



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Prosjektering av brokonstruksjon -
Løgstien, etappe 4, del 2

Design of bridge structure - Løgstien,
stage 4, part 2

Aram Dada

Ahmed Omar

Sivert Torsvik

Byggingeniør Bachelor
Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap
Institutt for byggfag
Veileder: Jan Bernt Husebø
25. mai 2020

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. *Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet*, § 12-1.

Forord

Denne rapporten er avsluttende arbeid på en treårig bachelorgrad ved institutt for byggfag ved Høgskulen på Vestlandet avdeling Bergen. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng, og ble utført våren 2020.

I rapporten har vi jobbet og fått erfaring med brokonstruksjoner ettersom det ikke er pensum på bachelorstudiet. Vi tenkte det ville være interessant å se påvirkning fra skredlaster på brokonstruksjonen ettersom området tidligere har vært utsatt for skred. På grunn av at emnet var utenfor vårt erfaringsområde, har den motivert oss til å tolke og benytte ulike Norske Standarder og modellanalyser.

Vi ønsker å takke Jan Bernt Husebø som vår veileder og Sweco AS for tildeling av oppgaven. I tillegg ønsker vi å takke Ørjan Fyllingen som hjalp oss med simulering og analyse i Abaqus.

Antall ord: 16 410

Bergen, mai 2020

Aram Dada

Aram Dada

Ahmed Omar

Ahmed Omar

Sivert Torsvik

Sivert Torsvik

Sammendrag

I 2018 gikk det et steinras fra Løvstakken i nærheten av den betraktede brokonstruksjonen i rapporten. I *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016* kommer det frem at det stilles krav til dimensjonering av ulykkeslaster, slik at skaden blir begrenset eller unngått ved for eksempel støt fra skredlaster. Dette blir lagt til grunn ved en kapasitetskontroll av rammene i konstruksjonen.

Oppgaven er tildelt av Sweco AS avdeling Bergen som har ansvaret for prosjekteringen. Ved tildeling av oppgaven var ikke prosjektet gjennomført, slik at flere dimensjoner og andre verdier er basert på antagelser.

Kontroll av kapasiteter utføres i både brudd- og ulykkesgrense. For kontrollen benyttes modelleringsprogrammet Robot Structural Analysis og verdiene herfra blir sammenlignet med håndberegnete verdier gjort etter *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. Før kapasitetskontrollen utføres i Robot, forsøkes det i programmet å modellere en konstruksjon som skal gjenspeile broen i virkeligheten.

I ulykkesgrense blir det sett på skredfaren i området, der skredtypen det er størst fare for blir brukt i beregninger. Kollisjonskraften som påføres blir funnet på to måter, ved bruk av impuls-bevegelsesmengde teoremet og ved en dynamisk forstørrelsesfaktor. Deretter blir metodene satt opp mot hverandre for å finne den mest riktige verdien ut fra antagelsene som blir gjort. Denne verdien brukes videre til å bestemme steinens masse avhengig av fallhøyden.

Rapporten avsluttes med en numerisk simulering av steinsprang i elementmetodeprogrammet Abaqus. Analysen tar for seg hovedverrbjelken i brokonstruksjonen (HEB240). Den dynamiske responsen til bjelken blir undersøkt, og verdier som energi, deformasjoner og tøyninger tas ut. Påliteligheten til modellen undersøkes og deformasjoner sammenlignes med deformasjoner funnet ved den dynamiske forstørrelsesfaktoren. Tøyningen sammenlignes med den kritiske tøyningsverdien oppgitt i Norsok N-004, som indikerer brudd i bjelken.

Abstract

In 2018 there was a rockfall from Løvsstakken near the considered bridge structure in the report. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016* requires design of accidental loads so that the damage is limited or avoided by impact from landslide for example. This is the basis for a capacity check of the frames in the structure.

The assignment is given by Sweco AS who are responsible for the design of the structure. When the assignment was given the project had not yet been completed. This means that several of the values used in the report are based on assumptions.

The capacity check is done in both service and accidental limit state. The modelling program Robot Structural Analysis is used for the check and the values found are compared with calculations done by hand using *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. Before the capacity check in Robot, there is an attempt to model a construction to replicate the bridge in real life using the program.

In accidental limit state the probabilities of both landslides and avalanches in the area are looked at, and the most probable gets used in calculations. The impact force this creates is found in two different ways, using the impulse-momentum theorem, and using a dynamic impact factor. These methods are then compared to find the most accurate value with the assumptions made. This value is then used to calculate the mass of the rock, falling from a given height.

The report finishes with a numerical simulation of rock fall in the Finite Element Method-program Abaqus. This analysis is on the head cross beam (HEB240). The dynamic response of the beam is investigated, and the deformations found are compared to the deformations found with the dynamic impact factor. The strain is compared with the critical strain value given by Norsok N-004, which indicates a fracture in the beam.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract.....	iv
Figurliste	viii
Tabelliste.....	x
Formelliste	xi
Symboler.....	xii
1 Innledning	1
1.1 Prosjektbeskrivelse	1
1.2 Problemformulering	2
1.3 Avgrensing	3
1.4 Bakgrunn	3
1.5 Metode	4
1.5.1 Standarder	4
1.5.2 Håndbøker	5
1.5.3 PTC MathCAD Express Prime 6.0.0.0.....	5
1.5.4 Robot Structural Analysis 2021	6
1.5.5 Abaqus 2019.....	6
2 Grunnleggende om skred	7
2.1 Hva er et skred?	7
2.2 Aktuelle skredtyper i området.....	8
3 Planlagt konstruksjon	9
3.1 Generell beskrivelse av konstruksjonen	9
3.2 Stålets egenskaper.....	11
3.2.1 Deformasjoner	11
3.2.2 Fasthetsegenskaper	12
4 Laster	13
4.1 Klassifisering	13
4.2 Permanente laster	13
4.2.1 Egenlaster.....	13
4.3 Variable laster	14
4.3.1 Trafikklaster	14
4.3.2 Vindlaster	15
4.3.3 Snølaster	21
4.3.4 Termiske laster	22

4.3.5 Ulykkeslaster	22
5 Dimensjoneringsgrunnlag	24
5.1 Dimensjoneringskrav	24
5.1.1 Generelt	24
5.1.2 Pålitelighetsklasse	24
5.2 Grensetilstander	25
5.2.1 Partialfaktormetoden.....	25
5.3 Bruddgrensetilstanden (ULS)	25
5.3.1 Tverrsnittsklasser.....	26
5.3.2 Spenningskontroll	27
5.3.3 Stabilitetskontroll.....	29
5.3.4 Lastkombinasjoner i bruddgrense.....	30
5.4 Ulykkesgrensetilstanden (ALS)	32
5.4.1 Kapasiteter i ulykkesgrense.....	32
5.4.2 Lastkombinasjoner i ulykkesgrense	32
6 Modellering i Robot Structural Analysis	34
6.1 Hva skal modelleres?	34
6.2 Estimering av rammedimensjoner	34
6.3 Valg av modell	36
6.4 Opplagerbetingelser og knutepunkter	37
6.5 Lastplassering	38
7 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden.....	40
7.1 Dimensjonerende lastkombinasjon	40
7.1.1 Hovedtverrbjelke HEB240	40
7.1.2 Søyle RHSS120x120x10	41
7.2 Sammenligning av resultater.....	42
7.2.1 Hovedtverrbjelker HEB240	42
7.2.2 Søylar RHSS120x120x10.....	44
7.3 Vurdering av resultater	45
8 Steinspranglast	47
8.1 Steinsprang fra Løvstakken.....	47
8.2 Steinblokkens dimensjon.....	47
8.3 Bevegelsesbane og nedslagsvinkel	48
8.4 Steinblokkens terminalhastighet.....	49
8.5 Klassifisering av kollisjoner	50
8.6 Steinspranglast ved impuls og bevegelsesmengde	50

8.7 Steinspranglast ved dynamisk forstørrelsesfaktor	51
9 Dimensjonering i ulykkesgrensetilstanden	55
9.1 Lasttilfeller	55
9.1.1 Hovedverrbjelker	55
9.1.2 Søyler	56
9.2 Sammenligning av resultater	57
9.2.1 Hovedverrbjelker	57
9.2.2 Søyler RHSS120x120x10	58
9.3 Vurdering av resultater og andre lasttilfeller	60
10 Numerisk simulering av steinsprang	62
10.1 Formålet med simuleringen	62
10.2 Begrensning i Abaqus	62
10.3 Om Abaqus	63
10.3.1 Generelt	63
10.3.2 Løsningsprosedyren i Abaqus Explicit	63
10.4 Modellering i Abaqus	65
10.5 Kontroll av FEM-analysens pålitelighet	67
10.6 Resultater	68
10.6.1 Plastiske tøyninger	68
10.6.2 Energier	69
10.6.3 Nedbøyninger	71
10.7 Vurdering av resultater	73
11 Diskusjon	74
12 Konklusjon	75
13 Forslag til videre arbeid	76
13.1 Vårt arbeid med rapporten	76
13.2 Forslag til videreføring av rapporten	76
14 Referanseliste	77

Figurliste

Figur 1 - Oversikt over alle etappene på Løvestien [2]	1
Figur 2 - Oversikt over etappe fire (til venstre) [3] og delstrekning 2 (til høyre) [4]	2
Figur 3 - Illustrasjon av bæresystemet til konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS)	3
Figur 4 - Steinsprang fra Løvestakken i 2018 [6]	4
Figur 5 - Steinsprangaktsomhet. Utløsningsområde (mørkegrå) og utløpsområde (lysegrå).....	8
Figur 6 - Snøskredaktsomhet. Utløsningsområde (mørkerød) og utløpsområde (lyserød)	8
Figur 7 - Oversikt over de ulike delene i konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS).....	9
Figur 8 - Viser et snitt av en ramme i konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS)	10
Figur 9 - Elastisk deformasjon av atomgitteret [20, s. 25].....	11
Figur 10 - Plastisk deformasjon av atomgitteret [20, s.26].....	11
Figur 11 - Spennings-tøyningsdiagrammet til stål [21, s. 34].....	12
Figur 12 - Oversikt over de ulike vindretningene på brodekket [26, s.74].....	18
Figur 13 - Oversikt over de ulike vindretningene på brudekket [26, s.74].....	19
Figur 14 - Viser et snitt av slutten på konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS).....	34
Figur 15 – Modellert snitt på slutten av konstruksjonen	35
Figur 16 - Dimensjoner på den største rammen	36
Figur 17 - Maksimal opptredende momentverdi i konstruksjonen med 7 rammer	36
Figur 18 - Maksimal opptredende momentverdi i konstruksjonen med 11 rammer	37
Figur 19 - Innføring av ledd mellom bjelke-søyle-forbindelse	38
Figur 20 - Eksempel på lastplassering i Robot (LK3).....	39
Figur 21 – Maksimale tverrsnittskrefter i bjelke fra lastkombinasjon 1 (LK1)	41
Figur 22 - Maksimale tverrsnittskrefter i søyle fra lastkombinasjon 3 (LK3).....	41
Figur 23 - Fritt opplagt bjelke som benyttes i håndberegninger	42
Figur 24 - Opptredende tverrsnittskrefter i 2D (uten aksialkraft)	43
Figur 25 - Kapasitetskontroll av søyle med ulike tykkelser	46
Figur 26 - Fallende stein antatt som ekvivalent kule med radius r [10, s. 68]	47
Figur 27 - Sannsynlige bevegelsesmønster [10, s. 19].....	48
Figur 28 – Illustrasjon av elastisk-, uelastisk- og fullstendig uelastisk kollisjon [36, s. 74].....	50
Figur 29 - Bruk av en ekvivalent statisk last P for estimering av dynamiske påvirkninger forårsaket av fallende objekt, w [38]	52
Figur 30 - Illustrasjon av et fallende objekt på en fjær [39, s.438]	52
Figur 31 - Steinspranglast midt mellom oppleggene (LT1)	55
Figur 32 - Steinspranglast rett over søylen (LT2)	56
Figur 33 - Steinspranglast på enden av bjelken (LT3)	56
Figur 34 - Massen til en stein, m , som en funksjon av fallhøyde, h	58

Figur 35 - Steinspranglast på 1500kN plassert på midten av hovedverrbejelken	60
Figur 36 - Opptredende moment fra en punktlast på 1500kN.....	61
Figur 37 - Viser utnyttelsen til elementene i de tre første rammene (Ratio).....	61
Figur 38 - Illustrasjon av de modellerte delene	65
Figur 39 - Delene slått sammen.....	66
Figur 40 - Sammenligning av mesh	67
Figur 41 - Maksimal opptredende tøyning i bjelken fra test 1	68
Figur 42 - Maksimal opptredende tøyning i bjelken fra test 2	69
Figur 43 - Energikvantiteter i modellen fra test 1	70
Figur 44 - Energikvantiteter i modellen fra test 2	70
Figur 45 - Maksimal nedbøyning i bjelken fra test 1	71
Figur 46 - Maksimal nedbøyning i bjelken fra test 2	71
Figur 47 - Grafisk illustrasjon av nedbøyning (test 1 til venstre og test 2 til høyre).....	72

Tabelliste

Tabell 1 - Ulike standarder brukt i rapporten.....	5
Tabell 2 - Egenlasten til de ulike konstruksjonsdelene	14
Tabell 3 - Oppsummering av hovedvariabler	18
Tabell 4 - Oppsummering av vindlaster i de ulike retningene (linjelast).....	20
Tabell 5 - Pålitelighetsklasser [21, s. 96]	24
Tabell 6 - Oversikt over betegnelser brukt i dimensjoneringen.....	26
Tabell 7 - Oversikt over tverrsnittsklasser [31, s. 63 og 123]	26
Tabell 8 - Oversikt over aktuelle lastkombinasjoner	31
Tabell 9 - Lastkombinasjon i ulykkesgrensetilstand.....	33
Tabell 10 - Sammenligning av tverrsnittsverdier fra Robot og håndberegninger (ULS).....	42
Tabell 11 - Sammenligning av utnyttelser fra Robot og håndberegninger (ULS)	43
Tabell 12 - Sammenligning av tverrsnittskrefter fra Robot og håndberegninger (ULS)	44
Tabell 13 - Sammenligning av utnyttelser	45
Tabell 14 - Sammenligning av tverrsnittskrefter (LT1)	57
Tabell 15 - Sammenligning av utnyttelser (LT1)	57
Tabell 16 - Sammenligning av tverrsnittskrefter (LT2)	59
Tabell 17 - Sammenligning av utnyttelser (LT2)	59
Tabell 18 - Brukte materialegenskaper for bjelken	66
Tabell 19 - Sammenligning av nedbøyninger fra Abaqus og håndberegninger.....	73

Formelliste

Formel (1)	14
Formel (2)	16
Formel (3)	17
Formel (4)	17
Formel (5)	17
Formel (6)	18
Formel (7)	19
Formel (8)	19
Formel (9)	20
Formel (10)	20
Formel (11)	21
Formel (12)	22
Formel (13)	25
Formel (14)	27
Formel (15)	27
Formel (16)	28
Formel (17)	28
Formel (18)	28
Formel (19)	28
Formel (20)	29
Formel (21)	29
Formel (22)	29
Formel (23)	30
Formel (24)	30
Formel (25)	49
Formel (26)	49
Formel (27)	51
Formel (28)	53
Formel (29)	53
Formel (30)	53
Formel (31)	53
Formel (32)	53
Formel (33)	54
Formel (34)	63
Formel (35)	63
Formel (36)	64
Formel (37)	64
Formel (38)	65
Formel (39)	65
Formel (40)	67
Formel (41)	72

Symboler

Kapittel 1

EC	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
EC1-1	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008
EC1-2	NS-EN 1991-1-2:2003+NA:2010
EC1-3	NS-EN 1991-1-1-3:2003+NA:2008
EC1-4	NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009
EC3	NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015
EC8	NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014

Kapittel 2

NVE	Norges vassdrags- og energidirektorat
-----	---------------------------------------

Kapittel 3

f_y	Flytespenning
f_u	Strekfasthet
ε	Tøyning

Kapittel 4

q	Linjelast
q_{fk}	Jevnt fordelt trafikklast
Q_{fIk}	Horisontal trafikklast
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
$V_m(z)$	Stedsvindhastighet
z_0	Ruhetslengde
z	Byggestedshøyde
V_b	Basisvindhastighet
C_{dir}	Retningsfaktor
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet

$C_r(z)$	Ruhetsfaktor
$C_0(z)$	Terrengformfaktor
Z_{min}	Minimumshøyde
K_r	Terrengruhetsfaktor
K_I	Turbulensfaktor
σ_v	Standardavvik for momentanvindhastighet
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykk
K_3	Overgangssonefaktor
ρ	Densitet
K_p	Toppfaktor
$F_{W,x}$	Vindkraft i x-retning
$F_{W,y}$	Vindkraft i y-retning
$F_{W,z}$	Vindkraft i z-retning
C	Vindlastfaktor
$A_{ref,x}$	Referanseareal i x-retning
$A_{ref,z}$	Referanseareal i z-retning
C_e	Eksponeringsfaktor
C_f	Kraffaktor i x-retning
q_b	basisvindhastighetstrykk
$C_{fx,0}$	Kraffaktor for ingen fri omstrømning ved bruendene
d_{tot}	Total høyde brudekke
$c_s c_d$	Konstruksjonsfaktor
$S_{k,0}$	Karakteristisk snølast på mark (grunnverdi)
H_g	Høydegrense
S_k	Karakteristisk snølast på mark (50 års returperiode)
C_t	Termisk koeffisient
μ_1	Formfaktor

Kapittel 5

ULS	Bruddgrensetilstand
γ_f	Lastfaktor
γ_m	Materialfaktor

γ_{m0}	Materialfaktor
γ_{m1}	Materialfaktor
E_d	Dimensjonerende opptredende verdi
R_d	Dimensjonerende kapasitet
M	Moment
V	Skjærkraft
A	Aksialkraft
χ	Reduksjonsfaktor for bøyeknekking
$\bar{\lambda}$	Relativ slankhet
L_{Cr}	Knekk lengde
k_{yy}	Interaksjonsfaktor
k_{yz}	Interaksjonsfaktor
k_{zy}	Interaksjonsfaktor
k_{zz}	Interaksjonsfaktor
ψ	Kombinasjonsfaktor
SLS	Bruksgrensetilstand
FLS	Utmattingsgrensetilstand
ALS	Ulykkesgrensetilstand

Kapittel 7

$\bar{\lambda}_{LT,0}$	Platå lengde i kurvene for vipping (valsede og sveiste tverrsnitt)
M_{Cr}	Ideelt moment for vipping (kritisk)

Kapittel 8

K_1	Kinetiske energi (initial)
$U_{grav,1}$	Potensiell energi (initial)
K_2	Kinetisk energi (slutt)
$U_{grav,2}$	Potensiell energi (slutt)
v_2	Slutthastighet
F_r	Kollisjonskraft
w	Masse

k	Fjærstivhet
U	Arbeid
ΔT	Endring i kinetisk energi
δ_{max}	Maksimal nedbøyning
δ_{stat}	Statiske nedbøyning
n	Forstørrelsesfaktor
P_{max}	Maksimale last

Kapittel 10

M	Masse-matrise
\ddot{u}	Akselerasjons-vektor
P	Påført kraft-vektor
I	Intern elementkraft-vektor
u	Nodehastighet
Δt	Tidsinkrement
E_I	Intern energi
E_V	Absorbert viskositetsenergi
E_{FD}	Absorbert friksjonsenergi
E_{KE}	Kinetisk energi
E_W	Arbeid utført av opptredende laster
E_{TOTAL}	Totale energi
ω_{max}	Maksimal frekvens
ξ_{max}	En del av den kritiske dempingen
Δt_{stable}	Stabilt tidsinkrement
E	Elastisitetsmodul
I	Annet arealmomen

1 Innledning

1.1 Prosjektbeskrivelse

Løvstien er en ca. 6,7 kilometer lang turvei på Løvstakkens østside som strekker seg fra Langegården til Øvre Riplegården, se figur 1. Selve ideen om en sammenhengende tursti langs Løvstakken er 40 år gammel, men fikk først grønt lys av Bystyret tidlig på 2000-tallet. Etter planen skulle stien vært ferdig og klar til bruk i 2012, men den er fortsatt ikke ferdigstilt ved tildelingen av denne oppgaven. I de nyeste planene er det estimert at stien vil være helt ferdigstilt i 2024. [1] Grunnet lengden til stien er den delt inn i flere etapper, som igjen er delt inn flere delstrekninger.



Figur 1 - Oversikt over alle etappene på Løvstien [2]

Per dags dato er det kun delstrekning to av etappe fire som mangler. Her er det kupert terreng med rasfarlige partier, noe som kan være grunnen til at dette er siste del som mangler for en sammenhengende tursti. I den forbindelse har Sweco AS fått i oppgave å prosjektere en brokonstruksjon som skal binde sammen Solheimslie og Grønnestølen, og dermed fullføre prosjektet. Brokonstruksjonen vil ha en lengde på 400-450 meter, og

skal stå på del B av delstrekning to i etappe fire, se figur 2 (rød farge). Del A og C er turvei fra konstruksjonen til eksisterende sti.



Figur 2 - Oversikt over etappe fire (til venstre) [3] og delstrekning 2 (til høyre) [4]

1.2 Problemformulering

Denne rapporten vil ta for seg dimensjonering av bæresystemet til en brokonstruksjon foreslått av Sweco AS, se figur 2. I første omgang vil det utføres en dimensjonering av konstruksjonen i bruddgrensetilstanden, for å fastslå om de valgte profilene og kvalitetene har tilstrekkelig kapasitet i henhold til fastsatte krav fra Norsk Standard.

I tillegg til en kapasitetskontroll i bruddgrense skal det utføres en ulykkesgrensekontroll ettersom det viser seg å være fare for skred fra det tilstøtende fjellet, Løvsstakken. Denne faren skal kartlegges og omfanget fra lastene på konstruksjonen skal bestemmes. Størrelsen på disse lastene blir det lagt vekt på å finne i oppgaven. Ulike metoder for bestemmelse av laststørrelsen skal anvendes, deriblant en numerisk simulering i elementmetode-programmet Abaqus.



Figur 3 - Illustrasjon av bæresystemet til konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS)

1.3 Avgrensing

I denne rapporten vil det kun bli sett på bæresystemet i stål, som illustrert i figur 3. Spesielt ved beregning av skredlaster vil det bli sett vekk fra tredekket på bæresystemet. Når det gjelder dimensjoneringen av bæresystemet vil det kun bli sett på rammene i konstruksjonen, ettersom de anses å være de viktigste elementene i systemet. Knutepunktene og innfesting av rammene til berg antas å ha tilstrekkelig kapasitet. Dermed ses det vekk fra dette i dimensjoneringen.

Når det gjelder modelleringen i Robot Structural Analysis, vil kun en del av konstruksjonen modelleres. I Abaqus modelleres kun hovedverrbejken i systemet (HEB240), slik at søylen i rammen og andre elementer i konstruksjonen ekskluderes.

1.4 Bakgrunn

Med regn, vind og snø vil sannsynligheten for ulykker øke. I Bergen er det på grunn av topografien mye regn, noe som kan føre til at steiner vil løsne fra fjellssidene og rase ned. En slik hendelse fant sted i 2018, da det gikk et ras fra Løvestakken, se figur 4. Raset var 20 meter bredt og den største blokken var mellom seks og åtte tonn. [5] Geolog Jann Atle Jensen varslet da at det ville komme flere slike ras. [6] Den gangen traff steinene

Løvestien og fortsatte videre til de ble stoppet av rasvullen under stien. Dersom et ras skulle gå fra området over broen kan konsekvensene bli større.

Skader fra slike hendelser skal enten unngås eller reduseres, noe som kommer frem i NS-EN 1990:2002 + NA:2008. [7] Med bakgrunn i dette er det derfor valgt å se på påvirkningen en slik hendelse kan ha på konstruksjonen.



Figur 4 - Steinsprang fra Løvestakken i 2018 [6]

1.5 Metode

Problemstillingen i denne rapporten besvares ved detaljerte håndberegninger og kontroll mot regelverk. I tillegg benyttes programvarer til modellering og analyse av konstruksjonen. Under gis en kort beskrivelse av benyttede verktøy.

1.5.1 Standarder

I byggteknisk forskrift (TEK 17) stilles det krav om at metoder og utførelse av bygg- og anleggskonstruksjoner skal følge kravene i Norsk Standard. [8] Tabell 1 gir en oversikt over standarder som benyttes. Videre i rapporten benyttes de oppgitte forkortelsene.

Tabell 1 - Ulike standarder brukt i rapporten

Navn	Betegnelse	Forkortelse
Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	EC
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster tetthet, egenvekter, nyttelaster i bygninger	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008	EC1-1
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklaster på bruer	NS-EN 1991-2:2003+NA:2010	EC1-2
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster	NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	EC1-4
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster	NS-EN 1991-1-1-3:2003+NA:2008	EC1-3
Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: allmenne regler og regler for bygninger	NS-EN 1993-1- 1:2005+A1:2014+NA:2015	EC3
Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer	NS-EN 1998- 2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014	EC8
NORSOK standard N-004 -Design of steel structures		N-004

1.5.2 Håndbøker

Håndbok “N400 Bruprosjektering” av Statens vegvesen blir brukt som en retningslinje for hvordan brokonstruksjonen skal dimensjoneres i rapporten. Denne håndboken henviser også til hvor de ulike kravene finnes i standardene. [9]

I tillegg til N400 blir andre håndbøker som “Sikring av vegger mot steinskred”, [10] og “R412 Bruklassifisering” brukt til vurdering av steinsprang og klassifisering av broen. [11]

1.5.3 PTC MathCAD Express Prime 6.0.0.0

Mathcad er et beregningsprogram som brukes til beregning og dokumentasjon av teknisk arbeid. I denne rapporten blir de fleste håndberegninger gjort i Mathcad, ettersom det gir struktur og god kontroll på regnestykker. Beregningene fra Mathcad blir brukt som en sikkerhetskontroll av verdiene fra Robot Structural Analysis.

1.5.4 Robot Structural Analysis 2021

Robot er et beregningsprogram som blir brukt til å modellere og analysere konstruksjoner. [12] Dette programmet ble valgt fordi det er lett å bruke og er kjent fra undervisning gjennom studietiden. Versjonen som benyttes er en student-versjon, som vil være tilstrekkelig for analysen som skal utføres i denne rapporten. Programmet benyttes til å modellere et snitt av brokonstruksjonen. Dette snittet blir analysert og kontrollert mot den innebygde dimensjoneringskoden i programmet.

1.5.5 Abaqus 2019

Programmet Abaqus er et elementmetode-program som brukes til FEM-analyser (Finite Element Method). Programvaren tilbyr fire ulike teknologier som brukes i hvert sitt område. I denne rapporten benyttes Abaqus/Explicit til simulering av steinspranglast, ettersom teknologien passer til høyhastighets dynamiske analyser. [13] Her blir det sett på deformasjoner, energier og tøyninger.

2 Grunnleggende om skred

I dette kapitlet blir det gjort rede for hva skred er og hvilke skredtyper som finnes. Deretter blir det sett på hvilke skredtyper som er relevante for området konstruksjonen befinner seg i.

2.1 Hva er et skred?

Skred er etter Norges-vassdrags og energidirektorat definert som «rask forflytning av masse ned i en skråning». [14] Sannsynligheten for at skred skal oppstå er avhengig av terrengforhold og været. Et vått og varmt klima vil kunne øke sjansen for utløsning av noen skredtyper, og redusere sjansen for andre. [15] Skred kan deles inn i tre hoveddeler avhengig av hva de inneholder. De ulike typene er skred fra fjell, snøskred, og løsmasseskred.

Skred fra fjell dannes når steinblokker løsner fra en bratt fjellside og raser ned. Hyppigheten av et slikt skred øker med økte nedbørsmengder. [15] Skred fra fjell kan deles inn i steinsprang, steinskred og fjellskred. Forskjellen på disse er volumet på steinblokkene. Ved steinsprang har steinblokken et volum på maks noen hundre kubikkmeter, mens steinskred har et volum som kan variere fra noen hundre til hundretusen kubikkmeter. Dersom terrenget har helning på over 40° er det større sannsynlighet for at det oppstår steinsprang og steinskred. Fjellskred oppstår dersom man har et ras fra fjell på over hundre tusen kubikkmeter. [16] Et slikt ras skjer glidende, noe som skiller fjellskred fra steinskred og steinsprang. [17]

Snøskred oppstår av at enorme snølag raser nedover bratte fjellsider hvor terrenget på fjellet har en helning mellom 30-50°. Snøskred kan oppstå dersom det er dårlig drenering i grunn, og skjer ofte i områder hvor det er senkninger av terrenget. [16]

Ved løsmasseskred består massen som glir ned bratte skråninger hovedsakelig av stein, sand, grus og leire. Et slikt skred oppstår dersom det er snøsmelting eller nedbør. Dette fører til at løsmassene inneholder store mengder vann, noe som fører til et økt poretrykk. [18]

2.2 Aktuelle skredtyper i området

For kartlegging av skredtyper i området er NVE sine karttjenester benyttet. Ifølge kartdata vil snøskred og steinsprang være de eneste aktuelle skredtypene i området. Figur 5 og 6 viser henholdsvis aktsomhetsområdene for steinsprang og snøskred. Aktsomhetskartene viser potensielle utløsnings- og utløpsområder, og er generert ved bruk av dataverktøy som identifiserer disse områdene ved hjelp av bratthet og geologisk data. [19] Som det kommer frem av figurene er store deler av konstruksjonen (rød linje) i utløsningsområdet for steinsprang, mens hele ligger i utløsningsområdet for snøskred. Ettersom konstruksjonen befinner seg i Bergen blir det antatt at sannsynligheten for et snøskred er noe lavere enn andre steder i landet. Derfor ses det vekk fra snøskred videre i rapporten, og det utføres beregninger tilknyttet steinsprang.



Figur 5 - Steinsprangaktsomhet. Utløsningsområde (mørkegrå) og utløpsområde (lysegrå).



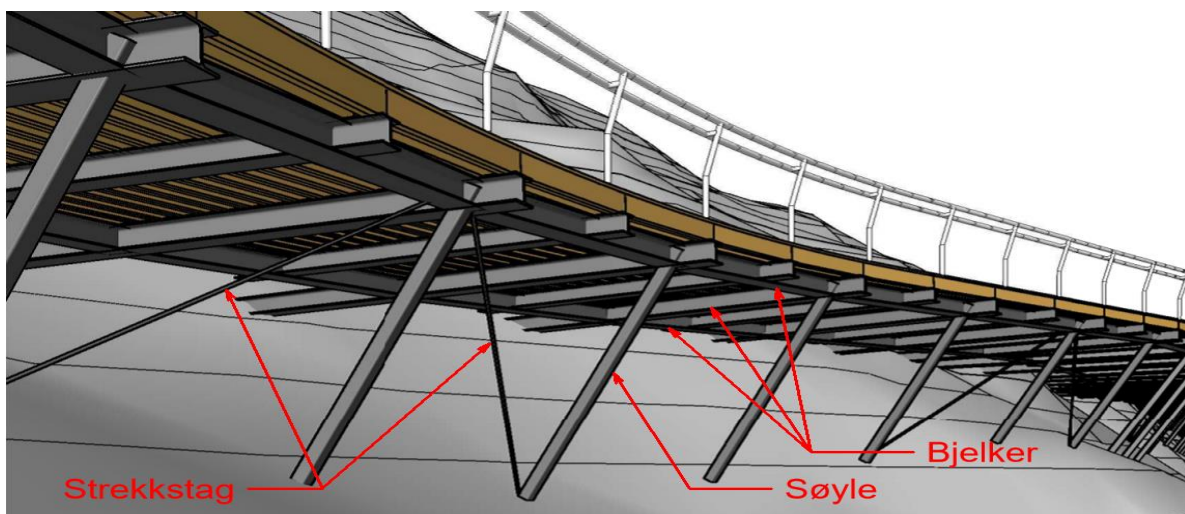
Figur 6 - Snøskredaktsomhet. Utløsningsområde (mørkerød) og utløpsområde (lyserød)

3 Planlagt konstruksjon

I dette kapitlet blir den planlagte konstruksjonen beskrevet i detalj. Dette innebærer størrelsen på konstruksjonen og elementene den består av. I tillegg skal det gis en kort innføring i stålets materialegenskaper.

3.1 Generell beskrivelse av konstruksjonen

Som tidligere nevnt vil brokonstruksjonen foreslått av Sweco AS ha en lengde på 400-450 meter. Bæresystemet vil være i stål og bestå av bjelker, søyler og strekkstag, alle med antatt kvalitet S355. I tillegg består konstruksjonen av et brodekke i tre, se figur 7. Dekket er antatt å ha kvalitet C24.



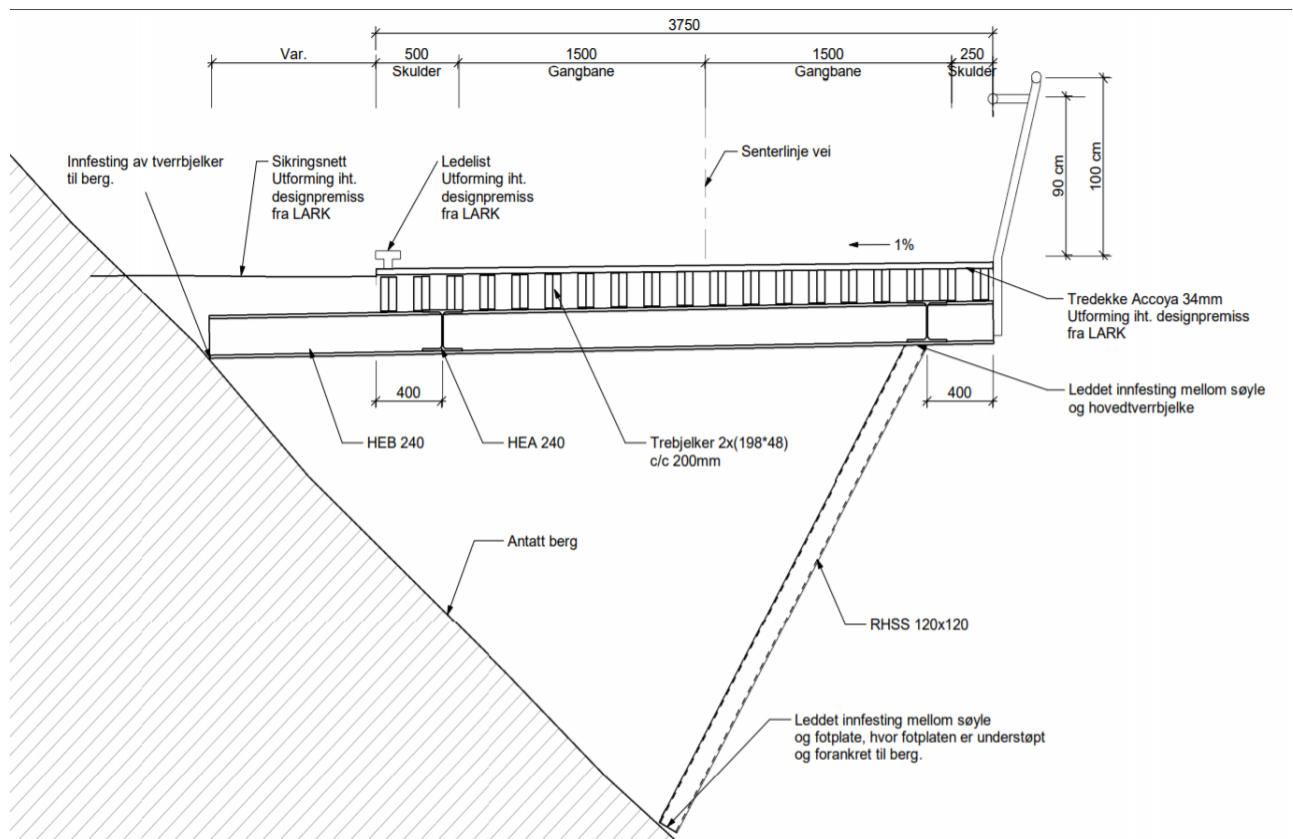
Figur 7 - Oversikt over de ulike delene i konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS)

Bjelkene er delt inn i tverrbjelker, lengdebjelker og endetverrbjelker. Hovedtverrbjelkene vil være av type HEB240, mens de sekundære tverrbjelkene vil være av type HEA200. Disse vil stå vinkelrett på veisenterlinjen og kommer til å ha en lengde på minst 3.75m på hele strekningen. Grunnet en variasjon i avstanden fra veisenterlinje til berg, vil den innerste delen av disse bjelkene ha en variabel lengde. Lengdebjelkene i systemet er av type HEA240 og kommer til å ha en lengde på minimum to meter. Det er planlagt kun to endetverrbjelker i systemet. En vil være på begynnelsen og en vil være på slutten av konstruksjonen. Endetverrbjelkene er av type HEB340, og har samme spennvidde som hovedtverrbjelkene. Disse vil understøpes og forankres med bolter i hver ende av brokonstruksjonen.

Søylene er av type RHSS120x120, og vil stå under hovedverrbjelkene. Stegtykkelsen til dette profilet er ikke oppgitt, og antas derfor å være 10mm, som er den største vanlige tykkelsen på dette profilet. Senteravstanden til søylene vil være på maksimalt fire meter, men både lengden og vinkelen vil variere avhengig av terrengprofilet.

I tillegg til de nevnte delene i bæresystemet, vil det være strekkstag som vil øke stabiliteten til konstruksjonen, se figur 7. Hvilket profil som skal brukes er ikke oppgitt, og det er derfor valgt å bruke RHSS100x100x5, som er et kvadratisk hulprofil.

Brodekket vil være sammensatt av trebjelker og et 34mm tykt tredekke av Accoya. Bjelkene i dekket har et tverrsnitt på 198x48mm², men vil bli satt sammen to og to slik at det totale tverrsnittet blir på 198x96mm². Disse vil bli plassert parallelt med veisenterlinjen og ha en senteravstand på 200mm. Spennvidden vil være på maksimalt to meter. Figur 8 viser en ramme i brokonstruksjonen bestående av tredekket, en hovedverrbjelke (HEB240) og en søyle (RHSS120x120). De sekundære tverrbjelkene (HEA200), endetverrbjelkene (HEB300) og strekkstagene, vises ikke på figuren.



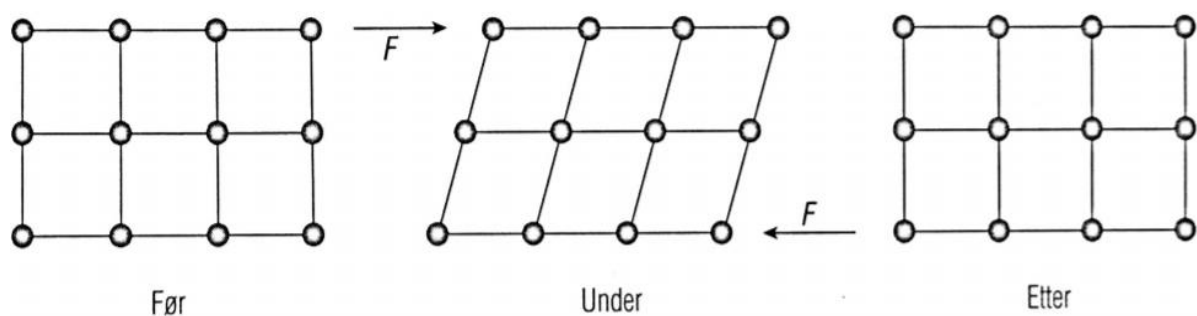
Figur 8 - Viser et snitt av en ramme i konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS)

3.2 Stålets egenskaper

Ettersom rapporten hovedsakelig dreier seg om bæresystemet i stål, velges det å gi en kort innføring i stålets materialeegenskaper og oppførsel. Kjennskap til disse egenskapene vil være nyttig for dimensjonering i både brudd- og ulykkesgrense (kapittel 7 og 9), og for tolkning av simulering i Abaqus som utføres i kapittel 10.

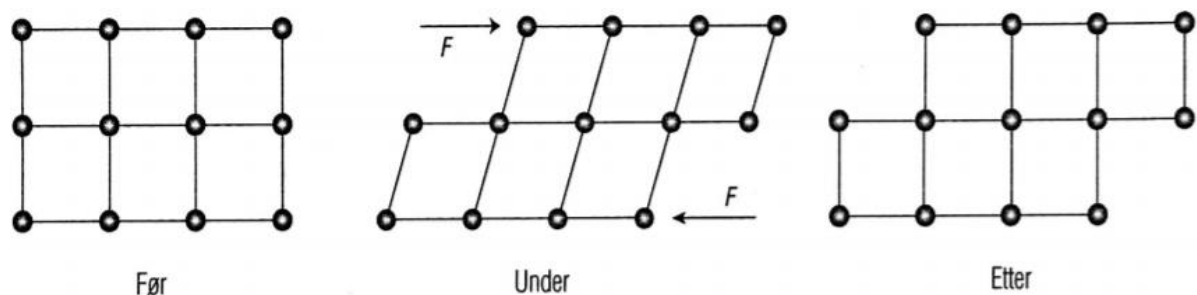
3.2.1 Deformasjoner

Stålmaterialet vil deformere seg dersom det blir utsatt for en ytre kraft. Denne deformasjonen vil enten være elastisk eller plastisk. Elastiske deformasjoner kjennetegnes ved at de kun er midlertidige, slik at en avlastning av den ytre kraften vil føre materialet tilbake til sin opprinnelige tilstand. [20, s. 23] Figur 9 viser hvordan atomgitteret oppfører seg i en elastisk tilstand.



Figur 9 - Elastisk deformasjon av atomgitteret [20, s. 25]

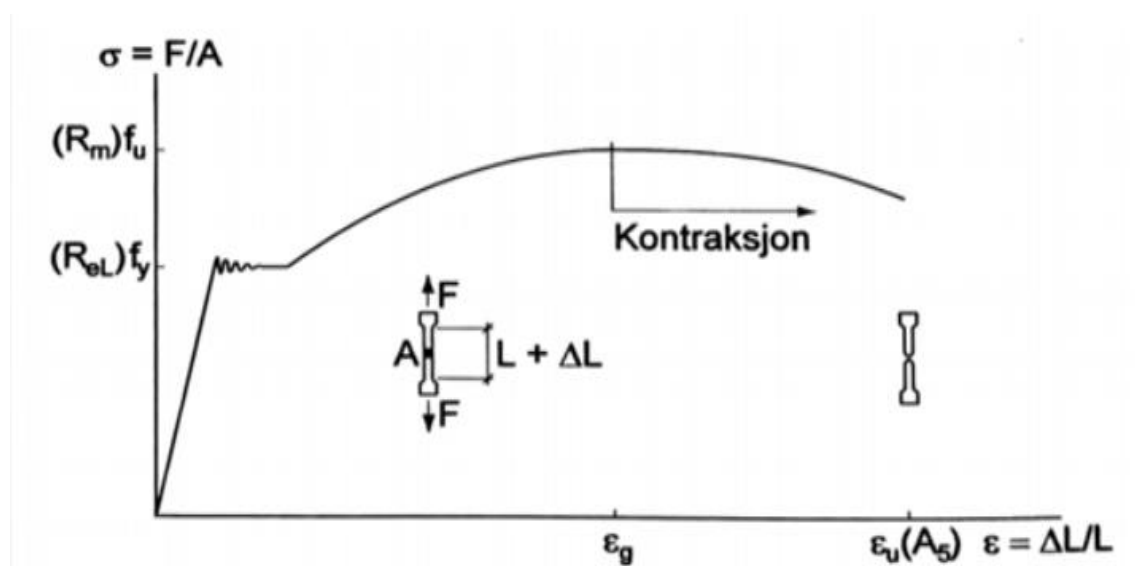
Den maksimale grensen for elastisk deformasjon kalles flytegrense. Dersom denne grensen overskrides vil man få en plastisk deformasjon. Som figur 10 viser, vil det ved en plastisk deformasjon oppstå varige endringer i atomgitteret, ettersom et atomplan vil forskyve seg i forhold til de andre.



Figur 10 - Plastisk deformasjon av atomgitteret [20, s.26]

3.2.2 Fasthetsegenskaper

Både flytegrensen og andre fasthetsegenskaper kan bestemmes ved bruk av materialprøver. Den mest kjente og brukte prøven er en destruktiv strekkprøve, som går ut på å strekke en prøvestav til den går til brudd. Ved denne prøven blir kraften og lengdeøkningen registrert til enhver tid. For å kunne sammenligne materialer med forskjellige tverrsnitt blir kraften og lengdeøkningen regnet om til henholdsvis spenning, σ , og tøyning, ϵ . [21, s. 34] Et typisk spenning-tøyningsdiagram for stål vises i figur 11.



Figur 11 - Spennings-tøyningsdiagrammet til stål [21, s. 34]

Som figuren viser vil stålet oppføre seg lineært elastisk helt til det når flytespenningen, f_y . Dette punktet markerer begynnelsen på plastisk deformasjon som nevnt i punkt 3.2.1. Toppunktet på grafen tilsvarer strekkfastheten, f_u , som er den største registrerte spenningen under prøven. På figuren står ϵ_u for bruddforlengelse og markerer tøyningsgrense for brudd.

4 Laster

Dette kapittelet gir en oversikt over aktuelle laster på konstruksjonen. Laster som skal brukes videre i rapporten blir beregnet med henvisninger og detaljerte prosedyrer. For øvrige laster som utelates, blir det gitt en grundig begrunnelse.

4.1 Klassifisering

Laster deles inn i forskjellige kategorier avhengig av type og hyppighet. I Statens vegvesens håndbok R412, blir laster klassifisert. Her deles lastene inn i permanente laster, variable laster og ulykkeslaster. [11, s. 11]

4.2 Permanente laster

Med permanente laster menes «Laster som ikke endres gjennom den fasen som undersøkes, eller som med stor sannsynlighet vil opptre i lengre perioder i løpet av anleggets levetid». [22, s. 5] Slike laster kan blant annet være: egenlaster, jordtrykk, vanntrykk og permanent ballast. Grunnet konstruksjonens plassering, vil egenlasten til konstruksjonsdeler og ikke fjernbart utstyr, være de eneste permanente lastene.

4.2.1 Egenlaster

Egenlasten til et materiale er avhengig av densiteten, tverrsnittsarealet og lengden. Som nevnt i punkt 3.1, antas det at kvaliteten til treverket er C24 for både trebjelker og tredekket. Dette gjør at densiteten blir $420 \frac{kg}{m^3}$. [23] Densiteten til stål er valgt til $7850 \frac{kg}{m^3}$. Dette er en antagelse basert på vekten til konstruksjonsstål. Tabell 2 viser en oversikt over egenlaster delt inn i linje- og flatelast. For detaljerte beregninger henvises det til vedlegg A1.

Last fra rekkverk er typisk noe lavere enn $0,25 \frac{kN}{m}$, men ettersom det også er et sikringsnett og en ledelist som skal tas med ble lasten satt til $0,25 \frac{kN}{m}$ for å være på sikker side. [24, s.4]

For å finne lasten fra trebjelkene og tredekket må man anta lastene som en jevnt fordelt last. For bjelkene gjøres dette ved å multiplisere densiteten med tykkelsen av bjelkene,

noe som gir en kraft per kvadratmeter. Deretter trekkes mellomrommene fra. Lasten fra dekket finnes ved å multiplisere densiteten med høyden av dekket. De to lastene multipliseres til slutt med spennvidden for å få en linjelast.

Tabell 2 - Egenlasten til de ulike konstruksjonsdelene

Konstruksjonsdel	Linjelast $[\frac{kN}{m}]$	Flatelast $[\frac{kN}{m^2}]$
HEA240	0,59	
HEA200	0,41	
HEB340	1,32	
HEB240	0,82	
RHSS120x120x10	0,33	
C24 (198x48)-Massivt lag	1,60	
Tredekke Accoya 34mm	0,56	0,14
Rekkverk (ikke-bærende)	0,25	

4.3 Variable laster

Variable laster er midlertidige laster som kan variere i styrke og tid. Slike laster blir av Norges Vassdrags- og Energidirektorat definert som laster som «varierer med tiden under drift, eller opptrer som midlertidige belastninger under bygging». [22, s. 6]

4.3.1 Trafikklaster

Trafikklast er laster fra kjøretøy som ferdes på brokonstruksjonen. Siden dette er en gangbro vil også menneskene som ferdes på broen bli regnet som trafikklast. [25, s. 6] Ved beregning av trafikklast, q_{fk} , benyttes formel (5.1) i EC1-2 så lenge dette er mellom 2,5 og $5 \frac{kN}{m^2}$, se formel (1):

$$q_{fk} = 2 + \frac{120}{l+30} \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (1)$$

Ettersom spennvidden, l , for broen er 4 meter vil lasten bli $5,53 \frac{kN}{m^2}$. Siden dette overskrider kravet, settes den til $5 \frac{kN}{m^2}$. [25, s. 61] Linjelasten finnes ved å multiplisere denne verdien med spennvidden. Med en spennvidde på 4m blir $q = 20 \frac{kN}{m}$.

For gangbruer skal en horisontal kraft Q_{flk} som kan virke langs broens lengderetning vurderes. Etter NA.5.4 i EC1-2 skal Q_{flk} settes lik den største verdien av 10% av den jevnt fordelte lasten q_{fk} eller 60% av totalvekten til et tjenestekjøretøy. Ettersom man ikke skal ha kjøretøy på broen vil den horisontale lasten være 10% av den jevnt fordelte lasten. [25, s.9 i NA] Ved kombinerings av laster skal den vertikale linjelasten, q , kombineres med den horisontale lasten Q_{flk} . For beregning av trafikklast se vedlegg A2.1 og for kombinasjoner av disse, se vedlegg A2.2.

4.3.2 Vindlaster

For bestemmelse av vindlast på en brokonstruksjon tar man utgangspunkt i tre vindlastklasser. Hvilken vindlastklasse konstruksjonen tilhører er avhengig av spennvidden, egensvingeperioden og den dynamiske lastvirkningen fra vind. [9, s. 62]

4.3.2.1 Vindlastklasser

Vindlastklasse 1 omfatter alle broer der egensvingeperioden ikke overstiger 2 sekunder, og den dynamiske lastvirkningen fra vind blir ansett som ubetydelig.

Klasse 2 gjelder broer hvor enten egensvingeperioden er større enn 2 sekunder samtidig som spennvidden er mindre enn 300 meter, eller der svingeperioden er mindre enn 2 sekunder og spennvidden mer enn 300 meter. I tillegg gjelder klasse 2 broer hvor den dynamiske lastvirkningen fra vind ikke kan bli oversett.

Vindlastklasse 3 gjelder broer der egensvingeperioden og spennvidden er større enn henholdsvis 2 sekunder og 300 meter. I tillegg må konstruksjonen være utsatt for en merkbar dynamisk lastvirkning fra vind. [9, s. 62]

4.3.2.2 Hvilken vindlastklasse tilhører konstruksjonen?

Ifølge punkt 8.2 (1) i EC1-4, er en dynamisk beregning ikke nødvendig dersom spennvidden til brodekket ikke overstiger 40 meter. [26, s. 75] Konstruksjonen vil derfor tilhøre vindlastklasse 1. Videre er EC1-4 anvendbar for «bygg- og anleggskonstruksjoner med høyde på inntil 200 meter», og «bruer der ingen spenn er over 200 meter, (...)». [26, s. 8] Brokonstruksjonen oppfyller begge kravene, og man kan derfor benytte bestemmelser og prosedyrer angitt i EC1-4 for fastsettelse av karakteristiske vindpåvirkninger.

4.3.2.3 Vindkasthastighetstrykk

De karakteristiske verdiene for vindpåvirkninger som beregnes etter EC1-4 bygger på grunnverdier for vindhastighet eller vindhastighetstrykk. [26, s. 14] Disse verdiene har i henhold til punkt 4.1.2 (7)P i EC, en midlere returperiode på 50 år, og sannsynligheten for at lastene overskrides på ett år er 2%. [7, s. 27] For alle beregninger som gjelder vindlaster henvises det til vedlegg A3.

Vindkasthastighetstrykket er avhengig av turbulensintensiteten, $I_v(z)$, stedsvindhastigheten, $V_m(z)$, og varierer med høyden over terrenget, z . Høyden over terrenget er i denne rapporten antatt å strekke seg fra foten av fjellet til byggestedet. Ved hjelp av et terrengprofil som viser høyden til et hvert punkt på strekningen, ble det høyeste punktet på stien estimert til 149 moh, og høyden ved foten av fjellet estimert til 99 moh, se i vedlegg E1.3 og E1.4. Høyden z settes derfor lik 50m.

Basisvindhastigheten V_b blir i standarden definert som «(...) en funksjon av vindretning og årstid for høyden 10m over bakken og terrengkategori II». [26, s. 15] Formelen finnes i ligning (4.1), og er gitt ved:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (2)$$

C_{dir} og C_{season} er henholdsvis retnings- og årstidsfaktorer, og er her satt lik 1,0 i henhold til anbefalte verdier gitt i punkt. 4.2 (2). [26, s. 15] Basisvindhastigheten V_b blir dermed lik referansevindhastigheten $V_{b,0}$ gitt i tabell NA.4(901.1). Referansevindhastigheten er definert som «(...) den karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten, uavhengig av

vindretning og årstid, 10m over terrengnivå (...)», og er for Bergen kommune lik $26 \frac{m}{s}$. [26, s. 15]

Stedsvindhastigheten $V_m(z)$ er avhengig av basisvindhastigheten V_b , terrengruheten og formen på terrenget, og er gitt ved ligning (4.3), se formel (3): [26, s. 16]

$$V_m(z) = V_b * C_r(z) * C_0(z) \quad (3)$$

Ruhetsfaktoren $C_r(z)$ gir en indikasjon på hvordan stedsvindhastigheten varierer med byggestedets høyde over terrenget, og terrengets ruhet på lo-siden. Formelen for ruhetsfaktoren er gitt i ligning (4.4) og er avhengig av terrengruhetsfaktoren K_r , ruhetslengden z_0 , og minimumshøyden z_{min} . Disse faktorene finnes i tabell NA.4.1, og er avhengig av terrengruhetskategorien. Det er her valgt å bruke verdier tilhørende kategori II definert som «landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær». 216, s. 12 i NA]

For byggesteder nær bratte fjell, åser eller skråninger vil stedsvindhastigheten, turbulensintensiteten, og vindkasthastighetstrykket påvirkes. Disse påvirkningene styres av terrengformfaktoren $C_0(z)$, og turbulensfaktoren K_I . Ettersom vinden kan komme fra alle sider, er det gjort beregninger for både lo- og le-side, og den dimensjonerende verdien er valgt. For lo-siden blir terrengformfaktoren bestemt ved hjelp av en numerisk beregning angitt i A.3 i EC1-4. Prosedyren tar ikke hensyn til turbulensfaktoren, og det velges derfor å sette den lik 1,0, som er den anbefalte verdien. [26, s. 18] Ettersom helningen på terrenget er over 40 grader, noe som kommer frem i punkt 8.3, er faktorene for le-siden bestemt ved bruk av figur NA.4 (901.5) i EC1-4.

Turbulensintensiteten kan dermed beregnes ved å dividere standardavviket til momentanvindhastigheten σ_v , med stedsvindhastigheten $V_m(z)$, og er gitt ved ligning (4.7), se formel (4): [26, s. 18]

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{K_I}{C_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4)$$

Vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ beregnes etter formel NA.4.8 i nasjonalt tillegg, se formel (5): [26, s. 22 i NA]

$$q_p(z) = 0,5 * \rho * V_m^2(z) * [1 + 2 * K_p * I_v(z)] * K_3 \quad (5)$$

Der ρ er lufttettheten, satt lik $1.25 \frac{kg}{m^3}$ og K_p er en toppfaktor lik 3,5. [26, s. 22 i NA]

Faktoren K_3 er en overgangssonefaktor som tar hensyn til ruhetsvariasjonen i området.

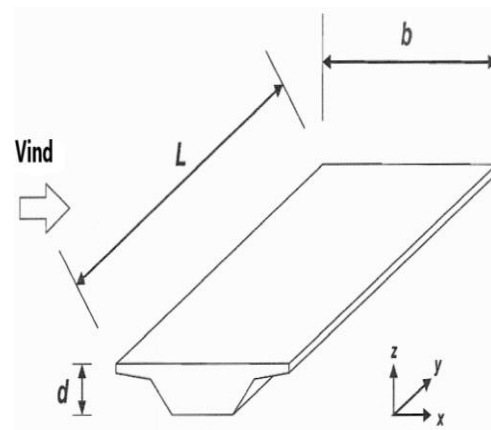
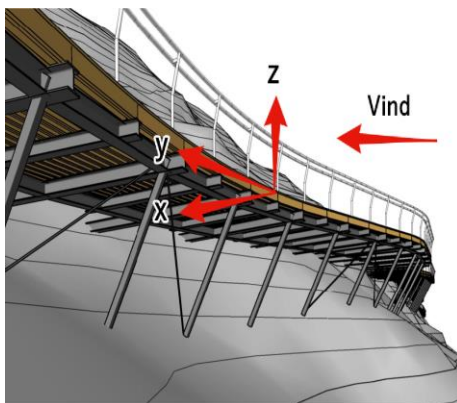
Tabell 3 gir en oversikt over hovedvariabler som inngår i beregning av vindkasthastighetstrykket.

Tabell 3 - Oppsummering av hovedvariabler

$V_m(z) [\frac{m}{s}]$	$I_v(z)$	K_3	$q_p(z) [\frac{kN}{m^2}]$
30.71	0.28	1.04	1.82

4.3.2.4 Vindlast på brudekke uten trafikk

Resultantkrefter beregnes i henhold til kapittel 8 i EC1-4. Etter punkt 8.1 (2), vil kreftene på en bro dannes i x-, y-, og z-retninger, se figur 12. [26, s. 74]



Figur 12 - Oversikt over de ulike vindretningene på brodekket [26, s.74]

Kraft i x-retning:

For kraft i x-retning benyttes den forenklede metoden gitt i punkt 8.3.2 (1). [26, s. 77]

Formelen er gitt i ligning (8.2), se formel 6:

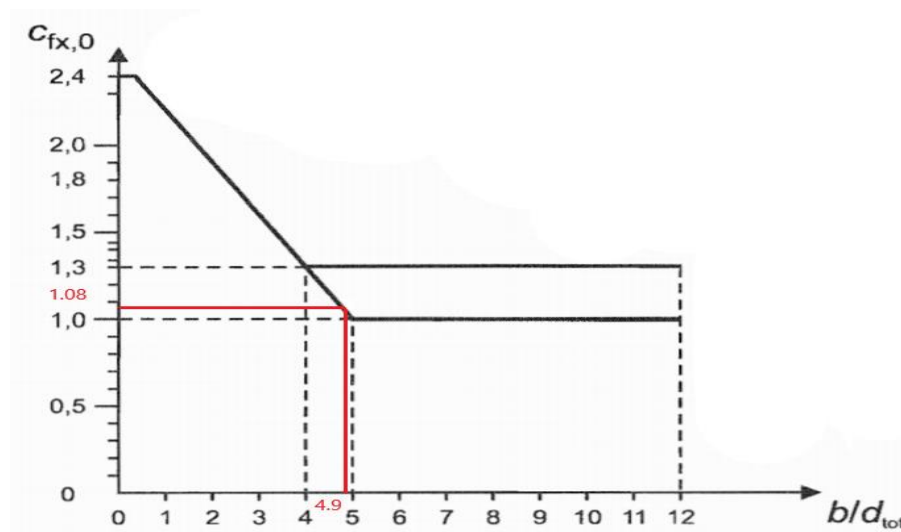
$$F_{W,x} = 0.5 * \rho * V_b^2 * C * A_{ref,x} \quad (6)$$

Her er ρ lufttettheten, V_b er basisvindhastigheten beregnet i kapittel 4.3.2.3, C er vindlastfaktoren og $A_{ref,x}$ er referansearealet i x-retningen [26, s. 77].

Vindlastfaktoren beregnes ved å multiplisere eksponeringsfaktoren C_e og kraftfaktoren $C_{f,x}$, jfr. punkt 8.3.2 (1). Eksponeringsfaktoren er gitt i ligning (4.9), og bestemmes ved å dividere vindkasthastighetstrykket beregnet i kapittel 4.3.2.3, med basisvindhastighetstrykket q_b . Sistnevnte beregnes etter ligning (4.10), se formel 7:

$$q_b = 0.5 * \rho * V_b^2 \quad (7)$$

I denne rapporten antas det ingen fri omstrømning ved endene av broen, slik at kraftfaktoren $C_{f,x}$ kan settes lik kraftfaktoren uten fri omstrømning $C_{f,x,0}$ og kan beregnes ved bruk av figur 8.3 i EC1-4, se figur 13. [26, s. 75] Faktoren d_{tot} finnes i tabell 8.1, og er avhengig av utformingen av broen og tykkelsen til brudekke, $d = 472 \text{ mm}$. Brokonstruksjonen har åpent sikkerhetsrøkkverk på én side, slik at d_{tot} settes lik $d + 0.3 \text{ m}$. [26, s. 77]



Figur 13 - Oversikt over de ulike vindretningene på brudekket [26, s.74]

Bredden til dekket, b , er her satt til 3,75 m. Referansearealet $A_{ref,x}$ kan dermed beregnes ved å multiplisere d_{tot} med spennvidden til dekket i lengderetningen L , jfr. figur 8.3 i EC1-4. [26, s. 75]

Kraft i y-retning:

For krefter i y-retningen brukes anbefalte verdier i punkt. 8.3.4 (1). For fagverksbruer vil kraften i y-retning tilsvare 50% av kraften i x-retning, se formel (8). [26, s. 79]

$$F_{W,y} = 0,5 * F_{W,x} \quad (8)$$

Kraft i z-retning:

Krafft faktoren i z-retning, $c_{f,z}$, bør defineres både oppover og nedover. Dersom det ikke er gjennomført vindtunnelprøver, anbefales det at faktoren settes lik $\pm 0,9$, jfr. punkt 8.3.3(1). Videre skal det ta hensyn til at kraften i z-retning kan angripe overflaten med en eksentrisitet e som settes lik $\frac{b}{4}$. [26, s. 78]

For beregning av referansearealet i z-retning $A_{ref,z}$ benyttes ligning (8.3), se formel (9):

$$A_{ref,z} = b * L \quad (9)$$

Kraften i z-retning beregnes da som følgende, se formel (10):

$$F_{W,z} = 0.5 * \rho * V_b^2 * C * F_{W,y} \quad (10)$$

De beregnede resultantkreftene må gjøres om til linjelaster før de inngår i dimensjoneringen, se vedlegg A3. Tabell 4, viser linjelastene i de ulike retningene.

Tabell 4 - Oppsummering av vindlaster i de ulike retningene (linjelast)

Last i x-retning, $q_{D,x} \left[\frac{kN}{m} \right]$	Last i y-retning, $q_{D,y} \left[\frac{kN}{m} \right]$	Last i z-retning, $q_{D,z} \left[\frac{kN}{m} \right]$
1.83	0.91	± 1.27

4.3.2.5 Vindlast på brudekke med trafikk

Ifølge håndbok N400 skal det tas hensyn til samtidighet av vind- og trafikklaster på en brokonstruksjon uansett vindlastklasse. For gang- og sykkelbroer kan denne kontrollen derimot unnlates. [9, s. 64] Ettersom kjøretøy ikke skal ferdes på broen er unnlateskriteriet oppfylt, og det vil derfor ikke tas hensyn til denne kombinasjonen i rapporten.

4.3.2.6 Vindlast på bjelke

Ettersom dekket ikke ligger på hele bjelken, vil det være en del av bjelken som blir direkte utsatt for vind. Denne vinden vil være antatt lik vind på broen per kvadratmeter. Lasten kan da beregnes ved å multiplisere flatelasten med bredden av bjelken. Dette gir en last på $q_b = 1.64 \frac{kN}{m^2} * 0.24m = 0.4 \frac{kN}{m}$.

4.3.2.7 Vindlast på søyle

Vindlast på søylene i systemet beregnes etter punkt 5.3 i EC1-4. Vindkraften finnes i ligning (5.3) og er gitt ved: [26, s. 21]

$$F_{W,s} = c_s c_d * c_f * q_p(z) * A_{ref} \quad (11)$$

Der $q_p(z)$ er den beregnede verdien i punkt 4.3.2.3, og A_{ref} tilsvarer referansearealet til søylen. Konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$ settes lik 1 etter punkt 6.2, mens kraftfaktoren c_f beregnes etter punkt 7.6. Lasten på søylene er antatt lik uansett retning. Dette gjøres fordi verdiene vil være omtrent like. Resultantkraften $F_{W,s}$ ble lik 1,21 kN, noe som gir en linjelast, $q_{D,s}$, på $0,2 \frac{kN}{m^2}$. For detaljert beregning se vedlegg A3.

4.3.3 Snølast

Beregning av snølast utføres i henhold til EC1-3.

Karakteristisk snølast i Bergen kommune er på $2.0 \frac{kN}{m^2}$ etter tabell NA.4.1(901). Ved bygging over høydegrense, som i dette tilfellet er 150 moh, vil man få en tilleggsverdi. Her bygges det ikke over denne grensen, og man får dermed ingen tilleggsverdi. Dette medfører at snølasten på mark for 50 års returperiode s_k , er lik snølasten på mark S_{k0} , se vedlegg A4.

I tillegg til den karakteristiske snølasten må topografisk faktor, C_e , og termisk faktor, C_t , vurderes i beregningen av snølasten. Den termiske faktoren bør vurderes for tak med høy varmegjennomgang, som fører til at snølasten reduseres. [27, s.8] For broen settes C_t lik 1.0 etter punkt 5.2(8) ettersom det er usannsynlig med økt varmegjennomgang. I bestemmelsen av den topografiske verdien må man vurdere utviklingen rundt byggeplassen. [27, s.13] Ettersom det bygges inntil et fjell, kan dette virke som en vindskjermer for brokonstruksjonen. Derfor brukes en verdi på 1.2 for C_e , hentet fra tabell NA.5.1.

Formfaktoren for jevnt fordelt snølast på tak bestemmes etter punkt 5.3 i EC1-3. Dekket blir sett på som tak på broen og har en vinkel på 0° . Dette gir en formfaktor $\mu_1 = 0.8$, se tabell 5.2 i EC1-3. Snølasten på dekket får da en verdi på $1.92 kN/m^2$ som beregnes etter ligning (5.1), se formel (12):

$$s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k \quad (12)$$

I punkt 1.1 (8) i EC1-3 kommer det frem at standarden hovedsakelig gjelder bygninger og ikke brokonstruksjoner. Derfor må verdier for spesielle aspekter vurderes. Noe som må bli vurdert ut fra dette er fonning av snø. Ettersom rekkverket kan samle opp snø og deler av konstruksjonen som står inntil fjellet også vil kunne samle snø, blir fonning antatt som en jevnt fordelt last over hele brodekket. For å anta en verdi er et tillegg på 100% valgt, ettersom dette med stor sannsynlighet er til sikker side. Snølasten, s , blir dermed $3.84 \frac{kN}{m^2}$. Denne lasten multipliseres med en spennvidde på 4 meter, som gir en linjelast på $15.36 \frac{kN}{m}$.

Ettersom tredekket ikke dekker hele lengden til bjelken i konstruksjonen, vil det være en annen verdi for snølasten på selve bjelken. Denne verdien finnes ved å multiplisere flatelasten med bredden av flensen til HEB 240 bjelken. Ettersom bredden er på 240mm, blir linjelasten på bjelken $0.92 \frac{kN}{m}$.

4.3.4 Termiske laster

Termiske laster kommer fra påvirkning av temperatur, enten det er høye eller lave temperaturer. I NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008 er termiske laster beskrevet som «Påvirkning på en konstruksjon beskrevet ved netto varmestrøm til bygningsdelene». [28] For denne broen vil ikke hverdagslige temperaturer være noen utfordring, men ved høy temperatur vil det kunne oppstå problemer. Høye temperaturer vil bare være en utfordring dersom de blir unaturlig høye, noe som bare vil oppstå ved brann, som kommer i ulykkeslaster.

4.3.5 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er i håndbok N400 definert som «laster som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendelser». [9, s. 75] Dette kan for eksempel omhandle påkjørsler, ras, brann og eksplosjon, skred og naturkatastrofer.

4.3.5.1 Seismiske laster

Seismiske laster skal bestemmes i henhold til EC8, der konstruksjoner deles inn i ulike seismiske klasser. Etter tabell NA.2(901) bestemmes brokonstruksjonens seismiske klasse til klasse 1 ettersom det er en gangbro. Broer i klasse 1 vil være i kategori 0 for krav til analysemetoder i henhold til tabell NA.2(904). [29] Av punkt 5.4.9.3 i håndbok N400 kommer det frem at det ikke kreves en seismisk analyse for konstruksjoner i kategori 0. [9] I denne rapporten blir det dermed ikke utført en seismisk analyse av broen.

4.3.5.2 Kollisjonslaster

Kollisjoner vil ikke være relevant ettersom brokonstruksjonen vil bli bygget et stykke over bakkenivå. Dersom det ferdes kjøretøy på broen vil heller ikke disse kunne kollidere med noen bærende elementer, som kunne ført til at broen knekker sammen. Det kommer frem av Håndbok N400 at broen skal vurderes særskilt dersom det er flere pilarer nær vegbanen, overbygning med flere nære bjelker, staver i overliggende fagverk eller vegger i tunneler. [9, s. 75] Ettersom ingen av disse punktene er relevante for broen, blir ikke kollisjon tatt hensyn til i beregninger.

4.3.5.3 Eksplosjonslaster

Det vil ikke være stor brann- eller eksplosjonsfare på Løvestien. Selv om det finnes en mulighet for brann vil lite vegetasjon og få nærliggende bygg føre til at sannsynligheten for brann er liten. Derfor vil ikke dette bli tatt med i videre beregninger.

4.3.5.4 Skredlaster

Som nevnt i kapittel 2, vil broen kunne bli utsatt for ras og skred ettersom det er betydelig helning på skråningen den vil stå i. Dette vil derfor være ulykkeslasten det vil bli gjort mest rede for.

I 2018 gikk det et skred fra Løvestakken ned på etappe 2 av Løvestien, som nevnt i punkt 1.4. Det er ikke utenkelig at flere slike skred vil oppstå. Dersom det skulle gå et slikt ras over broen vil det være svært ødeleggende. Derfor er det viktig at broen er sikret for dette med for eksempel rasvoller. Noen slike er allerede laget, men disse ligger på nedsiden av Løvestien og vil dermed ikke beskytte broen. Beregninger fra skred blir gjort rede for senere i rapporten. [6]

5 Dimensjoneringsgrunnlag

For å kunne dimensjonere en konstruksjon må man først finne konstruksjonens dimensjoneringskrav. I dette kapitlet finner man disse og forklarer hvordan de brukes. Dette gjøres ved bruk av standarder både for bruddgrense og ulykkesgrense. I tillegg blir de dimensjonerende lastkombinasjonene funnet. Krav og kombinasjoner funnet brukes videre til dimensjonering i kapittel 7 og 9.

5.1 Dimensjoneringskrav

5.1.1 Generelt

Prosjekteringen av en konstruksjon skal gjennomføres slik at konstruksjonens bruksegenskaper og motstand mot eventuelle påvirkninger blir opprettholdt gjennom dens totale brukstid. Konstruksjonens kapasitet, bestandighet og brukbarhet skal påvises og dokumenteres i det aktuelle prosjektet. Ved eventuelle ulykkeslaster som eksempelvis brann, støt og eksplosjoner, skal skadene enten unngås, eller begrenses i form av tiltak. [7, s. 19]

5.1.2 Pålitelighetsklasse

Konstruksjoner blir delt inn i pålitelighetsklasse 1-4 avhengig av bruddkonsekvens. Sammenbrudd av broer blir ansett som å ha en stor bruddkonsekvens, og blir dermed plassert i pålitelighetsklasse 3, se tabell 5. [21, s. 96] For byggverk som befinner seg i klasse 3 skal det dokumenteres at brudd i en del av bæresystemet, ikke skal føre til et globalt sammenbrudd av systemet. [21, s. 97]

Tabell 5 - Pålitelighetsklasser [21, s. 96]

Pålitelighets-klasse	Brudd-konsekvens	Eksempler	Kommentar
1	liten	Småhus	Byggverk med begrenset adgang
2	middels	Boligbygg Skoler Kontor- og næringsbygg Industrianlegg	Byggverk med adgang for allmenheten
3	stor	Bruer Sykehus Tribuneanlegg	Byggverk som er viktige for samfunnet
4	særlig stor	Atomkraftverk Dammer	Byggverk som er særskilt viktige for samfunnet

5.2 Grensetilstander

Ifølge EC skal det ved bruk av partialfaktormetoden påvises at en konstruksjon tilfredsstillende kravene i følgende fire grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand

I denne rapporten er det brudd- og ulykkesgrensetilstanden som blir sett på. Det velges derfor å se vekk fra utmatting- og bruksgrensetilstanden.

5.2.1 Partialfaktormetoden

Partialfaktormetoden skal benyttes for å påvise at grensetilstandene ikke overskrides ved bruk av dimensjonerende verdier for: laster, geometriske data og produkt- og materialegenskaper. [7, s.23] Denne metoden går ut på å benytte lastfaktor, γ_f , og materialfaktor, γ_m , i dimensjoneringen for å øke sikkerhetsnivået til konstruksjoner.

Materialfaktoren, γ_m , som benyttes til å redusere tverrsnittskapasiteten tar hensyn til mulige feil i det aktuelle produktet. Disse faktorene finnes i nasjonalt tillegg i EC3, og er lik 1.05 for vanlig konstruksjonsstål. [30, s. 2 i NA] Lastfaktoren, γ_f , derimot benyttes for å øke lastpåkjenningen. Verdier for ulike lastfaktorer er gitt i nasjonalt tillegg i EC. [7]

5.3 Bruddgrensetilstanden (ULS)

Bruddgrensetilstanden er en tilstand som er knyttet til en konstruksjons- eller et konstruksjonselements kapasitet. [21, s. 97] I denne tilstanden skal det påvises at opptredende dimensjonerende laster, E_d , ikke overstiger dimensjonerende kapasitet, R_d , i et tverrsnitt, jfr. punkt 6.4.2(3) i EC, se formel (13): [7, s.36]

$$E_d = \gamma_f * E_k \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (13)$$

Der E_k og R_k står for henholdsvis karakteristisk opptredende last, og karakteristisk kapasitet. γ_f og γ_m er partialfaktorene nevnt i punkt 5.2.1. Tabell 6, viser betegnelser for de ulike tverrsnittskreftene som benyttes i dimensjoneringen.

Tabell 6 - Oversikt over betegnelser brukt i dimensjoneringen

Tverrsnittskraft	Dim. last	Dim. Tverrsnittskapasitet	Dim. Kneking- og vippingskapasitet
Moment	M_{Ed}	$M_{c,Rd}$	$M_{b,Rd}$
Skjærkraft	V_{Ed}	$V_{c,Rd}$	-
Aksialkraft	N_{Ed}	$N_{c,Rd}$	$N_{b,Rd}$

5.3.1 Tverrsnittsklasser

Et tverrsnitt kan deles inn i fire forskjellige klasser. Klassifisering gjøres for å kartlegge hvordan tverrsnittets moment og rotasjonskapasitet blir begrenset av lokal kneking. Hvilken klasse tverrsnittsdelen er i avhenger av forholdet mellom bredden og tykkelsen på delen og strekkfastheten til materialet. [30, s.40]

De forskjellige klassene gir forskjellige kapasiteter, og man må redusere kapasiteten mer når tverrsnittsklassen stiger. I tverrsnittsklasse 1 og 2 kan man regne med plastisk eller elastisk deformasjon, mens man i klasse 3 og 4 bare kan regne elastisk. I klasse 4 må man i tillegg redusere kapasiteten ytterligere, ettersom det er fare for lokal kneking i en eller flere deler av tverrsnittet før flytegrensen er nådd. [30, s.40]

I denne rapporten hentes tverrsnittsklassene fra Stål Håndbok, del 1. [31] Dersom man ikke har tverrsnittsklassen kan man beregne den ved hjelp av tabell 5.2 i EC3. [30]

Tabell 7 viser en oversikt over hvilken tverrsnittsklasse de ulike konstruksjonsdelene tilhører.

Tabell 7 - Oversikt over tverrsnittsklasser [31, s. 63 og 123]

Tverrsnitt	Kvalitet	Tverrsnittsklasser
HEA200	S355	2
HEA240	S355	2
HEB240	S355	1
RHSS120x120x10	S355	1

5.3.2 Spenningskontroll

5.3.2.1 Momentkapasitet

Momentkapasitet forteller hvor stor bøyning et tverrsnitt tåler. Det dimensjonerende momentet må oppfylle følgende krav:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (14)$$

Momentkapasiteten $M_{c,Rd}$ er avhengig av om man regner elastisk eller plastisk. For elastisk og plastisk beregning benyttes henholdsvis ligning (6.14) og (6.13) i EC3. Ved håndberegninger i denne rapporten benyttes ligning (6.14), ettersom det velges å beregne med elastisk moment i bruddgrense.

5.3.2.2 Skjærkraftkapasitet

For kontroll av skjærkraftkapasiteten kan det enten brukes skjærkrefter eller skjærspenninger. I denne rapporten velges det å benytte skjærspenninger, som skal oppfylle følgende krav:

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (15)$$

For å finne skjærspenningskapasiteten til bjelken må man anta et areal som tar opp skjærkraften. For bjelken blir formel (6.21) i EC3 brukt, noe som betyr at steget tar hele skjærkraften. Denne vurderingen vil være noe konservativ ettersom flere tverrsnittdeler vil bidra til å ta opp kraften. Ved bruk av formel (6.21) vil man få ut en skjærspenningskapasitet dersom man setter inn en verdi for skjærkraftkapasitet i formelen. Denne blir deretter kontrollert mot opptredende skjærspenning.

Formelen brukt for å finne skjærkapasiteten i bjelken gjelder bare for I- og H-profiler. For søylen vil skjærspenningskapasiteten i stedet bli funnet ved formel (6.20) i EC3. [30]

5.3.2.3 Aksialkraftkapasitet

Med aksialkraftkapasitet menes både strekk- og trykkraftkapasitet. I et hvert tverrsnitt i en konstruksjon skal den dimensjonerende strekk- og trykkraften henholdsvis oppfylle følgende krav, se formel 16 og 17:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (16)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (17)$$

Dimensjonerende strekkapasitet, $N_{t,Rd}$, settes lik den minste av verdiene gitt i ligning (6.17) i EC3. Aksialtrykkapasiteten $N_{c,Rd}$ finnes fra ligning (6.19) i EC3.

5.3.2.4 Kombinerte spenningskontroller

I tillegg til en kontroll av hver enkel tverrsnittskraft, skal kombinasjoner av kreftene også kontrolleres.

Moment og skjærkraft

For en kombinasjon av moment og skjær skal følgende krav oppfylles, se formel (18):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (18)$$

Dersom skjærkraften er mindre enn halvparten av den plastiske skjærkraftkapasiteten, kan det ses vekk i fra skjærkraftens virkning på den dimensjonerende momentkapasiteten. [30, s. 54]

Bøyning og aksialkraft

Ved en kombinasjon av aksialkraft og moment i et tverrsnitt, skal det tas hensyn til aksialkraftens virkning på den plastiske momentkapasiteten i tverrsnittet. I slike situasjoner bør den plastiske momentkapasiteten reduseres, slik at følgende uttrykk må oppfylles: [30, s. 54]

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (19)$$

Der $M_{N,Rd}$ er den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten. For dobbeltsymmetriske I- og H tverrsnitt kan virkningen fra aksialkraftlasten på den sterke akse (y-y) neglisjeres dersom unnlatesekriteriet gitt av ligning (6.21) og (6.22) i EC3 er oppfylt.

Moment, aksial og skjærkraft

Tverrsnittene i både søyler og bjelker skal være i stand til å holde, dersom man kombinerer moment-, skjær- og aksialkraft uten at kombinasjonen overskrider kravet på 1.0, se formel 20: [30, s.46]

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (20)$$

5.3.3 Stabilitetskontroll

5.3.3.1 Knekking

Dersom en stav er utsatt for sentrisk trykk skal det vurderes for knekking av staven. Kapasiteten for knekking finnes i punkt (6.47) i EC3 og kontrolleres mot dimensjonerende aksialkraft, se formel 21.

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (21)$$

Der χ er en reduksjonsfaktor som enten kan leses av figur 6.4 eller beregnes etter punkt 6.3.1.2 i EC3. [30, s.60]

5.3.3.2 Vipping

Vipping oppstår når den sterke akselen til en bjelke er belastet. Dette fører til deformasjon på grunn av en rotasjon av tverrsnittet, kombinert med bøyning om den svake akselen. For å finne kritisk vippemoment (M_{Cr}) brukes formler fra en tidligere norsk standard. [32] Denne verdien blir deretter brukt til å finne relativ slankhet ($\bar{\lambda}_{LT}$) for vipping. Kravet som må tilfredsstilles er:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (22)$$

Momentkapasiteten reduseres da med en reduksjonsfaktor χ_{LT} som sier noe om hvor mye av bæreevnen som er igjen for en bestemt slankhet. [21, s.160] Denne reduksjonsfaktoren finnes fra ligning (6.30) i EC3.

5.3.3.3 Interaksjonsformler

Dersom en stav er utsatt for kombinert aksialkraft og bøyning skal det kontrolleres for stavens stabilitet etter formel (23) og (24). I formelen vil χ_{LT} være reduksjonsfaktor for vipping mens χ_y og χ_z vil være reduksjonsfaktor for knekking. k_{yz}, k_{yy}, k_{zz} og k_{zy} er interaksjonsfaktorer som avhenger av dimensjoneringsmetode. I dette tilfellet er de hentet fra tabell B1 i EC3. Denne brukes fordi profilet er lukket og dermed vridningsforhindret. [30, s.81]

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \quad (23)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \quad (24)$$

5.3.4 Lastkombinasjoner i bruddgrense

EC angir tre typer sett med ligninger for lastkombinasjoner avhengig av hvilken type bruddgrensekontroll som skal utføres. For kapasitetskontroll (STR/GEO) benyttes sett B. [7, s.10 i NA]

Etter sett B skal to ligninger, 6.10a og 6.10b, for lastkombinasjoner brukes, der den mest ugunstige av dem skal velges. Ligning 6.10a blir som oftest dimensjonerende for konstruksjoner der egenvekten er betydelig større enn de variable lastene. Et eksempel på en slik konstruksjon kan blant annet være en betongbro. Når det gjelder konstruksjonen i denne rapporten, er egenlastene så små i forhold til de variable lastene at det med stor sannsynlighet vil være ligning 6.10b som vil være dimensjonerende. Det velges derfor å bare benytte denne i rapporten.

I ligningene for lastkombinasjoner inngår en faktor for kombinasjonsverdi, ψ_0 , som multipliseres med en variabel last i kombinasjonen, se vedlegg B1.

Kombinasjonsverdiene som benyttes er fra tabell NA. A2.2 - Verdier av ψ -faktorer for gangbruer, som vist i vedlegg B2. [7, s.5 i NA] Tabell 8 viser mulige lastkombinasjoner i bruddgrense, som legges inn i Robot senere i rapporten.

Når det gjelder gang- og sykkelbroer, skal snø- og trafikklast ikke kombineres, ettersom de ikke antas å opptre samtidig. [9, s. 61] Som nevnt i punkt 4.3.2.5, så vil heller ikke vindlast antas å opptre samtidig som trafikklasten på brudekket.

Tabell 8 - Oversikt over aktuelle lastkombinasjoner

Komb	Laster	Linjelast [kN/m]	Punktlast [kN]	Lastfaktor	Dim.verdi
LK1	Volumvekt HE240B	0,82		1,20	$0,98 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Egenvekt tredekke	2,16		1,20	$2,59 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Rekkverk		1,00	1,20	$1,20 [kN]$
	Trafikklast (jevnt fordelt)	20,00		1,50	$30,00 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Trafikklast (horisontal kraft)	2,00		1,50	$3,00 \left[\frac{kN}{m} \right]$
LK2	Volumvekt HE240B	0,82		1,20	$0,98 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Egenvekt tredekke	2,16		1,20	$2,59 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Rekkverk		1,00	1,20	$1,20 [kN]$
	Snølast på dekke	15,36		1,50	$23,04 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Snølast på bjelke	0,92		1,50	$1,38 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Vindlast på søyle	0,20		1,05	$0,21 \left[\frac{kN}{m} \right]$
LK3	Volumvekt HE240B	0,82		1,20	$0,98 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Egenvekt tredekke	2,16		1,20	$2,59 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Rekkverk (punktlast)		1,00	1,20	$1,20 [kN]$
	Snølast på dekke	15,36		1,50	$23,04 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Snølast på bjelke	0,92		1,50	$1,38 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Vindlast (-z) på dekke	6,16		1,05	$6,46 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Vindlast (-z) på bjelke	0,40		1,05	$0,42 \left[\frac{kN}{m} \right]$
LK4	Volumvekt HE240B	0,82		1,00	$0,82 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Egenvekt tredekke	2,16		1,00	$2,16 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Rekkverk (punktlast)		1,00	1,00	$1,00 [kN]$
	Vindlast (+z) på dekke	-6,16		1,50	$-9,24 \left[\frac{kN}{m} \right]$
	Vindlast(+z) på bjelke	0,40		1,50	$0,60 \left[\frac{kN}{m} \right]$

5.4 Ulykkesgrensetilstanden (ALS)

Ulykkesgrensetilstand er en tilstand som handler om faren for sammenbrudd av en konstruksjon etter å ha blitt utsatt for uvanlige forhold, som for eksempel steinsprang. [21, s.97] Målet med dimensjonering i denne tilstanden, er å ivareta konstruksjonens motstand og integritet mot slike påvirkninger.

5.4.1 Kapasiteter i ulykkesgrense

Kapasitetskontrollen i ulykkesgrense utføres på tilsvarende måte som i bruddgrense. Det brukes derfor samme formler som angitt i punkt 5.2.3 og 5.3.3.

Forskjellen på de to kontrollene er i dette tilfellet en ulykkeslast fra steinsprang. Ettersom det er mulig at den elastiske kapasiteten vil overskrides vil det bli gjort plastiske vurderinger i ulykkesgrense. Dette gjøres for å finne ut hvor mye konstruksjonen kan tåle før den går i brudd og ikke bare hvor mye den tåler før den får plastiske deformasjoner. I tillegg blir det i ulykkesgrense benyttet andre last- og materialfaktorer enn de i bruddgrense, se punkt 5.2.1.

5.4.2 Lastkombinasjoner i ulykkesgrense

Ligningen for lastkombinasjoner i ulykkesgrensetilstanden med tilhørende lastfaktorer og Ψ -faktorer finnes i nasjonalt tillegg i EC, se vedlegg B3. I motsetning til bruddgrensetilstanden der lastverdiene økes, blir lastene i ulykkesgrensetilstanden multiplisert med en verdi som er mindre eller lik 1.0. Ψ -faktorene finnes i tabell NA.A2.2 i EC, se vedlegg B2.

Ved ulykkesituasjoner skal laster kombineres hvis det er relevant. I prosjektet kommer det ikke frem noen krav for kombinerings av laster. Derfor blir lastene vurdert for å finne den relevante dimensjonerende kombinasjonen. Det kommer frem av punkt A.2.2.5 i EC at ulykkeslasten ikke skal kombineres med andre ulykkeslaste. Den skal heller ikke kombineres med vind eller snø. [7, side 67] Til tross for at det står at disse lastene ikke skal kombineres er muligheten til stede for at de inntreffer samtidig. Det er også mulig at det er trafikk på broen mens et ras går, selv om man selvfølgelig ikke håper at dette skjer.

Noe som kan utløse et ras som dette kan være dårlig vær. Dette kan være både vind, regn og snø. Med dårlig vær vil sannsynligheten for at det er mye trafikk i området synke. Derfor vil nok ikke trafikklasten bli like stor som man har regnet med i bruddgrense, noe som fører til at den dimensjonerende kombinasjonen i ulykkesgrense blir antatt å være steinsprang- og snølast. Tabell 9 viser den mulige lastkombinasjonen i ulykkesgrense med tilhørende lastfaktorer. Her er steinspranglasten betegnet som x, ettersom den ikke er funnet enda. Dette omhandles i kapittel 8.

Tabell 9 - Lastkombinasjon i ulykkesgrensetilstand

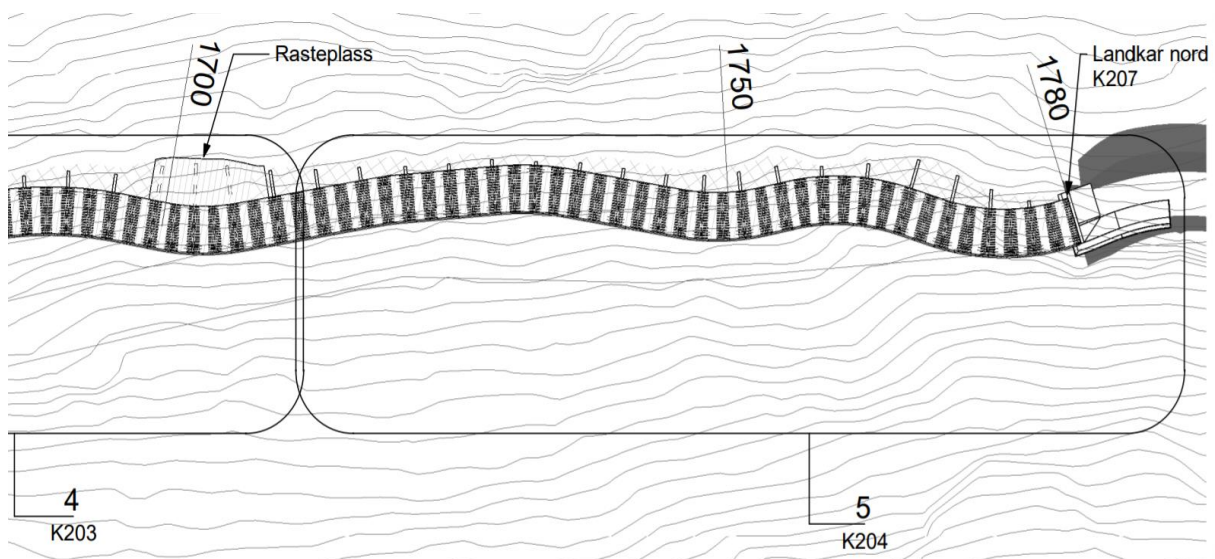
Komb.	Laster	Linjelast [kN/m]	Punktlast [kN]	Lastfakto r	Dim. Verdi	Benevning	
LK5	Volumvekt HE240B	0,82		1,0	0,82	kN/m	
	Egenvekt tredekke	2,16		1,0	2,16	kN/m	
	Rekkverk		1,00	1,0	1,00	kN	
	Snølast på dekke	15,36		0,7	10,75	kN/m	
	Snølast på bjelke	0,92		0,7	0,64	kN/m	
	Steinspranglast			X	1	X	kN

6 Modelling i Robot Structural Analysis

I prosessen med å dimensjonere er det viktig å ha en god modell å forholde seg til. I dette kapittelet vil modelleringen av konstruksjonen i Robot bli presentert. Det blir ikke gitt en detaljert fremgangsmåte, men de viktigste stegene i modelleringsprosessen blir presentert.

6.1 Hva skal modelleres?

Som nevnt i punkt 1.3, er det kun en liten del av konstruksjonen som skal modelleres. Delen som skal modelleres befinner seg i snitt 5, se figur 14. I dette området vil det være størst fare for steinsprang, noe som kommer frem i kapittel 8, og derfor velges det å modellere akkurat denne delen.

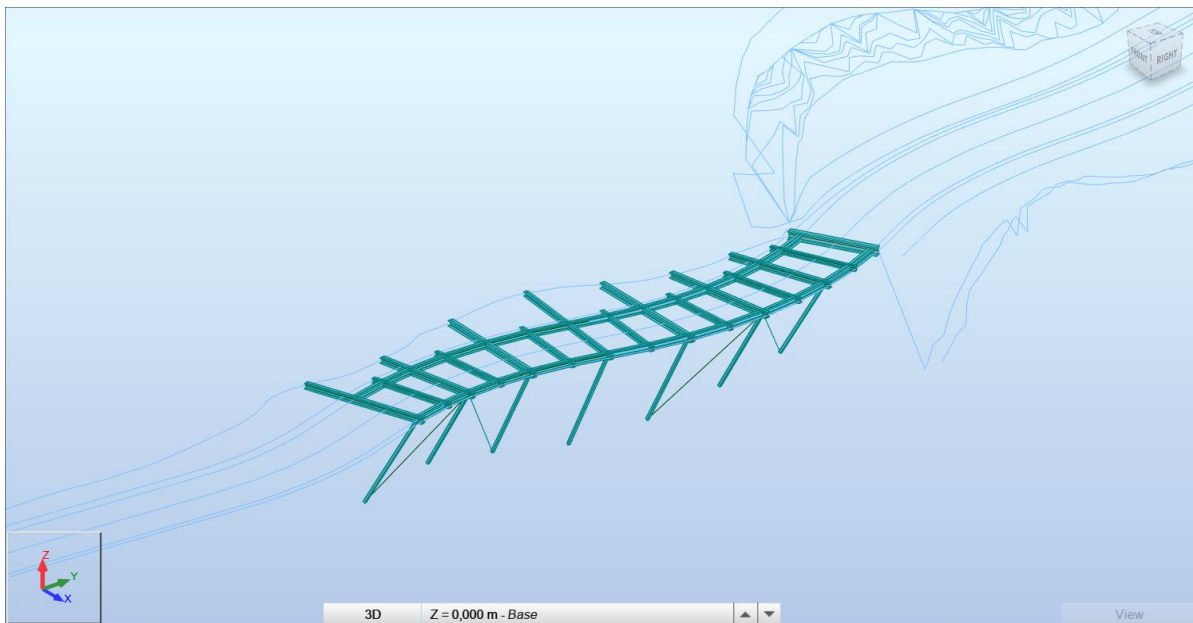


Figur 14 - Viser et snitt av slutten på konstruksjonen (utarbeidet av Sweco AS)

6.2 Estimering av rammedimensjoner

Som nevnt i punkt 3.1, vil lengden på bjelkene og søylene variere på hele strekningen grunnet terrenngprofilet. Ved tildeling av denne oppgaven var ikke prosjektet gjennomført, slik at de eksakte lengdene og høydene var ikke oppgitt. For en estimering av disse dimensjonene benyttes en DWG-fil av Sweco AS, som viser veimodellen i 3D. En DWG-fil er standardfilformat som brukes i AutoCAD-programvare, og kan blant annet inneholde informasjon om design, geometriske data, kart og bilder. [33] Konstruksjonen

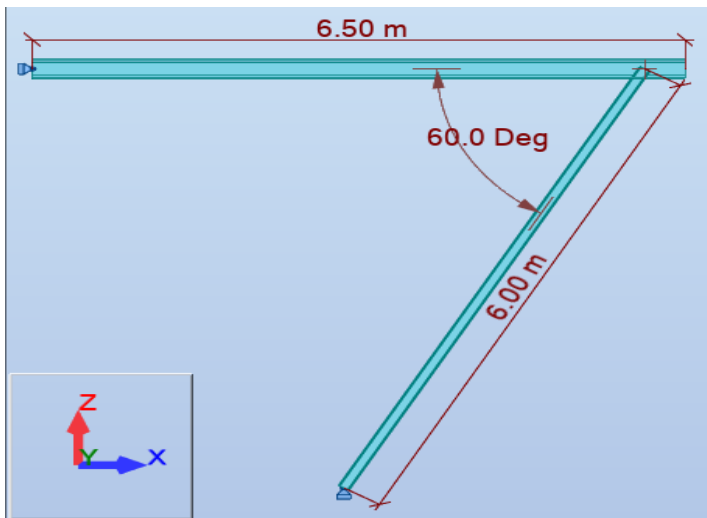
tegnes da direkte i terrenget, der alle tverrbjeldene står vinkelrett på veisenterlinjen, se figur 15.



Figur 15 – Modellert snitt på slutten av konstruksjonen

Med den tegnede modellen i terrenget er det mulig å bestemme maksimale lengder og høyder til de ulike bjeldene og søylene, samt avstanden mellom dem. Dette vil gjøre det mulig å modellere en konstruksjon bestående av kun maksimale dimensjoner. På denne måten vil alle utregnede verdier i dimensjoneringen være konservative i motsetning til den modellerte konstruksjonen i terrenget. I tillegg vil modellen være enklere å håndtere. Utfordringen er derimot å velge riktig antall rammer i tegningen, slik at de maksimale tverrsnittsverdiene forblir like. Vurdering av tilstrekkelig antall rammer i modellen gjøres i punkt 6.3.

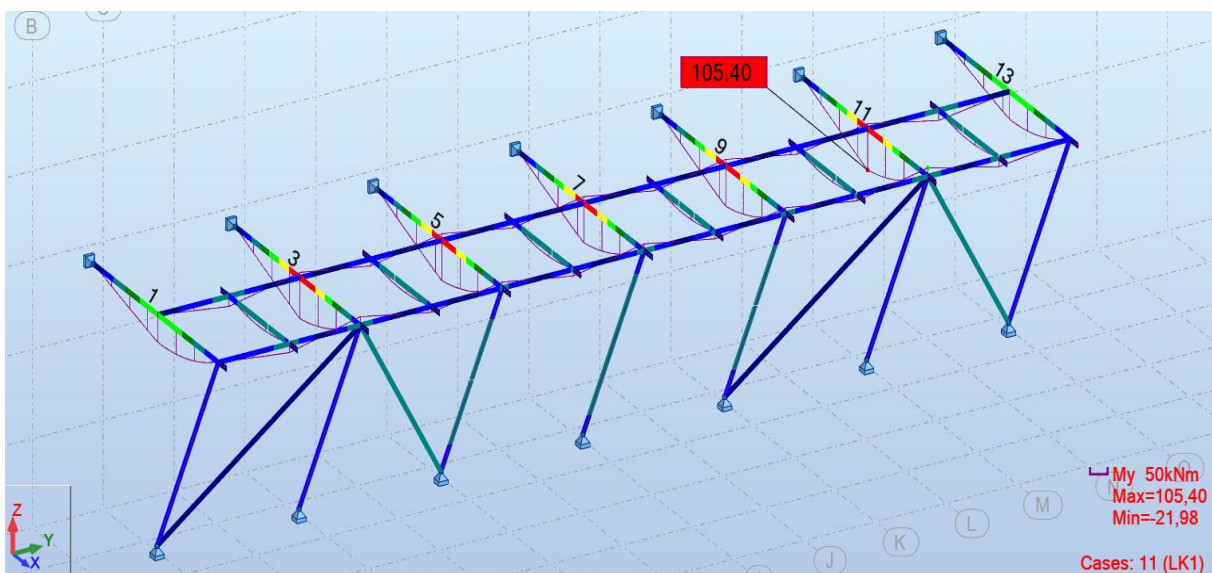
Den lengste bjelken i det modellerte snittet viser seg å være på ca. 6.5 meter. Det antas at søylene danner en 60 graders vinkel med hovedtverrbjeldene på hele strekningen. Videre antas det at den horisontale lengden til søylene strekker seg fra knutepunktet til midtpunktet på hovedtverrbjelken. Lengden på den lengste søylen blir dermed 6 meter. Figur 16 illustrerer rammen i konstruksjonen med maksimale dimensjoner. Den maksimale avstanden mellom tverrbjeldene er 2 meter.



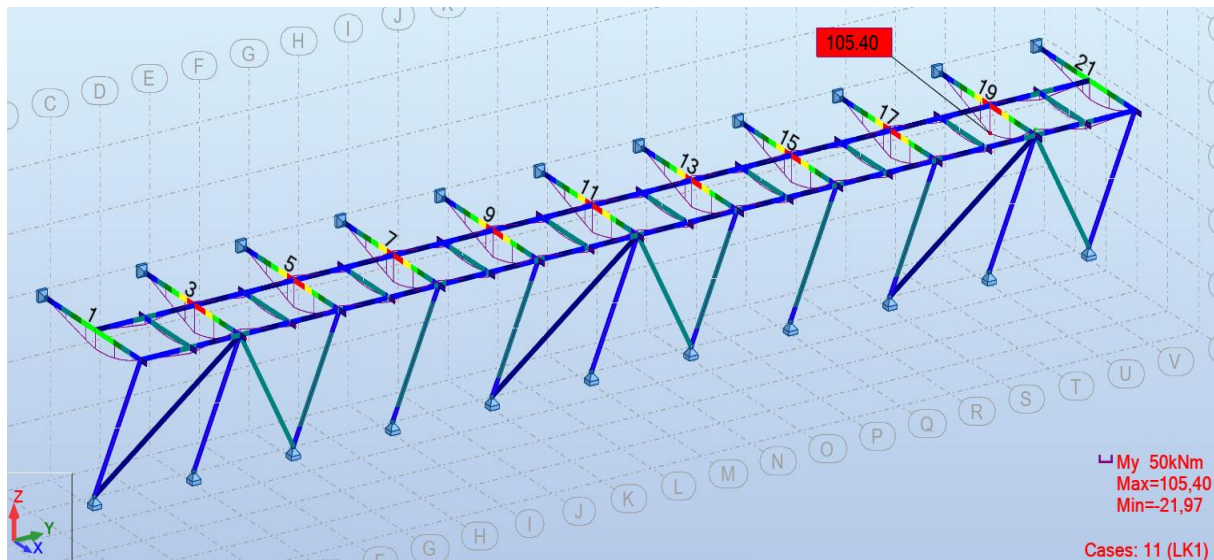
Figur 16 - Dimensjoner på den største rammen

6.3 Valg av modell

Med kjente maksimale dimensjoner er det nå mulig å modellere en konservativ modell. For valg av antall rammer sammenlignes to modeller. I denne testen benyttes lastkombinasjon 1 (LK1) fra tabell 8 i punkt 5.3.4, og maksimale tverrsnittskrefter leses av. Figur 17 og 18 viser modeller med henholdsvis syv og elleve rammer.



Figur 17 - Maksimal opptredende momentverdi i konstruksjonen med 7 rammer



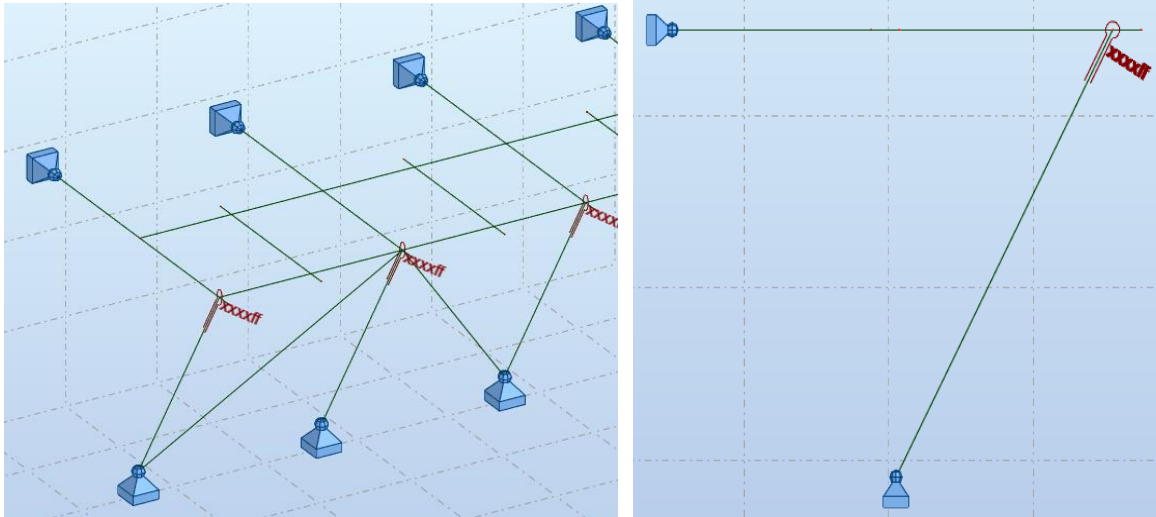
Figur 18 - Maksimal opptredende momentverdi i konstruksjonen med 11 rammer

Som det kommer frem av figur 17 og 18, vil den maksimale opptredende momentverdien forbli den samme ved økt antall rammer. Større modell vil derfor ikke påvirke tverrsnittsverdiene ytterligere. Videre i rapporten velges det å benytte modellen i figur 17, da den vil være lettere å håndtere. Geometri av konstruksjonen og nummerering av hovedverrbjerkene og søylene i systemet er oppgitt i vedlegg C2-C4.

6.4 Opplagerbetingelser og knutepunkter

Innføring av opplagerbetingelser i Robot gjøres med funksjonen **Supports** under menyen **Geometry**. Både hovedverrbjerkene og søylene skal være leddet til berg, som vist i figur 8 i punkt 3.1. Det velges derfor å bruke betingelsen **Pinned** i de forbindelsene, som er et glidelager eller fastlager.

I den modellen vil alle knutepunktene være kontinuerlige, og dermed momentstive, slik at ønskede ledd må innføres ved hjelp av funksjonen **Releases**, under **Geometry**-menyen. Dette brukes for å få en leddet forbindelse mellom søylen og hovedverrbjelken, ettersom det antas at det ikke er momentoverføring mellom delene. Figur 19 viser innføring av ledd i bjelke-søyle-forbindelsen.



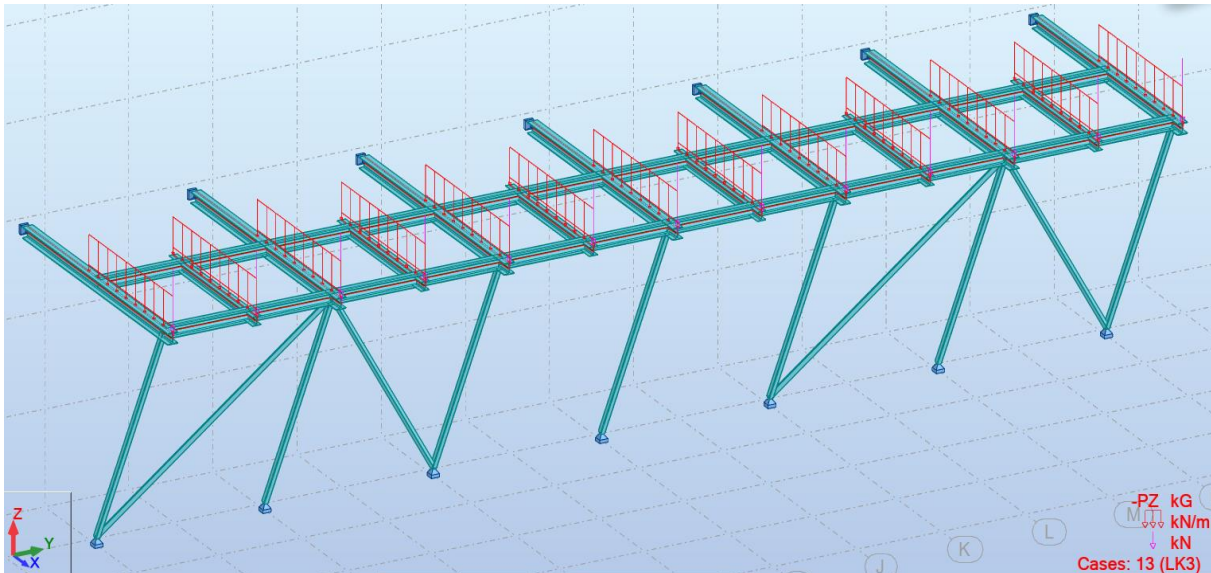
Figur 19 - Innføring av ledd mellom bjelke-søyle-forbindelse

Ytterligere ledd mellom hovedverrbjelken og andre elementer i konstruksjonen er ikke mulig i Robot, ettersom det vil føre til et stabilitetsproblem. Ignorering av et slikt problem kan føre til unøyaktige resultater, og det velges derfor å gå videre med leddet forbindelse kun mellom søylen og hovedverrbjelken. Dette vil resultere i en momentoverføring mellom hovedverrbjelken og de langsgående bjelkene.

6.5 Lastplassering

Det velges å plassere lastene på alle tverrbjelkene, som har en avstand på 2 meter. Ettersom alle beregnede laster tidligere i rapporten er basert på hovedverrbjelkene med en spennvidde på 4 m, må disse divideres med 2 før de legges inn i Robot. Verdiene som legges inn i Robot er oppgitt i vedlegg C1.

Tidligere beregnede verdier som var basert på en spennvidde på 4m, benyttes i håndberegninger i dimensjoneringen senere i rapporten, ettersom tverrsnittskeftene i rammene skal kontrolleres. Figur 20, viser et eksempel på lastplassering i Robot, der lastkombinasjon 3 (LK3) er benyttet.



Figur 20 - Eksempel på lastplassering i Robot (LK3)

Som det kommer frem av figur 20, blir det plassert like stor last på endetverrbjelkene som på alle andre tverrbjelker. Dette gjøres til tross for at lastbredden utgjør halvparten av lastbredden på de andre tverrbjelkene. Det velges å gjøre det slik ettersom modellen regnes som et snitt tatt fra midten av konstruksjonen. På denne måten vil man få konservative verdier.

Snø og vindlasten som skal stå på den delen av hovedverrbjelken som er mellom tredekket og fjellet, er så små i forhold til lastene på dekket at de ikke vises på figuren. Egenvekten til stålelementene vises heller ikke siden disse regnes ut automatisk i Robot.

7 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

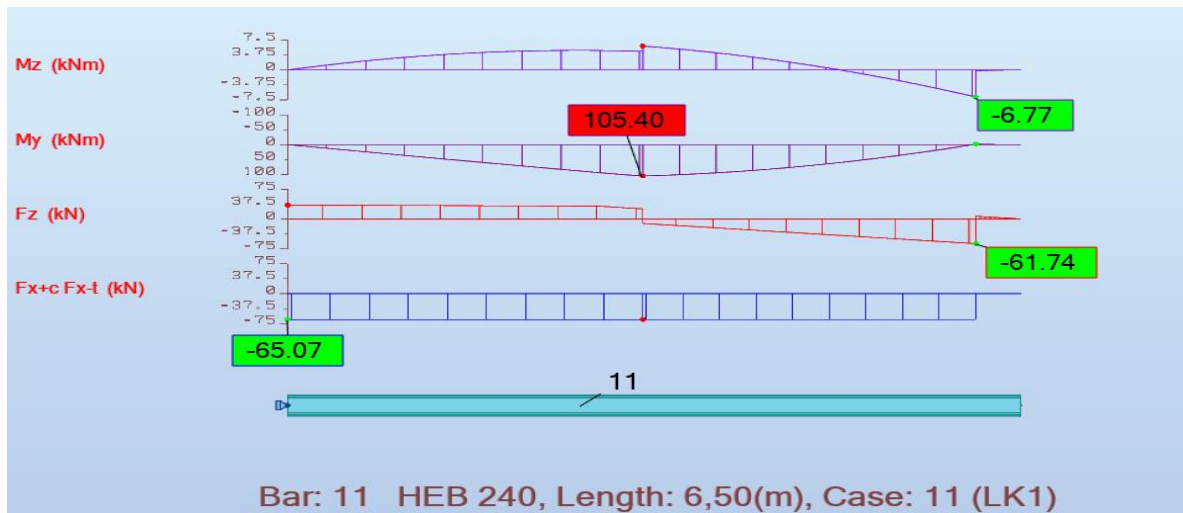
I dette kapitlet utføres en bruddgrensekontroll av den modellerte brokonstruksjonen i Robot. For å kontrollere resultatene fra modellen vil de sammenlignes med håndberegninger. All dimensjonering er utført i henhold til regler og prosedyrer angitt i EC3. [30] For detaljerte håndberegninger og annen dokumentasjon vil det bli henvist til vedlegg D.

7.1 Dimensjonerende lastkombinasjon

For dimensjonering i bruddgrense blir lastkombinasjonen som gir maksimale tverrsnittskrefter i konstruksjonsdelene, samt størst utnyttelsesgrad i forhold til den dimensjonerende verdien valgt. Alle tverrsnittskreftene i Robot finnes ved bruk av funksjonen **Diagrams for bars** under menyen **Results**. Her finner man også deformasjoner, opplagerkrefter, spenninger og mer. For kontroll av tverrsnittene og bestemmelse av utnyttelser, brukes funksjonen **Steel member design** under **Design**. Videre vil hovedtverrbjelkene bli presentert først og søylene etterpå.

7.1.1 Hovedtverrbjelke HEB240

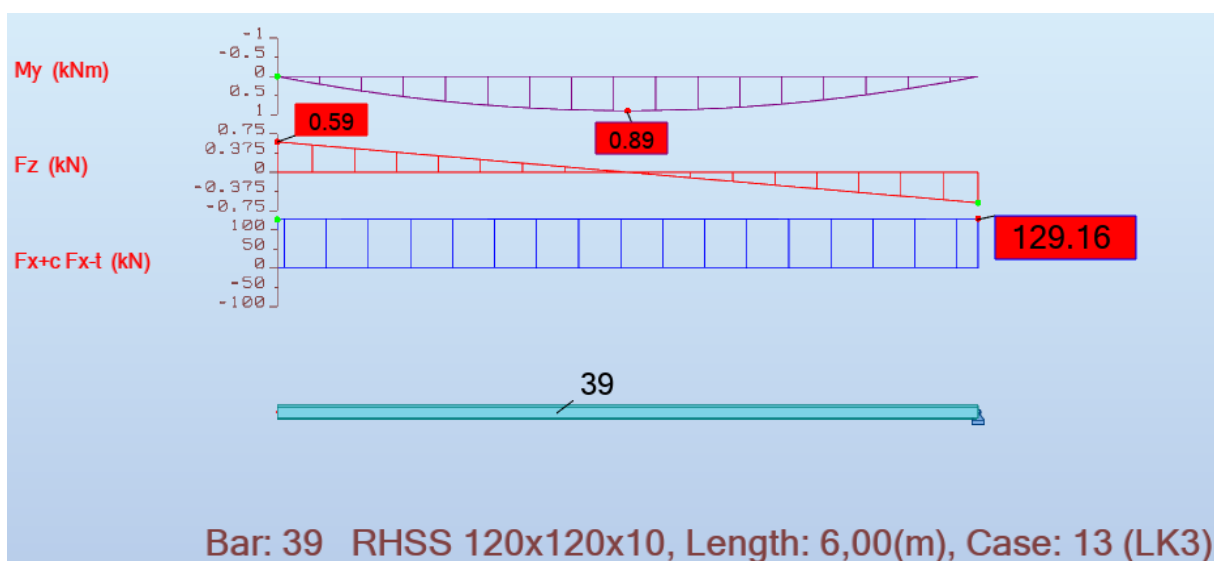
For hovedtverrbjelkene i konstruksjonen viser det seg at lastkombinasjon 1 (LK1) er dimensjonerende, ettersom den gir størst utnyttelse. Dette til tross for at lastkombinasjon 3 (LK3) gir størst moment om y-aksen og størst skjær- og aksialkraft i tverrsnittet. Grunnen til dette er at bjelkene i lastkombinasjon 1 blir belastet med en horisontal trafikklaster som gir bøyning om z-aksen. Figur 21 viser opptredende tverrsnittskrefter i bjelken fra lastkombinasjon 1 (LK1), som finnes ved bruk av funksjonen **Detailed analysis** under fanen **Results**. Her står M_y for moment om y-aksen, F_z for skjærkraft om z-aksen, og F_x for aksialkraft i bjelken (negativ for strekk).



Figur 21 – Maksimale tverrsnittskrefter i bjelke fra lastkombinasjon 1 (LK1)

7.1.2 Søyle RHSS120x120x10

Søylene i konstruksjonen er for det meste utsatt for trykkrefter, og det er disse kreftene som blir avgjørende i dimensjoneringen. Lastkombinasjon 3 (LK3) som kun består av vertikale krefter, gir den største aksialkraften i søylen og dermed høyest totalutnyttelse. Figur 22 illustrerer søylen i systemet med maksimale opptredende tverrsnittskrefter. Som figuren viser, opptrer det et lite moment på 0.89 kNm i tillegg til aksialkraften. Dette momentet kommer fra egenvekten til søylen, og gir opphav til den lave verdien for skjærkraft.

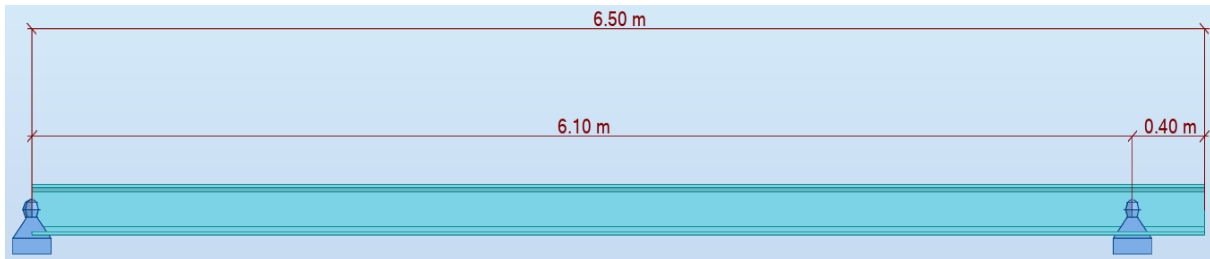


Figur 22 - Maksimale tverrsnittskrefter i søyle fra lastkombinasjon 3 (LK3)

7.2 Sammenligning av resultater

7.2.1 Hovedverrbjelker HEB240

Beregningene for hånd er gjort i henhold til EC3 og kontrollene som blir gjort er listet opp i kapittel 5.2. For detaljerte beregninger av tverrsnittskrefter for hånd, se vedlegg D1. I håndberegninger blir hovedverrbjelken sett på som en fritt opplagt bjelke, se figur 23.



Figur 23 - Fritt opplagt bjelke som benyttes i håndberegninger

Med maksimalt tre ukjente reaksjonskrefter vil bjelken være statisk bestemt. Tverrsnittskreftene kan dermed beregnes ved bruk av formler for statisk likevekt. I starten finnes opplagerreaksjoner, som videre benyttes til å lage funksjoner for skjær og moment. Funksjonene finnes ved å snitte bjelken i hvert snitt, avhengig av hvor de ulike lastene inntreffer. Med dette kan man lage en funksjon for kreftene med variabel x for lengde. Med disse funksjonene er det mulig å bestemme skjær- og momentverdier i et hvert punkt på bjelken. Resultater fra håndberegninger og Robot vises i tabell 10.

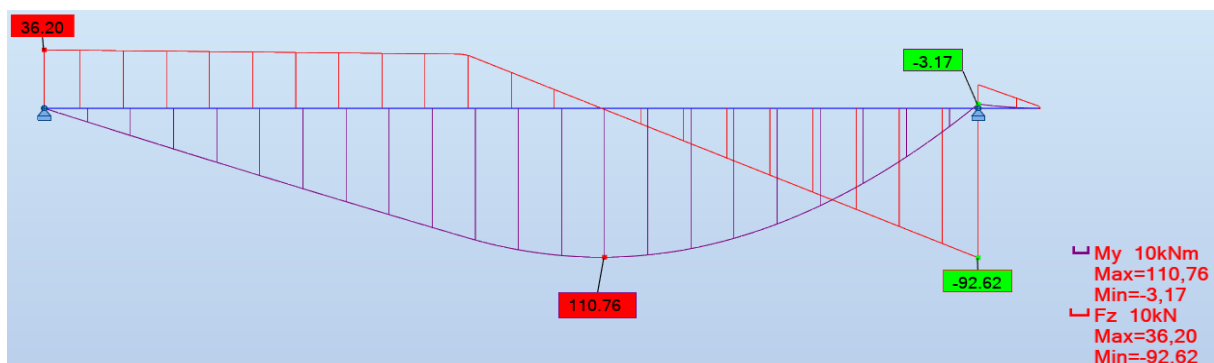
Tabell 10 - Sammenligning av tverrsnittsverdier fra Robot og håndberegninger (ULS)

Tverrsnittskraft	Robot	Håndberegninger
Moment (y-akse), $M_{Ed,y}$ [kNm]	105,30	110.76
Moment (z-akse), $M_{Ed,z}$ [kNm]	5,96	15.84
Skjærkraft (z-akse), $V_{Ed,z}$ [kN]	61,74	92.62
Aksialkraft (strekk), $N_{Ed,t}$ [kN]	65,07	61,92

Som man ser av tabell 10 er verdiene for moment og aksialkraft nokså like for håndberegninger og Robot. Den største verdiforskjellen kommer når man ser på skjærkraft. Her er verdien for håndberegningene langt høyere enn verdien fra Robot. Som tidligere nevnt vil det være kontinuitet i knutepunktet ettersom de langsgående bjelkene (HEA240) ikke er leddet til hovedverrbjelken (HEB240). Dette fører til at

knutepunktet blir momentstivt, noe som gjør at skjærkraften ikke blir null i knutepunktene. I tillegg blir skjærkreftene i Robot fordelt på en bedre måte enn det som gjøres ved en todimensjonal beregning. Med dette menes det at tverrsnittskreftene blir fordelt utover de forskjellige tverrsnittsdelenene, i motsetning til ved håndberegningene hvor man antar at steget tar hele skjærekraften.

For å være sikker på at håndberegningene er gjort riktig, er verdiene kontrollert med en 2D-tegning av rammen i Robot, se figur 24. Her ser man at resultater fra håndberegningene og Robot er like og virker dermed å være riktige. Aksialkraften vises ikke på figuren, ettersom søylen ikke er tegnet inn.



Figur 24 - Opptredende tverrsnittskrefter i 2D (uten aksialkraft)

Utnyttelser fra håndberegninger, som vises i vedlegg D2, og Robot er plassert i en tabell for sammenligning, se tabell 11.

Tabell 11 - Sammenligning av utnyttelser fra Robot og håndberegninger (ULS)

Kontroll	Utnyttelse i Robot	Utnyttelse håndberegninger
Moment (y-akse)	0.33	0.35
Moment (z-akse)	0.05	0.14
Skjærkraft (z-akse)	0.02	0.23
Aksialkraft (strekk)	0.02	0.02
Moment (y og z) + Aksial	0.40	0.44

Av tabellen kan man se at utnyttelsene fra moment, skjær og aksialkraft er innenfor kravet på 1,0 for både Robot-modellen og håndberegningene. For beregning av utnyttelsen bruker ikke Robot den største verdien for hver tverrsnittskraft, men den som gir den største totale utnyttelsen i ett punkt. Dette fører til en langt mindre utnyttelse for

skjærkraft. Skjærkraften Robot bruker er der det maksimale momentet opptrer, ettersom dette vil gi den høyeste utnyttelsen i dette punktet. Verdien på skjærkraften der det er maks moment er på 10.8 kN (se vedlegg D3), noe som er langt mindre enn den største skjærkraften på 61.74 kN som er oppgitt i tabell 10.

Man trenger ikke å kombinere utnyttelsene for skjær og moment ettersom skjærutnyttelsen er mindre enn 0.5. [30] Dette fører også til at kombinasjonen av tverrsnittskreftene blir moment om to akser og aksialkraft. I tillegg er knekkingsberegninger overfløydige ettersom bjelken er i strekk og ikke vil knekke. Når det kommer vippekontroll kan den også unnlates, ettersom forholdet mellom dimensjonerende moment og kritisk vippemoment er mindre enn begrensingsfaktoren $\bar{\lambda}_{LT,0}^2$ som er på 0.16. Siden forholdet er 0.13 trengs det ikke en vippekontroll. Det er heller ikke nødvendig å kontrollere vipping dersom den relative slankheten, $\bar{\lambda}$, er under 0.4. [30, s. 63]

7.2.2 Søyler RHSS120x120x10

Ved håndberegninger blir aksialkraften i søylen bestemt ved å dekomponere opplagerkraften på høyre side i figur 24. I tillegg til en aksialkraft i søylen er det, som nevnt i punkt 7.1.2, moment og skjærkraft fra egenvekten til søylen. Moment- og skjærkraftverdien bestemmes ved bruk av statikkformler fra profiler og formler. [34, s. 27] Se vedlegg D4 for beregning av tverrsnittskrefter.

Tverrsnittskreftene hentet fra robot er rimelig like beregningene som er gjort for hånd, noe som betyr at de sannsynligvis er riktig utført, se tabell 12.

Tabell 12 - Sammenligning av tverrsnittskrefter fra Robot og håndberegninger (ULS)

Tverrsnittskraft	Robot	Håndberegninger
Moment (y-akse), M_{Ed} [kNm]	0.89	0.90
Skjærkraft (z-akse), V_{Ed} [kN]	0.59	0.60
Aksialkraft (trykk), N_{Ed} [kN]	129.16 (trykk)	123.84 (trykk)

Som tabellen viser avviker den håndberegnete aksialkraften med ca. 5 kN fra verdien i Robot. Dette avviket utgjør en liten del av totalverdien, og anses derfor som

tilfredsstillende. En sammenligning av utnyttelser er gitt i tabell 13. For detaljert beregning av utnyttelser fra håndberegninger henvises det til vedlegg D5.

Tabell 13 - Sammenligning av utnyttelser


Kontroll	Utnyttelse i robot	Utnyttelse håndberegninger
Aksial	0.09	0.08
Moment	0.02	0.02
Skjær	0.00	0.00
Knekking	0.32	0.30
Global stabilitet	0.34	0.32


Alle utnyttelsene er innenfor kravet på 1.0, for både Robot- og håndberegninger. Som nevnt i punkt. 5.3.3.3 er søylen et kvadratisk hulprofil som fører til at utnyttelsen for vipping ikke vil være en aktuell kontroll.

7.3 Vurdering av resultater

I bruddgrense vil rammene i broen ha mer enn god nok kapasitet. Dette gjelder både for håndberegninger og Robot. Den største utnyttelsen er en kombinerings av laster på bjelken, men heller ikke her overstiger utnyttelsen 50%. Alle beregninger er gjort elastiske og det vil ikke være noen fare for varige deformasjoner eller brudd i rammen. De lave utnyttelsene i dimensjoneringen kan i noen tilfeller tyde på en feil i beregningen, slik at det er hensiktsmessig med en kontroll av beregninger og vurdering av antagelser som er gjort.

For både bjelkene og søylene kan beregningen av egenlast fra tredekket og rekkverket være en faktor, da det ble gjort noen antagelser ved utregningen av disse. Dette kan likevel ikke ha en så stor virkning på utnyttelsen ettersom lasten fra disse utgjør en minimal del av den totale opptredende lasten. I tillegg kan den lave utnyttelsen til søylen skyldes den valgte tykkelsen på profilet av tverrsnittet. Som nevnt i punkt 3.1, var denne tykkelsen ikke oppgitt, og ble dermed antatt å være på 10 mm. Dette kan ha økt kapasiteten til søylene noe, og det velges derfor å teste hulprofiler med mindre tykkelser. Figur 25 viser den maksimale utnyttelsen til søylen dersom man bruker tykkelser på 8mm og 5mm.

Member	Section	Material	Ratio	Case
39	 RHSS 120x120x8	S355	0.39	13 LK3

Member	Section	Material	Ratio	Case
39	 RHSS 120x120x5	S355	0.55	13 LK3

Figur 25 - Kapasitetskontroll av søyle med ulike tykkelser

Som figuren viser vil den maksimale utnyttelsen være på 0.55 dersom man bruker en tykkelse på 5mm. Begge tykkelsene i hulprofilet vil dermed ha tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstand. Ettersom utnyttelsene fortsatt er lave kan det tyde på at konstruksjonen er dimensjonert for større uforutsette laster eller at man har fjernet noen laster underveis i dimensjoneringen, men latt dimensjonene bli værende.

8 Steinspranglast

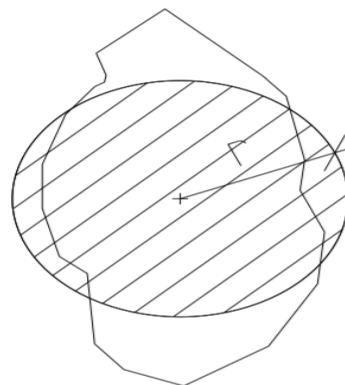
I dette kapitlet blir det gjort forsøk på å finne en verdi for en last fra et eventuelt steinsprang. For å få dette til blir ulike metoder prøvd og satt opp mot hverandre for å finne den mest riktige lasten.

8.1 Steinsprang fra Løvsstakken

Den bratteste helningen over brokonstruksjonen er på 44 grader, noe som kommer frem i punkt 8.3. Denne helningen er i området for den typiske helningen hvor steinsprang oppstår. [35] I et av rasene fra Løvsstakken var det som tidligere nevnt steinblokker på størrelse mellom 6 og 8 tonn. [6] En stein på 8 tonn vil ha et volum på ca. 3.1m^3 . Etersom volumet av steinen er under 100 kubikkmeter vil dette klassifiseres som steinsprang.

8.2 Steinblokkens dimensjon

Steinblokkens form og dimensjon vil være avgjørende for hvordan den påvirker systemet. Etersom dette ikke går an å si på forhånd må man anta en form og størrelse på steinen. Etter Statens vegvesens rapport kommer det frem at en stein med irregulær form kan antas som en kule på samme størrelse, se figur 26. [10, s.68] Størrelsen på et steinsprang vil også være vanskelig å fastslå på forhånd. Derfor vil steinen som blir beregnet antas formet som en kule med varierende masse.

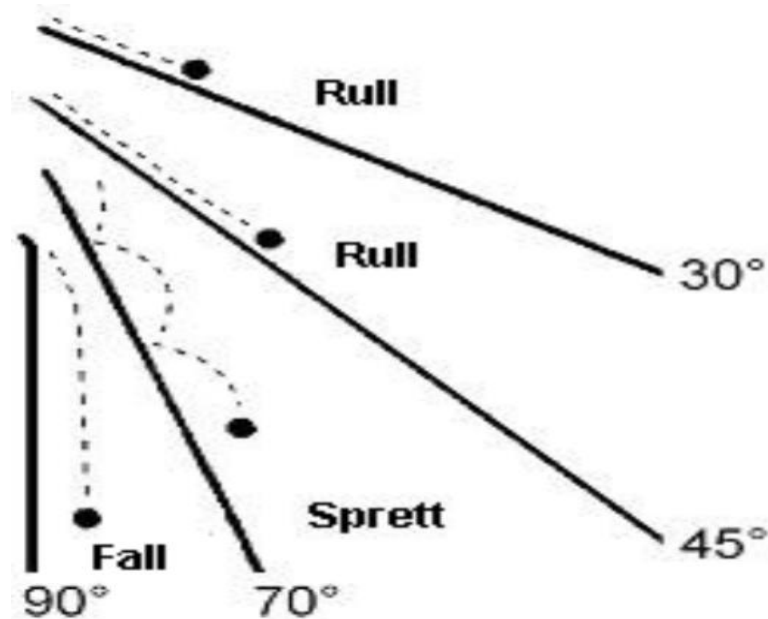


Figur 26 - Fallende stein antatt som ekvivalent kule med radius r [10, s. 68]

8.3 Bevegelsesbane og nedslagsvinkel

Ifølge Statens vegvesen er det meget viktig med identifisering av skredbanen, eller skredbaner dersom flere. En slik identifisering er viktig både for fastsettelsen av parameterverdier for steinsprang, og for dimensjonerings- og tiltaksprosessen. [10, s. 20]

Hvordan et steinsprang beveger seg er først og fremst avhengig av formen på skredbanen og friksjonsforholdene i området. [10, s. 19] Mulige bevegelser og nedslagsvinkler er illustrert i figur 27. Som figuren viser vil en økning i terrenghelningen føre til mindre friksjon mellom steinen og overflaten, og dermed en økning av farten til steinen. Størst fart oppnås med en vinkel på 90 grader, hvor steinen vil være i fritt fall.



Figur 27 - Sannsynlige bevegelsesmønstre [10, s. 19]

For identifisering av skredbanene på østsiden av Løvstakken er det laget flere høydeprofiler (H1, H2 og H3), se vedlegg E1.1. Disse viser hvordan terrenghelningen varierer fra byggestedet til det høyeste punktet på fjellet. Alle de tre høydeprofilene viser at maksimale stigningsverdier opptrer kun et lite stykke over brokonstruksjonen. Den aller største helningen kommer frem av høydeprofil H3 og har en høyde på ca. 200 meter og en helning på 96,1 %. Dette er tilnærmet lik 44 grader. Denne verdien har blitt kontrollert ved hjelp av NVE sitt bratthetskart, se vedlegg E2. Bratthetskartet viser at helningen i det aktuelle området er på 42 grader, noe som stemmer godt overens.

Ettersom sannsynligheten for et steinsprang er størst i dette området grunnet den store helningen, vil det videre i rapporten bli antatt som utløsningsområdet.

8.4 Steinblokkens terminalhastighet

For beregning av terminalhastigheten til en steinblokk må man vite fallhøyden. For en bestemmelse av dette benyttes høydeprofiler nevnt i punkt 8.3, se vedlegg E. Den vertikale fallhøyden antas å være avstanden fra antatt utløsningsområde til det høyeste punktet på konstruksjonen. I realiteten er avstanden litt større, men ettersom det er høyst usannsynlig at steinen vil være i totalt fritt fall fra denne høyden, blir den vurdert til ca. 53 meter av høydeprofilene. For å være på sikker side og samtidig forenkle beregningene, blir det sett vekk fra luftmotstand og det blir valgt en nedslagsvinkel lik 90 grader. Med bare gravitasjonskraften som virker, regnes steinene å være i fritt fall, og man kan dermed benytte bevaring av mekanisk energi, se formel (25). [36, s. 229]

$$K_1 + U_{grav,1} = K_2 + U_{grav,2} \quad (25)$$

Der:

$-K_1 = 0.5mv_1^2$ er den kinetiske energien før fall

$-U_{grav,1} = mgh_{y1}$ er den potensielle energien før fall

$-K_2 = 0.5mv_2^2$ er den kinetiske energien etter fall

$-U_{grav,2} = mgh_{y2}$ er den potensielle energien etter fall

Det blir her antatt at steinene starter i ro, slik at den kinetiske energien før fall settes lik null. Videre vil steinene i sammenstøt med konstruksjonen ha en potensiell energi til slutt lik null. Formel (25) kan da reduseres til $U_{grav,1} = K_2$, og farten til steinene i kollisjon med brudekke v_2 kan beregnes ved bruk av formel (26).

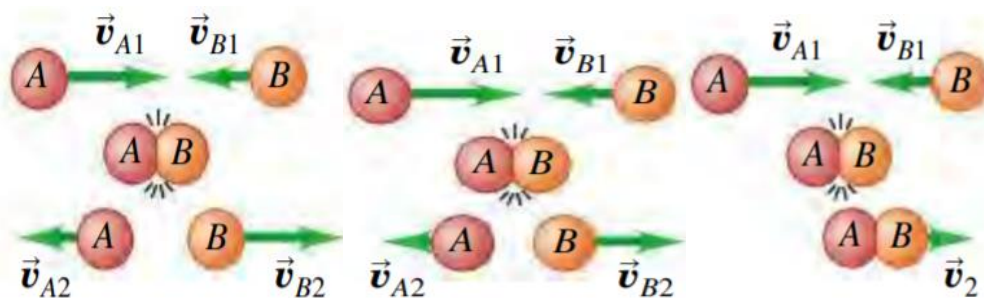
$$v_2 = \sqrt{2gh} \quad (26)$$

Av formelen ser man at farten v_2 kun er avhengig av tyngdeakselerasjonen $g = 9,81 \frac{m}{s^2}$ og høyden h . Dimensjonen på steinene vil altså ikke ha en innvirkning her. En stein som faller fra den antatt maksimale fallhøyden på 53 meter, vil ha en fart på $32 \frac{m}{s}$.

Det er viktig å være klar over at en fallende stein vil kunne rotere om sin egen akse, slik at den kinetiske energien til steinen vil være summen av translasjon- og rotasjonsenergi. [36, s. 334] For enkelhets skyld og for å samtidig forenkle beregningene, ses det vekk i fra rotasjonsenergi i denne rapporten.

8.5 Klassifisering av kollisjoner

Ved bruk av energibetraktninger kan kollisjoner deles inn i elastiske-, uelastiske- og fullstendig uelastiske kollisjoner. I elastiske kollisjoner mellom to legemer vil den totale kinetiske energien til legemene være den samme både før og etter sammenstøtet. Situasjonen illustrert i figur 28 er et eksempel på en slik kollisjon. Som vist i punkt 8.4, er den kinetiske energien avhengig av masse og hastighet. Ettersom både massen og summen av hastighetene til kule A og B er uforandret etter sammenstøtet, vil også den totale kinetiske energien være uforandret. Dette er derimot ikke tilfellet i uelastiske kollisjoner. Slike kollisjoner kjennetegnes ved at den totale hastigheten til legemene er mindre etter sammenstøtet, se figur 28. Dette resulterer i tap av den totale kinetiske energien. Figur 28 illustrerer den siste formen for kollisjon, fullstendig uelastisk. I likhet med uelastiske kollisjoner vil den totale kinetiske energien reduseres i sammenstøtet, men legemene vil henge sammen og bevege seg med samme hastighet og i samme retning. [36, s. 274]



Figur 28 – Illustrasjon av elastisk-, uelastisk- og fullstendig uelastisk kollisjon [36, s. 74]

8.6 Steinspranglast ved impuls og bevegelsesmengde

Kollisjonskraft ved impuls er avhengig av flere faktorer. For denne kraften må man vite fart, masse og tid eller strekning. Tid og strekning er i dette tilfellet etter kollisjonen har skjedd, og er tid fra kollisjon til legemet enten stopper eller går i motsatt retning, altså impuls. Strekning er avstanden midten av legemet beveger seg etter kollisjonen. I dette

tilfellet blir tiden antatt og strekning og kollisjonskraft bestemt ut fra det med formelen for impuls, hvor p er bevegelsesmengde som beregnes ved å multiplisere masse med hastighet og t er tid: [36, s. 263]

$$F_r = \frac{p}{t} \quad (27)$$

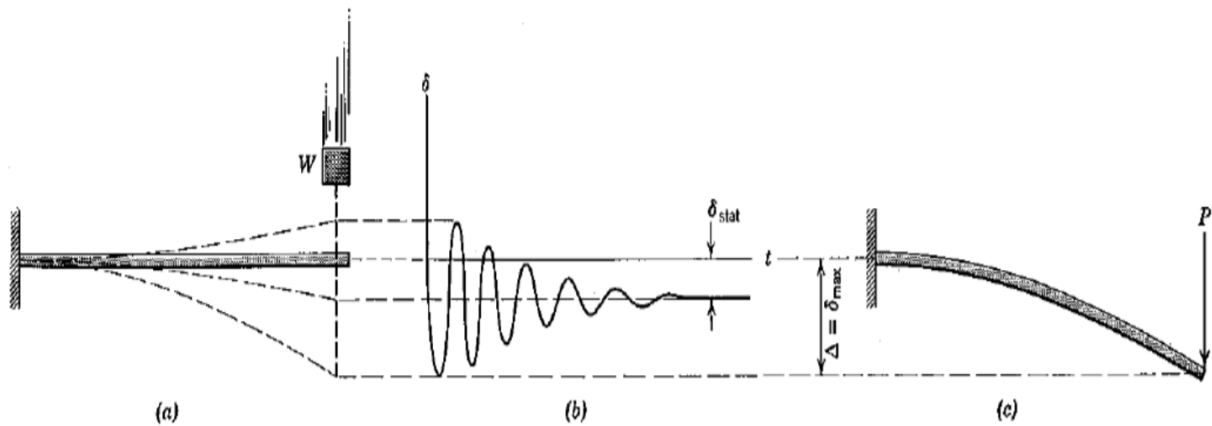
Av formelen kommer det frem at en økning i masse og en lavere tid vil øke kraften steinen påfører underlaget. For enkelhets skyld blir det ikke regnet med at broen vil virke dempende, men som at steinen treffer et material som ikke vil bevege seg. Dette vil senke tiden og dermed øke kraften.

Ettersom det ikke var enkelt å gjøre egne tester blir det sett på tidligere tester, for eksempel av Mythbusters, hvor et piano på 1300 kilogram ble sluppet fra 25 meter. [37] Selv om dette forsøket ikke er helt likt vil det gi en indikasjon på hvor store parameterne som antas skal være. I forsøket kom det frem at kollisjonstiden til pianoet var 0.1 sekunder. Ettersom steinen ikke vil være like mye i bevegelse etter kollisjonen kan man anta en noe lavere tid, for eksempel 0.05 sekunder. Med en masse på for eksempel 200 kilogram og en høyde på 50 meter vil dette gi en strekning reist på ca. 0,8 meter etter kollisjon, noe som vil bety en nedbøyning av systemet på samme lengde. Det vil også føre til en kollisjonslast på ca. 130 kN, se vedlegg E3. Dette tallet kan brukes som en grov estimering av hvor stor ulykkeslasten skal være.

Problemet med denne metoden er at den ikke tar hensyn til faktorer som hvilket material steinen treffer, hvor mye energi som går tapt underveis og forholdet mellom dynamisk og statisk last. I tillegg er den mest risikable parameteren tiden, ettersom en halvering av tid vil føre til en dobling av kraft. Resultatet er dermed unøyaktig, men kan uansett brukes til en sammenligning.

8.7 Steinspranglast ved dynamisk forstørrelsesfaktor

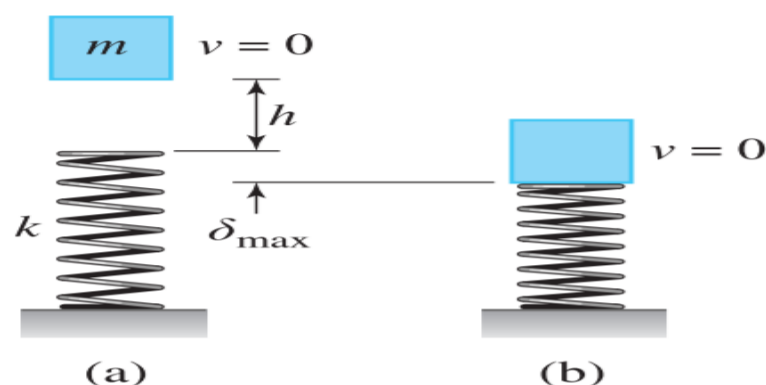
Ifølge professor J.E. Akin ved Rice Universitetet, vil det være mulig å gjøre en dynamisk last om til en statisk ekvivalent last ved bruk av en såkalt "impact faktor", eller forstørrelsesfaktor. På denne måten vil det være mulig å estimere virkningen fra den dynamiske lasten ved bruk av en ekvivalent statisk last i en statisk analyse. Av figur 29 kan man se en statisk last P som brukes for å estimere maksimale nedbøyninger og spenninger forårsaket av en vertikal dynamisk last w på en utkraget stålbjelke. [38]



Figur 29 - Bruk av en ekvivalent statisk last P for estimering av dynamiske påvirkninger forårsaket av fallende objekt, w [38]

For bruk av modellen er det flere punkter som må tas i betraktning. Steinen må antas å være udeformerbar, mens bjelken må antas å bestå av et lineært elastisk material som antas å være masseløst. I tillegg antas det at ingen energi vil gå tapt i støtet. Med alle disse betraktningene tilsier dette at modellen kun er ment for å benyttes til estimering av virkningene et steinsprang kan ha. [39, s.437]

Den dynamiske forstørrelsesfaktoren bestemmes ved hjelp av energibetraktninger med utgangspunkt i en fjær og en fallende gjenstand. Figur 30 viser en modell hvor et legeme med en masse, w , og en høyde, h , faller vertikalt ned på en fjær med stivhet, k . [39, s. 438]



Figur 30 - Illustrasjon av et fallende objekt på en fjær [39, s.438]

Når massen w som opprinnelig var i ro treffer fjæren, vil fjæren bli sammentrukket en avstand δ_{max} før masseobjektet er på vei opp igjen. Fra arbeid-energi prinsippet er det

gitt at arbeidet som fjæren utfører på det fallende objektet, U , må tilsvare endringen av den kinetiske energien til det fallende objektet, ΔT , se formel (28): [39, s. 438]

$$U = \Delta T \quad (28)$$

Arbeidet som er utført fra fjæren på masseobjektet, U , er gitt ved:

$$U = mg(h + \delta_{max}) - \frac{1}{2}k\delta_{max}^2 \quad (29)$$

Farten til objektet vil være null i begge posisjoner, se figur 30. Dette fører til at den kinetiske energien til objektet blir lik null og dermed vil også arbeidet fra formel (29) være lik null. Fra Hookes lov vet man at summen av kreftene på en fjær vil være lik fjærstivheten, k , multiplisert med den statiske forskyvingen av fjæren, δ_{stat} , se formel (30).

$$F = k \cdot \delta_{stat} \quad (30)$$

I dette tilfellet er det kun tyngden til objektet som virker på fjæren, slik at kraften vil tilsvare massen til objektet, m , multiplisert med tyngdeakselerasjonen, g . Formel (30) kan da omformes til $\delta_{stat} = \frac{mg}{k}$. Satt inn i formel (29) med arbeid U lik null, gir dette:

$$\delta_{max}^2 - 2\delta_{stat}\delta_{max} - 2\delta_s h = 0$$

Dersom det løses for δ_{max} får man andregradslikningen:

$$\delta_{max} = \delta_{stat} + \sqrt{\delta_{stat}^2 + 2\delta_{stat}h}$$

Den maksimale dynamiske forskyvningen δ_{max} kan da beregnes som følgende:

$$\delta_{max} = n \cdot \delta_{stat} \quad (31)$$

Der n er forstørrelsesfaktoren gitt ved:

$$n = 1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\delta_{stat}}} \quad (32)$$

Denne faktoren kan nå brukes for å behandle en statisk last som en dynamisk last. Den maksimale lasten er da gitt ved:

$$P_{max} = n \cdot P_{stat} \quad (33)$$

Ved bruk av disse formlene er det viktig å være klar over at de kun gjelder vertikale laster. For laster med andre nedslagsvinkler får man flere hensynspunkter. Som nevnt i punkt 8.4, blir det i denne rapporten antatt en nedslagsvinkel på 90 grader, slik at det vil være tilstrekkelig med den beregnede forstørrelsesfaktoren.

9 Dimensjonering i ulykkesgrensetilstanden

Ettersom man ikke vet hvor på konstruksjonen et eventuelt steinsprang vil treffe, er det hensiktsmessig å se på ulike scenarier som viser hvordan konstruksjonen vil oppføre seg avhengig av hvor steinspranget forekommer. I dette kapitlet blir steinspranglasten plassert på ugunstige steder på konstruksjonen i forhold til de ulike konstruksjonsdelene.

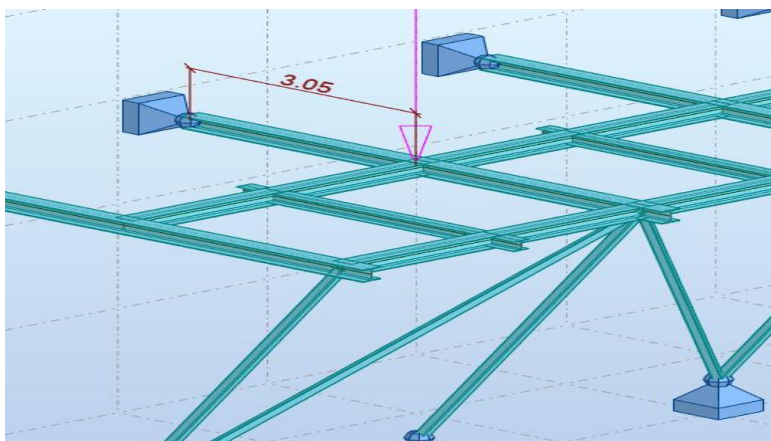
Det vil bli benyttet forskjellige laststørrelser for å finne ut hvor stor steingspranglasten kan være før konstruksjonsdelene når en maksimal utnyttelse. Etter at maksimal steinspranglast er funnet, benyttes formel (33) i punkt 8.7 for å finne ut hvor stor steinmasse dette tilsvarer. Kapasiteten og utnyttelsene blir i likhet med bruddgrensedimensjoneringen beregnet både i Robot og for hånd.

9.1 Lasttilfeller

Både for hovedverrbjelker og søylene i systemet vil lasttilfellene være annerledes avhengig av hva som er mest ugunstig for det valgte elementet. Valgte lasttilfeller i dette kapitlet baseres på lastkombinasjonen omtalt i punkt 5.4.2, bare med forskjellige plasseringer av steingspranglasten.

9.1.1 Hovedverrbjelker

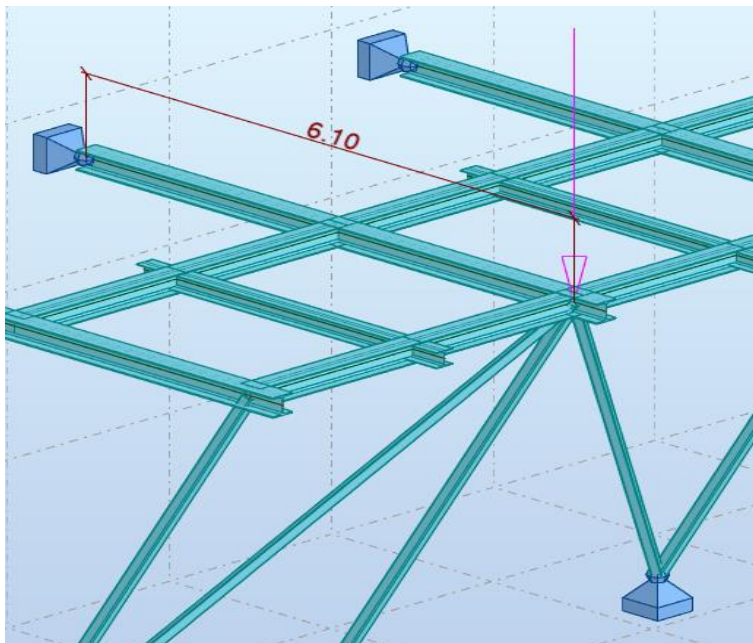
For hovedverrbjelker vil den mest ugunstige plasseringen av steinspranglast være midt på bjelken. Denne plasseringen vil føre til maksimale tverrsnittskrefter og størst utnyttelse, og regnes derfor å være dimensjonerende for hovedverrbjelkene. Figur 31 illustrerer dette lasttilfellet betegnet som (LT1).



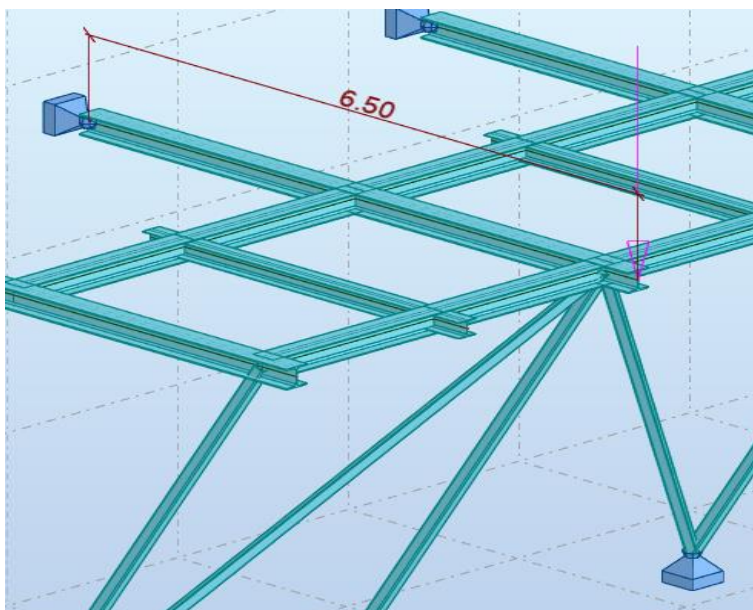
Figur 31 - Steinspranglast midt mellom oppleggene (LT1)

9.1.2 Søyler

For søyler blir det sett på to lasttilfeller. Det første vil være med steinspranglasten plassert i overkant av søylen (LT2) mens det andre vil være med steinspranglast plassert på enden av bjelken (LT3), se figur 32 og 33. Disse plasseringene blir sett på ettersom det forhånd ikke er åpenbart hvilken som gir høyest utnyttelse.



Figur 32 - Steinspranglast rett over søylen (LT2)



Figur 33 - Steinspranglast på enden av bjelken (LT3)

9.2 Sammenligning av resultater

9.2.1 Hovedverrbjelker

Opptredende tverrsnittskrefter fra lasttilfelle 1 (LT1) var nokså like både i Robot og håndberegninger, noe som antyder at verdiene stemmer. Disse verdiene er funnet etter at det ble testet i Robot hvilken steinspranglast som gir 100% utnyttelse. Den ble funnet til 270kN for last plassert midt på bjelken. I tabell 14 sammenlignes resultatene fra håndberegninger og Robot. For håndberegninger av tverrsnittskrefter, se vedlegg F3.

Tabell 14 - Sammenligning av tverrsnittskrefter (LT1)

Tverrsnittskraft	Robot	Håndberegninger
Moment (y-akse), $M_{Ed,y}$ [kNm]	355.34	466.31
Skjærkraft (z-akse), $V_{Ed,z}$ [kN]	158.11	176.17
Aksialkraft (strekk), $N_{Ed,t}$ [kN]	85.50	106.4

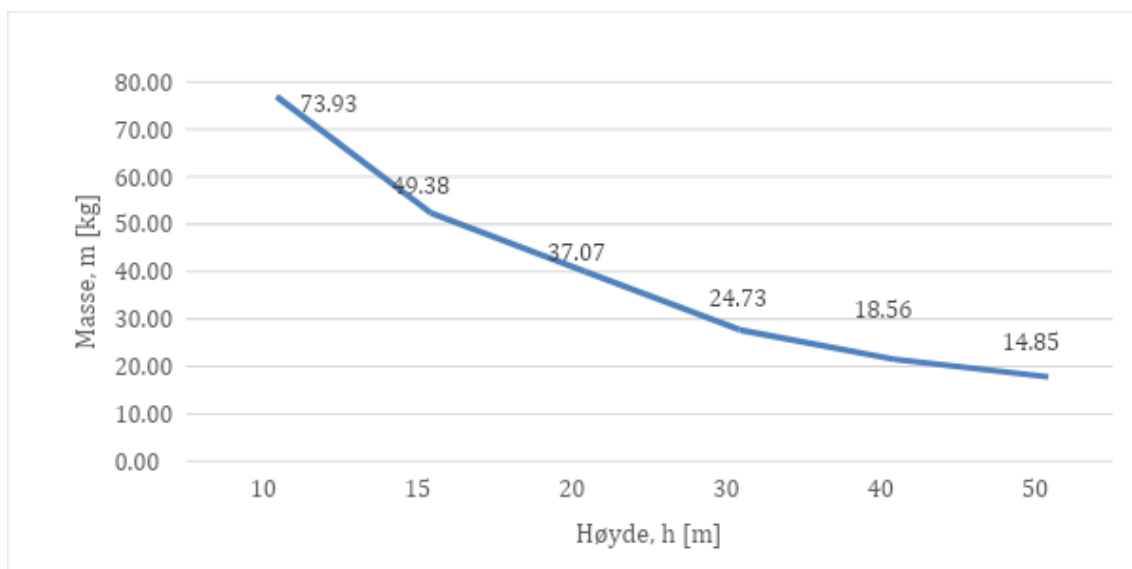
Som tabellen viser, er den største forskjellen mellom de to beregningsmetodene det opptredende momentet i tverrsnittet. Grunnen til at verdien i Robot er mindre er, som nevnt i punkt 7.2.2, at Robot fordeler tverrsnittskreftene på en mer gunstig måte enn ved håndberegninger. Det kan for eksempel skyldes at sekundærbjelkene vil ta opp noe av kapasiteten i Robot. Dersom lastene blir veldig store vil programmet utføre en plastisk fordeling av kreftene, noe som øker kapasiteten til bjelken. En sammenligning av utnyttelsene er gitt i tabell 15. Utnyttelser beregnet for hånd finnes i vedlegg F4.

Tabell 15 - Sammenligning av utnyttelser (LT1)

Kontroll	Utnyttelse i Robot	Utnyttelse håndberegninger
Moment (y-akse)	1.0	1.31
Moment (z-akse)	0.01	-
Skjærkraft (z-akse)	0.24	0.44
Aksialkraft (strekk)	0.02	0.03
Moment (y og z) + Aksial	1.01	-

Ved bruk av forstørrelsesfaktoren funnet i punkt 8.7 vil lasten på 270 kN tilsvare en steinmasse på ca. 15 kg, dersom man antar en fallhøyde på ca. 50 meter, se vedlegg F1. Denne verdien er, som nevnt i punkt 8.7, veldig konservativ. I tillegg til de nevnte grunnene har det blitt sett vekk ifra tredekket som er over bjelken. I realiteten vil tredekket kunne dempe noe av farten til steinen, og dermed absorbere en del av den kinetiske energien, noe som vil resultere i en mindre kraft på selve bjelken.

Ved å fastsette den kritiske lasten til 270 kN kan man se hvordan massen til steinen vil variere med andre høyder, og hvordan høydene vil variere med andre masser, så lenge den kritiske kraften blir opprettholdt. For å gjøre dette benyttes den dynamiske forstørrelsesfaktoren der den ekvivalente lasten holdes konstant lik 270 kN, og det lages et uttrykk for enten massen, m , eller høyden, h . Figur 34 viser massen til en stein m som funksjon av høyden h . For detaljert beregning av dette, samt en utregning av høyden som en funksjon av massen, henvises det til vedlegg F1 og F2.



Figur 34 - Massen til en stein, m , som en funksjon av fallhøyde, h

9.2.2 Søyler RHSS120x120x10

For bestemmelse av maksimal ekvivalent statisk last testes begge lasttilfellene nevnt i punkt 7.3.1.2, med forskjellige verdier for steinspranglast. I Robot viser det seg at en last på 320 kN rett over søylen (LT2) gir 100% utnyttelse. I likhet med tidligere beregninger sammenlignes tverrsnittskreftene og utnyttelsene i henholdsvis tabell 16 og 17.

Beregning av tverrsnittskrefter for hånd er gitt i vedlegg F5, mens beregning av utnyttelser er gitt i vedlegg F6.

Tabell 16 - Sammenligning av tverrsnittskrefter (LT2)

Tverrsnittskrefter	Robot	Håndberegninger
Moment (y-akse), $M_{Ed,y}$ [kNm]	0.74	0.77
Skjærkraft (z-akse), $V_{Ed,z}$ [kN]	0.50	0.51
Aksialkraft (strekk), $N_{Ed,t}$ [kN]	405.81	425.73

Som tabellen ovenfor viser er tverrsnittskreftene relativt like, og beregningene blir dermed antatt som riktig utført.

Tabell 17 - Sammenligning av utnyttelser (LT2)

Kontroll	Utnyttelse i Robot	Utnyttelse håndberegninger
Moment (y-akse)	0.00	0.01
Skjær (z-akse)	-	-
Aksial (trykk)	0.28	0.29
Knekking	1.00	1.03
Global stabilitet	1.02	1.05

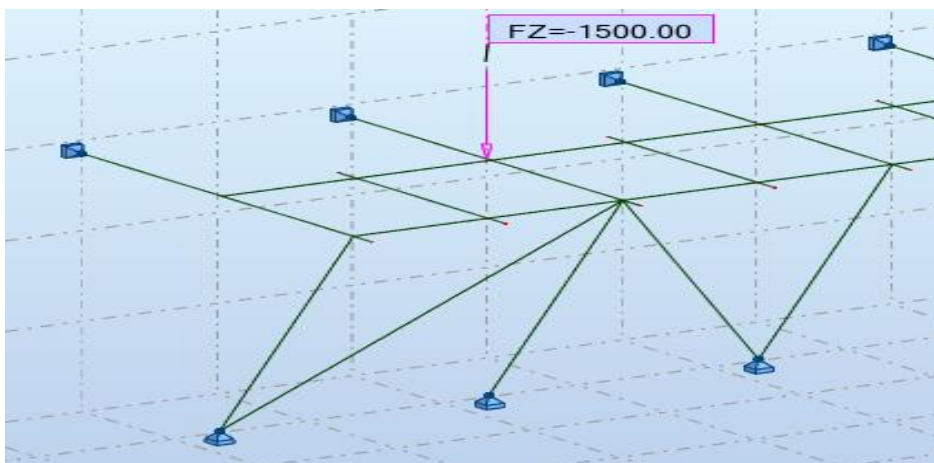
Som det kommer frem av tabell 17 vil en steinspranglast på 320 kN føre til en overskridelse av kravet på 1.0, både for håndberegninger og i Robot. Verdiutnyttelsen som overskrides er knekking. Dette er fordi reduksjonsfaktoren χ er veldig liten og reduserer kapasiteten til søylen drastisk, se vedlegg F6.

Lastplasseringene for søylen som gir størst utnyttelse i håndberegninger vil ikke gi størst utnyttelse i Robot. For håndberegninger vil det være størst aksialkraft i søylen dersom ulykkeslasten er plassert ytterst på bjelken (LT3). Grunnen er at opplegget ved fjellet vil ha en nedadrettet kraft for å stabilisere bjelken, noe som betyr at lasten på søylen øker. For Robot vil den største aksialkraften opptre når lasten er plassert rett over søylen (LT2). Dette skyldes at skråstagene vil ta opp mer kraft når lasten er plassert ytterst. Disse blir ikke regnet med i håndberegningene og derfor vil den dimensjonerende verdien være høyere når lasten er plassert på utkrager for disse beregningene.

9.3 Vurdering av resultater og andre lasttilfeller

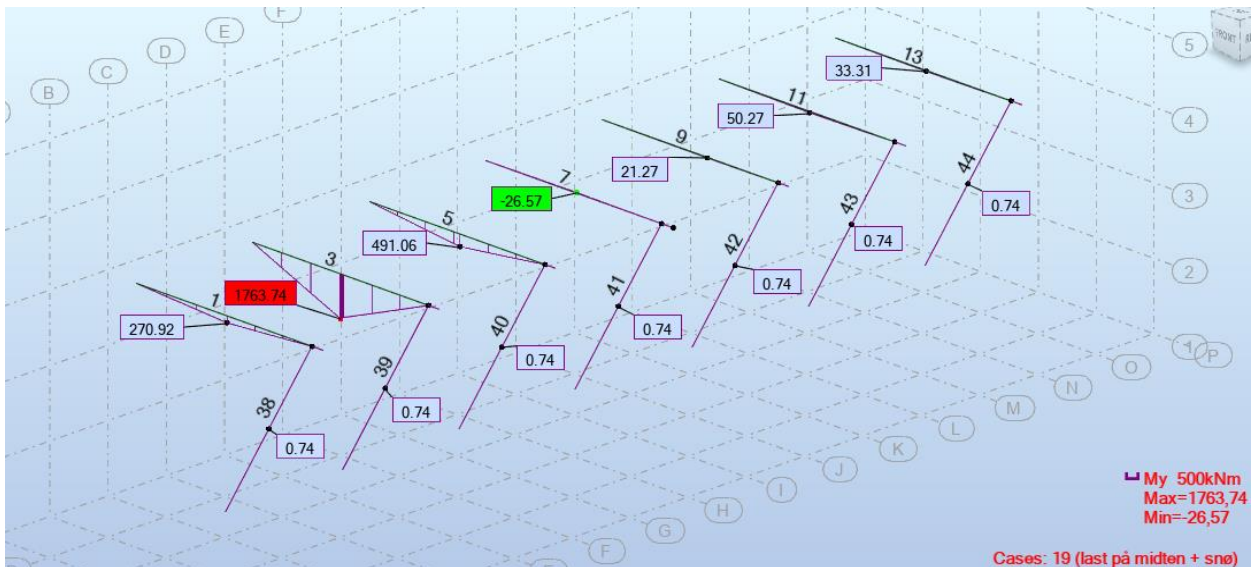
Resultater utført i punkt 7.3.2, viser at massen til steinen kan være noe større dersom den treffer rett over søylen sammenlignet med en stein som treffer på midten av hovedverrbjelken. Eksempelvis vil en stein på ca. 15 kg som faller fra ca. 50 meter (se figur 34), og treffer midten av bjelken kunne overskride kapasiteten til hovedverrbjelken uten at søylens kapasitet blir 100% utnyttet. Søylens kapasitet blir heller ikke fullt utnyttet dersom den samme steinen treffer rett over søylen. Med dette konkluderes det at skaden en fallende stein vil påføre konstruksjonen er sterkt avhengig av hvor den treffer, massen til steinen og fallhøyden. Alle disse variablene vil være avgjørende for konstruksjonens integritet.

De utregnede steinmassene er naturligvis veldig små og indikerer kun hvilke følger det vil få for en enkelt bjelke eller søyle. I virkeligheten vil det være sannsynlig at en mye større stein faller på konstruksjonen. Det er derfor hensiktsmessig å se hvilken påvirkning dette kan ha for hele konstruksjonen og ikke bare noen enkle elementer. Det velges derfor å utføre en test der en last på 1500kN plasseres på midten av hovedverrbjelken som hadde størst utnyttelse i bruddgrense, se figur 35. En last på 1500kN tilsvarer en steinmasse på ca. 450kg dersom man antar en fallhøyde på 50 meter eller en masse på 1200kg dersom man antar en fallhøyde på 20 meter. Den siste verdien brukes videre til analyse i Abaqus, se kapittel 10.



Figur 35 - Steinspranglast på 1500kN plassert på midten av hovedverrbjelken

Lasten på 1500kN er langt større enn den kritiske lasten på 270 kN, men hensikten er som nevnt tidligere, å se på hvordan dette vil påvirke utnyttelsen til naborammene. Figur 36 illustrerer opptredende moment i rammene.



Figur 36 - Opptredende moment fra en punktlast på 1500kN

Som forventet blir momentet i bjelken direkte under lasten veldig stort, og utnyttelsen overskrider naturligvis grensen på 100%. Videre ser man av figuren at de første tre rammene (sett fra venstre) vil være mest påkjent. Figur 37 viser utnyttelsen til de tilhørende elementene.

Member	Section	Material	Ratio	Case
1	HEB 240	S355	1.02	19 last på midten + snø
3	HEB 240	S355	24.73	19 last på midten + snø
5	HEB 240	S355	1.96	19 last på midten + snø
38	RHSS 120x120x10	S355	0.34	19 last på midten + snø
39	RHSS 120x120x10	S355	127.32	19 last på midten + snø
40	RHSS 120x120x10	S355	0.59	19 last på midten + snø

Figur 37 - Viser utnyttelsen til elementene i de tre første rammene (Ratio)

Som det kommer frem av figur 37, er det kun søyle 38 og 40 av de valgte elementene som har en lav nok utnyttelse til å holde kravet på 1,0. Videre ser man at ingen av bjelkene overholder dette kravet, bortsett fra bjelke 1, som har en utnyttelse på 1,02. Ettersom overskridelsen er såpass liten, er det ikke utenkelig at bjelken allikevel vil holde. Denne bjelken anses derfor å ha tilstrekkelig kapasitet for denne lasten.

Til tross for at noen deler oppfyller utnyttelseskravet, vil konstruksjonen bli utsatt for store nedbøyninger, noe som vil resultere i ytterligere nedsatt funksjonalitet. Resultatene fra denne testen indikerer at med økende masse vil naturligvis også skadeomfanget bli større. Med en stein som har en masse i nærheten av åtte tonn kan konsekvensene dermed bli katastrofale.

10 Numerisk simulering av steinsprang

I dette kapitlet utføres en numerisk simulering og analyse av steinspranglast i elementmetodeprogrammet Abaqus. Her blir det sett på deformasjoner, tøyninger og energier som oppstår som følge av steinsprang på hovedverrbjelken (HEB240). Nedbøyningsresultatene fra analysen sammenlignes med nedbøyninger som kommer frem ved bruk av den dynamiske forstørrelsesfaktoren omtalt i punkt 8.7.

10.1 Formålet med simuleringen

Hovedformålet med analysen i Abaqus er å finne ut hvor stort steinsprang hovedverrbjelken i konstruksjonen kan tåle før den kollapser. I N-004 kommer det frem at den kritiske tøyningen til stålqualität S355 er på 15%. [40, s. 102] Denne verdien legges til grunn i denne analysen. I første omgang benyttes samme verdier som ble benyttet i forsøket i punkt 9.3, der steinen hadde en masse på 1200 kg og fallhøyden var på 20 m. Tøyningen fra dette forsøket kontrolleres opp mot den kritiske tøyningen. Dersom bjelken motstår denne lasten, vil massen og fallhøyden økes ytterligere for å finne ut laststørrelsen som kreves for å nå kritisk tøyning.

Simuleringen vil også gi et realistisk bilde av steinspranglast og hvordan bjelken vil bli påvirket. Analysen vil gjøre det mulig å sammenligne deformasjoner i Abaqus med deformasjoner som bestemmes ved hjelp av den dynamiske forstørrelsesfaktoren. En sammenligning av de to modellene vil styrke påliteligheten til beregningene i rapporten.

10.2 Begrensning i Abaqus

Versjonen av Abaqus som benyttes i denne rapporten er en studentversjon, med en maksimal grense på 1000 noder. Dette begrenser muligheten til å tegne en stor del av konstruksjonen, og det velges derfor å bare modellere en hovedverrbjelke som fritt opplagt, uten utkrager. I tillegg vil det begrensede antallet noder føre til unøyaktige resultater, men det vil være en god pekepinn på hva resultatene bør ligge på. Mer om noder kommer i punkt 10.3.

10.3 Om Abaqus

10.3.1 Generelt

Abaqus er en programvare utviklet av Dassault Systèmes, som tilbyr komplette løsninger for et bredt spekter av ingeniørmessige problemer. Programvaren tilbyr fire løsningsteknologier avhengig av hva man skal bruke programmet til. [13] I denne rapporten benyttes Abaqus/Explicit. Denne teknologien brukes for simulering og analyse av ikke-lineære og høyhastighets dynamiske hendelser. Løsningsprosedyren vil bli presentert i korte steg, før modelleringen og resultatene presenteres.

10.3.2 Løsningsprosedyren i Abaqus Explicit

10.3.2.1 Akselerasjon, hastighet og forskyvning

Abaqus explicit er spesielt utviklet for å effektivt løse dynamiske problemer, store diskontinuiteter og høyhastighetsanalyser. Metoden som blir brukt i den eksplisitte analysen er den såkalte "Central Difference Method". Med denne metoden blir bevegelsesligninger integrert med hensyn på tiden. Dette gjøres ved bruk av kjente kinematiske (bevegelse uavhengig av krefter) forhold i et inkrement til å beregne kinematiske forhold i neste inkrement. Med inkrement menes her mengdeøkningen til en variabel. [41]

I starten ved tiden (t) benytter programmet den vektorielle ligningen for dynamisk likevekt gitt ved: [42]

$$M * \ddot{u} = P - I \quad (34)$$

Der M er masse-matrisen til nodene, \ddot{u} er akselerasjons-vektoren, P er den eksternt påførte kraftvektoren og I er den interne elementkraft-vektoren. Ligning (32) kan nå brukes til å bestemme et uttrykk for akselerasjonen til nodene ved tiden (t):

$$\ddot{u}|_{(t)} = (M)^{-1} * (P - I)|_{(t)} \quad (35)$$

Den eksplisitte prosedyren benytter den diagonale masse-matrisen i beregningen, slik at det blir elementært å finne den inverse masse-matrisen M^{-1} . Dette gjør at det blir mye

enklerer for programmet å bestemme akselerasjonen til nodene ved hvilket som helst tidspunkt (t). [42]

Ved å anta en konstant akselerasjon kan hastighetsendringen til nodene bestemmes ved å integrere akselerasjonen med hensyn på tiden. Denne endringen kan da legges til hastigheten man hadde på midten av forrige inkrement, for å bestemme hastigheten på midten av neste inkrement. Ligningen for den nye hastigheten kan da skrives som:

$$\dot{u}|_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}|_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{(\Delta t|_{(t+\Delta t)} + \Delta t|_{(t)})}{2} * \ddot{u}|_{(t)} \quad (36)$$

Der \dot{u} er hastigheten til nodene, og \ddot{u} er akselerasjonen. Med ligning (34) er det nå mulig å bestemme forskyvningen til de ulike nodene. Ved å integrere hastighetsligningen og legge resultatet til nodeforskyvningen i starten av et inkrement, vil man få forskyvningen av noden på slutten av inkrementet. Den endelige forskyvningen er da gitt ved:

$$u|_{(t+\Delta t)} = u|_{(t)} + \Delta t|_{(t+\Delta t)} \dot{u}|_{(t+\frac{\Delta t}{2})} \quad (37)$$

Tatt i betraktning den dynamiske likevekten i begynnelsen av et inkrement vil det altså være mulig å bestemme akselerasjonen. Den kjente akselerasjonen brukes videre til å bestemme hastigheter og forskyvninger fra inkrement til inkrement. Denne metoden blir derfor kalt for "eksplisitt", ettersom fasen en node befinner seg i på slutten av et tidsinkrement, Δt , er avhengig av akselerasjonen, hastigheten og forskyvningen til noden i starten av inkrementet, t . [42]

10.3.2.2 Stabilitet

En kritisk faktor i den eksplisitte beregningsprosedyren er tidsøkningen, Δt . Den maksimale verdien for tidsøkningen som kan bli brukt og fortsatt oppnå nøyaktige resultater er veldig kort. Dersom den benyttede tidsøkningen, Δt , overstiger den maksimale verdien er stabilitetsgrensen til programmet oversteget, noe som kan resultere i unøyaktige løsninger. Stabilitetsgrensen er vanligvis vanskelig å bestemme, og programmet må derfor ty til en konservativ estimering av verdien. Som standardverdi bruker programmet en tidssøkning som er veldig nær grensen, uten å overstige den. Ligning (37) og (38) gir stabilitetsgrensen henholdsvis med og uten demping: [43]

$$\Delta t_{stable} \leq \frac{2}{\omega_{max}} \quad (38)$$

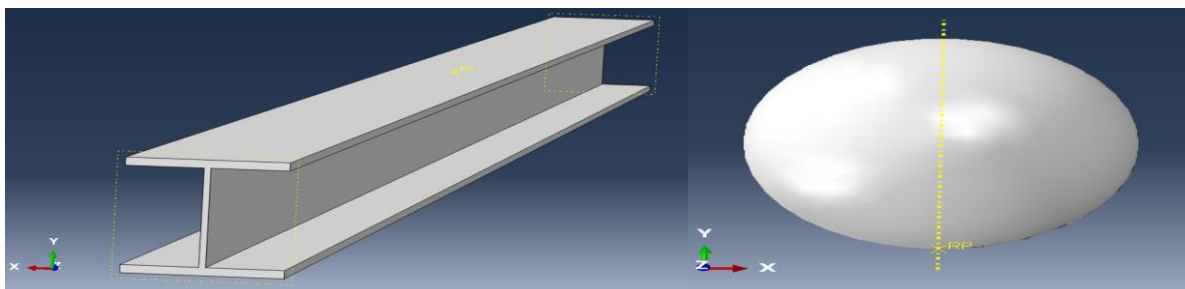
$$\Delta t_{stable} \leq \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi_{max}^2} - \xi_{max}) \quad (39)$$

Der ω_{max} står for den høyeste frekvensen i systemet, og ξ_{max} er en del av den kritiske dempingen i områder med høyest frekvens. [43]

10.4 Modellering i Abaqus

Programmet er oversiktlig og relativt enkelt å bruke. Modellen som skal analyseres er en enkel modell – en fritt opplagt bjelke (HEB240) med en stein midt mellom oppleggene. Lengden på bjelken er 6,1 meter, og steinen har en antatt masse på 1200kg. I programmet vil det kun være mulig å legge inn en hastighet og ikke en fallhøyde. Ettersom høyden er 20 meter, benyttes en vertikal fart på ca. $20 \frac{m}{s}$, se formel (26) i punkt 8.4.

Det første steget i modelleringsprosessen er å legge til de delene som skal inngå i analysen. Disse delene kan enten modelleres i et annet program og deretter importeres inn i Abaqus, eller lages under menyen **Parts**. Her blir brukeren spurt om hvilken type de ulike delene er. For bjelken velges **Deformable**, ettersom den vil kunne deformeres i støtet, mens for steinen velges **Discrete rigid**. Sistnevnte betyr at delen ikke vil deformere seg i kollisjonen. Dette velges for å være til sikker side, ettersom det vil minske kollisjonstiden og dermed øke kollisjonskraften, se punkt 8.6.



Figur 38 - Illustrasjon av de modellerte delene

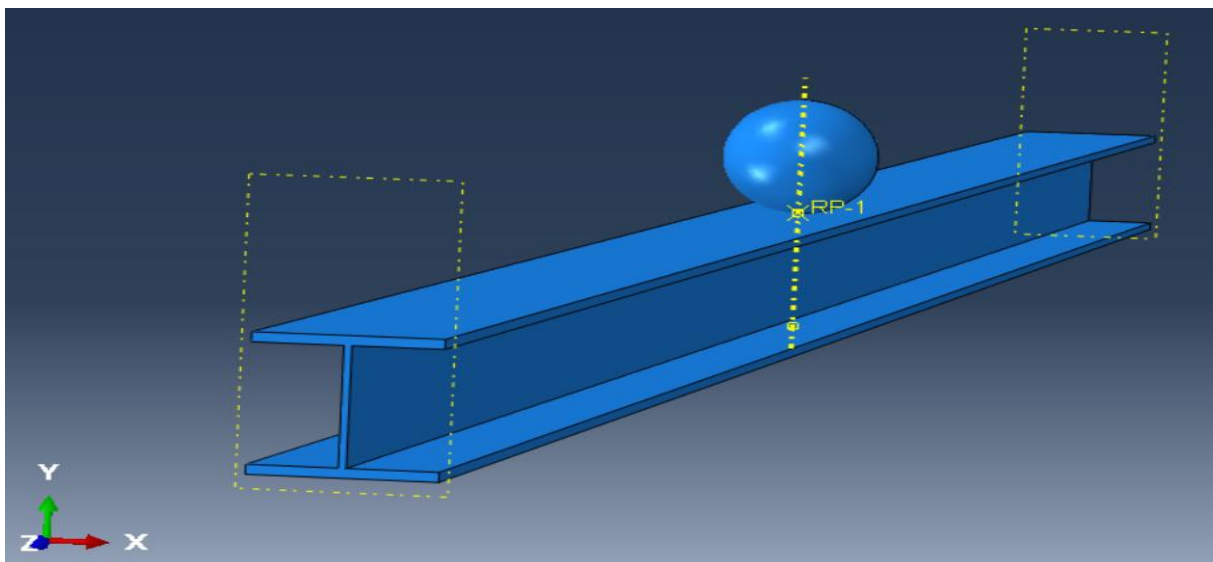
Når de ulike delene er modellert kan man gå i gang med å tilegne de materialegenskaper (generelle og mekaniske). Dette steget er ikke mulig å utføre for

steinen ettersom den er satt som et udeformerbart materiale. Det vil derfor være nok med å kun gi den en masse. For bjelken tilegnes følgende egenskaper, hentet fra EC3: [30, s. 27]

Tabell 18 - Brukte materialegenskaper for bjelken

Material	E-modul [N/mm ²]	Poisson's tall	Flytespenning [N/mm ²]	Densitet [kg/m ³]
S355	210000	0.3	355	7850

De modellerte delene er i starten uavhengige av hverandre og er orientert i hvert sitt lokale koordinatsystem. For å slå de sammen og dermed lage et forhold mellom dem, brukes funksjonen **Instance** under **Assembly**-modulen. Figur 39 viser delene når de er slått sammen og steinen plassert på riktig plass.



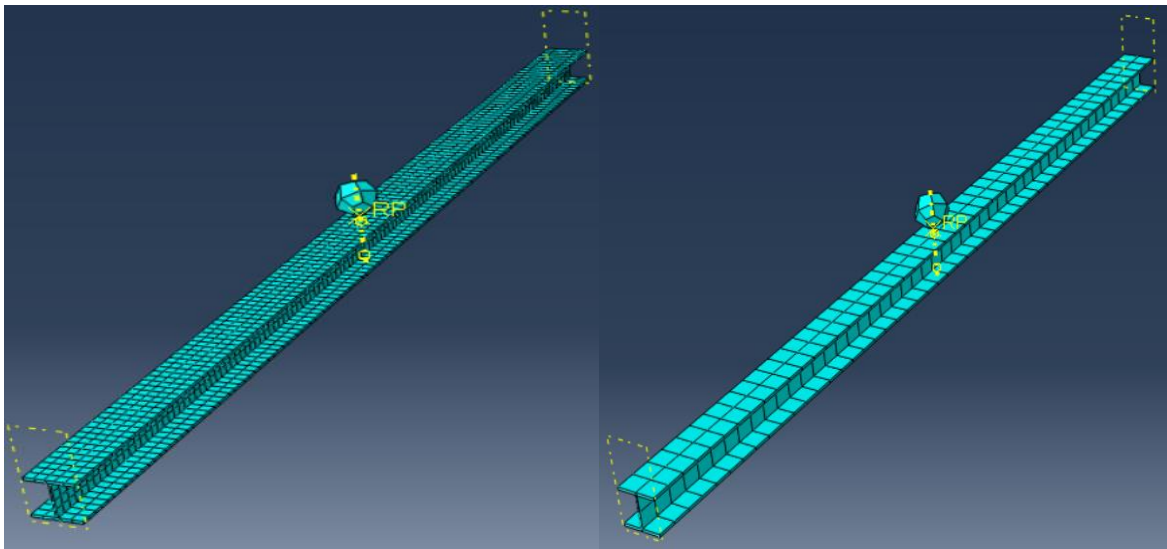
Figur 39 - Delene slått sammen

For å konfigurere analysen brukes funksjonen **Step** og det velges **Dynamic explicit** for en dynamisk analyse. Her må brukeren velge hvor lenge analysen skal vare. Tiden som velges her er vanligvis veldig liten (ofte tusendedels sekunder), ettersom et støt ikke varer så lenge. For å få med hele kollisjonsens gang, fra steinen treffer bjelken til den spretter opp igjen, velges en tid på ett sekund.

For å simulere støtet må det defineres hvilken type kontakt det skal være mellom de ulike delene. Dette gjøres ved hjelp av funksjonen **Interaction** under **Interaction-**

modulen. Her velges **General contact (explicit)**, som er standardvalget i Abaqus/Explicit.

Siste steget før man kan kjøre modellen er å bruke funksjonen **Mesh** for å dele de ulike delene inn i små elementer med enkel geometri. Jo flere elementer delene blir delt inn i, desto lengre tid vil analysen ta. Fordelen med flere elementer er at resultatene vil bli mer nøyaktige. Med økt antall elementer vil også antall noder øke. Grunnet den maksimale grensen på 1000 noder, blir man derfor nødt til å velge et stort antall. Figur 40 viser forskjellen på henholdsvis et tett rutenett (til venstre) og det valgte rutenettet i denne analysen (til høyre).



Figur 40 - Sammenligning av mesh

10.5 Kontroll av FEM-analysens pålitelighet

Modelleringen i programmet krever at brukeren bruker både riktige og nødvendige parametere som kreves i den bestemte analysen. Både uriktig informasjon og mangel på informasjon kan føre til unøyaktige resultater, og dermed en feil i den dynamiske responsen til den delen som analyseres. For en pålitelighetskontroll av en modell i en dynamisk analyse kan energibevaring og -balanse benyttes. [44] Den totale energibalansen i Abaqus/Explicit er gitt ved:

$$E_I + E_V + E_{FD} + E_{KE} - E_W = E_{TOTAL} = \text{Konstant} \quad (40)$$

Der E_I er den interne energien til systemet, E_V er den absorberte viskositetsenergien, E_{FD} er absorbert friksjonsenergi, E_{KE} er den kinetiske energien og E_W arbeid utført av opptredende laster. [44] I dette tilfellet vil det kun være steinen og tyngdeakselerasjonen som utfører et arbeid på bjelken.

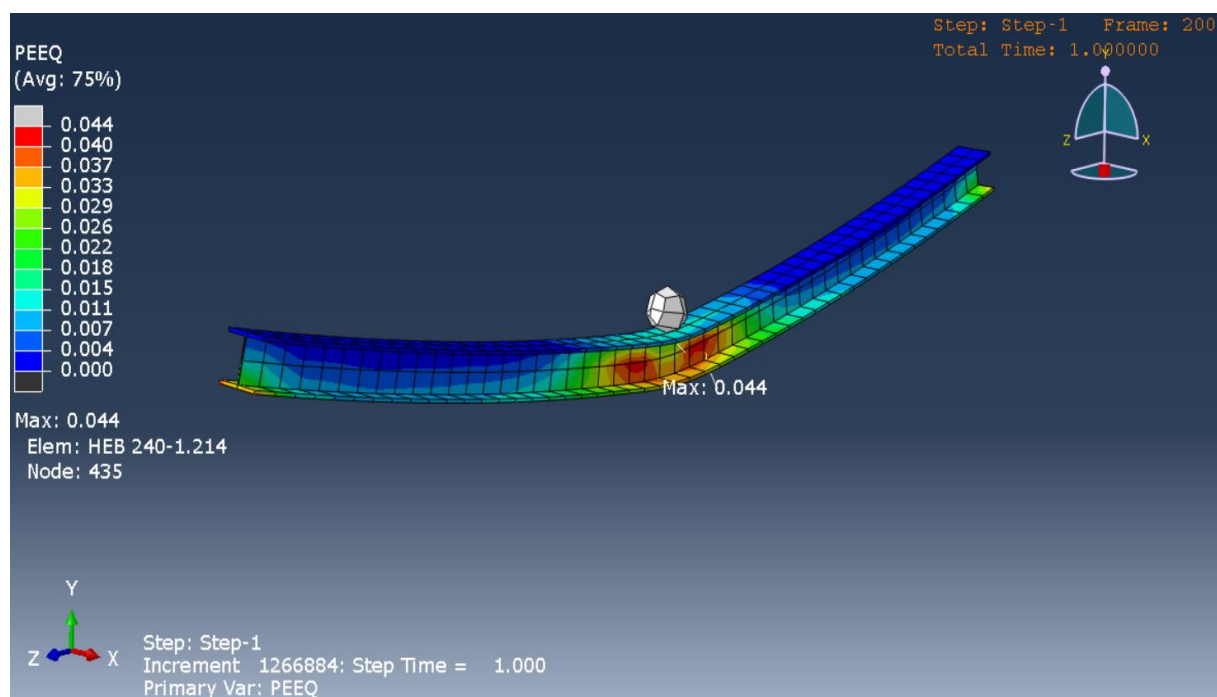
Ettersom energi er bevart (refererer til kapittel 8), så tilsier dette at den totale energien, E_{TOTAL} , må være konstant for at den dynamiske responsen skal være akseptabel. Ifølge Dassault Systèmes, kan den totale energien i modellen likevel ha et avvik, men at det kan være på maksimalt 1%. [44]

10.6 Resultater

Hvilke resultater man får ut etter en analyse er avhengig av brukerens valg. Valg av resultater kan styres under menyene **Field Output Request** og **History Output Request**. Resultatene som tas ut her, er som tidligere nevnt, tøyninger, energier og deformasjoner.

10.6.1 Plastiske tøyninger

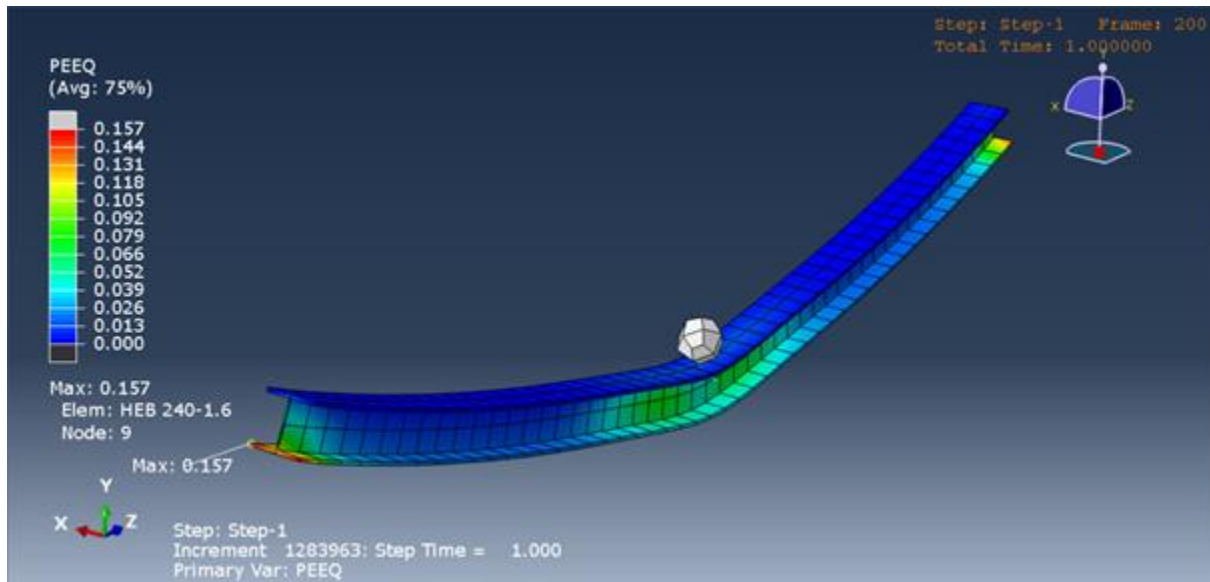
Analysen viser at en stein på 1200 kg og en fart på 20 m/s, vil forårsake en plastisk tøyning på 4.4 % på midten av bjelken, se figur 41.



Figur 41 - Maksimal opptredende tøyning i bjelken fra test 1

Denne verdien er naturligvis mye lavere enn den kritiske verdien på 15%, og det er derfor utført en ny test der en annen steinmasse og hastighet benyttes.

I den nye testen velges det å benytte en steinmasse på 1000kg og en fallhøyde på ca. 53 meter, noe som tilsvarer den maksimale fallhøyden som ble funnet i punkt 8.4. Med en slik fallhøyde blir farten ca. 32 m/s. Den maksimale tøyningen fra dette forsøket vises i figur 42.

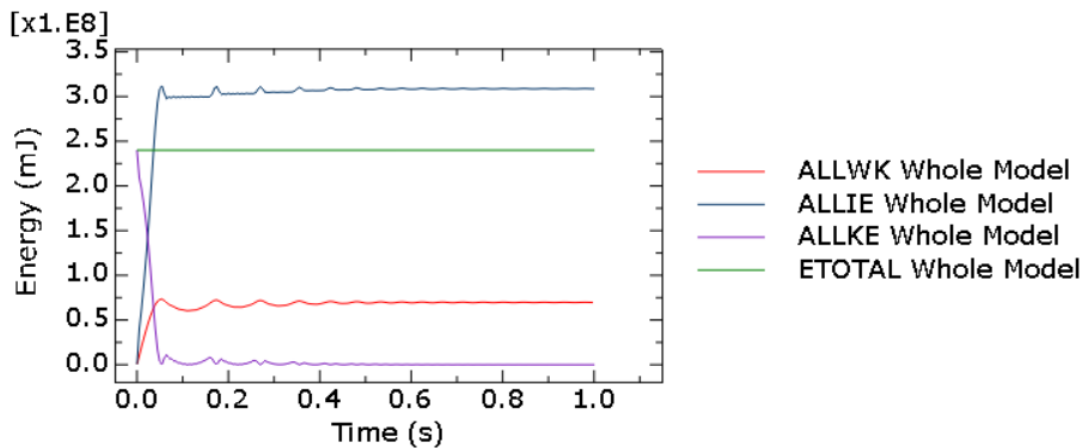


Figur 42 - Maksimal opptredende tøyning i bjelken fra test 2

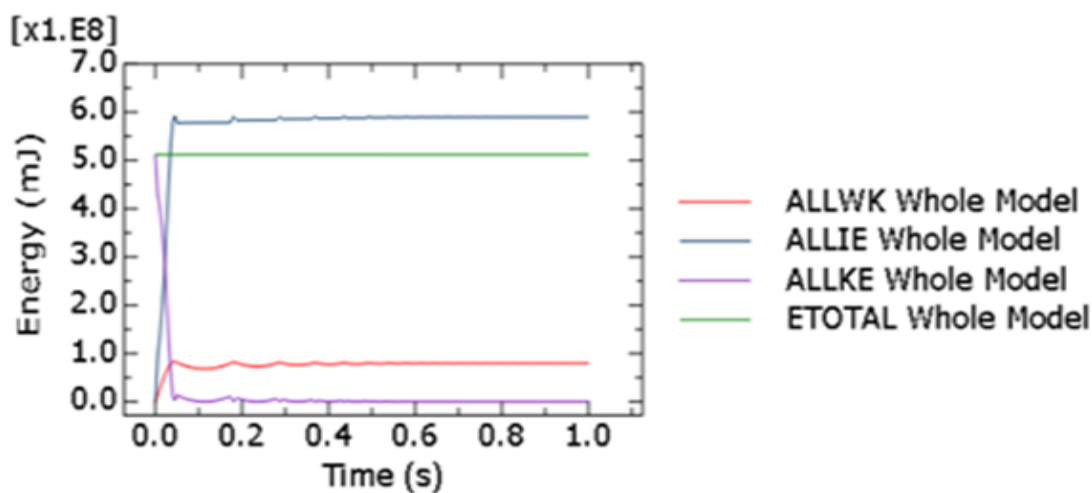
Som figuren viser, blir det i denne testen oppnådd en maksimal plastisk tøyning på 15.7%, noe som betyr at bjelken vil kollapse ved en slik last. Denne verdien opptrer ved oppleggene i motsetning til den første testen der denne oppsto på midten av bjelken. På test 2 er verdien på midten av bjelken på ca. 10%, se figur 42, noe som også er veldig nært den maksimale grensen.

10.6.2 Energier

Den kinetiske- (ALLKE), interne- (ALLIE) og totale energien (ETOTAL), samt arbeid utført av andre krefter (ALLWK) fra test 1 og 2, vises i henholdsvis figur 43 og 44.



Figur 43 - Energikvantiteter i modellen fra test 1



Figur 44 - Energikvantiteter i modellen fra test 2

Fra disse figurene ser man at den totale energien i både test 1 og 2 er konstant gjennom hele simuleringstiden. Dette tyder på at det ikke er noen problemer med analysene. Grunnen til at den totale energien i modellen er så stor i starten, skyldes den store opprinnelige kinetiske energien til steinen. I starten av analysen er steinen i fritt fall og den kinetiske energien kan håndberegnes ved uttrykk fra punkt 8.4:

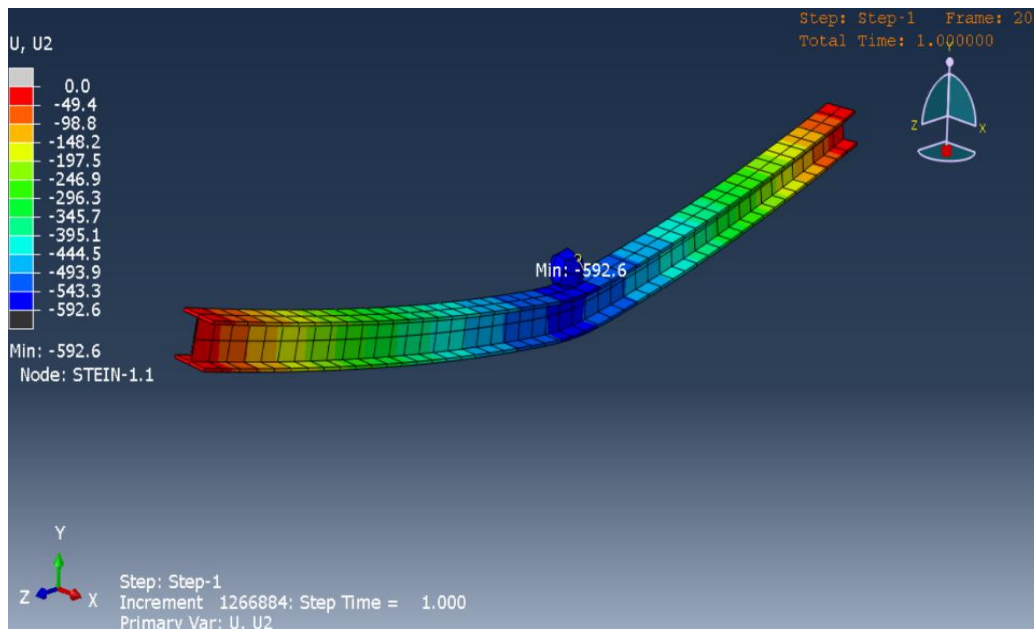
$$K = 0.5 * m * v^2 \quad (40)$$

Uttrykket gir en kinetisk energi for test 1 og 2 på henholdsvis $2.4 * 10^8 \text{ mJ}$, og $5.12 * 10^8 \text{ mJ}$, noe som stemmer godt overens med grafene for kinetisk energi i figur 43 og 44. Videre fremgår det av figurene, at den kinetiske energien til steinen transformeres totalt til intern energi i modellen. Som nevnt i punkt 10.4, er den totale energien i modellen lik summen av alle energiene fratrukket arbeid utført av andre krefter. Fra figurene ser vi at dette stemmer godt overens med uttrykket. Den kinetiske energien på slutten av

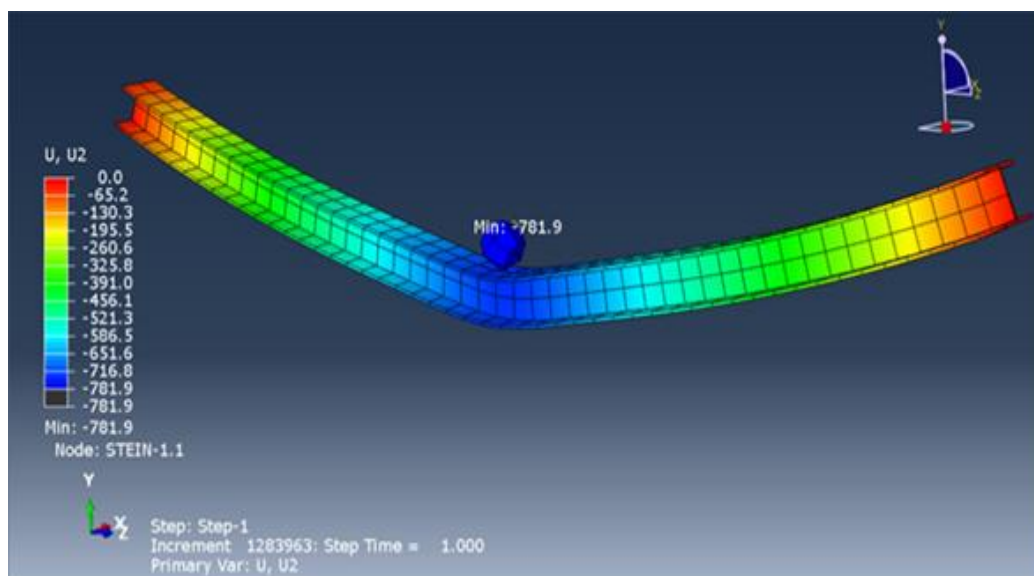
analysetiden tilsvarer null, slik at den totale energien må tilsvare den interne energien fratrukket utført arbeid.

10.6.3 Nedbøyninger

Den maksimale nedbøyningen forårsaket av steinen viser seg å være på 592,6mm på test 1 og 781,9mm på test 2, se figur 45 og 46.

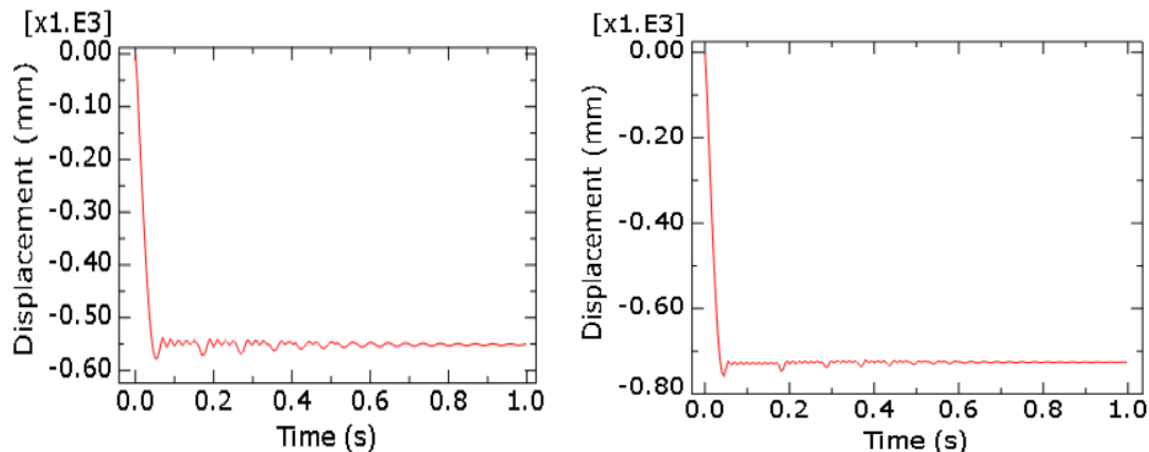


Figur 45 - Maksimal nedbøyning i bjelken fra test 1



Figur 46 - Maksimal nedbøyning i bjelken fra test 2

Disse nedbøyningene inkluderer både den elastiske og den plastiske nedbøyningen. For å finne ut hvor mye av dette som tilsvarer den plastiske nedbøyningen, altså varig deformasjon (refererer til punkt 3.2), tegnes en graf som viser hvordan nedbøyningen arter seg gjennom hele analysetiden på ett sekund, se figur 47.



Figur 47 - Grafisk illustrasjon av nedbøyning (test 1 til venstre og test 2 til høyre)

Som det kommer frem av figuren, vil bjelken ved begge testene nå maksimal nedbøyning omtrent umiddelbart etter støtet, før den begynner å vende opp igjen. Videre derfra ser man at grafen holder seg relativt konstant før noen små nedbøyninger inntreffer innimellom. Dette skyldes at steinen spretter opp og ned noen ganger før den kommer til ro. Når steinen kommer til ro mot slutten av analysen ser man at grafene vil være konstante. Dette området markerer den plastiske nedbøyningen til bjelken, og tilsvarer ca. 550mm for test 1 ca. 730mm for test 2.

For å finne nedbøyningen ved den dynamiske forstørrelsesfaktoren benyttes formel (31) i punkt 8.7. Den statiske nedbøyningen beregnes ved bruk av nedbøyningsformelen for en punktlast midt på en fritt opplagt bjelke: [34]

$$\delta_{stat} = (m * g) * \frac{L^3}{48EI} \quad (41)$$

Dette gir en statisk nedbøyning fra steinen på henholdsvis 2.35mm og 1.96mm for test 1 og 2. En sammenligning av nedbøyninger ved den dynamiske forstørrelsesfaktoren og fra Abaqus er gitt i tabell 19. Her benyttes de maksimale nedbøyningene fra testene i Abaqus.

Tabell 19 - Sammenligning av nedbøyninger fra Abaqus og håndberegninger

	Abaqus	Håndberegninger
Test 1	592.6mm	308.9mm
Test 2	781.9mm	457.8mm

10.7 Vurdering av resultater

Energiverdiene fra analysene er rimelige, ettersom de stemmer godt overens med håndberegninger. Den kinetiske energien til steinen synker i begge testene etter hver kontakt med bjelken, som den bør ettersom farten til steinen synker i kollisjon med bjelken. Den totale energien til begge modellene holder seg konstant gjennom hele analysetiden, noe som kan styrke troverdigheten til resultatene.

De maksimale nedbøyningene til bjelken i begge testene i Abaqus avviker med ca. 300mm fra de maksimale nedbøyningene funnet ved brud av den dynamiske forstørrelsesfaktoren. Som nevnt i punkt 8.7, er det flere ting den dynamiske forstørrelsesfaktoren ikke tar hensyn til i tillegg til at den kun gjelder elastisk nedbøyning. Samtidig er modellen i Abaqus ganske grov med tanke på det mindre antallet noder som er benyttet i analysen. Dette kan være en god forklaring på avviket, men verdiene er likevel et godt estimat for den maksimale nedbøyningen.

I modellen er det kun steinspranglasten, og bjelkens egenvekt som inngår i analysen. Andre laster er som tidligere nevnt blir sett vekk fra. Dette ville naturligvis gitt en høyere nedbøyning og tøyning i bjelken, men lastverdiene er såpass små sammenlignet med steinspranglasten at det ikke ville utgjort en stor forskjell.

11 Diskusjon

Den store utfordringen i denne rapporten har vært bestemmelse av steinspranglast. I denne prosessen har det blitt benyttet to ulike metoder. Den første metoden som går ut på bruk av impuls-bevegelsesmengde teoremet, viste seg å være vanskelig å benytte, ettersom den er avhengig av at man har kjennskap til kollisjonstiden mellom objektene. For bestemmelse av denne tiden må det ofte brukes fullskalaforsøk, noe som ikke var mulig i denne rapporten. Det ble derfor forsøkt å bestemme lasten ved bruk av den andre metoden, som går ut på å benytte seg av en dynamisk forstørrelsesfaktor til å finne en ekvivalent statisk last. Ved bruk av denne faktoren følger det med noen begrensninger som må tas hensyn til i rapporten, som at steinen er udeformerbar, bjelken vil kun deformeres elastisk og energien blir bevart gjennom støtet. Denne metoden var derfor konservativ, noe som gjorde at det var hensiktsmessig med en numerisk analyse i Abaqus for å sammenligne modellene.

Samtidig er det viktig å være klar over at standardene i byggebransjen ikke dekker problemstillinger tilknyttet steinspranglast. Grunnet dette må man i mange tilfeller benytte seg av prosedyrer angitt i offshore-standardene, som eksempelvis Norsok-N004. Dersom man skal dimensjonere for steinspranglast og ikke har kjennskap til offshore-standarder kan de konservative metodene presentert i denne rapporten være et godt verktøy for å estimere lasten. Alternativt vil elementmetode-program (som Abaqus), være et godt verktøy. I likhet med offshore-standarder krever Abaqus at brukeren har kjennskap til verktøyet før en eventuell analyse. Dette kan både ta lang tid og være kostbart. Derfor kunne temaet vært omhandlet i bygg-standardene, ettersom det også kan være aktuelt for vanlige bygg å utsettes for utilsiktede støtkrefter i likhet med konstruksjoner i offshore.

12 Konklusjon

Rammene i brokonstruksjonen er godt innenfor kravene for utnyttelse i bruddgrensetilstand, noe som er bevist med både håndberegninger og analyse i Robot. Grunnen til at utnyttelsene er lave i bruddgrense er sannsynligvis på grunn av valg av profil. Dersom man velger mindre profiler, vil man få høyere utnyttelse. Dette er likevel noe som må vurderes, ettersom rammene i konstruksjonen har vist seg å ikke ha like god kapasitet i ulykkesgrense. I ulykkesgrense vil søylene ha maksimal utnyttelse dersom en steinspranglast på 320kN treffer direkte over søylen, mens bjelkene vil ha maksimal utnyttelse dersom en last på 270kN treffer midten av bjelken. Dette tilsvarer små steinmasser dersom høyden er stor nok.

Fra Løvsstakken har det allerede gått ras som er store nok til å ødelegge konstruksjonen, eller deler av den. Dette ble i rapporten testet med flere steinspranglaster. Det største forsøket som ble utført var med en stein på 1200kg som falt fra 20 meter, noe som tilsvarer en last på 1500kN. Dette er mindre enn raset fra 2018, men førte likevel til at rammen ikke holdt. I forsøket hadde deler av konstruksjonen utnyttelse langt over kravet, noe som førte til en overskridelse av kapasiteten også i naborammer.

I tillegg viser analysen utført i elementmetode-programmet Abaqus, at hovedtverrbjelken i konstruksjonen vil kollapse dersom en stein på 1000kg treffer den fra en fallhøyde på ca. 50 meter. Tatt i betraktning tidligere ras fra Løvsstakken og resultater vist i denne rapporten, konkluderes det med at det er uansvarlig å ikke ta hensyn til steinsprang ved prosjekteringen av brokonstruksjonen.

13 Forslag til videre arbeid

13.1 Vårt arbeid med rapporten

Som tidligere nevnt er oppgaven gitt av Sweco AS avdeling Bergen som har som oppgave å prosjektere broen. Ved en detaljprosjektering kan vårt arbeid være til nytte.

I denne rapporten er både Abaqus og Robot blitt brukt til beregning og kontrollering av resultater. Ettersom Abaqus ikke blir undervist i ved byggingeniørestudiet på HVL, har vi i denne rapporten valgt å legge vekt på å få med en fremgangsmåte for de viktigste stegene i modelleringsprosessen. I tillegg er det blitt sett på forskjellige metoder for å bestemme steinspranglast. Det kommer frem i rapporten at metodene kan være nyttige verktøy dersom man skal estimere følger av en slik last. Samlet sett kan dette forhåpentligvis føre til at man ved HVL, enten man er ansatt eller student, i fremtiden kan benytte seg av rapporten dersom det skulle være behov for det.

13.2 Forslag til videreføring av rapporten

Ved en videreføring av rapporten vil det være naturlig å se på hva som må til for å sikre mot steinsprang. Det kan for eksempel være å beskytte konstruksjonen for ras, med for eksempel rasvoller, eller å øke dimensjonene på de bærende elementene. Det sistnevnte forslaget vil ikke eliminere, men kunne bidra til å begrense skadene.

Ettersom det i denne rapporten kun er sett på rammene i konstruksjonen, ville det vært naturlig med en kapasitetskontroll av resten av konstruksjonen, eksempelvis strekkstag, tredekket og andre bjelker. I tillegg bør det gjøres en kontroll av resterende grensetilstander. Dette omfatter utmattings- og bruksgrensetilstanden.

Forsøket på Abaqus kan bli gjort på nytt, men denne gang med fullversjonen, ettersom den vil gi et mer nøyaktig resultat. Da ville det vært interessant å se hvordan resultatene kunne blitt påvirket, og deretter kunne de blitt sammenlignet med hverandre.

14 Referanseliste

- [1] Hjertholm TR. Ferdig om fire år hvis alt klaffer [Internett]. Bergen: Bergensavisen; 2020 [hentet 2020-04-04]. Tilgjengelig fra: <https://www.ba.no/hva-skjer-i-bergen/lovstakken/friluftsliv/ferdig-om-fire-ar-hvis-alt-klaffer/s/5-8-1209846>
- [2] Bergen kommune. Løvsstien [Internett]. Bergen: Bergen kommune; 2020 [Hentet 2020-02-03]. Tilgjengelig fra: <https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/vibygger-bergen/veier-byrom-og-parker/park-og-natur/lovstien>
- [3] Fasmer HD. Klart for godkjenning av siste delstrekning på Løvsstien [Internett]. Bergen: Årstadposten; 2019 [Hentet 2020-03-06]. Tilgjengelig fra: <http://www.arstadposten.no/2019/03/31/klart-for-godkjenning-av-siste-delstrekning-pa-lovstien/>
- [4] Bymiljøetaten. Gjennomføringsvedtak - Prosjekt 4737 - Løvsstien etappe 4 - delstrekning 2 [Internett]. Bergen: Bergen kommune; 2020 [Hentet 2020-03-06]. Tilgjengelig fra: <https://www.bergen.kommune.no/politikere-utvalg/api/fil/2549585/Fagnotat-Gjennomforingsvedtak-Prosjekt-4737-Lovstien-etappe-4-delstrekning-2>
- [5] Grønner J, Hilland L. Steinras fra Løvsstakken [Internett]. Bergen: Bergensavisen; 2018 [hentet 2020-03-24]. Tilgjengelig fra: <https://www.ba.no/nyheter/brannvesenet/ras/steinras-fra-lovstakken/s/5-8-880567>
- [6] Olsen HA, Heian H. Geologen varsler flere og større ras fra Løvsstakken [Internett]. Bergen: Bergens Tidende; 2018 [Hentet 2020-02-20]. Tilgjengelig fra: <https://www.bt.no/nyheter/lokalt/i/e1L694/geologen-varsler-flere-og-stoerre-ras-fra-loevstakken>
- [7] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. doi: ICS 91.010.30; 91.080.01. Tilgjengelig, Hentet: 16.03.20.
- [8] Direktoratet for byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning [Internett]. Oslo: Direktoratet for byggkvalitet; u.å. [hentet 2020-05-08]. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-2/>
- [9] Statens vegvesen. Håndbok N400 Bruprosjektering [Internett]. Oslo: Statens vegvesen; 2015 [hentet 2020-03-15]. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/865860/binary/1030718?fast_title=H%C3%A5ndbok+N400+Bruprosjektering.pdf

- [10] Statens vegvesen. Sikring av veger mot steinskred [Internett]. Oslo: Statens vegvesen; 2011 [hentet 2020-03-26]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/attachment/235017/binary/436828>
- [11] Statens vegvesen. Håndbok R412 Bruklassifisering [Internett]. Oslo: Statens vegvesen; 2003 [hentet 2020-03-15]. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/attachment/61486/binary/964011?fast_title=H%C3%A5ndbok+R412+Bruklassifisering.pdf
- [12] Autodesk Inc. Robot Structural Analysis Professional [Internett]. California: Autodesk Inc; u.å. [hentet 2020-05-11]. Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.com/education/free-software/robot-structural-analysis-professional>
- [13] Scanscot Technology AB. SIMULIA Abaqus: World-Leading Technology for Realistic Simulations [Internett]. Lund, Sverige: Scanscot Technology AB; 2015 [hentet 2020-05-05]. Tilgjengelig fra: https://scanscot.com/products/simulia/abaqus/?gclid=Cj0KCQjwhT1BRCiARIsAGlY51LUJ8V2JTb6b33N7Xov3BnwHrflXjpH2kKB5kssKl_hbK3E1hqjToaAth1EALw_wcB
- [14] Norges vassdrags- og energidirektorat. Om skred [Internett]. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat; 2015 [hentet 2020-03-19]. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/flaum-og-skred/om-skred/?ref=mainmenu>
- [15] Miljødirektoratet. Skred [Internett]. Trondheim & Oslo: Miljødirektoratet; 2017 [hentet 2020-05-10]. Tilgjengelig fra: <https://www.klimatilpasning.no/klimautfordringer/skred/>
- [16] Direktoratet for byggkvalitet. Utbygging i fareområder [Internett]. Oslo: Direktoratet for byggkvalitet; u.å. [hentet 2020-03-19]. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/saksbehandling/kommunalt-tilsyn/temaveiledninger/utbygging-i-fareomrader-bokmal/6.-skred/6.1.-skredtyper/>
- [17] Hardeng J. Fjellskred [Internett]. Oslo: Foreningen Store norske leksikon; 2019 [hentet 2020-03-25]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fjellskred>
- [18] Hardeng J. Løsmasseskred [Internett]. Oslo: Foreningen Store norske leksikon; 2019 [hentet 2020-03-24]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/l%C3%B8smasseskred>
- [19] Norges vassdrags- og energidirektorat. NVE Aktsomhetskart for Steinsprang [Internett]. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat; 2019 [hentet 2020-03-25]. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/flaum-og-skred/kartlegging/aktsemdkart/aktsomhetskart-for-steinsprang/>
- [20] Grøndalen Ø. Materiallære. 1. utg. Bergen: fagbokforlaget;2002. 240 s.

- [21] Aasen IB. Stålhåndbok del 3:2010. 3.utg. Oslo: Norsk Stålforbund; 2010. 348 s.
- [22] Norges vassdrags- og energidirektorat. Retningslinje for laster og dimensjonering [Internett]. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat; 2003 [hentet 2020-03-04]. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/Media/7091/retningslinjer-for-laster-og-dimensjonering-med-tillegg-juli-2018.pdf>
- [23] *Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser*, NS-EN 338: 2016. doi: ICS 79.040. Tilgjengelig, Hentet: 17.03.2.
- [24] Weland AS. Rekkverk [Internett]. Skedsmokorset: Weland AS; u.å. [hentet 2020-03-14]. Tilgjengelig fra: <https://www.produktfakta.no/16/pdcnewsitem/03/51/88/Racken1201NO.PDF>
- [25] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bru*, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, Hentet: 17.03.20.
- [26] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, Hentet: 16.03.20.
- [27] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølast*, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. doi: ICS 91.080.01. Tilgjengelig, Hentet: 13.03.20.
- [28] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann*, NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, Hentet: 09.05.2020.
- [29] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer*, NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009. doi: ICS 91.120.25. Tilgjengelig, Hentet: 31.03.20.
- [30] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. doi: ICS 91.010.30 Tilgjengelig, Hentet: 16.04.20.
- [31] Stene B, Myhre K. Stålhåndbok del 1:2012. 6.utg. Oslo: Norsk Stålforbund; 2012. 237 s.
- [32] *Prosjektering av stålkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*, NS 3472:2001. doi: ICS 91.080.10. Tilgjengelig, Hentet: 16.04.20.
- [33] Autodesk Inc. DWG-visningsprogrammer [Internett]. California: Autodesk Inc; u.å. [hentet 2020-04-02]. Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.no/products/dwg>
- [34] Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. Stålkonstruksjoner: Profiler og Formler. 3. utg. Bergen: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS; 2003. 56 s.

- [35] Norges vassdrags- og energidirektorat. NVE brattthetskart [Internett]. Oslo: Norges vassdrags- og energidirektorat; u.å. [hentet 2020-03-25]. Tilgjengelig fra: <https://temakart.nve.no/link/?link=brattthet>
- [36] Young HD, Freedman RA. University Physics with Modern Physics. 4. utg. Harlow: Pearson Education Limited; 2015. 1593 s.
- [37] Wired. How do you estimate impact force? [Internett]. California: Wired; 2014 [hentet 2020-03-22]. Tilgjengelig fra: <https://www.wired.com/2014/07/how-do-you-estimate-impact-force/?fbclid=IwAR2bTRXRCIOyMDNV0AnscLYhn1W6oKWf3zgLH6Fq8tQNTKifVwW4YxM0vR4>
- [38] Akin JE. Impact Load Factors For Static Analysis [Internett]. Houston: Rice University; u.å. [hentet 2020-03-28]. Tilgjengelig fra: <https://www.clear.rice.edu/mech403/HelpFiles/ImpactLoadFactors.pdf>
- [39] Pytel A, Kiusalaas J. Mechanics of Materials. 2. utg. Stamford: Cengage Learning; 2012. 576 s.
- [40] *Design of steel structures. Rev. 2, Oct. 2004*, NORSOK N-004. doi: ICS 913.09. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/pagefiles/1145/n-004.pdf> , Hentet: 15.05.2020.
- [41] Vatne JE. Inkrement [Internett]. Oslo: Foreningen Store norske leksikon; 2018 [hentet 2020-04-02]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/inkrement>
- [42] Dassault Systèmes Simulia Corp. Explicit dynamic analysis [Internett]. Providence, Rhode Island: Dassault Systèmes Simulia Corp; 2014 [hentet 2020-04-02]. Tilgjengelig fra: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEFSARefMap/simaqsa-c-ovwtime.htm>
- [43] Dassault Systèmes Simulia Corp. Automatic time incrementation and stability [Internett]. Providence, Rhode Island: Dassault Systèmes Simulia Corp; u.å. [hentet 2020-04-02]. Tilgjengelig fra: <http://ivt-abaqusdoc.ivt.ntnu.no:2080/v2016/books/gsa/default.htm?startat=ch09s03.html>
- [44] Diehl T. Using Advanced Energy Methods to Enhance FEA and Experiments [Internett]. Florida: Bodie Technology, Inc; 2012 [hentet 2020-04-10]. Tilgjengelig fra: http://www.simulia.com/SCCProceedings2012/content/presentations/Diehl_Bodie_5222012.pdf

Vedleggsliste

Vedlegg A – Kapittel 4	iii
Vedlegg A1 – Egenlaster.....	iii
Vedlegg A2 – Trafikklaste	v
A2.1 – Beregning av trafikklaste	v
A2.2 - Kombinasjon av trafikklaste [14, s.63]	vi
Vedlegg A3 – Beregning av vindlaste	vii
Vedlegg A4 – Snølaste	xii
Vedlegg B – Kapittel 5	xiv
Vedlegg B1 – Lastkombinasjoner i bruddgrense [8, s.10].....	xiv
Vedlegg B2 – Verdier av Ψ -faktorer for gangbruer [8, s.5 i NA]	xiv
Vedlegg B3 – Bruddgrense med ulykkeslast - dimensjonerende verdier [8, s.10]	xiv
Vedlegg C – Kapittel 6	xv
Vedlegg C1 – Lastkombinasjoner som legges inn i Robot (spennvidde på 2m)	xv
Vedlegg C2 – Konstruksjon med dimensjoner nummererte hovedverrbjelker og søyle.....	xvi
Vedlegg C3 - Konstruksjon sett ovenfra (alle mål i meter)	xvi
Vedlegg C4 - Konstruksjon sett forfra (alle mål i meter).....	xvii
Vedlegg D – Kapittel 7	xviii
Vedlegg D1 – Beregninger av tverrsnittskrefter (HEB240).....	xviii
Vedlegg D2 – Bruddgrensedimensjonering av hovedverrbjelke (HEB240).....	xx
Vedlegg D3 – Kodesjekk av hovedverrbjelke i Robot	xxiv
Vedlegg D4 – Beregning av tverrsnittskrefter i søyle (RHSS120x120x10)	xxv
Vedlegg D5 – Bruddgrensedimensjonering av søyle	xxvi
Vedlegg E – Kapittel 8	xxviii
Vedlegg E1 – Høydeprofiler hentet fra Google Earth	xxviii
E1.1 Oversikt over høydeprofiler, konstruksjon og antatt fjellbunn.....	xxviii
E1.2 Største helning på høydeprofil 3	xxix
E1.3 Høyeste punktet på brostrekingen	xxx
E1.4 Antatt høyde på fjellbunnen.....	xxx
Vedlegg E2 – Bratthetskraft hentet fra NVE [19].....	xxxii
Vedlegg E3 – Kollisjonskraft ved bruk av bevegelsesmengde	xxxiii
Vedlegg F – Kapittel 9.....	xxxiv
Vedlegg F1 – Beregning av maksimal tillatt masse.....	xxxiv
Vedlegg F2 – Beregning av maksimal tillatt høyde	xxxv

Vedlegg F3 – Beregning av tverrsnittskrefter (ulykkesgrense – HEB240)	xxxvi
Vedlegg F4 – Kapasitetskontroll i ulykkesgrense (bjelke)	xxxvii
Vedlegg F5 – Beregning av tverrsnittskrefter i søylen.....	xl
Vedlegg F6 – Kapasitetskontroll i ulykkesgrense (søyle).....	xli

Vedlegg A – Kapittel 4

Vedlegg A1 – Egenlaster

Beregning av egenlaster		
<u>Hovedverrbjelke (HEA 200)</u>		
Densitet		$\rho := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Areal		$A_{HEA200} := 5.38 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Egenvekt	$g_{HEA200} := \rho \cdot A_{HEA200} \cdot g$	$g_{HEA200} = 0.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Hovedverrbjelke (HEA 240)</u>		
Areal		$A_{HEA240} := 7.68 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Egenvekt	$g_{HEA240} := \rho \cdot A_{HEA240} \cdot g$	$g_{HEA240} = 0.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Hovedverrbjelke (HEB 240)</u>		
Areal		$A_{HEB240} := 10.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Egenvekt	$g_{HEB240} := \rho \cdot A_{HEB240} \cdot g$	$g_{HEB240} = 0.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Endetverrbjelke (HEB 340)</u>		
Areal		$A_{HEB340} := 17.1 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Egenvekt	$g_{HEB340} := \rho \cdot A_{HEB340} \cdot g$	$g_{HEB340} = 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
<u>Søyle (RHSS 120x120x10)</u>		
Areal		$A_{RHSS} := 4.35 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Egenvekt	$g_{RHSS} := \rho \cdot A_{RHSS} \cdot g$	$g_{RHSS} = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Trebjelker (198x48) - ser på det som et massivt lag, og trekker ifra mellomrom

Høyde		$h := 198 \text{ mm}$
Total bredde		$b_{tot} := 3750 \text{ mm}$
Bredde 1 dobbelbjelke		$b_1 := 96 \text{ mm}$
Densitet C24		$\rho_{C24} := 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Spennvidde		$L := 4000 \text{ mm}$
Last fra en bjelke	$p := \rho_{C24} \cdot h \cdot b_1 \cdot L \cdot g$	$p = 0.313 \text{ kN}$
Antall dobbelbjelker		$n := 19$
Egenvekt per meter	$g_{tb} := p \cdot \frac{n}{b_{tot}}$	$g_{tb} = 1.59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Bruker 1.6 kN/m tss.		$g_{tb} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Tredekke Accoya 34mm

Høyde		$h_{Accoya} := 34 \text{ mm}$
Egenvekt (flatelast)	$g_{Accoya} := \rho_{C24} \cdot h_{Accoya} \cdot g$	$g_{Accoya} = 0.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Spennvidde		$L := 4 \text{ m}$
Egenvekt (linjelast)	$g_{linjelast} := g_{Accoya} \cdot L$	$g_{linjelast} = 0.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Total egenvekt tredekke (tredekke Accoya+trebjelker)

Total egenvekt tredekke (linjelast)	$g_{td} := g_{linjelast} + g_{tb}$	$g_{td} = 2.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
-------------------------------------	------------------------------------	--------------------------------------------

Vedlegg A2 – Trafikklast

A2.1 – Beregning av trafikklast

Trafikklast		
Grunnlag :	Trafikklast på bruer: NS-EN 1991-2:2003+NA:2010	
	Spennvidde	$L := 4 \text{ m}$
(5.1)	Jevnt fordelt karakteristisk last	$q_{fk} := 2 \frac{kN}{m^2} + \frac{120 \frac{kN}{m}}{L + 30 \text{ m}}$ $q_{fk} = 5.53 \frac{kN}{m^2}$
	Krav:	$2.5 \cdot \frac{kN}{m^2} \leq q_{fk} \leq 5 \cdot \frac{kN}{m^2} \implies q_{fk} := 5.0 \frac{kN}{m^2}$
	Verikal linjelast	$q := q_{fk} \cdot L$ $q = 20 \frac{kN}{m}$
NA.5.4	Horisontal kraft i lengderetning (10% av q_{fk})	$Q_{fuk} := 0.1 \cdot q_{fk}$ $Q_{fuk} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$
	Horisontal linjelast	$q_h := Q_{fuk} \cdot L$ $q_h = 2 \frac{kN}{m}$

A2.2 - Kombinasjon av trafikklaster [14, s.63]

Load type		Vertical forces		Horizontal forces
Load system		Uniformly distributed load	Service vehicle	
Groups of loads	gr1	q_{fk}	0	Q_{fk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fk}

Vedlegg A3 – Beregning av vindlaster

VINDLAST

Grunnlag: NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Basisvindhastighet:

Tabell NA.4(901.1)	Referansevindhastighet (Bergen kommune)	$V_{b,0} := 26 \frac{m}{s}$
NA.4.2(2)P (901.1)	Terskelverdi	$V_0 := 30 \frac{m}{s}$
NA.4.2(2)P	Nivåfaktor	$C_{alt} := 1$
	Sannsynlighetsfaktor (Returperiode 50 år)	$C_{prob} := 1$
	Årstidsfaktor	$C_{season} := 1$
Tab. NA.4 (901.4)	Vindretning	$C_{dir} := 1$
(NA.4.1)	Basisvindhastighet	$V_b := V_{b,0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob}$
		$V_b = 26 \frac{m}{s}$

Terrengform- og turbulensfaktor for loside: Numerisk beregning etter A.3

	Byggestedshøyde	$H := 50 \text{ m}$
	Horizontal distanse fra byggested til fjelltopp	$X := -470 \text{ m}$
	Vertikal høyde fra byggested til fjelltopp	$Z := 280 \text{ m}$
	Lengde på helning på losiden	$L_u := 800 \text{ m}$
A.3 (1)	Terrengets helning	$\phi := \frac{H}{L_u} = 0.06$
Tabell A.2	Effektiv lengde	$L_e := L_u = 800 \text{ m}$
	$\frac{X}{L_u} = -0.59$	$\frac{Z}{L_e} = 0.35$
A.3 (5) a)	$-1.5 \leq \frac{X}{L_u} \leq 0$ og $0 \leq \frac{Z}{L_e} \leq 2.0$	
(A.5)	$A := 0.1552 \cdot \left(\frac{Z}{L_e}\right)^4 - 0.8575 \cdot \left(\frac{Z}{L_e}\right)^3 + 1.8133 \cdot \left(\frac{Z}{L_e}\right)^2 - 1.9115 \cdot \left(\frac{Z}{L_e}\right) + 1.0124$	$A = 0.53$
(A.6)	$B := 0.3542 \cdot \left(\frac{Z}{L_u}\right)^2 - 1.0577 \cdot \left(\frac{Z}{L_u}\right) + 2.6456$	$B = 2.32$
(A.4)	Hjelpestørrelse	$s := A \cdot e^{\left(\frac{B \cdot X}{L_u}\right)}$ $s = 0.14$

(A.2) Terrengformfaktor på loside $C_{0,lo} := 1 + 2 \cdot s \cdot \phi$ $C_{0,lo} := 1.02$

4.4 (1) Tubulensfaktor på loside (settes lik anbefalt verdi) $K_{I,lo} := 1$

Terrengform- og turbulensfaktor for leside:

Fig. NA.4(901.5) Terrengformfaktor på leside $C_{0,le} := 0.9$

Tubulensfaktor på leside $K_{I,le} := 1.75$

Vindlast uten trafikk

Stedsvindhastighet:

Byggestedshøyde $z := 50 \text{ m}$

Tab. NA.4.1 Ruhetslengde (Kategori II) $z_0 := 0.05 \text{ m}$

Terrengruhetsfaktor (Kategori II) $k_r := 0.19$

Minste høyde (Kategori II) $z_{min} := 4 \text{ m}$

4.3.2 (1) Største høyde $z_{max} := 200 \text{ m}$

(4.4) Ruhetsfaktor $C_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ $C_r = 1.31$

(4.3) Stedsvindhastighet (leside) $V_{m,le}(z) := C_{0,le} \cdot C_r \cdot V_{b,0}$ $V_{m,le}(z) = 30.71 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Stedsvindhastighet (loside) $V_{m,lo}(z) := C_{0,lo} \cdot C_r \cdot V_{b,0}$ $V_{m,lo}(z) = 34.7 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Turbulensintensitet:

(4.7) Turbulensintensitet (leside) $I_{v,le}(z) := \frac{K_{I,le}}{C_{0,le} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ $I_{v,le}(z) = 0.28$

Turbulensintensitet (loside) $I_{v,lo}(z) := \frac{K_{I,lo}}{C_{0,lo} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ $I_{v,lo}(z) = 0.14$

Vindkasthastighetstrykk:

NA.4.5 (1) Luftdensitet $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Toppfaktor $k_p := 3.5$

(NA.4.8) Vindkasthastighetstrykk (loside) $q_{p,lo}(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot (V_{m,lo}(z))^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,lo}(z))$ $q_{p,lo}(z) = 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

	Vindkasthastighetstrykk (leside)	$q_{p,le}(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot (V_{m,le}(z))^2 (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,le}(z))$	$q_{p,le}(z) = 1.75 \frac{kN}{m^2}$
	Beregner for leside er dimensjonerende. Videre brukes:	$C_0 := C_{0,le} = 0.9$	
		$K_I := K_{I,le} = 1.75$	
		$V_m(z) := V_{m,le}(z)$	$V_m(z) = 30.71 \frac{m}{s}$
		$I_v(z) := I_{v,le}(z)$	$I_v(z) = 0.28$
		$q_p := q_{p,le}(z) = 1.75 \frac{kN}{m^2}$	
	<u>Karakteristisk vindkasthastighetstrykk:</u>		
Tab. V.1	Ruhetsendring (ru til glatt)		$\Delta n_{BA} := 2 - 1 = 1$
	Avstand fra kat. 2 til 1		$X_B := 3.0 \text{ km}$
		$X_{B,1} := 2.5 \text{ km} \Rightarrow$	$k_{3,1} := 1.05$
		$X_{B,2} := 5.0 \text{ km} \Rightarrow$	$k_{3,2} := 1.00$
	Overgangssonefaktor (interpolering)	$k_3 := k_{3,1} - \frac{(X_B - X_{B,1})}{(X_{B,2} - X_{B,1})} \cdot (k_{3,1} - k_{3,2})$	$k_3 = 1.04$
	Karakteristisk vindkasthastighetstrykk	$q_p(z) := q_p \cdot k_3$	$q_p(z) = 1.82 \frac{kN}{m^2}$
	<u>Vindlast i x-retning:</u>		
	Brudekkets bredde (settes lik bredden på tredekke)		$b := 3.75 \text{ m}$
	Tykkelse tredekke (Accoya)		$t := 34 \text{ mm}$
	Høyde trebjelke (198x48)		$h_1 := 198 \text{ mm}$
	Høyde stålbejelke (HEB 240)		$h_2 := 240 \text{ mm}$
	Høyde brudekke	$d := t + h_1 + h_2$	$d = 0.47 \text{ m}$
Tab. 8.1	Total høyde brudekke (åpent rekkverk på én side)	$d_{tot} := d + 0.3 \text{ m}$	$d_{tot} = 0.77 \text{ m}$
	Forholdet mellom høyde og total høyde		$\frac{b}{d_{tot}} = 4.86$
Fig. 8.3	Kraffaktor for ingen fri omstrømning ved bruene (åpne parapeter og sikkerhetsvegger)		$C_{fe,0} := 1.3$

(8.1)	Kraffaktor i x-retning	$C_{f,x} := C_{f,x,0}$	$C_{f,x} = 1.3$
(4.10)	basisvindhastighetstrykket	$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot V_b^2$	$q_b = 0.42 \frac{kN}{m^2}$
(4.9)	Eksponeeringsfaktoren	$C_e := \frac{q_p(z)}{q_b}$	$C_e = 4.31$
8.3.2 (1)	Vindlastfaktor	$C := C_e \cdot C_{f,x}$	$C = 5.6$
	Lengde brudekke (settes lik største spennvidde mellom søylene)		$L := 4 \text{ m}$
8.3.1 (1)	Referanseareal i x-retning	$A_{ref,x} := d_{tot} \cdot L$	$A_{ref,x} = 3.09 \text{ m}^2$
(8.2)	Kraft i x-retning	$F_{W,x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$	$F_{W,x} = 7.31 \text{ kN}$
	Last per kvadrat i x-retning	$q_{p,x} := \frac{F_{W,x}}{A_{ref,x}}$	$q_{p,x} = 2.37 \frac{kN}{m^2}$
	Last per meter i x-retning	$q_{Dx} := q_{p,x} \cdot d_{tot}$	$q_{Dx} = 1.83 \frac{kN}{m}$
<u>Vindlast i y-retning:</u>			
8.3.4 (1)	Kraft i y-retning (50% av kraft i x-retning)	$F_{W,y} := 0.5 \cdot F_{W,x}$	$F_{W,y} = 3.66 \text{ kN}$
	Last per kvadrat i y-retning	$q_{p,y} := \frac{F_{W,y}}{A_{ref,x}}$	$q_{p,y} = 1.18 \frac{kN}{m^2}$
	Last per meter i y-retning	$q_{Dy} := q_{p,y} \cdot d_{tot}$	$q_{Dy} = 0.91 \frac{kN}{m}$
<u>Vindlast i z-retning:</u>			
(8.3)	Referanseareal i z-retning	$A_{ref,z} := b \cdot L$	$A_{ref,z} = 15 \text{ m}^2$
8.3.3 (1)	Kraffaktor i z-retning		$C_{f,z} := 0.9$
	Kraft i z-retning	$F_{W,z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C_e \cdot C_{f,z} \cdot A_{ref,z}$	$F_{W,z} = 24.59 \text{ kN}$
	Kraft per kvadrat i z-retning (virker både opp og ned)	$q_{p,z} := \frac{F_{W,z}}{A_{ref,z}}$	$q_{p,z} = 1.64 \frac{kN}{m^2}$
	Last per meter i z-retning (på tverrbjelker)	$q_{Dz} := q_{p,z} \cdot b$	$q_{Dz} = 6.15 \frac{kN}{m}$

Vindlast på søyler

6.2 (1)	Konstruksjonsfaktor		$c_s c_d := 1.0$
Tabell 7.16	Effektiv slankhet		$\lambda := 70$
7.13 (3)	Massivitetsforholdet (settes lik 1 til sikker side)		$\varphi := 1$
Figur 7.36	Endeeffektfaktor		$\psi_\lambda := 0.92$
Figur 7.23	Kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt (uten fri omstrømning)		$c_{f,0} := 2$
	Radius tverrsnitt		$r := 25 \text{ mm}$
	Bredde tverrsnitt		$b_t := 120 \text{ mm}$
	Forholdet r/bt		$\frac{r}{b_t} = 0.21$
Figur 7.24	Reduksjonsfaktor (kvadratisk tverrsnitt)		$\psi_r := 0.5$
(7.9)	Kraftfaktor	$c_f := c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$	$c_f = 0.92$
	Lengde søyle		$l_s := 6 \text{ m}$
	Bredde søyle		$b_s := b_t = 120 \text{ mm}$
(7.10)	Referanseareal	$A_{ref,s} := l_s \cdot b_s$	$A_{ref,s} = 0.72 \text{ m}^2$
(5.3)	Kraft på søyle	$F_{W,s} := c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref,s}$	$F_{W,s} = 1.21 \text{ kN}$
	Kraft per meter søyle	$q_{Ds} := \frac{F_{W,s}}{l_s}$	$q_{Ds} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vedlegg A4 – Snølast

NS-EN-1991-1-3: Snølast		
	Høyeste punkt på byggestedet	$H := 150 \text{ m}$
Tabell NA.4.1(901)	Karakteristisk snølast på mark (grunnverdi)	$S_{k,0} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	Høydegrense	$H_g := 150 \text{ m}$
	Snølastøkning pr 100m over Hg	$\Delta S_k := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
[NA.4.1(1)]	Differansen mellom H og Hg pr 100m	$n := \frac{(H - H_g)}{100 \text{ m}} = 0$
	Karakteristisk snølast på mark (50 års returperiode)	$S_k := S_{k,0} + n \cdot \Delta S_k$ $S_k = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
(Tabell 5.2)	Formfaktor for snølast (Flatt dekke)	$\mu_i := 0.8$
(Tabell 5.1)	Eksponeringskoeffisient (Skjermet topografi)	$C_e := 1.2$
	Termisk koeffisient	$C_t := 1.0$
(5.1)	Snølast	$S := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$ $S = 1.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	Antas 100% tillegg fra fonning	$S_{tot} := S \cdot 2$ $S_{tot} = 3.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Spennvidde

$$L := 4 \text{ m}$$

Snølast per
meter
spennvidde 4m

$$S_d := S_{tot} \cdot L$$

$$S_d = 15.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bredde HE240B

$$b := 240 \text{ mm}$$

Snølast bjelke

$$S_b := S_{tot} \cdot b$$

$$S_b = 0.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

Vedlegg B – Kapittel 5

Vedlegg B1 – Lastkombinasjoner i bruddgrense [8, s.10]

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
EQU Global likevekt (Sett A)	1.2/0.9 ¹⁾	1.5	1.5 ψ_0
STR/GEO Kapasitet (Sett B) L. 6.10a	1.35/1.0 ¹⁾	1.5 ψ_0	1.5 ψ_0
L. 6.10b	1.2/1.0 ¹⁾	1.5	1.5 ψ_0
STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen (Sett C)	1.0	1.3	1.3 ψ_0

1) Den lastfaktoren som gir den ugunstigste lastvirkning skal benyttes. For egenlast kan imidlertid den samme lastfaktoren benyttes i alle spenn i en kontinuerlig bjelke/plate ~~postsett fra utkragede deler~~

Vedlegg B2 – Verdier av Ψ -faktorer for gangbruer [8, s.5 i NA]

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ⁴⁾	$\psi_{1,infq}$ ¹⁾
Trafikklaster	gr1 (jevnt fordelt last)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	Q_{wk} (konsentrert last)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (tjenestekjøretøy)	0,7 ²⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
Vindkrefter	F_{wk}	0,7	0,6	0/0,5	0,8
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Temperatur ³⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Snølaster	$Q_{Sn,k}$ På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8
	$Q_{Sn,k}$ Under utførelse	0,8	-	-	-
Laster i byggetilstand	Q_c	1,0	-	1,0	-
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8

1) $\psi_{1,infq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.
2) Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklast settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).
3) Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.
4) Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

Vedlegg B3 – Bruddgrense med ulykkeslast - dimensjonerende verdier [8, s.10]

Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkessituasjon	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2	1.0

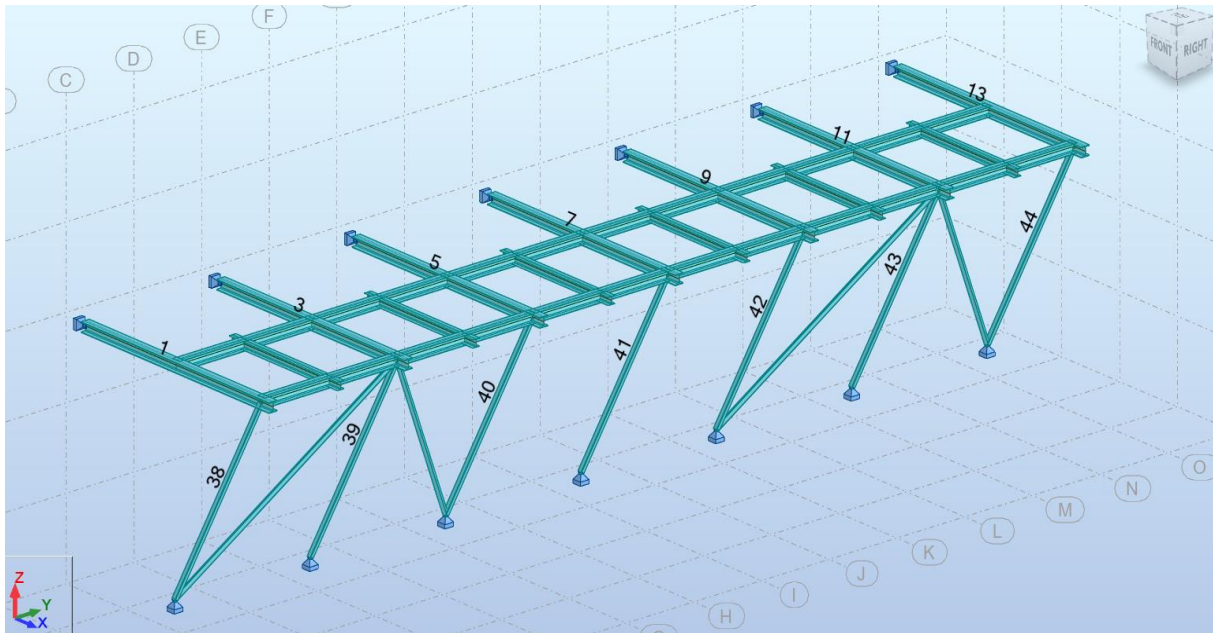
Før mer info se NS-EN 1991-1-2 Brann og NS-EN 1998 Seismiske laster

Vedlegg C – Kapittel 6

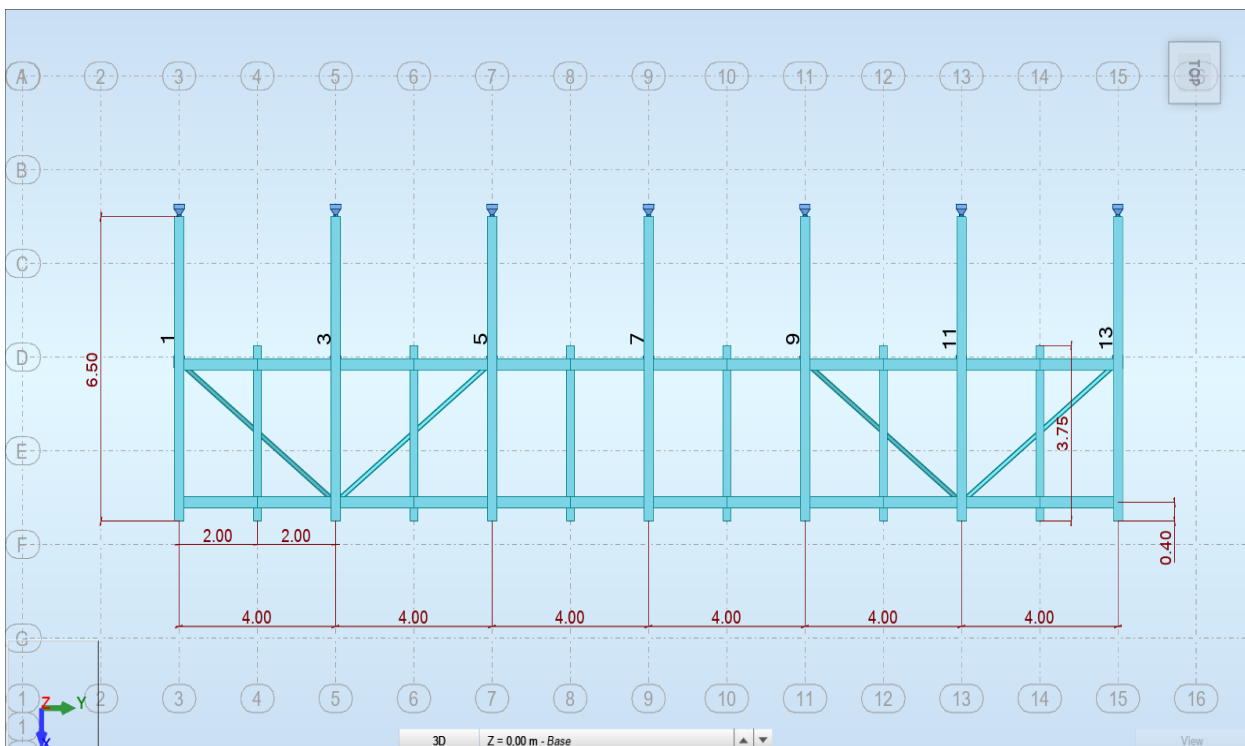
Vedlegg C1 – Lastkombinasjoner som legges inn i Robot (spennvidde på 2m)

Komb	Laster	Linjelast [kN/m]	Punktlast [kN]	Lastfaktor	Dim.verdi
LK1	Volumvekt HE240B	0,82		1,20	0,98
	Egenvekt tredekket	1,08		1,20	1,30
	Rekkverk		0,50	1,20	0,60
	Trafikklast (jevnt fordelt)	10,00		1,50	15,00
	Trafikklast (horisontal kraft)	1,00		1,50	1,50
LK2	Volumvekt HE240B	0,82		1,20	0,98
	Egenvekt tredekket	1,08		1,20	1,30
	Rekkverk		0,50	1,20	0,60
	Snølast dekke	7,68		1,50	11,52
	Snølast bjelke	0,92		1,50	1,38
	Vindlast på søyle	0,20		1,05	0,21
LK3	Volumvekt HE240B	0,82		1,20	0,98
	Egenvekt tredekket	1,08		1,20	1,30
	Rekkverk (punktlast)		0,50	1,20	0,60
	Snølast på dekke	7,68		1,50	11,52
	Snølast på bjelke	0,92		1,50	1,38
	Vindlast (-z) på dekke	3,08		1,05	3,23
	Vindlast (-z) på bjelke	0,40		1,05	0,42
LK4	Volumvekt HE240B	0,82		1,00	0,82
	Egenvekt tredekket	1,08		1,00	1,08
	Rekkverk (punktlast)		0,50	1,00	0,50
	Vindlast (+z) på dekke	-3,08		1,50	-4,62
	Vindlast(+z) på bjelke	0,40		1,50	0,42

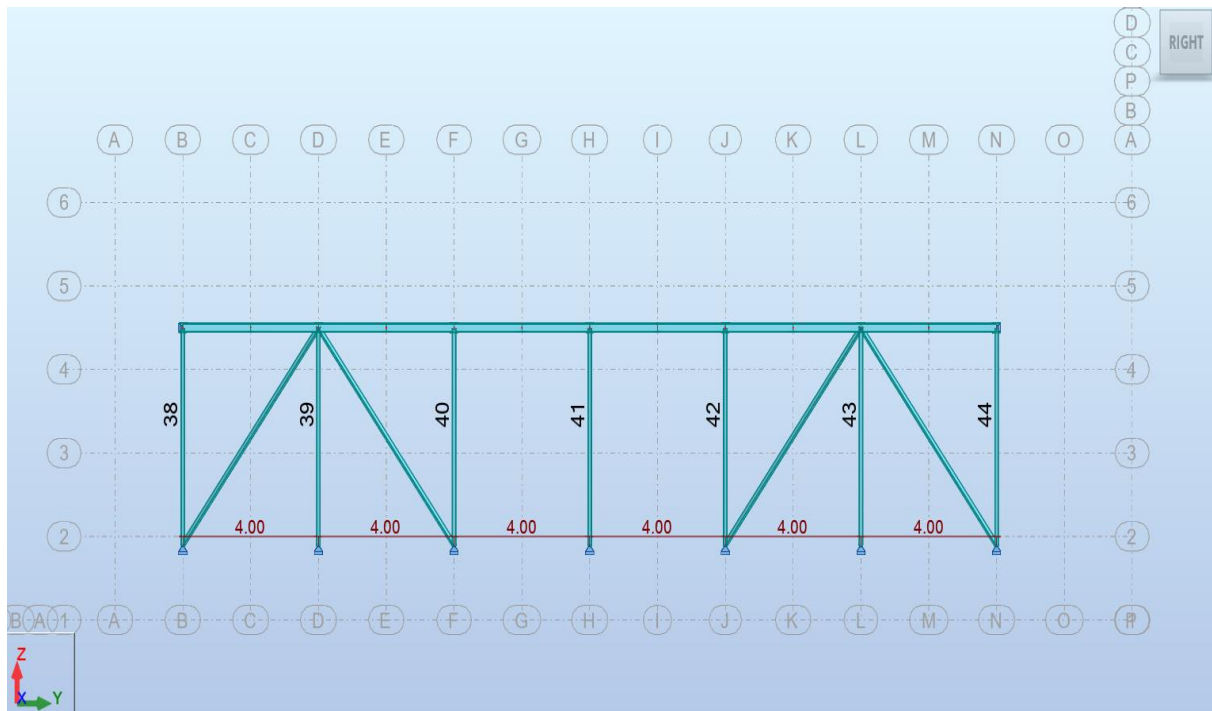
Vedlegg C2 – Konstruksjon med dimensjoner nummererte hovedtverrbjelker og søyler



Vedlegg C3 - Konstruksjon sett ovenfra (alle mål i meter)



Vedlegg C4 - Konstruksjon sett forfra (alle mål i meter)



Vedlegg D – Kapittel 7

Vedlegg D1 – Beregninger av tverrsnittskrefter (HEB240)

Lastkombinasjon 1 (LK1)		
Last	Verdi	Snitt
Egenlast HEB240	$q_1=0.98 \text{ kN/m}$	0-6.5m
Last fra mellomliggende bjelker	$q_2=4.08 \text{ kN/m}$	2.75-6.1m
Egenvekt tredekke	$q_3=2.59 \text{ kN/m}$	2.75-6.5m
Trafikklast(vertikal)	$q_4=30 \text{ kN/m}$	2.75-6.5m
Punktlast fra rekkverk	$P_1=1.2 \text{ kN}$	6.5m

Opplagerreaksjoner:

$$\Sigma F_x = 0: \rightarrow R_{Ax} = 0$$

$$\Sigma M_A = 0:$$

$$- q_1 * 6.5 * \left(\frac{6.5}{2}\right) - q_2 * 3.35 * \left(2.75 + \frac{3.35}{2}\right) - q_3 * 3.75 * \left(2.75 + \frac{3.75}{2}\right) - q_4 * 3.75 * \left(2.75 + \frac{3.75}{2}\right) + R_B * 6.1 - P_1 * 6.5 = 0$$

$$\rightarrow R_B = 107.25 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma M_B = 0:$$

$$- R_A * 6.1 + q_1 * 6.5 * (6.1 - 6.5/2) + q_2 * 3.35 * (3.35 - 3.35/2) + q_3 * 3.75 * (3.35 - 3.75/2) + q_4 * 3.75 * (3.35 - 3.75/2) - P_1 * 0.4 = 0$$

$$\rightarrow R_A = 36.20 \text{ (kN)}$$

Moment- og skjærkrefter:

Snitt $0 \leq x_1 < 2.75$

Funksjon for skjær (Q):

$$Q(x_1) = R_A - q_1 * (x_1 - 0)$$

$$Q_1(0) = 36.20 \text{ (kN)}$$

$$Q_1(2.75) = 33.51 \text{ (kN)}$$

Funksjon for moment (M):

$$M(x_1) = R_A * (x_1) - q_1 * \frac{(x_1)^2}{2}$$

$$M_1(2.75) = 95.85 \text{ (kN * m)}$$

Snitt 2.75 ≤ x₂ < 6.1

Funksjon for skjær (Q):

$$Q(x_2) = + R_A - q_1 * (x_2 - 0) - q_2 * (x_2 - 2.75) - q_3 * (x_2 - 2.75) - q_4 * (x_2 - 2.75)$$

$$Q_2(2.75) = 33.51 \text{ (kN)}$$

$$Q_2(6.10) = -92.62 \text{ (kN)}$$

Skjæring i x = 0.89

Funksjon for moment (M):

$$M(x_2) = R_A * (x_2) - q_1 * \frac{(x_2)^2}{2} - q_2 * \frac{(x_2 - 2.75)^2}{2} - q_3 * \frac{(x_2 - 2.75)^2}{2} - q_4 * \frac{(x_2 - 2.75)^2}{2}$$

$$M_2(2.75) = 95.85 \text{ (kN * m)}$$

$$M_2(6.10) = -3.17 \text{ (kN * m)}$$

$$M_2(3.64) = 110.76 \text{ (kN * m)}$$

Snitt 6.1 ≤ x₃ < 6.5

Funksjon for skjær (Q):

$$Q(x_3) = R_A - q_1 * (x_3) - q_2 * (6.1 - 2.75) - q_3 * (x_3 - 2.75) - q_4 * (x_3 - 2.75) + R_B$$

$$Q_3(6.10) = 14.63 \text{ (kN)}$$

$$Q_3(6.50) = 1.20 \text{ (kN)}$$

Funksjon for moment (M):

$$M(x_3) = R_A * (x_3) - q_1 * \frac{(x_3)^2}{2} - q_2 * (6.1 - 2.75) * [(x_3 - 6.10) + \frac{6.10 - 2.75}{2}] - q_3 * \frac{(x_3 - 2.75)^2}{2} - q_4 * \frac{(x_3 - 2.75)^2}{2} + R_B * (x_3 - 6.1)$$

$$M_3(6.10) = -3.17 \text{ (kN * m)}$$

Maks moment: M=110.76 kNm

Maks skjær: V=92.62 kN

Vedlegg D2 – Bruddgrensedimensjonering av hovedverrbjelke (HEB240)

Bruddgrensedimensjonering av bjelke

Grunnlag: NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015
og NS 3472:2001

HE240B, kvalitet S355

$$W_{el,min,y} := 938 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad L := 6500 \text{ mm}$$

$$W_{el,min,z} := 327 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad \gamma_{M1} := 1.05$$

Tabellverdier

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$h := 240 \text{ mm} \quad s := 10 \text{ mm}$$

$$b := 240 \text{ mm} \quad t := 17 \text{ mm}$$

$$A := 10.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad r := 21 \text{ mm}$$

$$I_y := 112.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad h_w := h - 2t = 206 \text{ mm}$$

$$I_T := 1030 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \quad I_z := 39.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_y := 527 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad I_w := 486.9 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

Aksialkraftkapasitet

Dimensjonerende aksialkraft

$$N_{Ed} := 61.92 \text{ kN}$$

(6.10)

Aksialkapasitet

$$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Rd} = (3.584 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

(6.9)

Utnyttelse

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.017 \quad \text{OK}$$

Ser bort i fra denne lasten ved videre beregninger pga lav utnyttelse.

Momentkapasitet

Dimensjonerende moment

$$M_{y,Ed} := 110.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} := 15.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6.14)

Elastisk momentkapasitet

$$M_{y,Rd} := \frac{W_{el,min,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{y,Rd} = 317.133 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Rd} := \frac{W_{el,min,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{z,Rd} = 110.557 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6.12)

Utnyttelse

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = 0.349 \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_{Ed,z}}{M_{c,Rd,z}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.143 \quad \text{OK}$$

Skjærkraftkapasitet

Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Ed} := 93.7 \text{ kN}$$

Areal flens

$$A_f := b \cdot t$$

$$A_f = (4.08 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Areal steg

$$A_w := h_w \cdot s$$

$$A_w = (2.06 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

(6.21)

Krav til (6.21)

$$\frac{A_f}{A_w} \geq 0.6$$

$$\frac{A_f}{A_w} = 1.981 \quad \text{OK}$$

Dimensjonerende skjærepennning

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

$$\tau_{Ed} = 45.485 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærspenningskapasitet

$$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$\tau_{Rd} = 195.199 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(6.19)

Skjærutnyttelse

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.233 \quad \text{OK}$$

Kombinering av bøyning og skjær

[6.2.8] $\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 0.5 \Rightarrow$ Ingen kombinering av bøyning og skjær $\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.233$ OK

Kombinering av bøyning og aksialkraft

(6.33) Unnvikelseskrav $N_{Ed} \leq 0.25 N_{Rd}$ $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.017$ OK

(6.34) $N_{Ed} \leq \frac{(0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y)}{\gamma_{M0}}$ $\frac{(N_{Ed} \cdot \gamma_{M0})}{h_w \cdot s \cdot f_y} = 0.089$ OK

Trenger ikke ta hensyn til kombinering av bøyning og aksialkraft.

Kombinering av aksialkraft og bøyning om 2 akser

(6.2) $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0$ $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.51$ OK

Vippingskontroll

[3.2.6] Elastisitetsmodul $E := 210000 \frac{N}{mm^2}$
 Skjærmodul $G := 81000 \frac{N}{mm^2}$

Grunnlag: NS 3472:2001

Avstand mellom lastangrepspunkt og skjærsenter $z_y := \frac{h}{2}$ $z_y = 120 \text{ mm}$

Vippelengdefaktor $k := 1.0$

[Tabell B.4] Vippingskoeffisienter $C_1 := 1.13$
 $C_2 := 0.46$

Faktor for hvelvingsinnspenning $\kappa_{\varphi} := 1.0$

Ideelt moment for vipping

Vippelengde $L := 3050 \text{ mm}$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 - C_2 \cdot z_g}$$

$$M_{cr} = (1.016 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Begrensningsverdi

$$\lambda_{LT,0} := 0.4$$

$$\lambda_{LT,0}^2 = 0.16$$

Unnlattelseskontroll

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} \leq \lambda_{LT,0}^2$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} = 0.109$$

OK

Trenger ikke
kontrollere for vipping,
men sjekker allikevel

Grunnlag: NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

[6.3.2.2]

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{el,min,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = 0.572$$

[Tabell 6.4]

Anbefalt
knekkurve

$$\frac{h}{b} \leq 2 \Rightarrow \text{knekkurve a}$$

$$\frac{h}{b} = 1$$

[Tabell 6.3]

Imperfeksjons-
faktor

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right)$$

$$\Phi_{LT} = 0.703$$

(6.56)

$$X_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$X_{LT} = 0.9$$

(6.55)

$$M_{b,Rd} := X_{LT} \cdot W_{el,min,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = 285.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.388$$

OK

Vedlegg D3 – Kodesjekk av hovedtverrbjelke i Robot

CODE: *NS-EN 1993-1-2005/NA:2015/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 11 Simple bar_11

POINT: 1

COORDINATE: $x = 0.48 L = 3.15 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 11 LK1 (1+2+3)*1.20+4*1.50

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = -64.9 \text{ kN}$

$N_{t,Rd} = 3583.8 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 105.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,e1,Rd} = 317.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 317.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,Ed} = 6.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,e1,Rd} = 110.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 110.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$V_{y,Ed} = 2.1 \text{ kN}$

$V_{y,T,Rd} = 1748.2 \text{ kN}$

$V_{z,Ed} = -10.8 \text{ kN}$

$V_{z,T,Rd} = 648.7 \text{ kN}$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$

$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed}^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,ty,Ed})^2)} / (f_y/gM0) = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$

$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$

Vedlegg D4 – Beregning av tverrsnittskrefter i søylen (RHSS120x120x10)

Lastkombinasjon 1 (LK1)		
Last	Verdi	Snitt
Egenlast HEB240	Q1=0.98 kN/m	0-6.5m
Last fra mellomliggende bjelker	Q2=4.08 kN/m	2.75-6.1m
Egenvekt tredekke	Q3=2.59 kN/m	2.75-6.5m
Trafikklast(vertikal)	Q4=30 kN/m	2.75-6.5m
Punktlast fra rekkverk	P1=1.2 kN	6.5m

$\Sigma M_A = 0$:

$$\begin{aligned}
 - q_1 * 6.5 * \left(\frac{6.5}{2}\right) - q_2 * 3.35 * \left(2.75 + \frac{3.35}{2}\right) - q_3 * 3.75 * \left(2.75 + \frac{3.75}{2}\right) - q_4 * 3.75 \\
 * \left(2.75 + \frac{3.75}{2}\right) + R_B * 6.1 - P_1 * 6.5 = 0
 \end{aligned}$$

$$\rightarrow R_B = 107.25 \text{ (kN)}$$

Aksialkraft i søyle (dekomponerer opplagerkraften i B):

$$N = \frac{R_B}{\sin(60)} = 123.84$$

$$\text{Egenvekt søyle: } q_{Ed} = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.2 * \cos(60) = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lengde søyle: L=6m

$$\text{Dimensjonerende moment: } M_{Ed} = q_{Ed} * \frac{L^2}{8} = 0.9 \text{ kNm}$$

$$\text{Dimensjonerende skjærkraft: } V_{Ed} = q_{Ed} * \frac{L}{2} = 0.6 \text{ kN}$$

Vedlegg D5 – Bruddgrensedimensjonering av søyle

Bruddgrensedimensjonering av søyle

Grunnlag: NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

RHSS 120x120x10 ; kvalitet S355

Tabellverdier

$W_{el,min,y} := 145 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$L := 6000 \text{ mm}$
$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$A := 4350 \text{ mm}^2$
$\gamma_{M0} := 1.05$	$I := 8.70 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
$\gamma_{M1} := 1.05$	$i := 44.7 \text{ mm}$
$I_p := 13.8 \text{ mm}$	$t := 10 \text{ mm}$
$b := 120 \text{ mm}$	$W_p := 173 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$h := 120 \text{ mm}$	$S_y := \frac{W_p}{2} = 86500 \text{ mm}^3$

Aksialkraft

Dimensjonerende aksialkraft $N_{Ed} := 123.84 \text{ kN}$

(6.10) $N_{c,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad N_{c,Rd} = 1470.71 \text{ kN}$

(6.9) **Utnyttelse** $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$ $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.08$ OK

Momentkapasitet

Egenvekt søyle (Dekomponert) $q_{Ed} := 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \cos(60^\circ)$

Dimensjonerende moment $M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} \quad M_{Ed} = 0.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(6.14) **Elastisk momentkapasitet** $M_{c,Rd} := \frac{W_{el,min,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad M_{c,Rd} = 49.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(6.12) **Utnyttelse** $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$ $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.02$ OK

Momentbelastet søyle utsatt for knekking

	Moment om y-aksen		$M_{y,Ed} := 0.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$
[6.3.3(4)]	Hullprofil vipper ikke		$\chi_{LT} := 1.0$
	Kombinert virkning formel (6.61) og (6.62)	$N_{RK} := f_y \cdot A$	$N_{RK} = 1544.25 \text{ kN}$
		$M_{y,Rk} := f_y \cdot W_{el,min,y}$	$M_{y,Rk} = 51.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Tabell B.3			$\psi := 0$
			$\alpha_h := 0$
	Jevnt fordelt last	$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h$	$C_{my} = 0.95$

Hullprofil er vridningsforhindret, og velger der med tabell B.1

Tabell B.1	$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \lambda \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{RK}} \right) / \gamma_{M1}$	$k_{yy} = 1.25$
	$k_{yy,max} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{RK}} \right) / \gamma_{M1}$	$k_{yy,max} = 1.12$
	Minste verdien mellom k_{yy} og $k_{yy,max}$	$k_{yy} = 1.25$
	$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy}$	$k_{zy} = 1$

(6.61) $\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{RK}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.32$ 0.32 < 1.0 OK!

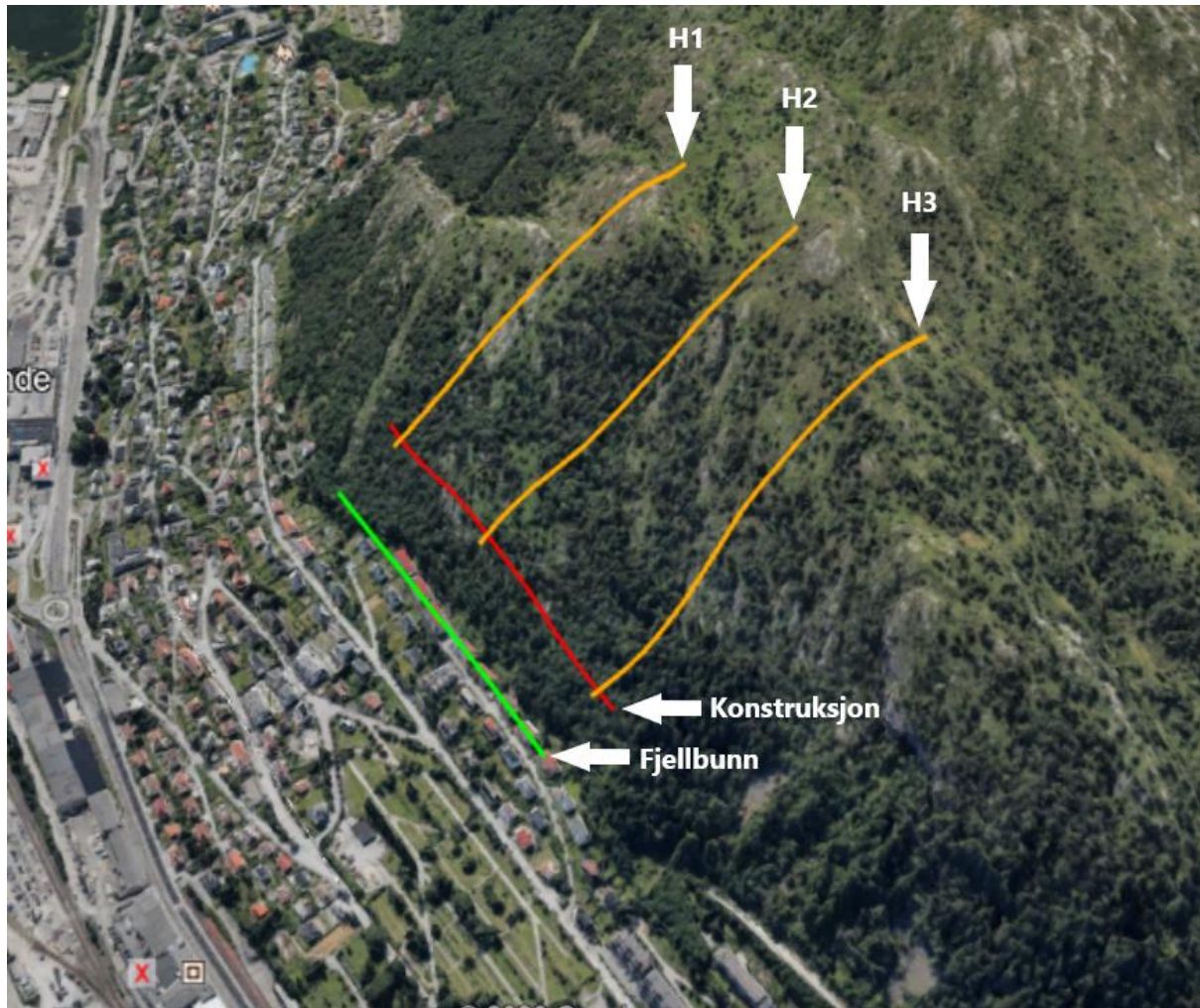
(6.62) $\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{RK}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.32$ 0.32 < 1.0 OK!

Søylen har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrense.

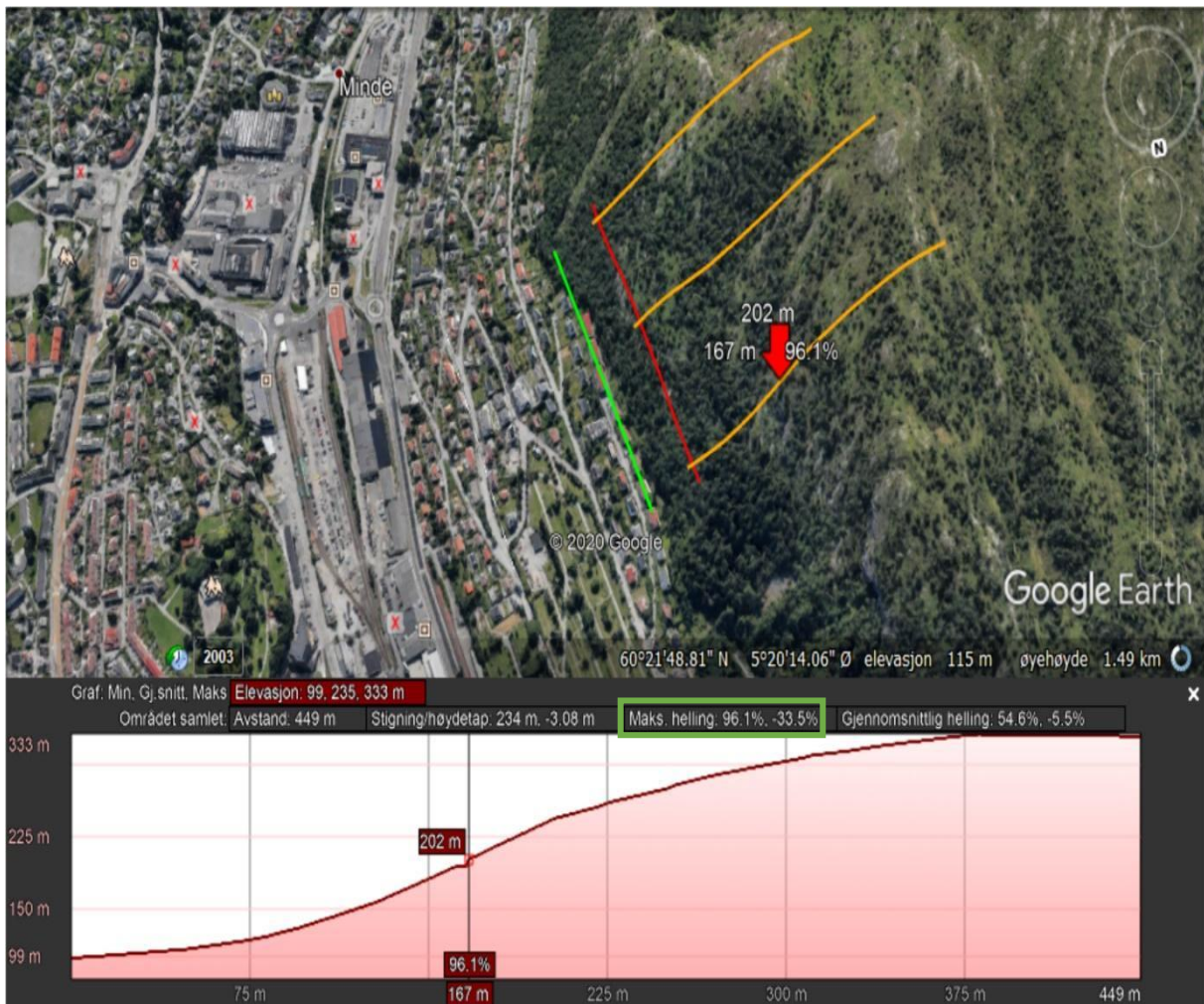
Vedlegg E – Kapittel 8

Vedlegg E1 – Høydeprofiler hentet fra Google Earth

E1.1 Oversikt over høydeprofiler, konstruksjon og antatt fjellbunn



E1.2 Største helning på høydeprofil 3



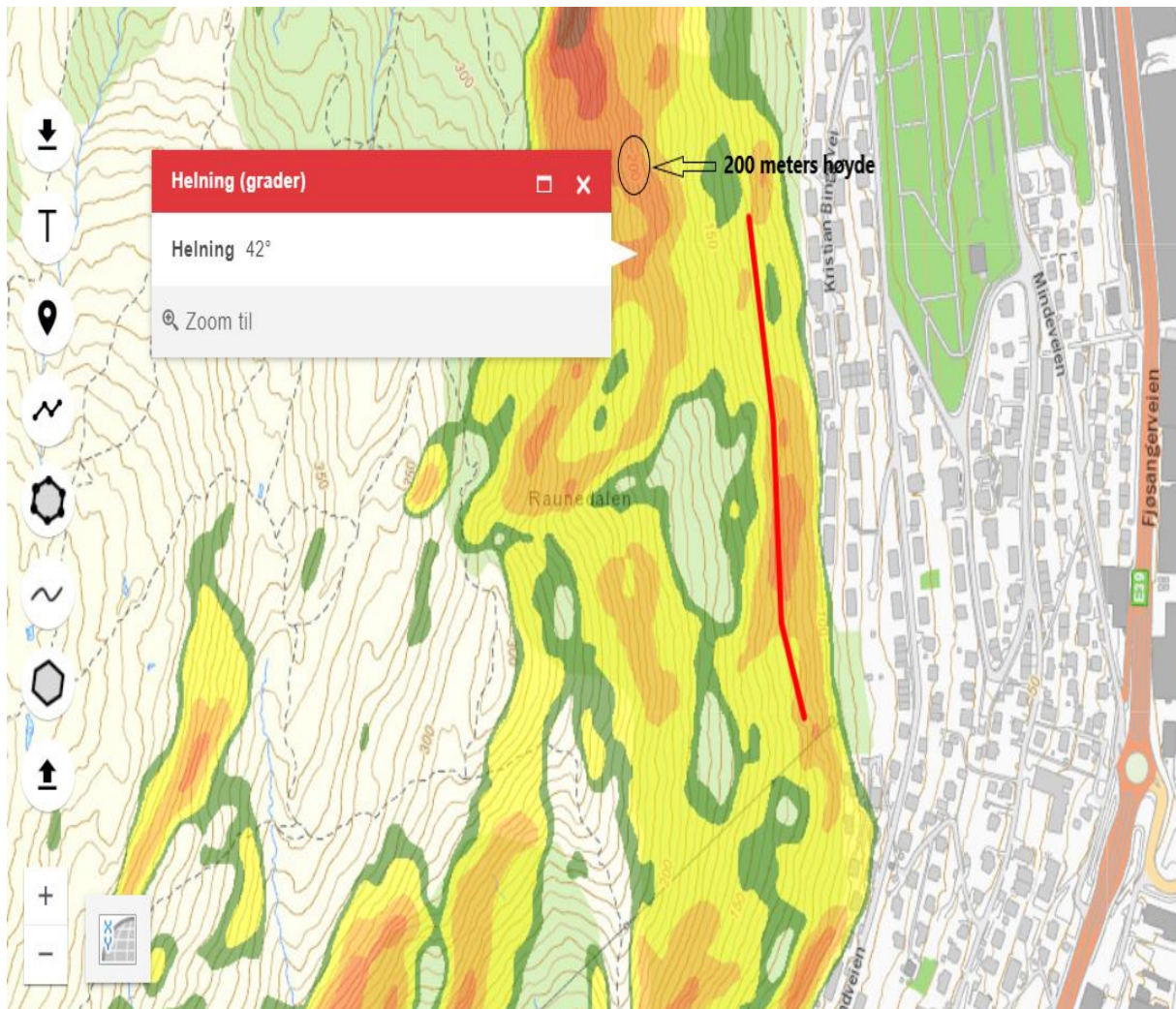
E1.3 Høyeste punktet på brostrekningen



E1.4 Antatt høyde på fjellbunnen



Vedlegg E2 – Bratthetskraft hentet fra NVE [19]



Vedlegg E3 – Kollisjonskraft ved bruk av bevegelsesmengde

Kollisjonslast fra stein ved "Mythbusters" metode		
Høyde		$h := 50 \text{ m}$
Akselerasjon		$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$
Masse		$m_k := 200 \text{ kg}$
Fart	$v := \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$	$v = 31.316 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Bevegelsesmengde	$p := m_k \cdot v$	$p = (6.263 \cdot 10^3) \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{s}}$
Antatt tid		$t := 0.05 \text{ s}$
Kraft	$F_r := \frac{p}{t} + m_k \cdot g$	$F_r = 127.224 \text{ kN}$
		$v_1 := 0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Snittfart	$v_{avg} := \frac{v}{2}$	$v_{avg} = 15.658 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Strekning etter kollisjon	$s := v_{avg} \cdot t$	$s = 0.783 \text{ m}$

Vedlegg F – Kapittel 9

Vedlegg F1 – Beregning av maksimal tillatt masse

**Utrekning av tillatt masse når
høyden og den kritiske lasten
er kjent**

$$\begin{aligned}
 l &:= 6.1 \text{ m} & E &:= 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\
 P_{ekv} &:= 270 \text{ kN} & I &:= 112.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 g &= 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} & h &:= 50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tillatt masse

$$m := \frac{P_{ekv}^2}{\frac{2 \cdot h \cdot 48 \cdot E \cdot I}{l^3} \cdot g + 2 P_{ekv} \cdot g} \quad m = 14.85 \text{ kg}$$

Vedlegg F2 – Beregning av maksimal tillatt høyde

Utregning av tillatt høyde når massen og den kritiske lasten er kjent

$$L := 6.1 \text{ m}$$

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

$$I := 112.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Masse stein

$$m := 15 \text{ kg}$$

Statisk last fra stein

$$w := m \cdot g$$

$$w = 0.147 \text{ kN}$$

Ekvivalent statisk last

$$P_{ekv} := 270 \text{ kN}$$

Dynamisk forstørrelsesfaktor

$$n := \frac{P_{ekv}}{w}$$

$$n = 1.835 \cdot 10^3$$

Statisk nedbøyning

$$\delta_{stat} := \frac{w \cdot L^3}{48 E \cdot I}$$

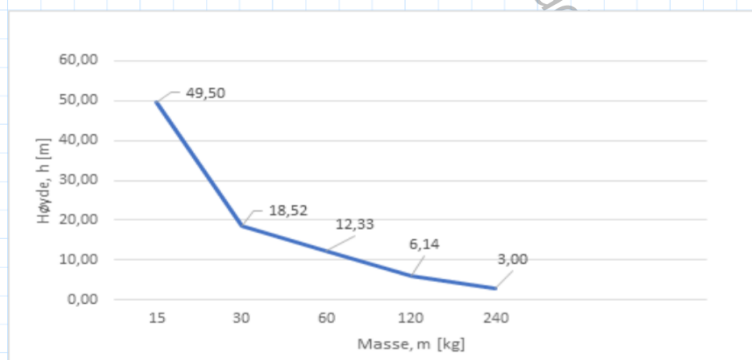
$$\delta_{stat} = 0.029 \text{ mm}$$

Tillatt høyde

$$h := \delta_{stat} \cdot \frac{(n^2 - 2n)}{2}$$

$$h = 49.5 \text{ m}$$

Figur viser den tillatte høyden, h, som en funksjon av massen, m.



Vedlegg F3 – Beregning av tverrsnittskrefter (ulykkesgrense – HEB240)

Lasttilfelle 1 (LT1)		
Last	Verdi	Snitt
Egenlast HEB240	$q_1=0.82\text{kN/m}$	0-6.5m
Snølast på bjelke	$q_2=0.64\text{kN/m}$	0-2.75m
Last fra mellomliggende bjelker	$q_3=3.4\text{kN/m}$	2.75-6.5m
Snølast på dekke	$q_4=10.76\text{kN/m}$	2.75-6.5m
Egenvekt tredekke	$q_5=2.16\text{kN/m}$	2.75-6.5m
Steinspranglast	$P_1=270\text{kN}$	3.05m
Punktlast fra rekkverk	$P_2=1\text{kN}$	6.5m

$$\begin{aligned} \Sigma MA = 0 \gg & -By * 6.1m + P_2 * 6.5m + P_1 * 3.05m + q_5 * 3.75m * 4.425m + q_4 * 3.75m * 4.425m + q_3 \\ & * 3.75m * 4.425m + q_2 * 2.75m * \frac{2.75}{2}m + q_1 * 6.5m * \frac{6.5}{2}m = 0 \\ \rightarrow & By = 183.70\text{kN} \end{aligned}$$

$$\rightarrow Ay = -By + P_2 + P_1 + Q_5 * 3.75m + Q_4 * 3.75m + Q_3 * 3.75m + Q_2 * 2.75m + Q_1 * 6.5m = 155.59\text{kN}$$

M_{\max} ved 3.05m:

$$\begin{aligned} M_{Ed} = & Ay * 3.05m - Q_1 * 3.05m * \frac{3.05}{2}m - Q_2 * 2.75m * \left(\frac{2.75}{2} + 0.4\right)m - Q_3 * 0.4m * 0.2m - Q_4 \\ & * 0.4m * 0.2m - Q_5 * 0.4m * 0.2m \\ \rightarrow & M_{Ed} = 466.31\text{kNm} \end{aligned}$$

V_{\max} ved 6.1m:

$$\begin{aligned} V_{Ed} = & By - P_2 - (Q_5 + Q_4 + Q_3) * 0.4m \\ \rightarrow & V_{Ed} = 176.17\text{kN} \end{aligned}$$

Vedlegg F4 – Kapasitetskontroll i ulykkesgrense (bjelke)

Ulykkesgrensedimensjonering av bjelke			
Grunnlag: NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 og NS 3472:2001			
HE240B; kvalitet S355			
		$W_{pl,min,y} := 1054 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$L := 6500 \text{ mm}$
		$W_{el,min,z} := 327 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$\gamma_{M1} := 1.05$
<u>Tabellverdier</u>		$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$\gamma_{M0} := 1.05$
		$h := 240 \text{ mm}$	$s := 10 \text{ mm}$
		$b := 240 \text{ mm}$	$t := 17 \text{ mm}$
		$A := 10.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	$r := 21 \text{ mm}$
		$I_y := 112.6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	$h_w := h - 2 t = 206 \text{ mm}$
		$I_T := 1030 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$	$I_z := 39.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
		$S_y := 527 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	$I_w := 486.9 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$
<u>Aksialkraftkapasitet</u>	Dimensjonerende aksialkraft	$N_{Ed} := 106.4 \text{ kN}$	
(6.10)	Aksialkapasitet	$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{Rd} = (3.584 \cdot 10^3) \text{ kN}$
(6.9)	Utnyttelse	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1.0$	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.03$ OK
Ser bort i fra denne lasten ved videre beregninger pga lav utnyttelse.			
<u>Momentkapasitet (plastisk)</u>	Dimensjonerende moment	$M_{y,Ed} := 466.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
		$M_{z,Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
(6.14)	Elastisk momentkapasitet	$M_{y,Rd} := \frac{W_{pl,min,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{y,Rd} = 356.352 \text{ kN} \cdot \text{m}$
(6.12)	Utnyttelse	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = 1.309$ Ikke OK

Selv om kapasiteten allerede er overgått sjekkes resten for å finne høyeste utnyttelse

Skjærkraftkapasitet
(regner elastisk skjærkraft siden vi har brukt plastisk moment)

	Dimensjonerende skjærkraft	$V_{Ed} := 176.17 \text{ kN}$		
	Areal flens	$A_f := b \cdot t$	$A_f = (4.08 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	
	Areal steg	$A_w := h_w \cdot s$	$A_w = (2.06 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	
(6.21)	Krav til (6.21)	$\frac{A_f}{A_w} \geq 0.6$	$\frac{A_f}{A_w} = 1.981$	OK
	Dimensjonerende skjærepennning	$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed}}{A_w}$	$\tau_{Ed} = 85.519 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
	Skjærspenningskapasitet	$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$	$\tau_{Rd} = 195.199 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	
(6.19)	Skjærutnyttelse	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 1.0$	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.438$	OK

Kombinering av bøyning og skjær

[6.2.8]	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 0.5 \Rightarrow$ Ingen kombinerings av bøyning og skjær	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0.438$	OK
---------	-------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------	----

Kombinering av bøyning og aksialkraft

Trenger ikke ta hensyn til kombinerings av bøyning og aksialkraft.

Vipping

[3.2.6]	Elastisitetsmodul	$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	Skjærmodul	$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Grunnlag: NS 3472:2001

	Avstand mellom lastangrepunkt og skjærsenter	$z_y := \frac{h}{2}$	$z_y = 120 \text{ mm}$
	Vippelengdefaktor		$k := 1.0$
[Tabell B.4]	Vippingskoeffisienter		$C_1 := 1.13$ $C_2 := 0.46$
	Faktor for hvelvingsinnspenning		$k_w := 1.0$

Ideelt moment for vipping

Vippelengde

$$L := 3050 \text{ mm}$$

$$M_{cr} := C_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 - C_2 \cdot z_g}$$

$$M_{cr} = (1.016 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Begrensningsverdi

$$\lambda_{LT,0} := 0.4$$

$$\lambda_{LT,0}^2 = 0.16$$

Unnlatelseskontroll

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} \leq \lambda_{LT,0}^2$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} = 0.459$$

Ikke OK

Må kontrollere for vipping

Grunnlag: NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

[6.3.2.2]

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_{pl,min,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = 0.607$$

[Tabell 6.4]

Anbefalt
knekkurve

$$\frac{h}{b} \leq 2 \Rightarrow \text{knekkurve a}$$

$$\frac{h}{b} = 1$$

[Tabell 6.3]

Imperfeksjons-
faktor

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

$$\Phi_{LT} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) \quad \Phi_{LT} = 0.727$$

(6.56)

$$X_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$X_{LT} = 0.887$$

(6.55)

$$M_{b,Rd} := X_{LT} \cdot W_{pl,min,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = 316.232 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = 1.475$$

Ikke OK

Vedlegg F5 – Beregning av tverrsnittskrefter i søylen

Lasttilfelle 2 (LT2) (Laster på bjelken)		
Last	Verdi	Snitt
Egenlast HEB240	$q_1=0.82\text{kN/m}$	0-6.5m
Snølast på bjelke	$q_2=0.64\text{kN/m}$	0-2.75m
Last fra mellomliggende bjelker	$q_3=3.4\text{kN/m}$	2.75-6.5m
Snølast på dekke	$q_4=10.76\text{kN/m}$	2.75-6.5m
Egenvekt tredekke	$q_5=2.16\text{kN/m}$	2.75-6.5m
Steinspranglast	$P_1=320\text{kN}$	6.1m
Punktlast fra rekkverk	$P_2=1\text{kN}$	6.5m

$$\begin{aligned} \Sigma MA = 0 \gg & -By * 6.1\text{m} + P_2 * 6.5\text{m} + P_1 * 6.1\text{m} + q_5 * 3.75\text{m} * 4.425\text{m} + q_4 * 3.75\text{m} \\ & * 4.425\text{m} + q_3 * 3.75\text{m} * 4.425\text{m} + q_2 * 2.75\text{m} * \frac{2.75}{2}\text{m} + q_1 * 6.5\text{m} * \frac{6.5}{2}\text{m} \\ & = 0 \end{aligned}$$

$$\rightarrow By = 368.70$$

Aksialkraft i søyle (dekomponerer opplagerkraften i B):

$$N_{Ed} = \frac{By}{\sin \sin (60)} = 425.73\text{kN}$$

$$\text{Egenvekt søyle: } q_{Ed} = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1.2 * \cos(60) = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lengde søyle: $L=6\text{m}$

$$\text{Dimensjonerende moment: } M_{Ed} = q_{Ed} * \frac{L^2}{8} = 0.9 \text{ kNm}$$

$$\text{Dimensjonerende skjærkraft: } V_{Ed} = q_{Ed} * \frac{L}{2} = 0.6 \text{ kN}$$

Vedlegg F6 – Kapasitetskontroll i ulykkesgrense (søyle)

Ulykkesgrensedimensjonering av søylen

Grunnlag: NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015

RHSS 120x120x10 ; kvalitet S355

$$W_p := 173 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$L := 6000 \text{ mm}$$

Tabellverdier

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

$$A := 4350 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$I := 8.70 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$i := 44.7 \text{ mm}$$

$$I_T := 13.8 \text{ mm}$$

$$t := 10 \text{ mm}$$

$$b := 120 \text{ mm}$$

$$h := 120 \text{ mm}$$

$$S_y := \frac{W_p}{2} = 86500 \text{ mm}^3$$

Aksialkraft

Dimensjonerende aksialkraft

$$N_{Ed} := 425.73 \text{ kN}$$

(6.10)

$$N_{c,Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = 1470.71 \text{ kN}$$

(6.9)

Utnyttelse

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.29 \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet

(Regner plastisk momentkapasitet)

Egenvekt søyle (Dekomponert)

$$q_{Ed} := 0.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \cos(60^\circ)$$

Dimensjonerende moment

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8}$$

$$M_{Ed} = 0.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6.14)

Elastisk momentkapasitet

$$M_{c,Rd} := \frac{W_p \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd} = 58.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6.12)

Utnyttelse

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.01 \quad \text{OK}$$

<u>Skjærkraftkapasitet</u>		(Regner elastisk skjærkapasitet)	
	Dimensjonerende skjærkraft	$V_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L}{2}$	$V_{Ed} = 0.51 \text{ kN}$
(6.20)	Dimensjonerende skjærepønning	$\tau_{Ed} := \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I \cdot t}$	$\tau_{Ed} = 0.51 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
(6.19)	Skjærspenningskapasitet	$\tau_{Rd} := \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$	$\tau_{Rd} = 200.02 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	Skjærutnyttelse	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 1.0$	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0$ OK!

<u>Kombinering av bøyning og skjær</u>			
[6.2.8]		$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \leq 0.5 \Rightarrow$ Ingen virkning fra skjær	$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 0$ OK

<u>Knekkingskapasitet</u>			
	Elastisitetsmodul		$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	Knekk lengde		$L_{cr} := L = 6000 \text{ mm}$
[6.3.1.3]		$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_1 = 76.41$
	Relativ slankhet	$\lambda := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$	$\lambda = 1.76$
[Tabell 6.1]	Imperfeksjonsfaktor		$\alpha := 0.21$
		$\Phi := 0.5 (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2)$	$\Phi = 2.21$
(6.49)	Samme reduksjonsfaktor for begge akser (kvadratisk hullprofil)	$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$	$\chi = 0.28$
	Kapasitet avstivet	$N_{c,Rd} := \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}}$	$N_{c,Rd} = 1470.71 \text{ kN}$
[6.3.1.1]	Kapasitet	$N_{b,Rd} := N_{c,Rd} \cdot \chi$	$N_{b,Rd} = 415.28 \text{ kN}$
(6.46)		$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 1.03$ OK

Momentbelastet søyle utsatt for knekking

$$M_{y,Ed} := 0.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[6.3.3(4)]

Hullprofil
vipper ikke

$$\chi_{LT} := 1.0$$

Kombinert
virkning formel
(6.61) og
(6.62)

$$N_{RK} := f_y \cdot A$$

$$N_{RK} = 1544.25 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} := f_y \cdot W_p$$

$$M_{y,Rk} = 61.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tabell B.3

$$\psi := 0$$

$$\alpha_h := 0$$

Jevnt fordelt
last

$$C_{my} := 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h$$

$$C_{my} = 0.95$$

Hullprofil er vridningsforhindret, og velger der med tabell B.1

Tabell B.1

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad k_{yy} = 1.98$$

$$k_{yy,max} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad k_{yy,max} = 1.53$$

Minste verdien mellom k_{yy} og $k_{yy,max}$ $k_{yy} = 1.98$

$$k_{zy} := 0.8 \cdot k_{yy} \quad k_{zy} = 1.58$$

(6.61)

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 1.05 \quad 1.05 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(6.62)

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 1.05 \quad 1.05 > 1.0 \quad \text{OK}$$

Søylen har tilstrekkelig kapasitet i
ulykkesgrensetilstand