaljkostnad, elementpris og ekspertestimering er fire metoder for hvordan kostnader og prising for byggeprosjekter kan anslås. Arealprismetoden er en metode som brukes for å anslå priser og lage estimerte budsjett. Prisene baserer seg på erfaringstall og på tall fra lignende prosjekter. Elementprismetoden er en nøyaktig, rask og effektiv metode. Elementmetoden danner grunnlaget for prising av prosjekter i NCC, og er mer utførlig beskrevet i kapittel (2.6.2).

Detaljkostnadsmetoden er bygget opp på mengdetall og enhetspriser, og her slås ikke kostnader sammen, men prisene utgår fra de enkelte kostnadselementene. Metoden er på den måten mer omfattende, en må definere ressurser slik som mannskap og utstyr, men også hvordan andre forhold kan påvirke effektiviteten av disse. Resultatet fra detaljkostnadsmetoden blir mer nøyaktig enn for de andre to metodene. Ekspertestimering er slik som arealprismetoden en metode hvor priser anslås (Setså, 2015, s. 29). Ekspertestimering er brukt i dette prosjektet, og er forklart i kapittel 2.6.2.

1.2.7 Valg av produksjonsmetoder

I følge NCC er kritisk faktor er den som er mest begrensende i forhold til fremdrift, og dermed «styrer» prosjektet. Materialer er ikke et problem å skaffe. Ofte er det timeverk, det vil si mannskap som er styrende for bygg og konstruksjonsprosjekter.

Hvis det er lite å gjøre, og (dermed) stor tilgang på mannskap, kan entreprenøren velge mer arbeidsintensive produksjonsmetoder. Dette selv om metodene er resurskrevende med hensyn på aktivitetsnivå, så passer en på at alle på jobb er i arbeid. På den andre siden, hvis et prosjekt er veldig komplekst og det er mye å gjøre, ønsker en mer effektive produksjonsmetoder, som samtidig ikke krever så mye mannskap.

For noen prosjekter er dog tid ikke mest kritisk og da kan det for eksempel være mer kostnadseffektivt å bruke tradisjonell forskaling og støpe in situ. Ved andre tilfeller vil det heller være andre faktorer som tid og plass som blir utslagsgivende for valg av utførelsesmetode. Kritisk faktor er beskrevet utfra erfaring til NCC. Kritisk faktor håndteres ved hjelp av en nøyaktig syklusplan. Syklusplan er beskrevet i teorikapittel avsnitt 2.5.2.

1.2.8 HMS og sikkerhet ved anleggsprosjekter

Både MSS og ILM reduser arbeidsintensive operasjoner i store høyder, som en ellers kan forvente med «gammeldags» reis, erfaringsmessig utfra NCC. Dermed reduseres også faren for fallulykker. Fallulykker er den type alvorlige ulykker bygg- og anleggsbransjen vil unngå, da disse kan føre til alvorlig personskade og/eller død.

1.2.9 Oppsummering litteraturstudium

I dette kapitlet ble først brua som en viktig del av infrastrukturen, viktigheten av effektive produksjonsmetoder, hvordan bruer er bygget opp, brubygging i historien beskrevet. Videre ble de viktigste byggematerialene for bruer i dag, stål og betong, beskrevet, men også hvordan jernbanebruer skiller seg fra andre bruer, og hvordan superkonstruksjonen påvirkes av laster i byggefase kontra bruksfase. Sist, og kanskje viktigst, beskrives noen vanlige produksjonsmetoder for bruer, hvor en stor del ble viet til Incremental Launching Method, ILM. Kapitlet tok også for seg metoder for prisestimering, hvordan entreprenører resonerer omkring valg av produksjonsmetoder, og et avsnitt om HMS på byggeplass.

Utfra disse litteraturstudiene skjønner vi at selv om det finnes flere måter å bygge bruer på, og andre produksjonsmetoder også kan være gunstige til formålet, er det fordelene med ILM. Den er for eksempel en repetitiv og effektiv produksjonsmetode, og trygg arbeidsmetode for mannskapet. Derfor har vi valgt å gå videre med lanseringsmetoden og vurdere kostnader for

denne ved elementmetoden, og sammenligne kostnadene med MSS, i dette bachelorprosjektet.

1.3 Formål

Formålet med denne oppgaven er å lære mer om metoder ved utbygging av jernbanebru. Dette gjøres først generelt ved litteraturstudium, og ved å undersøke hvilke metoder som er aktuelle å bruke i dag. I tillegg har vi valgt å fordype oss spesifikt i lanseringsmetoden, ILM. Deler av de midlertidige konstruksjonene som er nødvendig for å lansere bruoverbygningen dimensjoneres ved hjelp av digitale verktøy for dimensjonering og statistisk analyse, samt ved å bruke standarder, regelverk og aktuell teori på området. Videre beregnes kostnader ved metoden med tanke på materialforbruk, rigg og utførelse av forskalingsarbeid. Dette gir grunnlag for å sammenlikne hvordan valg av produksjonsmetode kan påvirke kostnader ved brubygging, og hvilken av metodene ILM eller MSS som er billigst for dette spesifikke prosjektet. Hensikten for NCC som oppdragsgivere, vil være å finne ut om alternativ forskalingsmodell kunne spare bedriften for kostnader i dette byggeprosjektet.

1.4 Problemstilling

Valg av produksjonsmetode har stor innvirkning på fremdrift og kostnader i et byggeprosjekt. Det er viktig for entreprenøren å velge den metoden som er best egnet for det konkrete prosjektet, samt å sikre at løsninger optimaliseres og byggingen gjennomføres på en mest mulig effektiv måte, for å spare materialbruk og arbeidstimer, som reduserer kostnadene. NCC ønsket derfor å undersøke om andre produksjonsmetoder kunne vært aktuelt å benytte for det aktuelle jernbaneprojektet på strekningen Venjar-Eidsvoll.

Ved bruk av ILM er lanseringsnesen en viktig del av produksjonsutstyret. En nese som er godt dimensjonert vil bidra til å redusere lastvirkninger på superkonstruksjonen under lanseringsfasen, slik at materialforbruket kan reduseres. Vi har derfor valgt å fokusere særlig på lanseringsnesen i denne oppgaven.

Problemstillingen består av to deler, og er som følger:

Hvordan kan lanseringsnesen benyttet ved ILM optimaliseres og dimensjoneres?

På hvilken måte påvirker valg av produksjonsmetode kostnader ved bygging av jernbanebru på strekningen Venjar-Eidsvoll?

1.5 Avgrensninger

I oppgaven forutsettes at leseren innehar grunnleggende kunnskaper om statikk og fasthetslære, og dimensjonering av stålkonstruksjoner på nivå med en bachelorgrad innen bygg- og konstruksjonsteknikk. Teori og begreper som er knyttet til disse områdene antas kjent for leseren, og er derfor ikke forklart i oppgaven.

Brubygging med ILM forutsetter bruk av spennarmering i brutverrsnittet, både under lansering og i permanent fase. Alternativt skal økt brutverrsnitt vurderes. I dette prosjektet er det ikke dimensjonert spennarmering, som er nødvendig for å kunne lansere brudekket. Ved beregning av nødvendig mengde spennarmering tas det utgangspunkt i erfaringsbaserte tall fra NCC. Vi forutsetter at antatt mengde spennarmering er tilstrekkelig for å kunne lansere brutverrsnittet uten å øke dimensjonene på tverrsnittet. Denne avgrensningen gir grunnlag for dimensjonering og for kalkyler.

Dette prosjektet har til hensikt å resultere i et prosjekt med dybde, og bredde.

Resultatet skal lede frem til et kostnadsestimat hvor det ikke er hensiktsmessig med en fullstendig adekvat modell av en endelig lanseringsnese, og en forenkling av den dimensjonerte modellen er derfor tatt som en del av avgrensningen. Nesen vil blant annet forenkles, ved å neglisjere andre laster enn egenvekt. Avstiving er videre ikke blitt dimensjonert for lanseringsnesen, selv om denne er en del av egenvekten. Avstivingen antas å ta hele eller største del av dimensjonerende vindlaster, og derfor er avstiving mot vindlaster kun nevnt, men ikke vurdert, i denne oppgaven.

Ved dimensjonering av produksjonsanlegget er det dimensjonert flere konstruksjonsdeler i betong, herunder fundament og lanseringsbjelke. Ved beregning av disse er det gjort forenklede beregninger som har til hensikt å gi et anslag på betongmengde. Disse

konstruksjonsdelene er ikke dimensjonert i henhold til NS-EN1992 (Eurokode 2), som blant annet innebærer at minimumsarmering og skjærarmering ikke er beregnet. Også her er kostnadsestimater av stålmengde basert på erfaringsbaserte tall fra NCC.

Lanseringsnesen og produksjonsanlegget vil dimensjoneres i bruddgrensetilstanden. Vertikale forskyvninger i bruksgrensetilstanden, kontrolleres ikke.

I dette prosjektet har vi etter anbefaling fra NCC valgt å se bort fra overordnede rigg- og driftskostnader. Med overordnede kostnader menes her blant annet kostnader som ikke er knyttet opp direkte mot selve produksjonen av brua, for eksempel brakkerigg, boligbygg, funksjonærkostnader og midlertidige veier. Dette med bakgrunn i at slike rigg- og driftskostnader er svært prosjektavhengige. Disse punktene vil derfor ikke være representative for en sammenlikning av MSS og ILM i denne oppgaven.

2 Teori

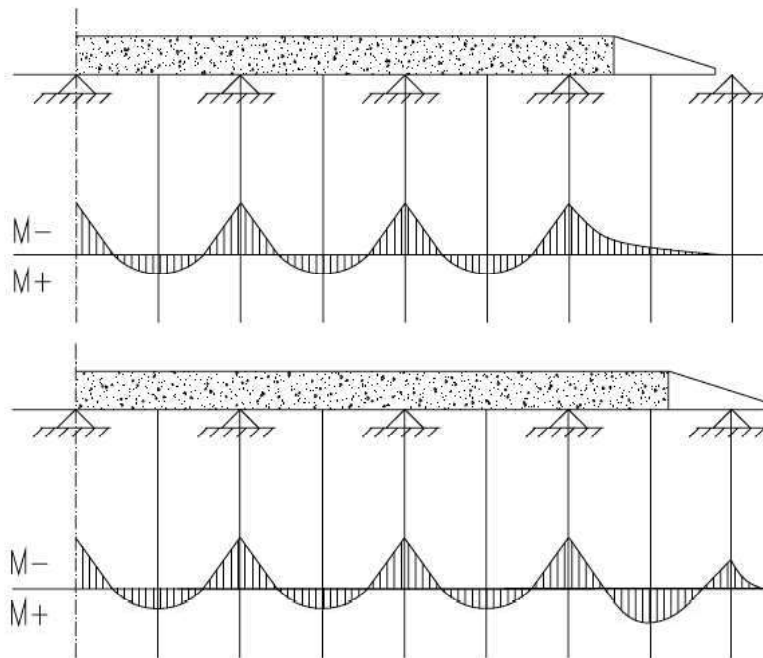
I dette kapittelet presenteres den teoretiske bakgrunnen for prosjektet. Det gis en innføring i lanseringsmetoden (ILM), hvor det i hovedsak forklares hvordan lanseringsnesen og produksjonsanlegget kan utformes. Deretter presenteres forhold knyttet til rigg og kostnader i anleggsprosjekt, knyttet opp mot ILM. Avslutningsvis presenteres regelverk og standarder som benyttes ved dimensjonering og utførelse av brukonstruksjoner under utførelse, og midlertidig bærende konstruksjoner.

2.1 Incremental Launching Method (ILM)

2.1.1 Lastvirkning

Fronten av bruløpet vil under lanseringen virke som en utkraget bjelke, noe som innebærer store bøyepenninger og en påkjenning for brukonstruksjonen (Karlsson & Lööv, 2005, s. 4-6). De interne kreftene som oppstår er avhengig av konstruksjonens egenvekt, lengde og bøyemomentet (Rosgnoli 1998, referert i Hirmand et al., 2013, s. 40). Konstruksjonen opptrer som en kontinuerlig bjelke og får størst bøyemomenter i midtspennet og over brupilarene. Midt mellom opplegg er det positivt bøyemoment med strekk i underkant av konstruksjonen,

mens det over støttene oppstår negative bøyemoment med strekk i overkant. Kreftene som oppstår under lansering, er annerledes og mer kritiske enn de brua utsettes for i permanent fase (Hirmand et al., 2013 s.40-41).



Figur 16: Bøyemoment under brulansering ved ILM (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 8)

Det positive bøyemomentet som oppstår under lansering er ikke kritisk for konstruksjonen. Dette gjelder uavhengig av om brua har samme posisjon som i den permanente fasen eller om nesen står midt mellom to støtter. Dette kan forklares med at brua, i permanent tilstand, er dimensjonert for å tåle større positive bøyemoment enn de som oppstår under lansering. Når konstruksjonen har denne posisjonen er derfor kapasiteten mer enn stor nok. Siden brukonstruksjonen dimensjoneres for å tåle et stort negativt bøyemoment i den permanente fasen, oppnås det dessuten tilstrekkelig kapasitet til å ta opp positivt bøyemoment, som oppstår når brua er posisjonert midt mellom to støtter (Hirmand et al., 2013 s.40-41).

Brua er også dimensjonert for å tåle et større negativt bøyemoment, enn det som oppstår når konstruksjonen står i permanent tilstand under lanseringen. Denne posisjonen skaper derfor ikke kritiske situasjoner. Når utkrageren står mellom to støtter blir det imidlertid det negative bøyemomentet større under lanseringsfasen enn i den permanente fasen. Det negative

støttemomentet som opptrer i utkrageren er nærmere 6 ganger høyere enn bøyemomentet ved lansering må betraktes som en kritisk kraft ved design av brua. Siden det kritiske momentet ikke oppstår under den permanente fasen vil brua da fremstå overdimensjonert (Rosignoli 1998, referert i Hirmand et al., 2013, s. 40).

2.1.2 Tiltak for å redusere spenninger og moment

For å redusere moment fra utkraget del og nedbøyningen på konstruksjonen er det vanlig å benytte ett av to (av og til begge) systemer. Det kan konstrueres en lanseringsnese, slik at egenvekten til utkraget del reduseres. Nesen vil samtidig, grunnet sitt design, kunne bidra til å «løfte» opp vekten av ståldragerne når konstruksjonen skyves over pilarene. Alternativet er å redusere den frie avstanden mellom pilarene, enten ved å benytte midlertidig oppstøtting eller ved å plassere de permanente pilarene nærmere hverandre (Hirmand et al., 2013, s. 42; LaViolette et al., 2007, s. 6-7).

Bruk av lanseringsnese har blitt et standard designelement de siste 40 årene. Lanseringsnesen har bevist at den er trygg, rask og kostnadseffektiv (LaViolette et al., 2007, s. 7) (Rosignoli, 2002, s. 64). Reduksjon av fri avstand mellom eksisterende pilarer eller midlertidig oppstøtting benyttes sjeldent. Tiltaket er forbundet med ekstra kostnader knyttet til materialbruk, behov for flere arbeidere, samt et større antall arbeidstimer for å designe og sette opp midlertidige pilarer. De ekstra kostnadene gjør at ILM ikke lenger utgjør et kostnadseffektivt alternativ sammenliknet med andre metoder (Hirmand et al., 2013, s. 42). I følge LaViolette et al. (LaViolette et al., 2007, s. 26) finnes det få eksempler på bruk av midlertidige pilarer i midtspenn for konstruksjoner med spenn under 450 ft (tilsvarer 138 meter), fordi tiltaket sjeldent er økonomisk lønnsomt i slike tilfeller. I hovedsak benyttes midlertidig oppstøtting for konstruksjoner med ekstremt lange spenn, men det finnes også eksempler på bruk av metoden ved lokale utfordringer som vanskelige vindforhold. I følge Reis & Pedro (Reis & Pedro, 2019, s. 210) er spenn på 30-60 mest benyttet, og disse lar seg enkelt gjennomføre uten behov for mellomliggende støtter.

I tillegg brukes også forspenning for å redusere strekkspenninger i betongen. Forspenningen utføres i to omganger: i forkant av hver ny etappe hvor to etapper også bindes sammen. Også

helt til slutt før brua tas i bruk, over opplegg og midt i spenn, som er de områder hvor de største strekkspenningene er forventet (Karlsson & Lööv, 2005, s. 4-6). Betongen må forspennes for å tåle de strekkspenninger som den utsettes for, under selve lanseringen (VSL International, 1977, s. 1-2).

2.2 Optimalisering av lanseringsnese

En godt konstruert lanseringsnese har lav egenvekt slik at bøyemomentet reduseres og har høy stivhet slik at krefter overføres direkte til støttepilarene (Beale & André, 2017, s. 385). Siden nesens egenvekt påvirker prosjektets materialkostnader direkte, kan det være mye penger å spare på å optimalisere lanseringsnesen (LaViolette et al., 2007, s. 6). Det er særlig tre faktorer som studeres i denne sammenheng; nesens egenvekt, lengde og stivhet. Det er vanlig å vurdere disse opp mot de samme faktorene i betongoverdekningen (Rosignoli, 2002, s. 65).

For å optimalisere ytelsen til nese-brudekket systemet gjennomføres en forenklet analyse for å bestemme de indre kreftene som oppstår under lansering. Særlig for brukonstruksjoner med mange spenn, vil en full analyse av det statiske systemet i samtlige konstruksjonsfaser være uhåndterlig grunnet høy grad av statisk ubestemthet. Det er foreslått flere modeller gjennom årene. I 1984 lanserte Marchetti en forenklet modell av nese-brudekke systemet ved å bruke grensebetingelsene for det statiske systemet og elastisitetsteori (Hirmand et al., 2013, s. 40). Denne modellen ble blant annet benyttet av Rosignoli, som argumenterte for at modellen bidrar til et optimalt nesedesign (Rosignoli, 2002, s. 64-74). Andre metoder som er foreslått er blant annet RTM (Reduced Transfer Matrix) og TTM (Transient Transfer Matrix), som begge er basert på elementmetoden. Disse to metodene er mer troverdige, men desto mer tidkrevende (Hirmand et al., 2013, s. 40).

Den forenklete modellen for å analysere nese-brudekket, benyttet av Marchetti og Rosignoli, er detaljert forklart i kapittel 3.3 og bruk av metode.

2.2.1 Lanseringsnesens lengde

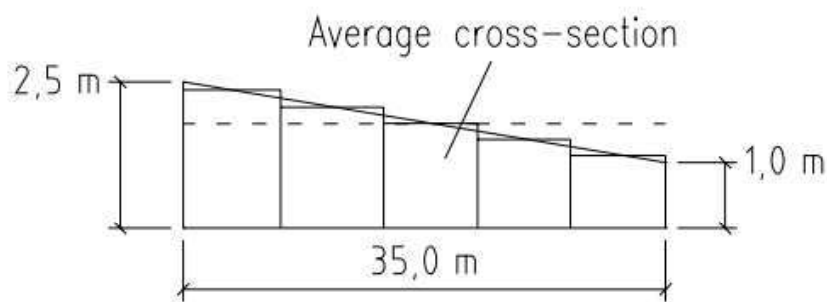
Et viktig designkriterium er knyttet til lanseringsnesens lengde, og det foreligger ulike data på hvilken lengde som er optimal. I følge Reise og Pedro (Reis & Pedro, 2019, s. 210) er nesens lengde vanligvis 50-60% av et bruspenn. Göhler og Pearson (2000) mener at en optimal nese er 60 % av det lengste spennet, mens Rosignoli (2002) hevder at 65 % er mest optimalt. Fra VSL sier at nesen skal være et sted mellom 60-65% (VSL International, 1977, s. 4), mens Beale & André hevder at nesens lengde skal være mellom 60 og 70 prosent av det lengste bruspennet (Beale & André, 2017, s. 385).

Ved kort neselengde øker momentet slik at det er behov for mer sentrisk spennarmering i brutverrsnittet. Dersom nødvendig mengde spennarmering blir for høyt vil det oppstå utfordringer knyttet til plasseringen av den. En lengre nese reduserer bøyemomentet, men påvirker ikke kostnadene til spennarmering vesentlig. Det er derfor ikke lønnsomt å lage nesen unødvendig lang. Det vil dessuten bli mer utfordrende å konstruere en god nese, som bør ha lav egenvekt og høy stivhet, dersom nesen er veldig lang (Göhler og Pearson 2000, refert i Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 21)

2.2.2 Lanseringsnesens tverrsnitt

Lanseringsnesen har blitt laget i mange ulike materialer og tverrsnitt, herunder som fagverk og plater, og i ulike materialer som stål eller betong. Nesene kan bli spesialdesignet til det aktuelle prosjektet, men ofte brukes neser som allerede er tilgjengelig ved at det gjøres nødvendige justeringer og tilpasninger. Den mest vanlige lanseringsnesen for forspente betongbruer består av to stålplatedragere som er sammenkoblet foran til brutverrsnittet (Rosignoli, 2002, s. 65). Ofte brukes I-profiler som er avstivet på tvers av steget (Beale & André, 2017, s. 385). Ulempen med fagverk er at det oppstår store reaksjonskrefter i undergurten på lanseringsnesen, slik at denne må være veldig sterk og tung (Göhler og Pearson 2000, refert i Boldi Kisch & Per Langefors, 2005). Ifølge NCC vil en nese av fagverk også medføre større behov for sveising, som krever spesialkompetanse og derfor kan øke kostnadene i prosjektet.

Lanseringsnesen bør ha samme bredde som betongtverrsnittet for å kunne benytte samme midlertidige støtter (Göhler og Pearson 2000, refert i Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 22). I følge Rosignoli (Rosignoli, 2002), bør lanseringsnesen ha samme dybde som betongen fra sammenkoblingspunktet og noen meter innover i nesekonstruksjonen. I dette segmentet vil bunnflensen i lanseringsnesen utsettes for store spenninger, herunder langsgående bøyespenninger som skyldes utkragerkonstruksjonen, vertikale trykkspenninger fra opplagerreaksjoner i de midlertidige støttene, skjærspenninger (fra sveis), samt spenninger fra spennarmering benyttet for å forankre nesen til betongen. Det er kun i dette segmentet nesen har behov for full bøyesivhet. Resten av nesen kan lages lettere ved å redusere høyde og stegtykkelse på ståldragene (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 21-22). Figur 17 viser hvordan nesetverrsnittet vanligvis avtrappes for å spare materialer, og dermed kostnader.



Figur 17: Illustrasjon av hvordan nesens høyde avtrappes (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 43)

Tykkelse på steget i hovedbjelken bestemmes på bakgrunn av størrelse på skjærkraften og nødvendig sikkerhet mot knekking. Ofte bør stegets tykkelse være 20 mm eller mer. Bredde og tykkelse på bunnflensen bestemmes ut fra aksialkraften fra støttene (trykk og strekk), og er ofte rundt 300 mm bred (Göhler and Pearson 2000, refert i Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 22). I følge VSL International kan vekten på en typisk nese være 1-2 tonn, eller noe mer for neser med over 30m. lengde (VSL International, 1977, s. 4). I følge Rosignoli bør bjelkene i nesen designes for 75-100% av opplagerkreftene de får overført (Rosignoli, 2002, s. 77)

Nesens ståldragere utsettes for både bøyemoment og opplagerkrefter fra de midlertidige glidelagrene. Det som er unikt for opplagerkreftene er at de «flytte på seg» hver gang et lansert element skyves over en pilar. Dermed vil opplagerkreftene belaste ulike punkter på ståldragerne avhengig av hvordan konstruksjonen til enhver tid er posisjonert. Lastene overføres fra glidelager via bunnflensen i drageren og opp til steget. Det er viktig å ta hensyn til disse virkningene ved dimensjonering av tverrsnittet, siden steget er spesielt utsatt for skade og deformasjoner. Samtidig vil kun små økninger i stegets tykkelse bidra til ekstra vekt og økte kostnader i prosjektet. Det er derfor viktig å ha god kjennskap til fenomenet slik at tverrsnittet både er adekvat og kostnadseffektivt (LaViolette et al., 2007, s. 4).

2.2.3 Lanseringsnesens stivhet

For å oppnå høy bøyestivhet avstives nesen. Selv om horisontal avstivning i både topp- og bunnflens ville gitt veldig høy bøyestivhet, er det vanligvis bare bunnen av nesen som avstives horisontalt. Dette gjør det mulig å bruke en nese ved flere prosjekter fordi justering av neselengden ikke blir altfor kostbart. På hovedbjelkenes toppflens benyttes tverrgående vertikal avstivning, som er integrert i steget (Göhler og Pearson 2000, referert i Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 22). Nesens bøyestivhet bør være mellom 0,1 og 0,2 av bruoverbygningens bøyestivhet (Beale & André, 2017, s. 385).

2.2.4 Avstivningssystem lanseringsnese

Avstivningssystemet består av horisontale og vertikale elementer. De horisontale elementene er ment å videreføre vindlast, mens de vertikale elementene binder hovedbjelkene sammen, stiver systemet opp, og bidrar dermed til å stabilisere og fordele reaksjonskreftene likt til de begge bjelkene. I tillegg til avstivningssystem og hovedbjelker, trengs en langsgående arbeidsplattform/«gangvei» på toppen av nesen. Avstivningen vil være prosjektavhengig og må vurderes i hvert unikt prosjekt. Det er dels fordi at nesen festes i det bredeste punktet på den nederste delen av brudekket, og at en da kan bruke samme midlertidige lager for brudekke som for nesen (Rosignoli, 2002, s. 75-82).

Materialmengden for avstivningselementer som er anslått i den økonomiske analysen, er blitt basert på erfaringstall fra NCC. Steg og flens som er utsatte for store spenninger, kan stives av

(Rosignoli, 2002, s. 78-79). I denne oppgaven er ikke stivere verifisert eller dimensjonert, men det antas stivere brukt for både steg og flens, og disse er innberegnet i den økonomiske analysen under «mengde avstiving nese». Avstiving er en viktig del av resultater i kalkyler, og danner også grunnlag for resonnement i kapittelet «bruk av teori», se 3.3.3.

2.2.5 Ledd og forbindelser i lanseringsnesen

Ståldragerne må designes slik at de kan deles i minst to deler. Dette er viktig med tanke på transport av nesen.

2.3 Fordeler og ulemper ved bruk av ILM som produksjonsmetode

Det er flere fordeler med ILM. Den er ansett som kostnadseffektiv for så vel små prosjektet, som for prosjekter på mer enn 150m. Metoden krever ikke stillas og kan derfor brukes når det skal bygges i kupert terreng. Hver ny seksjon på 15-25m. kan støpes og lanseres innen syv dager. Seksjonene føyes «sømløst» sammen med etappen foran, sånn at en trenger ikke ta hensyn til knutepunkter (VSL International, 1977, s. 1-2). Dette kan utfra erfaring til NCC ellers være en utfordring i Norge, siden været og temperaturen i landet er så pass skiftende. ILM er altså forbundet med smidig logistikk som gir en rask byggeprosess. Forspenning og støp foregår i en syklisk, repetitiv prosess og hver etappe herder ferdig i en stiv form før neste etappe blir påbegynt. Det er også fordeler med metoden knyttet til HMS, siden mannskapet jobber beskyttet bak landkar (Rosignoli, 2014, s. 26).

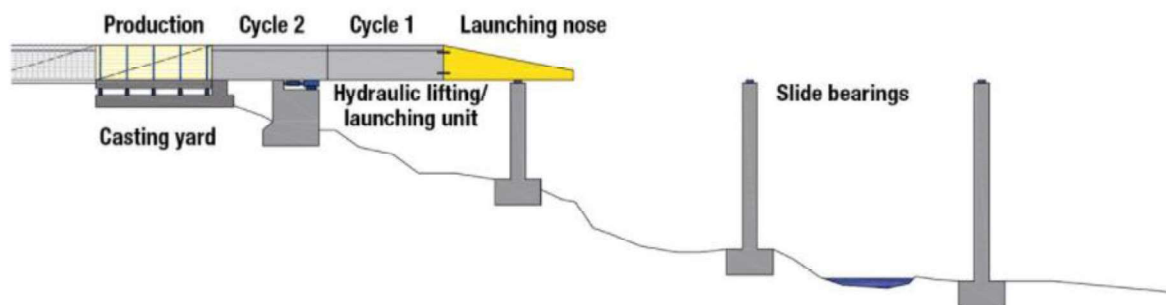
Ulemper ved ILM er større kostnader knyttet til hydrauliske jekker, lanseringsnese, økt behov for forspent armering, samt byggeplass. Det kan være behov for å gjenbruke materiell i fremtidige prosjekter for at tidligere prosjekt skal være økonomisk (Göhler og Pearson 2000, referert i (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005).

2.4 Produksjonsanlegg - «launching yard»

Brudekket bygges i et produksjonsanlegg, på engelsk kalt launching yard eller casting yard, som er plassert bak landkaret. I dette området støpes betongen, og armeringen monteres før brudekket skyves eller dras ut fra produksjonsanlegget, og videre over pilarene ved hjelp av

hydrauliske jekker (Doka, 2021a). Det er vanlig at bruoverbygningen lages i flere steg (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 17):

1. Støping av brutverrsnitt
2. Herding av betong
3. Oppspenning av armering
4. Lansering av brusegmentet



Figur 18: Illustrasjon av lanseringsprinsipp (Doka, 2021b)

Produksjonsanlegget kan eksempelvis bestå av et område for støping og herding av betong, oppbevaringsarealer, monteringsområde for armering, område for spennarmeringsutstyr, hydraulisk utstyr, samt telt for overdekning ved dårlig vær (Rosignoli, 2014, s. 140-141).

2.4.1 Utforming av produksjonsanlegget

Utformingen av produksjonsanlegget avhenger av flere forhold, herunder bruoverbygningens tverrsnitt, tilgjengelig areal på stedet, lanseringsteknologi, total brulengde, samt antall bruspenner og lengden på disse (Rosignoli, 2014, s. 128-141). En hensiktsmessig utforming av et produksjonsanlegg varierer og må tilpasses til det enkelte prosjektet. En viktig faktor, ifølge NCC, er at produksjonsanlegget er nøye planlagt slik at arbeidsoppgaver kan gjennomføres mest mulig effektivt. God organisering gjør det mulig å spare tid og dermed kostnader knyttet til arbeidskraft.

En faktor som er avgjørende for utforming av produksjonsanlegget er lengden på brusegmentene som skal lanseres i en syklus. Segmentets størrelse påvirkes blant annet av tilgjengelig tid (Rosignoli, 2002, s. 128). Ved større segmenter går lanseringen raskere da en ikke må vente på at betongen herder. Videre påvirkes segmentenes størrelse av lengden på bruspenne. Dersom brua er kort kan hele segmenter produseres og lanseres i en omgang, slik at antall sykluser reduseres. Dette gjør det samtidig mulig å gjenbruke den samme formen til støping av flere etapper. Dersom brua er lang, må bruspenne deles i flere segmenter. Lengde på disse kan for eksempel være halvparten eller en tredjedel av bruspenne. Det er også mulig å støpe flere små segmenter på midlertidige støtter, og avslutningsvis lansere hele bruspenne i en omgang (Rosignoli, 2002, s. 128). Størrelsen på segmentene påvirker dimensjonene på produksjonsanlegget, herunder lengden på lanseringsbjelken.

Organisering av arbeidet har også betydning for størrelse. For at lanseringen skal være mest mulig effektiv bør aktiviteter som kan adskilles gjennomføres på ulike områder. Derfor er produksjonen gjerne organisert som parallelle prosesser. Det kan eksempelvis etableres monteringsområder hvor armeringen lages, før den deretter flyttes til formen som en helhet. Dette gjør det mulig å gjøre parallelle prosesser, og unngår konflikt mellom ulike operasjoner (Rosignoli, 2002, s. 129-130). Valgt plassering for de ulike områdene vil påvirke utformingen av produksjonsanlegget.

Støpecellen kan plasseres på lanseringsbjelke som er støttet opp av pilarer eller fundamentert. Området må også ha arbeidsplattform for tilgang til støpecelle og armeringsform. Det kan benyttes dekkforskaling som støtter opp flensen i brutverrsnittet (Rosignoli, 2002, s. 133-141). I forbindelse med montering av armeringen er det også behov for veggforskaling for oppstøtting. Forskalingen kan lages av stål eller tre, og utformes på ulike måter. Forskalingen kan kjøpes og gjenbrukes, eller leies inn til det aktuelle prosjektet, i henhold til informasjon fra NCC. Forskalingen kan støttes opp av stålbjelker som er plassert vinkelrett på hverandre, en type bjelker i bruas lengderetning og den andre i tversgående retning (Karlsson & Lööv, 2005, s. 107-108).

Større bruer krever ofte større og lengre produksjonsanlegg, både for støpecelle, monteringsområder og oppbevaringsarealer. Ofte vil produksjonsanlegget for kortere brukonstruksjoner være billigere og mindre kostbare (Rosignoli, 2002, s. 128-130)

2.4.2 Hydraulisk utstyr

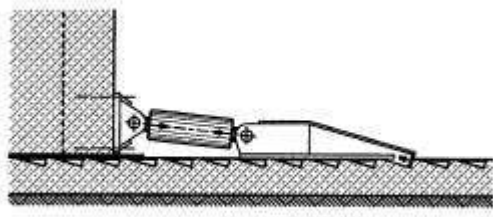
For å lansere brudekket ved fremskyvningsmetoden benyttes hydraulisk utstyr. Det er to hovedretninger for valg av lanseringsmetode; trekking eller skyving av konstruksjonen.

Lanseringen kan gjennomføres ved at bruoverbygningen trekkes fremover ved hjelp av spennkabler eller vinsjer, avhengig av brukonstruksjonens egenvekt. Dette er den mest brukte lanseringsmetoden i dag (IABSE, 2018, s. 252-256). Fordelen med systemet er at det ikke er friksjonsbasert, noe som gjør det mulig å flytte større brukonstruksjoner (Boldi Kisch & Per Langefors, 2005, s. 18).

Lanseringen kan også gjennomføres ved at brukonstruksjonen skyves fremover. Metoden er friksjonsbasert og kapasiteten til jekkene velges på bakgrunn av hvor stor vekt som skal skyves og størrelsen på friksjonsmotstanden. Metoden kan gjennomføres på to måter:

(1) Løfte-skyve system: Systemet består av løftejekk som hever konstruksjonen vertikalt og skyvejekker som flytter brukonstruksjonen horisontalt. Brua løftes opp, jekkene skyves fremover, deretter senkes brua ved bremsesadelen, og jekkene trekker seg tilbake. Det er mest vanlig å plassere jekkene ved landkaret, og metoden er mye benyttet (IABSE, 2018, s. 252-254).

(2) Skyve-system: systemet består av en skyvejekk som installeres bak det lanserte segmentet og skyver bruoverbygningen fremover. Siden jekken skyver direkte på betongens baksida må forskalingen åpnes ofte for å gi plass til den hydrauliske jekken. I følge artikkelforfatter er dette en ulempe (IABSE, 2018, s. 252-255) Metoden er minst benyttet (IABSE, 2018, s. 255; Karlsson & Lööv, 2005, s. 6) Skyve-systemer kan utformes på ulike måter. Ett alternativ er å benytte klammere for å feste stampelet på baksiden av bruoverbygningen. Konseptet er vist på Figur 19. Stampelet skyver bruoverbygningen fra baksiden. Med denne metoden går lanseringen raskt og dermed sparer man utgifter til arbeidskraft (Rosignoli, 2002, s. 39-43).



Figur 19: Hydraulisk skyvesystem, montert med klammere på baksiden av brudekket (Rosignoli, 2002, s. 41)

Ved bruk av hydrauliske klammere, som vist i Figur 19, klemmes skyvejekken fast til en stålbjelke som er støpt inn i lanseringsbjelken. Eberspächer er en leverandør av hydrauliske klammere (Eberspächer, 2021).

Valg av lanseringsmetode avgjøres blant annet av bruverbygningens størrelse og dermed egenvekt. For store, tunge brukonstruksjoner benyttes ofte et løfte-skyve system, også kalt «friction launching» (Rosignoli, 2002, s. 22-43), eller trekke-system (IABSE, 2018, s. 256). Skyve-systemer er i hovedsak aktuelt for mindre og lettere brukonstruksjoner. Ved lansering av lettere bruer blir kreftene under lansering små, og det er ikke behov for det dyreste utstyret. Både trekke- og skyvesystemer kan benyttes (Rosignoli, 2002, s. 22). Valg av ulike løsninger vil i praksis også avhenge av entreprenørens kompetanse og erfaring med utstyr på markedet.

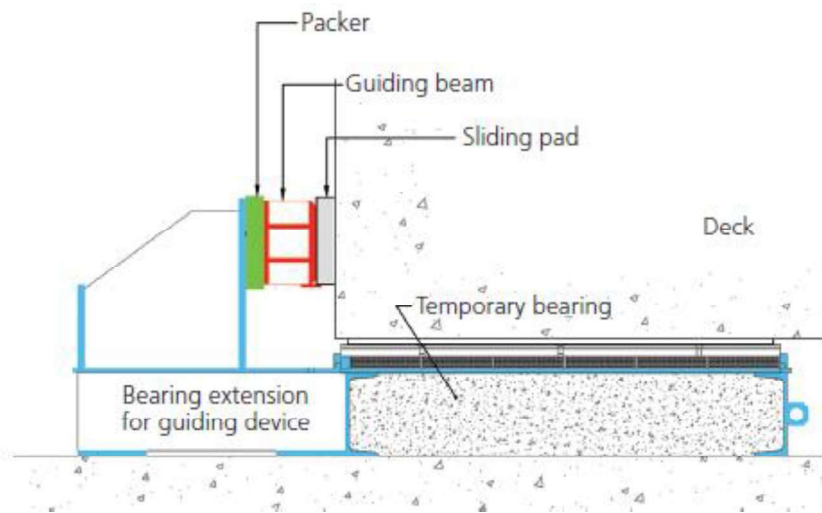


Figur 20: Hydraulisk sylinder plassert i utsparing (Enerpac, 2021)

Ved bruk av et skyvesystem, er det behov for hydrauliske sylindere som løfter og senker brukonstruksjonen vertikalt. I henhold til informasjon fra NCC skal sylindrene plasseres i utsparinger inni lanseringsbjelken, som vist i Figur 20. Disse heves i forkant av lansering. Etter at betongen er støpt og har oppnådd en fasthet på 40 mPA senkes jekkene. Det kan benyttes jekker som er oljebaserte eller mekaniske. Enerpac er en leverandør av hydraulisk utstyr, herunder hydrauliske jekker som er mekaniske (Enerpac, 2021). Metode for beregning av klammersystem og hydrauliske sylindere er forklart i metodekapittelet avsnitt 3.3.4.1.

2.4.3 Lanseringslager og lanseringspads

Midlertidige støtter er nødvendig for å kunne flytte brudekket over landkaret, permanente pilarer og eventuelle midlertidige støttepilarer. For betongkonstruksjoner plasseres midlertidige glidelagre på toppen av permanente støttepunkter, slik at brua kan gli over disse. Den midlertidige støtten består av betongklosser med stålplater på toppen. Mellom betongen og stålplaten ligger lanseringspads, som for eksempel kan være laget av neopren. Glidepads, monteres mellom brudekket og de midlertidige opplagrene under lansering. Disse kan også lages av neoprene med et PTFE lag på den ene siden (IABSE, 2018, s. 257-264). Ståloverflaten poleres med glider under lansering slik at den blir glatt og friksjonen reduseres. I henhold til informasjon fra NCC kan bruk av riktig type smøring redusere friksjonen fra 5% til 3%. Når brukonstruksjonen er ferdig byttes de midlertidige støttene ut med permanente støtter. Det er i den forbindelse behov for egne jekker for å heve brukonstruksjonen.



Figur 21: Glidepads og midlertidig glidelager (IABSE, 2018, s. 265)

2.5 Fremdrift i bygg- og anleggsprosjekter hos NCC

2.5.1 Kritisk faktor for Venjar-Eidsvoll

I et møte med NCC, blir det påpekt at en for fremdriften av et prosjekt ønsker å definere “kritisk faktor”. For prosjektet på Venjar-Eidsvoll var det tiden som var kritisk faktor, og som en kan se under punkt 4.5, er en avhengig av en bestemt syklusplan for at fremdriften av prosjektet skal kunne gå som planlagt. Praktisk bruk av teorien bak syklusplan er videre forklart i delkapittel 5.6.2.

2.5.2 Konstruksjonssyklus

En konstruksjonssyklus er tiden mellom lansering av to segmenter, og varierer som regel mellom 7 og 10 kalenderdager. Sekvensen avhenger blant annet av lanseringsprosedyre, premontering, herdetiden til betong, samt oppspenning av armering (Rosignoli, 2002, s. 131). Siden prosessen er repetitiv, vil arbeiderne bli mer og mer rutinerne for hver syklus. Arbeidet går raskere og kvaliteten blir bedre for hver syklus (Karlsson & Lööv, 2005, s. 23).

Som det kommer frem av fremdriftsplanen i kapittel 5.6 vil en syklustid på en uke etterstrebes. For at dette skal være en reell løsning er det behov for å prefabrikere armeringen ved siden av produksjonsanlegget, parallelt med resten av produksjonen.

2.5.3 Fremdriftsplan

NCC benytter seg alltid av metodene Last Planner og taktplanlegging, blant annet for å lage fremdriftsplan og syklusplan, så også for prosjektet ved Venjar Eidsvoll. Fremdriftsplan og syklusplan for ILM i dette prosjektet, bygger på fremdriftsplanen til MSS og dermed på de samme metodene.

Metoden Last Planner er delt opp i et system om fem hovedpunkter, hvor blant annet faseplan med viktige milepæler er en viktig del. Planleggingen for faseplanen starter bakfra, såkalt pull planlegging, og skal for eksempel sikre samordning mellom aktiviteter i avanserte prosjekter, sånn at fremdriften ikke stopper opp, men oppgaver smidig kan følge hverandre. Start og mål defineres også i Last Planner. (Kalsaas, 2017, s. 44-49). I Last Planner er også tverrfaglig arbeidsplan og PPU (Prosent Planlagt Utført) en del. En arbeidsplan kan for eksempel løpe over en ukes tid og inneholde fagområde, type aktivitet, hvor mye arbeid som skal utføres, definerte mål i hver sone, i tillegg til hvor stor andel av arbeid som er blitt utført (Kalsaas, 2017, s. 53). Last Planner utføres alltid i NCC, og NCC forteller at hensikten med pull-planning er at de som skal utføre arbeidsoppgavene er involvert i planleggingen, enten det er rådgivere i prosjektering eller yrkesarbeidere ute i produksjonen. På denne måten vil en lettere kunne avdekke svakheter eller feil i planen. Erfaring viser at alle involverte parter i prosjektet får et større eierskap til fremdriftsplanen slik at de føler seg mere forpliktet til å følge den. En annen fordel er at en lettere ser hvor en har slakk, eller kan oppdage mulige aktivitetskonflikter.

I taktplanlegging er hvert fagområde en enhet, og skal forflytte seg i et jevnt tempo mellom definerte områder, soner, i et byggeprosjekt. Tempo, eller takttiden, er ikke uvanlig satt til mellom 1-5 dager (Røtvold, 2017, s. 25-26). Taktplanen kan lages utfra 6 delpunkter, som innebærer: definisjon og spesifisering av oppgaver, definisjon av soner, systematisering av fagområder og rekkefølge for hvilke arbeider som skal utføres når, fastsetting av takttid, sikring av gjennomførbarhet, og sist, inndeling av takter i tidsintervaller. Fordelene med taktplanlegging er at arbeidsoppgaver struktureres for å definere en rytmesetter, og derved som tidligere nevnt, sikre en jevnhet i arbeidsutførelsen. Fordeler er også for eksempel knyttet til oversiktlig samordning av fagområder og oppgaver, og det å få direkte tilbakemelding på hvordan fremdriften er i forhold til definerte mål (Røtvold, 2017, s. 31-33).

Hensikten med metodene Last Planner og taktplanlegging, er summert sett blant annet det å definere start og slutt, systematisere faser og fange opp viktige milepæler, og ikke minst skape en god oversikt, for å kunne kontrollere en jevn og forutsigbar fremdrift i byggeprosjekter.

2.6 Kostnader

2.6.1 Grunnlag for prising av anleggsprosjekter: Prosesskode 2 og NS3420

Prosesskode 2 eller håndbok R762 - *Standard beskrivelse for bruer og kaier* gir regler for utførelse, kontroll og oppmåling for ensartede arbeidsoppgaver (R762, 2018, s. 7), og brukes av NCC for lettere å kunne prise arbeid, og lage beskrivelser for dem. NCC har opplyst om at de i tillegg benytter NS 3420 - *beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner*, til beskrivelse og kostnadsstyring av prosjekter.

2.6.2 Prisestimeringsmetoder

Det er vanlig å bruke elementmetoden ved kostnadsanalyser. Hovedkomponentene i prosjekt blir da delt inn i delelementer utfra anbudsgrunnlaget og prises som enhetspriser, utfra erfaring eller håndbøker. For at enhetspris og selvkost skal være korrekt, skal innholdet til hvert delelement i kalkylen fremkomme tydelig, og i hvilken parameter enhetsprisen er oppgitt og hva som er tilleggsprisen utenom standard løsning (Setså, 2015, s. 28-29). Etter møte med NCC blir det oppgitt at de bruker slik kalkyldata eller resurskalkyler. De forklarer at resurskalkyler fordeler seg på så kalte linjer eller elementer og kan oppgå til 5000-10000 stk. Typiske elementer vil for eksempel kunne være forskaling til fundamenter, brukar, vegger, jernbinding og støp, og hjelpemateriell. Oppå dette kommer timeforbruk/kostnader for mannskap. Listen genererer seg opp mot timeforbruk/delforbruk og er definert per enhet, kvadratmeter (for eksempel materialer) eller per kubikkmeter (for eksempel betong). Dette summeres til slutt opp til en kontrakttil enhet, hvor selvkost for NCC er selvkost for prosjektet. Det vil si kostnader til anbud, salg og fortjeneste er en del av påslaget som de legger på etter selvkost.

Kalkylen for MSS som blir sammenlignet med kalkylen til ILM i dette bachelorprosjektet, er i en forenklet versjon som er blitt spesifikt tatt frem til oppgaven, men den bygger på elementmetoden som er beskrevet over.

Kalkylen i dette prosjektet vil også bygge på ekspertestimering, som slik som arealprismetoden en metode hvor priser anslås (se kapittel 1.2.6). Ekspertestimering har grunnlag for å resultere i estimater som er både rimelige og eksakte (Setså, 2015, s. 29).

2.6.3 Direkte riggekostnader

Direkte kostnader diskuteres i et møte med NCC. Det blir forklart at med riggekostnader menes i dette prosjektet direkte riggekostnader, herunder blant annet maskiner og transport og montasje av disse, produksjonsutstyr, lanseringsutstyr og kostnader for mannskap tilknyttet den direkte produksjonen av bruoverbyggingen.

Videre blir det fortalt at rigg- og driftskostnader kan være på opptil 40% av den totale entreprisekostnaden i et anleggsprosjekt, og er en stor kostnad som løper hver måned. Det er derfor viktig å poengtere at tiden et prosjekt tar vil ha stor innvirkning på kostnaden knyttet til rigg. Det betyr at dersom en kutter ned produksjonstiden, vil en ofte kunne spare på denne utgiftsposten. Det er, basert på erfaring fra NCC, mulig at ILM kan bidra til lavere kostnader, blant annet med hensyn på tid. Rigg bygger seg opp til en komplisert kalkyle av ulike kostnader, hvor direkte (rigg)kostnader knyttet opp mot selve brua er en av disse.

2.6.4 Materialkostnader

Ut fra erfaring til NCC er materialkostnader veldig avhengig av prosjektstørrelse, og entreprenøren får ofte rabatt på større bestillinger. For eksempel er armeringsstål priset pr kg, og prisen fra leverandør kommer inklusive bøyning. Hvis innkjøperen i et prosjekt bestiller armering til hele prosjektet, for eksempel 5000 tonn armering, får entreprenøren samme pris for hele prosjektet. Ofte prises også stålprofiler i kr/kg og er inkludert montering, og ikke som en spesifikk profil selv om profilen i virkeligheten kan være en HEB200.

2.7 Dimensjoneringsgrunnlag

I dette avsnittet beskrives standarder som ligger til grunn for dimensjoneringen i oppgaven. Dette inkluderer NS-EN 1990 (Eurokode 0), NS-EN 12812, NS-EN 1993 (Eurokode 3).

2.7.1 NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1990 fastsetter prinsipper og krav for konstruksjoners sikkerhet, brukbarhet og bestandighet. Standarden er grunnlaget for prosjektering og verifikasjon av konstruksjoner.

Ingen laster må være større enn konstruksjonens kapasitet. Spesifiserte krav utfra europeisk standard må oppfylles slik at bruddgrensetilstanden er tydeliggjort og gir pålitelige konstruksjoner (Larsen Kr., 2008, s. 25-26), det vil si, en må vurdere tap av likevekt som leder til mistet bæreevne og brudd, i bruddtilstanden. Karakteristiske kapasitetsverdier for materialer, og karakteristiske (faktiske påførte) laster må ikke overskrides i løpet av kort eller lang tid. Derfor brukes partialfaktormetoden og partialfaktorer, som tar høyde for ivarettatt sikkerhet (Larsen Kr., 2008, s. 25-26).

På generell basis behandles egenlaster som permanente laster i EC0. Lastene skal verifiseres og behandles utfra ulike dimensjonerende situasjoner, se avsnitt (2.7.1.1). Den lastkombinasjonen som gir mest kritisk utfall, blir dimensjonerende.

Likning 6.10.a og 6.10.b brukes for å kombinere forskjellige lastvirkninger i bruddgrensetilstanden, for eksempel egenlaster (G) og variable laster (Q). Disse skal etter påvisning fremstilles som gunstige eller ugunstige utfra A1.3.1 (NS-EN 1990, 2016). Variable laster kan for eksempel være vindlaster.

2.7.1.1 Dimensjonerende grensetilstander

Standardens avsnitt 3 omhandler dimensjonerende grensetilstander. Det skal skilles mellom brudd- og bruksgrensetilstander (avsnitt 3.1(1)). Grensetilstander skal relateres til den dimensjonerende situasjonen (avsnitt 3.1.(3)), som klassifiseres enten som vedvarende, forbigående eller ulykkestilstand (avsnitt 3.1(4)).

I henhold til 3.2 (2) skal midlertidige forhold, for eksempel utførelse eller reparasjon av en konstruksjon, klassifiseres som en forbigående dimensjonerende situasjon. Dette gjelder for oppføring av brukonstruksjoner.

2.7.1.2 Lastkombinasjoner for jernbanebru

NS-EN 1990 Tillegg A2 - anvendelse for bruer, gjelder for prosjektering av veg-, gang- og jernbanebruer. Det gjelder også for påvirkninger under utførelse.

Del A2.2 omhandler lastkombinasjoner, og i avsnitt A2.2.6 tabell A.2.3 angis anbefalt verdier av Ψ -faktor for jernbanebruer. For laster under utførelse, Q_C , settes $\Psi = 1,0$.

Del A2.3 omhandler bruddgrensetilstand og i avsnitt A2.3.1 gis dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående situasjoner. I henhold til A2.3.1(1) bør dimensjonerende verdier for forbigående dimensjonerende laster i bruddgrensetilstand være i samsvar med tabell A2.4(A) til (C), hvor tabell B gjelder dimensjonerende laster (STR) som er aktuelt i vårt tilfelle. Ved bruk av anbefalte verdier blir ligning 6.10.a og 6.10.b:

$$6.10a) \text{ for permanent last } P_{Ed} = \gamma_G G = 1,35G$$

$$6.10b) \text{ for permanent last } \xi \gamma_G G = 0,89 \cdot 1,35 \cdot G = 1,2G$$

Ligning 6.10a er mest ugunstig og skal benyttes for brukonstruksjoner.

2.7.2 NS-EN 12812: Midlertidige bærende konstruksjoner – ytelseskrav og generelle prosjekteringsregler

Design av midlertidige konstruksjoner og stillaser, skal oppfylle ytelseskrav og krav til generell design, i henhold til NS-EN 12812. Dette gjelder for lanseringsnesen og produksjonsanlegget. For bruddgrenseberegninger (9.2.2.1) skal det kontrolleres at dimensjonerende last er mindre eller lik dimensjonerende kapasitet for konstruksjonen. Det benyttes partialfaktor 1,35 for permanente laster.

2.7.3 NS-EN 1993 1-1: Prosjektering av stålkonstruksjoner

NS-EN 1993, eller EC3, er den norske oversettelsen av europeisk lovverk knyttet til dimensjonering av stålkonstruksjoner generelt, som også kan også appliseres på stålkonstruksjoner som ikke omfattes av standarden. Det stilles krav til at både planlegging og utførelse, samt valg av sikkerhetsfaktorer for at konstruksjonen skal ha et tilstrekkelig pålitelighetsnivå.

Design av stålnesen og stålbjelker til produksjonsanlegget, utføres i bruddtilstanden.

Kapasitetskrav kontrolleres mot EC3 1-1. Krav til for eksempel største tillatte spenninger og tøyninger skal for stålkonstruksjoner etterfølges i enighet med denne (NS-EN 1990, 2016).

Materialfaktor for stål er også fastsatt i Eurokode 3.

2.7.3.1 Tverrsnittklasser

Ståltverrsnitt klassifiseres i henhold til punkt 5.5.2 i EC3, og har til hensikt å fastsette i hvilken grad tverrsnittets moment- og rotasjonskapasitet er begrenset av lokal knekking. Det er videre definert fire tverrsnittklasser. Klassifisering avhenger av forholdet mellom størrelsen på steg respektive flens, for det aktuelle tverrsnittet. Klasse 1-2 oppviser duktile egenskaper og dimensjonerende plastisk kapasitet, mens for klasse 3-4 vil lokal knekking oppstå før plastifisering. Klasse 3 tverrsnitt vil dog kunne oppnå punktvis flyt.

2.7.3.2 Kapittel 6: Bruddgrenseberegninger

Stålkonstruksjoner kan dimensjoneres elastisk eller plastisk på bakgrunn av tverrsnittklasse, og skal verifiseres i henhold til NS-EN 1993, kapittel 6. For tverrsnitt som kun er utsatt for bøyning skal følgende dimensjonerende kapasitet kontrolleres:

- EC3 1-1, 6.2.5 Tverrsnittets dimensjonerende kapasitet for bøyning, $M_{c,Rd}$, kontrolleres mot dimensjonerende bøyemoment som er påført tverrsnittet, M_{Ed}
- EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet, $V_{c,Rd}$, kontrolleres mot dimensjonerende skjærkraft, V_{Ed}
- EC3 1-1, 6.2.8 Bøyning og skjær. Skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet i tverrsnittet skal vurderes i tilfeller hvor konstruksjonen utsettes for kombinert virkning av bøyning og skjærkraft.
- EC3 1-1, 6.3.2.1 – 6.3.2.4 Vippekapasitet påvises ved en av de tre fremgangsmåtene i standarden, generell metode (6.3.2.2), detaljert metode (6.3.2.3) eller forenklet påvisning (6.3.2.4). I oppgaven benyttes forenklet påvisning av vipping i henhold til 6.3.2.4. Metoden er konservativ, men kan benyttes for alle tverrsnitt. Vipping oppstår på grunn av bøyemoment, og er en type stabilitetstap. Elementet bøyer seg om sin egen lengdeakse, samtidig som bjelken vrir seg. Bjelken kan også vri seg, uten å deformeres. Vipping kan oppstå så vel hos bjelker som er opplagret, som hos utkragede bjelker (Paul, 2014).

2.7.3.3 Grad av kapasitetsutnyttelse

Et tverrsnitt kan dimensjoneres utfra plastisk eller elastisk metode, hvor plastisk kapasitet betyr største mulige kapasitet. Konsekvent dimensjonering ved elastisk metode er sikkert, men ikke nødvendigvis økonomisk (Eie, 2010). Kapasitetsutnyttelse eller effektivitet avhenger både av stålqualität og type tverrsnitt, og målet er et tverrsnitt med god ytelse som samtidig er slank (Buckney et al., 2014). Grad av effektivitet for et tverrsnitt i stål, utgår fra forholdet mellom dimensjonerende lastvirkning og kapasitet, og er viktig for å sikre kostnadseffektive konstruksjoner. Et tverrsnitt på minimum 80-90% har god utnyttelse.

3 Metode

I dette kapitlet presenteres metodene som er benyttet i prosjektet. Metodene som er valgt er de som er best egnet til å belyse problemstillingene. I avsnittene 3.1 og 3.2 presenteres generell informasjon om metodene. Videre i avsnitt 3.3 gis en mer inngående forklaring av metodene som er lagt til grunn ved dimensjonering av lanseringsnese, produksjonsanlegg, samt i kostnadsanalysen.

3.1 Litteraturgransking

Det er benyttet litteraturstudie for å innhente generell informasjon om temaet. Hensikten er å oppnå bakgrunnsinformasjon om ulike brukonstruksjoner generelt, hvilke produksjonsmetoder som benyttes for å bygge bruer i dag samt hvordan en jernbanebru skiller seg fra permanente brukonstruksjoner. Materialet omhandler bøker, artikler, avhandlinger, internettsider, regelverk, håndbøker og erfaringsinformasjon. Deler av studiet presenteres i innledningskapitlets avsnitt 1.2.

3.2 Blandet metode

Oppgaven baserer seg på blandet metode, hvor både kvalitative og kvantitative elementer trekkes inn. Innenfor kvantitativ metode benytter vi oss blant annet av beregninger, målinger og kostnadsestimater. Prosjektet baserer seg også på kvalitativ data, i hovedsak innhentet erfaringsdata fra NCC.

3.2.1 Kvalitativ data

I samtaler med teknisk sjef Pielach Przemyslaw har vi fått informasjon om brubygging med MSS og ILM som metode, på en erfaringsbasert basis. Samtaler med Terje Andersen, som er leder for digitalisering & VDC har gitt oss informasjon om økonomiske aspekter ved brubygging. Vi har også fått tilgang til data som kalkyle og andre data benyttet i prosjektet.

3.2.2 Autodesk Robot Structural Analysis

Brudekket og tverrsnitt til hovedbjelkene til lanseringsnesen, ble modellert i Robot Structural Analysis. Bruk av Robot som designmetode for lanseringsnesen, er forklart i kapittel 3.3.3.

Robot er videre benyttet til å dimensjonere langsgående og tversgående stålbjelker i produksjonsanlegget. Dette er nærmere beskrevet i avsnittene 5.4.4 og 5.4.5.

3.2.3 Beregninger i Excel

Excel ble benyttet i forbindelse med bruk av beregning av hvilken lengde, egenvekt og stivhet som er optimal for lanseringsnesen (avsnitt 3.3.1). Beregninger utført i forbindelse med dimensjonering av produksjonsanlegget er også utført i excel (3.3.4).

Excel ble også brukt som et verktøy i arbeidet med kalkylen. Både for beregning, og for visuell fremstilling av fremdriftsplaner.

3.2.4 AutoCAD

AutoCAD er benyttet for å illustrere modeller av lanseringsnesen (avsnitt 3.3.2), samt for å vise nesens utforming (avsnitt 5.2). Videre er produksjonsanlegget og forskalingsystemet plassering tegnet ved hjelp av AutoCAD (avsnitt 5.4).

3.2.5 Håndberegninger

Deler av oppgaven baserer seg på håndberegninger.

- Utregning av største opptredende moment og skjærkrefter

- Kontroll av dimensjonerende moment av skjærkrefter (for å komplettere/verifisere likningsystem/modell satt opp i excel).
- Utregning av contraflexure points, nullpunkter i momentdiagram, for de dimensjonerende fasene under lanseringen
- Verifikasjoner av dimensjonerende kapasitetskrav etter EC3

Håndberegninger knyttet til dimensjonerende kapasitet for hovedbjelkene til lanseringsnesen gjenfinnes i vedlegg (8.16).

3.3 Bruk av teori

3.3.1 Optimaliseringsmetode av lanseringsnese

Ved analyse av nese-brudekke interaksjonen er det vanlig å studere de tre dimensjonsløse parameterne:

- Forholdet mellom nesens lengde og lengden på bruspennene $\frac{Ln}{L}$
- Enhetsvekten av lanseringsnesen sammenliknet med enhetsvekten av brudekket, $\frac{qn}{q}$
- Bøyestivheten til nesen sett i forhold til betongoverdekningens stivhet $\frac{E_n I_n}{EI}$

Vi har valgt å benytte en modell beskrevet i Marco Rosignoli sin bok Bridge Launching utgitt i år 2002 (Rosignoli, 2002, s. 65-82). Med modellen kan nese-brudekke systemet optimaliseres på en rask og effektiv måte, uten mye prøving og feiling.

I den teoretiske modellen gjøres følgende forutsetninger:

- Nesen og betongoverdekning har konstant stivhet og vekt. I virkeligheten varierer begge. Det er vanlig praksis å redusere høyden på nesen gradvis for å spare materiale og kostnader i prosjektet. Dette innebærer at stivheten og egenvekten i realiteten varierer. Derfor benyttes et vektet gjennomsnitt og forholdet mellom nesens og betongoverdekningens egenvekt og stivheter er begge konstanter.
- Den konsentrerte belastningen på enden av brukonstruksjonen, temperaturgradienten og feilplassering av lanseringsopplagere neglisjeres for at modellen ikke skal bli for komplisert. I virkeligheten har disse en signifikant innvirkning på spenninger i lanseringsfasen, og for praktiske formål bør det tas høyde for disse aspektene.

- Antallet spenn bak støtte C, se Figur 22, er så stort at konstruksjonen kan forenkles til å bli ansett som en kontinuerlig bjelke bestående av et uendelig antall spenn med konstant lengde. I modellen medberegnes fire bruspenn av lik lengde og konstant krumning.
- Spennarmeringen i lanseringsfasen er sentrisk plassert i betongdekket. Dermed kan momentet som oppstår under lansering beregnes uavhengig av spennarmeringskraften.

Nesen i en forspent betongbru bør tilsvare to tredjedeler av et typisk bruspenn:

$$L_n \approx 0.65 * L$$

For Nessa bru er det totalt 6 bruspenn med varierende lengde mellom 21 og 28 meter. Vi har tatt utgangspunkt i det lengste spennet og forutsetter at dette er konstant i modellen. Da utgjør nesens lengde, $L_n = 0,65 \cdot 28m = 18,2m$

Egenvekten på brudekket er $q = 155,55 \frac{kN}{m}$

Ved antagelse av egenvekten på stålnesen kan man, for å finne en startverdi, benytte formelen

$q_n = kL_n^2$ hvor $0,018 \leq k \leq 0,030$ for jernbanebruer.

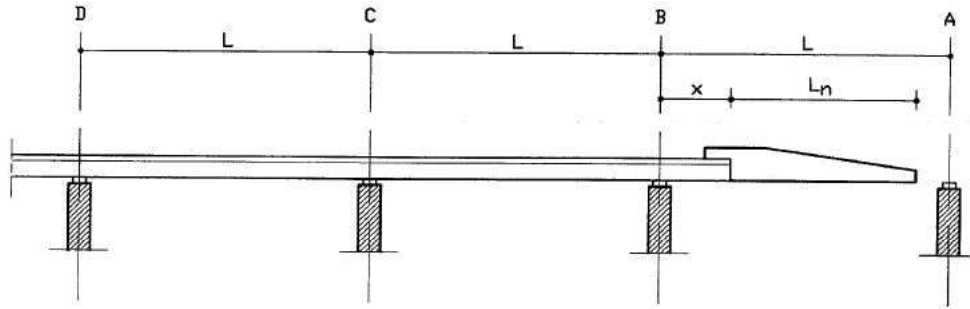
For lanseringsnesen tilsvarende dette en egenvekt $5,96 \frac{kN}{m} \leq q_n \leq \frac{9,94kN}{m}$.

Ved tunge konstruksjoner kan det imidlertid være nødvendig med en høyere verdi for k .

Lanseringsfase 1

Stadium 1 starter når nesen står ved opplager B hvor $x = 0$, og fortsetter med $x = L - L_n$ inntil nesetippen treffer opplager A, se Figur 22.

$\alpha = \frac{x}{L}$ varierer mellom $0 \leq \alpha \leq 1 - \frac{L_n}{L}$



Figur 22: Lansering fase 1 (Rosignoli, 2002, s. 67)

For $x = 0$ gjelder følgende formel:

$$\frac{M_B^*(x=0)}{qL^2} = -\left(\frac{1}{2} \frac{q_n}{q} \left(\frac{L_n}{L}\right)^2\right)$$

For øvrige posisjoner i fase 1 kan formlene under benyttes til å beregne bøyemomentet i B, $M_B^*(fase1)$ bøyemomentet i C, M_C , samt reaksjonskraften i B, R_B .

$$\frac{M_B^*(fase1)}{qL^2} = -\left(\frac{\alpha^2}{2} - \frac{q_n L_n}{q L} \left(\alpha + \frac{1}{2} \frac{L_n}{L}\right)\right)$$

$$\frac{M_C}{qL^2} = \left(-\frac{k_5+k_4}{k_3+k_1} \frac{1}{qL^2} - \frac{k_2}{k_3+k_1} \frac{M_B^*(fase1)}{qL^2}\right)$$

$$\frac{R_B}{qL} = \left(\frac{M_C}{qL^2}\right) + \frac{(1+\alpha)^2}{2} + \frac{q_n L_n}{q L} \left(1 + \alpha + \frac{1}{2} \frac{L_n}{L}\right)$$

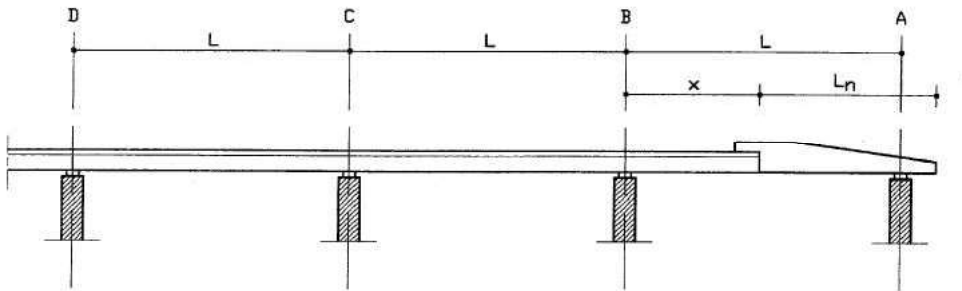
$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{L}{3EI} & k_2 &= \frac{L}{6EI} & k_3 &= \frac{L}{2\sqrt{3}EI} & k_4 &= \frac{qL^3}{24EI} & k_5 &= \frac{qL^3}{24\sqrt{3}EI} \\ k_6 &= \frac{L}{3EI} \left[1 + \left(\frac{EI}{E_n I_n} - 1\right)(1 - \alpha)^3\right] & k_7 &= \frac{L}{EI} \left[\alpha^2 \left(\frac{1}{n} - \frac{\alpha}{3}\right) + \frac{EI}{E_n I_n} \left(\frac{1}{6} - \frac{\alpha^2}{2} + \frac{\alpha^3}{3}\right)\right] \\ k_8 &= \frac{qL^3}{2EI} \left\{ \left[\alpha(2 - \alpha) + \frac{q_n}{q} (1 - \alpha)^2 \right] \left(\frac{\alpha^2}{2} - \frac{\alpha^3}{3}\right) - \left(\frac{\alpha^3}{3} - \frac{\alpha^4}{4}\right) \right\} + \\ &+ \frac{qL^3}{24EI} \frac{EI}{E_n I_n} \left[4\alpha^2(1 - \alpha)^3 + \frac{q_n}{q} (4\alpha^5 - 15\alpha^4 + 20\alpha^3 - 10\alpha^2 + 1) \right] \end{aligned}$$

Figur 23: Elastiske koeffisienter for nese-brudekke analyse (Rosignoli, 2002, s. 67)

Lanseringsfase 2

Fase 2 starter når nesetippen treffer opplager A og avsluttes når nesens bakdel står rett over opplager A, det vil si når $x = L$. Fasen er definert ved:

$$1 - \frac{L_n}{L} < \alpha \leq 1$$



Figur 24: Lanseringsfase 2 (Rosignoli, 2002, s. 68)

Momentet i B for fase 2 beregnes ved hjelp av

$$\frac{M_B^*(\text{fase 2})}{qL^2} = \left(\frac{M_B^*(\text{fase 1})}{qL^2} + \frac{R_A}{qL} \right)$$

Formel for $\frac{M_B^*(\text{fase 1})}{qL^2}$ er angitt under fase 1.

$$\frac{R_A}{qL} = \left(\frac{\left(\frac{k_5+k_4}{k_3+k_1} k_2 - k_4 - k_8 \right) \frac{1}{qL^2} + \frac{k_7 q_n}{2q} \left(\frac{L_n}{L} + \alpha - 1 \right)^2}{k_1 + k_6 - \frac{k_2^2}{k_3+k_1}} + \frac{\alpha^2}{2} + \frac{q_n L_n}{q L} \left(\alpha + \frac{1}{2} \frac{L_n}{L} \right) \right)$$

$\frac{R_A}{qL}$ opptrer kun for $1 - \left(\frac{L_n}{L} \right) \leq \alpha \leq 1$

Det maksimale bøyemomentet mellom opplager A og B, samt mellom B og C, kan beregnes ved hjelp av følgende likninger

$$\frac{M_{A-B, \text{maks}}}{qL^2} = \frac{R_A}{qL} \left(1 - \alpha - \frac{q_n L_n}{qL} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{R_A}{qL} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{q_n}{q} \left(\frac{L_n}{L} \right)^2 \left(\frac{q_n}{q} - 1 \right)$$

$$\frac{M_{B-C, \text{maks}}}{qL^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{M_C}{qL^2} - \frac{M_B}{qL^2} + \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{M_B^*}{qL^2}$$

For M_C og R_B benyttes samme formel som i fase 1.

Hensikten med modellen er å finne det optimale forholdet mellom nesens og brudekkets lengde, vekt og stivhet. Dette gjøres ved å studere hvordan disse parameterne påvirker momentforløpet over opplager B. I den første fasen vil momentet over B, $M_{B(fase1)}^*$, øke fra nesen står i startposisjon og frem til nesen når opplager A. Under lansering får den utkragede konstruksjonen en nedbøyning, som balanseres av en positivt rettet reaksjonskraft i opplager B. Rett før nesen treffer opplager A heises den vertikalt oppover slik at nesen og betongdekket ligger helt på linje. På denne måten gjøres nesen klar for å skyves videre over laseringsopplager A. Samtidig bidrar tilbakebøyningen av nesen til at det oppstår et positivt bøyemoment, som følge av at den elastiske deformasjonen utjevnes. Resultatet er at bøyemomentet over B reduseres akkurat i det øyeblikket nesetippen treffer opplager A (Rosignoli, 2002, s. 67-69).

I første fase er momentforløpet kun avhengig av den relative vekten til nesen, og er uavhengig av stivhetsforholdet mellom nese og brudekke. Andre fase virker motsatt ved at variasjoner i bøyemomentet er avhengig av stivhetsrelasjonen mellom nese og brudekke. Høyere bøyestivhet vil gi lavere bøyemoment, men har ikke ubegrenset innvirkning. På et tidspunkt vil bøyemomentet konvergere og stabilisere seg på en gitt verdi, i modellen benevnt som $M_{B,EOL}$ hvor EOL står for «End Of Launching». Nesens bøyestivhet kan kun forebygge store momenter fra lanseringsnesen har møtt opplager A og inntil bøyemomentet stabiliseres på $M_{B,EOL}$. En optimal nese designes ved at L_n og q_n redefineres frem til det oppnås likevekt mellom kontaktmomentet $M_{B(\alpha=0,34)}^*$ og «End Of Launching» momentet $M_{B,EOL}$. Deretter testes ulike stivhetsforhold. Det beste stivhetsforholdet er det som begrenser det maksimale bøyemomentet i andre fase til å bli likt som $M_{B,EOL}$. Et optimalt nesedesign gir samme maksimum verdi i første og andre fase for bøyemomentet (Rosignoli, 2002, s. 67-69).

Ulike valg for nesens vekt og stivhet og hvordan dette påvirker momentforløpet er analysert ved hjelp av excel (vedlegg 8.1 og vedlegg 8.2) og presentert ved hjelp av tabeller og grafer. Resultatet av dette fremkommer i avsnitt 5.3.1.

3.3.2 Beregning av dimensjonerende laster

Lanseringsnesen er inndelt i tre seksjoner med forskjellig tverrsnitt. Bøyemoment og skjærkrefter i hver neseseksjon endres kontinuerlig under hele utskyvningen. For å finne de maksimale verdiene som belaster hvert tverrsnitt, er moment- og skjærkraft utregnet for hver 0,5 meter av lansering. Modell for utregning av aktuelle verdier er vist videre i dette avsnittet, og selve utregningene er gjennomført i Excel (vedlegg 8.1). Modellen er forklart ved hjelp av tegninger laget i AutoCad.

Verdiene i modellen baserer seg på snittmetode. Verdien for reaksjonskraften i A, R_A , for ulike plasseringer av nesen er hentet fra Rosignoli analysen. På samme måte som i Rosignoli sin modell deles lanseringen inn i to faser, og parameterne L og x benyttes for å definere nesens posisjon under utskyvning. Siden ett brusegment er 28 meter er $0 \text{ m} \leq x \leq 28 \text{ m}$

Beregningene forutsetter at seksjonene 1 og 2 er 6 meter lange, mens seksjon 3 er 6,2 meter lang. Videre forutsettes det at nesen har en total lengde på 18,2 meter, at egenvekten utgjør 10 prosent av brudekket ($q_n = \frac{15,55 \text{ kN}}{\text{m}}$).

$L = 28 \text{ m}$, lengden på bruspenet som lanseres

$l_n = 18,2 \text{ m}$, lengden på lanseringsnese

x er avstanden fra neseryggen (neseseksjon 1) til opplager B

x_1 lengste avstand mellom neseseksjon 1 og opplager A

x_2 lengste avstand mellom neseseksjon 2 og opplager A

x_3 lengste avstand mellom neseseksjon 3 og opplager A

Neseseksjoner:

Seksjon 1 = 6 m

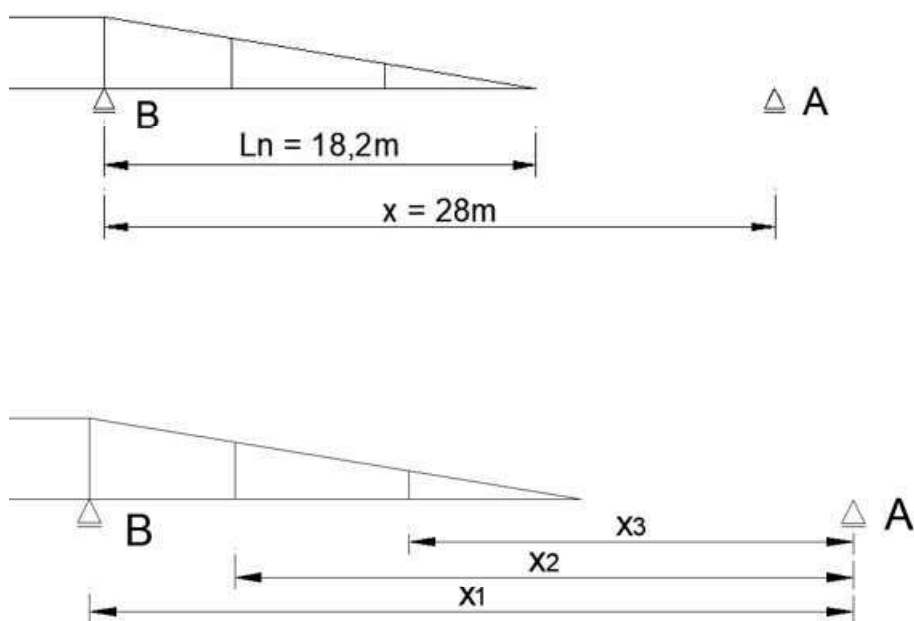
Seksjon 2 = 6 m

Seksjon 3 = 6,2m.

Fase 1

Fase 1 gjelder for følgende verdier av x :

$$0 \leq x < 9,8$$



Figur 25: Modell for beregning av dimensjonerende laster i fase 1, tegnet i AutoCAD

Neseseksjon 1

Avstanden mellom neserygg i seksjon 1 og nesetipp i seksjon 3: $l_1 = l_n = 18,2m$

Bøyemomentet: $M_{B1} = q_n \frac{l_n^2}{2}$

Skjærkraft: $V_1 = q_n l_n$

Neseseksjon 2

Avstand mellom neserygg i seksjon 2 og nesetipp i seksjon 3:

$$l_2 = l_2 + l_3 = 6 + 6,2 = 12,2m$$

$$\text{Bøyemoment: } M_{B2} = q_n \frac{l_2^2}{2}$$

$$\text{Skjærkraft: } V_2 = q_n l_2$$

Neseseksjon 3

Avstand mellom neserygg i seksjon 3 og nesetipp i seksjon 3: $l_3 = 6,2m$

$$\text{Bøyemoment: } M_{B3} = q_n \frac{l_3^2}{2}$$

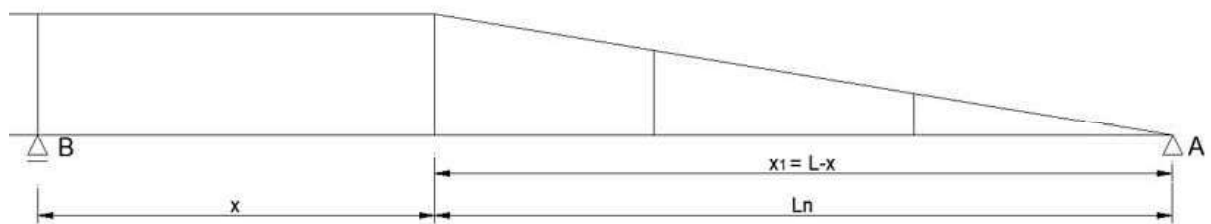
$$\text{Skjærkraft: } V_3 = q_n l_3$$

Fase 2

Fase 2 starter når lanseringsnesen treffer opplager A og gjelder for følgende verdier av x :

$$9,8 \leq x \leq 28$$

Neseseksjon 1



Figur 26: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 1 i fase 2, tegnet i AutoCAD

$$x_1 = L - x = 28m - x$$

$$M_{B1} = - \left(q_n \frac{l_n^2}{2} \right) + R_a x_1$$

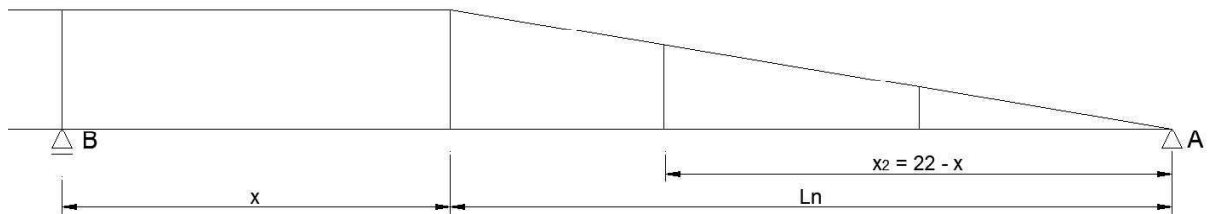
$$V_1 = (q_n l_n) - R_A$$

I fase 2 har neseseksjonene 2 og 3 ulike formler for utregning av bøyemoment og skjærkraft, avhengig av om seksjonene er posisjonert på venstre eller høyre side av opplager A.

Neseseksjon 2

Fra starten av fase to og frem til neseseksjon 2 har sin neserygg over A benyttes følgende formler:

$$9,8 \leq x \leq 22$$



Figur 27: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 2 i fase 2, tegnet i AutoCAD

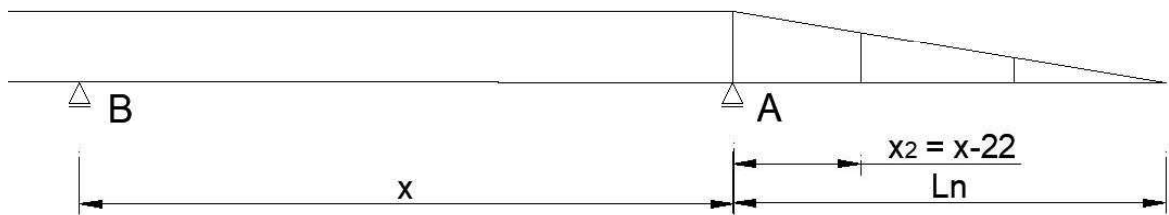
$$x_2 = L - x - 6 = 22m - x$$

$$M_{B2} = -\frac{q_n l_2^2}{2} + R_A x_2$$

$$V_2 = (q_n l_2) - R_A$$

Etter at neseseksjon to har passert opplager A benyttes følgende formler:

$$22 < x \leq 28$$



Figur 28: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 2 i fase 2, tegnet i AutoCAD

$$x_2 = x - 22m$$

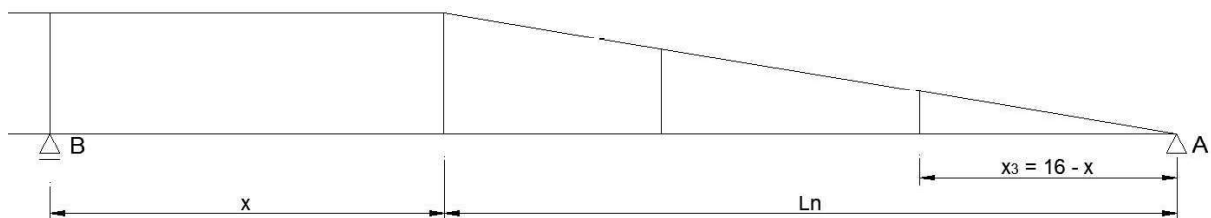
$$M_{B2} = -q_n \frac{l_2^2}{2}$$

$$V_2 = q_n l_2$$

Seksjon 3

For første del av fase 2:

$$16 < x \leq 28$$



Figur 29: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 3 i fase 2, tegnet i AutoCAD

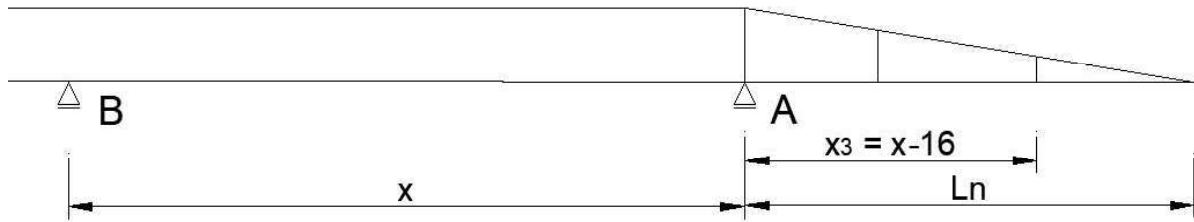
$$x_3 = 16 - x$$

$$M_{B3} = -q_n \frac{l_3^2}{2} + R_A x_3$$

$$V_3 = q_n l_3 - R_A$$

Etter at neseseksjon tre har passert opplager A benyttes formlene under:

$$16 < x \leq 28$$



Figur 30: Modell for beregning av dimensjonerende laster for neseseksjon 3 i fase 2, tegnet i AutoCAD

$$x_3 = x - 16m$$

$$M_{B3} = q_n \frac{l_3^2}{2}$$

$$V_3 = q_n l_3$$

3.3.3 Dimensjoneringsmetode for nesetverrsnitt

3.3.3.1 Generelle premisser

En må vi vite hvilke skjærkrefter og bøyemomenter som virker i ulike snitt i nesens lengderetning, og i hvilken fase og hvilket stadium under lanseringen som gir de største, og derved kritiske, lastvirkningene. Beskrivelse av utregningsgrunnlaget som leder frem til disse lastvirkningene, er beskrevet i kapittel (3.3.2). Verdiene er brukt videre for å kontrollere kapasiteten i hvert av totalt tre tverrsnitt, se kapittel 5.3.3.

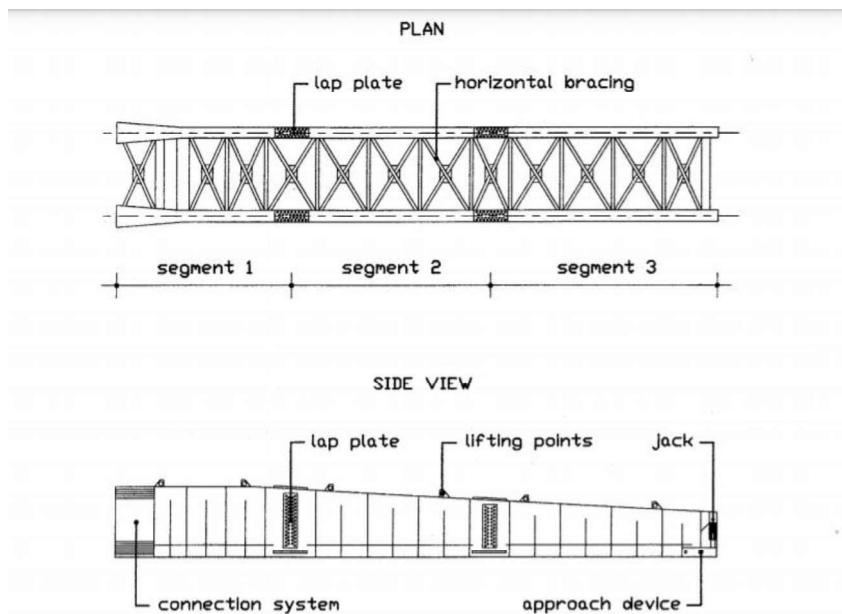


Fig. 2.44. Typical segmentation of a launching nose

Figur 31: Lanseringsnese eksempel i plan og profil (Rosignoli, 2002, s. 76)

3.3.3.2 Dimensjoneringsmetode lanseringsnese

En ny lanseringsnese kan designes med lik høyde som høyden på brudekket og trenger her full stivhet, men nesens videre kan lages lettere og slankere i fronten. Dette er mer inngående beskrevet i teorikapittel i (2.2). Reaksjonskreftene bør fordele seg sentrisk og parallelt med steget, for å unngå store påkjenninger på avstivningssystemet (Rosignoli, 2002, s. 77). Vi antar i denne oppgaven at lastresultanten er midt i brudekket, og at reaksjonskreftene fordeles seg på en optimal måte, det vil si likt mellom de begge stålbjelkene. Dette er en mulig antakelse, siden brudekket har et konstant tverrsnittradius og er symmetrisk. De to stålbjelkene er videre på samme grunnlag blitt symmetrisk utformet, med konstant stivhet i hver seksjon. Bjelkene antas også koblet sammen ved avstiving på en slik måte at de vil virke sammen som en enhet.

Ved verifikasjoner mot vipping, vil det være nødvendig å påpeke, at det er gitt fra statikken at område i trykk er fra flens ytterkant venstre bjelke til flens ytterkant høyre bjelke. Dette gjelder så lenge bjelkene er stivet av optimalt, sånn at de virker sammen som en enhet.

Nesen designes i dette prosjektet for å tåle 100% av dimensjonerende lastvirkninger.

Første seksjon er den eneste som må dimensjoneres med full bøyestivhet. Siden nesens ikke trenger å ha like stor stivhet i sin fulle lengde, brukes et vektet gjennomsnitt for nesens. Dette

er også forklart mer utførlig i kapittel (3.3.1). For at et gjennomsnittet skulle oppfylle $E_n I_n = 0,2EI$, måtte den første neseseksjonen overdimensjoneres, og da bidra med en stivhet større enn full stivhet, mens de påfølgende seksjonene fikk en lavere stivhet enn den første etter vektet forhold, hvor den siste seksjonen fikk den laveste stivheten. Dette er gitt fra hvordan et gjennomsnitt beregnes matematisk.

Modellene som er blitt prøvd ut er:

- Modell 1: Vektet gjennomsnitt er tilnærmet lik $E_n I_n = 0,2EI$
- Modell 2: Flensbredde 300mm, stektykkelse 20mm.

Arbeidsgangen er utført som følger:

1. Beregne stivhet for hver bjelke, kontrollere vektet gjennomsnitt
2. Opptegning av tverrsnitt i Robot Structural Analysis i Modulen “Section Definition”.
Hver seksjon tegnes opp ved en metode av «prøving og feiling».
3. Definisjon av tverrsnittparametere
4. Definere nullpunkter i momentdiagram
5. Verifikasjoner etter EC3

3.3.4 Dimensjoneringsmetode for produksjonsanlegg

3.3.4.1 Hydraulisk system

Entreprenører har en rekke alternativer knyttet til valg av hydraulisk utstyr. Etter anbefaling fra NCC har vi valgt å benytte oss av et klammer system, hvor bruoverbygningen skyves fra baksiden. Dette systemet er beskrevet i teorikapittelets avsnitt 2.4.2. Det hydrauliske utstyret må ha stor nok kapasitet til å skyve den lengste brua. Siden systemet er friksjonsbasert, vil valg av jekker også avhenge av friksjon mellom pads og bruoverbygningen. Avhengig av benyttet glidepads og eventuelt glider vil friksjonen variere mellom 3-5 %. Da ingen av produktene er bestemt i dette prosjektet forutsettes det friksjonskoeffisient $\mu_1 = 0,05$, som er konservativt. Lanseringskraften beregnes ved hjelp av følgende formel

$$P = q_b \gamma_G \mu_1$$

hvor q_b er egenvekten av bruoverbygningen som skal skyves, γ_G er sikkerhetsfaktoren og μ_1 er friksjonsfaktoren.

Hydrauliske sylindere plasseres normalt med en avstand på 3-4 meter mellom hver jekk i lanseringsbjelkens lengderetning, i henhold til informasjon fra NCC. Jekkene må ha tilstrekkelig kapasitet til å løfte volumet av utkraget del av flens i brutverrsnittet. Belastningen på hver sylinder beregnes ved hjelp av følgende formel

$$q_{Ed} = \frac{V\rho\gamma_G}{n}$$

$V = A_{del\ av\ flens} \cdot l_{bruspenn}$ er volumet av utkraget flensdel.

$A_{del\ av\ flens}$ er beskrevet nærmere i avsnitt 3.3.4.33.3.4.3

$l_{bruspenn} = 28m$ er lengden på lanseringsspenn

$\rho = 25,5 \frac{kN}{m^3}$, tetthet av betong

$\gamma_G = 1,35$, sikkerhetsfaktor

Hydraulisk skyvesystem er beregnet i resultatkapittelet avsnitt 5.4.1 og sylindere i avsnitt 5.4.2.

3.3.4.2 Lanseringsbjelke og betongfundament

Etter anbefaling fra NCC har vi valgt å anslå dimensjoner for to lanseringsbjelker og to fundament i produksjonsanlegget, begge i betong. Dimensjoneringen baserer seg delvis på beregninger og delvis på erfaringsbaserte anslag fra NCC. Ingen av konstruksjonene er dimensjonert i henhold til NS-EN 1992 som omhandler prosjektering av betongkonstruksjoner.

Ved beregning av fundamentene er det forutsatt lik fordeling av belastningen, slik at halvparten av bruoverbygningens egenvekt går til hvert sitt fundament. Videre er det forutsatt at betongbjelken er sentrisk belastet og det er dimensjonert for en bredde, $b_x = 1000mm$ hvor x-retning går inn i planet (se Figur 47). Tillatt grunntrykk, σ_{gd} er oppgitt fra NCC.

Følgende formler er benyttet:

$$N_{Ed} = \frac{1}{2} q_B \gamma_G$$

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{b_x * b_y} \leq \sigma_{gd}$$

Minste tillatte bredde på fundamentet

$$b_y \geq \frac{N_{Ed}}{b_x * \sigma_{gd}}$$

For at konstruksjonen skal være i likevekt under lansering må kraften fra lanseringsbjelke og fundament, Q , være tilstrekkelig stort til å motstå horisontal skyvekraft, P . Det betyr at følgende krav må oppfylles:

$$Q \geq P$$

Lasten fra lanseringsbjelker og fundament beregnes etter følgende formel

$$Q = V \rho \mu_2$$

μ_2 er friksjonsfaktoren mellom betongfundament og steinfylling, som settes lik 30% etter anbefaling fra NCC.

V er det totale betongvolumet fra fundament og lanseringsbjelke

ρ er tettheten til betong

Resultat av beregninger i kapittel 5.4.3.

3.3.4.3 Modell for beregning av langsgående stålbjelker

Vekten av steget og den midtre delen av flensen i brutverrsnittet føres ned til

betongfundamentet. Forskalingssystemet bærer kun vekten fra de utkragede delene av flensen.

Disse har lengde 2300 mm og har høyde 250 mm ytterst og 450 mm innerst.

$$A_{del\ av\ flens} = \frac{250+450}{2} mm \cdot 2300 mm = 805000 mm^2 = 0,805 m^2 \text{ per side}$$

Forskalingssystemet spenner over 28 meter. Det må ha en høyde tilsvarende brusteget,

$h_w = 1400 mm$, og bredde tilsvarende lengde av utkraget flens $c_f = 2300 mm$. En vanlig

antagelse, i følge NCC, er at forskalingssystem veier ca $200 \frac{kg}{m^3}$. Dette gir forskalingsvekt på

$$m_{forskaling} = \frac{200kg}{m^3} \cdot 1,4m \cdot 2,3m = 644 \frac{kg}{m}$$

Det benyttes langsgående og tversgående stålbjelker for oppstøtting av forskalingssystemet. De langsgående stålbjelker må ha tilstrekkelig kapasitet til å bære lasten fra utraget flens og forskalingssystem. Ensidig belastning (på hver side av steget) utgjør:

$$\begin{aligned} q &= (A_{del\ av\ flens} \cdot \rho_{betong}) + (m_{forskaling} \cdot g) \\ &= \left(0,805m^2 \cdot \frac{25,5kN}{m^3}\right) + \left(\frac{644kg}{m} \cdot \frac{9,81m}{s^2}\right) = 26,845 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

For oppstøtting av forskalingssystemet er det valgt å benytte seks stålbjelker, tre på hver side av brusteget, i lanseringsbjelkens lengderetning (x-retning). Samtlige er 28 meter lange, og er plassert oppå tversgående stålbjelker som vanligvis har en innbyrdes avstand på 3-4 meter. Disse er valgt plassert med avstand 4 meter. Prinsippet er vist på Figur 47.

Forskalingssystemets utforming påvirker lastfordelingen på de langsgående stålbjelker. Det er forutsatt at forskalingssystemet er utformet som vist på Figur 48. Lastene overføres til langsgående stålbjelker via de vertikale bjelkeelementene i forskalingssystemet, som er plassert med en avstand på 1220 mm.

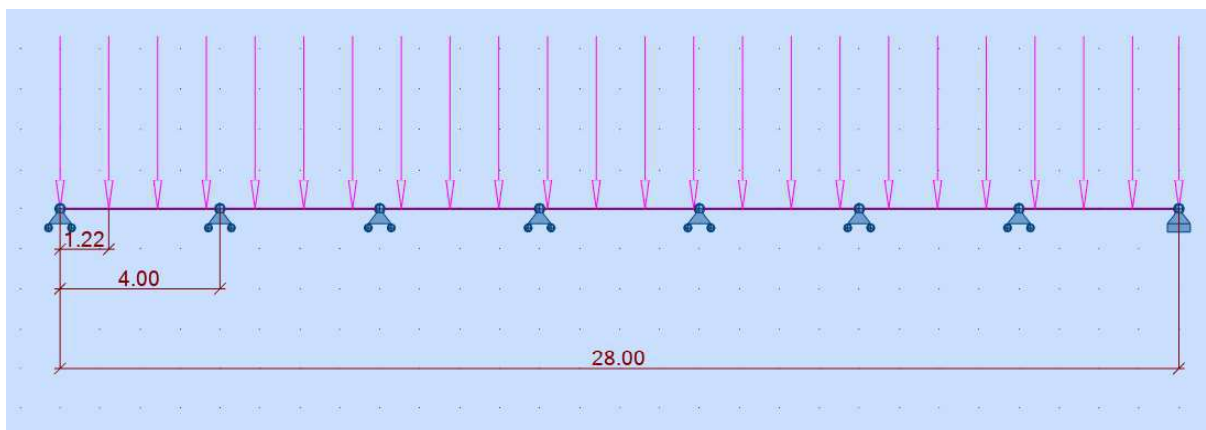
$$\text{Antall punktlaster, } n = \frac{28000m}{1220mm} + 1 = 23,95 = 24$$

$$\text{Punktlast, } P = 26,845 \frac{kN}{m} * 28m * \left(\frac{1}{24}\right) = 31,32 kN$$

Langsgående stålbjelker betraktes som en kontinuerlig bjelke med $n = \frac{28m}{4m} = 7$ spenn totalt.

Modell i Robot:

28 meter lang stålbjelke med punktlast $P_z = -31,32 kN$ plassert for hver 1,22 meter, totalt 24 punktlaster. 7 glidelagere og ett fastlager i høyre ende, c/c 4000mm.



Figur 32: Robot modell for beregning av langsgående stålbjelker

Resultater fremkommer i kapittel (5.4.4 Langsgående stålbjelker for oppstøtting av forskalingssystem).

3.3.4.4 Modell for beregning av tversgående stålbjelker

Antall tversgående stålbjelker er bestemt på bakgrunn av erfaring fra NCC. Det er foreslått at disse kan plasseres med en innbyrdes avstand på 3-4 meter. Lengde på tversgående stålbjelke bestemmes på bakgrunn av tverrsnittets bredde, behovet for arbeidsplattform, samt økonomiske hensyn. Minste lengde på plattform er bestemt på bakgrunn av NCC sin erfaring.

Bjelkene dimensjoneres ved hjelp av en utkragermodell, laget i Robot. Lengden av bjelken som krager ut på hver side av lanseringsbjelken beregnes på følgende måte

$$L_{utkrager} = \frac{L - (2 * b_{fund}) - x_{fund}}{2}$$

L = valgt lengde på tversgående stålbjelke

b_{fund} = valgt bredde på fundament

x_{fund} = avstand mellom fundamentene

Dimensjonerende belastning på bjelkene tilsvarer reaksjonskreftene fra langsgående stålbjelker, beregnet i 5.4.4. Reaksjonskreftene vil variere over hele lengden, slik at hver av de åtte tversgående stålbjelkene i praksis får ulike belastning. Den største reaksjonskraften

benyttes som dimensjonerende belastning for samtlige tversgående stålbjelker, slik at alle bjelker får likt design.

Antall punktlaster og plassering av punktlastene avhenger av valgt antall langsgående stålbjelker og plasseringen av disse. Resultater presenteres i avsnitt 5.4.5.

3.3.5 Innhenting av data og erfaringsbasert informasjon fra NCC

Grunnleggende data knyttet til selve brukonstruksjonen, herunder materialvolum, -kvalitet og -tetthet er innhentet fra NCC. Vi har etterstrebet å benytte like tall og forutsetninger som NCC der det har vært mulig. Eksempelvis er det i beregninger forutsatt like verdier for volumet av betong i bruoverdekning, betongkvalitet, E-modul, betongtetthet og sikkerhetsfaktor, som NCC selv har benyttet. Hensikten er å oppnå mest mulig sammenliknbare resultater i kostnadsanalysen.

Deler av materialet fra NCC er referert til og gjengitt ved hjelp av møtoreferater. Ved design av produksjonsanlegget, samt utarbeidelse av kalkyldata og fremdriftsplan er det gjort noen antakelser som er blitt justert i ettertid basert på erfaringer fra NCC. Disse antakelsene er ikke gjengitt i møtoreferat da de har kommet frem gjennom veiledning, og bekreftet av NCC når egne antakelser er gjort.

Noen av opplysningene vi har fått tilgang til er ikke gjengitt etter ønske fra NCC. Dette gjelder i hovedsak de enkelte ressursene som danner grunnlaget for den økonomiske analysen. Dette er ikke offentlig informasjon, og gjengis derfor ikke i sin helhet.

3.3.6 Estimering av kostnader

Estimering av kostnadene har i stor grad vært basert på erfaringsbaserte tall og kalkyler fra NCC. Dette med bakgrunn i at kostnadene skal representere en så realistisk sammenlikning som mulig. Teorien bak kalkylemetoden som blir brukt av NCC er beskrevet tidligere i oppgaven, (se 2.6.2).

Regnearket “daglig fremdrift” i vedlegg 8.10 har, sammen med veiledning fra NCC, satt standarden for videre antakelser om hele prosjektets estimerte tidsomfang fra transport til

første bru, til demontering av produksjonshall etter siste lansering ved Ålborgveien Jernbanebru.

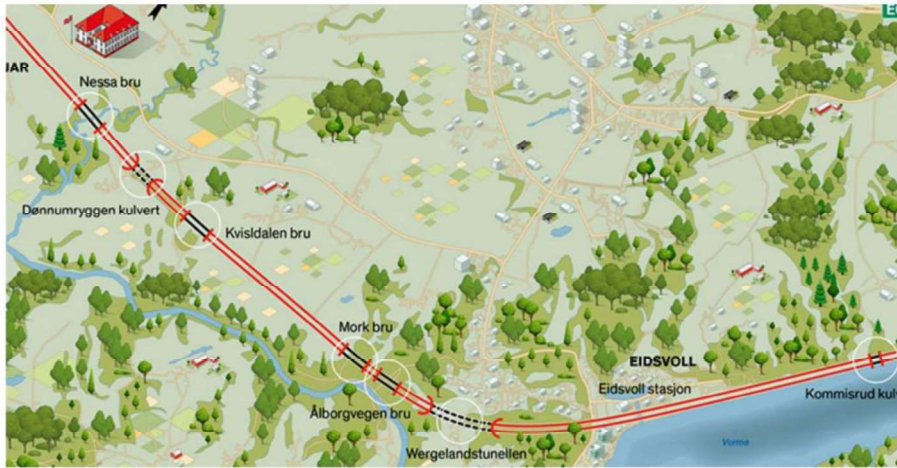
4 Case studie

4.1 Om prosjektet

Bane Nor bygger ut jernbanesporet på strekningen Venjar-Langset for å utvide fra enkelt- til dobbeltspor. Prosjektet er delt i to reguleringsplaner og to entrepriser, den første fra Venjar til Eidsvoll stasjon nord og den andre fra Eidsvoll stasjon til Langset. NCC er entreprenør for prosjektet som gjennomføres mellom Venjar og Eidsvoll nord. Strekningen er cirka ni kilometer lang og går gjennom utfordrende terreng i kupert landskap med løsmasser og krevende grunnforhold. Omtrent en tredjedel av området består av bruer og tunneller (Bane Nor, 2020).

NCC bygger 4 km enkeltspor parallelt med eksisterende spor sør for Eidsvoll stasjon, samt 5 km nytt dobbeltspor fra Eidsvoll stasjon og nordover. Arbeidet medfører bygging av fem jernbanebruer, som totalt er 818 meter lange (Bane Nor, 2020). Disse er:

- Nessa bru, 161 meter
- Kvisldalen bru, 281 meter
- Mork bru, 197 meter
- Ålborgveien bru, 143 meter
- Doknesevja bru, 36 meter



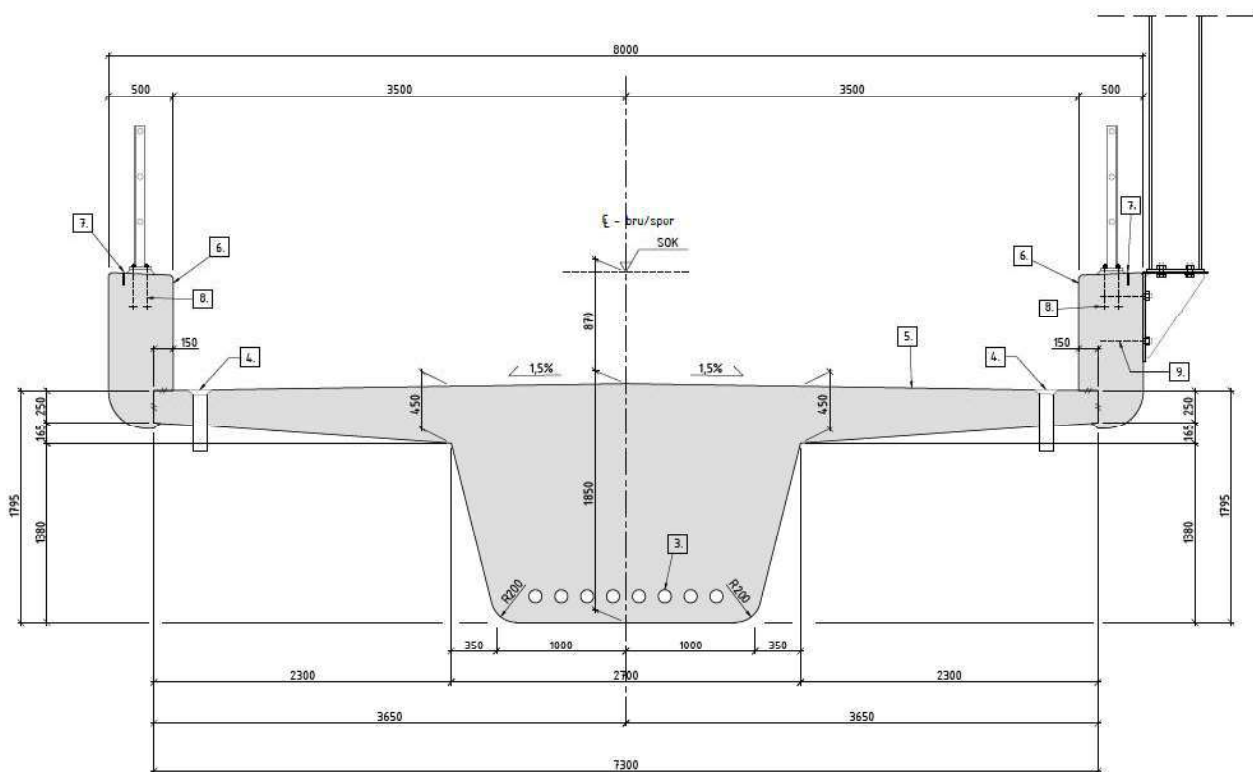
Figur 33: Jernbanetrasé Venjar-Eidsvoll nord (Bane Nor, 2020)

Arbeidet startet 04.08.18 og er planlagt ferdig høsten 2022 (Bane Nor, 2020).

4.2 Brutverrsnitt og dimensjoner

Bruoverbygningen er laget av betong og har utforming som et enkelt T-tverrsnitt.

Betongvolumet er $V = \frac{6,1m^3}{m}$ og betongtetthet er $\rho = \frac{25,5kN}{m^3}$. Det er benyttet betongkvalitet B45. Konstruksjonen har spennarmering som er lagt både sentrisk og eksentrisk i tverrsnittene. Alle de fem bruene har samme tverrsnitt og dimensjoner.



Figur 34: Målsett tegning av brutverrsnitt, gjengitt med tillatelse fra NCC

4.3 MSS som benyttet forskalingsmetode

Bane Nor har i anbudsfasen forutsatt at brukonstruksjonene skal bygges med frittstående stillas med opplegg på søylene. NCC valgte å heller benytte MSS på fire av jernbanebruene, herunder Nessa, Kvisldalen, Mork og Ålborgveien (K56). Disse fire bruene utgjør til sammen 781,5 meter, fordelt på 28 bruspenn. Det er benyttet MSS med overliggende bæring, som innebærer at hovedbjelkene er over bruoverbygningen. Med denne løsningen kan MSS vognen transporteres mellom bruene.



Figur 35: MSS Vogn Venjar-Eidsvoll. Bilde gjengitt med tillatelse fra NCC.

Økonomiske hensyn var en viktig faktor som lå til grunn for valget om å benytte annen forskalingsmetode enn forutsatt av konstruktør. NCC innehar bred kompetanse på bruk av MSS og har erfaringer som tilsier at metoden bør vurderes dersom det skal støpes 8-10 bruspenner eller flere. Ved å planlegge bygging av en «kontinuerlig» brukonstruksjon på 28 spenn, i stedet for fire separate bruer, oppnås en mer helhetlig planleggings- og gjennomføringsfase (Przemyslaw, 2020).

MSS vognen gjenbrukes på samtlige bruer og det er ikke behov for kran ved forflytning. Dermed spares materiell, sammenliknet med tradisjonell forskaling, hvor forskalingen må bygges i tilknytning til hver enkelt bru og det må benyttes kran. Et viktig argument i dette henseendet er at tilkomst med kran og bygging av forskaling ville vært utfordrende flere steder grunnet vanskelige terrengforhold. En MSS-vogn trenger ikke fast reis for å støtte forskalingen, og den kan flytte seg mellom ferdigstøpte søyler ved hjelp av sine hydrauliske jekker. Videre innebærer MSS større grad av automatisering, og behovet for fysisk arbeidskraft reduseres. Dette er et viktig argument i en tid hvor det blir stadig færre anleggsarbeidere. NCC erfarte dessuten at MSS bidro til å redusere tidsbruken på prosjektet betraktelig, sammenliknet med tradisjonell forskaling. Utbyggingen av Nessa bru tok

eksempelvis kun 12 dager. Dette ville trolig tatt flere måneder ved tradisjonell metode, i følge NCC (Bane Nor, 2019).



Figur 36: MSS vogn Venjar-Eidsvoll. Bilde gjengitt med tillatelse fra NCC.

Forskalingsvognen som benyttes er spesialdesignet for prosjektet. NCC har inngått kontrakt for design og produksjon av MSS-vogna med den norske leverandøren Strukturas. Maskinen ble produsert på verksted i Kina, og var ferdig installert på byggeplassen på Eidsvoll høsten 2019. Hele prosessen med design, produksjon, transport og installasjon tok totalt 11 måneder (Przemyslaw, 2020).

MSS vognen fraktes mellom de forskjellige bruene ved hjelp av en “multiwheeler”. Dette er et fjernstyrt spesialkjøretøy som har flere individuelt svingbare hjul og med en motor i hvert hjul (Bane Nor, 2019).

4.4 Kalkyldata

84.2133.K51		Plan forskaling med bord (synlige flater) a) Gjelder bruoverbygning. Avrundet hjørne på brubjelken skal medtas										
Underaktivitet		NS3420	Timek	Tpl	Forbr	Enhet	Mengde	Kostnad	Total	Prodkt:		
Forskaling						m2	1 400	331,97	464 762			
Flytting av forskaling mellom bruer						RS	0,2	108 840,0	21 614	Prodkt:		
		R.type	Konto	Fmgd	Omr	Forb.	Enh/Kap	Enhet	Mengd	Kostnad	Enhetskostnad	Totalkostnad
		Arb	13		6	2	10	TV	23,83	465,00	55 800,00	11 081
		Mf	4911		6		10	time	11,91	884,00	53 040,00	10 533
Materialer								RS	0,2	448 014,0	88 967	Prodkt:
		R.type	Konto	Fmgd	Omr	Forb.	Enh/Kap	Enhet	Mengd	Kostnad	Enhetskostnad	Totalkostnad
		Hjelper	2106			860		m2	170,78	130,00	111 800,00	22 201
		Hjelper	2106			2		stk	0,4	114 975,0	229 950,00	45 664
		Hjelper	2106			2		stk	0,4	3 132,00	6 264,00	1 244
		Hjelper	2106					stk	0,2	100 000,0	100 000,00	19 858
Drift						0	3 836	RS	0,2	1 783 554	354 181	Prodkt:
Sammenstilling paneler						505	1	m2	100,28	465,00	46 632	Prodkt:
		R.type	Konto	Fmgd	Omr	Forb.	Enh/Kap	Enhet	Mengd	Kostnad	Enhetskostnad	Totalkostnad
		Arb	13					TV	100,28	465,00	465,00	46 632
Montere/demontere paneler						2475	0,6	m2	491,49	279,00	137 126	Prodkt:
		R.type	Konto	Fmgd	Omr	Forb.	Enh/Kap	Enhet	Mengd	Kostnad	Enhetskostnad	Totalkostnad
		Arb	13					TV	294,89	465,00	279,00	137 126
Utveksling av bord						277	0,3	m2	55,01	139,50	7 673	Prodkt:
		R.type	Konto	Fmgd	Omr	Forb.	Enh/Kap	Enhet	Mengd	Kostnad	Enhetskostnad	Totalkostnad
		Arb	13					TV	16,5	465,00	139,50	7 673
Justering/teingjøring						7050	0,25		1 400	116,25	162 750	Prodkt:
		R.type	Konto	Fmgd	Omr	Forb.	Enh/Kap	Enhet	Mengd	Kostnad	Enhetskostnad	Totalkostnad
		Arb	13					TV	350	465,00	116,25	162 750

Figur 37: Figuren viser kalkylen til NCC med elementene som summerer seg opp til poster, se vedlegg 8.14

Kalkylen er bygget opp etter elementmetoden (teorikapittel 2.6.2), og ved NS3420 og prosesskode 2 (teorikapittel 2.6.1).

Kalkylen til NCC består av et hierarki av aktiviteter som summerer seg opp til en enkelt post og/eller element. I vedlegg figuren over kan en se fire aktiviteter som summerer seg opp til en kostnad på 88 967 kr, under «materialer». Videre summerer «Drift», «Materialer» og «Flytting av forskaling mellom bruer» seg opp til posten som heter «Forskaling». Slik fortsetter det til vi har dekket alle enkeltaktiviteter, og får summen på hele prosjektet.

4.5 Fremdriftsplan for MSS ved Venjar-Eidsvoll

Fremdriftsplanen til NCC har en syklus på to uker fra rens av form til lansering. En av oppgavene som er konkret for MSS er behovet for å sette opp forskaling rundt søylene hvor MSS-vognen skal hvile, NCC har satt av 1,5 dag til dette. Grunnet vognens noe utilgjengelige plassering vil geometrijustering og rensing av formen være noe tidkrevende, her har NCC satt av 1,5 dag. Et viktig moment i denne syklusen er herdetiden. NCC planla å støpe på torsdagen, slik at bruoverbygningen får tid til å herde over helgen. Kvalitetskravet på betongen etter herding er 35 MPa.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1															
2		M	T	O	T	F	S	S	M	T	O	T	F	S	S
3	oppspening	x													
4	lowering and launching MSS to next stage		x												
5	closing, adjustment and cleaning of formwork			x	x										
6	formwork round pier				x	x									
7	installation of reinforcement and cables					x	x		x	x	x				
8	casting of concrete											x			
9	hardening of concrete (35 Mpa for oppspening)												x	x	x
10															
11															
12															
13	reinforcement - 33 tonn per stage 33 tonn/(8 mann x 0,9 ton/dag)=4,6 dager														

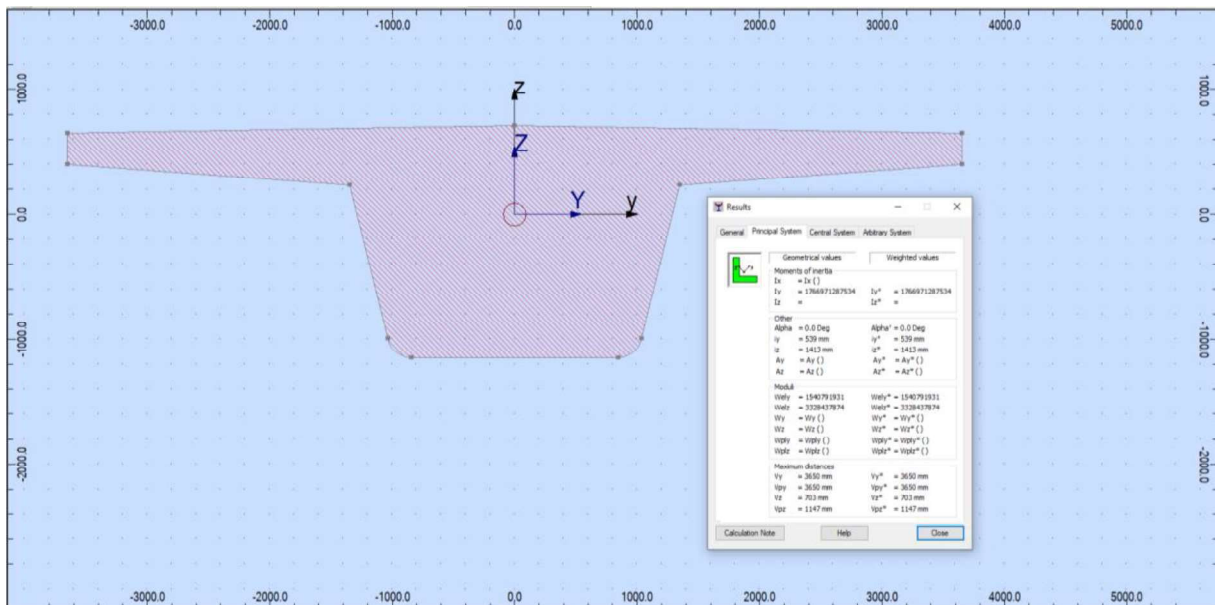
Figur 38: Utsnitt fra fremdriftsplan, som viser syklus til prosjektet ved Venjar-Eidsvoll, ved bruk av MSS som produksjonsmetode (vedlegg 8.15).

Mellom bruene brukte NCC seks uker fra demontering av vogna ved forrige bru, til montering ved den neste (Przemyslaw, 2020). NCC benytter seg alltid av to spesifikke metoder for fremdriftsplanlegging. Syklusplan, Last Planner og taktplanlegging i forhold til hvordan fremdriftsplanen er bygget opp, er forklart under kapittel 2.5.2-2.5.3.

5 Resultater og diskusjon

5.1 Beregning av 2. arealmoment for brutverrsnitt

Brutverrsnittet er modellert som forklart i avsnitt 3.2.2.

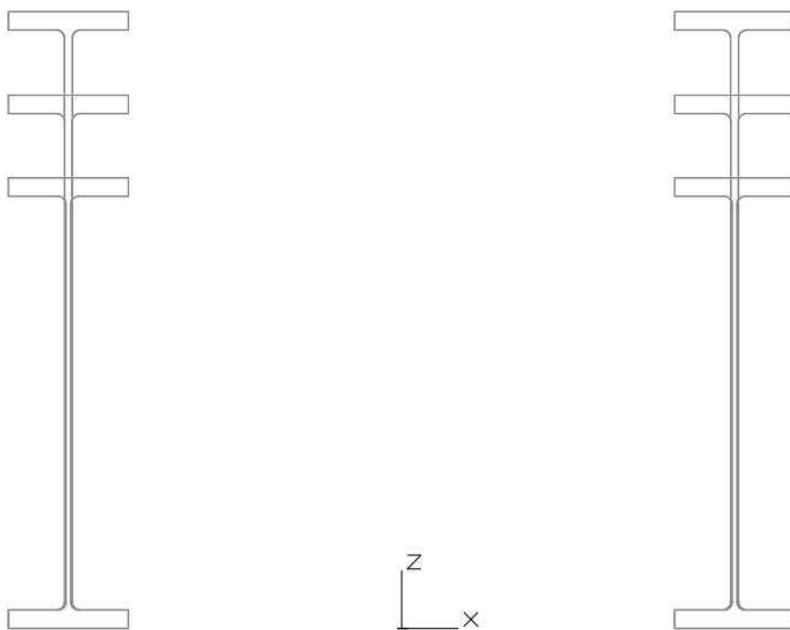


Figur 39: Brutverrsnitt, modellert i ROBOT Structural Analysis.

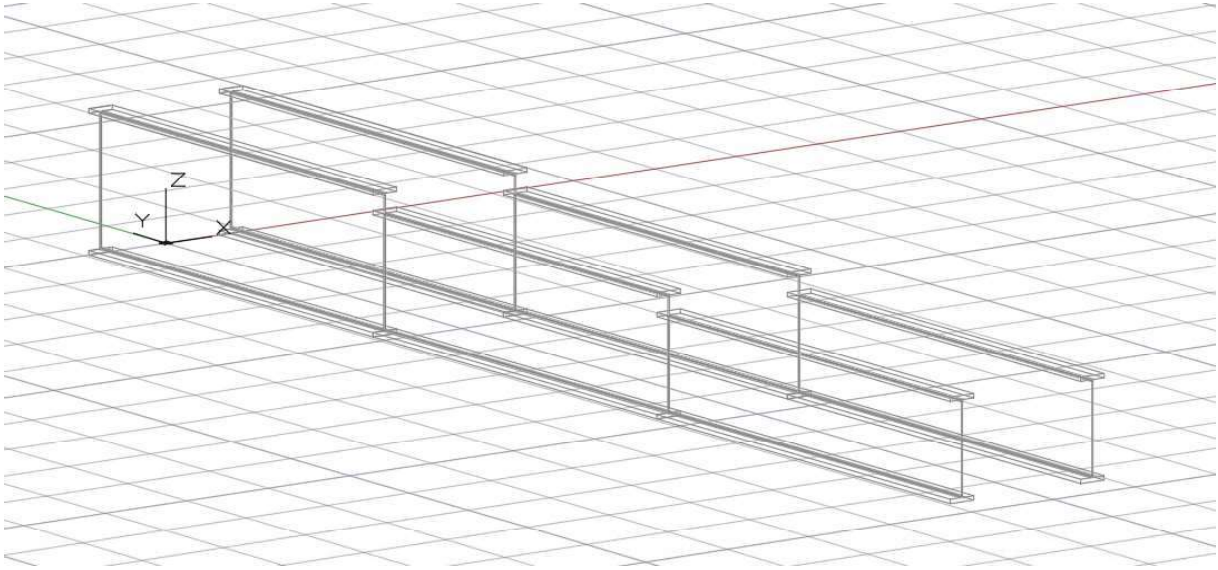
2. arealmoment til tverrsnittet ble kalkulert til å være $I = 17,6697 \cdot 10^{11} \text{mm}^4$, og motstandsmomentet lik være $W = 15,4079 \cdot 10^8 \text{mm}^3$.

5.2 Resultater modellering i AutoCAD

Fra ROBOT Structural Analysis ble det utarbeidet tverrsnitt, se 5.3.4.1. Figurene under gir en visuell representasjon av nese som dimensjonert i dette prosjektet (vedlegg 8.3).



Figur 40: Modell av nesa i snitt med de tre seksjonene



Figur 41: 3D-Modell av nesa

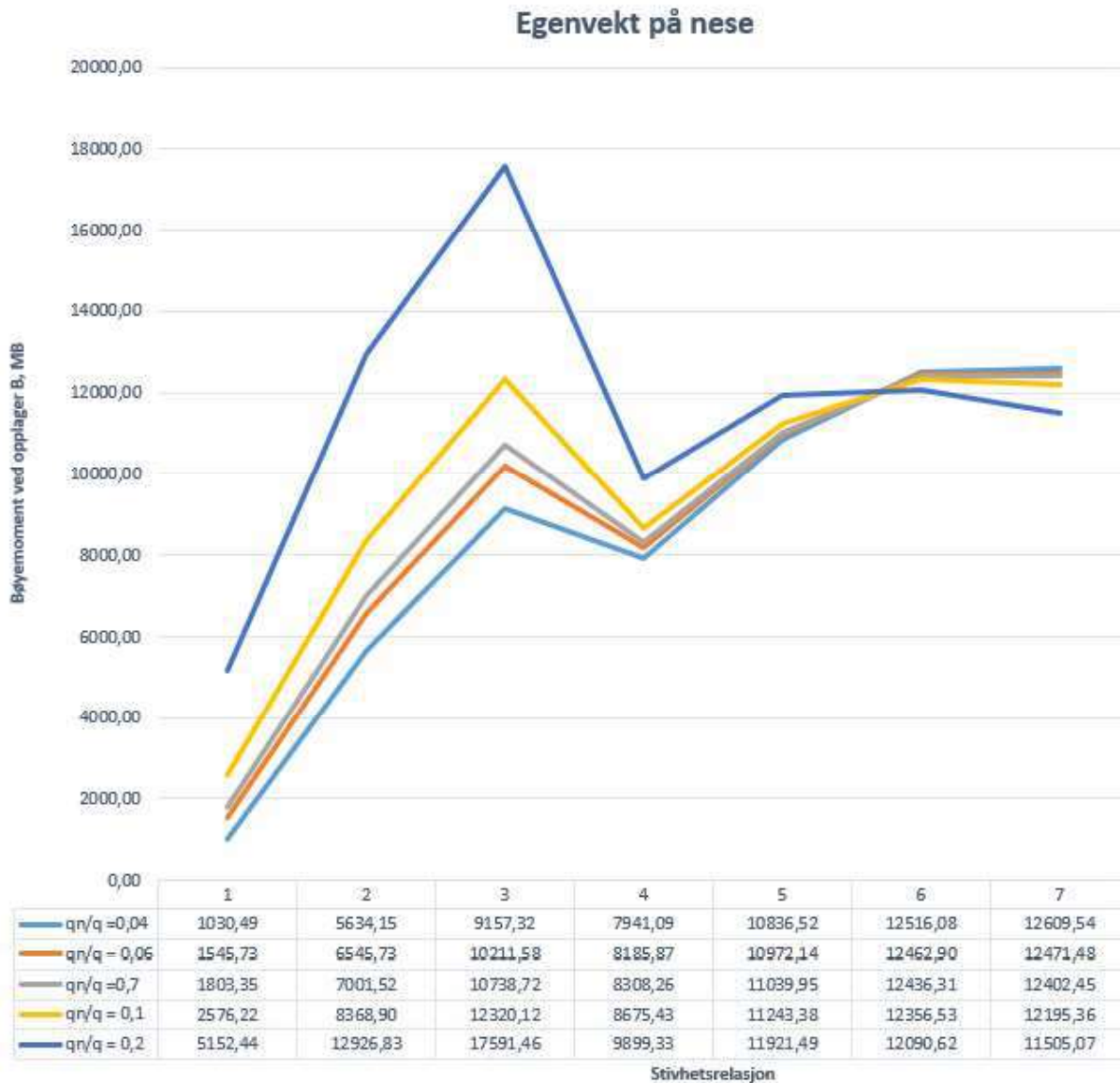


Figur 42: Lanseringsnese i profil

5.3 Optimalisering av lanseringsnese

5.3.1 Optimalisering av nesens lengde, egenvekt og stivhet

Resultater i dette avsnittet baserer seg på analysemodell forklart i avsnitt 3.3.1. Analysen viser at, for valgt neselengde, er det kun egenvekten som påvirker momentforløpet i den første lanseringsfasen ($0 \leq \alpha \leq 0,34$). Figur 43 viser utviklingen av moment ved opplager B for ulike valg av q_n . Samtlige alternativer har lengde $L_n = 0,65L = 18,2m$ og stivhet $EI_{nese} = 0,2EI$. For alle valg av q_n øker momentverdien ved opplager B fra nesens står i startposisjon ($\alpha = 0$, angitt som punkt 1 i figuren) inntil nesetippen er like før opplager A ($\alpha = 0,34$, angitt som punkt 3 i figuren). I det øyeblikket nesetippen treffer opplager A ($\alpha = 0,36$, punkt 4 i tabellen) reduseres momentverdien. Dette skyldes at «tilbakebøyningen» av nesen gir et positivt, motsatt rettet bøyemoment, som reduserer bøyemomentet i B. Når lanseringsnesen skyves over opplager A øker momentverdien igjen, inntil det stabiliserer seg i slutten av lanseringsfasen. Siste posisjon for nesen ($\alpha = 1$) er angitt som punkt 7 i figuren.



Figur 43: Sammenheng mellom egenvekt og momentforløp for nese med $L_n=0,65L$ og $EI_{nese} = 0,2EI$

Foreslått utgangspunkt for jernbanebruer, $0,0180 \leq k \leq 0,030$, gir en egenvekt på lanseringsnesen mellom $5,96 \leq q_n \leq 9,94$ og vektforhold $0,04 \leq \frac{q_n}{q} \leq 0,06$. Analysen viser at både den største og minste verdien i dette intervallet gir ugunstige momentforløp, i henhold til metoden. For $\frac{q_n}{q} = 0,04$ er momentforløpet i første fase lavere enn for de andre alternativene. I andre fase vil det imidlertid oppstå store bøyemoment ved opplager B, slik at momentet i B ved slutten av lanseringen blir større enn for de andre alternativene. Differanser i bøyemomentet ved opplegg B i slutten av de to fasene er

$$M_{B(\alpha=1)}^* - M_{B(\alpha=0,34)}^* = 12609,54 - 9157,32 = 3452,22kNm$$

Et tilsvarende momentforløp ser vi for den nest letteste nesene, som har $\frac{q_n}{q} = 0,06$. Den store differansen mellom momentet i slutten av hver fase kan forklares med at nesene har for lav egenvekt.

Den tyngste lanseringsnesene som er testet, $\frac{q_n}{q} = 0,2$, har de største momentverdiene i første fase. Momentet i B øker frem til nesene treffer opplager A, og momentet reduseres kraftig. Deretter øker momentet noe utover i fase 2, men sammenliknet med de andre alternativene har denne nesene det laveste momentet i slutten av lanseringen. Differanse mellom momentene i slutten av fase 1 og fase 2 er

$$M_{B(\alpha=1)}^* - M_{B(\alpha=0,34)}^* = 11505,07 - 17591,46 = 6086,39kNm$$

I tillegg til at nesene har stor variasjon i momentverdi i slutten av hver fase, gir den mye større bøyemoment i opplager B enn de andre alternativene. Nesene er tyngre enn nødvendig og dermed uegnet.

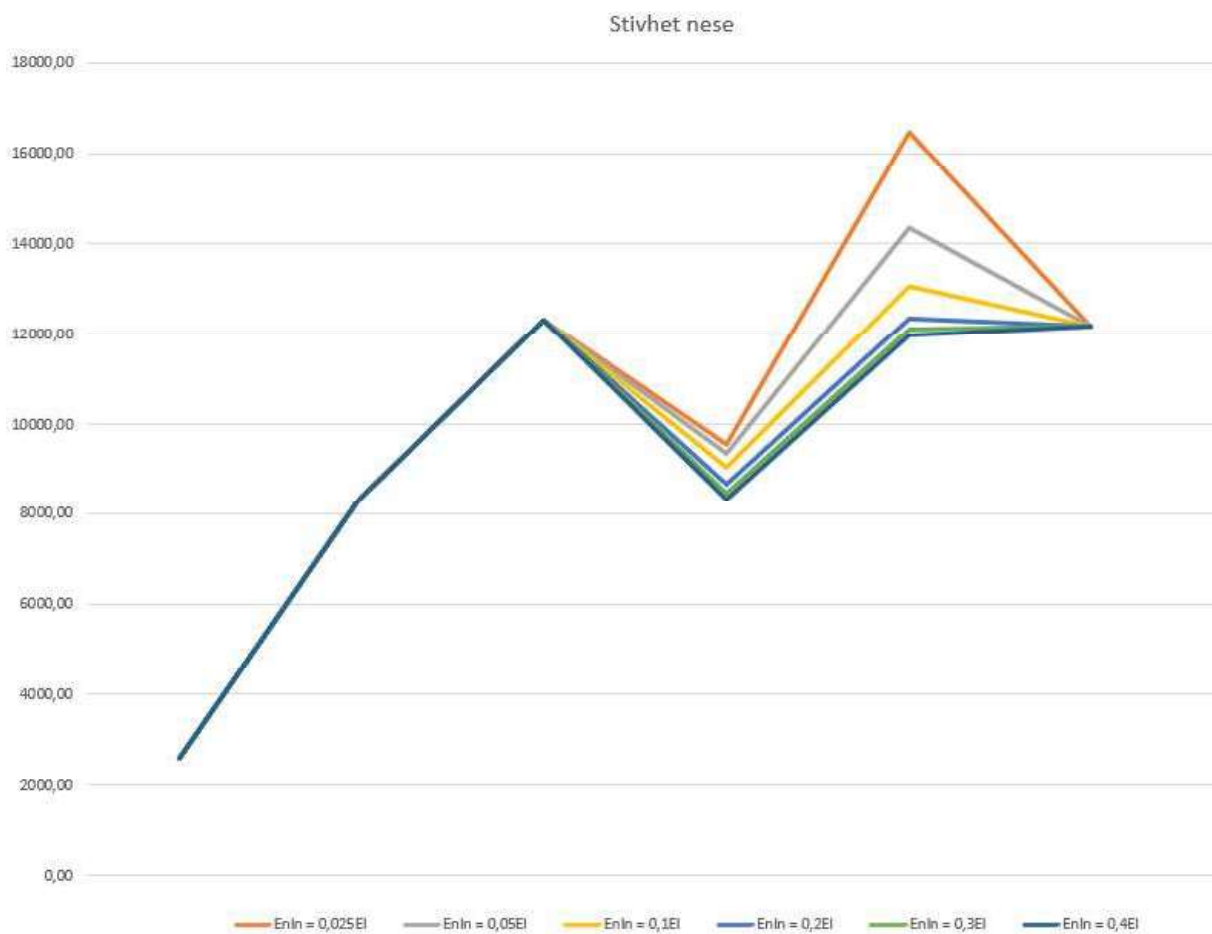
En lanseringsnese med vektforhold $\frac{q_n}{q} = 0,1$ gir det minste avviket mellom kontaktmomentet $M_{B(\alpha=0,34)}^*$ og endemomentet $M_{B,EOL}^*$. I slutten av fase 1 er bøyemomentet $12320,12kNm$ og i slutten av fase 2 er det $12195,36$. Dette gir en differanse på kun $124,76kNm$. Denne nesevekten anses å være optimal for valgt neselengde, $L_n = 0,65L$, og benyttes videre i prosjektet.

$$q_n = 0,1 * q = 0,1 * \frac{155,55kN}{m} = \frac{15,55kN}{m}$$

En lanseringsnese med lengde $L_n = 0,65L$ og egenvekt $q_n = 0,1q$ har lik momentverdi ved slutten av fase 1, $M_{B(\alpha=0,34)}^* = 12320,12kNm$ og i slutten av fase 2, $M_{B(\alpha=1)}^* = 12195,36kNm$ for alle undersøkte stivheter. Mellomliggende verdier varierer for ulike valg av stivhet, slik det fremgår av Tabell 1 og Figur 44.

Tabell 1: Momentforløp for ulik lanseringsnese med $L_n=0,65L$ og $q_n=0,1q$

α	$E_n I_n = 0,025EI$	$E_n I_n = 0,05EI$	$E_n I_n = 0,1EI$	$E_n I_n = 0,2EI$	$E_n I_n = 0,3EI$	$E_n I_n = 0,4EI$
0	2576,22	2576,22	2576,22	2576,22	2576,22	2576,22
0,25	8368,90	8368,90	8368,90	8368,90	8368,90	8368,90
0,34	12320,12	12320,12	12320,12	12320,12	12320,12	12320,12
0,35	9571,26	9357,04	9046,48	8675,43	8461,42	8322,16
0,75	16463,19	14370,82	13080,24	12356,53	12102,09	11972,24
1	12195,36	12195,36	12195,36	12195,36	12195,36	12195,36



Figur 44: Sammenheng mellom stivhet og momentforløp for nese med $L_n=0,65L$ og $q_n=0,1q$

Analysen viser at nese med stivhet $E_n I_n = 0,025 EI$ og $E_n I_n = 0,05EI$ er minst egnet siden de gir de største bøyemomentene på nesen. Begge disse nesene har for lav stivhet.

Jo høyere stivhet nesen har, dess mindre blir momentverdiene ved opplager B i fase 2. Det er tre stivhetsforhold $E_n I_n = 0,2EI$, $E_n I_n = 0,3EI$ og $E_n I_n = 0,4EI$ som alle oppfyller kravet om å begrense det maksimale bøyemomentet i andre fase til å bli tilnærmet likt som $M_{B,EOL}$.

Momentforløpene for disse tre alternativene er ganske like, med tilnærmet like momentverdier. En stivere nese vil imidlertid være mer kostbart å lage grunnet større dimensjoner og økt materialforbruk. På bakgrunn av dette anser vi at stivhet $E_n I_n = 0,2EI$ er det beste alternativet for lanseringsnesen i prosjektet. Fullstendig analyseresultater fremgår av vedlegg (8.2).

5.3.2 Største opptredende moment og skjærkraft

Analysesresultater baserer seg på benyttet metode, som beskrevet i 3.3.2. Største opptredende moment i neseryggen i seksjon 1 inntreffer i fase 2 når $x=20$ meter. Den største skjærkraften i seksjon 1 finnes ved $x=28$ meter.

$$M_{B1,maks} = M_{B1(x=20m)} = 5132,81 \text{ kNm}$$

$$V_{1maks} = V_{1(x=28m)} = -1834,16 \text{ kN}$$

Seksjon 2 utsettes for størst moment og skjærkraft i fase 2. Det største momentet oppstår når $x=16$ meter og den største skjærkraft når $x=22$ meter

$$M_{B2maks} = M_{B(x=16m)} = 2074,16 \text{ kNm}$$

$$V_{2maks} = V_{2(x=22m)} = -1028,65 \text{ kN}$$

For seksjon 3 oppstår også de største momentene og skjærkreftene i fase 2. Momentet er størst når $x=11,5$ meter og skjærkraften er størst når $x=16$ meter

$$M_{B3maks} = M_{B(x=11,5m)} = 705,28 \text{ kNm}$$

$$V_{3maks} = V_{3(x=16m)} = -442,19 \text{ kN}$$

Fullstendig utregning for dette avsnittet finnes i vedlegg (8.1).

5.3.3 Resultater Lanseringsnese

5.3.3.1 Laster

Tabell 2: Laster lanseringsnese

	Karakteristisk Last	Dimensjonerende Last (brukstilstand) $\gamma_G=1,0$	Dimensjonerende Last (bruddtilstand) $\gamma_G=1,35$	Fordeling
Brudekke, q	q=155,55 kN/m	q,Ed=155,55kN/m	q,Ed=209,99kN/m	100%
Lanseringsnese, $q_n=0,1*q$	$q_n=15,555\text{kN/m}$	$q_n,Ed=15,555\text{kN/m}$	$q_n,Ed=20,999\text{kN/m}$	50% (fordeles likt på 2 sider grunnet symmetri)

Tabell 3: Stivhetsforhold nese-brudekke

	E-modul	Arealmoment	Bøyestivhet	Fordeling
Brudekke, EI	E=36000N/mm ² (B45)	I=1,7669713*10 ¹² *mm ⁴	EI=6,361096*10 ¹⁶ *Nmm ²	100%
Lanseringsnese, $E_n I_n = 0,2*EI$	E=210000N/mm ²	I=6,058186*10 ¹⁰ *mm ⁴	$E_n I_n=1,2722192*10^{16}$	50% (fordeles på to sider grunnet symmetrien i systemet)

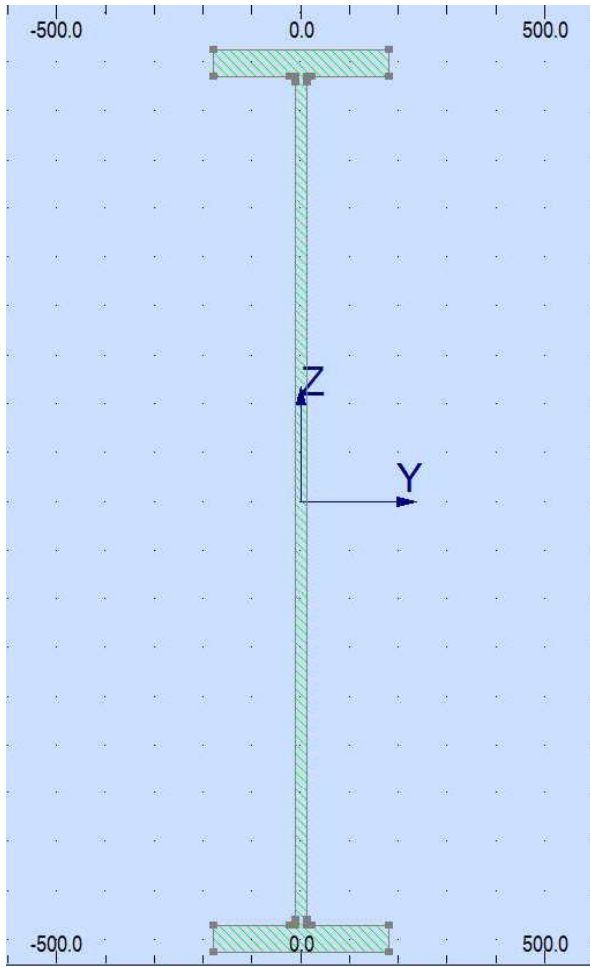
5.3.3.2 Lastvirkninger

Tabell 4: Dimensjonerende lastvirkninger lanseringsnese

Seksjon	Lastvirkning - moment (+)	Dimensjonerende lastvirkning – moment (+) i bruddtilstand ($\gamma_G=1,35$)	Lastvirkning - moment (-)	Dimensjonerende lastvirkning – moment (-) i bruddtilstand ($\gamma_G=1,35$)	Lastvirkning - skjærkraft	Dimensjonerende lastvirkning – skjær i bruddtilstand ($\gamma_G=1,35$)
1	Mb1,maks=5132,813 kNm (x=22,0m)	Mb1,Ed=6929,298kNm	Mb1,maks=2576,219 (x=28,0m)	Mb1,Ed=3477,896kNm	V1,maks=1834,159kN (x=28,0m)	V1,Ed=2476kN
2	Mb2,maks=2074,163 kNm (x=16,0m)	Mb2,Ed=2800,12kNm	Mb2,maks=1157,603kNm (x=22,0m)	Mb2,Ed=1562,764kNm	V2,maks=1028,652kN (x=22,0m)	V2,Ed=1388,680kN
3	Mb3,maks=705,283k Nm (x=11,5m)	Mb3,Ed=952,132kNm	Mb3,maks=298,967 (x=16,0m)	Mb3,Ed=403,605kNm	V3,maks=1388,680kN (x=16,0m)	V3,Ed=596,952Kn

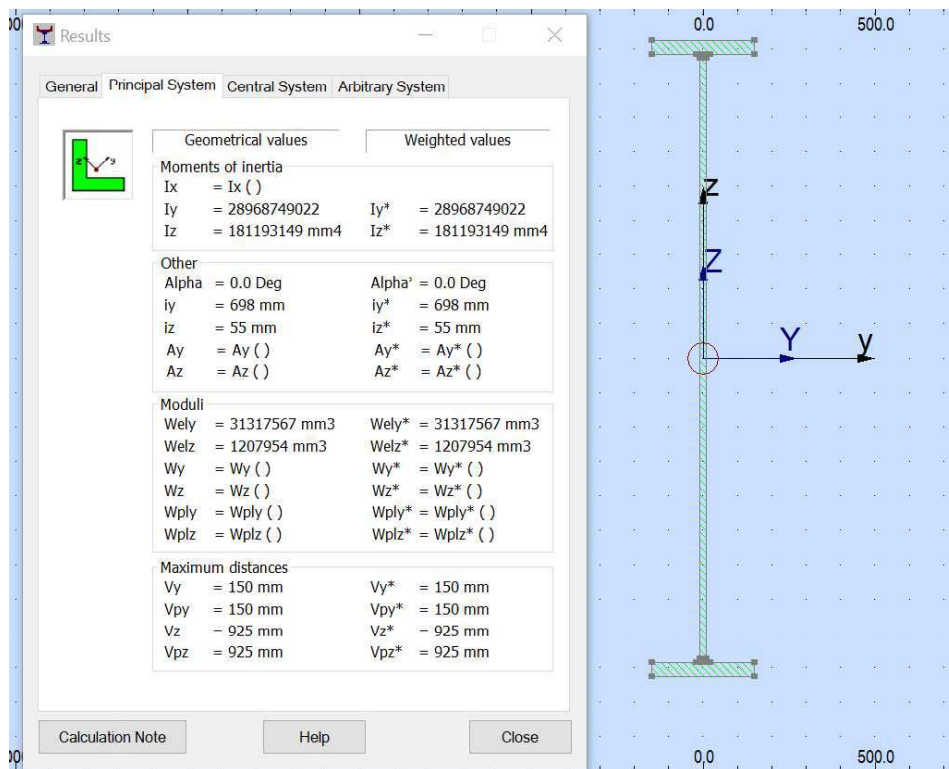
5.3.3.3 Tverrsnittparametere

Alle seksjonene består av et dobbelsymmetrisk tverrsnitt, type sveiset I-bjelke.



Figur 45: Snitt eksempel seksjon 1, modell 1 tegnet i Section Definition i Robot

5.3.4 Modell 2



Figur 46: Tverrsnittsdata seksjon 1, Modell 2

Vanlig flensbredde er oppgitt til å være 300mm, og stegtykkelse 20mm. Utfra teori i kapittel 2.2.2. Dette blir derfor prøvd ut i Robot.

Som vist frem i Figur 46: Tverrsnittsdata seksjon 1, Modell 2, seksjon 1, har dette tverrsnittet et mindre arealmoment enn det som kreves for å tilfredsstille $E_n I_n = 0,2 * EI$ som er blitt bestemt som optimalt utfra modellen til Rosignoli. Denne figuren blir derfor kun vist frem og det vil ikke bli testet ut noen flere tverrsnitt i forhold til denne. Det vil heller ikke bli utført noen verifikasjoner for denne modellen.

5.3.4.1 Tverrsnittsdata modell 1

Tabell 5: Seksjon 1 lanseringsnese

Seksjon 1	
$A=81446\text{mm}^2$	$I_y=4,2508*10^{10}\text{mm}^4$
$h=1850\text{mm}$	$I_z=4,2970*10^8\text{mm}^4$
$hw=1740\text{mm}$	$i_y=772\text{mm}$
$bf=360\text{mm}$	$i_z=73\text{mm}$
$tf=55\text{mm}$	$W_{el,y}=4,5955*10^7\text{mm}^3$
$tw=24\text{mm}$	$W_{el,z}=2,3872*10^6\text{mm}^3$
$a=10\text{mm}$	$W_{pl,y}=5,3764*10^7\text{mm}^3$
	$W_{pl,z}=3,8158*10^6\text{mm}^3$

Tabell 6: Seksjon 2 lanseringsnese

Seksjon 2	
$A=72466\text{mm}^2$	$I_y=2,9753 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$
$h=1600\text{mm}$	$I_z=4,2902 \cdot 10^8 \cdot \text{mm}^4$
$h_w=1490\text{mm}$	$i_y=641\text{mm}$
$bf=360\text{mm}$	$i_z=77\text{mm}$
$tf=55\text{mm}$	$W_{el,y}=3,7192 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^3$
$tw=22\text{mm}$	$W_{el,z}=2,3834 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^3$
$a=10\text{mm}$	$W_{pl,y}=4,2848 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^3$
	$W_{pl,z}=3,7453 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^3$

Tabell 7: Seksjon 3 lanseringsnese

Seksjon 3	
$A=57002\text{mm}^2$	$I_y=1,8853 \cdot 10^{10} \cdot \text{mm}^4$
$h=1350\text{mm}$	$I_z=4,2797 \cdot 10^8 \cdot \text{mm}^4$
$h_w=1240\text{mm}$	$i_y=575\text{mm}$
$bf=360\text{mm}$	$i_z=87\text{mm}$
$tf=55\text{mm}$	$W_{el,y}=2,793 \cdot 10^7 \cdot \text{mm}^3$
$tw=14\text{mm}$	$W_{el,z}=2,3834 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^3$
$a=8\text{mm}$	$W_{el,z}=2,3776 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^3$
	$W_{pl,z}=3,6251 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^3$

5.3.5 Utregninger og resultater lanseringsnese modell 1

Alle tverrsnitt er klassifisert utfra bøyning om en akse. Stålkvalitet er blitt valgt til S235. Da blir resultater slik som følger:

Tverrsnitt seksjon 1:

Klasse 1 er fastsatt

EC3 1-1, 6.2.5: Dimensjonerende kapasitet i bruddtilstanden mot bøyning om en hovedakse

$$Mb_{1x=20m} = 5132,813\text{kNm}, \quad \gamma_G = 1,35 \rightarrow Mb_{1,Ed} = 6929,298\text{kNm}$$

Dimensjonerende moment fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien i systemet:

$$Mb_{1,Ed} = \frac{6929,298\text{kNm}}{2} = 3464,649\text{kNm}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5,3764 \cdot 10^7 \text{mm}^3 \cdot \frac{235\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 12032,895\text{kNm}$$

$$\frac{Mb_{1Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{3464,649kNm}{12032,895kNm} = 0,287 < 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet i bruddtilstanden

$$V_{1x=28m} = 1834,159kN, \quad \gamma_G = 1,35 \rightarrow V_{1,Ed} = 2476,11kN$$

Dimensjonerende skjærkraft fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien i systemet:

$$V_{1,Ed} = \frac{2476,11kN}{2} = 1238,05kN$$

Skjærareal, A_v , for sveiste I profil belastet parallelt med steget er fastsatt i henhold til 6.2.6. (3) likning m:

$$A_v = \eta \sum hw \cdot tw = 1740mm \cdot 24mm$$

$$\eta = 1,0 \text{ (sikker verdi)}$$

$$\rightarrow A_v = 41760 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{41760mm^2 \cdot \left(\frac{235N}{\sqrt{3}} \right)}{1,05} = 5396,08kN$$

$$\frac{V_{1Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{1Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{1238,05kN}{5396,08kN} = 0,229 < 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.2.8 Bøyning og skjær

$$V_{1x=28m} = V_{maks} = 1834,15kN, \quad \gamma_G = 1,35 \rightarrow V_{1Ed} = 2476,11kN$$

Bjelken har store momenter og skjærkrefter som opptrer samtidig. I henhold til 6.2.8(1) skal det tas hensyn til skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet. I henhold til 6.2.8(2) kan skjærkraftens innvirkning på den dimensjonerende momentkapasiteten neglisjeres dersom skjærkraften er mindre enn halvparten av den plastiske skjærkapasiteten.

Dimensjonerende skjærkraft fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien i systemet:

$$V_{1Ed} = \frac{2476,11kN}{2} = 1238,05kN$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 2698,04kN$$

$$V_{1Ed} = 1238,05kN < 2698,04kN \rightarrow \text{adekvat}$$

Vilkåret er oppfylt, og det kan sees bort fra skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet.

EC3 1-1, 6.3.2.4 Forenklet påvisning mot vipping

6.3.2.4 (1) Bjelken anses å ikke være følsom for vipping dersom følgende krav er oppfylt:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

Det er ikke tilstrekkelig å kontrollere en kontinuerlig bjelke for vipping hvor momentet er størst i absoluttverdi, fordi det er trykkflensen som er følsom for vipping. Hva som er definert som trykkflens vil variere over bjelkelengden. Dette er gitt fra statikken.

L_c for en kontinuerlig bjelke med kun jevnt fordelt last, er avstanden mellom det positive bøyemomentets nullpunkter, som i dette tilfellet gjenfinnes mellom de sideveis støtter B-A, som «fastholder» bjelken. Nullpunktene kan finnes ved for eksempel snittmetode. Bjelken sitt største positive moment er i $x = 20m$. Effektiv lengde er beregnet til:

$$L_c = 20,542m$$

Bjelken må videre kontrolleres for vipping hvor det negative bøyemomentet er som størst. For denne bjelken er det over støtte A. Bjelkens største negative moment, gir en effektiv lengde som er lik utkraget del:

$$L_c = 18,2m$$

k_c er korreksjonsfaktor for relativ slankhet. Denne er avhengig av momentfordeling, eller mere riktig, formen på diagrammet over lengden for L_c . Korreksjonsfaktor k_c er valgt i henhold tabell 6.6 og er fastsatt til:

$$L_c = 20,542m \rightarrow k_c = 0,94$$

6.3.5.3(1) sier at forholdet mellom endemomenter for påvist stavsegment kan defineres som

$$\psi = \frac{M_{Ed, min}}{M_{pl, Rd}}, \text{ for } L_c = 18,2m \rightarrow k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \cdot \psi} = 0,75 \text{ (for } M_{Ed, min}) = 0 \rightarrow \psi = 0$$

$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}}$ er treghetsradien for den ekvivalente trykkflensen som består av trykkflensen og det trykkpåkjente stegarealet, om tverrsnittets svake akse.

Trykkpåkjent areal for tverrsnittet innefattes av trykkflensene i tillegg til $\frac{1}{3}$ av trykkpåkjent stegareal. Dette gjelder for dobbelsymmetriske tverrsnitt med bøyning om en akse.

Trykkflensene antas samvirke som et tverrsnitt i trykk. $A_f = 53520mm^2$

2. arealmoment om svak akse, $I_{f,z} = 4,6027 \cdot 10^{10}mm^4$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{4,6027 \cdot 10^{10}mm^4}{53520mm^2}} = 927,36mm$$

$$\lambda_1 = \frac{\pi\sqrt{E}}{f_y} = 93,9\epsilon = 93,9$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1,0$$

Relativ grenseslankhet for den ekvivalente trykkflensen $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$

Verdien er som anbefalt fastsatt i henhold til avsnitt 6.3.2.3, som gir $\bar{\lambda}_{c0} = 0,5$

$$L_c = 20,542m$$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 20,542 \cdot 10^3 mm}{927,36 mm \cdot 93,9} = 0,221$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{12032,895 kNm}{6929,29 kNm} = 0,868$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,221 < 0,86 \rightarrow \text{adekvat}$$

$$L_c = 18,2m$$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{0,75 \cdot 18,2 \cdot 10^3 mm}{927,36 mm \cdot 93,9} = 0,156$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{12032,895 kNm}{3477,89 kNm} = 1,73$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,156 < 1,73 \rightarrow \text{adekvat}$$

Bjelken anses som ikke følsom for vipping.

Tverrsnitt seksjon 2 – modell 1:

Klasse 1 er fastsatt

EC3 1-1, 6.2.5: Dimensjonerende kapasitet i bruddtilstanden mot bøyning

$$Mb_{2x=16m} = 2074,163 kNm, \quad \gamma_G = 1,35 \rightarrow Mb_{2,Ed} = 2800,12 kNm$$

Dimensjonerende moment fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien:

$$Mb_{2Ed} = \frac{2800,12 kNm}{2} = 1400,06 kNm$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,2848 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \cdot \frac{235 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 9589,79 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{1400,06 \text{ kNm}}{9589,79 \text{ kNm}} = 0,1459 < 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet i bruddtilstanden

$$V_{2x} = 22 \text{ m} = 1028,65 \text{ kN}, \quad \gamma_G = 1,35 \rightarrow V_{2,Ed} = 1388,68 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien:

$$V_{2Ed} = \frac{1388,68}{2} = 694,34 \text{ kN}$$

Skjærareal, A_v , for sveiste I profil belastet parallelt med steget er fastsatt i henhold til 6.2.6. (3) likning m:

$$A_v = \eta \sum hw \cdot tw = 1490 \text{ mm} \cdot 22 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,0 \text{ (sikker verdi)}$$

$$\rightarrow A_v = 41760 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{32780 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{235 \text{ N}}{\sqrt{3}} \right)}{1,05} = 4235,717 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{2Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{2Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{694,34 \text{ kN}}{4235,717 \text{ kN}} = 0,163 < 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.2.8 Bøyning og skjær

$$V_{2x} = 22 \text{ m} = V_{maks} = 1028,65 \text{ N}, \quad \gamma_G = 1,35 \rightarrow V_{2,Ed} = 1388,68 \text{ kN}$$

Bjelken har store momenter og skjærkrefter som opptrer samtidig. I henhold til 6.2.8(1) skal det tas hensyn til skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet. I henhold til 6.2.8(2) kan skjærkraftens innvirkning på den dimensjonerende momentkapasiteten neglisjeres dersom skjærkraften er mindre enn halvparten av den plastiske skjærkapasiteten.

Dimensjonerende skjærkraft fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien i systemet:

$$V_{1Ed} = \frac{1388,68kN}{2} = 694,34kN$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 2117,858kN$$

$$V_{Ed2} = 694,34kN < 2117,858kN \rightarrow \text{adekvat}$$

Vilkåret er oppfylt, og det kan sees bort fra skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet.

EC3 1-1, 6.3.2.4 Forenklet påvisning mot vipping

6.3.2.4 (1) Bjelken anses å ikke være følsom for vipping dersom følgende krav er oppfylt:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

Det er ikke tilstrekkelig å kontrollere en kontinuerlig bjelke for vipping hvor momentet er størst i absoluttverdi, fordi det er trykkflensen som er følsom for vipping, og hva som er definert som trykkflens vil variere over bjelkelengden. Dette er gitt fra statikken. L_c for en kontinuerlig bjelke med kun jevnt fordelt last, er avstanden mellom det positive bøyemomentets nullpunkter, som i dette tilfellet gjenfinnes mellom de sideveis støttene B-A, som «fastholder» bjelken. Nullpunktene kan finnes ved for eksempel snittmetode. Bjelken sitt største positive moment er for $x = 16m$. Effektiv lengde er beregnet til:

$$L_c = 20,2168m$$

Bjelken må videre kontrolleres for vipping hvor det negative bøyemomentet er som størst. For denne bjelken er det over støtte A. Bjelkens største negative moment er i $x = 22m$. Effektiv lengde er lik utkraget del:

$$L_c = 12,2m$$

k_c er korreksjonsfaktor for relativ slankhet. Denne er avhengig av momentfordeling, eller mere riktig, formen på diagrammet over lengden for L_c . Korreksjonsfaktor k_c er valgt i henhold til tabell 6.6 og er her fastsatt til:

$$L_c = 20,2168m \rightarrow k_c = 0,94$$

6.3.5.3(1) sier at forholdet mellom endemomenter for påvist stavsegment kan defineres som

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}, \text{ for } L_c = 12,2m \rightarrow k_c = \frac{1}{1,33-0,33 \cdot \psi} = 0,75 \text{ (for } M_{Ed,min}) = 0 \rightarrow \psi = 0$$

$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}}$ er treghetsradien for den ekvivalente trykkflensen som består av trykkflensen og det trykkpåkjente stegarealet, om tverrsnittets svake akse.

Trykkpåkjent areal for tverrsnittet innefattes av begge trykkflensene i tillegg til $\frac{1}{3}$ av trykkpåkjent stegareal. Dette gjelder for dobbelsymmetriske tverrsnitt med bøyning om en akse. Trykkflensene antas samvirke som et tverrsnitt i trykk. $A_f = 50526mm^2$

2. arealmoment om svak akse, $I_{f,z} = 4,399 \cdot 10^{10}mm^4$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{4,399 \cdot 10^{10}mm^4}{50526mm^2}} = 933,08mm$$

$$\lambda_1 = \frac{\pi\sqrt{E}}{f_y} = 93,9\epsilon = 93,9$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,0$$

Relativ grenseslankhet for den ekvivalente trykkflensen $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$

Verdien er som anbefalt fastsatt i henhold til avsnitt 6.3.2.3, gir at $\bar{\lambda}_{c0} = 0,5$

$$L_c = 20,2168m$$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 20,2168 \cdot 10^3 \cdot mm}{933,08mm \cdot 93,9} = 0,216$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{9589,79kNm}{2800,12kNm} = 1,71$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,216 < 1,71 \rightarrow \text{adekvat}$$

$$L_c = 12,2m$$

$$\text{Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, } \bar{\lambda}_f = \frac{0,75 \cdot 12,2 \cdot 10^3 \cdot mm}{933,08mm \cdot 93,9} = 0,104$$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{9589,79kNm}{1562,7kNm} = 3,068$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,104 < 3,068 \rightarrow \text{adekvat}$$

Bjelken anses som ikke følsom for vipping.

Tverrsnitt seksjon 3 – modell 1:

Klasse 3 er fastsatt

EC3 1-1, 6.2.5: Dimensjonerende kapasitet i bruddtilstanden mot bøyning om en hovedakse

$$Mb_{3x} = 11,5m = 705,283kNm, \gamma_G = 1,35 \rightarrow Mb_{3,Ed} = 952,132kNm$$

Dimensjonerende moment fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien:

$$Mb_{3Ed} = \frac{952,132kNm}{2} = 476,066kNm$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2,793 \cdot 10^7 mm^3 \cdot \frac{235N}{mm^2}}{1,05} = 6255,476kNm$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{476,066kNm}{6255,476kNm} = 0,0761 < 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet i bruddtilstanden

$$V_{3x} = 16m = 442,186kN, \gamma_G = 1,35 \rightarrow V_{3,Ed} = 596,95kN$$

Dimensjonerende skjærkraft fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien i systemet:

$$V_{3Ed} = \frac{596,95}{2} = 298,475kN$$

For påvisning av tilstrekkelig dimensjonerende elastisk kapasitet $V_{c,Rd}$ for et kritisk punkt i tverrsnittet kan følgende kriterium punkt (4) brukes:

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}} \leq 1,0$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{I \cdot tw}$$

Alternativt:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}$$

$$\text{Gitt at } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6$$

$$A_f = 360 \cdot 55 = 19800mm^2$$

$$A_w = 14 \cdot 1240 = 17368mm^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{19800}{17368} = 1,14 > 0,6 \rightarrow \text{adekvat}$$

Kan da bruke

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{298,475 \cdot 10^3 N}{17368mm^2} = 17,18 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{17,18 \frac{N}{mm^2}}{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,05}} = 0,133 < 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.2.1 Bøyning og skjær

$$V_{3x} = 16m = V_{maks} = 442,186kN, \gamma_G = 1,35 \rightarrow V_{3,Ed} = 596,95kN$$

Dimensjonerende skjærkraft fordeler seg med halvparten til hver bjelke grunnet symmetrien i systemet:

$$V_{3Ed} = \frac{596,95}{2} = 298,475 \text{ kN}$$

EC3 1-1, 6.2.1(5) For påvisning etter elastisitetsteorien kan følgende flytekriterium for et kritisk punkt i tverrsnittet brukes:

$$\left(\frac{\sigma_{xEd}}{\frac{fy}{\gamma m_0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{zEd}}{\frac{fy}{\gamma m_0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xEd}}{\frac{fy}{\gamma m_0}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{zEd}}{\frac{fy}{\gamma m_0}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\frac{fy}{\gamma m_0}} \right)^2 \leq 1,0$$

Hvor

σ_{xEd} svarer til dimensjonerende verdi for normalspenning i lengderetningen

σ_{zEd} svarer til dimensjonerende verdi for normalspenning i tverretningen

τ_{Ed} dimensjonerende verdi for skjærspenning i det betraktede punktet

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}$$

$$\text{Gitt at } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6$$

$$A_f = 360 \cdot 55 = 19800 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 14 \cdot 1240 = 17368 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{19800}{17368} = 1,14 > 0,6 \rightarrow \text{adekvat}$$

Kan da bruke

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{298,475 \cdot 10^3 \text{ N}}{17368 \text{ mm}^2} = 17,18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspenning er generelt definert som $\sigma = \frac{M}{W}$

Her er

$$\sigma_{zEd} = \frac{M_{el}}{W_{el}} = \frac{476,065 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2,793 \cdot 10^7 \text{ mm}^3} = 17,044 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Normalspenning fra eneakset bøyning, gir kun normalspenninger i tverretningen, i tillegg til skjærspenninger. Det vil si at $\sigma_{xEd} = 0$

Får da at

$$0 + \left(\frac{17,044}{\frac{235}{1,05}} \right)^2 - 0 + 3 \cdot \left(\frac{17,18 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\frac{235}{1,05}} \right)^2 = 0,0236 \leq 1,0 \rightarrow \text{adekvat}$$

EC3 1-1, 6.3.2.4 Forenklet påvisning for staver fastholdt mot vipping

6.3.2.4 (1) Bjelken anses å ikke være følsom for vipping dersom følgende krav er oppfylt:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_c, Rd}{M_y, Ed}$$

Det er ikke tilstrekkelig å kontrollere en kontinuerlig bjelke for vipping hvor momentet er størst i absoluttverdi, fordi det er trykkflensen som er følsom for vipping, og hva som er definert som trykkflens vil variere over bjelkelengden. Dette er gitt fra statikken. L_c for en kontinuerlig bjelke med kun jevnt fordelt last, er avstanden mellom det positive bøyemomentets nullpunkter, som i dette tilfellet gjenfinnes mellom de sideveis støttene B-A, som «fastholder» bjelken. Nullpunktene kan finnes ved for eksempel snittmetode. Bjelken sitt største positive moment er for $x = 11,5\text{m}$. Effektiv lengde er beregnet til:

$$L_c = 16,6207\text{m}$$

Bjelken må videre kontrolleres for vipping hvor det negative bøyemomentet er som størst. For denne bjelken er det over støtte A. Bjelkens største negative moment er i $x = 16\text{m}$. Effektiv lengde er lik utkraget del:

$$L_c = 6,2\text{m}$$

k_c er korreksjonsfaktor for relativ slankhet. Denne er avhengig av momentfordeling, eller mere riktig, formen på diagrammet over lengden for L_c . Korreksjonsfaktor k_c er valgt i henhold tabell 6.6 og er her fastsatt til:

$$L_c = 16,6207m \rightarrow k_c = 0,94$$

6.3.5.3(1) sier at forholdet mellom endemomenter for påvist stavsegment kan defineres som

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}, \text{ for } L_c = 6,2m \rightarrow k_c = \frac{1}{1,33-0,33 \cdot \psi} = 0,75 \text{ (for } M_{Ed,min}) = 0 \rightarrow \psi = 0$$

$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}}$ er treghetsradien for den ekvivalente trykkflensen som består av trykkflensen og trykkpåkjent stegarealet, om tverrsnittets svake akse.

Trykkpåkjent areal for tverrsnittet innefattes av begge trykkflensene i tillegg til $\frac{1}{3}$ av trykkpåkjent stegareal. Dette gjelder for dobbelsymmetriske tverrsnitt med bøyning om en akse. Trykkflensene antas samvirke som et tverrsnitt i trykk. $A_f = 45386,76mm^2$

2. arealmoment om svak akse, $I_{f,z} = 4,0557 \cdot 10^{10}mm^4$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{4,0557 \cdot 10^{10}mm^4}{45386,76mm^2}} = 945,305mm$$

$$\lambda_1 = \frac{\pi\sqrt{E}}{f_y} = 93,9\epsilon = 93,9$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,0$$

Relativ grenseslankhet for den ekvivalente trykkflensen $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$

Verdien er som anbefalt fastsatt i henhold til avsnitt 6.3.2.3, gir $\bar{\lambda}_{c0} = 0,5$

$L_c = 16,6207m$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 16,6207 \cdot 10^3 \text{ mm}}{945,305 \text{ mm} \cdot 93,9} = 0,176$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{6255,476 \text{ kNm}}{952,13 \text{ kNm}} = 3,28$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,281 < 3,28 \rightarrow \text{adekvat}$$

$$L_c = 6,2 \text{ m}$$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{0,75 \cdot 12,2 \cdot 10^3 \cdot \text{mm}}{945,305 \text{ mm} \cdot 93,9} = 0,103$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{9589,79 \text{ kNm}}{403,605 \text{ kNm}} = 11,89$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,161 < 11,89 \rightarrow \text{adekvat}$$

Bjelken anses som ikke følsom for vipping.

5.3.6 Sammendrag Verifikasjoner

Tabell 8: Sammendrag resultater lanseringsnese

Sammendrag Resultater Modell 1						
Seksjon	Tverrsnittklasse	Bøyekapasitet	Skjærkapasitet	Bøyning og skjær	Vippingskapasitet/relativ slankhet	Kapasitet utnyttelse
1	1 (s235)	MEd1=3464,649 < Mc,Rd = Mpl,Rd=12032,895 → OK	VEd1=1738 < Vpl,Rd=5396 → OK	VEd1=1738,948 < 0,5 * Vpl=2698,04 → OK	0,221 < 0,86 → OK	29% (bøyning)
2	1 (s235)	MEd2=1400,06 < Mc,Rd = Mpl,Rd=9589,79 → OK	VEd2=781,382 < Vpl,Rd=4235,717 → OK	VEd2=781,382 < 0,5 * Vpl=2117,858 → OK	0,216 < 1,71 → OK	17% (skjær)
3	3 (s235)	MEd3=476,066 < Mc,Rd = Mel,Rd=6255,476 → OK	0,813 < 1,0 → OK	0,0236 < 1,0 → OK	0,281 < 3,28 → OK	7,6% (bøyning)

Vekt av hovedbjelker modell 1 lanseringsnese er beregnet til å være:

$$\text{Seksjon 1: } 0,081446 \text{ m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 0,4886 \text{ m}^3$$

$$8000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,4886\text{m}^3 \cdot 2 = 7817,6\text{kg}$$

$$\underline{\text{Seksjon 2: } 0,072466\text{m}^2 \cdot 6\text{m} = 0,4347\text{m}^3}$$

$$8000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,4347\text{m}^3 \cdot 2 = 6956,738\text{kg}$$

$$\underline{\text{Seksjon 3: } 0,057002\text{m}^2 \cdot 6,2\text{m} = 0,3534\text{m}^3}$$

$$8000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,3534\text{m}^3 \cdot 2 = 5654,4\text{kg}$$

Totalt:

$$20428,7\text{kg} \approx 20,4\text{tonn} = \frac{20,4\text{tonn}}{18,2\text{m}} \equiv 1,122 \frac{\text{tonn}}{\text{m}}$$

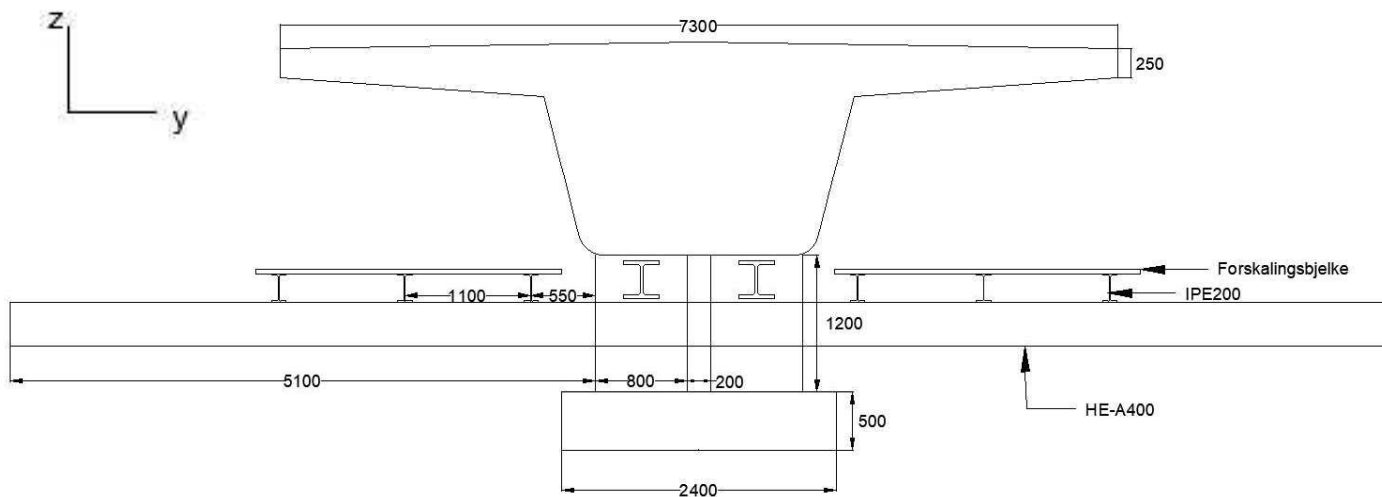
5.3.7 Diskusjon lanseringsnese

Stivheten ble brukt som utgangspunkt i design av hovedbjelkene til nesen. Dimensjonerende momenter oppsto i fase 2. Her er stivhetsforholdet mellom nese-brudekke overordnet for utvikling av momentforløpet, utfra modellen til Rosignoli 3.3.1. Stivhet er dermed blitt brukt som overordnet i design av bjelkene.

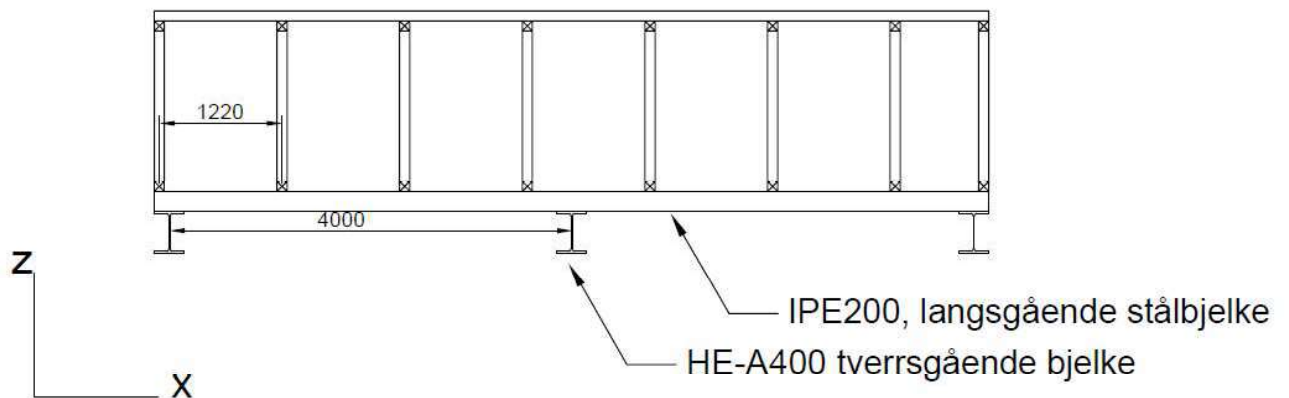
Etter at ha studert resultatene fra dimensjonering av lanseringsnesen, ser en at kapasitetsutnyttelsen er lav i forhold til hva som er forventet for et effektivt tverrsnitt. Et tverrsnitt anses som effektivt hvis det har en utnyttelsesgrad på 80-90%. Den mest effektive bjelken utfra resultater var den i seksjon 1 med en effektivitet på 29%, noe som kan fremstå som veldig lavt, til sammenligning. Samtidig ser en at egenvekten til hovedbjelkene til nesen, er straks over 1,1 tonn per meter, som beskrevet som en vanlig vekt for nesen under 30m. Dog, siden nesen i utgangspunktet er dimensjonert etter en modell av Marco Rosignoli, er det fremdeles for tidlig med å konkludere om nesen er optimal eller ikke, men det vil være aktuelt å se på blant annet disse aspektene, og konkludere utfra disse.

5.4 Produksjonsanlegg

Kapittelet gir en oversikt over hvordan produksjonsanlegget kan utformes. Valgt utstyr og aktuelle dimensjoner er vist i Figur 47. Utregninger kommer frem av vedlegg (8.4 og 8.5).



Figur 47: Skisse av dimensjonert produksjonsanlegg



Figur 48: Utforming av forskalingsystem

5.4.1 Hydraulisk skyvesystem

Det er forutsatt bruk av et hydraulisk skyvesystem under lansering. Systemet er nærmere forklart i teorikapittelet 2.4.2 og forutsetninger for beregninger er beskrevet i metodekapittelet 3.3.4.1. Den hydrauliske skyvejekken må ha stor nok kapasitet til å skyve den lengste brua, Kvisldalen, som er på totalt 281 meter. Denne har en egenvekt tilsvarende

$$q_{b,kvislaldalen} = \frac{155,55 \text{ kN}}{m} \cdot 281 \text{ m} = 43709,55 \text{ kN}$$

Ved bruk av sikkerhetsfaktor $\gamma_G = 1,35$ og friksjonsfaktoren $\mu_1 = 0,05$, blir den maksimale lanseringskraften som virker på bruoverbygningen

$$P_{Ed} = q_b \gamma_G \mu_1 = 43709,55 \text{ kN} \cdot 1,35 \cdot 0,05 = 2950,39 \text{ kN}$$

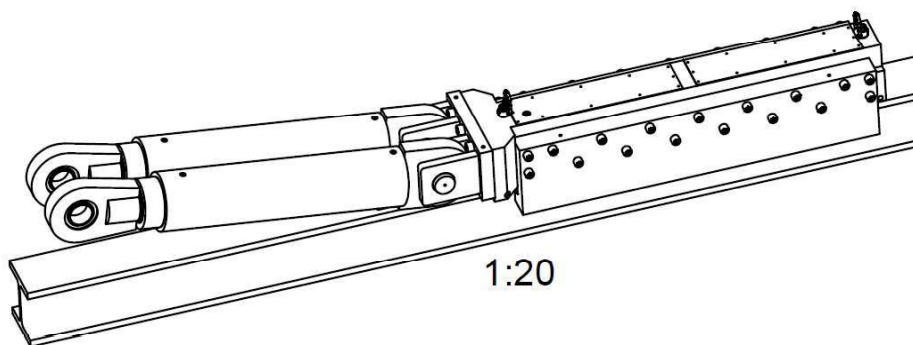
Det kan benyttes et hydraulisk skyvesystem fra Eberspächer, for eksempel «Hydraulic Clamp Shift Units, BH 168». I henhold til Figur 49 har denne jekken en skyvekraft på 3000 kN, som er tilstrekkelig til å skyve den tyngste brua. Jekken kan dermed benyttes til samtlige bruspenn.

Type	Force	Profile*
BH 163	500 kN	HEM 300
BH 169	1000 kN	HEM 300
BH 142	1250 kN	HEM 300
BH 165	1500 kN	HEM 300
BH 173	2000 kN	HEM 300
BH 174	2500 kN	HEM 300
BH 168	3000 kN	HEM 300
BH 158	3800 kN	HEM 300

Figur 49: Hydraulic Clamp Shift Units (Eberspächer, 2021)

Systemet inkluderer en skyvejekk, samt to stk HEM 300 stålbejler. Stålbejlerne støpes inn i den øverste delen av lanseringsbejlerne (beregnet i avsnitt 5.4.3). Skyvejekken er 2,5 meter lang og plasseres på baksiden av det 28 meter lange bruspennet som skal lanseres.

Skyvehastigheten er 20 meter i timen og det kan skyves 1000 mm per syklus (Eberspächer, 2021).



Figur 50: Hydraulisk skyvejekk fra Eberspächer, illustrasjonsbilde mottatt fra NCC

Skyvesystemet er egnet for prosjektet siden bruoverbygningen er forholdsvis lett, og fordi den er enkel å transportere mellom etappene.

5.4.2 Hydrauliske sylindere

De hydrauliske sylindere er valgt plassert med en innbyrdes avstand på 3,5 meter, som svarer til et totalt antall på $n = \frac{28m}{3,5m} = 8 \text{ stk}$ per lanseringsbjelke. Totalt 16 stykker for de to lanseringsbjelkene, som plasseres i utsparinger av lanseringsbjelken. Nødvendig løftkraft på sylindere beregnes som beskrevet i metodekapittelets avsnitt 3.3.4.1. Det totale betongvolumet som belaster hver lanseringsbjelke er

$$Volum_{del \text{ av flens}} = \frac{0,250+0,450}{2} \cdot 2,3m \cdot 28m = 22,54 \text{ m}^3 \text{ per side}$$

Dette gir følgende belastningen på hver sylinder

$$q_{Ed} = \frac{V\rho\gamma_G}{n} = \frac{22,54m^3 \cdot \frac{25,5kN}{m^3} \cdot 1,35}{8} = 96,99kN$$

Det kan benyttes Lock Nut Hydraulic Cylinder RA CL202 fra Enerpac, som vist på Figur 51. Denne har maksimal sylinderkapasitet 218 kN og maksimalt trykk på 700bar (Enerpac, 2021). Sylindere har lavest løftekapasitet av de tilgjengelige alternativene hos Enerpac. Dette er som forventet da bruoverbygningen ikke er så tung.



Figur 51: Hydraulisk sylinder fra Enerpac (Enerpac, 2021)

5.4.3 Lanseringsbjelke og betongfundament

Bakgrunnen for dimensjonering i dette kapittelet er beskrevet i metodekapittelets avsnitt 3.3.4.2. Lanseringsbjelkene lages av betong og har lengde tilsvarende bruspenet som skal lanseres i en syklus, $L = 28m$. Lanseringsbjelken tilpasses dimensjonene på brutverrsnittets steg i underkant, samt tilstrekkelig plass for lanseringspads og innstøping av hydraulisk utstyr som jekker og HEM 300 bjelker. Basert på erfaring fra NCC er det fornuftig å anta tverrsnittsbredde på lanseringsbjelkene, $b = 800mm$.

Høyden på lanseringsbjelken avhenger blant annet av dimensjoner på hydraulisk utstyr og stålbjelker. HEM 300 bjelker (se avsnitt 5.4.1) har en høyde på 340 mm. Hydrauliske sylindere nederst i lanseringsbjelken (se avsnitt 5.4.2) har en høyde på 274 mm i utstrakt posisjon (Enerpac, 2021). I tillegg må det være plass for utsparinger rundt jekkene. Langsgående stålbjelker er valgt å være IPE 200 profiler (se avsnitt 5.4.4), som er 200 mm høye. Høyden kun på utstyret er $h = 340 + 274 + 200 = 814 mm$. Basert på erfaring fra NCC antas det at en bjelkehøyde på 1200mm er tilstrekkelig.

Fundamentet skal ha total lengde på $L = 28m + 2,5m + 2,0m = 32,5m$ som tilsvarer spennet som skal lanseres i en syklus, samt lengden av hydraulisk skyvejekk og nødvendig plass for håndtering av utstyret på baksiden av bjelken. Produksjonsanlegget står oppå en komprimert fylling med tillatt grunntrykk $\sigma_{gd} = 200kPa$. Dimensjonerende belastning på hvert fundament er:

$$N_{Ed} = \frac{1}{2} * q_B * \gamma_G = 155,55 \frac{kN}{m} * 1 m * 1,35 = 104996,25 N$$

Minste tillatte bredde

$$b_y \geq \frac{N_{Ed}}{b_x * \sigma_{gd}} = \frac{104996,25 N}{1000mm * \frac{0,2N}{mm^2}} = 524,98 mm$$

Lanseringsbjelkene har bredde 800mm og må ha en mellomliggende avstand på 200 mm for å være sentrisk plassert i forhold til brutverrsnittet. For at betongfundamentene skal være tilpasset disse målene, benyttes betongfundament med bredde 1200 mm per stykk, og det antas en tykkelse på 500mm. Dette anslaget er basert på erfaring fra NCC.

Totalt betongvolum for bjelker og fundament er

$$V_{bjelker} + V_{fund} = (2 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 28)m^3 + (2 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot 32,5)m^3 = 92,76m^3$$

For at kraften fra lanseringsbjelke og fundament Q skal være i likevekt med den horisontale skyvekraften P må følgende krav oppfylles

$$Q \geq P$$

Fra avsnitt 5.4.1 har vi at $P = q_b \cdot l \cdot \mu_1 = 2185,48 kN$

Minste tillatte betongvolum, samlet for fundament og bjelke, er

$$V = \frac{P}{\rho \mu_2} = 285,7 m^3$$

Forutsatt friksjonsfaktor $\mu_2 = 0,3$ og $\rho = 25,5 \frac{kN}{m^3}$

Valgte dimensjoner for fundament og bjelke er ikke tilstrekkelig til å stå imot kraften fra skyvejekk under lansering, uten ytterligere tiltak. Det anses som hensiktsmessig å forankre konstruksjonen mot landkarvegg, for eksempel ved hjelp av spennkabler fra DYWIDAG. Det forutsettes bruk av 4 stykker threadbar 32WR, som har maksimal spennkraft på 676 kN hver (Dywidag, 2018, s. 75), totalt 2704kN. Valget er basert på erfaring fra NCC.

Alternativt kan dimensjoner på betongfundament og bjelke økes, slik at det samlede volumet blir $286m^3$. Dette anses imidlertid for å være en lite praktisk løsning og anbefales ikke. Siden

det er fire bruer som skal lanseres, må produksjonsanlegget flyttes tre ganger. Det fremstår enklere å transportere en betongkonstruksjon med lavt volum og vekt. Det er billigere med fire spennkabler enn en økning i betong på 193 kubikkmeter.

Oppsummering:

2 lanseringsbjelker betong B45. Dimensjoner $b = 800\text{mm}$, $h = 1200\text{mm}$ og $l = 28000\text{mm}$.

2 fundament i betong B35. Dimensjoner, $b = 1200\text{mm}$, $t = 500\text{mm}$ og $l = 32500\text{mm}$

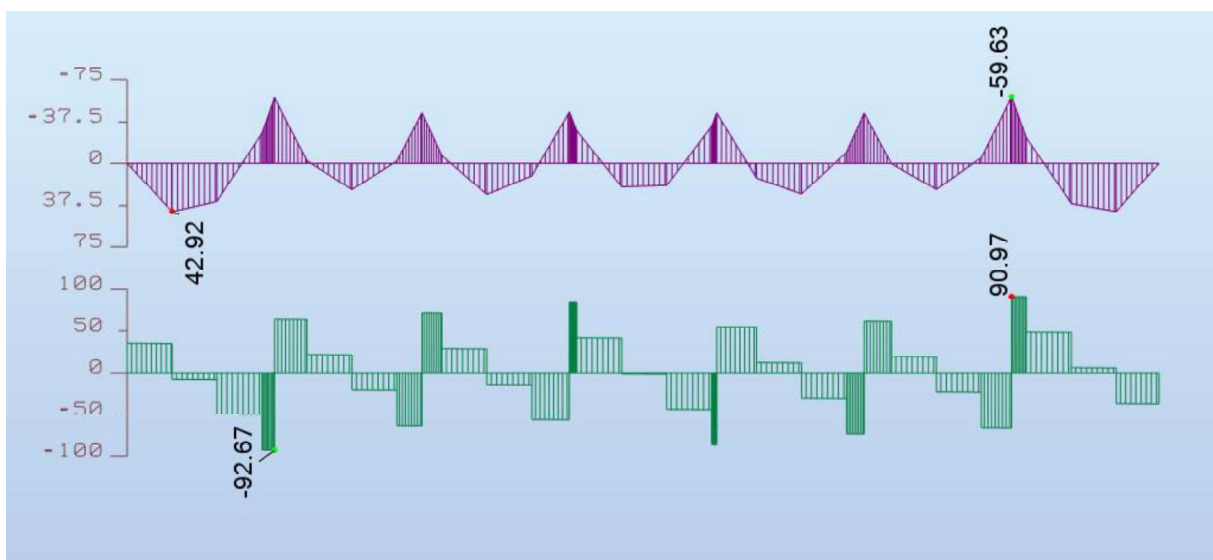
4 spennkabler type 32WR fra Dywidag til forankring av fundament.

5.4.4 Langsgående stålbjelker for oppstøtting av forskalingssystem

Analyse i dette avsnittet er basert på beregningsmodell forklart i metodekapittelet 3.3.4.3 og forutsatt utforming av forskaling vist på Figur 48. Fullstendige analyseresultater fremkommer av vedlegg (8.4 og 8.5).

Moment- og skjærkraftdiagram for IPE 200 tverrsnitt

Inkludert sikkerhetsfaktor $\gamma_G = 1,35$



Figur 52: Moment- og skjærkraftdiagram IPE 200

$$MB_{maks} = MB_{x=1,22m} = 42,92 \text{ kNm}$$

$$MB_{min} = MB_{x=24m} = -59,63 \text{ kNm}_{maks} = V_{x=24m} = 90,97 \text{ kN}$$

$$V_{min} = V_{x=4m} = -92,67 \text{ kN} \text{ alg av tverrsnitt}$$

Velger å bruke stålkvalitet S355. Da må ståltverrsnittet ha elastisk motstandsmoment

$$W_{el,y} \geq \frac{M_{Ed} \cdot Y_{M0}}{f_y} = 176,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Alternativer:

$$\text{IPE200 } W_{el,y} = 194 \cdot 10^3 \text{ mm}^3, \text{ vekt } m = \frac{22,4 \text{ kg}}{m}$$

$$\text{HE-A160 } W_{el,y} = 220 \cdot 10^3 \text{ mm}^3, \text{ vekt } m = \frac{30,4 \text{ kg}}{m}$$

$$\text{HE-B140 } W_{el,y} = 216 \cdot 10^3 \text{ mm}^3, \text{ vekt } m = \frac{33,7 \text{ kg}}{m}$$

Det er gjennomført analyse av IPE 200 og HE-A 160 fordi disse tverrsnittene har lavest egenvekt og dermed vil medføre lavere kostnader for prosjektet.

Alternativ 1: IPE 200

Tverrsnittet har klasse 1 og er verifisert i henhold til EC3 1-1:

EC3 1-1, 6.2.5 Dimensjonerende kapasitet for bøyning

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_f}{Y_{M0}} = \frac{220 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 74,38 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{59,63 \text{ kNm}}{74,38 \text{ kNm}} = 0,80 < 1,0$$

EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet

Skjærareal, A_v , for varmvalset I profil er fastsatt i henhold til 6.2.6. (3) likning j:

$$A_v = A - (2b_f t_f) + t_f (t_w + 2r) = 1401,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,min} = \eta h_w t_w = 1024,8 \text{ mm}^2_{-v} = 1401,6 \text{ mm}^2 > A_{-(v, min)}$$

Tverrsnittsareal $A = 2850 \text{ mm}$,

Flensbredde $b_f = 100 \text{ mm}$

Flenstykkelse $t_f = 8,5 \text{ mm}$

Stegtykkelse $t_w = 5,6 \text{ mm}$

Steghøyde $h_w = 183 \text{ mm}$

Radius $r = 12 \text{ mm}$

$\eta = 1,0$ i henhold til EC3

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{1401,6 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{355 \text{ N}}{\sqrt{3}} \right)}{1,05} = 273,59 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{92,67 \text{ kN}}{273,59 \text{ kN}} = 0,34 < 1,0$$

EC3 1-1, 6.2.8 Bøyning og skjær

Bjelken har store moment og skjærkrefter som opptrer samtidig. Det største bøyemomentet (absolutt verdi) finnes ved $x = 24 \text{ m}$, hvor $M_{B_{x=24m}} = -59,63 \text{ kNm}$. I samme punkt er skjærkraften stor, $V_{x=24m} = 90,97 \text{ kN}$. Den største skjærkraften (absolutt verdi) finnes ved $x = 4 \text{ m}$, hvor $V_{x=4m} = -92,67 \text{ kN}$. Opp tredende moment i dette punktet er stort, $M_{B_{x=4m}} = -58,55 \text{ kNm}$. I henhold til 6.2.8(1) skal det tas hensyn til skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet.

I henhold til 6.2.8(2) kan skjærkraftens innvirkning på den dimensjonerende momentkapasiteten neglisjeres dersom skjærkraften er mindre enn halvparten av den plastiske skjærkapasiteten.

$$0,5V_{pl,Rd} = 136,80 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 92,67 \text{ kN} < 136,80 \text{ kN}$$

Vilkåret er oppfylt, og det kan sees bort fra skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet.

EC3 1-1, 6.3.2.4 Forenklet påvisning for staver fastholdt mot vipping

6.3.2.4 (1) Bjelken anses å ikke være følsom for vipping dersom følgende krav er oppfylt:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

L_c er lengden mellom sideveis støtter som fastholder staven. Bjelken fastholdes av forskalingssystemet, som er plassert på toppflensen hver 1220 mm, $L_c = 1220 \text{ mm}$.

k_c er korreksjonsfaktor for relativ slankhet avhengig av momentfordeling mellom fastholdes.

Denne er valgt i henhold tabell 6.6 og er satt til $k_c = 1,0$

$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_f}}$ er treghetsradien for den ekvivalente trykkflensen som består av trykkflensen og $\frac{1}{3}$

av det trykkpåkjennte stegarealet, om tverrsnittets svake akse.

Trykkpåkjent stegareal for tverrsnittet, $A_f = b_f t_f + \frac{1}{6} h_w t_w = 1020,8 \text{ mm}^2$

2. arealmoment om svak akse, $I_{f,z} = \frac{t_f b_f^3}{12} + \frac{\frac{1}{6} h_w t_w^3}{12} = 708779,69 \text{ mm}^4$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{708779,69 \text{ mm}^4}{1020,8 \text{ mm}^2}} = 26,35 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{\pi\sqrt{E}}{f_y} = 93,9\epsilon = 76,40$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,81$$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{1,0 \cdot 1220\text{mm}}{26,35\text{mm} \cdot 76,40} = 0,61$

Relativ grenseslankhet for den ekvivalente trykkflensen $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$

Verdien er som anbefalt fastsatt i henhold til avsnitt 6.3.2.3, som gir at $\bar{\lambda}_{c0} = 0,5$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{74,38\text{kNm}}{59,63\text{kNm}} = 0,62$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,61 < 0,62$$

Bjelken anses som ikke følsom for vipping.

Tverrsnittet har effektivitet på 80%

Alternativ 2: HE-A 160

En tilsvarende analyse er gjennomført for tverrsnittsalternativ 2, som er et HE-A 160 profil.

Tverrsnittet er klasse 1.

EC3 1-1, 6.2.5 Dimensjonerende kapasitet for bøyning

$$M_{c,Rd} = 83,17 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{59,81\text{kNm}}{83,17\text{kNm}} = 0,72 < 1,0$$

EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet

$$V_{pl,Rd} = 258,44 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{92,93 \text{ kN}}{258,44 \text{ kN}} = 0,36 < 1,0$$

EC3 1-1, 6.2.8 Bøyning og skjær

$$0,5V_{pl,Rd} = 129,22 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 92,93 \text{ kN} < 129,22 \text{ kN}$$

Det kan sees bort fra skjærkraftens virkning på dimensjonerende momentkapasitet.

EC3 1-1, 6.3.2.4 Forenklet påvisning for staver fastholdt mot vipping

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen, $\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} = \frac{1,0 \cdot 1220 \text{ mm}}{44,18 \text{ mm} \cdot 76,40} = 0,36$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{83,17 \text{ kNm}}{59,81 \text{ kNm}} = 0,70$$

$$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

Bjelken anses som ikke følsom for vipping.

Det er bøyekapasiteten som er dimensjonerende for tverrsnittet, $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0,72$. Tverrsnittet har kapasitet på 72 %.

Oppsummering langsgående stålbejelke:

På bakgrunn av foreliggende resultater benyttes IPE 200 på langsgående stålbejelker.

Tverrsnittet har høyeste effektivitet, 80%, og lavest vekt $m = \frac{22,4 \text{ kg}}{m}$ av de vurderte profilene.

Det er behov for totalt 6 langsgående stålbjelker, IPE 200m, med lengde 28 meter. Total mengde, $m = 6 \cdot 28m \cdot \frac{22,4kg}{m} = 3763,2 kg$. Stålbjelker leveres i maksimal lengde på 12 meter, slik at kostnader knyttet til kapping og sveising tilkommer.

Stålbjelkene er valgt plassert som vist på Figur 47.

5.4.5 Tversgående stålbjelker for oppstøtting av forskalingssystem

Beregninger i dette avsnittet baserer seg på modell forklart i metodekapittelet 3.3.4.4. Valgt avstand mellom tversgående stålbjelker er c/c 4000 mm, som gir et totalt antall på 8 stykker. Erfaringsmessig er det behov for en arbeidsplattform på totalt 80 cm på hver side av brutverrsnittet. Tversgående stålbjelker må være minst $L_{min} = 7299mm + 2 \cdot 800mm = 8899$. Tilgjengelig lengde hos leverandør er 12 meter. For å unngå kapping og sveising på byggeplass er det valgt å benytte 12 meter lange stålbjelker. Dette er kostnadsbesparende.

Lengde av bjelken som krager ut på hver side av lanseringsbjelken er:

$$L_{utkrager} = \frac{L - (2 \cdot b_{fund}) - x_{fund}}{2} = \frac{12m - (2 \cdot 0,8) - 0,2}{2} = 5,1 \text{ meter}$$

b_{fund} = fundamentbredde (beregnet i avsnitt 5.4.3)

x_{fund} = avstand mellom fundamentene (se Figur 47)

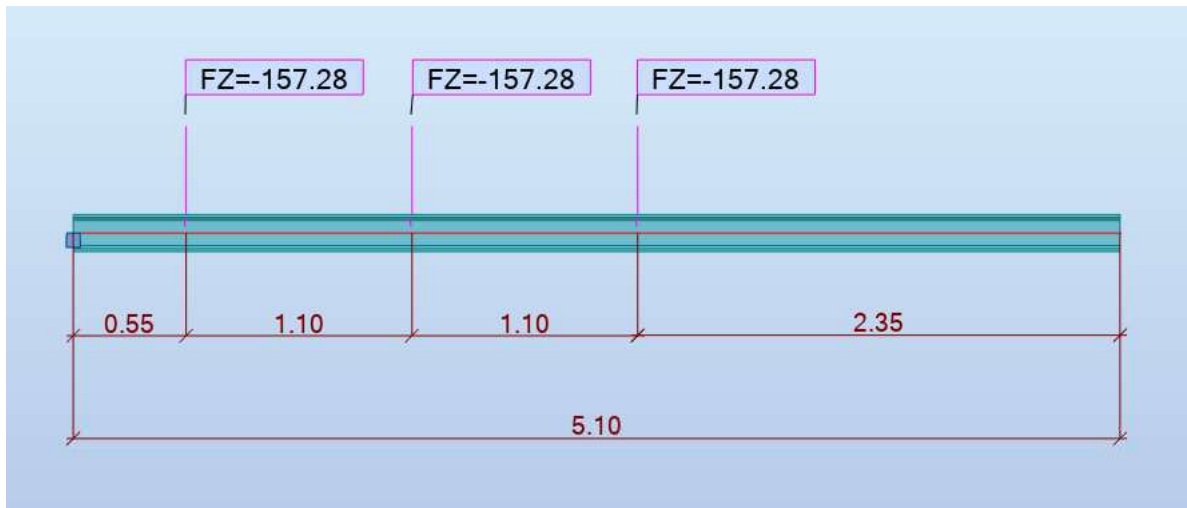
Dimensjonerende belastning på tversgående stålbjelker tilsvarer reaksjonskreftene for langsgående stålbjelke (se Figur 53). Dimensjonerende belastning,

$$P_{Ed} = F_{z,maxs} = 157,28 \text{ kN}.$$



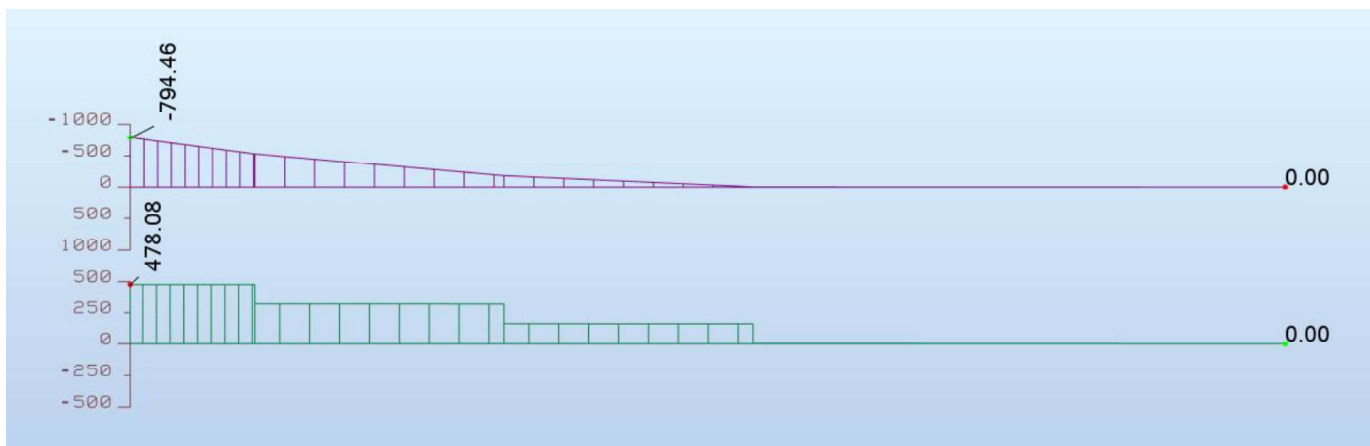
Figur 53: Reaksjonskrefter langsgående IPE 200 bjelke med lengde 28 meter

Antall punktlaster og plassering av punktlastene sammenfaller med hvordan langsgående stålbejelker er dimensjonert. Tre IPE200 bejelker på hver side av brutverrsnittet gir tre punktlaster og disse er plassert 0,55m, 1,65m og 2,75m fra utkragerens innspenning (se Figur 47). Dermed kan tversgående bejelker beregnes på bakgrunn av følgende modell:



Figur 54: Bjelkemodell tversgående stålbejelker, laget i Robot

Moment- og skjærkraftdiagram (ULS)



Figur 55: Moment- og skjærkraftdiagram for tversgående stålbejelker

Valgt tverrsnitt er HE-A 400 og stål kvalitet S355. Tverrsnittet har klasse 1 og er verifisert i henhold til EC3 1-1:

EC3 1-1, 6.2.5 Dimensjonerende kapasitet for bøyning

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_f}{\gamma_{M0}} = \frac{2560 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 865,52 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{794,46 \text{ kNm}}{865,52 \text{ kNm}} = 0,92 < 1,0$$

EC3 1-1, 6.2.6 Dimensjonerende skjærkraftkapasitet

Skjærareal, A_v , for varmvalset I profil er fastsatt i henhold til 6.2.6. (3) likning j:

$$A_v = A - (2b_f t_f) + t_f(t_w + 2r) = 5735 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,min} = \eta h_w t_w = 3872,0 \text{ mm}^2 \quad A_v = 5735 \text{ mm}^2 > A_{v,min}$$

Tverrsnittsareal $A = 15900 \text{ mm}^2$

Flensbredde $b_f = 300 \text{ mm}$

Flenstykkelse $t_f = 19 \text{ mm}$

Stegtykkelse $t_w = 11 \text{ mm}$

Steghøyde $h_w = 352 \text{ mm}$

Radius $r = 27 \text{ mm}$

$\eta = 1,0$ i henhold til EC3

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{5735 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1,05} = 1119,47 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{478,08 \text{ kN}}{1119,47 \text{ kN}} = 0,43 < 1,0$$

EC3 1-1, 6.2.8 Bøyning og skjær

De største verdiene for bøyemoment og skjærkraft inntreffer samtidig ved innspenning og bjelken må kontrolleres i henhold til 6.2.8(1).

$$0,5V_{pl,Rd} = 559,73 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 478,08 \text{ kN} < 559,73 \text{ kN}$$

Skjærkraftens innvirkning på den dimensjonerende momentkapasiteten neglisjeres (i henhold til 6.2.8(2)).

EC3 1-1, 6.3.2.4 Forenklet påvisning for staver fastholdt mot vipping

Trykkpåkjent stegareal for tverrsnittet, $A_f = b_f t_f + \frac{1}{6} h_w t_w = 6345,33 \text{ mm}^2$

2. arealmoment om svak akse, $I_{f,z} = \frac{t_f b_f^3}{12} + \frac{\frac{1}{6} h_w t_w^3}{12} = 42756507,11 \text{ mm}^4$

Treghetsradius for ekvivalent trykkflens $i_{f,z} = \sqrt{\frac{42756507,11 \text{ mm}^4}{6345,33 \text{ mm}^2}} = 82,09 \text{ mm}$

Bjelken fastholdes av overliggende IPE200 profiler, som gir sideveis støtte. To scenarier er testet med tanke på vipping:

1) Avstand mellom sideveis støtte, $L_c = 0,55 \text{ m}$

Korreksjonsfaktor for relativ slankhet, $k_c = 1,0$

Gjennomsnittlig momentverdi, $M_{Ed} = \frac{794,46 \text{ kNm} + 531,94 \text{ kNm}}{2} = 663,2 \text{ kNm}$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen $\bar{\lambda}_f = \frac{1,0 \cdot 550 \text{ mm}}{82,09 \text{ mm} \cdot 76,40} = 0,09$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{865,52 \text{ kNm}}{663,2 \text{ kNm}} = 0,65$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,09 < 0,65$$

2) Avstand mellom sideveis støtte, $L_c = 1,1 \text{ m}$

Korreksjonsfaktor for relativ slankhet, $k_c = 1,0$

$M_{Ed} = 531,54 \text{ kNm}$

Relativ slankhet for den ekvivalente trykkflensen $\bar{\lambda}_f = \frac{1,0 \cdot 1100 \text{ mm}}{82,09 \text{ mm} \cdot 76,40} = 0,18$

$$\bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} = 0,5 \cdot \frac{865,52 \text{ kNm}}{531,54 \text{ kNm}} = 0,81$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,18 < 0,81$$

Bjelken er ikke følsom for vipping.

Det er bøyekapasiteten som er dimensjonerende. Tverrsnittet har en effektivitet på 92%.

Fullstendige analyseresultater fremkommer av vedlegg (8.4 og 8.5).

Oppsummering:

Det benyttes 8 stk HE-A bjelker, S355 med lengde 12 meter for tversgående oppstøtting.

Dette utgjør en stålvekt på totalt

$$m = 8 \cdot 12m \cdot \frac{125kg}{m} = 12000kg$$

5.5 Kalkyle ILM

I avsnittene under presenteres kalkylen for ILM med sitt innhold, hvor kostnadene for mannskap, timeverk og materialer er gjort rede for. Der det ikke er oppgitt begrunnelse for tall er dette basert på erfaring og veiledning hos NCC.

Materialer	Mengde	Enhet	kg	kr/(kg, stk, m ³)	total, kr
Betong, B35 (Fundament)	39	m ³		99450	kr 42 178,50
Betong, B45 (Lanseringsbjelke)	53,76	m ³		137088	kr 58 141,44
IPE 200, s355. 28m	6	stk		3763,2	kr 677 376,00
HE-A s335. 12m	8	stk		12000	kr 2 880 000,00
Forskaling					kr 132 392,00
stålplater til nesa				20430,15	kr 612 904,50
Avstiving nesa				3064,5225	kr 91 935,68
Spennarmering					kr 3 043 380,28
Threadbar 32 WR, Dywidag (PT-Bars)	0,006431	m ³		51,4	kr 411,57
Armering	28	spenn		25650	kr 5 850 192,00
Betong bruoverbygning	4782,4	m ³		1081,5	kr 5 172 165,60
Utstyr	Mengde	Enhet	stk (*kg)	kr/stk(kg)	total, kr
Lastbil og kran	4				kr 738 000,00
Mini tårnkran	1	stk			kr 660 000,00
Hydraulic Clamp Shift Units BH 168	1	stk			kr 1 620 608,00
Lock Nut Hydraulic Cylinder RACL202 fra Enerpac	16	stk			kr 266 760,00
Midlertidige støtter (temporary bearings)	9	stk			kr 43 756,56
Lanseringspads		stk			kr 624 000,00
Produksjonshall og vinsjesystem		stk			kr 72 000,00
Arbeidsplattform	9	stk	1800	40	

Figur 56: Figuren viser et utsnitt av kalkylen i vedlegg 8.6, med de elementene som inngår under postene «Materialer» og «Utstyr».

5.5.1 Drift

Drifts-posten er den posten med flest aktiviteter, og posten med størst kostnader. I den detaljerte beskrivelsen av kalkylen i vedlegg 8.7 finner en kostnadene forbundet med

lansering, syklus, og oppstart. De fleste kostnadene forbundet med drift i sammenligningen av kostnader for ILM og MSS i kapittel 5.7 kommer fra postene under.

Lansering

Ved lansering av brua trengs det to mann til å holde lanseringspads ved hver søyle. Dette er med andre ord en aktivitet som blir mer kostbar lenger ut i lanseringsprosessen. Ved Kvisldalen Jernbanebru med sine ti spenn, er det ved siste spenn behov for atten mann til å holde lanseringspads (to ved hver søyle). Disse har hver sin timespris på 465 kr, i 6 timer. Summen av alle lanseringene havner til slutt på 641 700 kr.

Syklus og oppstart

Syklus og oppstart for hver bru får en samlet prisestimering på 5 546 520 kr + 717 960 kr = 6 264 480 kr. Antall timeverk er hentet fra den daglige fremdriftsplanen, og timesprisen er tatt fra kalkylen til NCC i vedlegg 8.14. En mer detaljert beskrivelse av dette finnes i 'detaljert beskrivelse av kalkyle' i vedlegg 8.7.

Jernbindere og betongarbeidere

Timesprisen for jernbindere og betongarbeidere er hentet fra kalkylen til NCC i vedlegg 8.14, og er satt til 465 kr/t. Antall timeverk for to de gruppene er 280 for ett spenn. For samtlige spenn utgjør dette: $280 TV \cdot 465 \frac{kr}{t} \cdot 28 spenn = 3\,645\,600 kr$

Montering og demontering

Første gangs montering og siste gangs demontering er mer kostbart enn montering/demontering mellom de forskjellige bruene. Dette kommer av at nesa ankommer anleggsområdet i mindre deler, enn den kan monteres ned til ved transport. Ved første montering er det anslått timeforbruk på 10 timer per tonn med stål. Med en vekt på ca. 23,5 tonn blir dette 235 timer for montering første gang. Denne posten med samtlige konstruksjonsdeler blir totalt $281\,939,52 kr \cdot 2 + 55\,800 kr \cdot 2 + 257\,796 kr =$

933 257,04 kr, og inkludert opp- og nedmontering første gang, opp- og nedmontering mellom bruer, og montering av forskalingen.

ILM eksperter

For et prosjekt av typen ILM er det behov for fire eksperter med spesialkompetanse. Ved MSS var det kun behov for tre eksperter. For ILM utgjør dette: 1 800 000 kr + 4 725 000 kr = 6 525 000 kr

Installasjon av permanente brulager

To mann kan installere permanent brulager på en pilar på en dag, og har en timespris på 465 kr. I tillegg trenger en fire jekker som koster om lag 2000 euro pr. stk (erfaringsbasert pris).

En arbeidsdag er åtte timer, som vil si at 24 pilarer koster: $2 \text{ mann} \cdot 465 \frac{\text{kr}}{\text{t}} \cdot 8 \text{ timer} \cdot$

$24 \text{ pilarer} = 178 560 \text{ kr}$. I tillegg til dette kommer kostnaden for de fire jekkene som hver koster 20 121 kr. Totalt blir dette 259 044 kr.

5.5.2 Materialer

Konstruksjonsmaterialer til lanseringsnese og produksjonsanlegg

Nødvendige materialer og mengder til denne posten er basert på dimensjoneringen av konstruksjonsdelene, herunder stålplater til nesen, stålbjelker til produksjonsanlegget med nødvendige betongmengder, og erfaringsbaserte tall fra NCC.

Lanseringsnese og produksjonsanlegg er dimensjonert i avsnittene 5.3.3 - 5.4.5. Priser er hentet ut fra kalkylene til NCC, og der dette ikke har vært oppgitt har vi belaget oss på erfaringsbaserte tall. For nødvendig stålprofiler, stålplater til nesa og avstiving, PT-bars og betong til fundament og lanseringsbjelke blir den totale kostnaden for disse materialene:

$677 376 \text{ kr} + 2 880 000 \text{ kr} + 612 094 \text{ kr} + 91 935,68 + 411,57 + 42 178,5 + 58 141,44 = 4 362 947,69 \text{ kr}$.

5.5.3 Utstyr

Lastebil og kran

En trenger to lastebiler og to kraner for transport og lasting av utstyr, åtte timer hver dag i ti dager. Leie av lastebil koster 850 kr/t, og kran koster 1200 kr/t. Disse trengs for transport mellom alle bruene, og den totale kostnader på denne posten blir 738 000 kr.

Mini tårnkran

For å kunne heise armeringen inn i formen har vi behov for en mini tårnkran. Leie pr. måned er estimert til å være rundt 40 000 kr, og kostnader for reis rundt 60 000 kr. Med en leieperiode på 15 måneder utgjør dette 660 000 kr.

«Hydraulic clamp shift unit» og «Lock nut hydraulic cylinder»

Hydraulisk skyvesystem og hydrauliske sylindere er beregnet i avsnittene 5.4.1 og 5.4.2. Erfaringsmessig ligger prisen på disse på omkring 160 000 euro til sammen, som utgjør 1 620 608 kr (valuta pr. 07.05.2021).

Midlertidige støtter (temporary bearings)

Vi trenger to midlertidige støtter for hver pilar, og tar utgangspunkt i den brua med flest pilarer som er Kvisldalen jernbanebru med 9. Disse gjenbrukes på de andre bruene med færre pilarer. Pris pr. kg er 65 kr, og en støtte veier 228 kg. Dette blir til sammen 266 760 kr.

Lanseringspads

Vi trenger 8 stk. Lanseringspads, per brupilar, og må regne for brua med flest pilarer. Hver lanseringspad koster 60 euro. Totalt blir dette 43 756,56 kr (valuta pr. 14.05.2021).

Produksjonshall og vinsjesystem

Produksjonshallen for ILM må være dobbelt så stor som den som ble brukt for MSS, fordi en trenger dobbelt så stor plass. Vi gjør en forenkling ved å anta at produksjonshallen vår kommer til å koste omtrent dobbelt så mye. Vinsjesystemet inngår i denne prisen på 624 000 kr.

Arbeidsplattform

En arbeidsplattform veier 200 kg og plasseres ved hver pilar. Hver plattform koster 40 kr/kg. Vi tar utgangspunkt i brua med flest spenn, Kvisldalen, og gjenbruker disse for samtlige bruer. Total pris for arbeidsplattformene blir 72 000 kr.

5.5.4 Oppsummering av kalkyle

Kalkylen er delt inn i drift, materialer og utstyr som legger grunnlaget for sammenligningen mellom MSS og ILM i kapittel 5.7. Kostnader forbundet med lansering og andre kostnader knyttet til syklus er basert på timeverk utarbeidet i vedlegg 8.7. Andre elementer under postene er utarbeidet fra kalkylene til NCC, og er ellers basert på erfaring fra ekstern veileder.

5.6 Fremdriftsplan og syklusplan

5.6.1 Utarbeidelse av planer

Det første steget i å definere rammen for fremdriften av prosjektet startet med identifisering av de faste rutineene ved hver syklus. For å gjøre dette ble fremdriftsplanen til NCC (figur 38 i kapittel 4.5) brukt som utgangspunkt, i tråd med veiledning hos NCC. Den overordnede fremdriftsplanen ble et resultat av summen av antall syklus, og tiden det tok for øvrige aktiviteter som transport og montering av lanseringsnese og produksjonsanlegg mellom bruene.

5.6.2 For ILM

Ved lansering av bruoverbygningen for ILM ønsker en å etterstrebe syklustid på én uke. Det er et par oppgaver som er mindre tidkrevende ved lanseringsmetoden en for MSS, men det er

likevel enkelte tiltak som må gjøres for å kunne opprettholde denne syklustiden. Antakelser og begrunnelser er tatt basert på fremdriftsplan for MSS.

Enkelte aktiviteter er styrende for den ukentlige syklusen. Oppspenning og lansering må gjøres på mandag slik at vi rekker å rense formverket før ny armering heises på plass på onsdag, som igjen må skje akkurat den dagen, slik at vi kan støpe og ha herdetiden over helgen igjen. Aktiviteter som å rense formverket, støpe og installere spennarmering kan gjøres før, eller etter planlagt tid, så lenge det er ferdig til de styrende aktivitetene.

Ved siden av disse aktivitetene prefabrikeres det armering kontinuerlig på siden. Det er seks mann som gjør dette mandag, tirsdag og fredag, mens det på torsdag lånes vekk tre jernbindere til å utføre støp, slik at denne aktiviteten med da totalt syv arbeidere kan legge nødvendig mengde betong på torsdag. De resterende tre jernbinderne binder armering. Å prefabrikkere armering kan også gjøres utenfor den planlagte tiden, såfremt det er ferdig produsert til onsdag når den må heises på plass i formen.

Daglig fremdrift for ett spenn, ILM							
	Mandag	Tirsdag	Onsdag	Torsdag	Fredag	Lørdag	Søndag
07:00	Opp- spenning	Rensing av formverk og justering av geometri	Heise på plass prefabrikkert armering	Innstøpe anker/rekkverk /annet. Spennarmering må installeres	Herding av betong	Herding av betong	Herding av betong
08:00							
09:00							
10:00							
11:00							
12:00	Lansering			Støp av tverrsnitt			
13:00							
14:00							
15:00							
16:00							
17:00							
18:00							
19:00							
20:00							
Parallellt							
07:00	Prefabrikere armering	Prefabrikere armering		Prefabrikere armering	Prefabrikere armering		
08:00							
09:00							
10:00							
11:00							
12:00							
13:00							
14:00							
15:00							
16:00							
17:00							
18:00							
19:00							

Figur 57: Syklusplan for arbeid ved ILM. Styrende aktiviteter er markert i gult. Vedlegg 8.10.

Formen til ILM er lettere tilgjengelig, og raskere å rense enn ved MSS. Til denne oppgaven settes det av én dag. Det er ikke behov for forskaling rundt søylene, men derimot en arbeidsplattform som to arbeidere kan stå på for å holde lanseringspads. Dette betyr spart tid, men behov for økt mannskap. Armeringsjern prefabrikkeres ved siden av produksjonsanlegget, og heises på plass med kran når formen blir ledig. Dette arbeidet gjøres parallellt med lansering og rensing/justering av formen.

Betongen støpes på fredager, slik at den får tid til å herde over helgen, dermed blir fredag, lørdag og søndag utnyttet effektivt. Før brusegmentet lanseres må armeringen spennes opp. Derfor testes betongen på mandag, og spennes opp av to mann samme dag, deretter følger lanseringen. Lansering er beregnet til å ta ca. 4 timer, men det legges inn ekstra tid i tilfelle det oppstår uforutsette hendelser. Hele tirsdag er satt av til å rense formverket, og justere på geometrien. Denne aktiviteten kan gjøres når det passer, og er i så måte noe fleksibel. På onsdag heises den prefabrikkerte armeringen på plass. Denne operasjonen må skje på onsdag, og fullføres denne dagen da torsdag er satt av til arbeid på innstøping av gjerder og annet, før betongen støpes den dagen.

Med syklustid på en uke, og transporttid mellom bruer på seks uker har vi grunnlaget for den overordnede fremdriftsplanen. Aktiviteter som å etablere midlertidige veier, sette opp brakkerigg, produksjonshall, arbeidsplattform og montering av nese foregår samtidig som transport mellom bruene.



Figur 58: Fremdriftsplan for tilrigging, nedrigging og produksjon ved Kvisldalen Jernbanebru. For hele fremdriftsplanen, se vedlegg 8.9.

5.6.3 Produksjonstid for MSS

For prosjektet på Venjar Eidsvoll brukte NCC en syklustid på to uker. Fra nedmontering ved forrige bru til montering ved neste bru tok det seks uker (se punkt 4.5), og ut fra disse opplysningene ser vi på en produksjonstid på omtrent 74 uker.

$$\left(2 \frac{\text{uker}}{\text{syklus}} \cdot 28 \text{ syklus}\right) + (6 \text{ uker mellom bruene} \cdot 3 \text{ flyttinger}) = 74 \text{ uker}$$

Nærmere beskrivelse av syklus og fremdriftsplan for MSS er beskrevet under punkt 4.5.

Forskjell i produksjonstid mellom ILM og MSS:

$$(\text{Produksjonstid, MSS})74 \text{ uker} - (\text{produksjonstid, ILM})52 \text{ uker} = 22 \text{ uker}$$

5.6.3.1 Besparelser i lønn som en konsekvens av kortere produksjonstid

En kan regne med å spare om lag 140 000 kr i lønnskostnader fordelt på anleggsleder, driftsleder og stikningsingeniør for hver måned du sparer på produksjon, basert på erfaring fra NCC. For prosjektet på Venjar-Eidsvoll hadde dette gitt en total besparelse på:

$$140\,000 \frac{\text{kr}}{\text{måned}} \cdot \frac{22 \text{ uker}}{4,33 \frac{\text{uker}}{\text{måned}}} = 711\,316,4 \text{ kr}$$

5.7 Sammenligning av kostnader for ILM og MSS

I dette kapittelet presenteres resultatene fra kalkyledata for MSS fra NCC, og kalkyledata som er utarbeidet for ILM. Nærmere beskrivelse av grunnlaget for elementer for ILM kommer frem av vedleggene 8.6 Kalkyle, 8.7 Detaljert beskrivelse av kalkyle samt 8.8 Sammenligning. For MSS er tall hentet fra kalkyle gitt av NCC i vedlegg 8.15, og ellers utarbeidet direkte i regnearket (Vedlegg 8.8 Sammenligning), der dette har vært nødvendig. Der det ikke er oppgitt begrunnelse for tall er dette basert på erfaring og veiledning hos NCC. Videre følger utregning for de fem hovedpostene som utgjør sammenligningen av de to produksjonsmetodene, med en oppsummering av forskjellene. Post/Forklaring til begge sider av sammenligningen er hentet fra ulike deler av kalkylene for ILM i vedlegg 8.6, og for MSS i vedlegg 8.15.

Post/Forklaring	ILM	MSS	Differanse
Betong, armering (bruoverbygning + mengde til produksjonsanlegg), spennarmering	Betong: kr 5 272 485,54 Armering: kr 5 850 192,00 Spennarmering: kr 3 043 380,28 Sum kr 14 166 057,82	Betong: kr 5 172 165,60 Armering: kr 5 738 880,00 Spennarmering: kr 2 173 843,06 Sum kr 13 084 888,66	kr 1 081 169,16
Forskaling, reis, MSS, nese, launching yard, PT-bars	ILM (Nese, launching yard): kr 5 883 235,74 Forskaling: kr 132 392,00 Sum kr 6 015 627,74	MSS vogn(forskaling, finér og reis) kr 9 049 779,20 Sum kr 9 049 779,20	-kr 3 034 151,46
Lastebiler, kraner, transport, materialer og utstyr	To lastebiler og to kraner: kr 738 000,00 Mini tårnkran: kr 660 000,00 Arbeidsplattform: kr 72 000,00 Midlertidige støtter (temporary bearing) kr 266 760,00 Lanseringspads: kr 43 756,56 Produksjonshall og vinsjesystem: kr 624 000,00 Sum kr 2 404 516,56	Kraner: kr 830 400,00 Manitou: kr 358 000,00 Tre for plattformer og hjelpemateriale kr 402 514,00 Intern transport på byggeplass: kr 376 500,00 Sum kr 1 967 414,00	kr 437 102,56
Drift, timeverk	Drift: kr 14 810 999,04 Sum kr 14 810 999,04	Jernbindere: 4 002 868,80 Betongarbeidere: 669 813,90 Drift: 8 157 298,30 Control of production: 637 500,00 Sum kr 13 467 481,00	kr 1 343 518,04
Omprosjektering	kr 1 869 860,06	kr -	kr 1 869 860,06
Total kostnad	kr 39 267 061,22	kr 37 569 562,86	kr 1 697 498,36

Figur 59: Sammenligning mellom hovedpostene for ILM og MSS der besparelser for ILM er markert i grønt, og høyere utgifter for ILM er markert i rødt (vedlegg 8.8). For nærmere forklaring av de ulike elementene i postene, se vedlegg 8.6 for ILM, og 8.15 for MSS.

5.7.1 Kostnader MSS

Kostnadene på denne siden er i hovedsak hentet fra vedlegg 8.15 gitt av NCC, men det var enkelte elementer som ikke var med som har blitt definert i sammenligningen. Dette er mengde betong, armering og spennarmering som til sammen utgjør 13 084 888,66 kr.

Prisen for betong er basert på NCC sin kalkyle i vedlegg 8.14, mens pris for armering og spennarmering er stadfestet gjennom møter med NCC, og deres erfaringspris for dette.

Utrekning mengde betong, samtlige spenn:

$$6,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m} \cdot 28 \text{ spenn} \cdot 1081,5 \text{ kr} = 5\,172\,165,6 \text{ kr}$$

Utrekning armering:

$$150 \text{ kg} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot \left(6,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m} \cdot 28 \text{ spenn}\right) \cdot 8 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 5\,738\,880 \text{ kr}$$

Utrekning spennarmering:

$$\left(\frac{15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 7,3 \text{ m} \cdot 28 \text{ m} \cdot 28 \text{ spenn}}{1000 \text{ kg}} \right) \cdot 25\,322 \frac{\text{kr}}{\text{tonn}} = 2\,173\,843,06 \text{ kr}$$

I neste post har vi kostnader for MSS-vognen. Dette inkluderer vogn, forskaling, finèrplater og reis. For å kunne gjøre en rettferdig sammenligning mot ILM har vi flyttet kostnadene for eksperter MSS ned til drift, da tilsvarende kostnader for ILM befinner seg på denne posten. Den totale kostnaden på denne posten på MSS-siden blir dermed 9 049 779,2 kr.

For posten med kraner, materialer, transport og utstyr har vi på MSS-siden en total kostnad på 1 967 414 kr. Denne summen kommer fra kostnader for kraner som er 830 400 kr, Manitou på 358 000 kr, materialer til plattform, og andre hjelpematerialer til en pris på 402 514 kr, og til slutt kostnadene for intern transport på byggeplassen, 376 500 kr.

I kalkylen til NCC var det ikke tatt med kostnader for jernbindere og betongarbeidere, så dette har blitt inkludert i denne posten. Mengde armering en jernbinder kan legge er basert på erfaring hos NCC.

Utrekning jernbindere:

$$\left(\left(6,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \text{ betong} \cdot 28 \text{ m} \right) \cdot 0,15 \text{ tonn armeing} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot 12 \text{ timer} \cdot 465 \frac{\text{kr}}{\text{t}} \right) \cdot 28 \text{ spenn} \\ = 4\,002\,868,8 \text{ kr.}$$

Utrekning betongarbeidere, basert timeverk og timespris fra vedlegg 8.14

$$\left(\frac{308,67 \text{ TV} \cdot 465 \frac{\text{kr}}{\text{t}}}{6} \right) \cdot 28 \text{ spenn} = 669\,813,9 \text{ kr}$$

5.7.2 Kostnader ILM

Som med kostnadene for MSS i punkt 5.7.1, er også kostnadene for ILM innordnet i de samme hovedpostene i sammenligningen.

I den første hovedposten inngår betong, armering og spennarmering. ILM har de samme betongvolumene- og kostnadene som MSS, men for ILM må vi også ta høyde for nødvendig betong til produksjonsanlegg, som til slutt utgjør en sum på 14 166 057,82.

Utrekning mengde betong, samtlige spenn:

$$\left(6,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m} \cdot 28 \text{ spenn} + 39 \text{ m}^3 + 53,76 \text{ m}^3 \right) \cdot 1081,5 \text{ kr} = 5\,272\,485,54 \text{ kr.}$$

Forskjellen i betongmengden her og ved MSS er behovet for betongen for produksjonsanlegg med tilhørende fundament.

Utrekning armering:

$$\left(150 \text{ kg} \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot \left(\left(6,1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \cdot 28 \text{ m} \cdot 28 \text{ spenn} \right) + (39 \text{ m}^3 + 53,76) \right) \right) \cdot 8 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 5\,850\,192 \text{ kr.}$$

Forskjellen i armeringsmengden for ILM kontra MSS er behovet for armering til produksjonsanlegg med tilhørende fundamenter.

Utrekning spennarmering:

$$\left(\frac{15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1,4 \cdot 7,3 \text{ m} \cdot 28 \text{ m} \cdot 28 \text{ spenn}}{1000 \text{ kg}} \right) \cdot 25\,322 \frac{\text{kr}}{\text{tonn}} = 3\,043\,380,28 \text{ kr.}$$

Forskjellen i mengden spennarmering for ILM kontra for MSS er behovet for 40% ekstra spennarmering.

I neste hovedpost har vi kostnadene for ILM, og her inngår materialkostnader og utstyr til lanseringsnese, produksjonsanlegg og forskaling. Mengde betong og armering som trengs til lanseringsbjelke og fundament inngår i den totale betong- og armeringsmengden for bruprojektet er tatt med i beregningene over, og følger derfor ikke med i utregningene under.

Kostnadene for de ulike materialene og utstyret for produksjonsanlegget:

IPE 200, s235 (28m):

$$6 \text{ stk} \cdot 3763,2 \text{ kg} \cdot 30 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 677\,376 \text{ kr}$$

HE-A, s235 (12m):

$$8 \text{ stk} \cdot 12\,000 \text{ kg} \cdot 30 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 2\,880\,000 \text{ kr}$$

PT-bars (Threadbars):

$$\left(((3,14 \cdot 16^2 \text{ mm}) \cdot 2000 \text{ mm} \cdot 4 \text{ stk} \cdot 10^{-9}) \cdot 8000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \cdot 8 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 411,57 \text{ kr}$$

Kostnadene for «Lock Nut Hydraulic Cylinder RACL202» fra Enerpac, og «Hydraulic Clamp Shift Units BH 168» er estimert til å koste 140 000 euro, og 20 000 euro, som i norske kroner er 1 620 608 kr (valuta fra 15/5-2021).

Stålplatene til lanseringsnesa er basert på tverrsnittdimensjonene tatt frem i ROBOT Structural Analysis, (se 5.3.4.1). Under følger utregninger av volumene til de ulike tverrsnittene. Disse tallene er viktig da prisen for nesa er basert på vekten av platene, som en får fra nettopp disse.

Volum seksjon 1:

$$\left(\frac{81446 \text{ mm}^2 \cdot 2}{1\,000\,000} \right) \text{ m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 0,977352 \text{ m}^3$$

Volum seksjon 2:

$$\left(\frac{72466 \text{ mm}^2 \cdot 2 \text{ stk}}{1\,000\,000}\right) \text{m}^2 \cdot 6 \text{m} = 0,869592 \text{ m}^3$$

Volum seksjon 3:

$$\left(\frac{57002 \text{ mm}^2 \cdot 2 \text{ stk}}{1\,000\,000}\right) \cdot 6,2 \text{m} = 0,7068248 \text{ m}^3$$

Vekt av lanseringsnese:

$$(0,977352 \text{ m}^3 + 0,869592 \text{ m}^3 + 0,7068248 \text{ m}^3) \cdot 8000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 20\,430,15 \text{ kg}$$

Kostnad for lanseringsnese:

$$20\,430,15 \cdot 30 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 612\,904,5 \text{ kr}$$

Avstivning, 15% av nesevekten:

$$(20\,430,15 \cdot 0,15) \cdot 30 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} = 91\,935,68 \text{ kr}$$

Totalt blir kostnadene for ILM med de overnevnte materialer og utstyr:

$$677\,376 \text{ kr} + 2\,880\,000 \text{ kr} + 411,57 \text{ kr} + 1\,620\,608 \text{ kr} + 91\,935,68 \text{ kr} + 612\,904,5 \text{ kr} \\ = 5\,883\,235,75 \text{ kr}$$

Til forskalingen trenger en stoler på $2\text{m} \cdot 2\text{m}$, og de koster 806 kr/stk. Senteravstand er 5000mm, som gir 56 stoler på èn side. Med slike stoler på hver side av bruoverbygningen ender dette på 90 272 kr. Finèrplater koster 130 kr/m², vi har 162 m² rundt bruoverbygningen som gir 21 060 kr. Finèrplater må byttes etter 14 etapper, og totalt blir kostnader for finèr 42 120 kr.

Summer av forskalingskostnadene blir:

$$90\,272\text{ kr} + 42\,120\text{ kr} = 132\,392\text{ kr}$$

Summen av denne posten blir dermed:

$$5\,883\,235,75\text{ kr} + 132\,392\text{ kr} = 6\,015\,627,75\text{ kr}$$

Til transport og lasting av konstruksjonsdeler benyttes to lastebiler og to kraner med en timespris på hhv. 850 kr og 1200 kr. En regner med at de operer i seks timer av gangen, i ti dager ved transport mellom bruene. Dette gjøres tre ganger, og summerer seg opp til en total kostnad på 738 000 kr. Videre har vi kostnader for mini tårnkran. Denne leies i 15 måneder, med en kostnad på 40 000 kr pr. måned, og 60 000 kr for reis, som utgjør 660 000 kr totalt. Arbeidsplattform veier om lag 200 kg pr pilar, og koster rundt 40 kr/kg. En tar utgangspunkt i brua med flest søyler, og kjøper inn til det antallet. Disse gjenbrukes til resten, og prisen blir 72 000 kr.

For installering av midlertidige støtter regner en 65 kr/kg, og en støtte veier 228 kg. En trenger to støtter pr. pilar, og tar utgangspunkt i brua med flest pilarer, ni stk.

$$65 \frac{\text{kr}}{\text{kg}} \cdot 228\text{ kg} \cdot 2 \frac{\text{stk}}{\text{pilar}} \cdot 9\text{ pilarer} = 266\,760\text{ kr}$$

En trenger minst 8 lanseringspads pr. pilar, men disse kan gjenbrukes. For den lengste brua med ni pilarer og 60 euro pr. pad (607,73 kr, valutakurs 14/5-21) blir total kostnad:

$$8\text{ pads} \cdot 607,73 \frac{\text{kr}}{\text{pad}} \cdot 9\text{ pilarer} = 43\,756,56\text{ kr.}$$

Når en støper i kontinuerlige sykluser som ved ILM og MSS er det en fordel å bruke produksjonshall da dette beskytter mot vær, vind og temperatursvingninger. Dette gir større forutsigbarhet og har derfor blitt tatt med som en kostnad. Vinsjesystem inngår også i prisen. Kostnad: 624 000 kr.

Denne poster ender demet på:

$$738\,000\text{ kr} + 660\,000\text{ kr} + 72\,000\text{ kr} + 266\,760\text{ kr} + 43\,756,56\text{ kr} + 624\,000\text{ kr} \\ = 2\,404\,516,56\text{ kr}$$

I driftsposten blir samlet kostnad 14 810 999,04 kr, og inkluderer kostnader for jernbindere, betongarbeidere, kostnadene for aktivitetene forbundet med syklus med tilhørende timeverk og timespris, oppfølging, eksperthjelp, oppmontering/demontering mellom bruer, samt første- og siste montasje, installering av brulagere og montering av forskaling. Tall til denne posten er basert på kalkylene til NCC og gjennom veiledning. Vedlegg 8.7 utgjør grunnlaget for lanseringskostnader, sykluskostnader og mannskap. For nærmere beskrivelse av utgiftene til denne posten, se vedlegg 8.6 og 8.7.

Den siste posten i sammenligningen er omprosjektering, og er en kostnad som kun faller på ILM. Dette er fordi bruoverbygningen var ferdig prosjektert og designet fra byggherre, og ved å benytte MSS kunne en bruke akkurat de samme tegningene. For ILM derimot hadde det vært nødvendig å omprosjekttere, da det hadde vært behov for mer spennarmering, kabler og kontrollarbeid i forhold til dette. Dersom byggherre hadde valgt ILM hadde ikke NCC trengt å ta denne utgiften, men i lys av oppgaven anses dette som en kostnad som må tas med. Den totale kostnaden for omprosjektering ligger på ca. 5% av de totale kostnadene og er basert på erfaring fra NCC.

$$(14\,166\,057,82\text{ kr} + 6\,015\,627,74\text{ kr} + 2\,404\,516,56\text{ kr} + 14\,810\,999,04\text{ kr}) \cdot 0,05 \\ = 1\,869\,860,06\text{ kr}$$

5.8 Oppsummering av kostnader

For ILM trengte vi 40% mer spennarmering som alene utgjorde en prisforskjell på 869 537,22 kr. Den totale prisforskjellen for all betong, armering og spennarmering ble til sammen 1 081 169,16 kr der ILM ble dyrest.

For posten til forskaling, reis, ILM og MSS ble den totale differansen på 3 034 151,46 kr i ILM sin favør. Denne differansen er i stor grad forårsaket av forskjellen i mengde stål.

I posten for transport, kraner, materialer og utstyr ble ILM 437 102,56 kr dyrere enn MSS, der kostnadene for mini-tårnkran i direkte sammenligning med Manitou var en ledende årsak til dette.

For posten vedrørende driftskostnader ble ILM 1 343 518,04 kr dyrere enn MSS. En stor grunn til dette var kostnadene for jernbindere og betongarbeidere. Gjennom hele prosjektets produksjonstid hadde jernbindere og betongarbeidere en total kostnad på 6 264 480 kr for ILM, mens det for MSS hadde en total kostnad på 4 672 682,7 kr. En differanse på 1 591 797,3 kr.

I den siste posten har vi kostnadene for omprosjektering som kun gir kostnad for ILM da det ville kostet NCC 5% av de totale prosjektkostnadene å omprosjekttere bruoverbygningen slik at det hadde blitt riktig mengde spennarmering, kabler, og for tjenester i form av kontroller for dette. Denne kosten ble 1 869 860,06 kr.

Gjennom drøfting med NCC har vi stadfestet at en kan regne med å spare omtrent 140 000 kr/mnd i lønnskostnader for anleggsleder, driftsleder betong og stikningsingeniør til sammen. Dette hadde over 22 uker utgjort en sum på 711 316,4 kr.

5.9 Diskusjon kostnadsanalyse

Hensikten med denne analysen var å se hvordan de ulike utgiftspostene til ILM målte seg opp mot MSS, for å se om ILM ville bli rimelige eller dyrere, og hvor en eventuelt kan finne de store forskjellene. Med bakgrunn i resultatene fra denne analysen kan en se at ILM ble det dyreste alternativet, men hvordan ville utslaget til analysen blitt dersom vi hadde en ekstra bru med ti nye spenn, eller en bru med mange spenn? Det er naturligvis en del besparelser å gjøre i form av lønnskostnader og andre ytelser på et prosjekt som fullfører før planlagt tid. Som det kommer frem i punkt 2.6.3 kan riggekostnadene utgjøre så mye som 40% av den totale entreprisekostnaden for et anleggsprosjekt, og det er rimelig å anta at med flere spenn vil differansen i produksjonstid for de to ulike metodene øke, og dermed øker også den totale rigg- og driftskostnaden. For å se på besparelser som et resultat av kortere produksjonstid er det relevant å se på hvilke lønnskostnader som kan kuttes da en kan tenke seg at dette vil utgjøre en betydelig sum over tid. I sammenligningen vår måtte vi også ta hensyn til omprosjekteringskostnader som utgjorde en betydelig sum, og om forutsetningene for dette hadde vært annerledes kunne det resulterte med ILM som den billigste metoden. For dette prosjektet ble likevel MSS billigere, men for et prosjekt av et større omfang kan en tenke seg

at ILM ville blitt det rimeligste alternativet når en ser på hvor mye besparelser kortere produksjonstid ville gitt.

6 Konklusjon

Konklusjon lanseringsnese

Lanseringsnesen i dette prosjektet har vært forsøkt optimalisert ved en modell av Marco Rosignoli. Med denne tilnærmingen ble det fastsatt at lanseringsnesen lengde bør være 18,2 meter (65% av lengden på et bruspenne) og egenvekt 15,55kN/m (10 % av brutverrsnittet). Det ble også konkludert med en stivhet på $1,2722192 * 10^{16} Nmm^2$ (20% av brutverrsnittets stivhet). Det fordi det var denne stivheten som utfra optimaliseringsmodellen fremstod som den mest optimale.

Den beste av totalt tre bjelker var tverrsnittet i seksjon 1 med en kapasitetsutnyttelse på 29%. Dette er en mye lavere kapasitetsutnyttelse enn den forventede på minimum 80-90%. Kapasitetsutnyttelse er som tidligere beskrevet, et mål på hvor økonomisk lønnsomt vi har klart å lage et tverrsnitt i forhold til dimensjonerende moment. Vi konkluderer med at lanseringsnesen i denne forstand, er overdimensjonert og således ikke optimal. Det kan fra dette antydes videre, at dette er på grunn av at stivheten kanskje ikke var den optimale stivheten til nesen allikevel. Samtidig ønsker vi å påpeke, at egenvekten resulterte i en egenvekt på straks over 1,1 tonn per meter, og at dette er utfra hva som er forventet for en nese på under 30m. Vi kan konkludere med at nesen i denne forstanden oppfyller forventningene, se kapittel 2.2.2.

Foreliggende forskning innen området gir ulik informasjon om hva som er en optimal lanseringsnese, se teori kapittel 2.2. Dette kan forklare hvorfor det ikke fremkommer et svar som vi hadde forventet oss det. Eksempelvis er det foreslått at stivhetsforhold på 10% av brudekket kan være optimal. Reduksjon i stivheten kunne potensielt gitt en lettere lanseringsnese, og dermed lavere materialkostnader i prosjektet. Dette er en mulighet for videre forskning.

Valg av lengde på lanseringsnese er en annen faktor som kunne vært undersøkt i denne sammenheng. Her varierer anslaget for optimale lengder på mellom 50% og 70%. Siden også lengden har direkte påvirkning på momentforløpet og behovet for spennarmering, kunne det vært interessant å undersøke hvordan disse faktorene endret seg ved bruk av en kortere lanseringsnese.

Som siste punkt kunne det også være en mulighet for fremtiden å ta i bruk en mer avansert type programvare, type FEM-design, og teste ut noen av de andre teoriene om hva som er den optimale nesen. Brukonstruksjonen kunne blitt designet utfra ferdige arbeidstegninger fra NCC, og en kunne testet ut en lanseringsnese direkte tilknyttet brukonstruksjonen.

Konklusjon kostnader

Som det ble forklart under avgrensningene (punkt 1.5) har vi til dette prosjektet kun sett på de direkte rigg- og driftskostnadene, og ikke riggkostnadene til resten av prosjektet. Dette betyr at sammenligningen er isolert til de aktivitetene som foregår under produksjonen av bruene, og vil i så måte speile de to produksjonsmetodenes kostnader for det tidsrommet hver produksjonsmetode medføre av disse aktivitetene.

For prosjektets fullstendige omfang, der vi inkluderer samtlige rigg- og driftskostnader, med både funksjonærkostnader, boligrigg, brakkerigg m.m. vil ikke differansen mellom ILM og MSS nødvendigvis være så utslagsgivende for valg av metode, som et prosjekt der vi for eksempel kun ser på en bru med mange spenn.

Vi begrunner dette med at prosjektets totale rigg- og driftskostnader vil gå ned, dersom prosjekttiden for aktiviteter og andre kostnader utenfor produksjonen, som flytting av brakker, materialer, planlegging og funksjonærkostnader også går ned. Dette fører til at den relative forskjellen i produksjonstid til de to metodene vil øke, og i så måte også differansen i kostnader, der ILM kan gi betydelige besparelser som et resultat av dette. Nøyaktig hvor denne grensen går av forholdet mellom antall spenn, bruer og planlegging, er vanskelig å stadfeste, men kan være en interessant vinkling til videre forskning.

Etter å ha analysert de to ulike produksjonsmetodenes kostnader og sammenlignet de mot hverandre, kan vi konkludere med at for prosjektet på Venjar-Eidsvoll hadde MSS vært det rimeligste alternativet. Med den kunnskapen vi nå besitter forventer vi at et prosjekt av en større orden eller med kun én eller flere bruer, kan resultere i besparelser i både tid og kostnader om en velger ILM som produksjonsmetode. Dette baserer vi på resultatet av produksjonstid fra den overordnede fremdriftsplanen, og NCC sine erfaringer med besparelser i forbindelse med rigg- og driftskostnader for anleggsprosjekt med kortere produksjonstid (se punkt 2.6.3).

ILM viste seg å være 1 700 000 kr dyrere, men brukte til gjengjeld 52 uker fra første til siste støp, mot MSS sine 74 uker. For dette prosjektet er besparelser i lønnskostnader for anleggsleder, driftsleder betong og stikningsingeniør estimert til å være omkring 140 000 kr i måneden, som over 22 uker hadde utgjort en sum på 710 000 kr.

For ILM trengte vi 40% mer spennarmering, som alene utgjorde en sum på nesten 870 000, og den totale prisforskjellen for all betong, armering og spennarmering ble til sammen 1 080 000 kr, der ILM ble dyrest.

Videre viste det seg at kostnadene på selve konstruksjonene var billigst hos ILM da det var betydelig forskjell i vekt, og derfor store summer å spare i materialkostnader. Totalt utgjorde dette litt over 3 000 000 kr.

Total kostnad/28 spenn, ILM: 1 402 395,044 kr

Total kostnad/28 spenn, MSS: 1 341 770,102 kr

Vi konkluderer derfor til slutt med at for prosjektet på Venjar-Eidsvoll, og prosjekter med liknende omfang er MSS billigst. For liknende prosjekter av et noe større omfang kan ILM være billigst, om en sparer nok i lønnskostnader og rigg- og driftskostnader som et resultat av spart produksjonstid.

Forslag til videre forskning:

Hvor går grensen i antall spenn og tid, for hvis og når ILM er mer kostnadsbesparende enn MSS?

Hvilke alternative produksjonsmetoder finnes til disse to metodene, og hvordan måler de seg opp på kostnader for et liknende prosjekt?

7 Referanseliste

- Anand, Paul. (2016). Concrete Railway Viaduct Facts: 261m. Concrete Arch Bridge. <https://civildigital.com/contreras-railway-viaduct-facts-261-m-concrete-arch-bridge/>
- Almar-Næss, A. & Christensen, N. (2019, 11. april). Stål. I *Store Norske Leksikon*. <https://snl.no/st%C3%A5l>
- Bakhoun, M. M. (2014). Bridge Construction Methods. I W.-F. Chen & L. Duan (Red.), *Bridge Engineering Handbook Construction and Maintenance* (2. utg., s. 567-627). CRC Press.
- Bane Nor. (2017). *Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16*. <https://www.banenor.no/globalassets/documents/prosjekter/ringeriksbanen-og-e16/reguleringsplan/horingsdokumenter-reguleringsplan/teknisk-dokumentasjon-av-planforslaget/fagrapport-konstruksjoner-strekning-3.pdf>
- Bane Nor. (2019). *Støper bru i løse luften*. <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/venjar-langset/innhold/2019/stoper-bru-i-lose-luften/>
- Bane Nor. (2020, 11.mai). *Om prosjektet Venjar-Langset*.
- Beale, R. & André, J. (2017). *Design Solutions and Innovations in Temporary Structures*. IGI Global.
- Betongelementforeningen. (2010). *Betongelementboken Bygging med betongelementer* (Bd. Bind A). Betongforeningen.
- Bridge Tech. (u.å.). *The Charming History of the Incremental Launching Method*. Bridge Tech. Hentet 22. mai fra <https://www.bridgetech-world.com/blogs/the-bridge-club/the-charming-history-of-the-incremental-launching-method>
- Buckney, N., Pirrera, A. & M. Weaver, P. (2014). Structural Efficiency Measures for Sections Under Asymmetric Bending. *Journal of Mechanical Design*, (January). <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1115/1.4028590>
- Byggeindustrien. (2015, 23. november). Kandidat til Betongtavlen: Gulli Bru. *Byggeindustrien*. <https://www.bygg.no/article/1256228?image=dp-image69964-1256232>
- Doka. (2021a). *Forståelse for hvordan hindringer kan overvinnes*

Forskalingsløsninger for brobygging. Hentet 11.mai fra Doka. (2021b). *Incremental Launching Method Project specific and pre-assembly of adjustable formwork systems for casting-yard construction*. Doka.com.

<https://www.doka.com/en/projects/bridges/incremental-launching-method>

[Record #43 is using a reference type undefined in this output style.]

Eberspächer. (2021, 09. mai). *Hydraulic Clamp Shift Units*.

https://www.eberspaecher-hydraulik.de/pdf/Katalog/AH013_EN.pdf

Eie, J. (2010). *Stålkonstruksjoner* (2. utg.). Fagbokforlaget.

Ekeløf, O. & Larsen, A. (1995). *Forskalingsboka* (3. utg.).

Universitetsforlaget. https://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2009031704082

Enerpac. (2021). *RACL Series Hydraulic Lightweight Cylinders*.

Enerpac. Hentet 9. mai fra <https://www.enerpac.com/en-us/cylinders/aluminum-lock-nut-cylinder/RACL202>

F. Pallett, P. & Filip, R. (2019). *Temporary Works - Principles of Design and Construction* (2. utg.). ICE Publishing.

<https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpTWPDCE01/temporary-works-principles/temporary-works-principles>

Hirmand, M. R., Rahimi, E., Moghadam, A. & Riahi, H. T. (2013). A Mathematical Investigation on the Optimum Design of the Nose-Deck System in Incrementally Launched Bridges. *European Journal of Scientific Research*, 108(1. August), 38-52.

<http://www.europeanjournalofscientificresearch.com/>

Hjelseng, G. V. (2014). *Plasstøpt vs. prefabrikkert betong* [Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet].

IABSE. (2018). *Bridge Deck Erection Equipment: A best practice guide* (S. Harridge & M. Meyer, Red.). ICE Publishing.

<https://doi.org/https://doi.org/10.1680/bdee.61934.401>

Kalsaas, B. T. (2017). *Lean Construction: Forstå og forbedre*

prosjektbasert produksjon (2. utg.). Vigmostad & Bjørke AS

Fagbokforlaget.

- Karlsson, E. & Lööv, E. (2005). *Conceptual Design of Prestressed Concrete Bridges Produced with the Incremental Launching Method: Analysis of prestressing arrangements* [Master in Structural Engineering
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Structural Engineering: Concrete Structures Chalmers University of Technology]. Chalmers Publication Library.
<http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/10767.pdf>
- Kisch, B. & Langefors, P. (2005). *Incremental launching versus scaffolding for construction of prestressed concrete bridges* [Master in Structural Engineering
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Structural Engineering: Concrete Structures Chalmers University of Technology]. Chalmers Publication Library.
<http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/10768.pdf>
- Kisch, B. & Langefors, P. (2005). *Incremental launching versus scaffolding for construction of prestressed concrete bridges* [Masteroppgave, Chalmers University of Technology].
<https://odr.chalmers.se/handle/20.500.12380/10768>
- Larsen Kr., P. (2008). *Konstruksjonsteknikk Laster og bæresystemer* (2. utg.). Tapir Akademisk Forlag.
- LaViolette, M., Wipf, T., Lee, Y.-S., Bigelow, J. & Phares, B. (2007). *Bridge construction practices using Incremental launching*. B. E. Center, C. f. T. R. a. Education & I. S. University.
[http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/NotesDocs/20-07\(229\)_FR.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/NotesDocs/20-07(229)_FR.pdf)
- N400. (2015). *Håndbok N400: Bruprosjektering*
Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.
<https://www.vegvesen.no/attachment/865860/binary/1030718>
- Nor, B. (2010a, 15.mai). *Teknisk regelverk Bruer og konstruksjoner*
Prosjektering og bygging

- Generelle tekniske krav.* Bane Nor.
[https://trv.banenor.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Generelle tekniske krav](https://trv.banenor.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Generelle_tekniske_krav)
- Nor, B. (2010b, 15.mai). *Teknisk regelverk Felles bestemmelser Generelle bestemmelser.*
[https://trv.banenor.no/wiki/Felles bestemmelser/Generelle bestemmelser#Dispensasjon fra Teknisk regelverk](https://trv.banenor.no/wiki/Felles_bestemmelser/Generelle_bestemmelser#Dispensasjon_fra_Teknisk_regelverk)
- Nor, B. (2021). *Sikkert arbeid i og ved BANE NORs infrastruktur - prosedyre.* B. Nor. <https://www.banenor.no/elkraft/ih/sty/STY-601050.pdf>
- NS-EN 1990. (2016). *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.* Standard Norge.
- NS-EN 1992-1-1. (2004). *Prosjektering av betongkonstruksjoner: Allmenne regler og regler for bygninger.* Norsk Standard.
- O'Brien, E. J., Keogh, D. L. & O'Connor, A. J. (2015). *Bridge Deck Analysis* (2. utg.). CRC Press.
- Paul, A. (2014). *Lateral Torsional Buckling in Beams* Hentet 20. Mai fra <https://civildigital.com/lateral-torsional-buckling-beams-lateral-deflection-torsion/>
- Przemyslaw, P. (2020). *Effektiv og innovativ jernbanebrubygging på Venjar-Eidsvoll.* NCC. <https://blog.ncc.no/utblikk/effektiv-og-innovativ-jernbanebrubygging-pa-venjar-eidsvoll/>
- Publications, R. (2019). Roskilde Fjord Bridge. *Premier Engineering*, 1.5, 36-39.
<https://doi.org/https://premierconstructionnews.com/2020/01/03/roskilde-fjord-bridge-denmark/>
- R762. (2018). *Håndbok R762: Standard beskrivelse for bruer og kaier* Prosesskode 2
Hovedprosess 8. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.
<https://www.vegvesen.no/attachment/2362834/>
- Reis, A. J. & Pedro, J. J. O. (2019). *Bridge Design. Concepts and Analysis.* John Wiley & Sons Ltd.
- Rosignoli, M. (2002). *Bridge Launching.* Thomas Telford Publishing.

- Rosignoli, M. (2014). *Bridge Launching*. ICE Publishing.
<https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpBLE0000C/bridge-launching-2nd/bridge-launching-2nd>
- Røtvold, P. B. B. (2017). *Implementering av taktplanlegging i byggeprosjekt for første gang: Casestudie av prosjekt Strandgata 41* [Master, Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet, NTNU]. NTNU Open.
<http://hdl.handle.net/11250/2459266>
- Setså, F. (2015). *Produksjonsbudsjettet som styringsverktøy i mindre rivningsprosjekter* [Master, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet]. nmbu.brage.unit.no.
<https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/bitstream/handle/11250/2359628/setsaa2015.pdf?sequence=1>
- Strukturass. (2021). *Overhead Form Traveller*.
<https://strukturass.no/overhead-ft/>
- Sunnan jernbanebru. (u.å.). Hentet 19. mai 2021 fra
https://www.steinkjerleksikonet.no/sunnan_jernbanebru
- Sørensen, S. I. (2013). *Betongkonstruksjoner Beregning og dimensjoner etter Eurocode 2* (2. utg.). Fagbokforlaget.
- Thue, J. V. (2019, 16. juli). Betong. I *Store Norske Leksikon*.
<https://snl.no/betong>
- Troyano, L. F. (2003). *Bridge engineering A Global perspective*. Thomas Telford.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1680/beagp.32156.0003>
- V440. (2014). *Håndbok V440: Brueregistrering*. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet.
<https://www.vegvesen.no/attachment/111840/binary/964064>
- VSL International. (1977). *The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction*. V. I. Ltd.
https://www.structuraltechnologies.com/wp-content/uploads/2018/02/PT_Incremental_Launching_Method.pdf
- Weiwei, L. & Teruhiko, Y. (2017). *Bridge Engineering - Classifications, Design Loading, and Analysis Methods*. Elsevier.

<https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpBECDLAM1/bridge-engineering-classifications/bridge-engineering-classifications>

Ø Sundberg, C. (2013). Vi vil ikke ta noen sjanser. *Adresseavisen*, (13. mai).

<https://www.adressa.no/nyheter/trondheim/article7557565.ec>
[e](#)

Øderud, H. T. & S. Nordahl, R. (2020, 21. februar 2020). Bro. I E.

Bolstad (Red.), *Store Norske Leksikon*. <https://snl.no/bro>

AAS Jackobsen. (u.å., 16.mai). *Gulli Bru*. Aas-Jacobsen AS.

<https://www.aaj.no/prosjekter/gulli-bru/>

8 Vedlegg

8.1 Rosignoli analyse inkl. dim.verdier

8.2 Analyse nese Ln=0,65L

8.3 Modell Nese AutoCAD

8.4 Beregninger produksjonsanlegg

8.5 Excel utregninger produksjonsanlegg

8.6 Kalkyle

8.7 Detaljert beskrivelse av kalkyle

8.8 Sammenligning

8.9 Overordnet fremdriftsplan

8.10 Daglig fremdrift

8.11 Møtereferat 05.02.21

8.12 Møtereferat 24.02.21

8.13 Møtereferat 17.03.21

8.14 Poster i MAP, kalkyle NCC

8.15 _VEN_bruoverbygning_kalkyle_, kalkyle NCC

8.16 Beregninger nullpunkter og verifikasjoner lanseringsnese