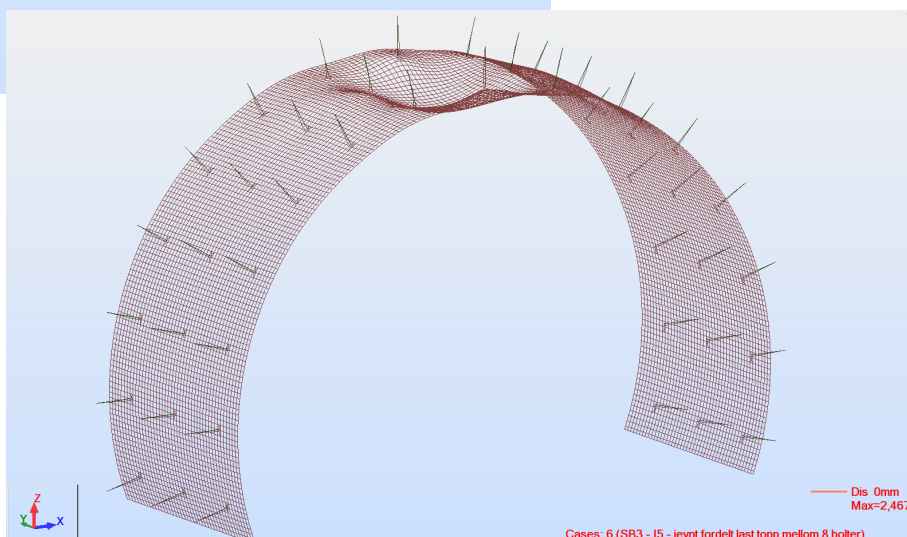
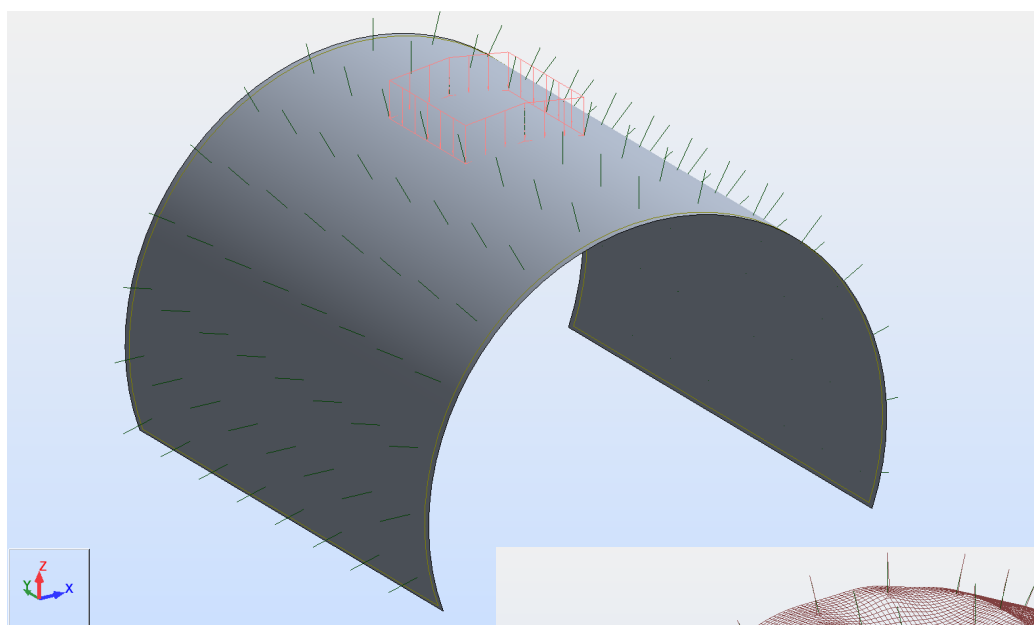


Last-deformasjonsutvikling for ulike tunnelhvelv

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 667



Tittel

Last-deformasjonsutvikling for ulike tunnelhvelv

Undertittel

Forfatter

Erlend Orthe

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologi-avdelingen

Seksjon

Tunnel og betong

Prosjektnummer

603319

Rapportnummer

Nr. 667

Prosjektleder

Karen Klemetsrud

Godkjent av

Alf Kveen

Emneord

Vann- og frostsikring, last-deformasjonsutvikling

Sammendrag

Rapporten presenterer last- og deformasjonsforløp for tre frittstående betonghvelv til vann- og frostsikring i vegtunneler ved tre ulike lastsituasjoner. Hvelvtypene inkluderer betongelementhvelv i tunneltverrsnitt T9,5, nettarmert sprøytebetonghvelv i tunneltverrsnitt T8,5 og fiberarmert sprøytebetonghvelv i tunneltverrsnitt T8,5. De tre lastsituasjonene inkluderer nedfall bak hvelv, temperatur og bortfall av en festebolt.

Rapporten og tilhørende beregningsforutsetninger er utarbeidet av Norconsult AS på oppdrag fra Tunnel- og betongseksjonen i Vegdirektoratet.

Title

Load-strain development for different tunnel linings

Subtitle

Author

Erlend Orthe

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Tunnel og betong

Project number

603319

Report number

No. 667

Project manager

Karen Klemetsrud

Approved by

Alf Kveen

Key words

Tunnel lining, stress-strain development

Summary

This report provides the stress-strain development for three free-standing tunnel linings with three different load scenarios. The linings include concrete segmental lining for a tunnel cross section T9,5, mesh reinforced sprayed concrete lining for a tunnel cross section T8,5 and fibre reinforced sprayed concrete lining for a tunnel cross section T8,5. The three load scenarios include downfall behind the lining, temperature and loss of an anchor bolt.

Norconsult AS prepared this report and the appurtenant design basis on behalf of the Tunnel- and concrete section in the Directorate of Public Roads.

Statens Vegvesen

Beregningsrapport

Last-deformasjonsutvikling for ulike tunnelhvelv
Studie

Oppdragsnr.: 5164745 Dokumentnr.: K-002 Versjon: B03
2016-12-14

Oppdragsgiver: Statens Vegvesen
Oppdragsgivers kontaktperson: Karen Klemetsrud, Claus K. Larsen, Alf Trygve Kveen
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Jan Fredrik Rambech
Fagansvarlig: Jan Fredrik Rambech
Andre nøkkelpersoner: Jens Petter Henriksen, Sindre Sandbakk

B03	2016-12-14	Ny revisjon basert på kommentarer fra SVV	ERORT	JFRAM	JFRAM
B02	2016-10-03	Til utsendelse	ERORT	JFRAM	JFRAM
A01	2016-09-29	Til intern kontroll	ERORT	JFRAM	JFRAM
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Dette dokumentet omhandler resultater fra beregninger knyttet til last-deformasjonsforløp for ulike tunnelhvelv slik det er beskrevet i dokument 5164756-K-001 Beregningsforutsetninger, ref. /9/.

Følgende tunnelhvelv undersøkes;

1. T9.5 Betongelementhvelv
2. T8.5 Sprøytebetonghvelv nettarmert
3. T8.5 Sprøytebetonghvelv fiberarmert

Tabellene under oppsummerer resultater fra analysene med nedre grense E-modul, ref. /9/.

Tabell 1: Totale deformasjoner ved brudd - nedre verdi av E-modul. Sprøytebetong T8.5

Lastsituasjon	Nettarmert - E = 4 GPa	Stålfiberarmert – E = 4 GPa
SB1 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter *	2.8 mm ved ca. 33 kPa	4.1 mm ved ca. 10.2 kPa
SB2 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter horisontalt	2.7 mm ved ca. 35 kPa	3.2 mm ved ca. 7.8 kPa
SB3 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – vertikalt mellom 8 bolter	2.9 mm ved ca. 14 kPa	1.9 mm ved ca. 2.7 kPa
SB4 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – horisontalt mellom 8 bolter	3.6 mm ved ca. 14 kPa	3 mm ved ca 3.3 kPa
SB5 – Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter	1 mm ved ca. 8.7 kN	1.4 mm ved ca. 2.3 kN
SB6 – Bortfall av én bolt: Punktlast – vertikalt mellom 8 bolter	0.9 mm ved ca. 6.8 kN	1.3 mm ved ca. 2.1 kN
T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkside	0.012-0.14 mm ved valgte noder	0.015-0.15 mm ved valgte noder
T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	0.01-0.12 mm ved valgte noder	0.01 – 0.12 mm ved valgte noder

* Den totale deformasjonen er i dette tilfellet i vertikal retning.

Tabell 2: Totale deformasjoner ved brudd - nedre verdi av E-modul. Betongelementer T9.5

Lastsituasjon	Betongelementer – E = 6 GPa
B1 - Jevnt fordelt last – vertikalt på ett takelement **	65.5 mm ved ca. 51.6 kPa
B2– Jevnt fordelt last – horisontalt på ett veggelement ***	43 mm ved ca. 63.8 kPa
B3 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt i) **	8.8 mm ved ca. 17.2 kN
B4 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt ii) **	15.2 mm ved ca. 53.7 kN
T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkrum	8.9 mm
T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	7.6 mm

** Sikringsbolter vil i realiteten gi mothold ved en vertikal deformasjon på 20 mm. I driftsfase er ikke disse boltene konstruktive og er derfor ikke tatt hensyn til i beregningsmodellen.

*** I realiteten vil nedre del av veggelement være fastholdt av bankett på trafikkside. Dette vil gi et mothold mot deformasjonene som opptrer i denne rapporten. Banketten er ikke tatt hensyn til i denne rapporten.

Innhold

1	Innledning	6
2	Referanser	7
3	Beregningsforutsetninger	8
3.1	Bruddkapasitet	8
3.1.1	Betongelementer og nettarmert betong	8
3.1.2	Stålfiberarmert betong	8
3.1.3	Oppsummert	9
4	Resultater	10
4.1	Sprøytebetonghvelv T8.5 – nettarmert	11
4.1.1	Lastsituasjon SB1 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter	13
4.1.2	Lastsituasjon SB2 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter horisontalt	15
4.1.3	Lastsituasjon SB3 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – vertikalt mellom 8 bolter	17
4.1.4	Lastsituasjon SB4 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – horisontalt mellom 8 bolter	20
4.1.5	Lastsituasjon SB5 – Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter	22
4.1.6	Lastsituasjon SB6 – Bortfall av én bolt: Punktlast – vertikalt mellom 8 bolter	24
4.1.7	Lastsituasjon T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkside	26
4.1.8	Lastsituasjon T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	27
4.2	Sprøytebetonghvelv T8.5 – stålfiberarmert	28
4.2.1	Lastsituasjon SB1 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter	30
4.2.2	Lastsituasjon SB2 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter horisontalt	32
4.2.3	Lastsituasjon SB3 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – vertikalt mellom 8 bolter	34
4.2.4	Lastsituasjon SB4 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – horisontalt mellom 8 bolter	37
4.2.5	Lastsituasjon SB5 – Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter	39
4.2.6	Lastsituasjon SB6 – Bortfall av én bolt: Punktlast – vertikalt mellom 8 bolter	41

4.2.7	Lastsituasjon T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkside	43
4.2.8	Lastsituasjon T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	44
4.3	Betongelementer T9.5	45
4.3.1	Lastsituasjon B1 – Jevnt fordelt last – vertikalt på ett takelement	46
4.3.2	Lastsituasjon B2 – Jevnt fordelt last – horisontalt på ett veggelement	49
4.3.3	Lastsituasjon B3 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt i)	52
4.3.4	Lastsituasjon B4 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt ii)	55
4.3.5	Lastsituasjon T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkrom	58
4.3.6	Lastsituasjon T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	60
5	Konklusjon	62
6	Usikkerheter	64
7	Forslag til videre arbeid	66
	Vedlegg A Momentkapasitet	67

1 Innledning


Statens vegvesen ønsker i større grad å vite mer om hvor mye deformasjon en kan forvente ved ulike laster for eksisterende tunnelhvelv. Denne rapporten omfatter last- og deformasjonsforløp for 3 ulike tunnelhvelv.

Følgende tunnelhvelv undersøkes;

1. T9.5 Betongelementhvelv
2. T8.5 Sprøytebetonghvelv nettarmert
3. T8.5 Sprøytebetonghvelv fiberarmert

Grunnet sannsynlig store variasjoner i betongens beskaffenhet pga alder, kvalitet, utførelse og type belastning er det valgt i denne omgangen å ikke gå for mye i detalj på type last, plassering og intensitet, og heller ikke variabler som materialstyrke, type opprissing, kryp og svinn.

2 Referanser

- /1/. NS3473 6.utgave september 2003
Prosjektering av betongkonstruksjoner
Beregnings- og konstruksjonsregler
- /2/. Norsk Betongsforenings publikasjon nr. 7 (2003)
- /3/. D Beskrivelse/Kravspesifikasjon
Forenklet konkurransegrunnlag for administrative tjenesteanskaffelser
Statens Vegvesen
- /4/. Møtereferat ifra oppstartsmøte 30. juni 2016
- /5/. Betongkonstruksjoner – beregning og dimensjonering etter Eurocode 2,
Svein Ivar Sørensen, 2010
- /6/. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte
betongkonstruksjoner
COIN Project report 29-2011
SINTEF Building and Infrastructure, Terje Kanstad (NTNU) et al.
- /7/. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete
RILEM TC 162-TDF
Materials and structures, Vol. 36, October 2003, pp. 560-567.
- /8/. Masteroppgave – Vurdering av basalt- og stålfibres effekt og mekaniske egenskaper i jetpeler
Truls Holm Høie og Andreas Vermedal
NTNU, Juni 2012
-  /9/. 5164745 K-001 Beregningsforutsetninger
Last-deformasjonsutvikling for ulike tunnelhvelv
revisjon B03

3 Beregningsforutsetninger

For beregningsforutsetninger refereres det til rapport 5164745 K-001 *Beregningsforutsetninger*, ref. /9/.

Kapasitetsvurderinger er begrenset til vurdering opp mot hvelvets momentkapasitet ved brudd. Ved bruddvurderingen er egenvekt inkludert sammen med nyttelastene. Dette er gjort ved å trekke opptredende moment fra egenvekt ifra hvelvenes kapasitet – og deretter se hvor mye nyttelast hvelvet kan tåle.

3.1 Bruddkapasitet

Brudd er definert på følgende måte for de ulike hvelvene:

3.1.1 Betongelementer og nettarmert betong

Det er tatt utgangspunkt i tidligere betongstandard NS3473 /1/ og Sørensen /5/ for å beregne momentkapasitet til vanlig armert betong. Følgende bruddkriterier ligger til grunn:

- Brudd i armering når $\epsilon_s = \epsilon_{su} = 1\%$ iht. NS3473 /1/. Dvs. tillater flyt opp til 1 %.
- Trykkbrudd i betong når $\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.35\%$
- Basert på oppgitte armeringsmengder er tverrsnittene *underarmert*. Dette innebærer at armeringen flyter før betongen når sin trykkbrudd grense.

3.1.2 Stålfiberarmert betong

For beregning av momentkapasitet til fiberarmert betong er *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner* /6/ og RILEM /7/ benyttet som teorigrunnlag.

Følgende bruddkriterier ligger til grunn:

- Rissåpning på 2.5 mm (CMOD3)
- Momentkapasitet beregnet etter reststrekkfastheten ved 2.5 mm rissåpning
- Strekktoyning på 3/h, hvor h lik tverrsnittstykkelse i meter. Med h=0.040m gir dette 7.5%.

Det antas at den stålfiberarmerte betongen har lik bruddkapasitet (momentkapasitet) i begge retninger (lengde- og ringretning).

3.1.3 Oppsummert

Beregninger for momentkapasitet kan ses i Vedlegg A, og er oppsummert i tabellene under:

Tabell 3: Momentkapasitet T8.5 sprøytebetong

Sprøytebetong T8.5	M_{Rd} [kNm/m]
Nettarmert, tykkelse 80 mm	2.35
Stålfiberarmert, tykkelse 40 mm	0.64

Tabell 4: Momentkapasitet T9.5 betongelementer

	Fjellside, M_{Rd} [kNm/m]	Trafikkside, M_{Rd} [kNm/m]
Takelement		
Ringretning	15.9 (ø8c150)	8.6 (ø6c75)
	31.8 (ø8c75)	17.2 (ø6c150)
Lengderetning	8.36 (ø6c150)	7.94 (ø6c150)
Veggelement		
Ringretning	23.9 (ø8c100)	8.62 (ø6c150)
	47.8 (ø8c50)	26.57 (ø6c150 + 3ø10c200) ved veggbolt
Lengderetning	8.36 (ø6c150)	7.94 (ø6c150)
	67.8 (ø6c150 + 2ø16c150) ved nedre del av veggelement	64.41 (ø6c150 + 2ø16c150) nedre del av veggelement
		24.48 (ø6c150 + 3ø10c200) ved veggbolt

4 Resultater

I dette kapitlet oppsummeres resultatene fra beregningene. Resultatene presenteres basert på hvelvtype. Det vil i hvert kapittel presenteres et typisk deformasjonsmønster for hver lastsituasjon. Ettersom deformasjonsmønsteret er likt for hver lastintensitet (kun hvor mye deformasjon er forskjellig) er det valgt å kun vise ett eksempel på deformasjonsmønsteret.

Det vil i tillegg vises en kurve som viser last-deformasjonsforløp basert på de ulike lastsituasjonene og lastintensitetene. Som regel er deformasjonene hentet fra node som er midt i lastområdet. Det vil si at hvis det er en jevnt fordelt last – så er deformasjonen hentet i node i senter av den påførte lasten. Hvis det er punktlast er deformasjonen hentet rett under punktlasten. Hvis det er avvik fra dette så står det forklart i det gjeldende kapitlet.

Merk at deformasjonsmønster som blir vist er skalert opp for å visualisere deformasjonene.

Lastdeformasjonsgrafene viser hvor mye nyttelast (ikke egenvekt) som påføres og tilhørende deformasjoner. Dette fordi det er den relative forskyvningen som er interessant. Det er også indikert hvor brudd er. Det er kun vist den totale deformasjonen. Den totale deformasjonen er kvadratroten til sum av kvadratet til alle translasjonsbidragene ($\text{total} = \sqrt{(x^2 + y^2 + z^2)}$).

Beregningsmodell

Det utføres lineær-elastisk analyse. Dette innebærer at deformasjoner øker proporsjonalt med last. Materialet er tilegnet lineære egenskaper, men det er benyttet en «ekvivalent» stivhet for å simulere et opprisset tverrsnitt, ref. /9/. Det er heller ikke tatt hensyn til påvirkning av store deformasjoner (2. ordens effekter).

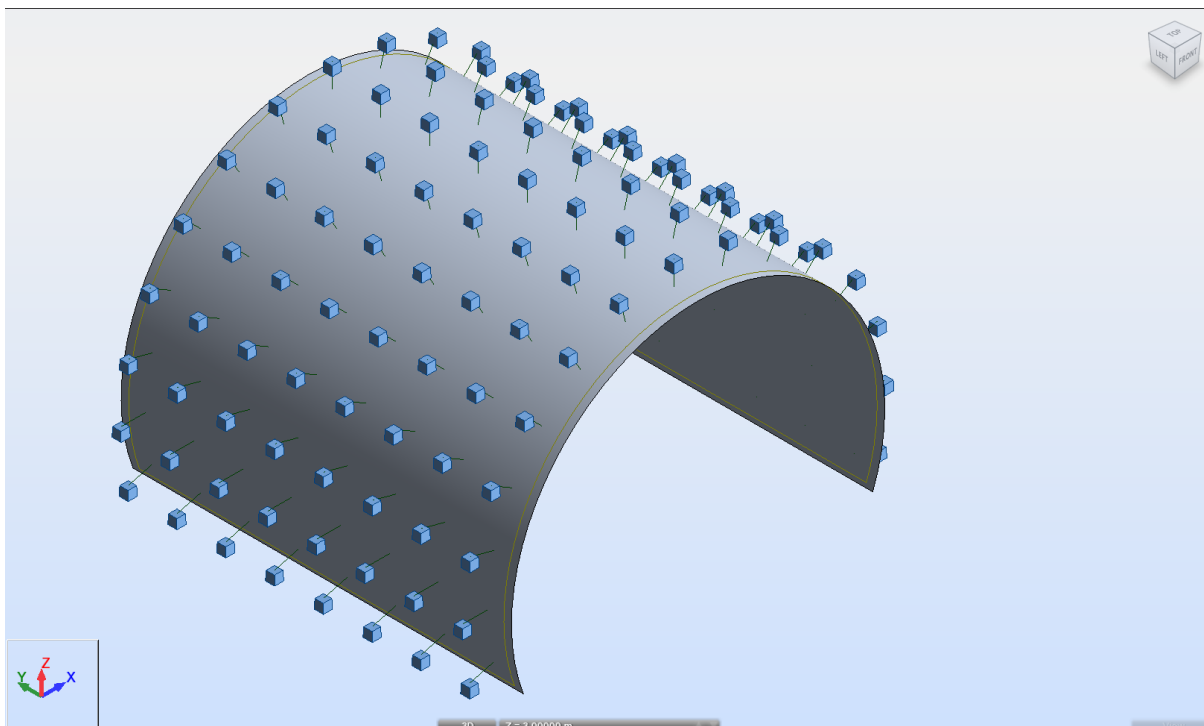
Det er verdt å merke seg at betong er et ikke-lineært materiale, men i analysen blir ikke dette ivaretatt. Dette er mer utdypet i kapittel 6.

Lastforklaring

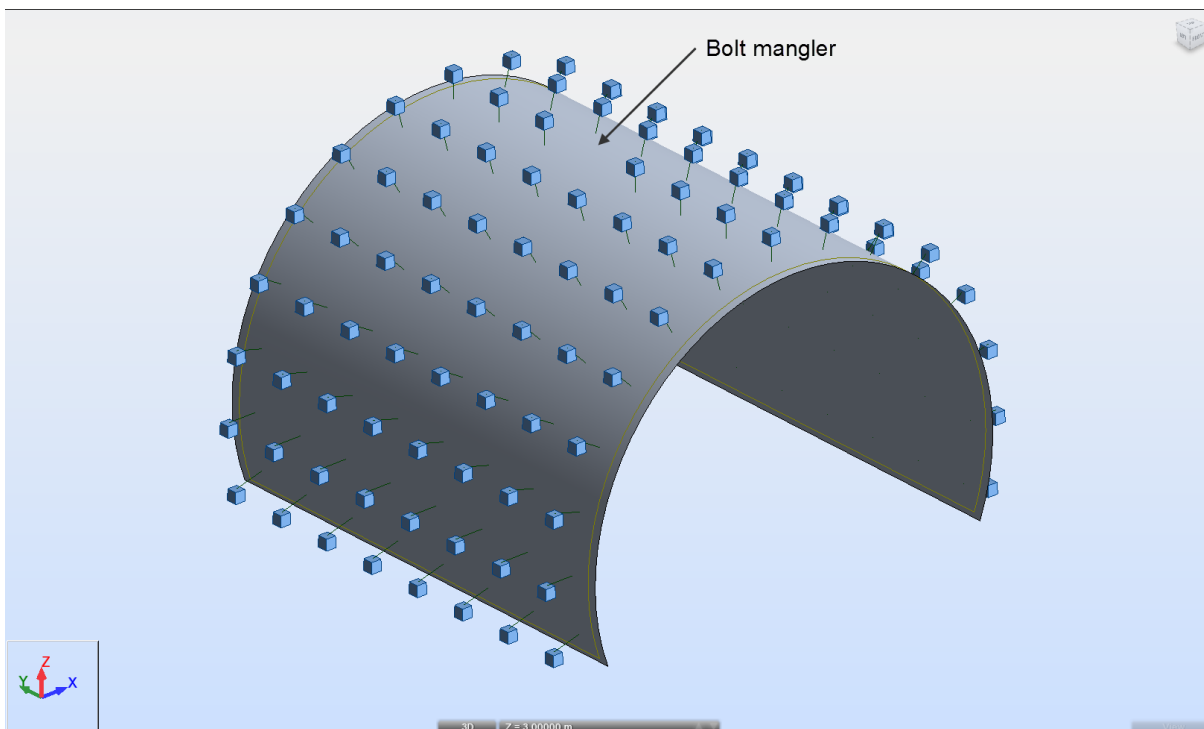
1 kN	=	1000 N	tilsvarer	100 kg
1 kPa	=	1 kN/m ²	tilsvarer	100 kg/m ²

4.1 Sprøytebetonghvelv T8.5 – nettarmert

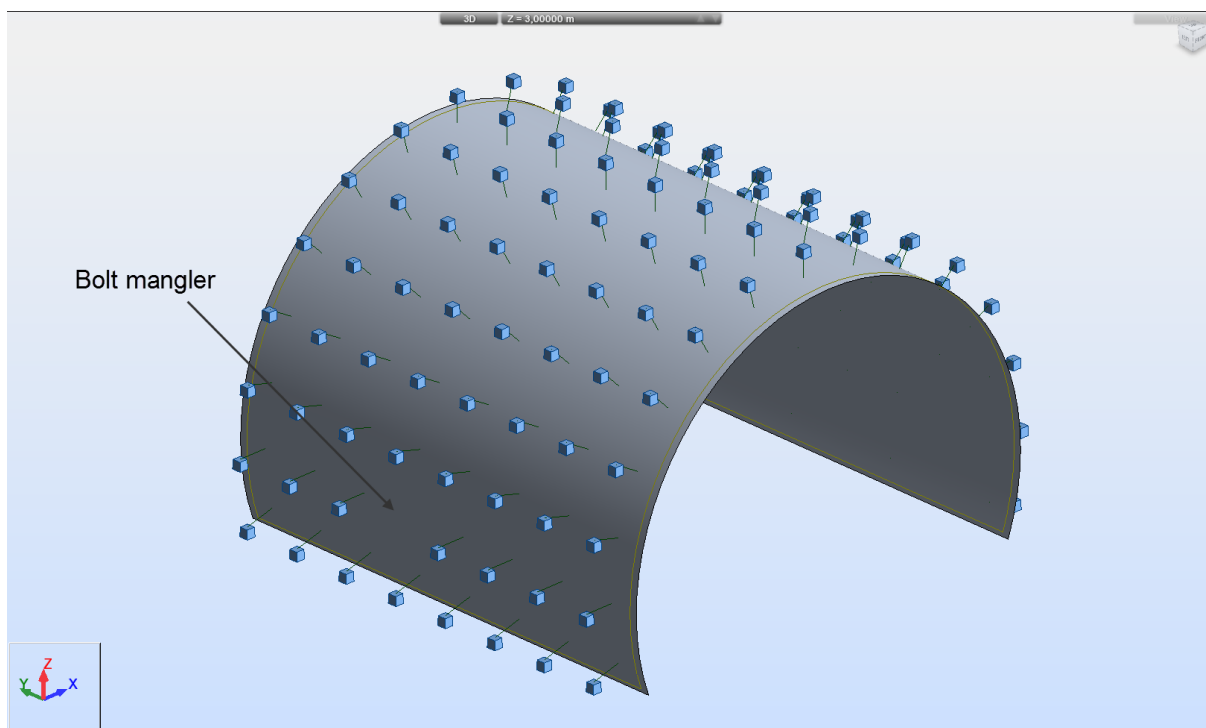
Bilder under viser beregningsmodell i RSA (Robot Structural Analysis Professional 2015) som benyttes. For hver av analysemodellene er det en versjon med øvre grense E-modul og en med nedre grense E-modul.



Figur 1: Beregningsmodell nettarmert sprøytebetong T8.5



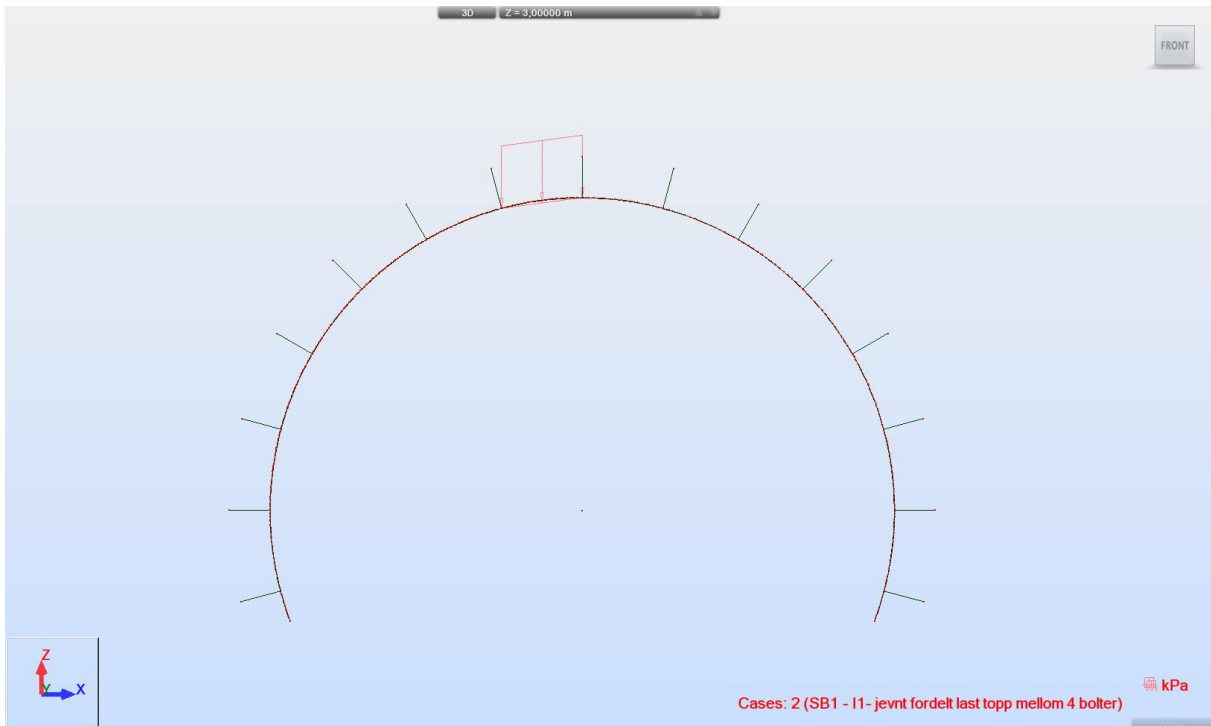
Figur 2: Beregningsmodell nettarmert sprøytebetong - bortfall av bolt i toppen



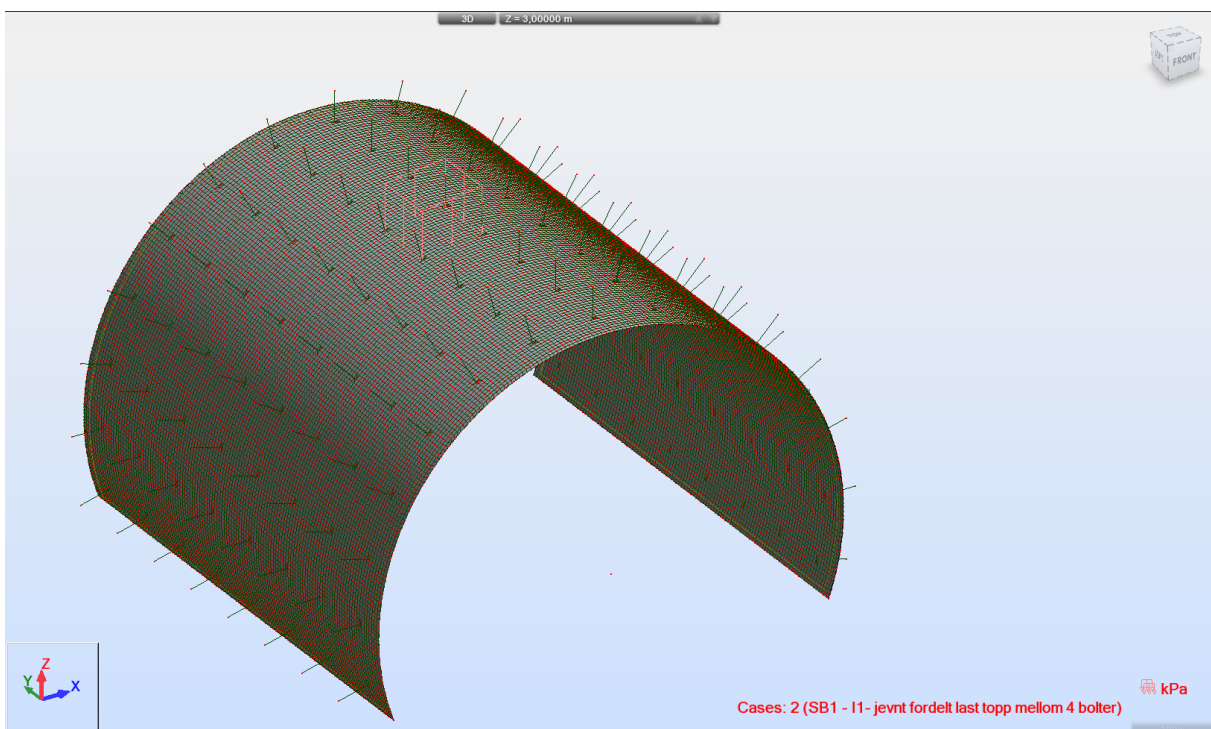
Figur 3: Beregningsmodell nettarmert sprøytebetong - bortfall av bolt på siden/vegg

4.1.1 Lastsituasjon SB1 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter

Last er påført mellom 4 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

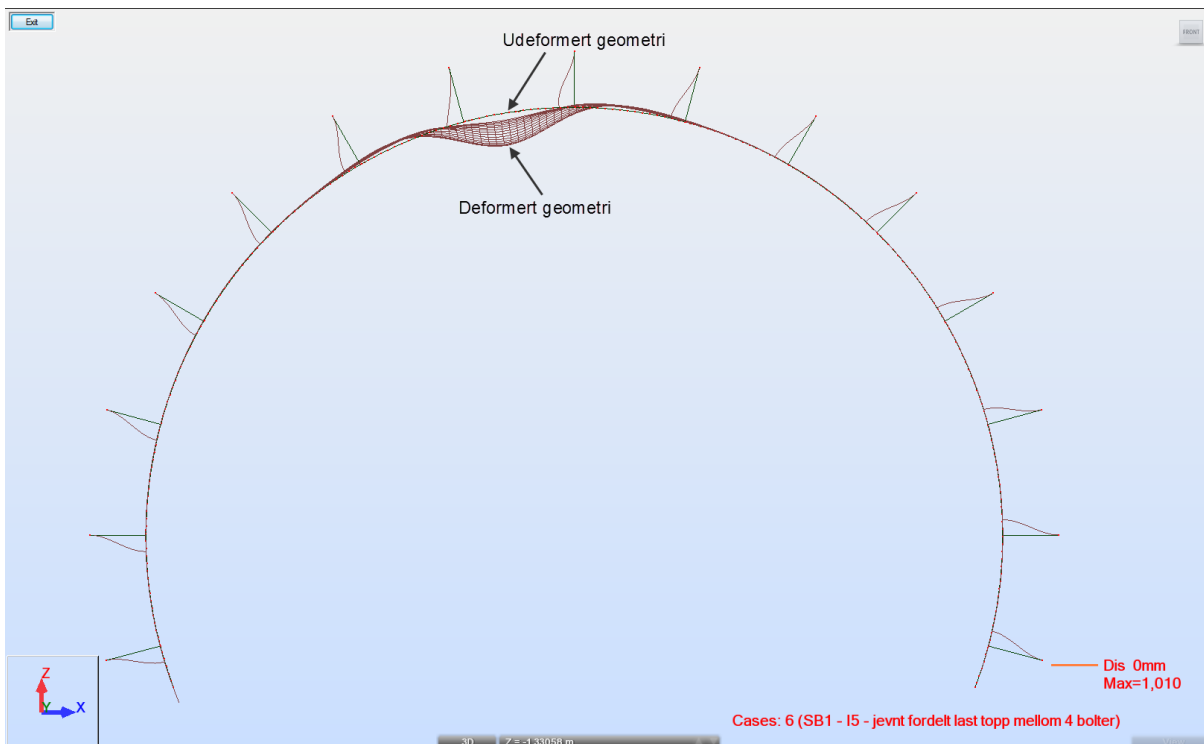


Figur 4: Lastsituasjon SB1 – sett i snitt



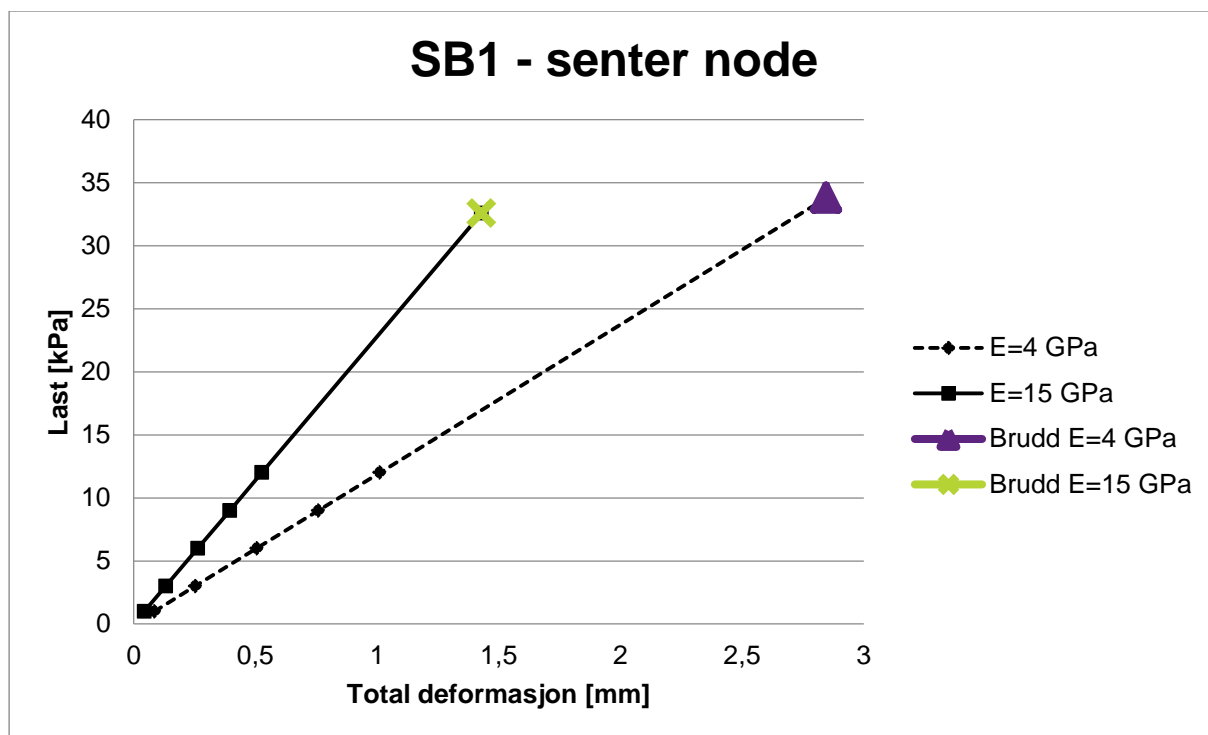
Figur 5: Lastsituasjon SB1 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



Figur 6. Deformasjonsmønster SB1

Last-deformasjonsforløp



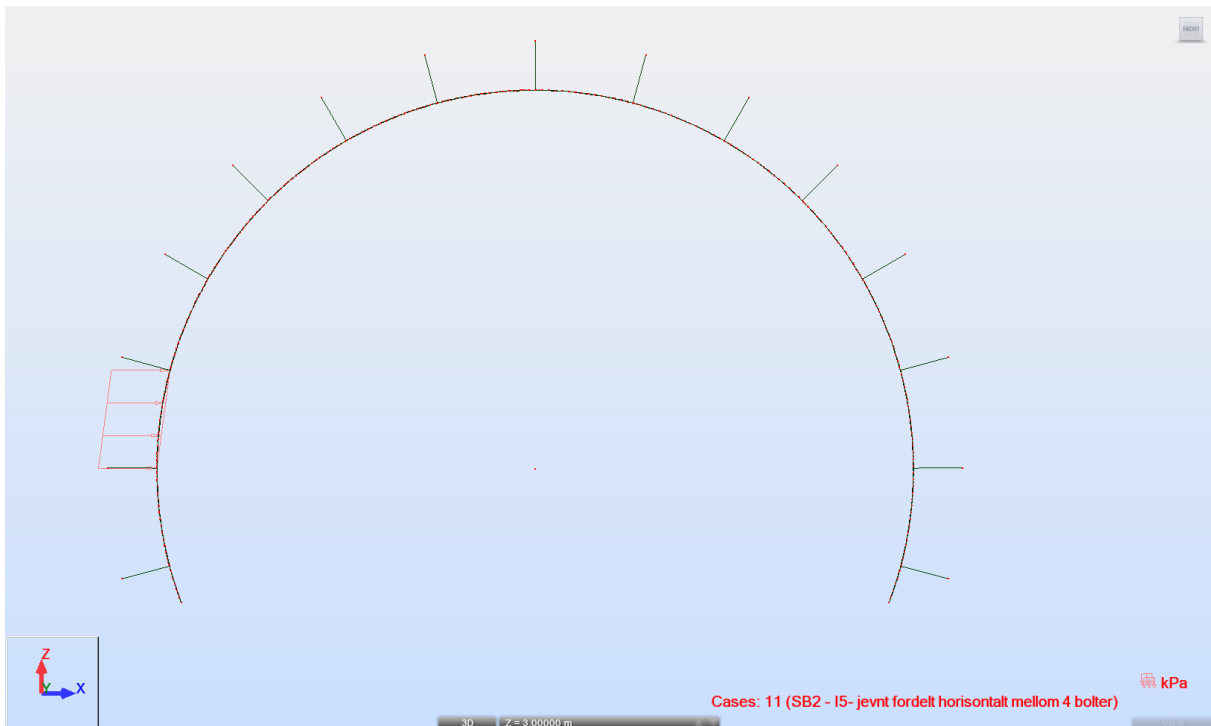
Figur 7: Last-deformasjonsforløp SB1 - node midt i mellom 4 takbolter



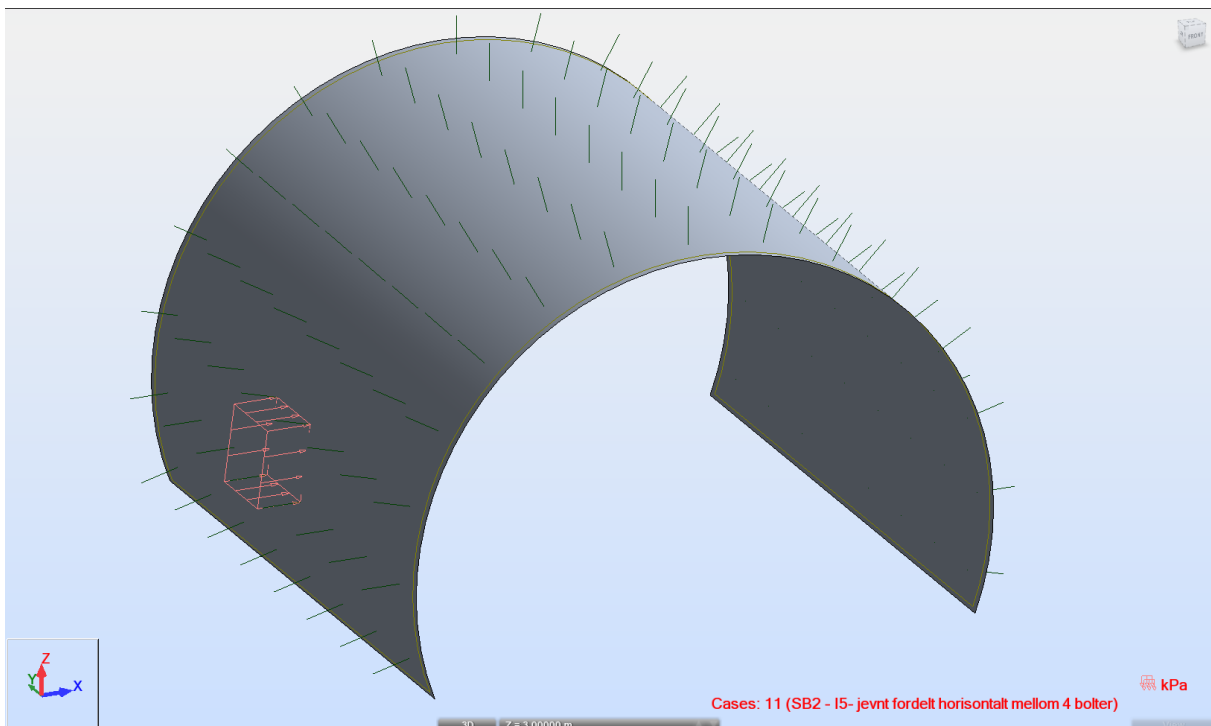
Den totale deformasjonen er i dette tilfellet i vertikal retning.

4.1.2 Lastsituasjon SB2 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter horisontalt

Last er påført mellom 4 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

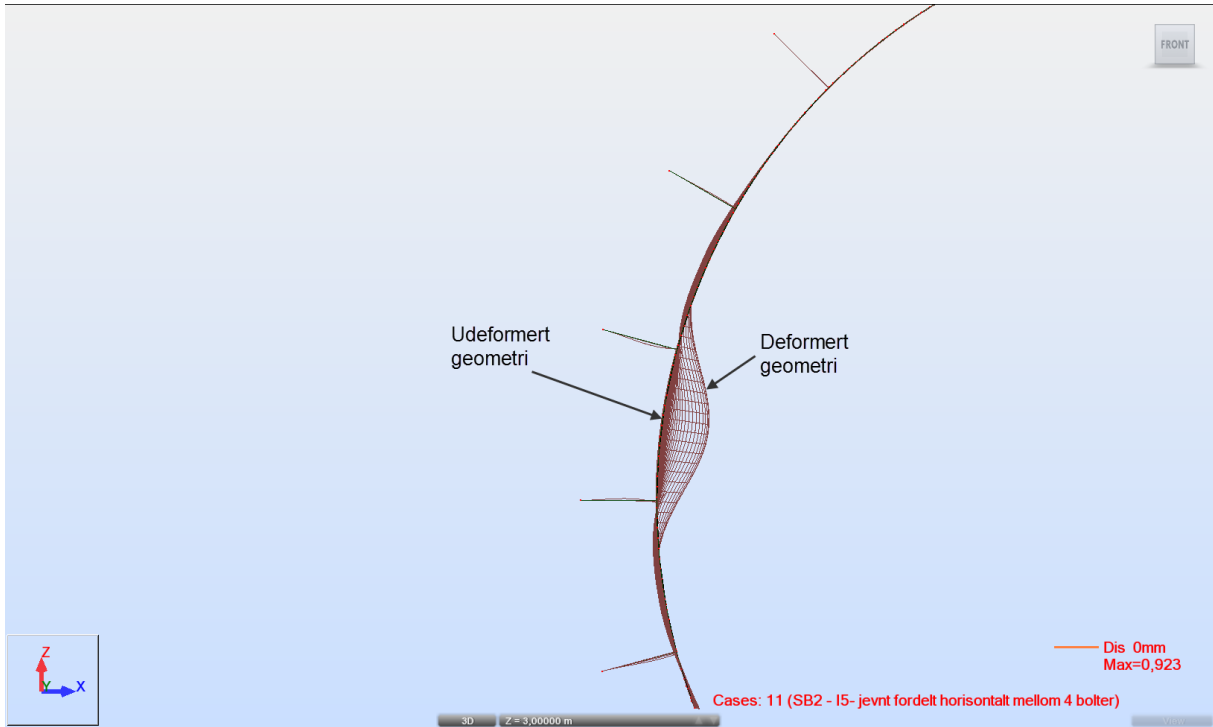


Figur 8: Lastsituasjon SB2 - sett i snitt



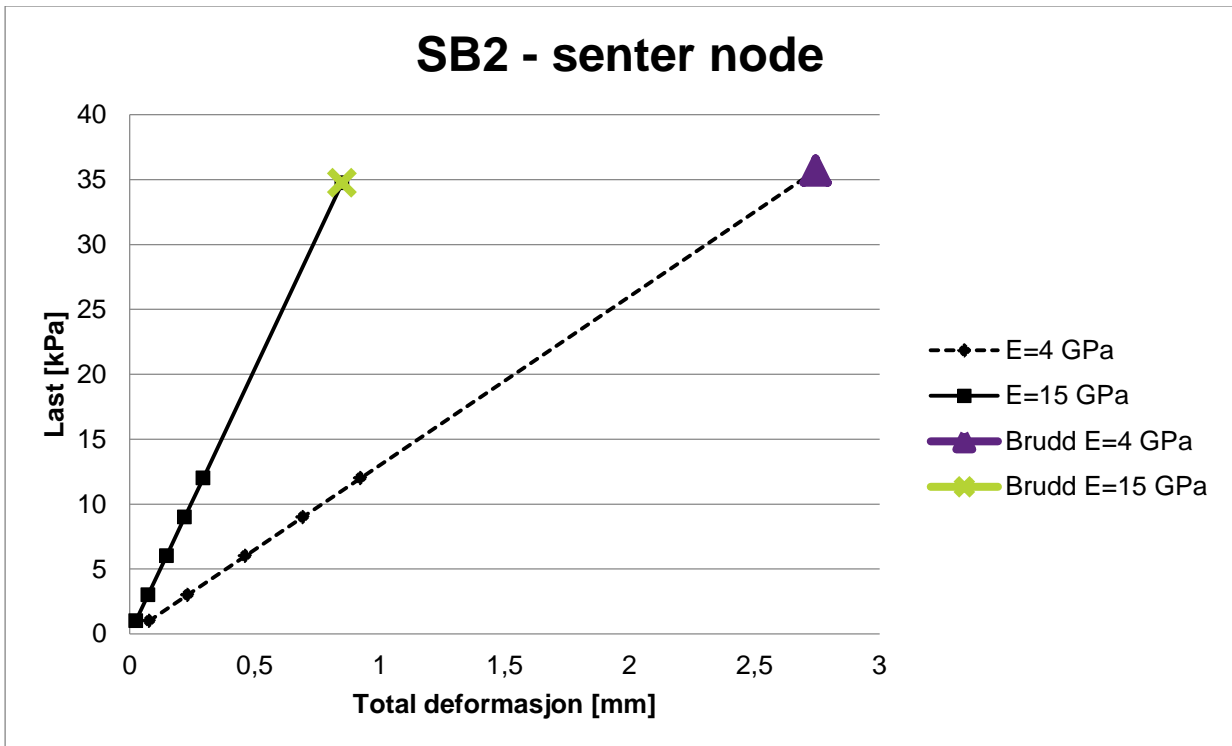
Figur 9: Lastsituasjon SB2 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



Figur 10: Deformasjonsmønster SB2

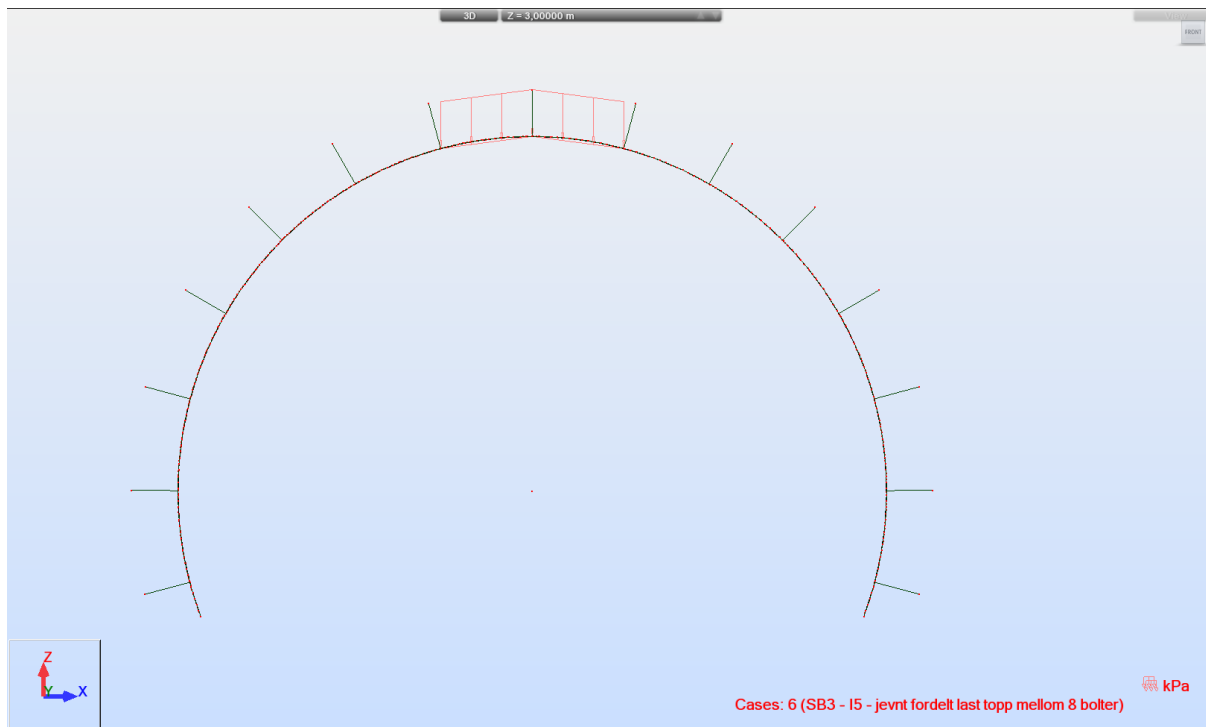
Last-deformasjonsforløp



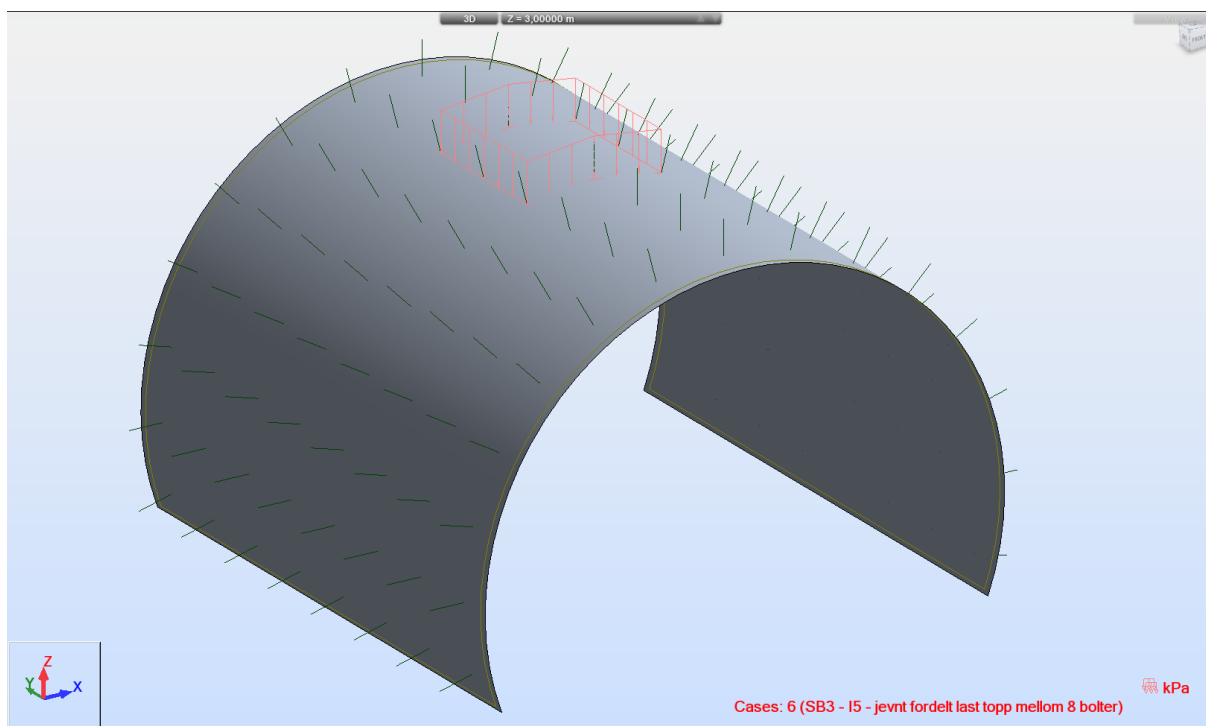
Figur 11: Last-deformasjonsforløp SB2 - node mellom 4 bolter ved påført last

4.1.3 Lastsituasjon SB3 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – vertikalt mellom 8 bolter

Last er påført mellom 8 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

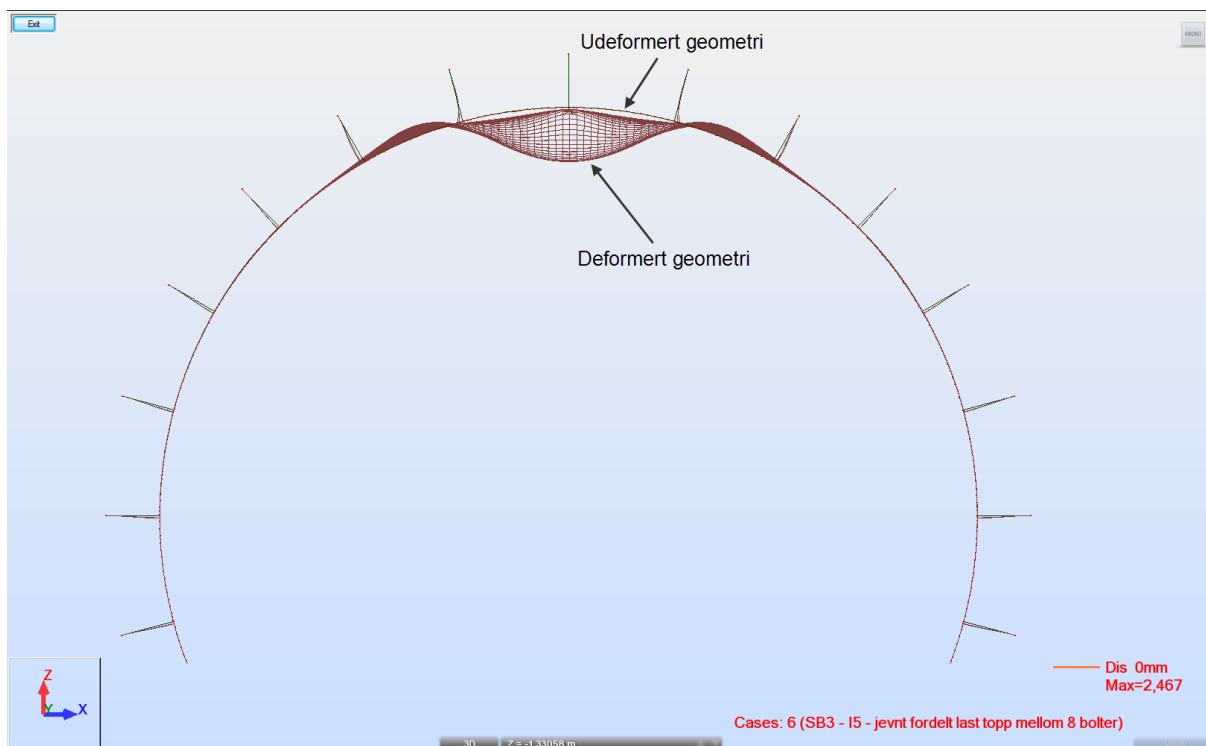


Figur 12: Lastsituasjon SB3 - sett i snitt

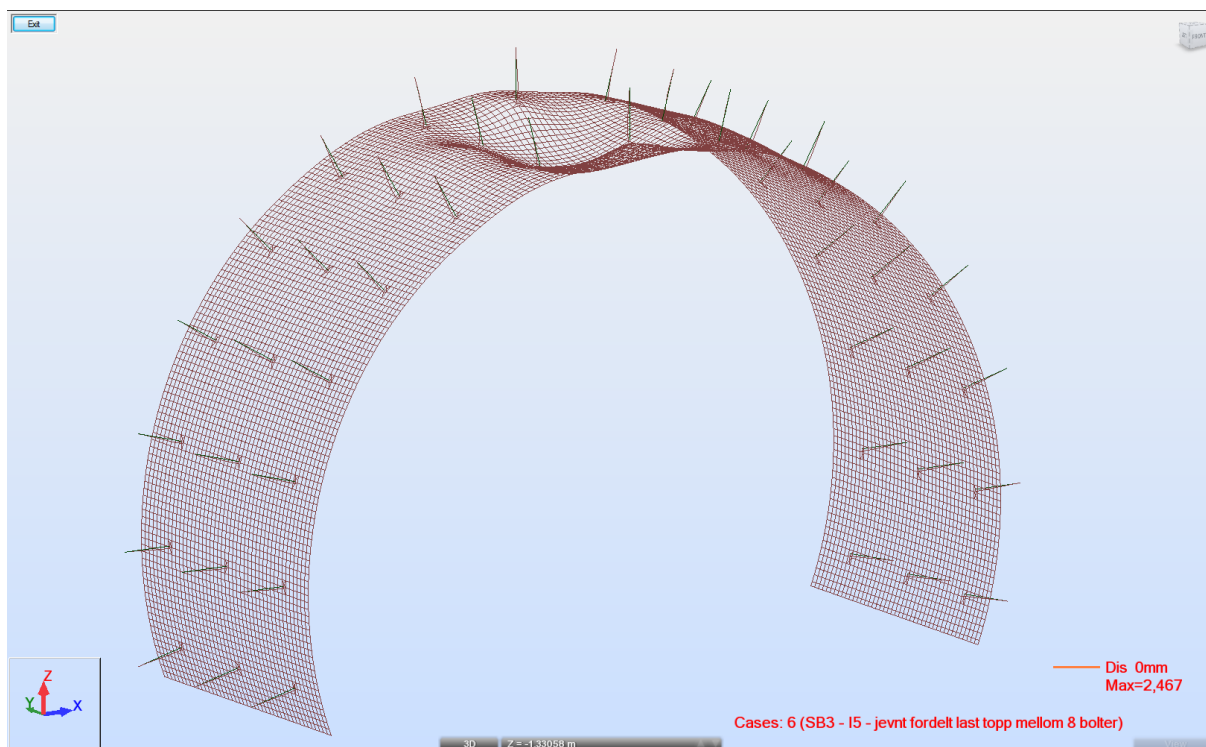


Figur 13: Lastsituasjon SB3 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster

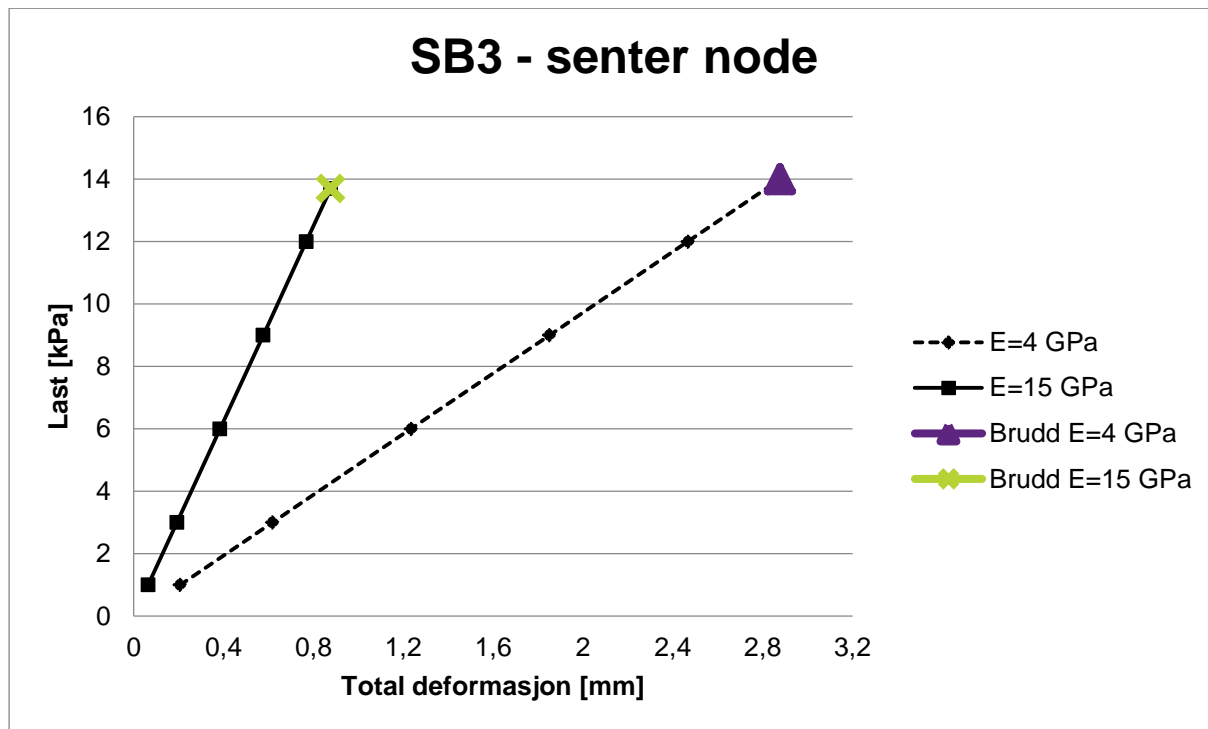


Figur 14: Deformasjonsmønster SB3 - sett i snitt



Figur 15: Deformasjonsmønster SB3 - sett i perspektiv på et utdrag av modellen

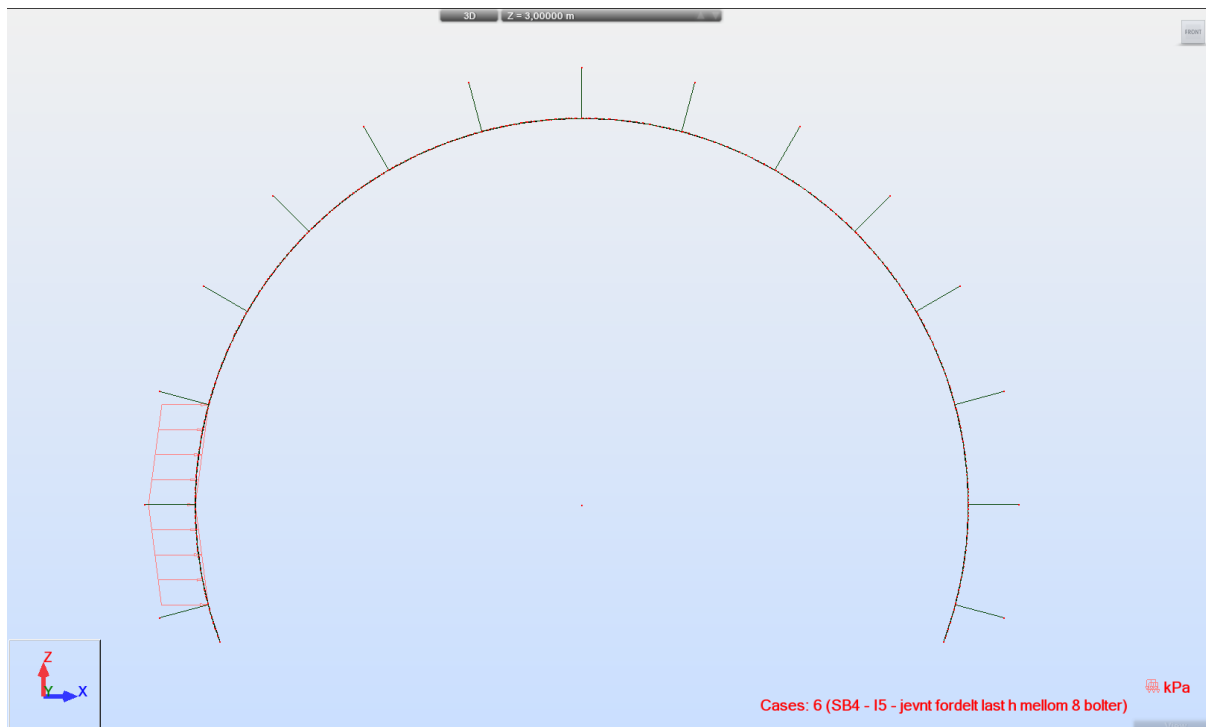
Last-deformasjonsforløp



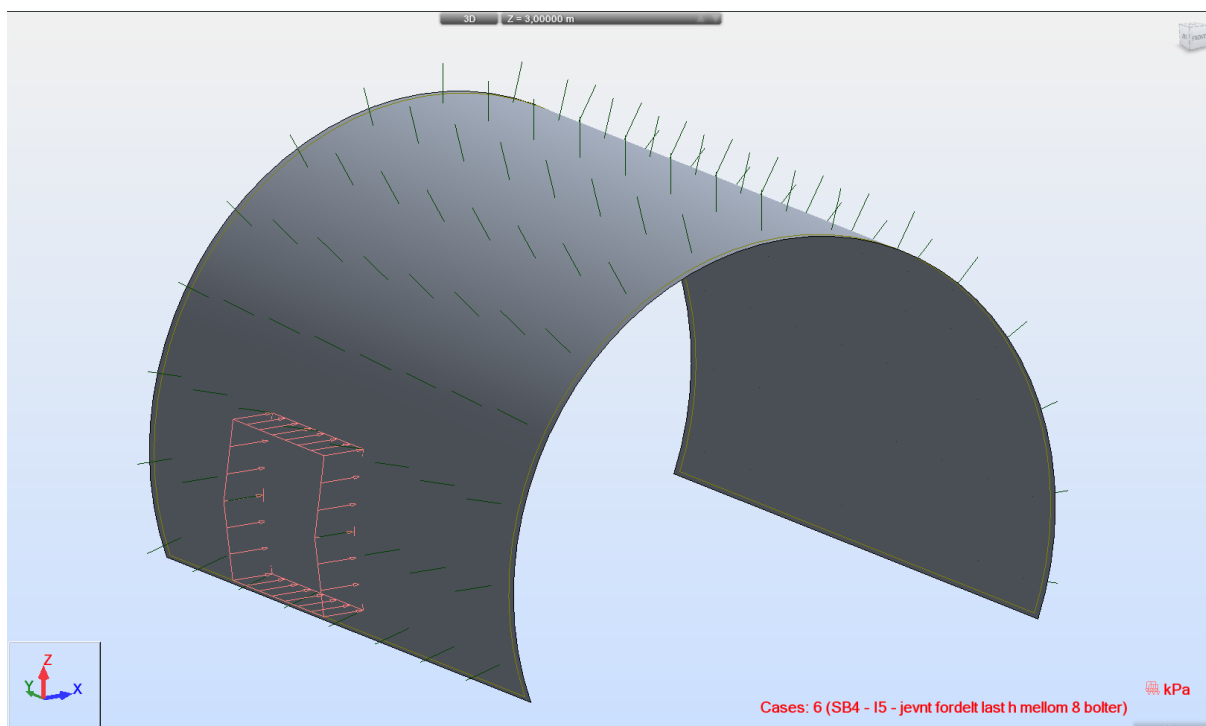
Figur 16: Last-deformasjonsforløp SB3 - node mellom 8 bolter ved påført last

4.1.4 Lastsituasjon SB4 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – horisontalt mellom 8 bolter

Last er påført mellom 8 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

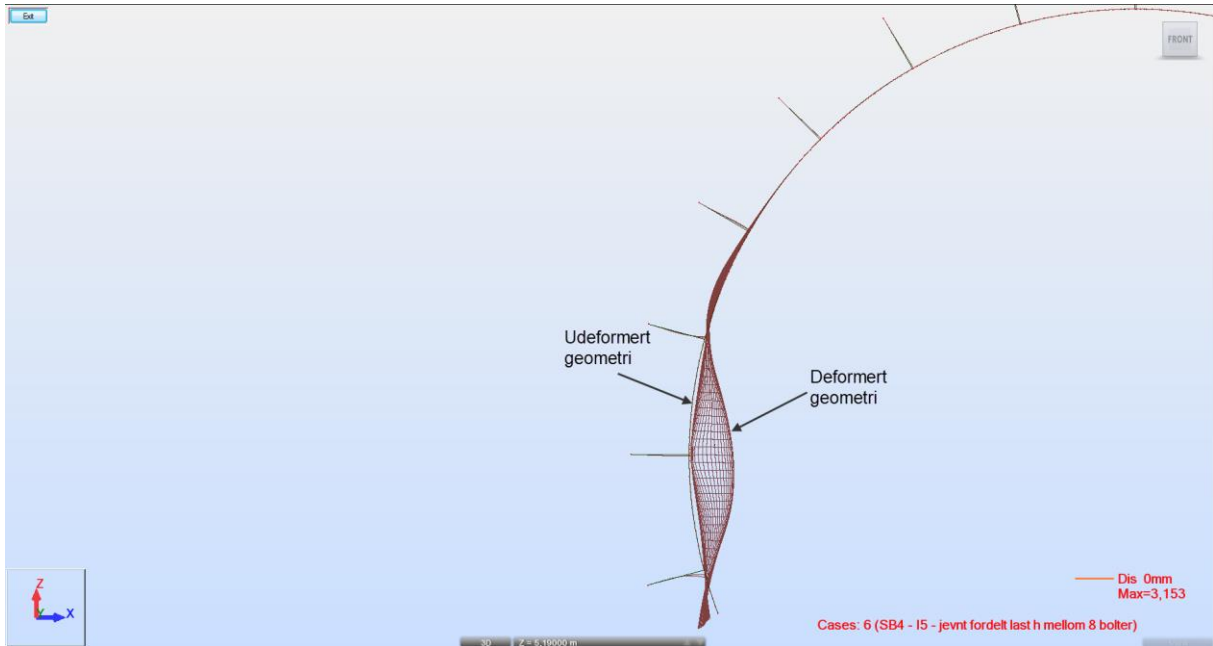


Figur 17: Lastsituasjon SB4 - sett i snitt



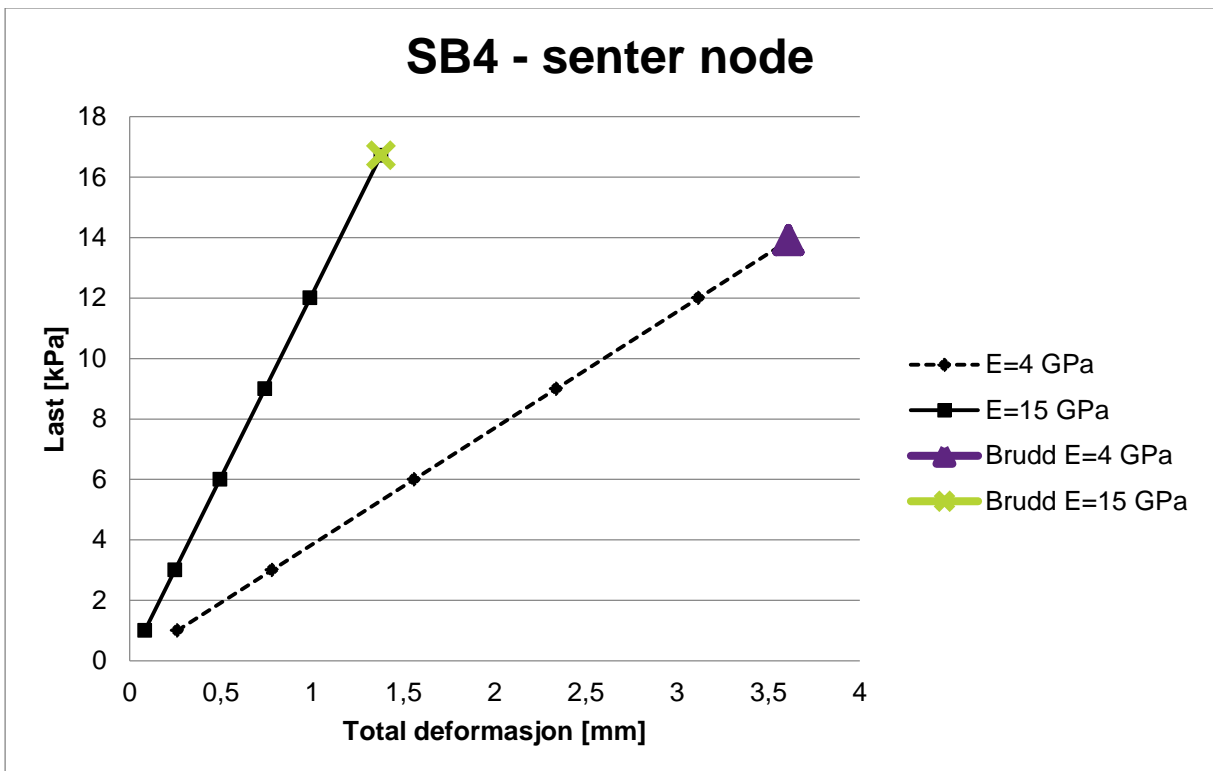
Figur 18: Lastsituasjon SB4 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



Figur 19. Deformasjonsmønster SB4

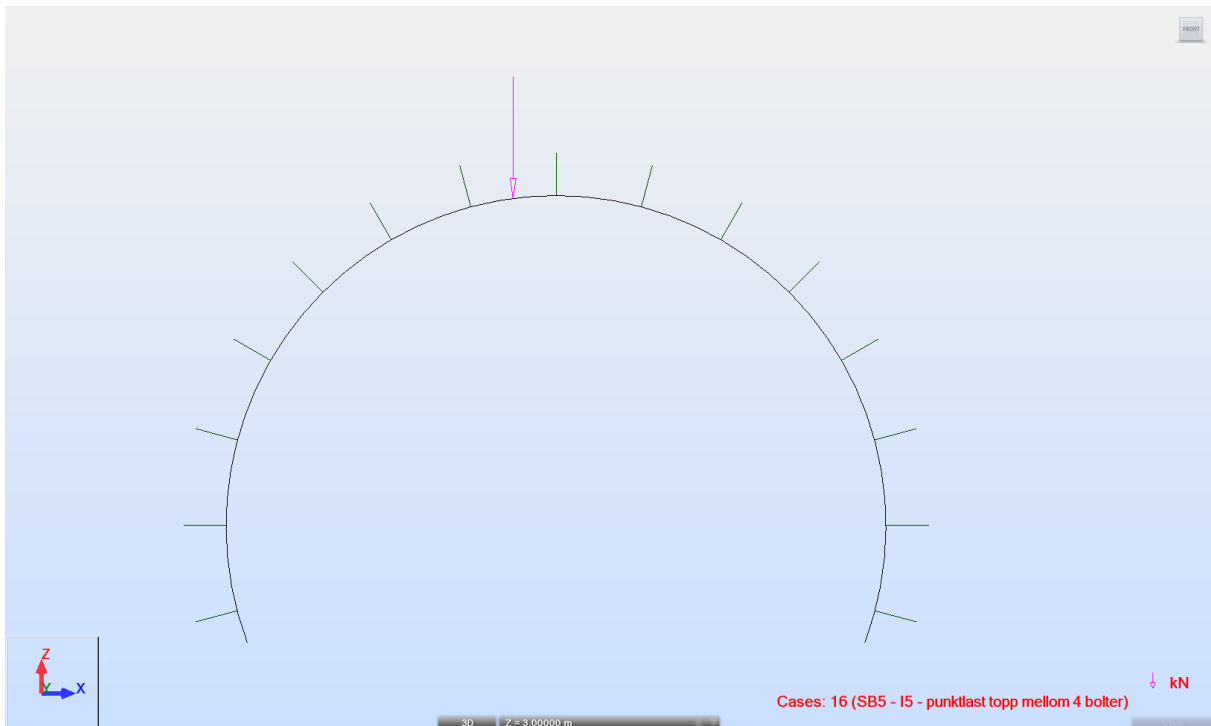
Last-deformasjonsforløp



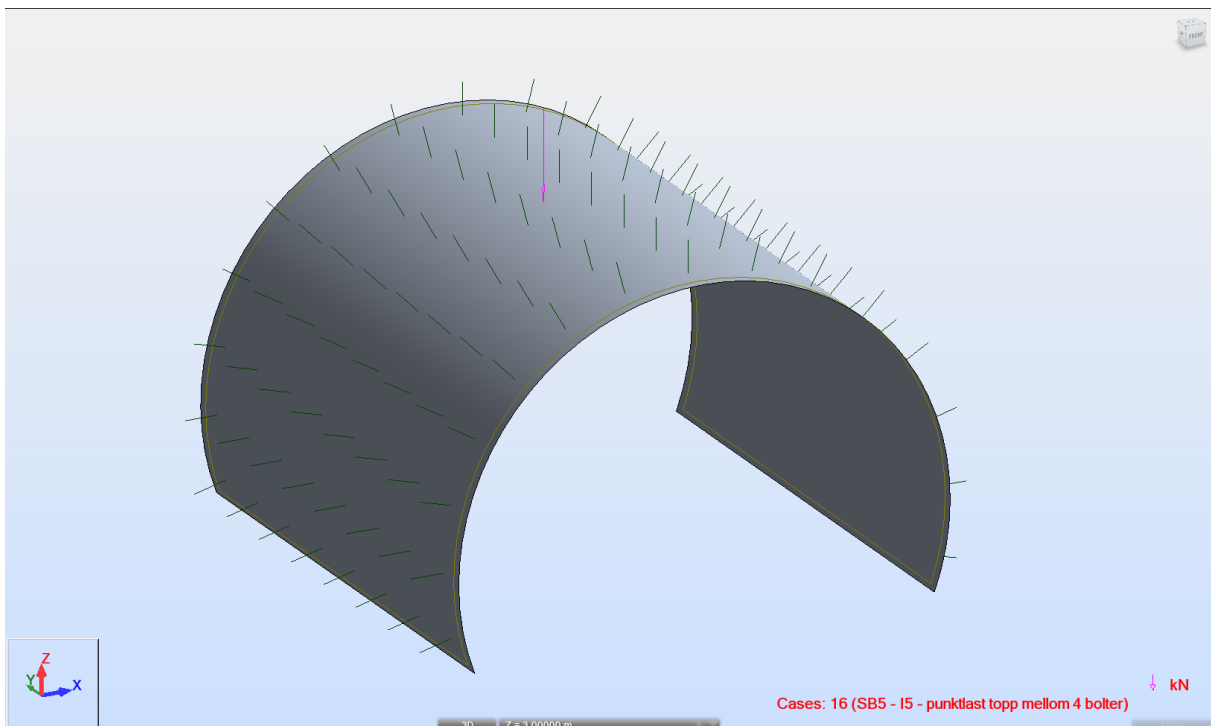
Figur 20: Last-deformasjonsforløp SB4 - node midt mellom 8 bolter ved påført last

4.1.5 Lastsituasjon SB5 – Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter

Last er påført mellom 4 bolter, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

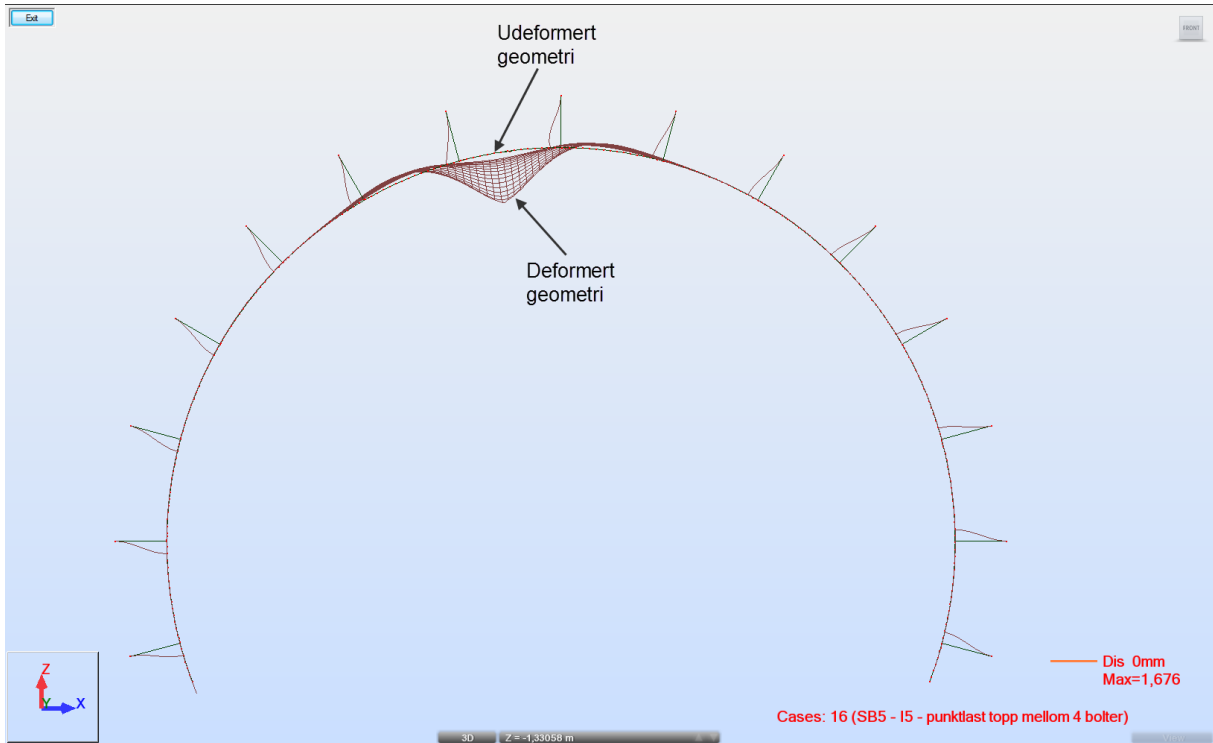


Figur 21: Lastsituasjon SB5 - sett i snitt



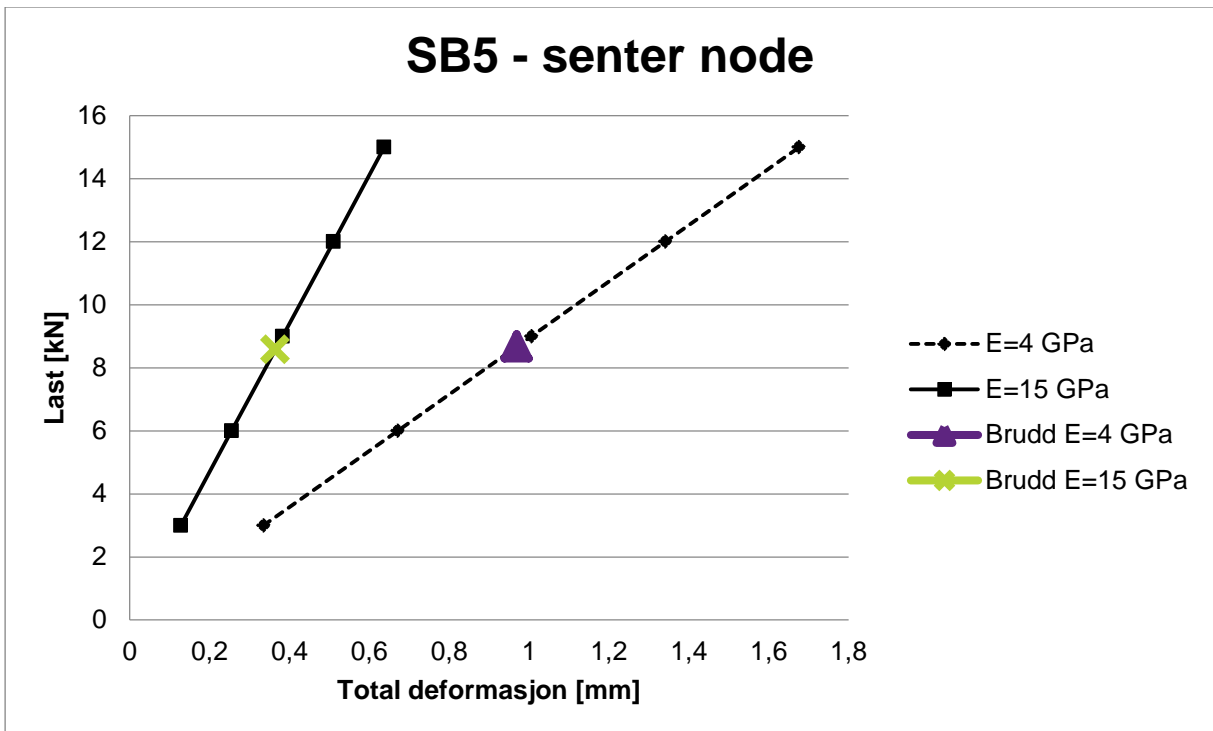
Figur 22: Lastsituasjon SB5 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



Figur 23. Deformasjonsmønster SB5

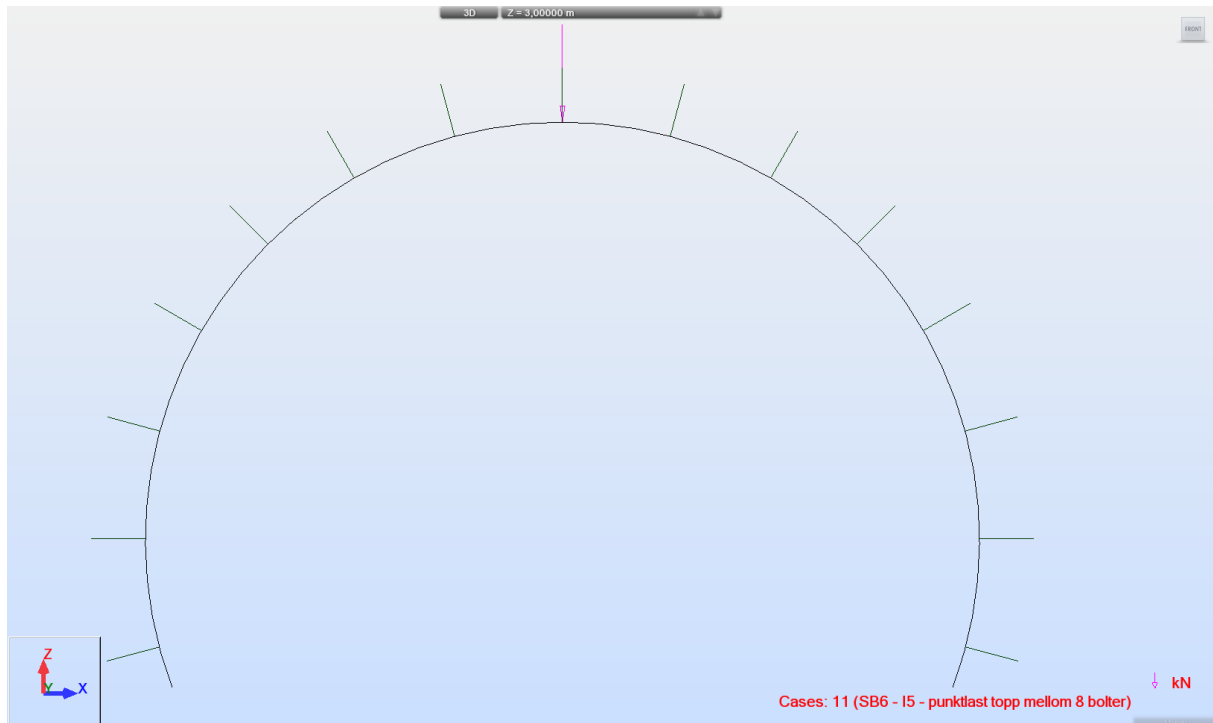
Last-deformasjonsforløp



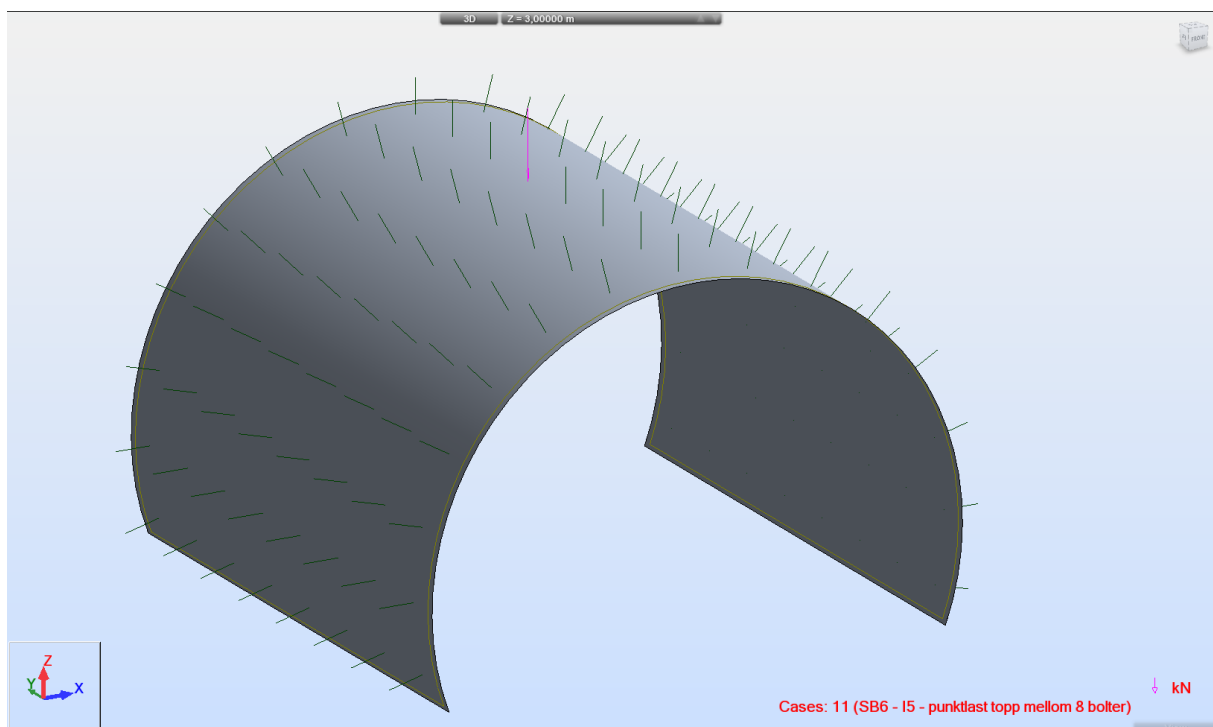
Figur 24: Last-deformasjonsforløp SB5 - node midt mellom 8 bolter ved påført last

4.1.6 Lastsituasjon SB6 – Bortfall av én bolt: Punktlast – vertikalt mellom 8 bolter

Last er påført mellom 4 bolter, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

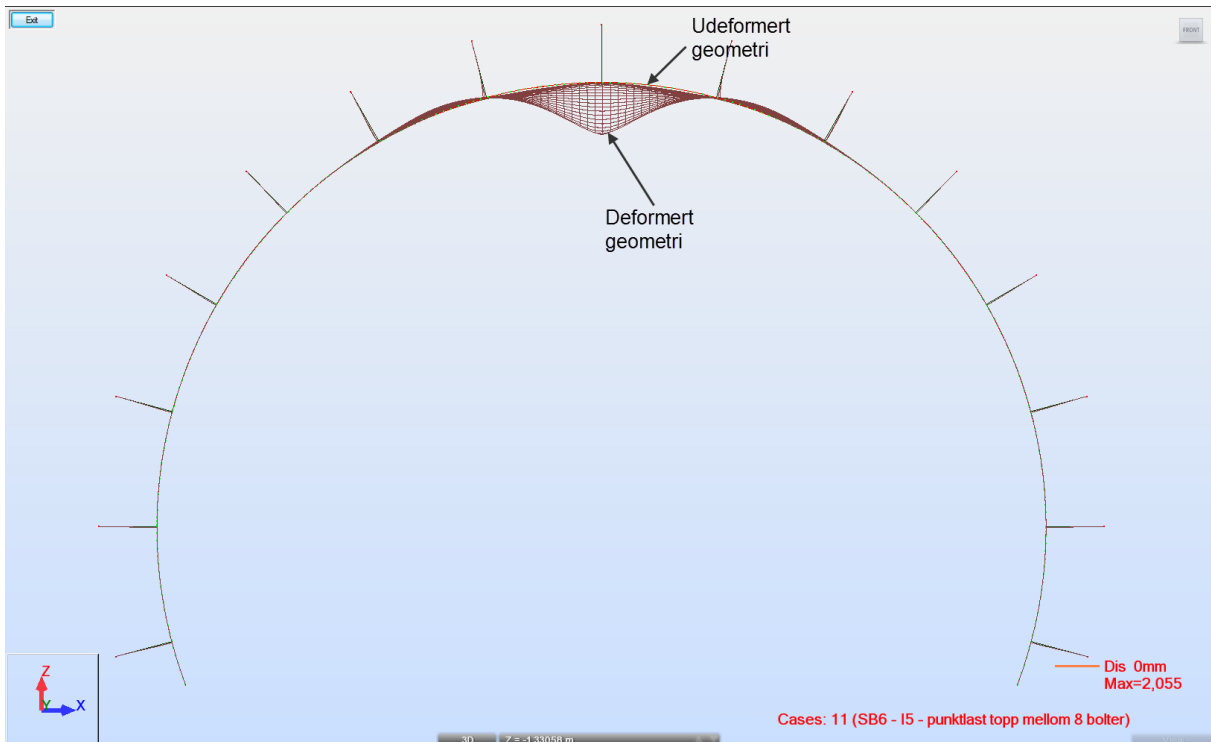


Figur 25: Lastsituasjon SB6 - sett i snitt



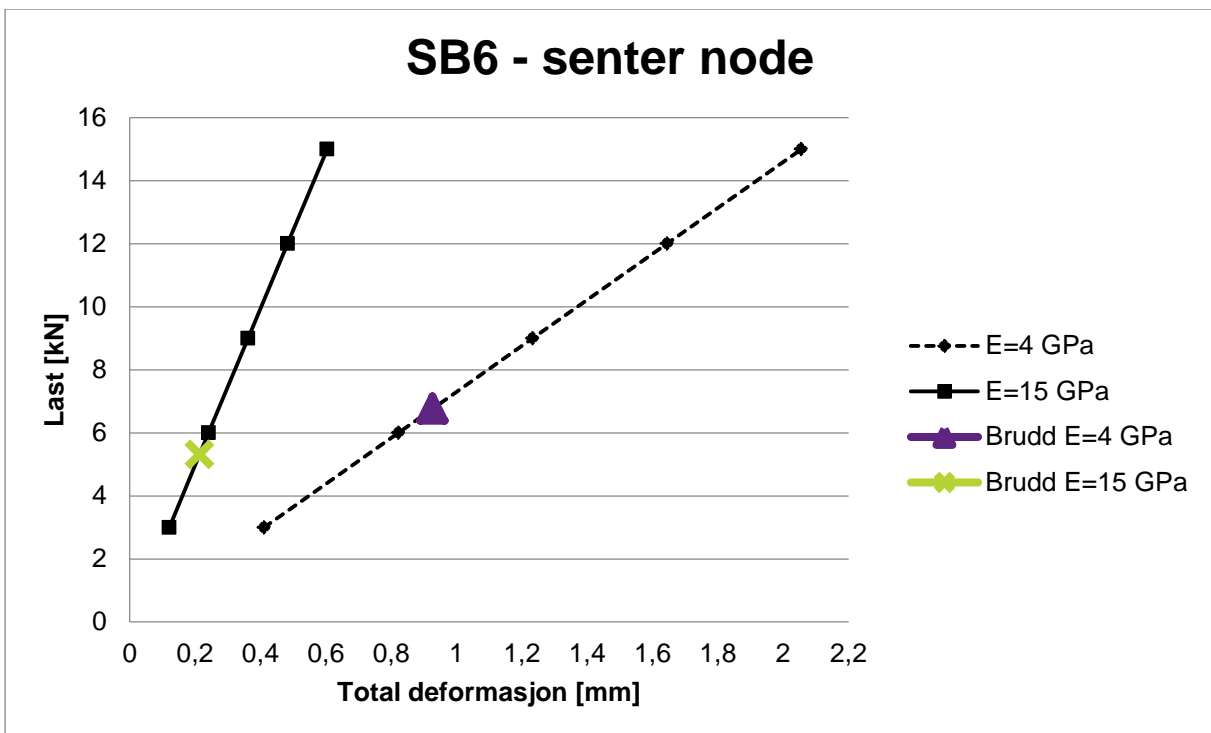
Figur 26: Lastsituasjon SB6 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



Figur 27: Deformasjonsmønster SB6

Last-deformasjonsforløp



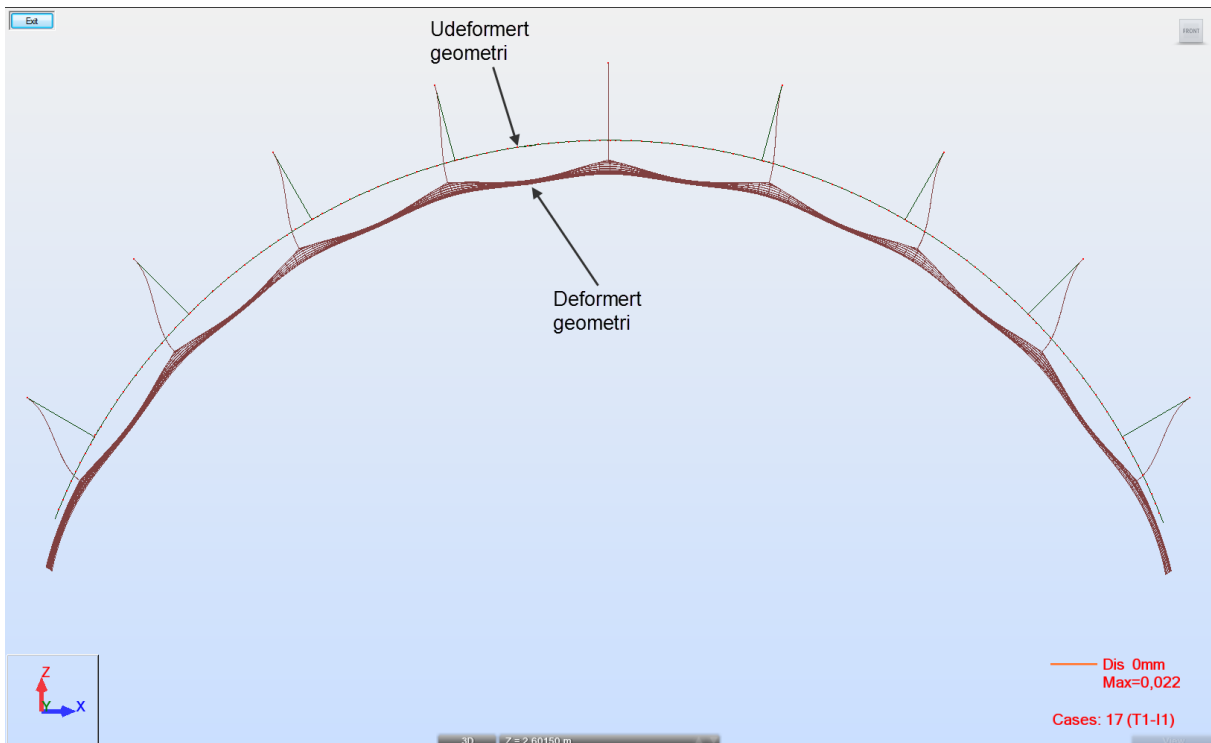
Figur 28: Last-deformasjonsforløp SB6 - node rett under påført last

4.1.7 Lastsituasjon T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkside

Temperaturdifferanse på +20 grader celsius er påført over tykkelsen til tverrsnittet.

Node	E = 4 GPa		E = 15 GPa	
	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]
Senter node SB1	0.012	25.1	0.016	94.3
Senter node SB2	0.042	25.8	0.030	95.7
Senter node SB3	0.03	27.0	0.031	101.5
Senter node SB4	0.138	23.8	0.173	86.9
Senter node SB5	0.012	25.1	0.016	94.3
Senter node SB6	0.03	27.0	0.031	101.5

Det observeres at temperatur har liten påvirkning på deformasjoner. Men temperatur påvirker opptredende snittkrefter (moment), og denne øker tilnærmet proporsjonalt med E-modul. Med andre ord så vil beregningsmodellen gå fortere til brudd hvis bidrag ifra temperatur blir inkludert sammen med nedfall/ras laster.



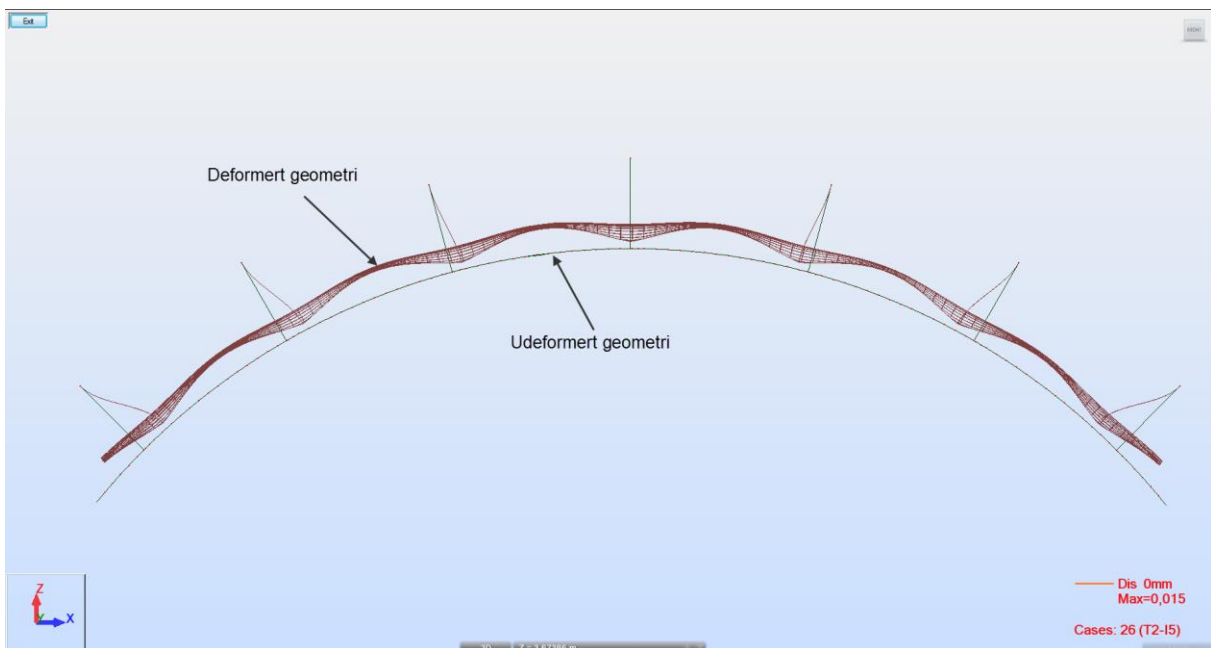
Figur 29: Deformasjonsmønster T1 - øvre del av tunnelhvelv. Ingen bortfall av bolter. Observerer at temperaturforskjellen medfører at tunneltverrsnittet trekker seg innover trafikkkrommet

4.1.8 Lastsituasjon T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside

Temperaturdifferanse på -17 grader celsius er påført over tykkelsen til tverrsnittet.

Node	E = 4 GPa		E = 15 GPa	
	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]
Senter node SB1	0.01	21.4	0.014	79.9
Senter node SB2	0.036	21.8	0.026	81.4
Senter node SB3	0.026	22.9	0.027	86.0
Senter node SB4	0.117	20.2	0.147	73.8
Senter node SB5	0.01	21.4	0.014	79.9
Senter node SB6	0.026	22.9	0.027	86.0

Det observeres at temperatur har liten påvirkning på deformasjoner. Men temperatur påvirker opptredende snittkrefter (moment), og denne øker tilnærmet proporsjonalt med E-modul. Med andre ord så vil beregningsmodellen gå fortere til brudd hvis bidrag ifra temperatur blir inkludert sammen med nedfall/ras laster.

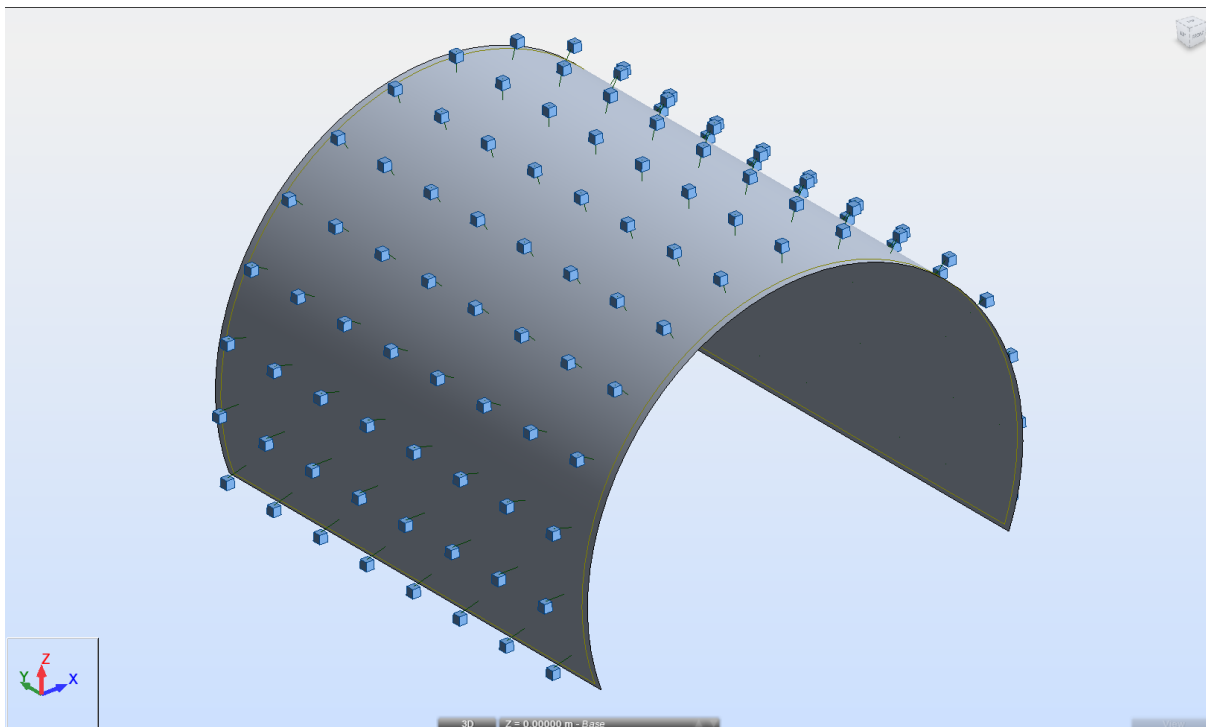


Figur 30: Deformasjonsmønster T2 - øvre del av tunnelhvelv. Ingen bortfall av bolter. Observerer at temperaturforskjellen medfører at tunneltverrsnittet trekker seg inn mot fjellsiden

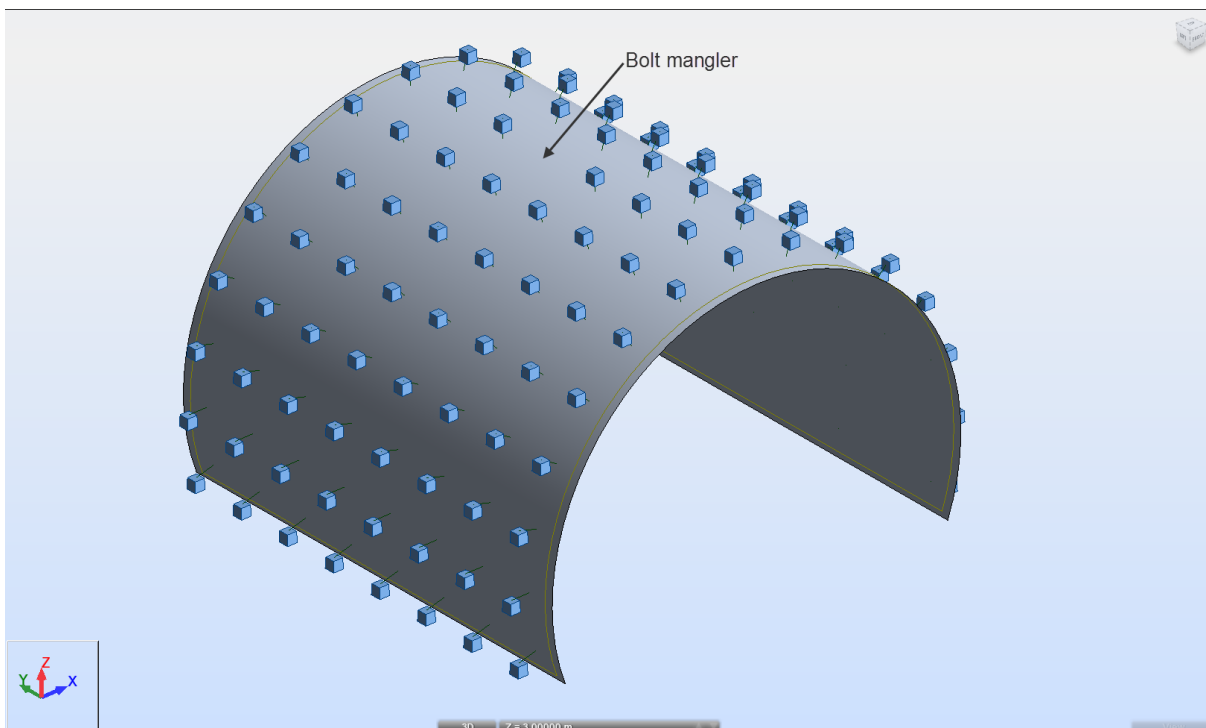
4.2 Sprøytebetonghvelv T8.5 – stålfiberarmert

Bilder under viser beregningsmodell som benyttes i RSA. For hver av analysemodellene er det en versjon med øvre grense E-modul og en med nedre grense E-modul.

B03

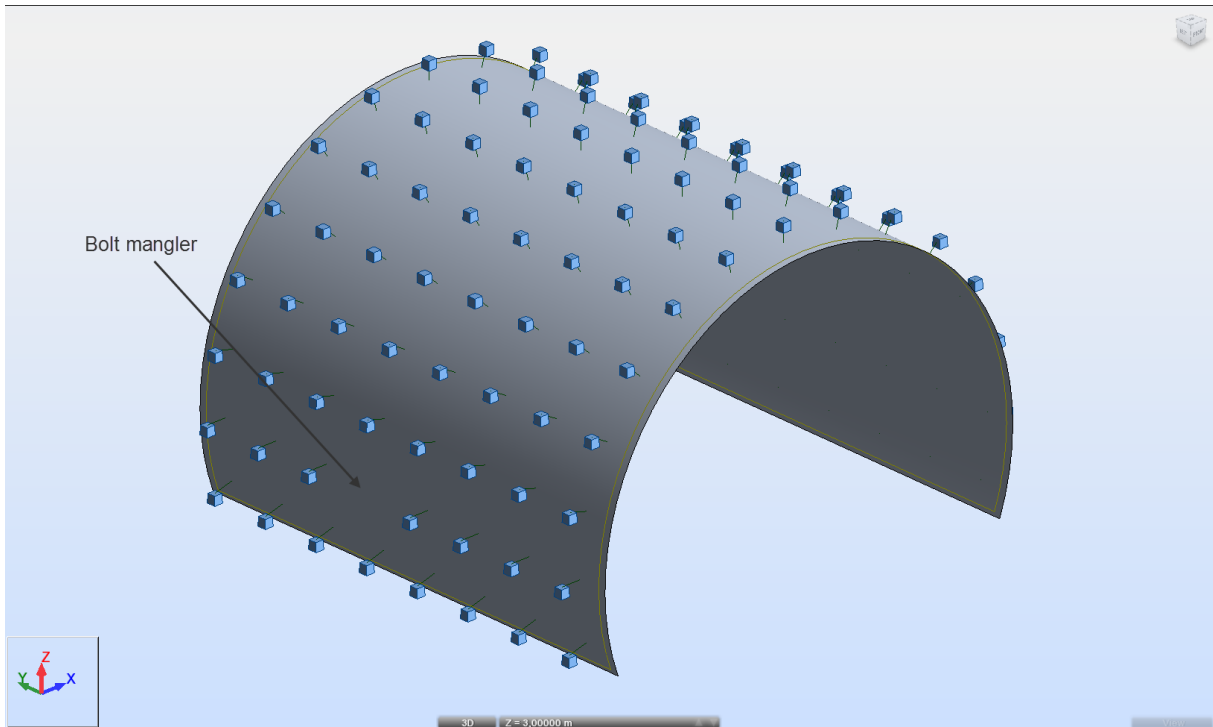


Figur 31: Beregningsmodell stålfiberarmert sprøytebetong T8.5



Figur 32: Beregningsmodell stålfiberarmert sprøytebetong T8.5 – bortfall av bolt i toppen

B03

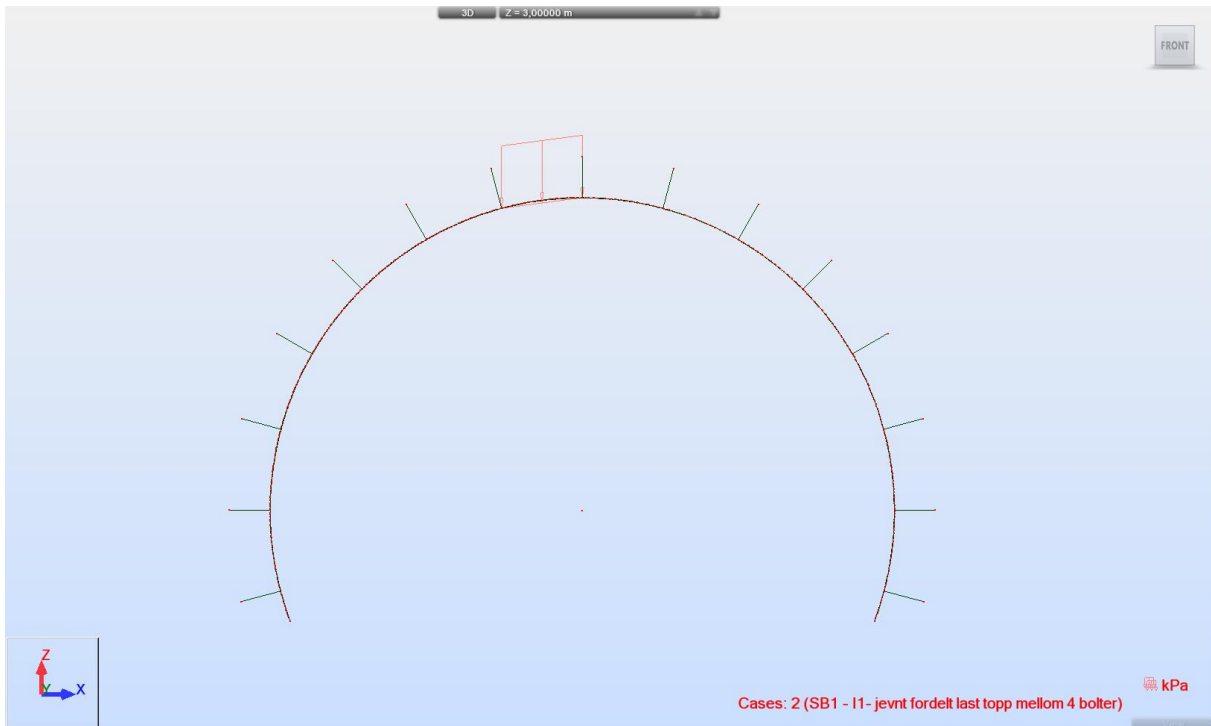


Figur 33: Beregningsmodell stålfiberarmert sprøytebetong T8.5 - bortfall av bolt på siden

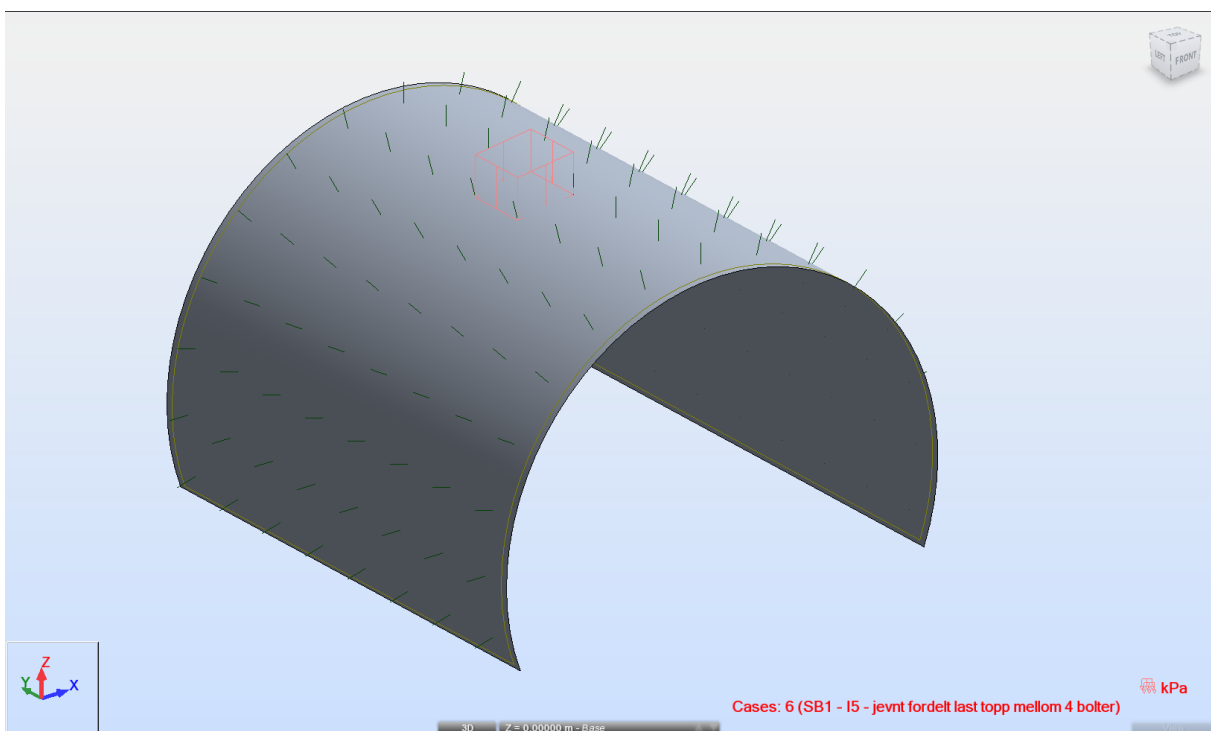
4.2.1 Lastsituasjon SB1 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter

Last er påført mellom 4 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

B03



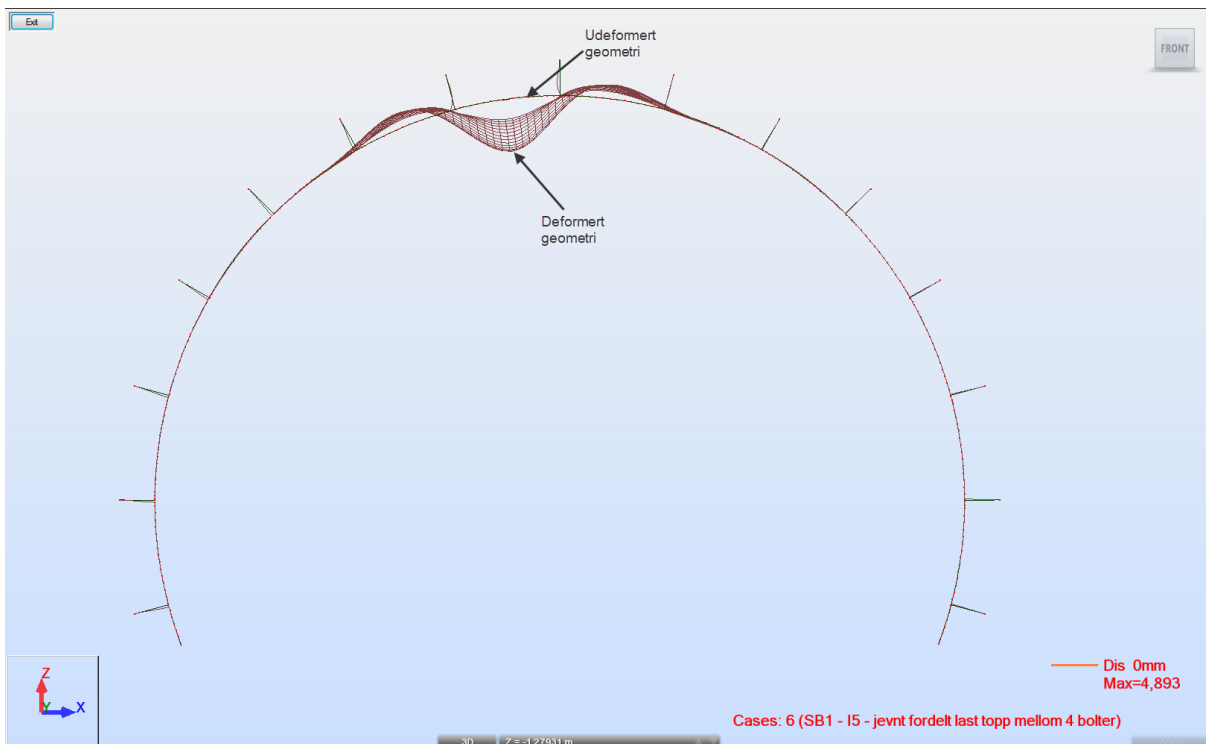
Figur 34: Lastsituasjon SB1 - sett i snitt



Figur 35: Lastsituasjon SB1 - sett i perspektiv

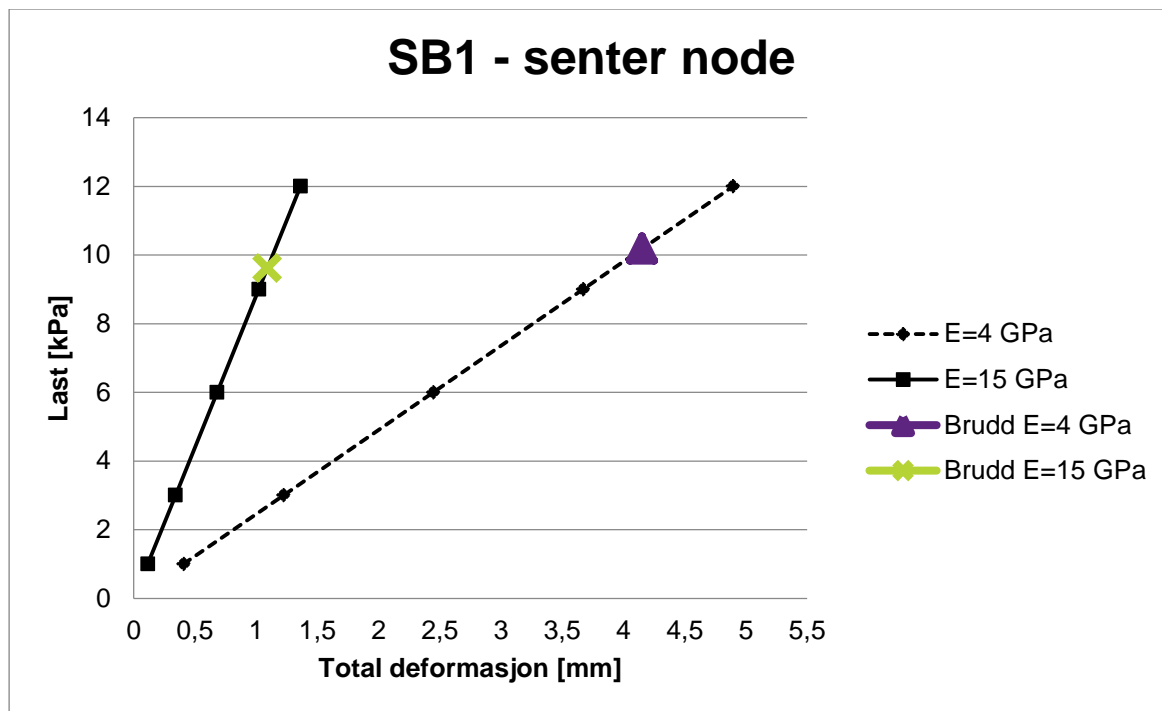
B03

Deformasjonsmønster



Figur 36: Deformasjonsmønster SB1

Last-deformasjonsforløp



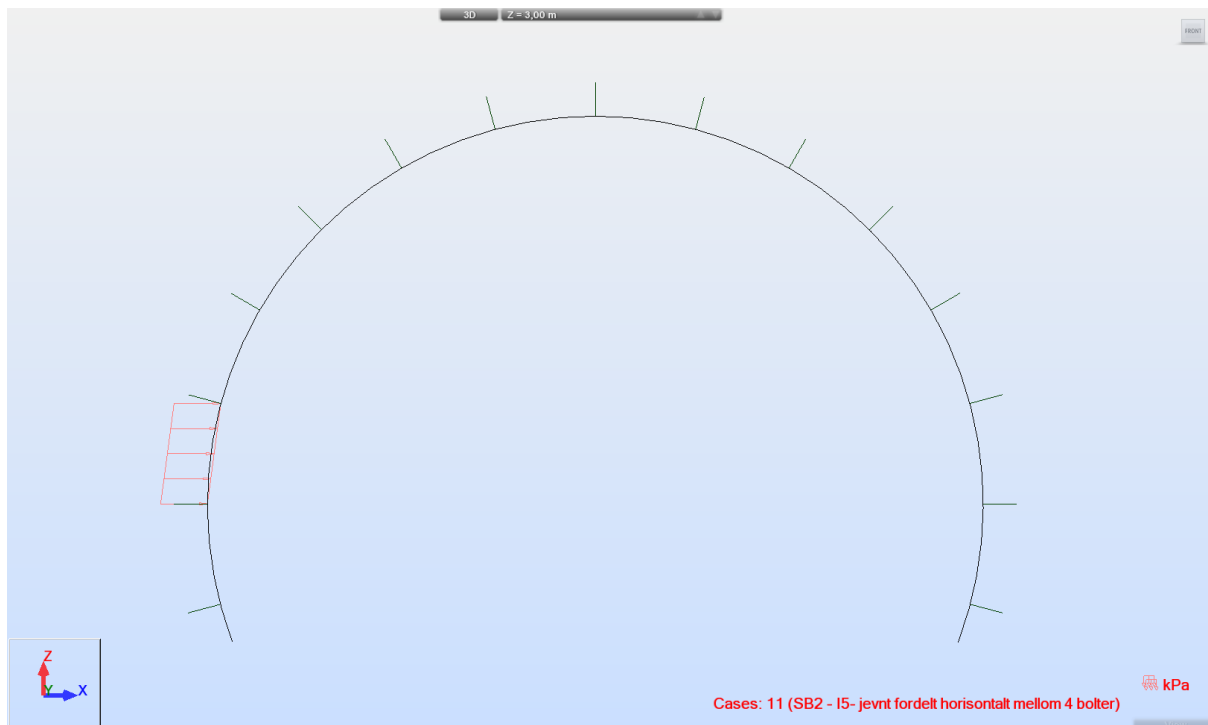
Figur 37: Last-deformasjonsforløp SB1 - node mellom 4 bolter hvor last er påført

Den totale deformasjonen er i dette tilfellet i vertikal retning.

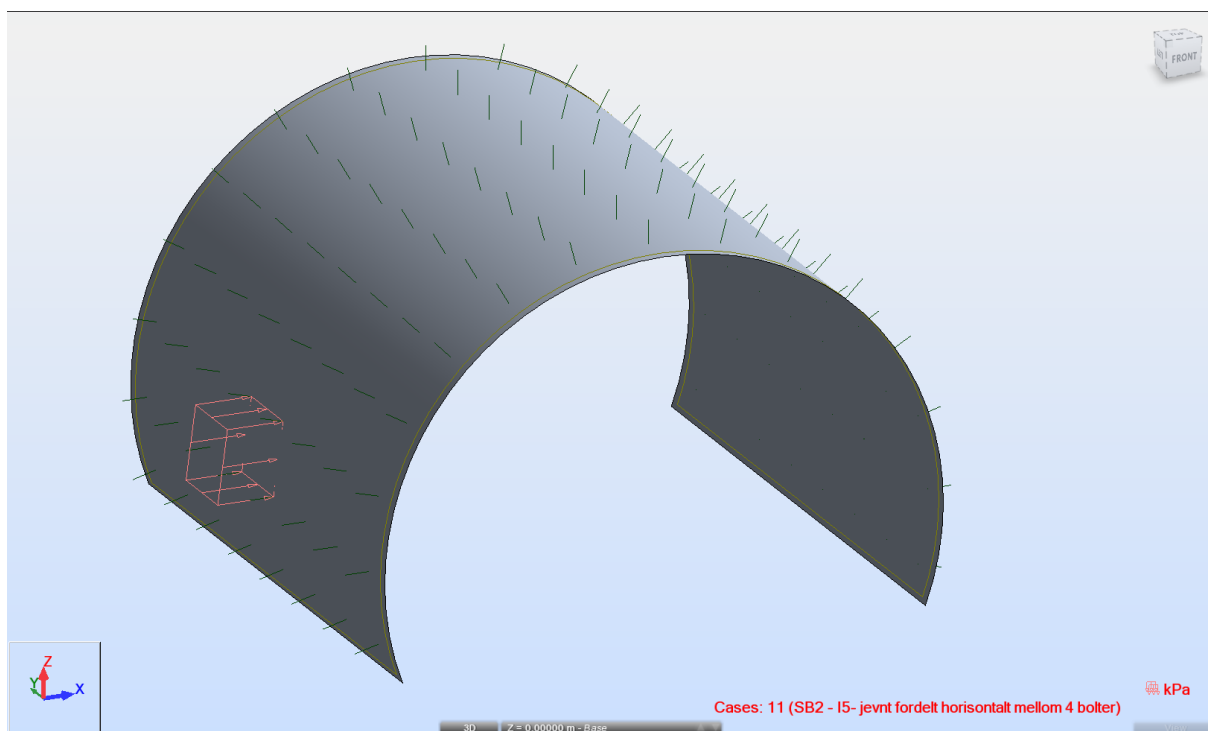
4.2.2 Lastsituasjon SB2 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter horisontalt

Last er påført mellom 4 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

B03



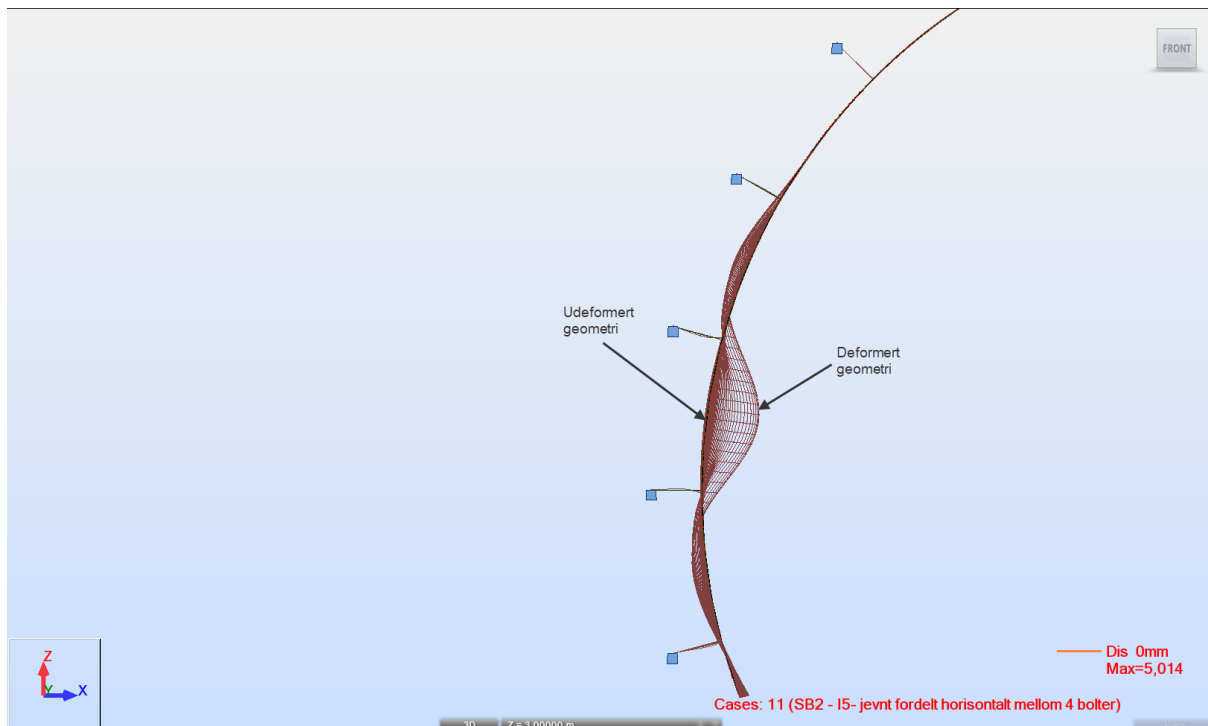
Figur 38: Lastsituasjon SB2 - sett i snitt



Figur 39: Lastsituasjon SB2 - sett i perspektiv

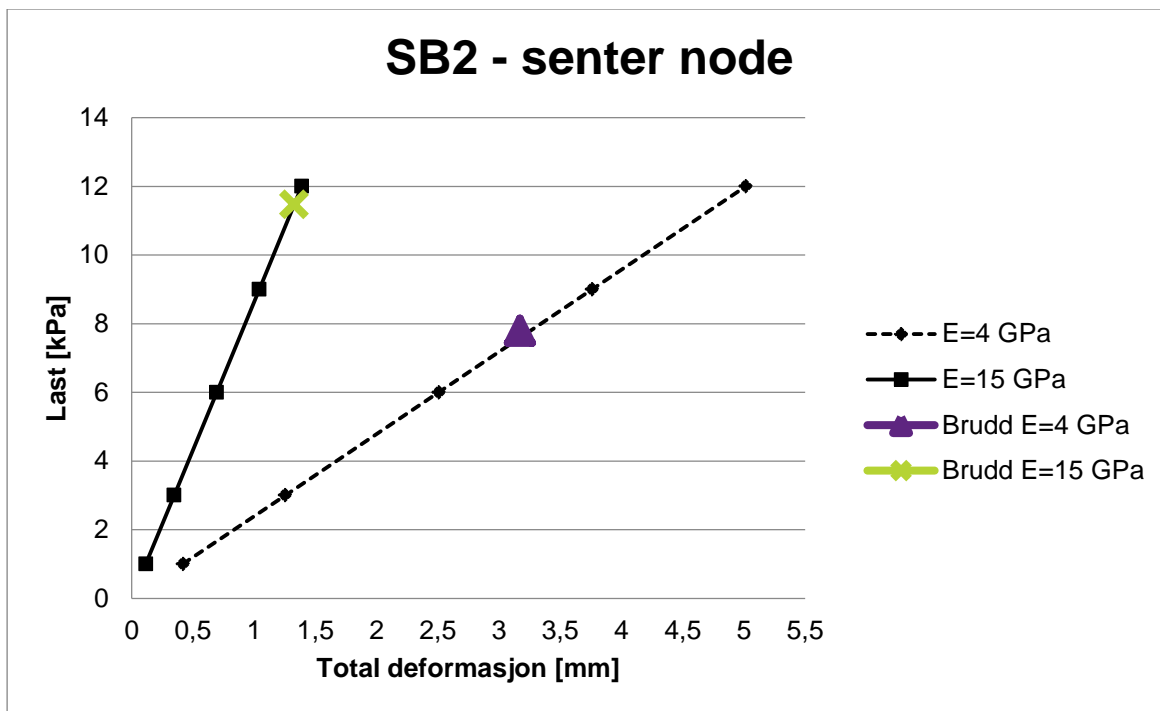
B03

Deformasjonsmønster



Figur 40: Deformasjonsmønster SB2

Last-deformasjonsforløp

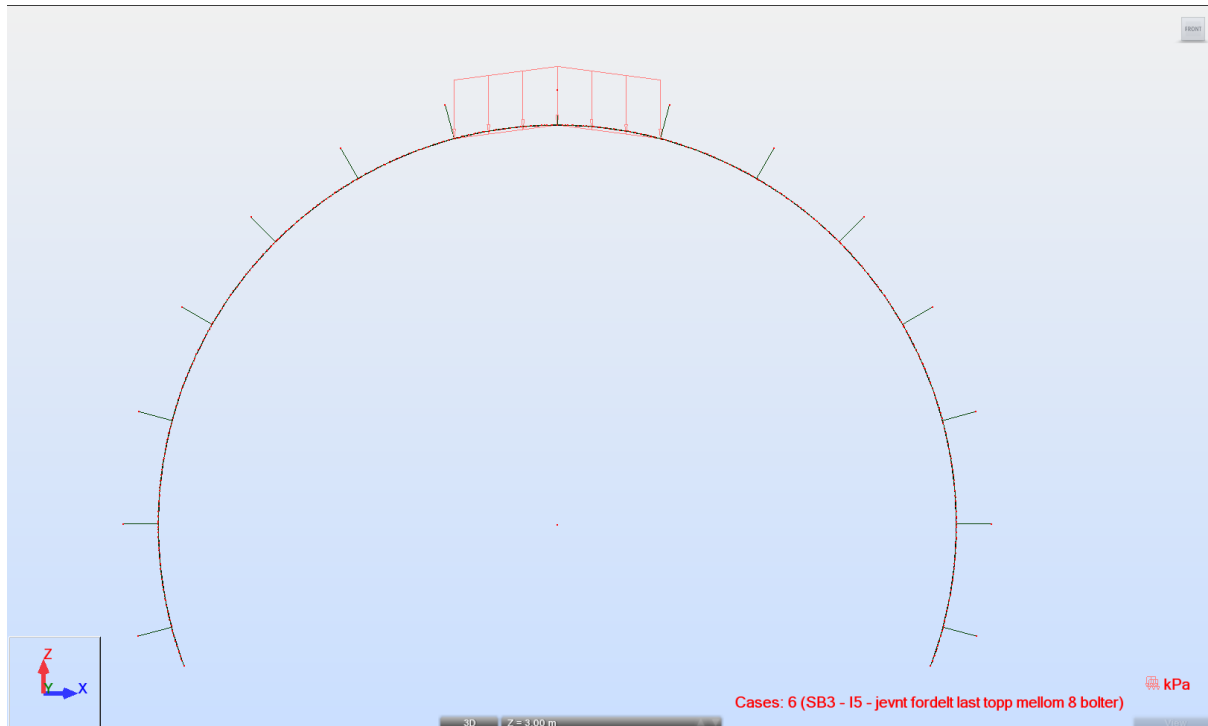


Figur 41: Last-deformasjonsforløp SB2 - node mellom 4 bolter hvor last er påført

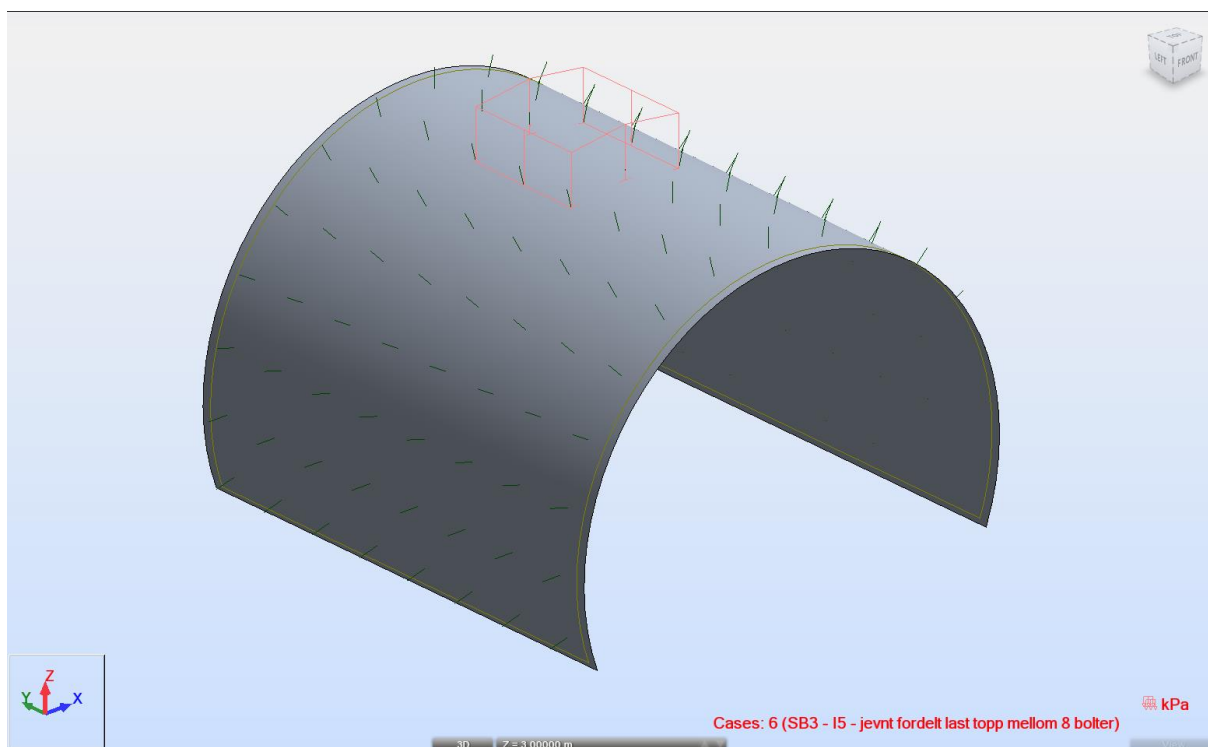
4.2.3 Lastsituasjon SB3 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – vertikalt mellom 8 bolter

Last er påført mellom 8 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

B03



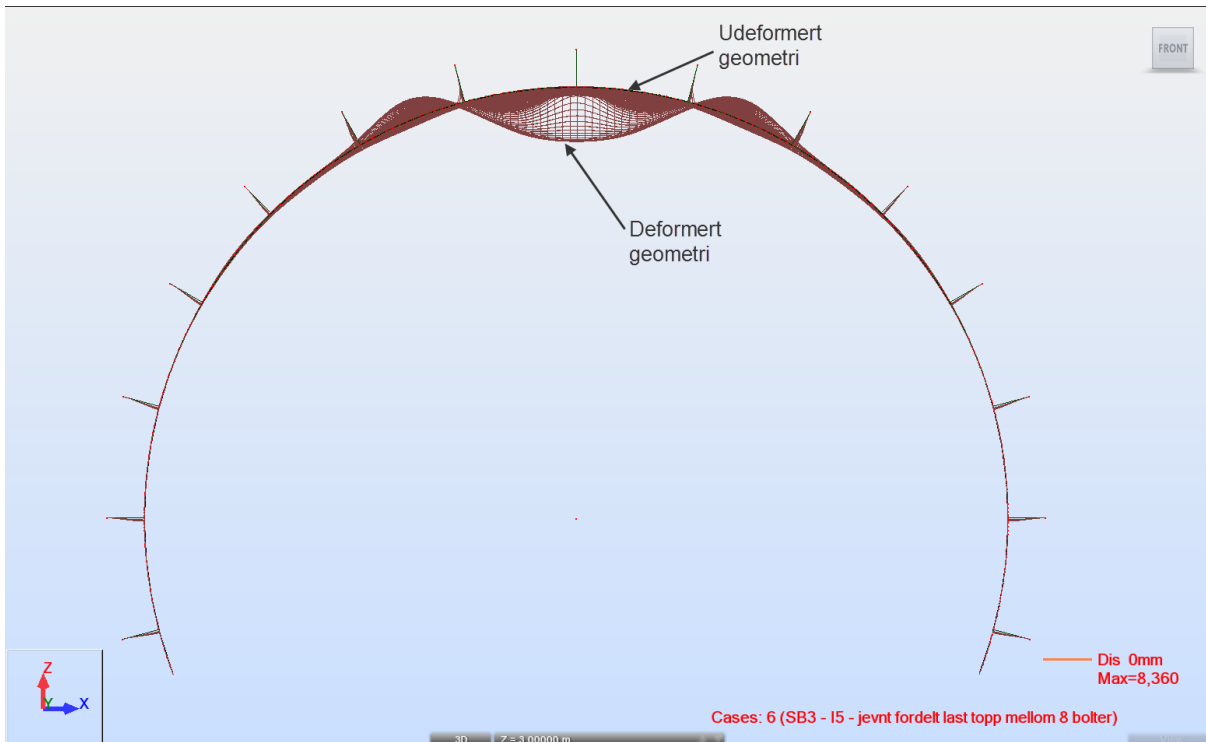
Figur 42: Lastsituasjon SB3 - sett i snitt



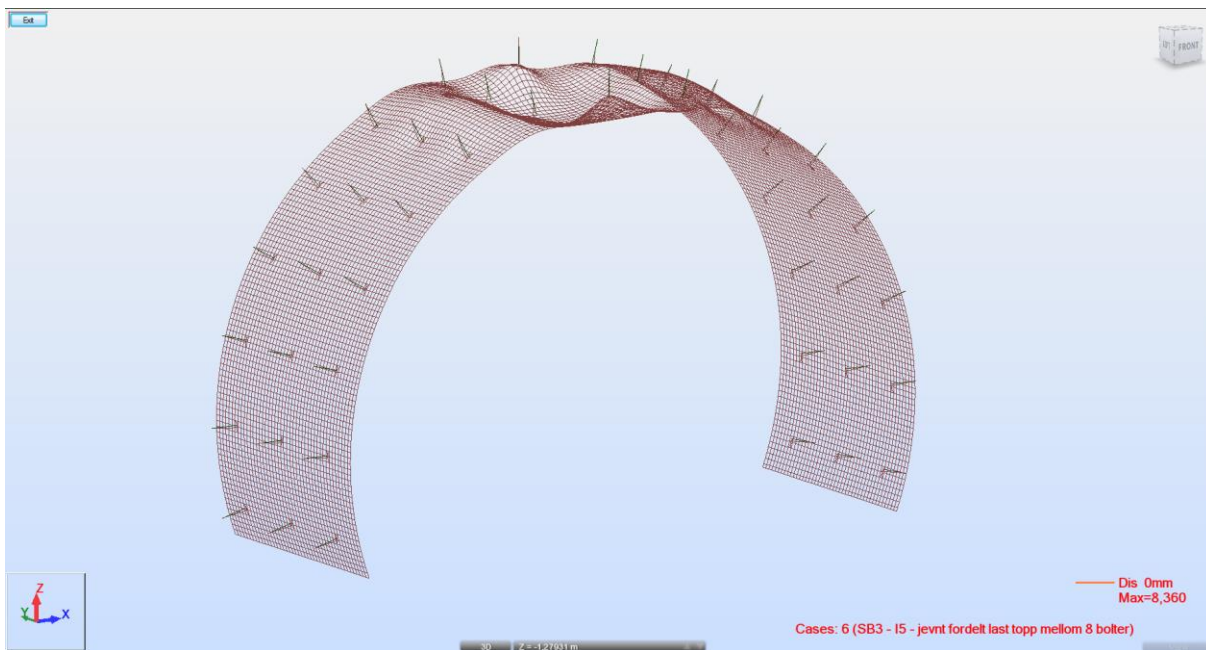
Figur 43: Lastsituasjon SB3 - sett i perspektiv

B03

Deformasjonsmønster



Figur 44: Deformasjonsmønster SB3

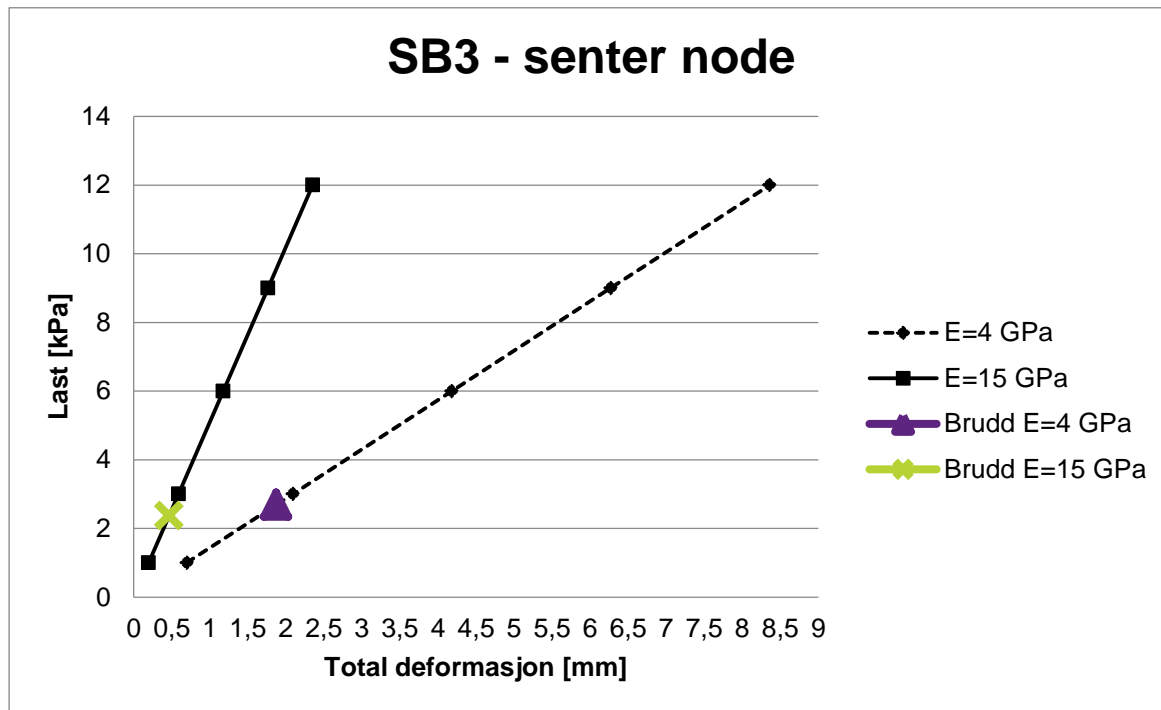


Figur 45: Deformasjonsmønster SB3 - perspektiv

B03

Last-deformasjonsforløp

Grafen under viser last-deformasjonsforløpet til noden midt i mellom de 8 boltene hvor lasten er påført:

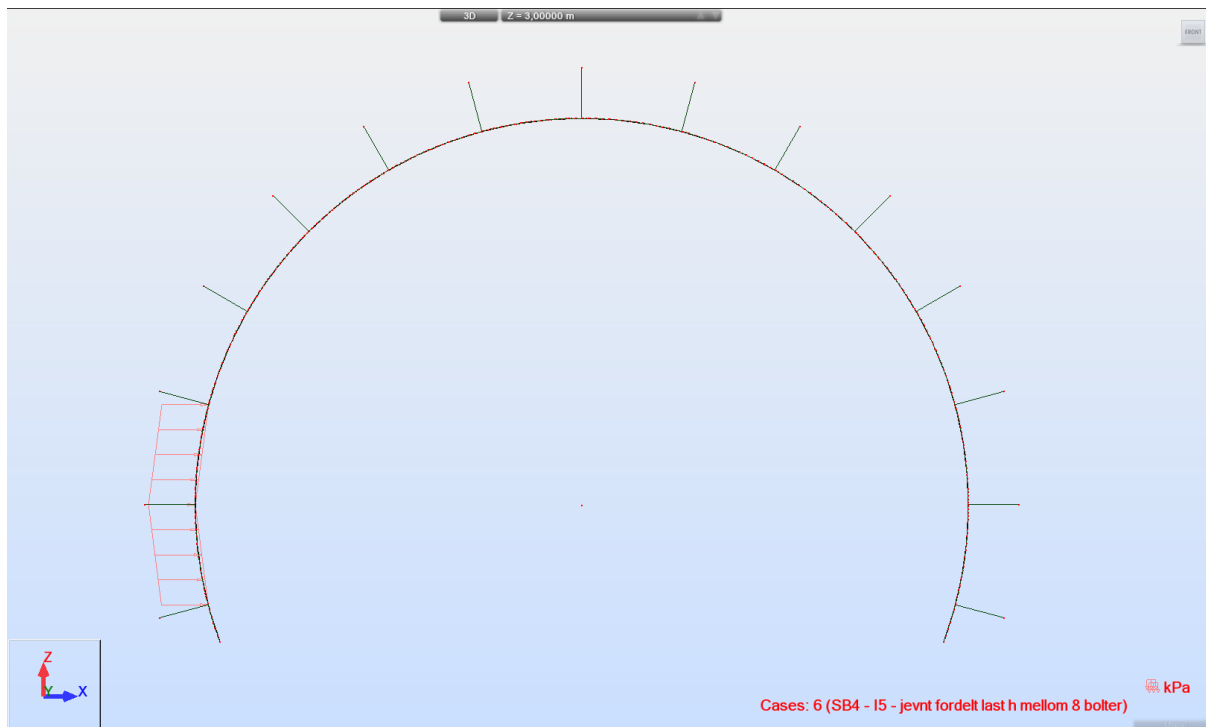


Figur 46: Last-deformasjonsforløp SB3 - node mellom 8 bolter hvor last er påført.

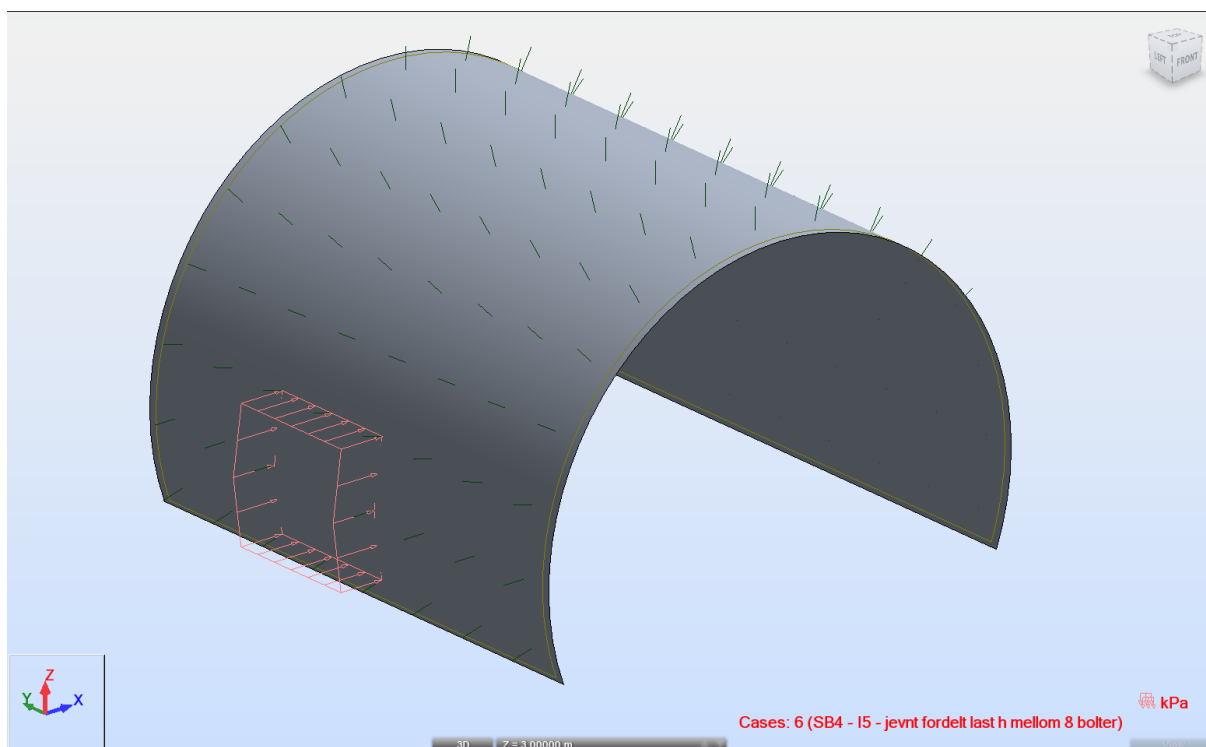
4.2.4 Lastsituasjon SB4 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – horisontalt mellom 8 bolter

Last er påført mellom 8 bolter slik figur under viser i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

B03



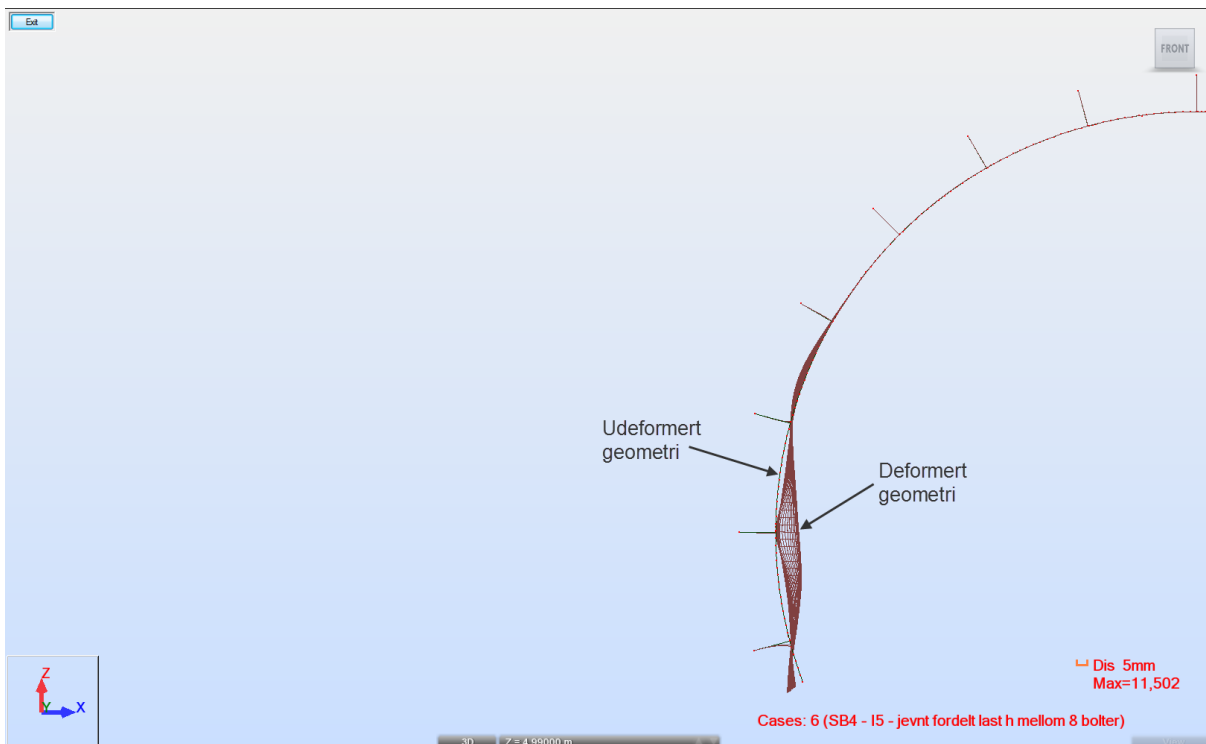
Figur 47: Lastsituasjon SB4 - sett i snitt



Figur 48: Lastsituasjon SB4 - sett i perspektiv

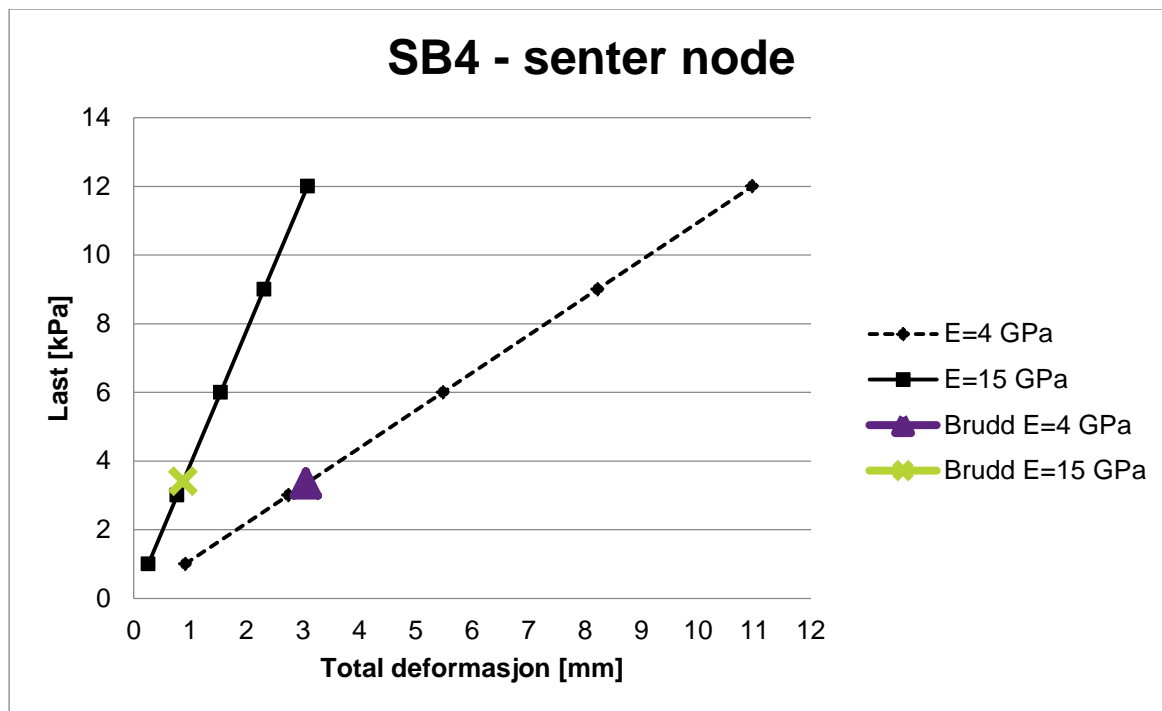
B03

Deformasjonsmønster



Figur 49: Deformasjonsmønster SB4

Last-deformasjonsforløp

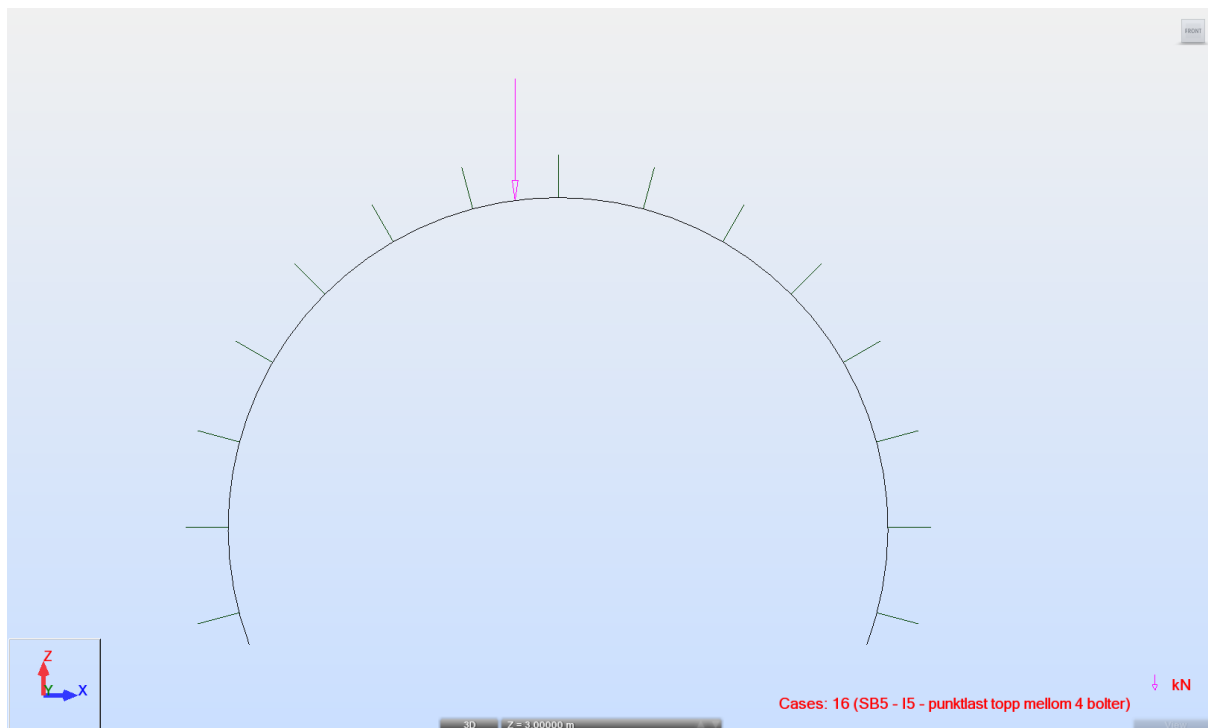


Figur 50: Last-deformasjonsforløp SB4 - node mellom 8 bolter hvor last er påført

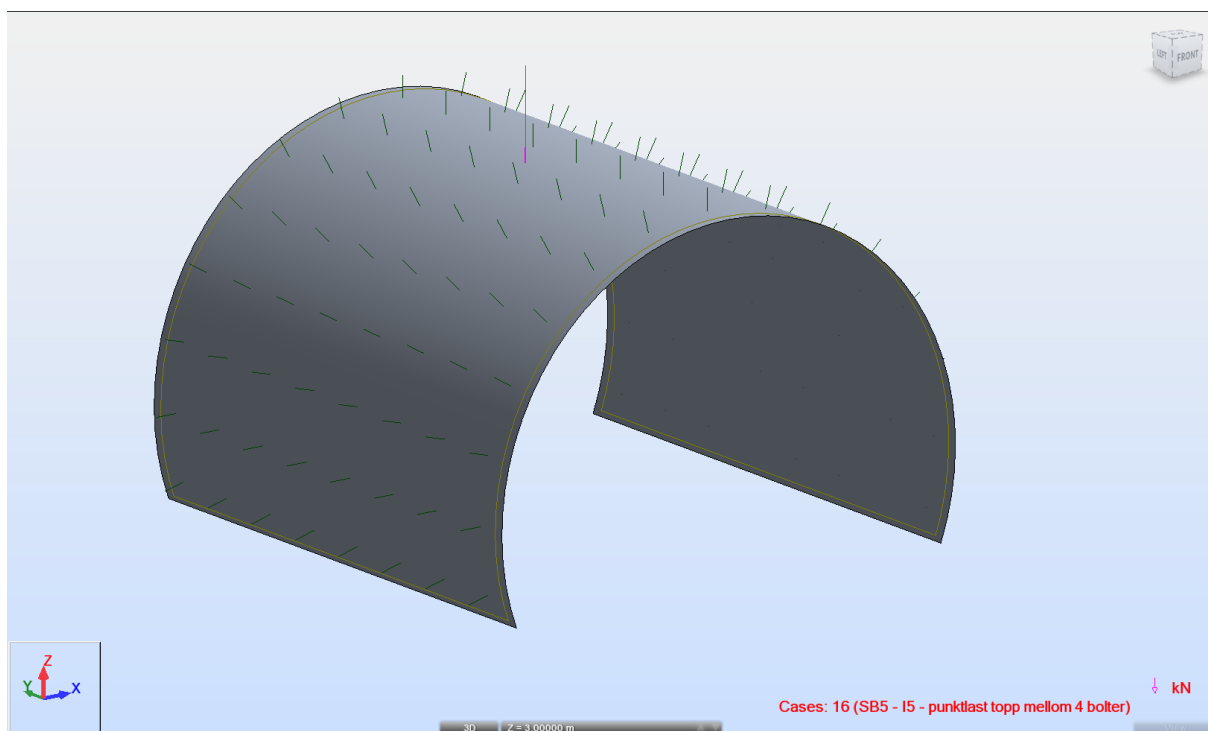
4.2.5 Lastsituasjon SB5 – Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter

Last er påført mellom 4 bolter, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

B03



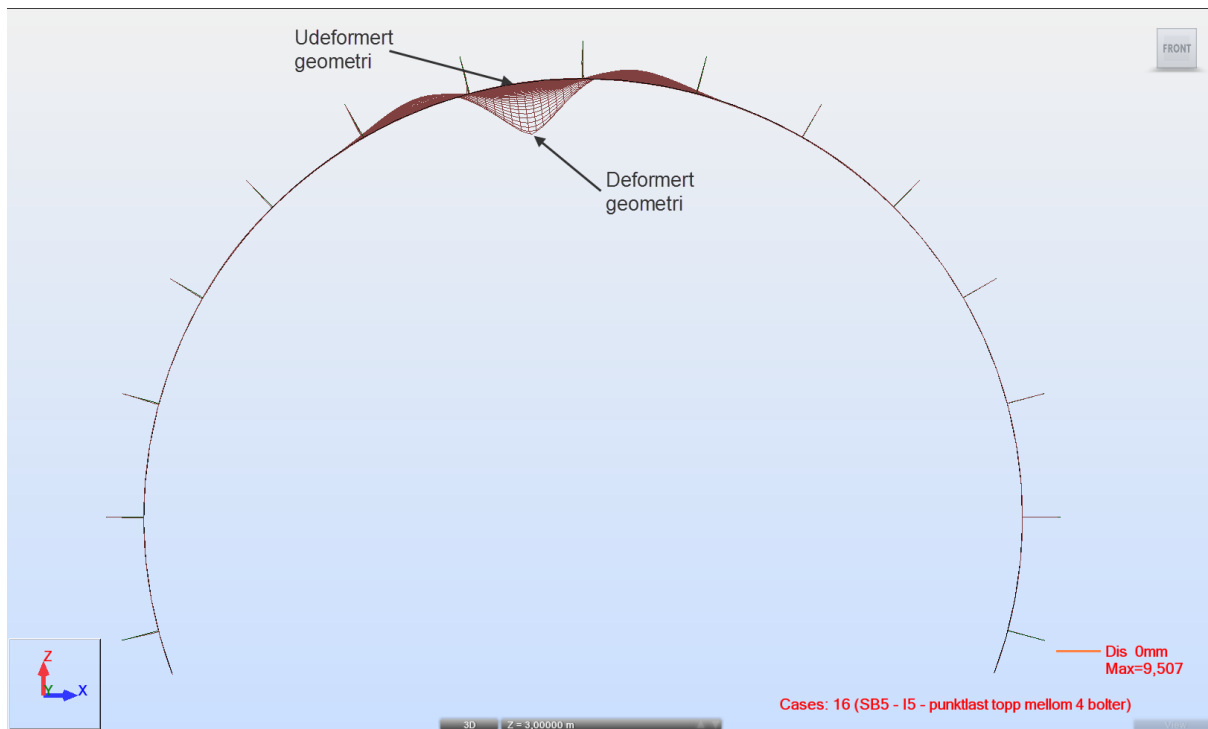
Figur 51: Lastsituasjon SB5 - sett i snitt



Figur 52: Lastsituasjon SB5 - sett i perspektiv

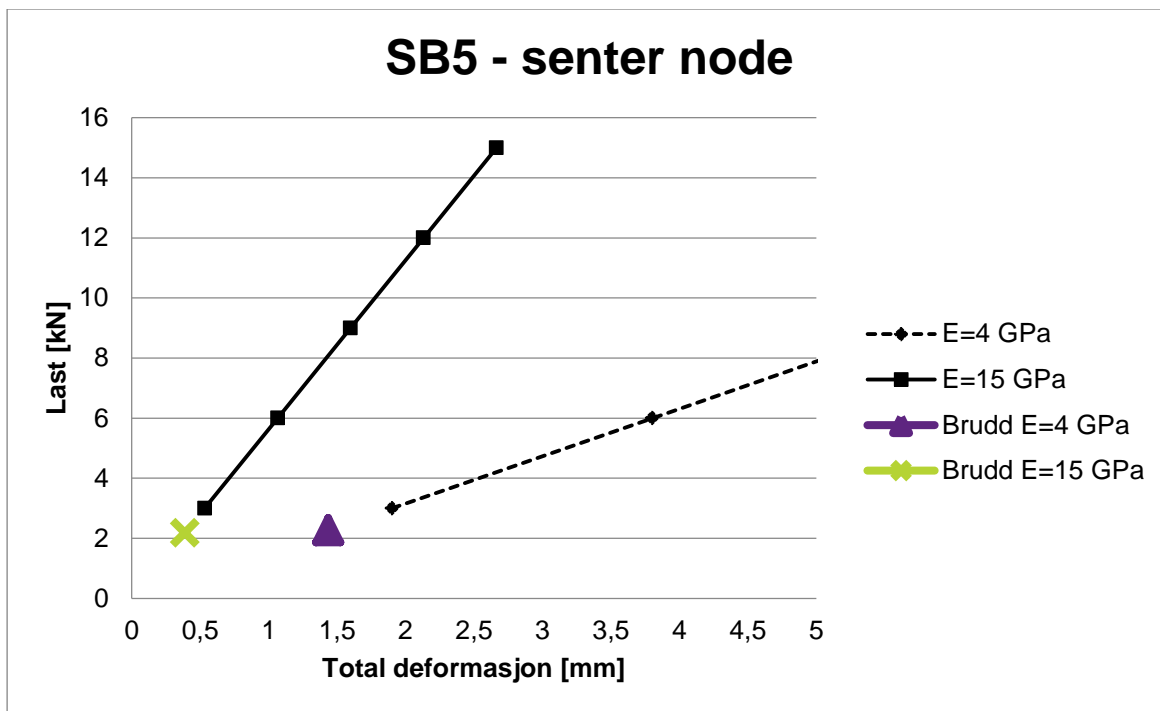
B03

Deformasjonsmønster



Figur 53: Deformasjonsmønster SB5

Last-deformasjonsforløp

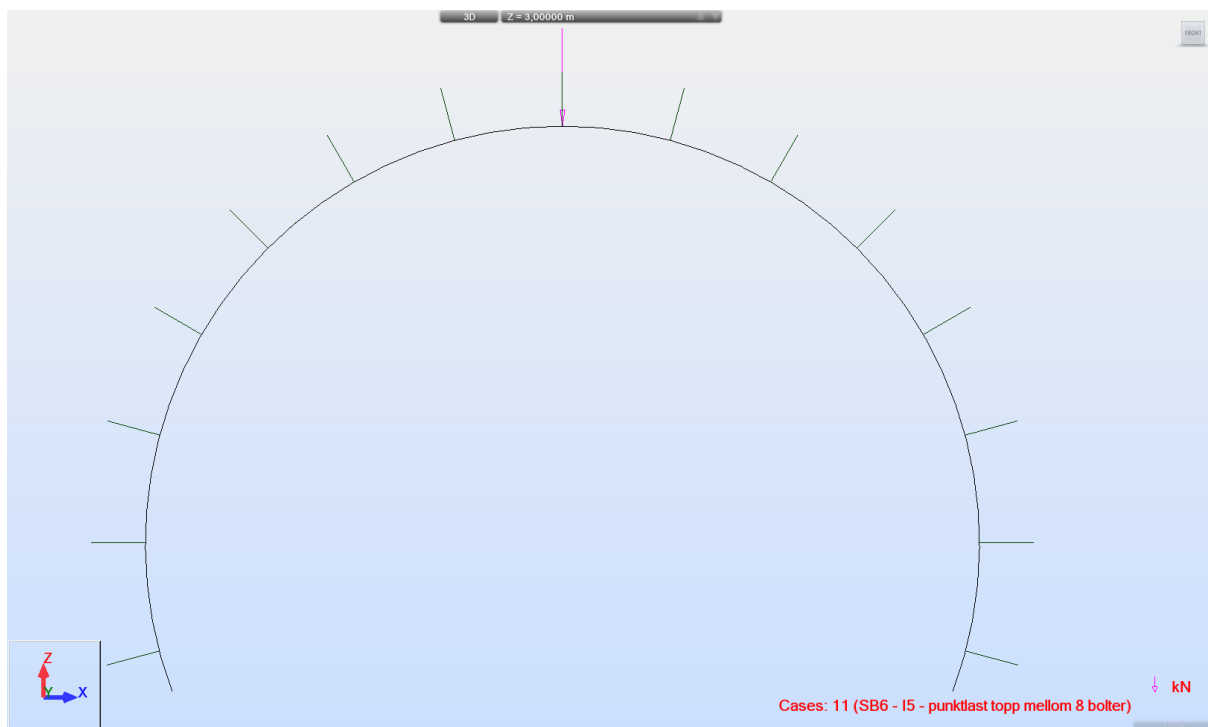


Figur 54: Last-deformasjonsforløp SB5 - node rett under last

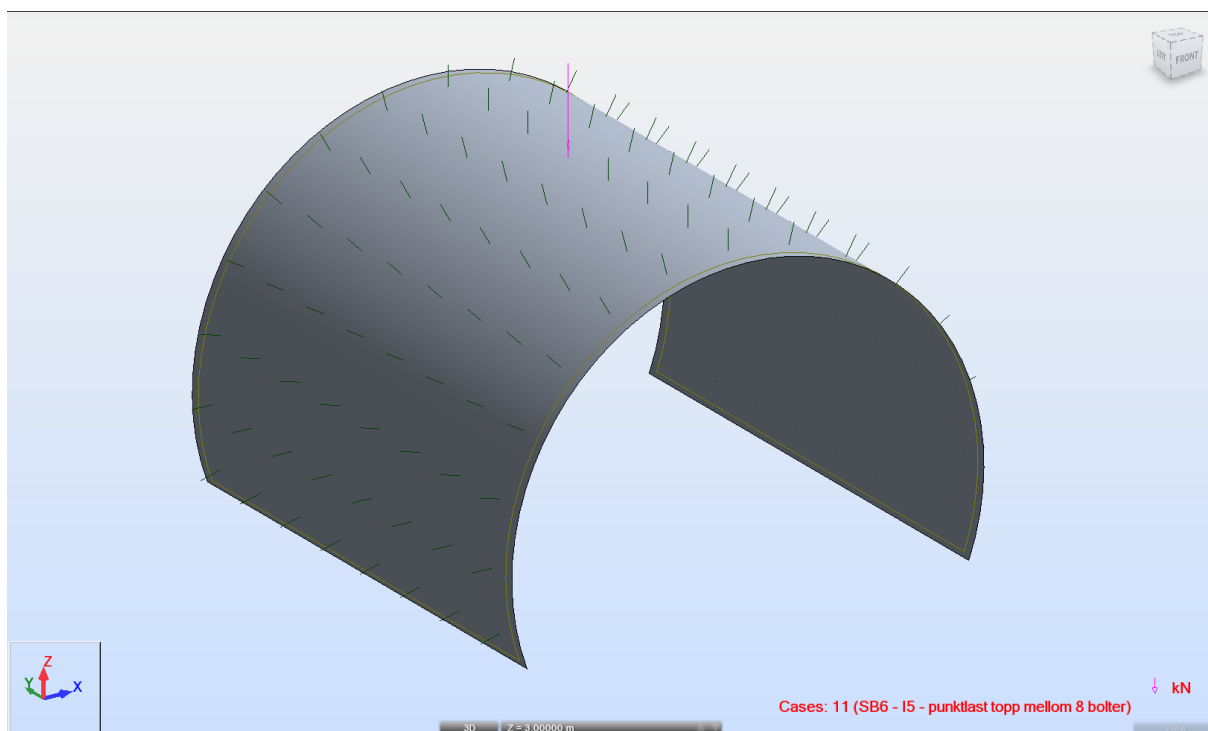
4.2.6 Lastsituasjon SB6 – Bortfall av én bolt: Punktlast – vertikalt mellom 8 bolter

Last er påført mellom 8 bolter, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

B03



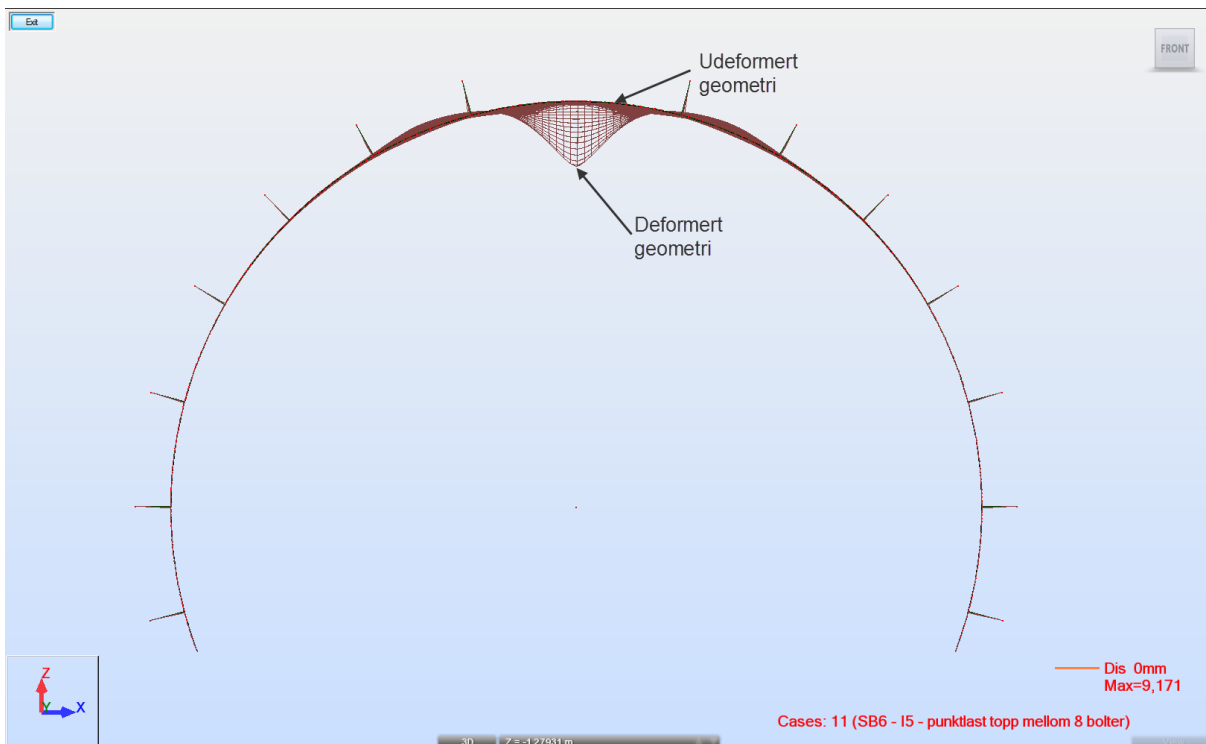
Figur 55: Lastsituasjon SB6 - sett i snitt



Figur 56: Lastsituasjon SB6 - sett i perspektiv

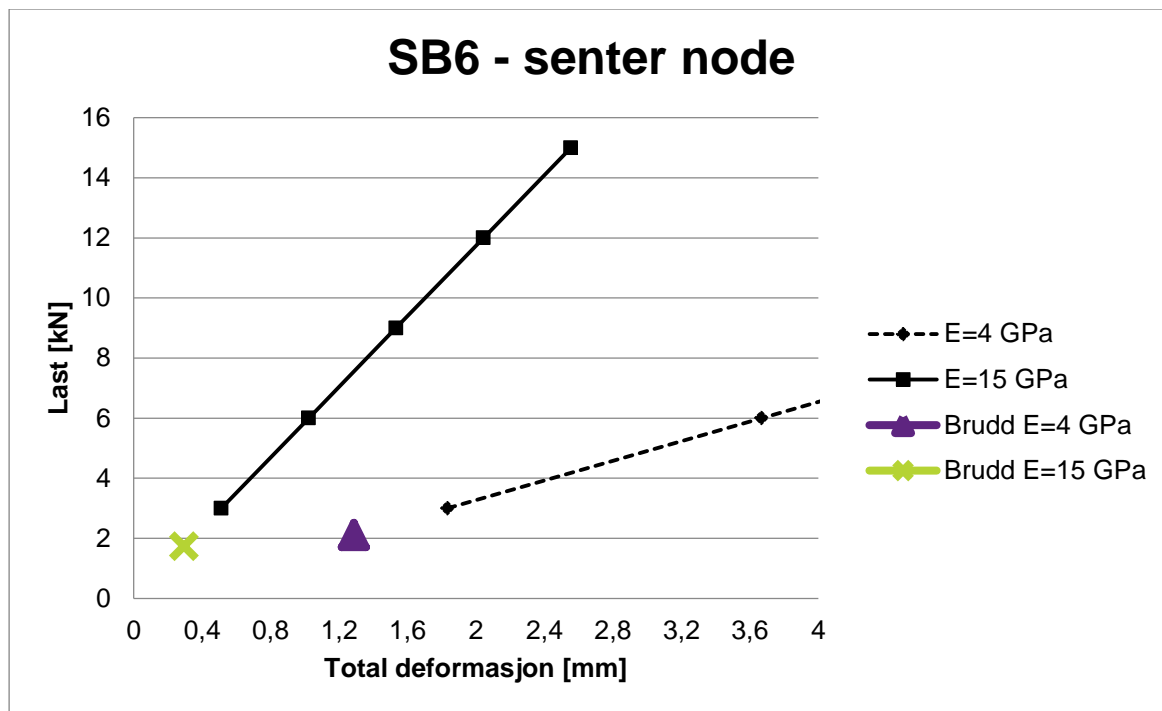
B03

Deformasjonsmønster



Figur 57: Deformasjonsmønster SB6

Last-deformasjonsforløp



Figur 58. Last-deformasjonsforløp SB6 - node rett under last

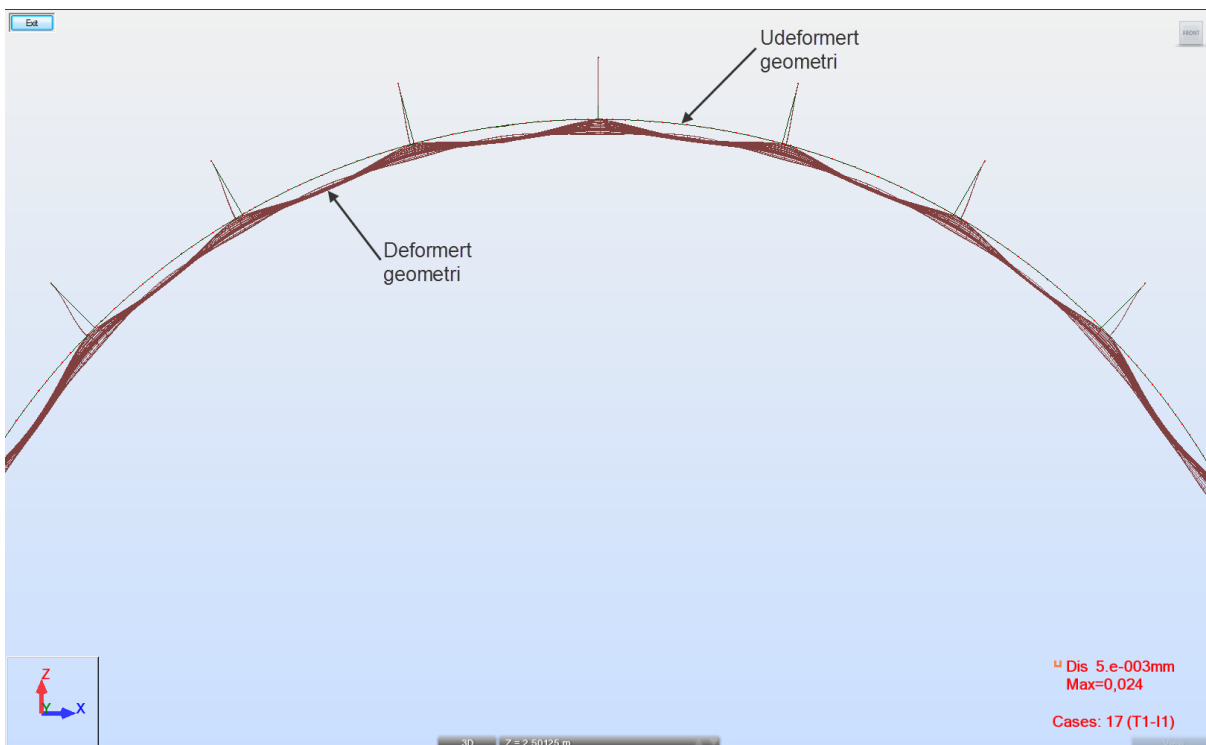
4.2.7 Lastsituasjon T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkside

Temperaturdifferanse på 20 grader celsius er påført over tykkelsen til tverrsnittet.

B03

Node	E = 4 GPa		E = 15 GPa	
	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]
Senter node SB1	0.015	26.6	0.018	102.0
Senter node SB2	0.08	24.2	0.09	92.0
Senter node SB3	0.029	25.0	0.033	95.8
Senter node SB4	0.146	22.8	0.157	85.6
Senter node SB5	0.015	26.6	0.018	102.0
Senter node SB6	0.029	25.0	0.033	95.8

Det observeres at temperatur har liten påvirkning på deformasjoner. Men temperatur påvirker opptredende snittkrefter (moment), og denne øker tilnærmet proporsjonalt med E-modul. Med andre ord så vil beregningsmodellen gå fortere til brudd hvis bidrag ifra temperatur blir inkludert sammen med nedfall/ras laster.



Figur 59: Deformasjonsmønster T1 - øvre del av tunnelhvelv. Ingen bortfall av bolter. Observerer at temperaturforskjellen medfører at tunneltverrsnittet trekker seg innover trafikkkrommet

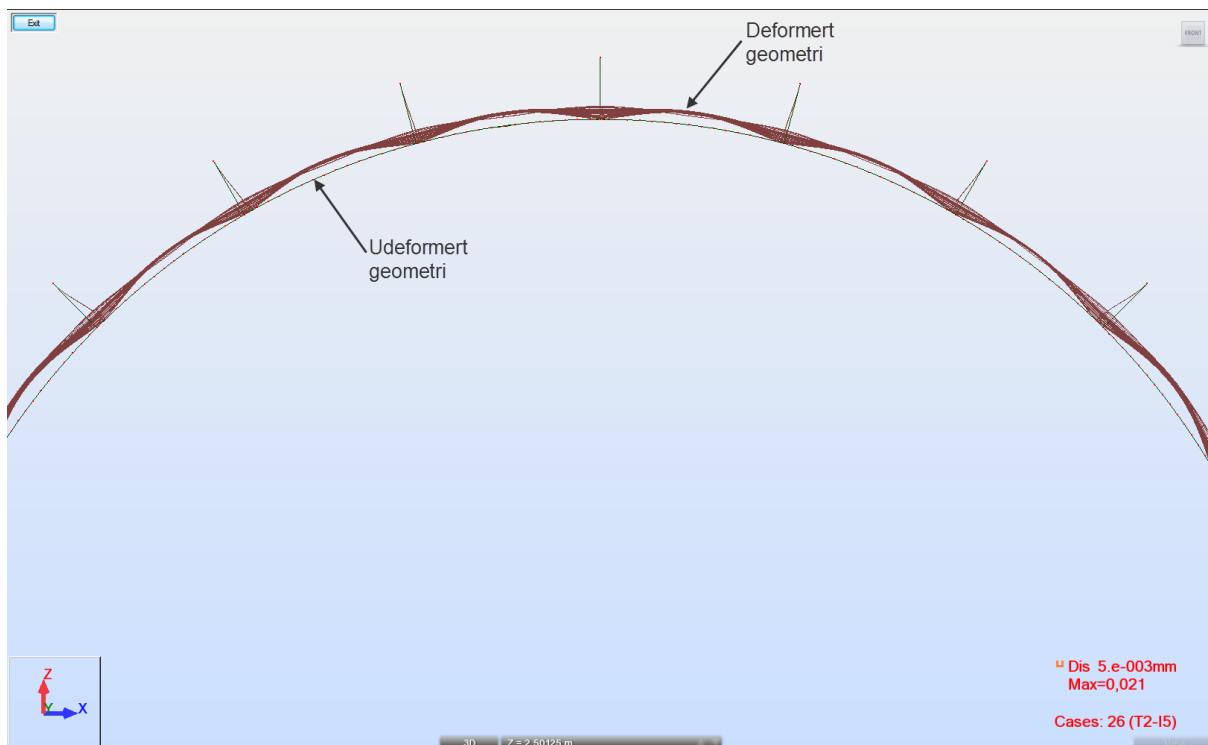
4.2.8 Lastsituasjon T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside

Temperaturdifferanse på -17 grader celsius er påført over tykkelsen til tverrsnittet.

B03

Node	E = 4 GPa		E = 15 GPa	
	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]
Senter node SB1	0.013	22.6	0.016	86.7
Senter node SB2	0.070	20.5	0.075	78.2
Senter node SB3	0.024	21.3	0.028	81.6
Senter node SB4	0.123	19.3	0.134	72.8
Senter node SB5	0.013	22.6	0.016	86.7
Senter node SB6	0.024	21.3	0.028	81.6

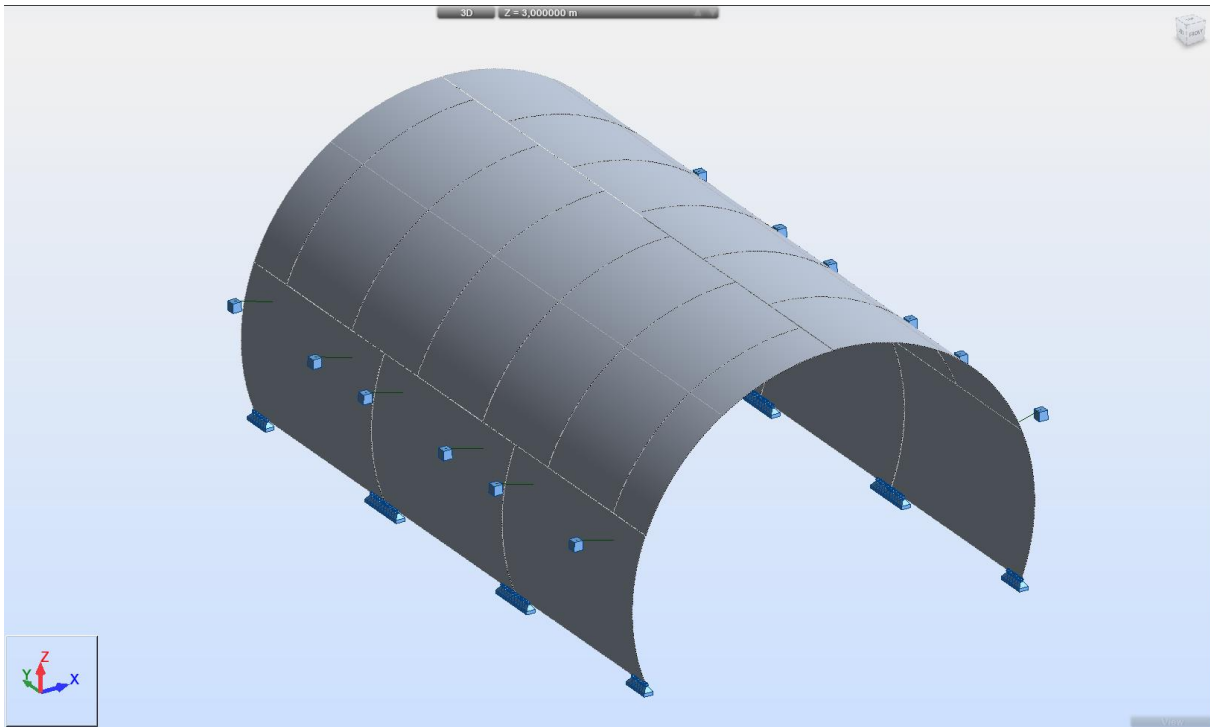
Det observeres at temperatur har liten påvirkning på deformasjoner. Men temperatur påvirker opptredende snittkrefter (moment), og denne øker tilnærmet proporsjonalt med E-modul. Med andre ord så vil beregningsmodellen gå fortere til brudd hvis bidrag ifra temperatur blir inkludert sammen med nedfall/ras laster.



Figur 60: Deformasjonsmønster T2 - øvre del av tunnelhvelv. Ingen bortfall av bolter. Observerer at temperaturforskjellen medfører at tunneltverrsnittet trekker seg inn mot fjellsiden

4.3 Betongelementer T9.5

Bilder under viser beregningsmodell som benyttes i RSA. For hver av analysemodellene er det en versjon med øvre grense E-modul og en med nedre grense E-modul.



Figur 61: Beregningsmodell betongelementer T9.5.

Randbetingelser

Fundament: Veggelementenes opplegg mot fundamentene er idealisert ved at bunnen av elementene fastholdes mot translasjon i alle retninger i kontaktflaten, dvs. i hjørnene og 0.5 m inn mot midten (total lengde fundament antas 1 m).

Veggbolter: Veggbolter er fast innspenst til fjell og leddet ved kobling til veggelementene

Kobling takelement-veggelement: Det benyttes hjelpelementer som kobler takelement med underliggende veggelement. Det overføres ingen momenter i denne skjøten. I realiteten er det en fortanning her.

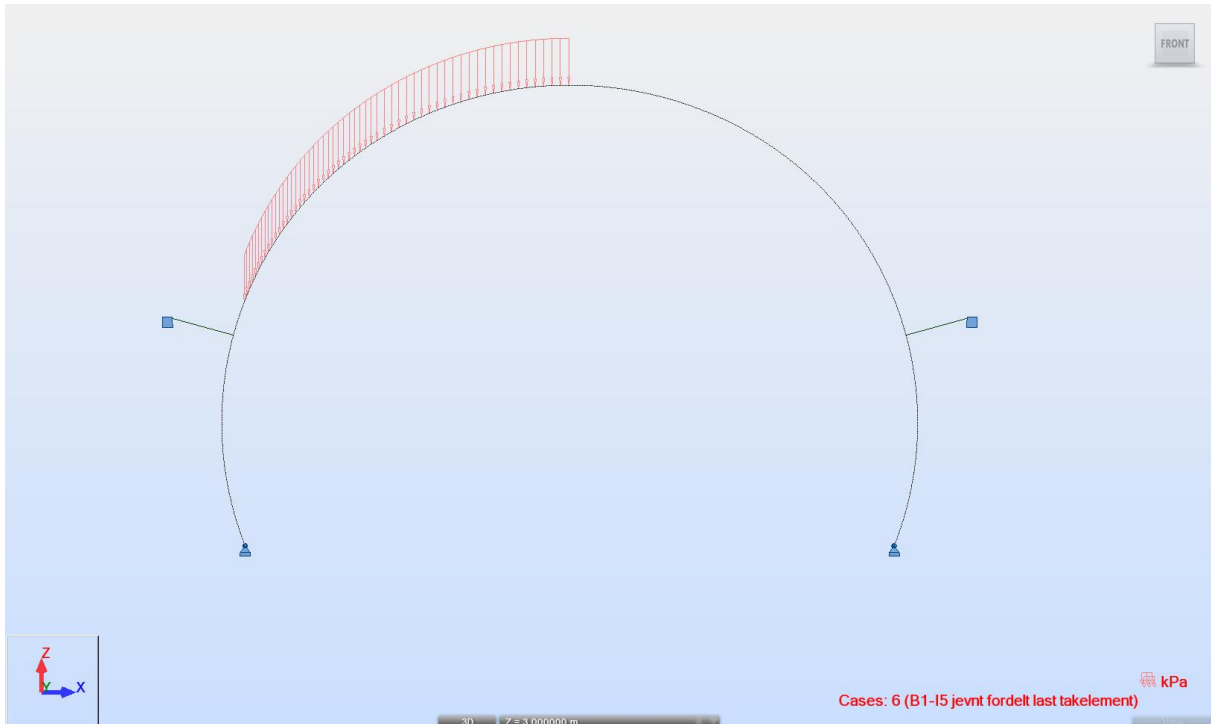
Kobling takelement-takelement: Det benyttes hjelpelementer som kobler takelement på én side med takelement på andre siden. Denne koblingen er leddet så ingen momenter overføres. I realiteten er det knaster som overfører trykkrefter her i tillegg til sikkerhetsplater for skjæroverføring.

Sikringsbolter: I realiteten vil takboltene være sikret mot å falle ned i vegbanen med en sikringsbolt og plate som vil gi mothold ved en vertikal deformasjon på 20 mm, ref vedlegg A /9/. I driftsfase er ikke disse boltene konstruktive og er derfor ikke tatt hensyn til i beregningsmodellen.

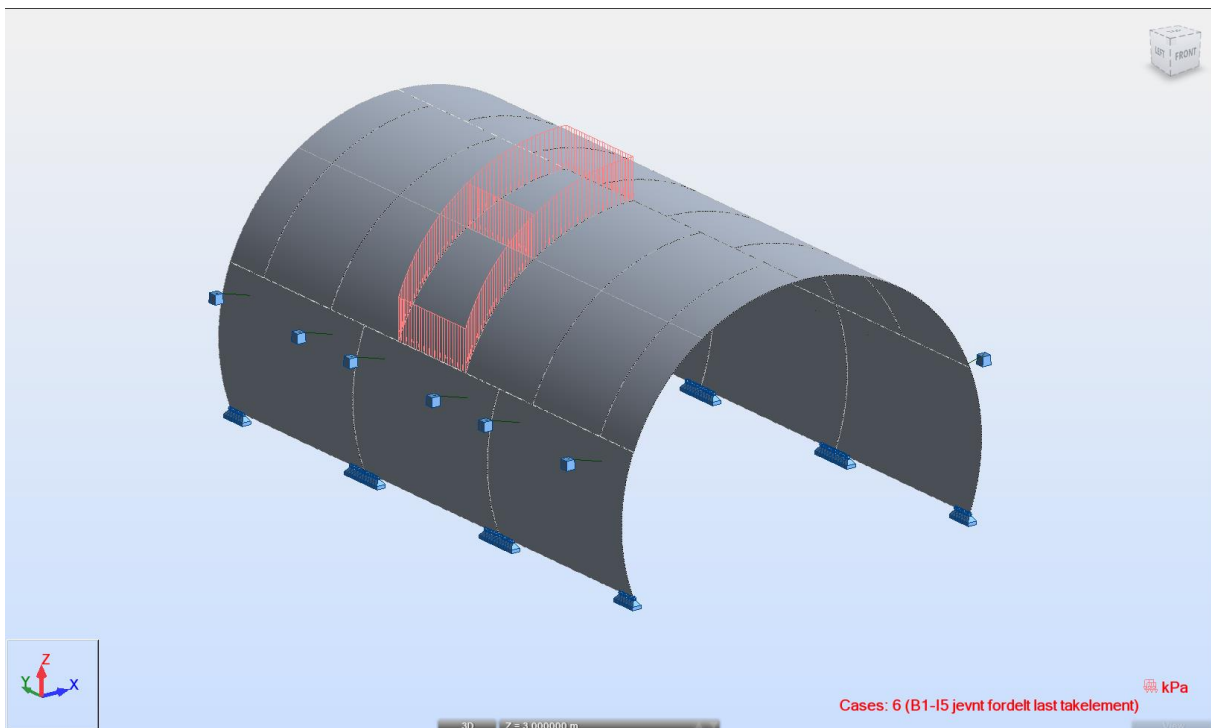
Bankett: Nedre del av veggelement vil i realiteten være fastholdt av bankett på trafikkside. Dette vil gi et mothold mot deformasjonene som opptrer i denne rapporten. Banketten er ikke tatt hensyn til i denne rapporten.

4.3.1 Lastsituasjon B1 – Jevnt fordelt last – vertikalt på ett takelement

Last er påført på ett takelement, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

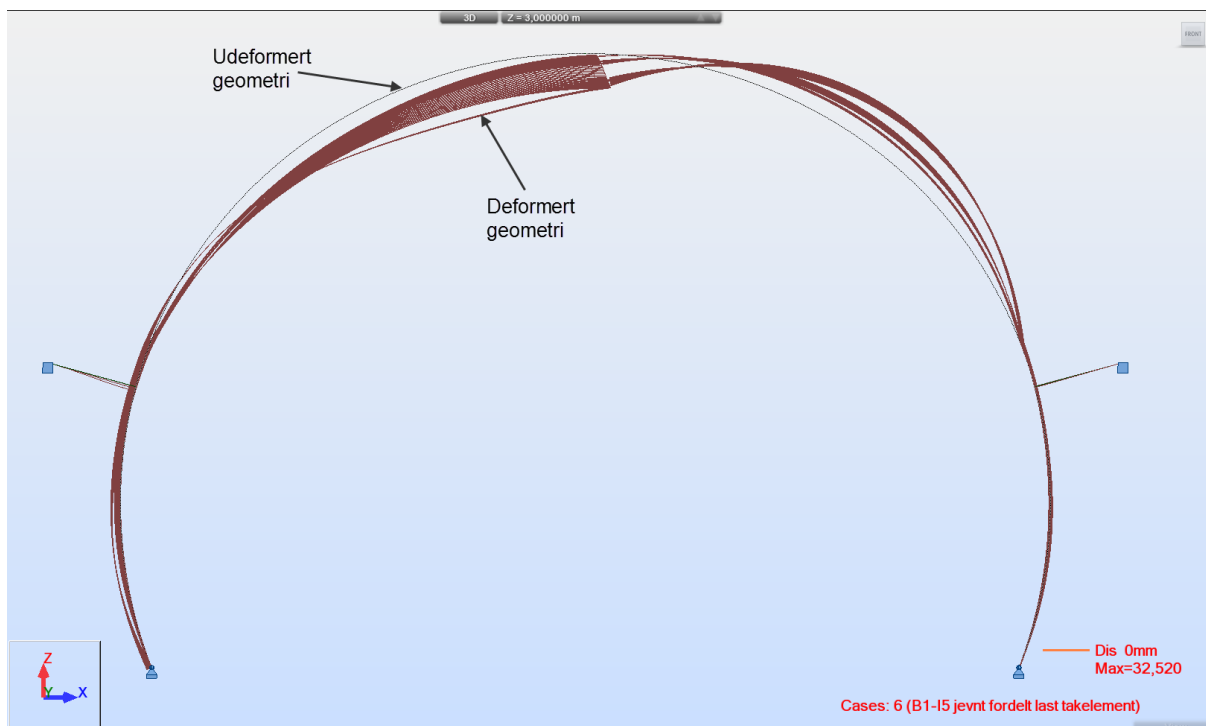


Figur 62. Lastsituasjon B1 – sett i snitt

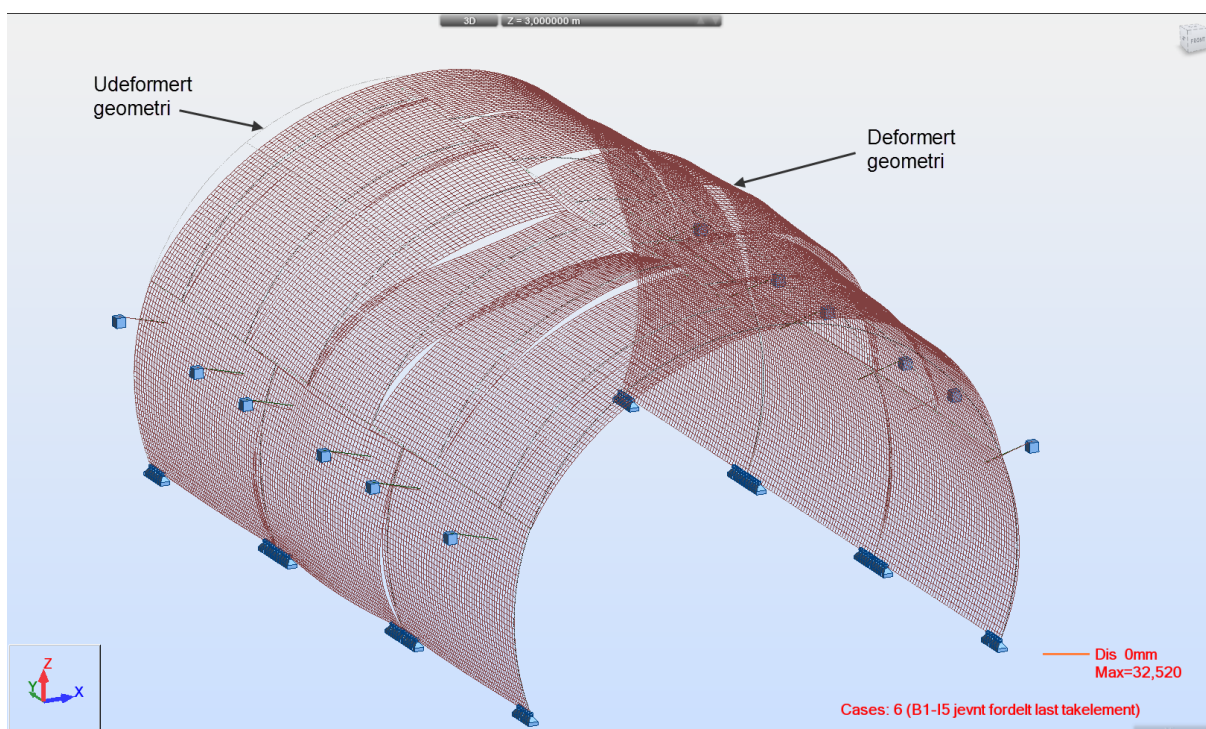


Figur 63. Lastsituasjon B1 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



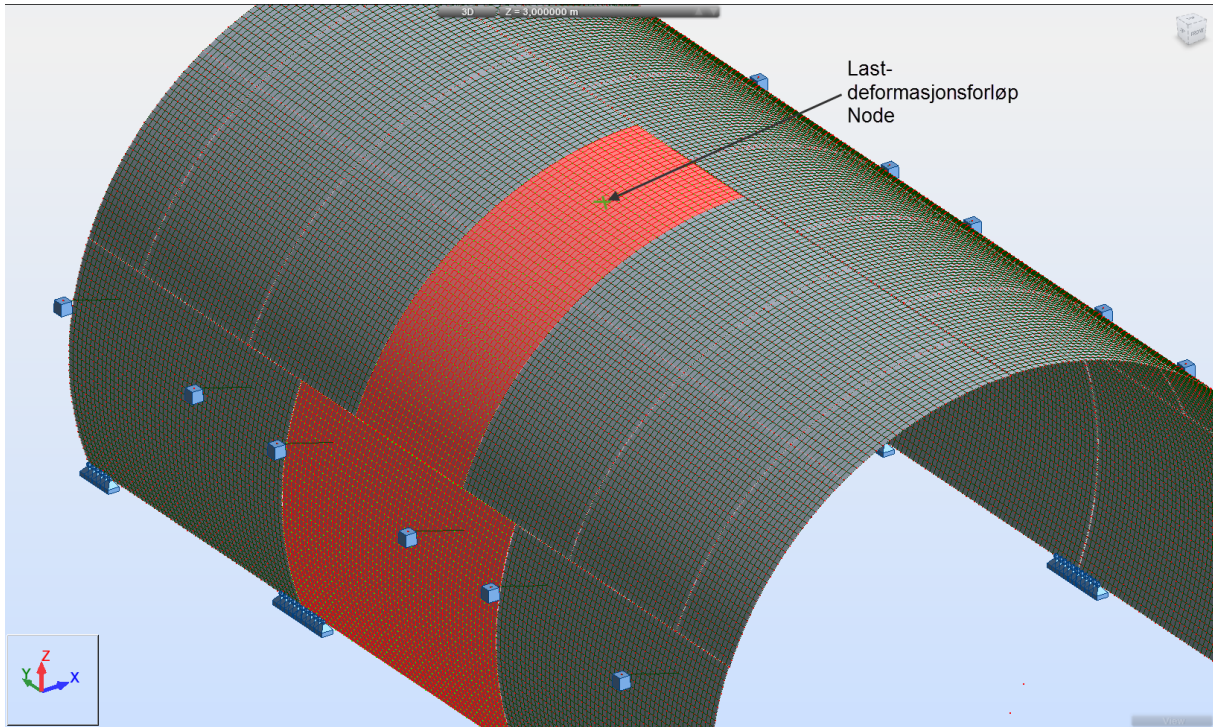
Figur 64: Deformasjonsmønster B1



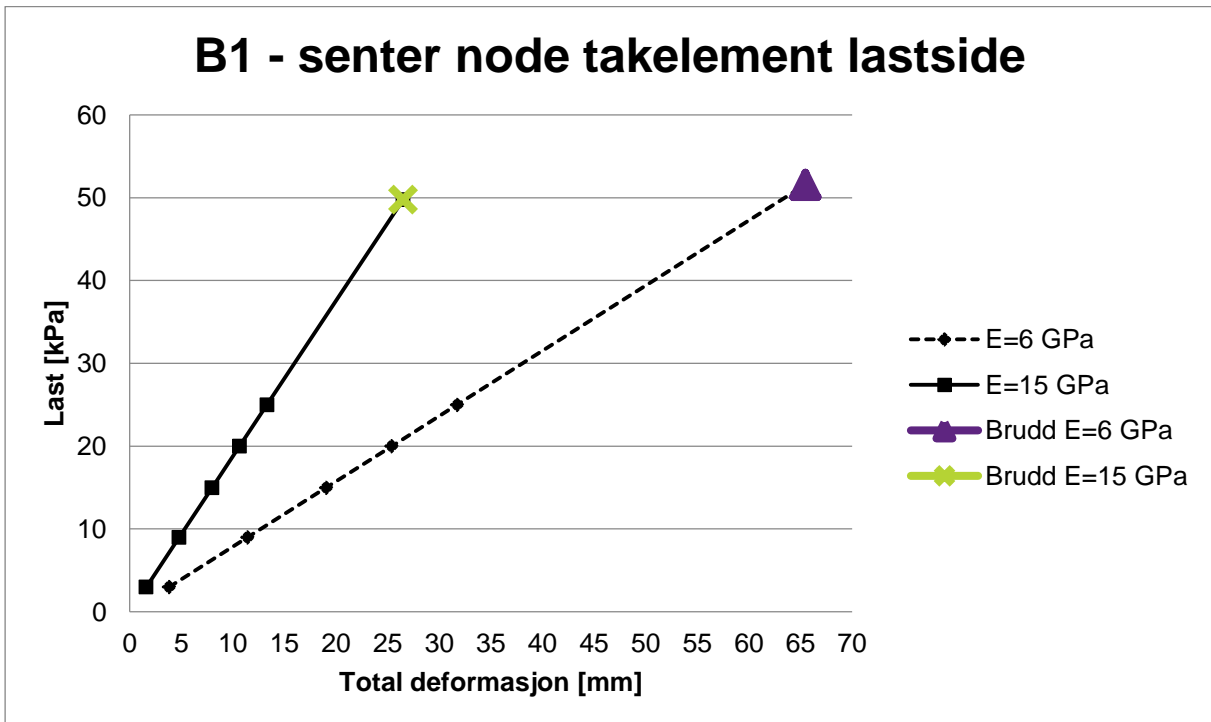
Figur 65: Deformasjonsmønster B1 – perspektiv

Observerer at takelement på motsatt side av påført last blir presset oppover, mens takelement der hvor lasten påføres får en nedoverrettet forskyvning.

Last-deformasjonsforløp



Figur 66: Last-deformasjonsnode B1



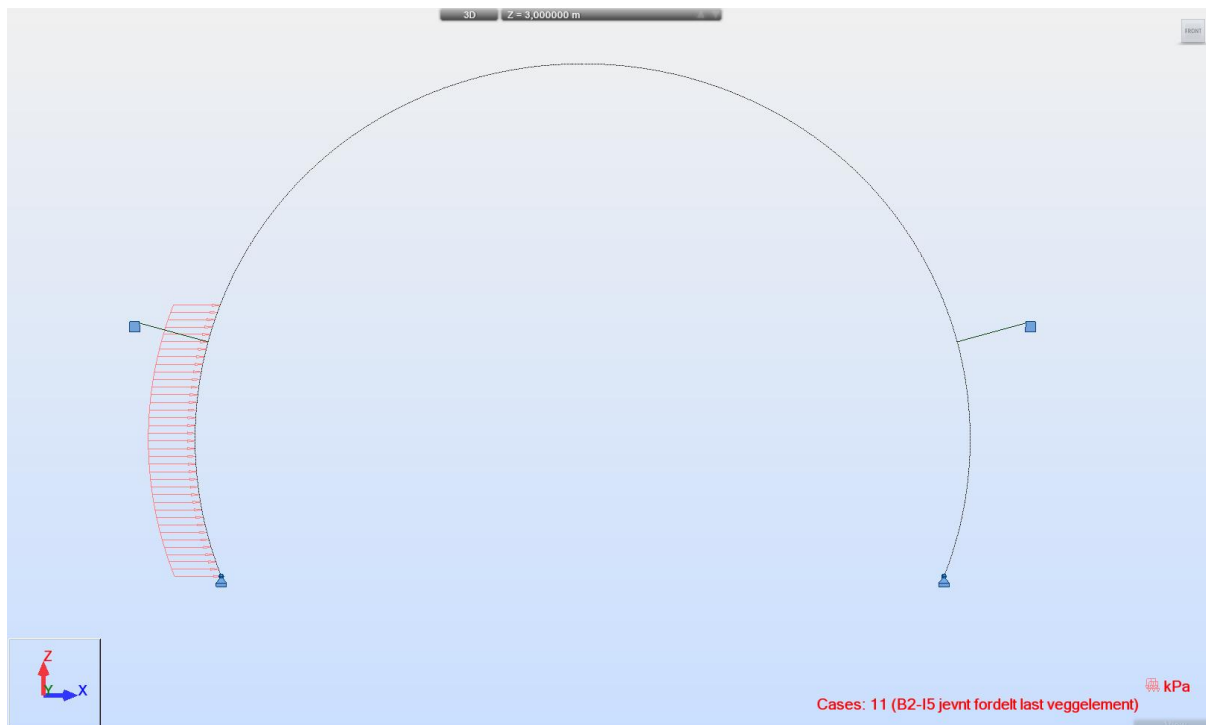
Figur 67: Last-deformasjonsforløp B1 - node slik indikert i overliggende figur

B03

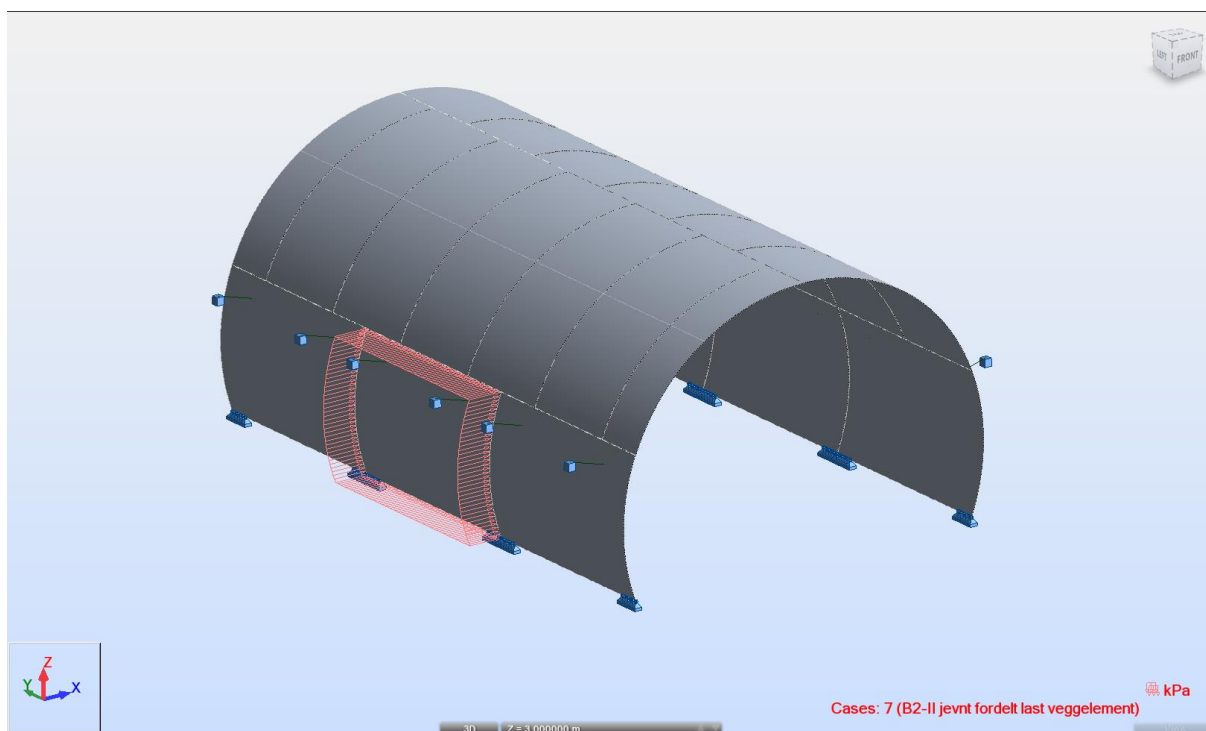
Merk at takelementene vil i realiteten blir sikret av sikringsbolter. Sikringsboltene vil gi mothold etter en vertikal deformasjon på 20 mm, ref. vedlegg A /9/. Dermed vil ikke deformasjonene bli så store som grafen over tilsier.

4.3.2 Lastsituasjon B2 – Jevnt fordelt last – horisontalt på ett veggelement

Last er påført på ett veggelement, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

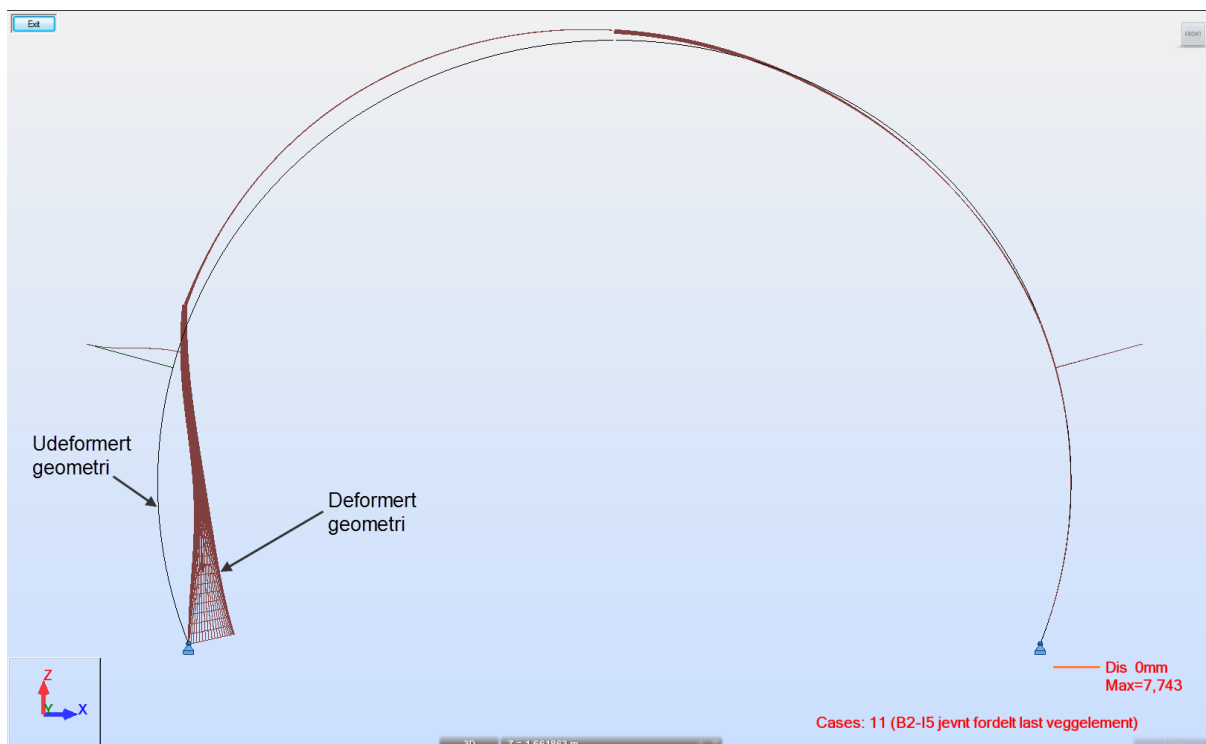


Figur 68: Lastsituasjon B2 – sett i snitt

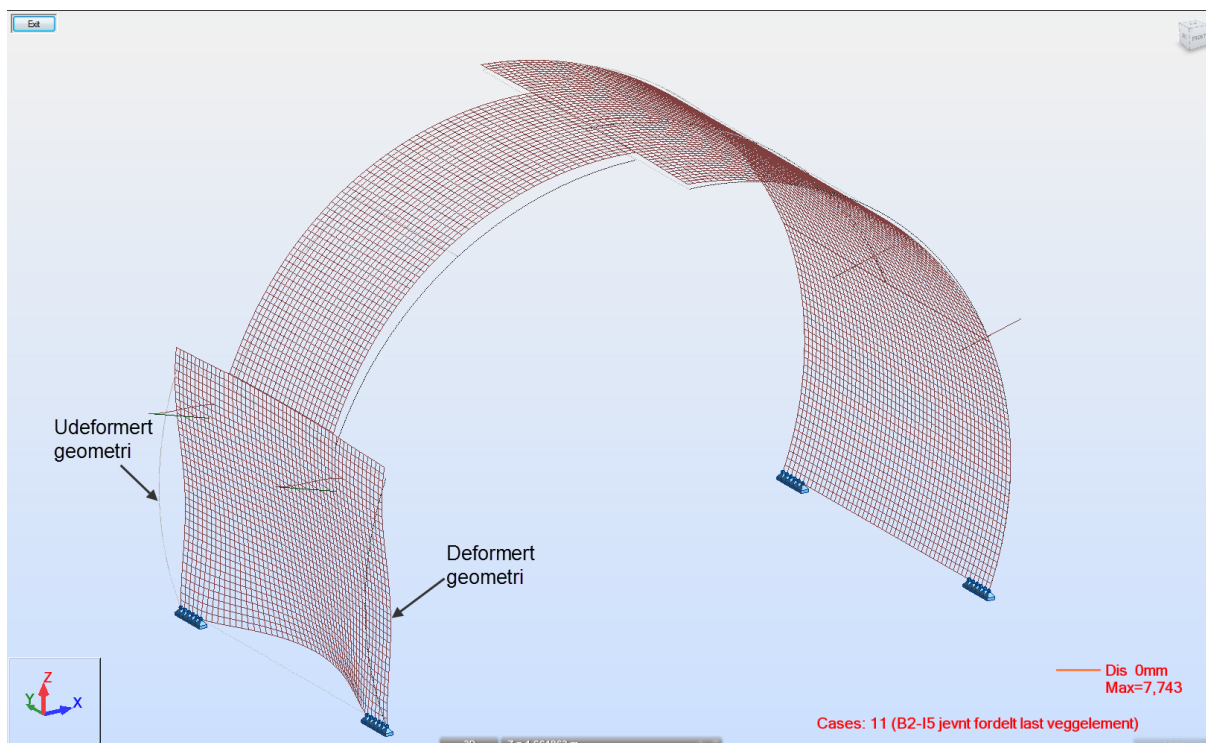


Figur 69: Lastsituasjon B2 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster

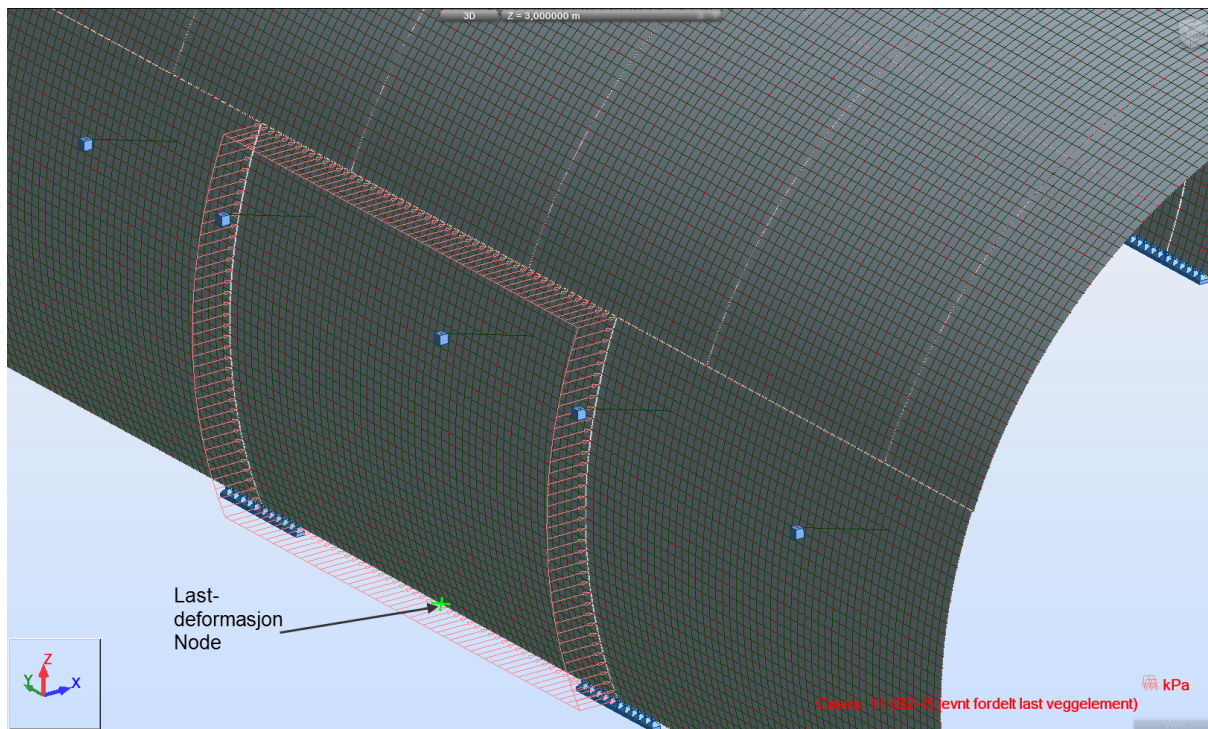


Figur 70: Deformasjonsmønster B2

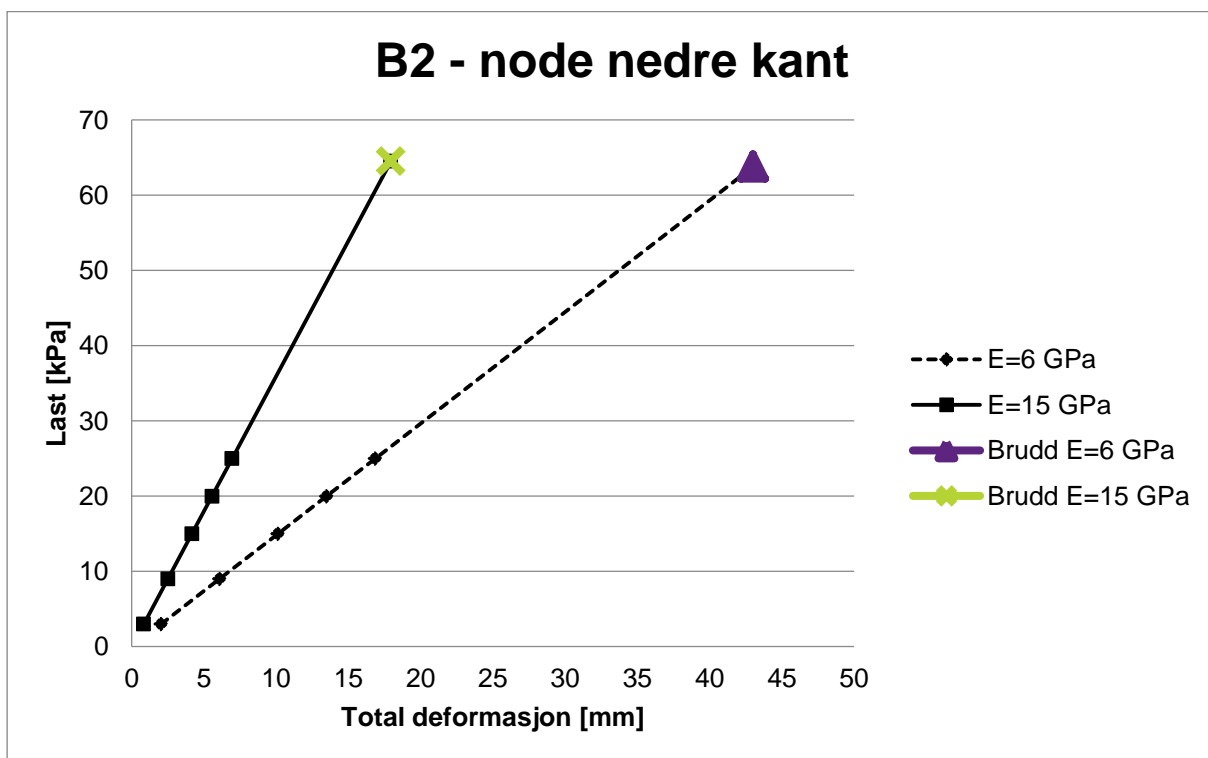


Figur 71: Deformasjonsmønster B2 – perspektiv. Et utsnitt av konstruksjonen er vist for å bedre visualisere

Last-deformasjonsforløp



Figur 72: Last-deformasjonsnode B2



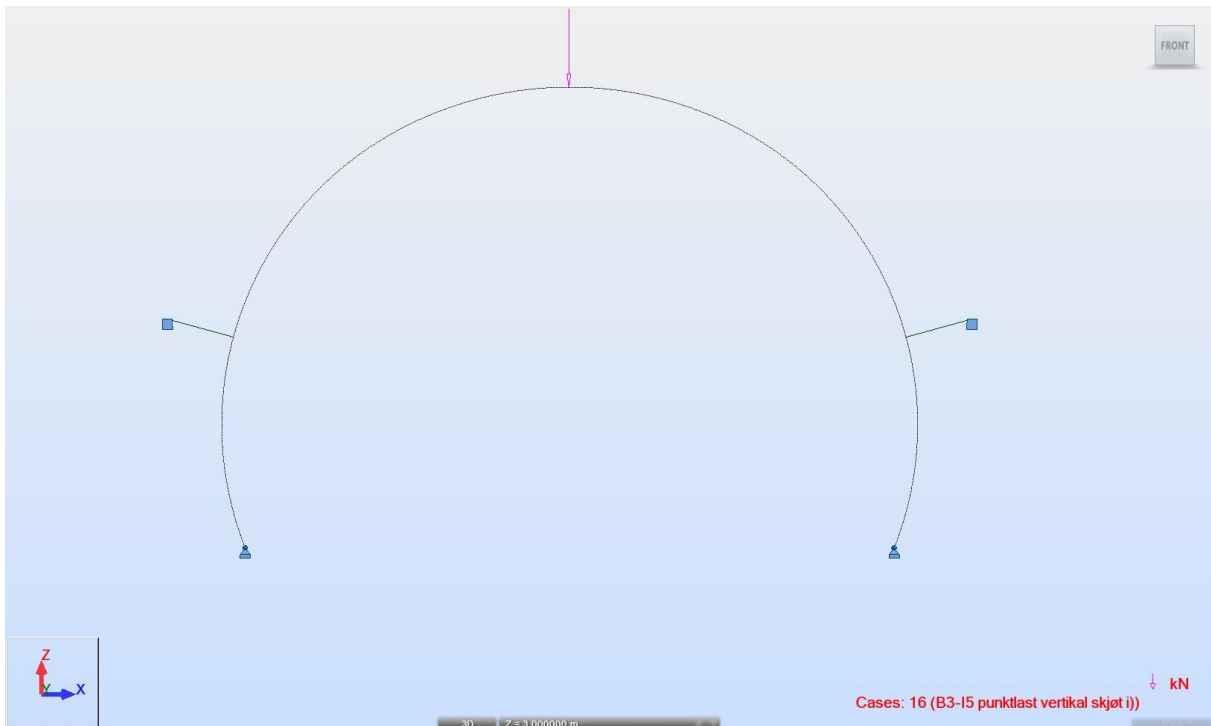
Figur 73: Last-deformasjonsforløp B2 - node slik indikert i overliggende figur



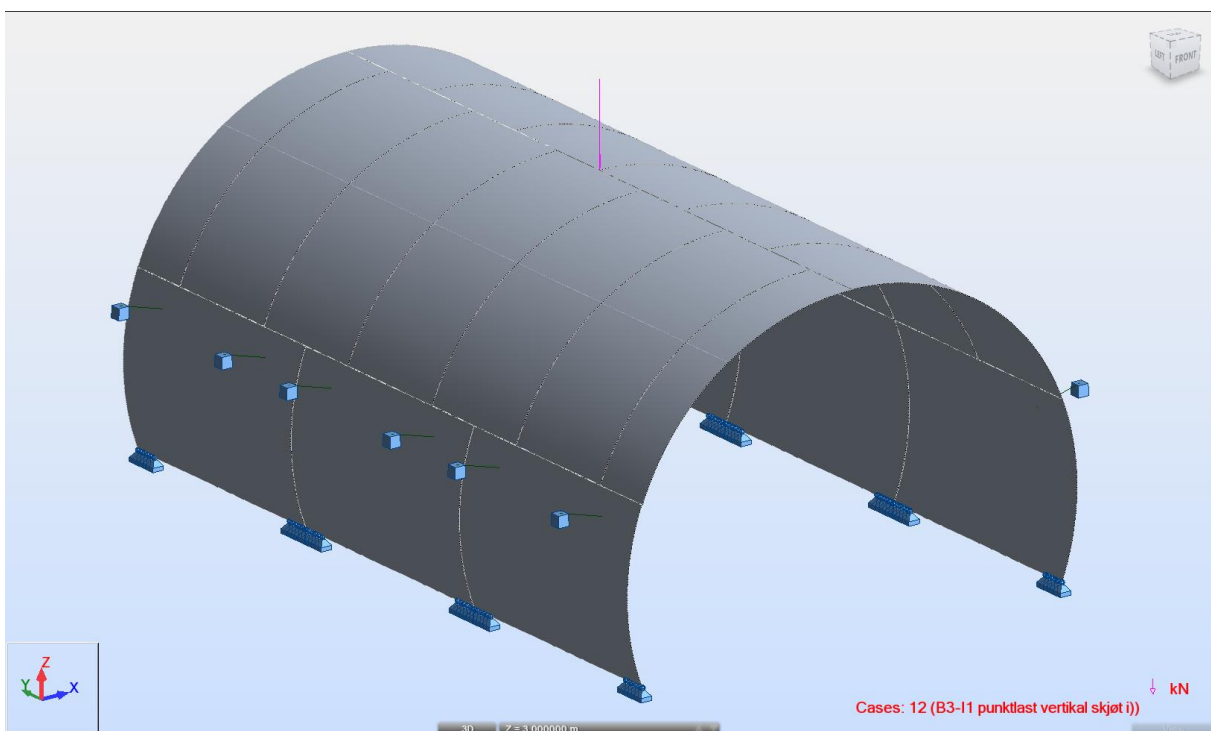
Nedre del av veggelement vil i realiteten være fastholdt av bankett på trafikkside. Dette vil gi et mothold mot deformasjonene som opptrer i denne rapporten. Banketten er ikke tatt hensyn til i denne rapporten. Dermed vil ikke deformasjonene bli så store som grafen over tilsier.

4.3.3 Lastsituasjon B3 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt i)

Last er påført på skjøt mellom takelement, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

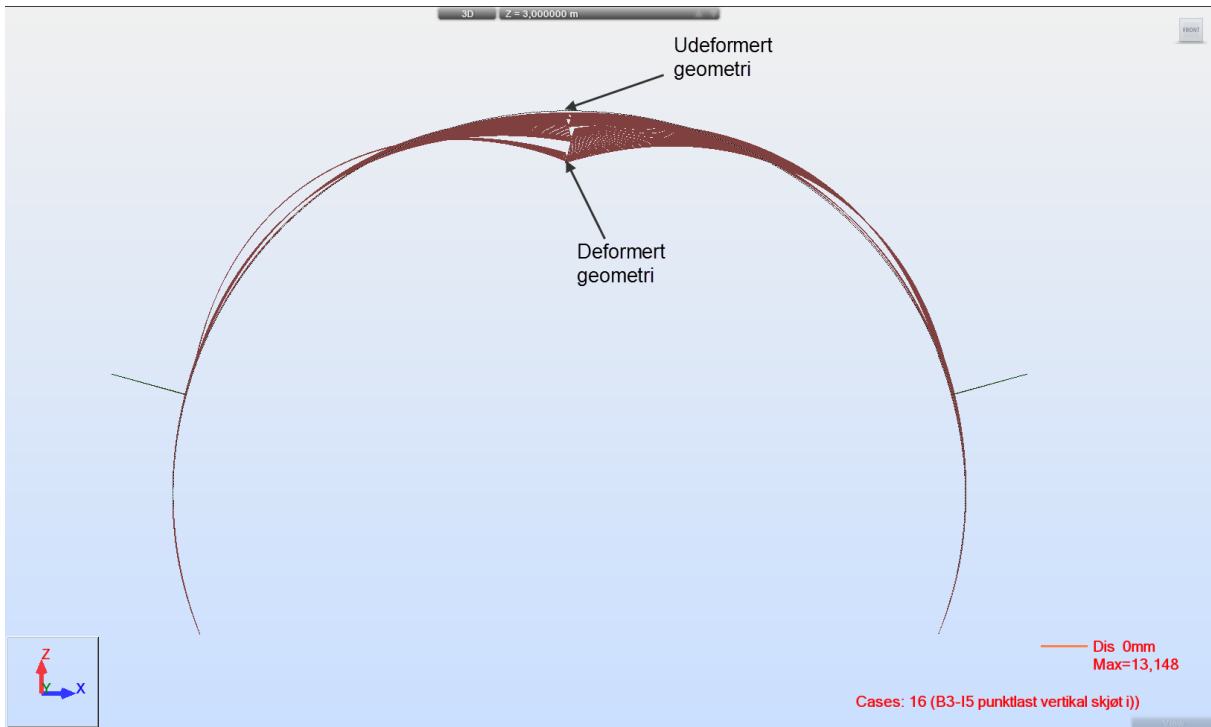


Figur 74: Lastsituasjon B3 - sett i snitt

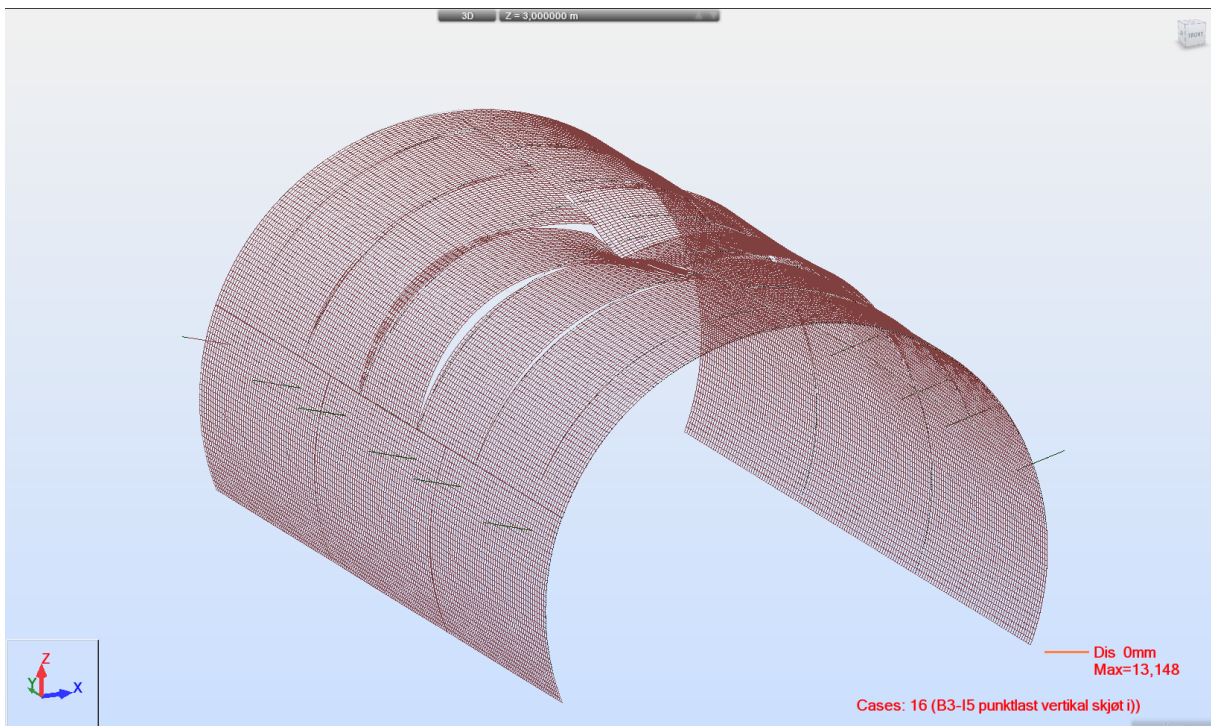


Figur 75: Lastsituasjon B3 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



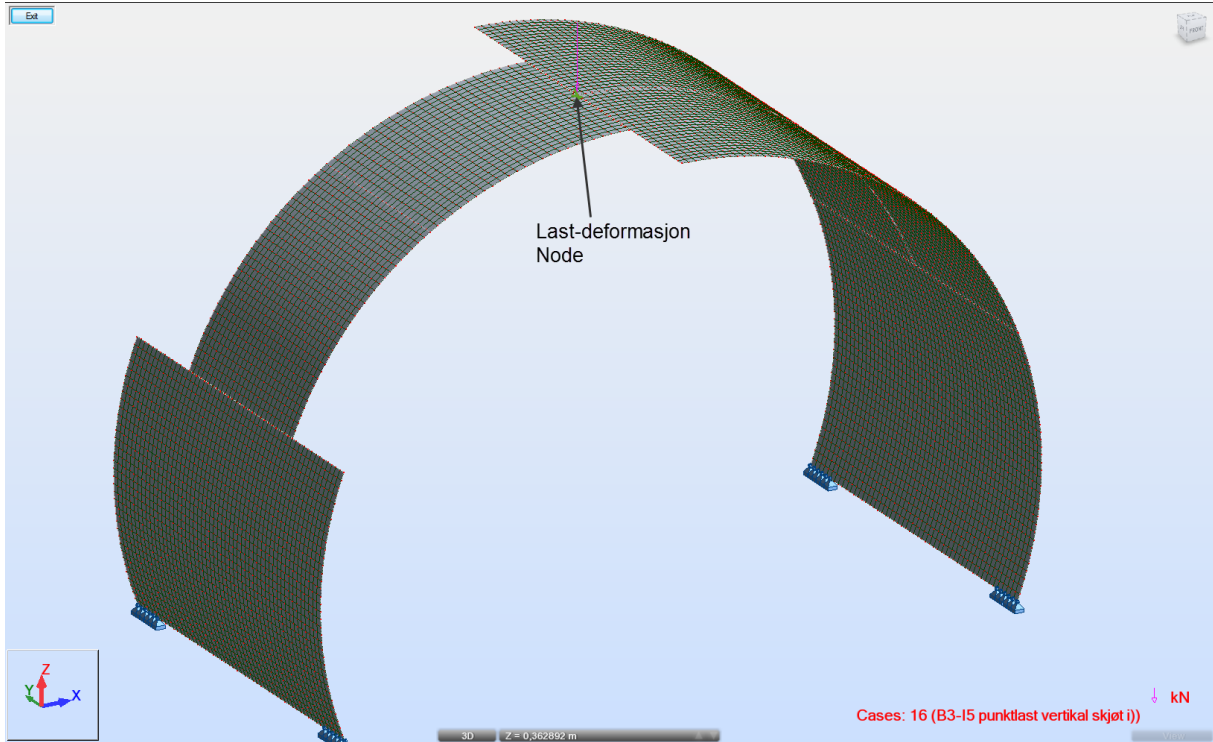
Figur 76: Deformasjonsmønster B3



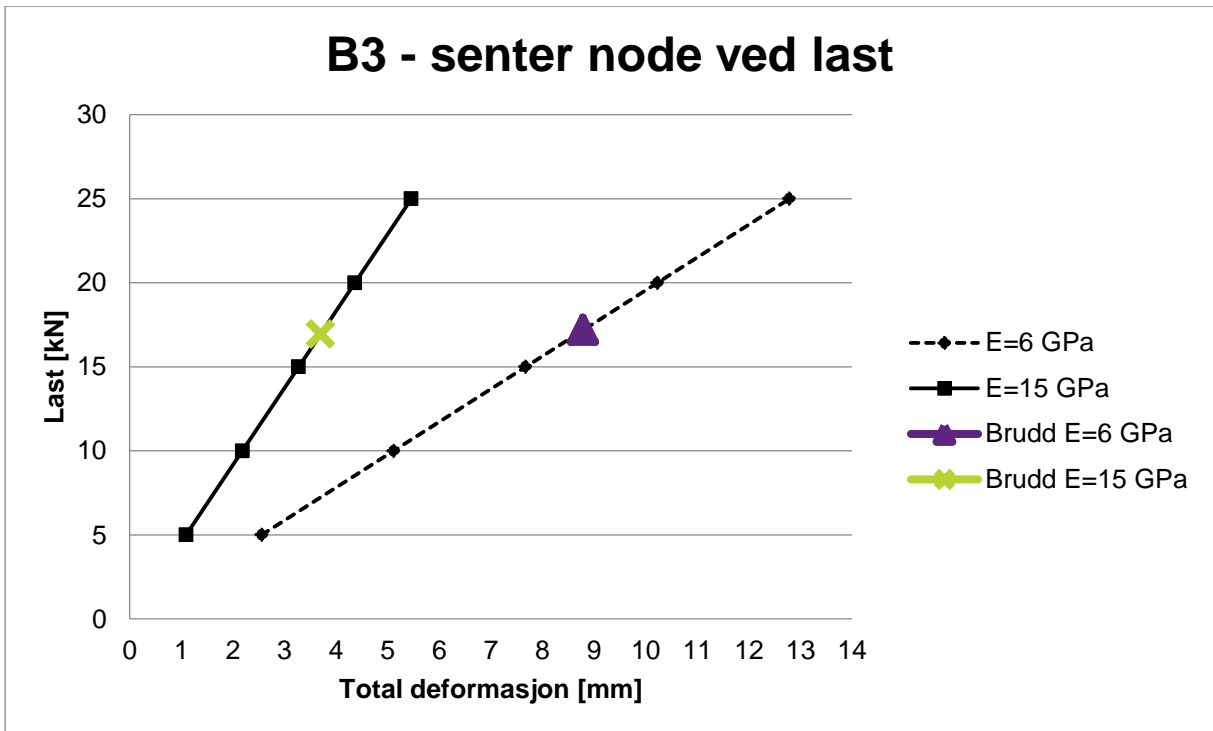
Figur 77. Deformasjonsmønster B3 - perspektiv

Last-deformasjonsforløp

Figur under viser hvilken node det er hentet ut deformasjoner ifra og som er plottet i underliggende graf.



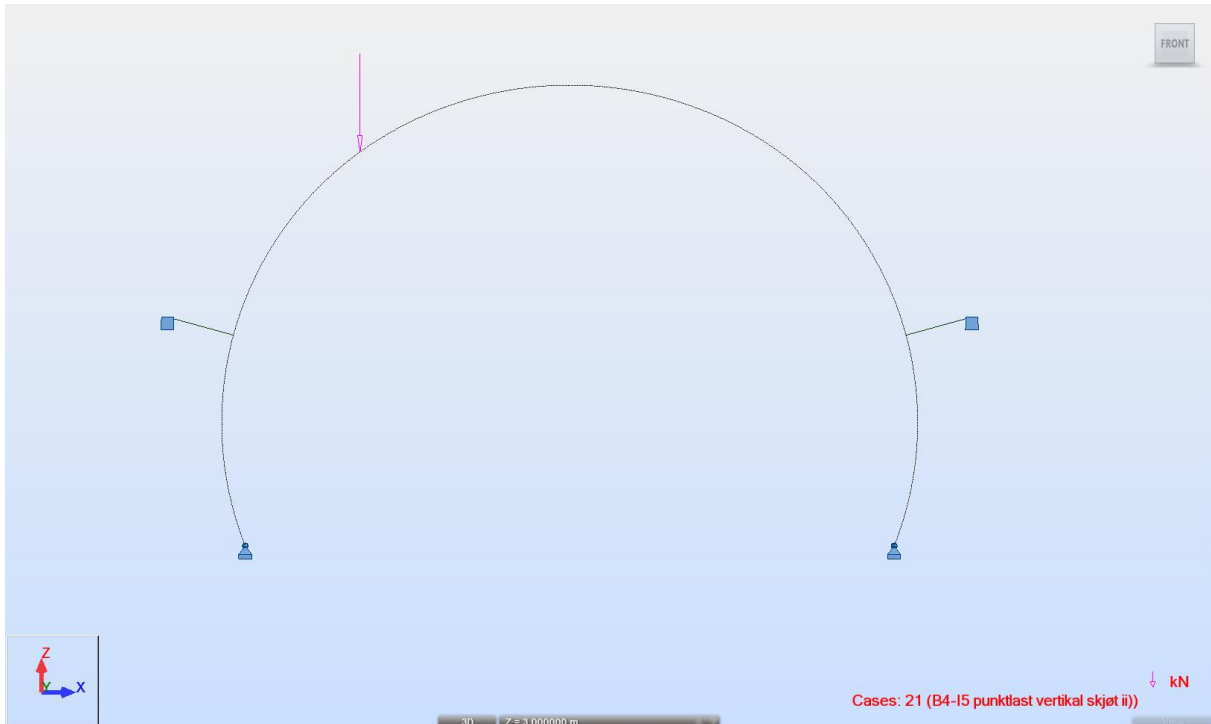
Figur 78: Last-deformasjonsnode B3



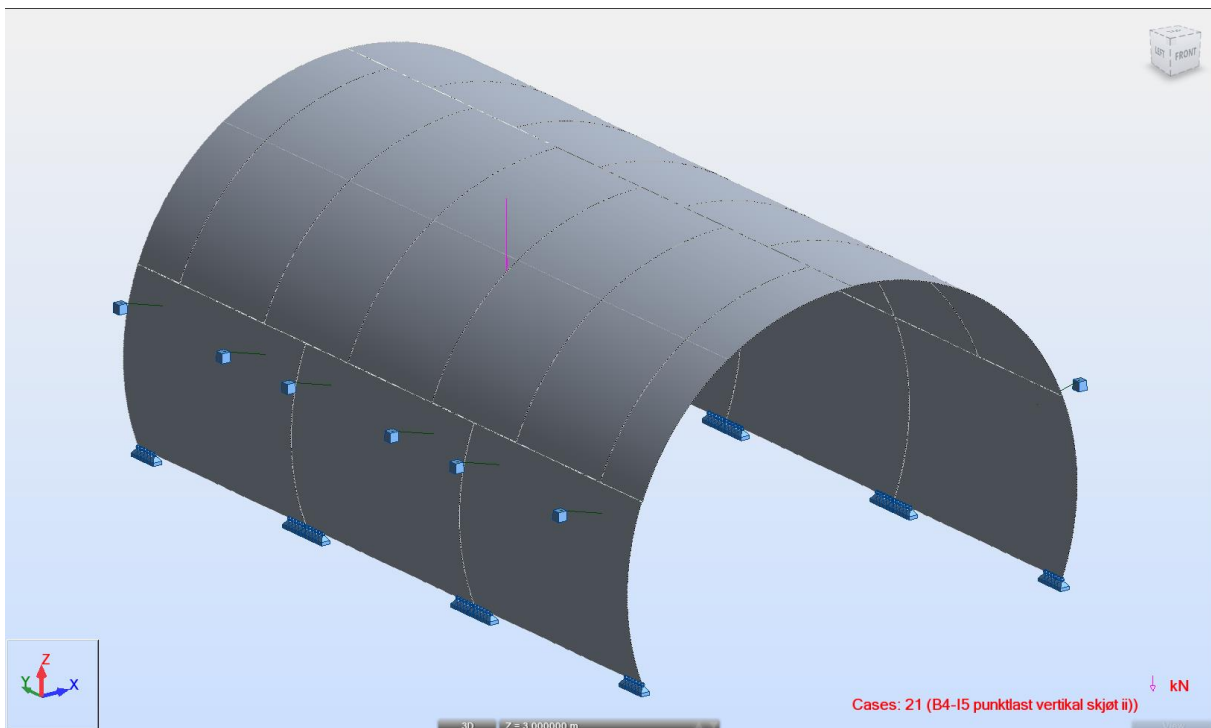
Figur 79: Last-deformasjonsforløp B3 - node slik indikert i overliggende figur

4.3.4 Lastsituasjon B4 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt ii)

Last er påført på skjøt mellom takelement, slik figur under viser, i 5 ulike lastintensiteter, ref. /9/.

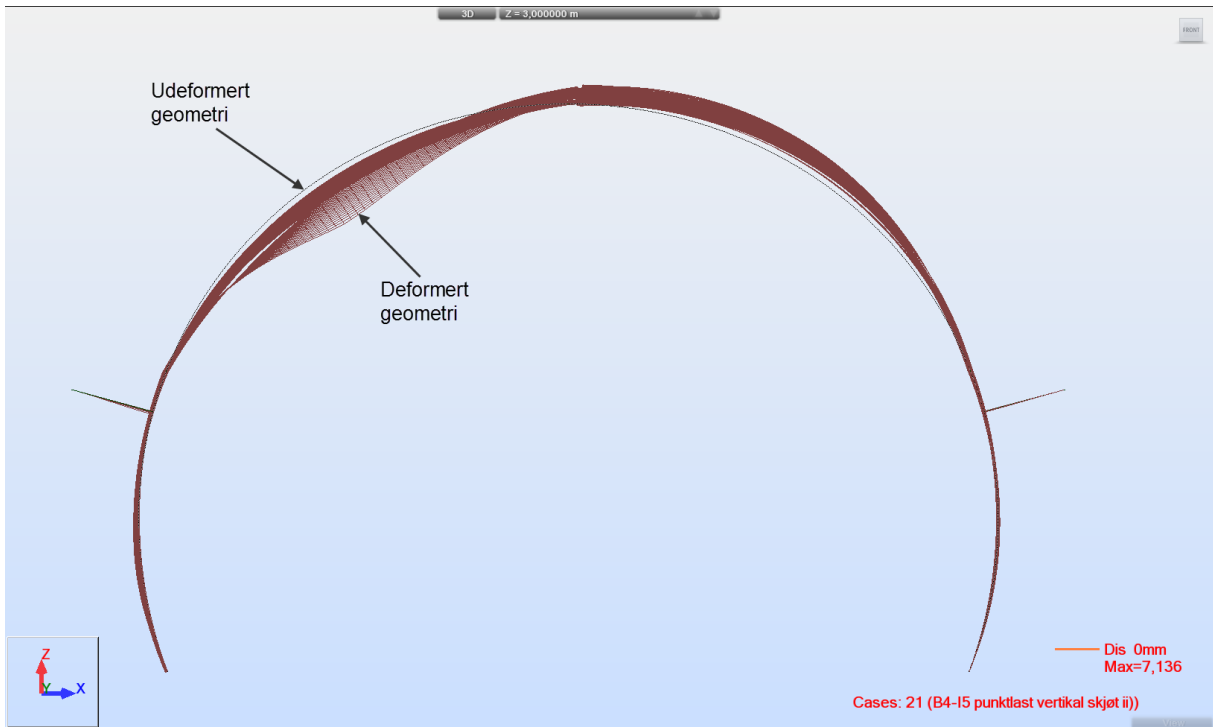


Figur 80: Lastsituasjon B4 - sett i snitt

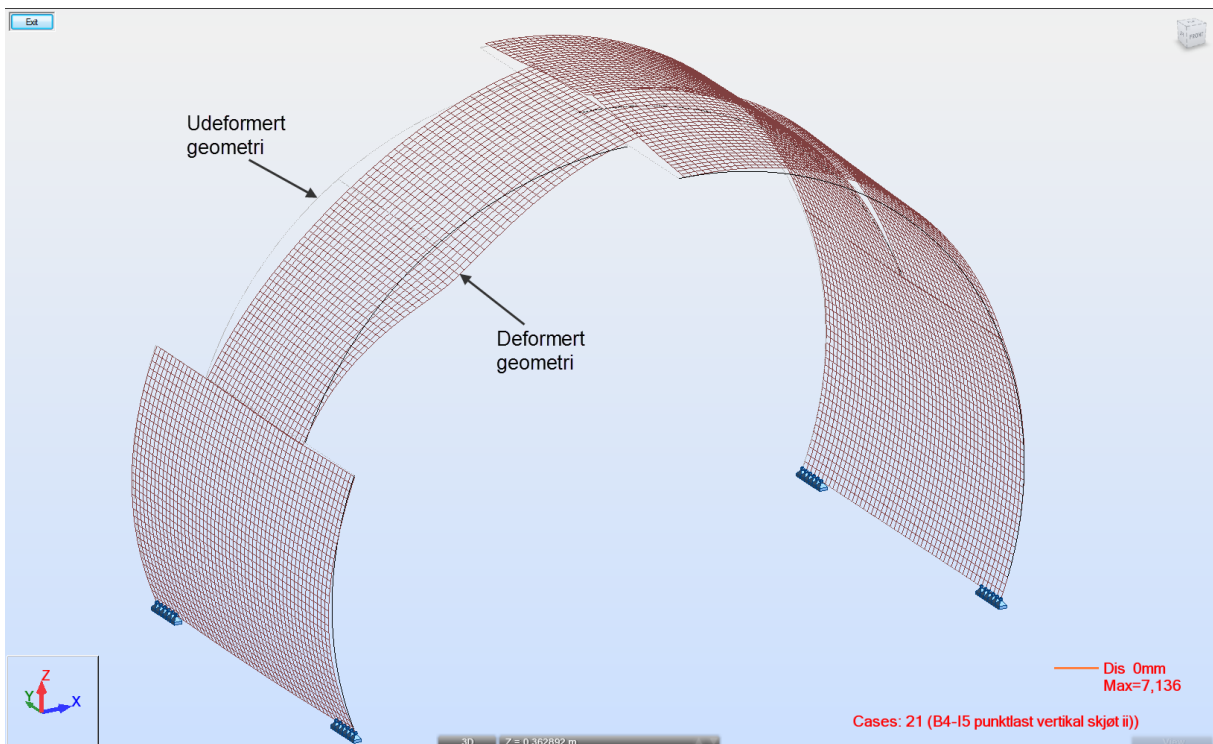


Figur 81: Lastsituasjon B4 - sett i perspektiv

Deformasjonsmønster



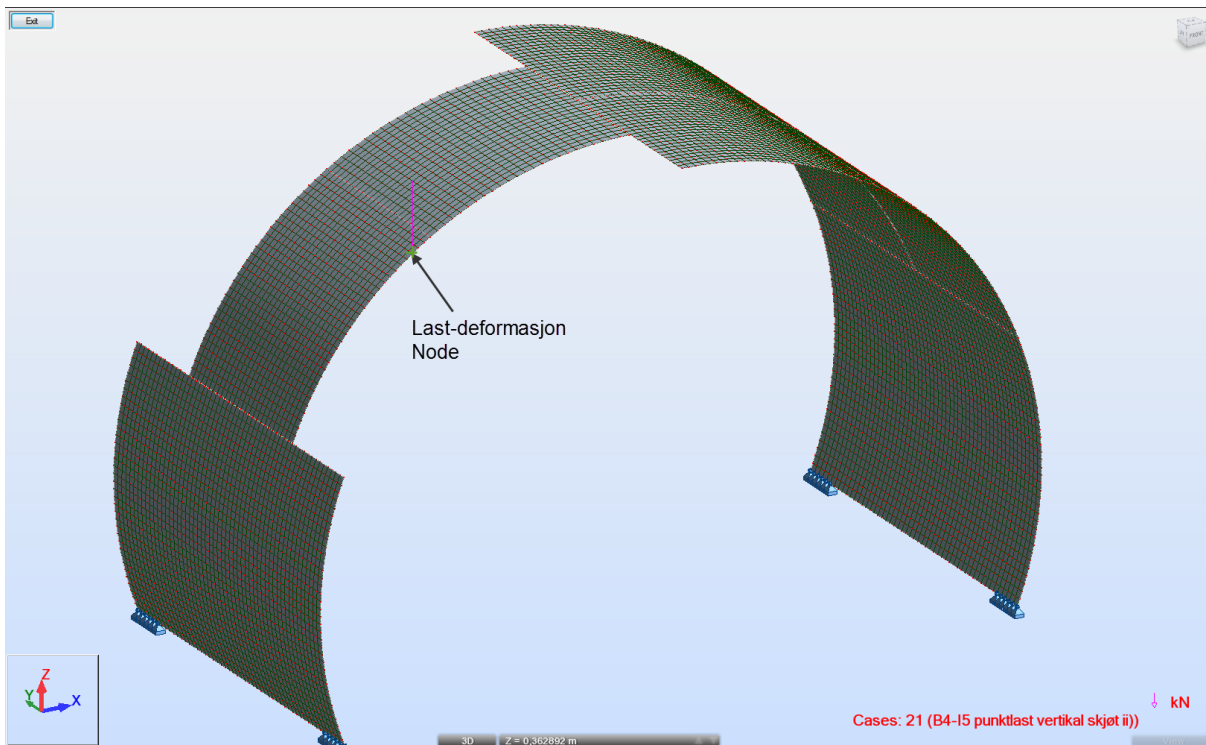
Figur 82: Deformasjonsmønster B4



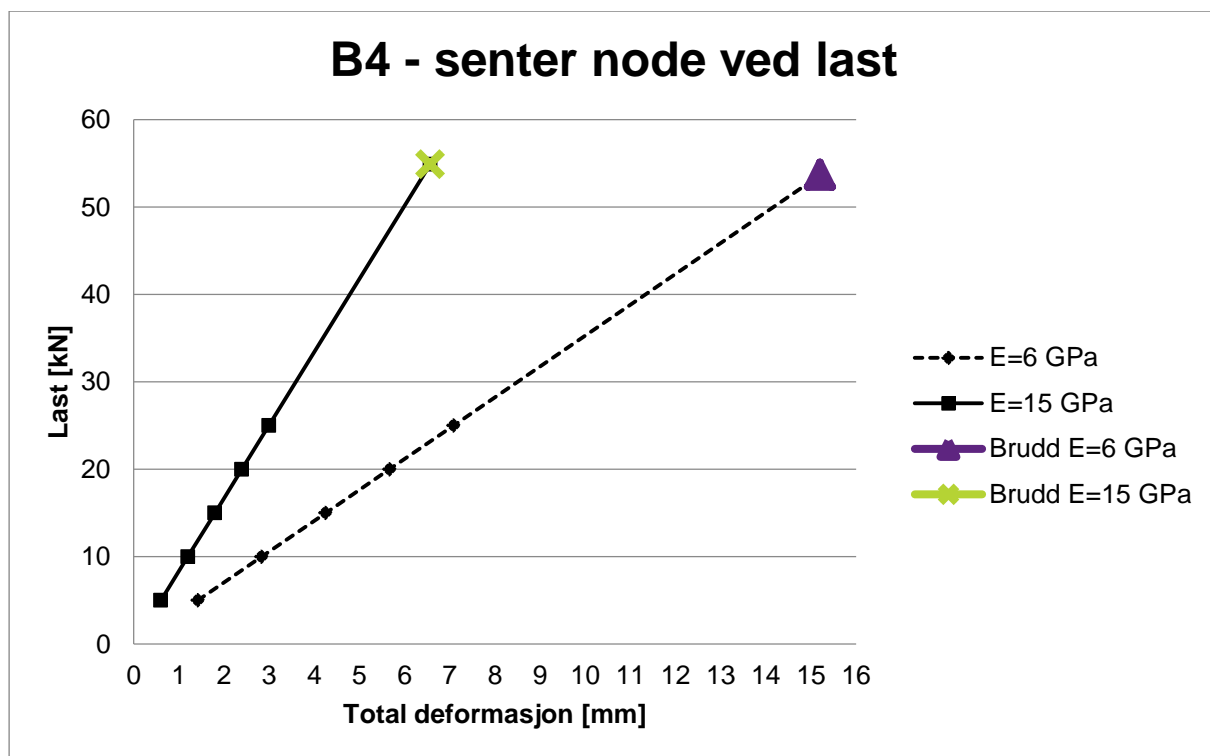
Figur 83: Deformasjonsmønster B4 - perspektiv

Last-deformasjonsforløp

Figur under viser hvilken node det er hentet ut deformasjoner ifra og som er plottet i underliggende graf.



Figur 84: Last-deformasjonsnode

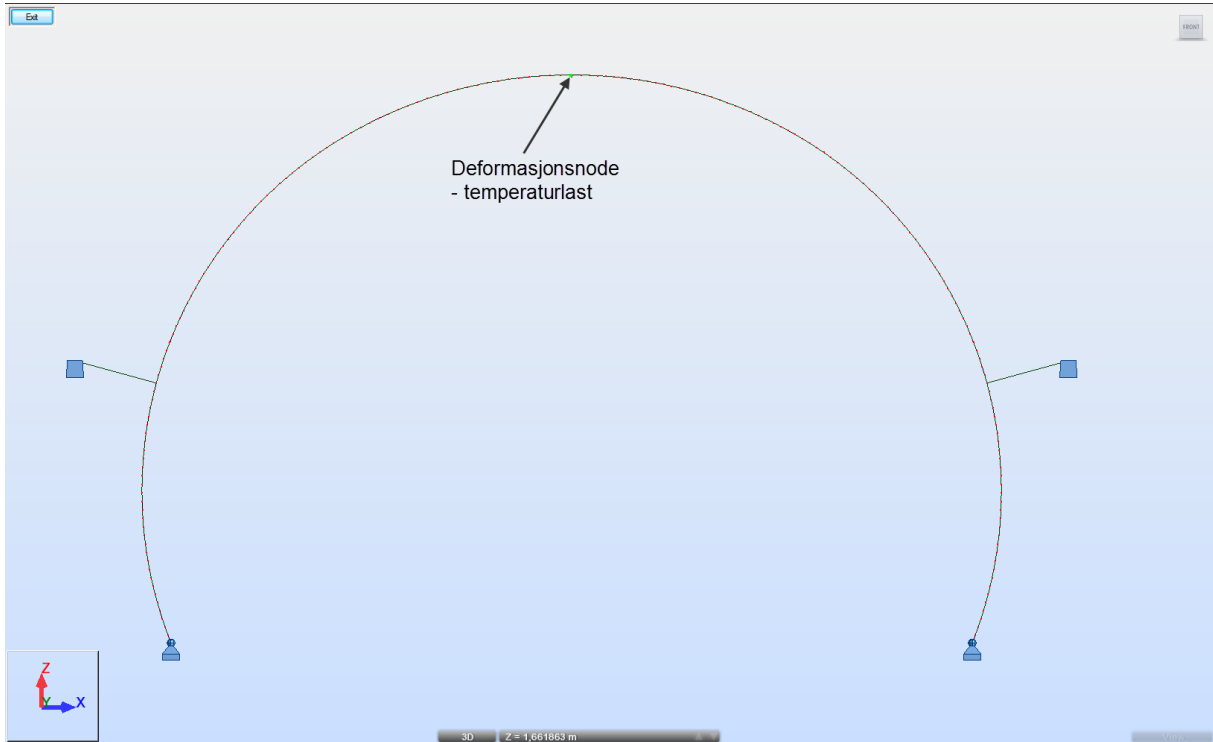


Figur 85: Last-deformasjonsforløp B4 - node slik indikert i overliggende figur

4.3.5 Lastsituasjon T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkrom

Temperaturdifferanse på +20 grader celsius er påført over tykkelsen til tverrsnittet.

Tabellen under lister opp total deformasjon i noden mellom takelementene på hver side av tverrsnittet som vist i underliggende figur. Det er her deformasjonen er størst ifra temperatur, slik figur på neste side antyder.

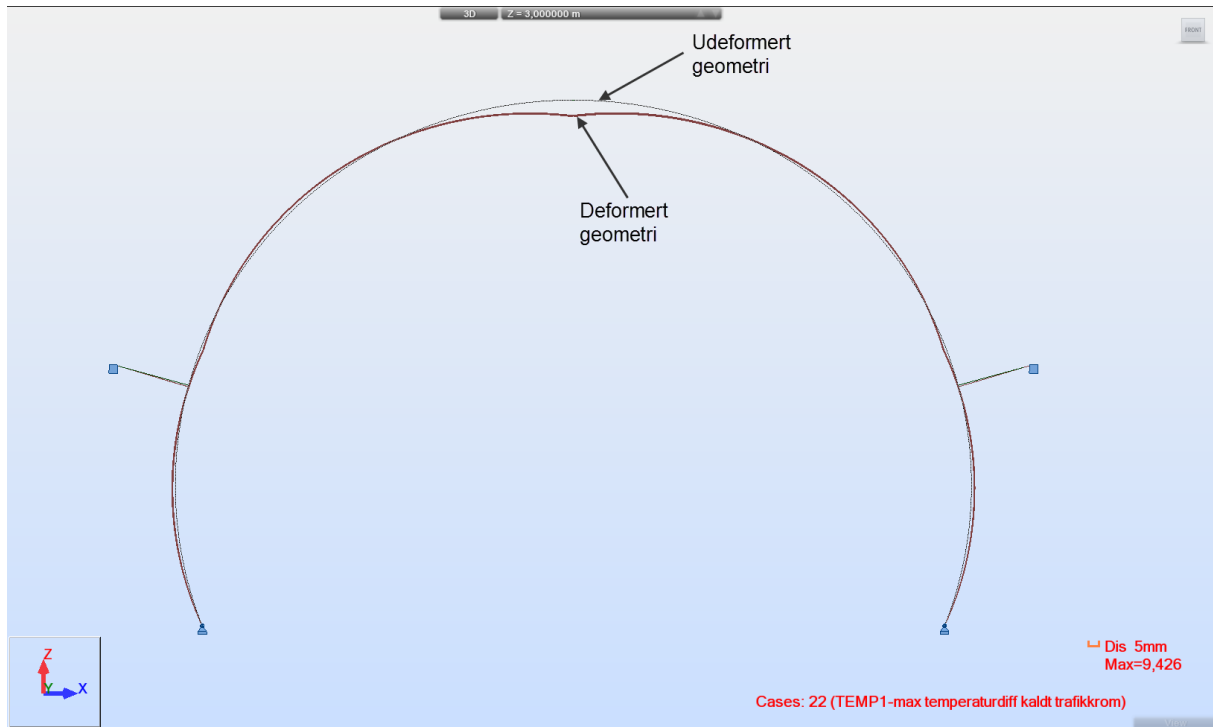


Figur 86: Deformasjonsnode - Temperaturlast

Node	E = 6 GPa		E = 15 GPa	
	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]
B1, B2, B3, B4 - deformasjonsode	8.9	19.2	8.9	44.7

Temperatur påvirker deformasjoner til betongelementer i større grad enn ved sprøytebetonghvelv. Årsak til dette er at betongelementene er friere til å bevege seg. Det er mindre fastholdninger sammenlignet med alle takboltene som er tilstede ved sprøytebetonghvelvene. I tillegg påvirker temperatur opptredende snittkrefter (moment), og denne øker tilnærmet proporsjonalt med E-modul.

Deformasjonsmønster

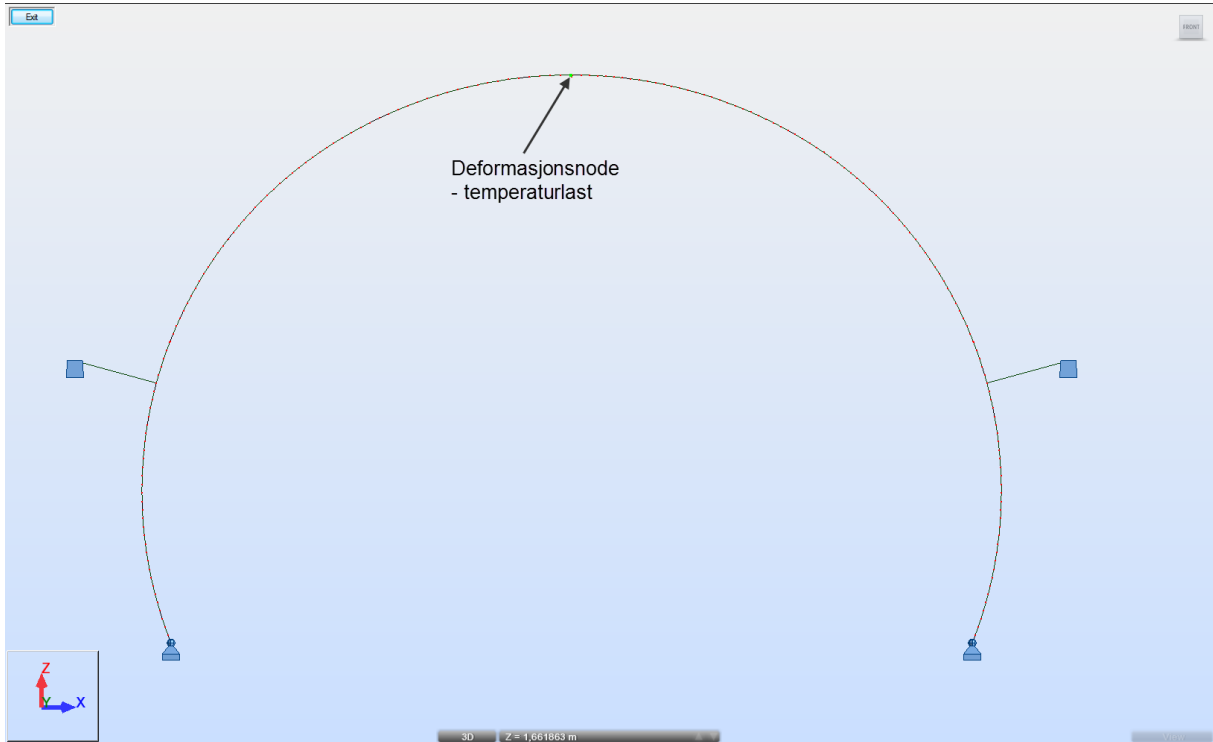


Figur 87: Deformasjonsmønster T1 - Observerer at temperaturforskjellen medfører at tunnelvernsnittet trekker seg innover trafikkrommet

4.3.6 Lastsituasjon T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside

Temperaturdifferanse på -17 grader celsius er påført over tykkelsen til tverrsnittet.

Tabellen under lister opp total deformasjon i noden mellom takelementene på hver side av tverrsnittet som vist i underliggende figur. Det er her deformasjonen er størst ifra temperatur, slik figur på neste side antyder.

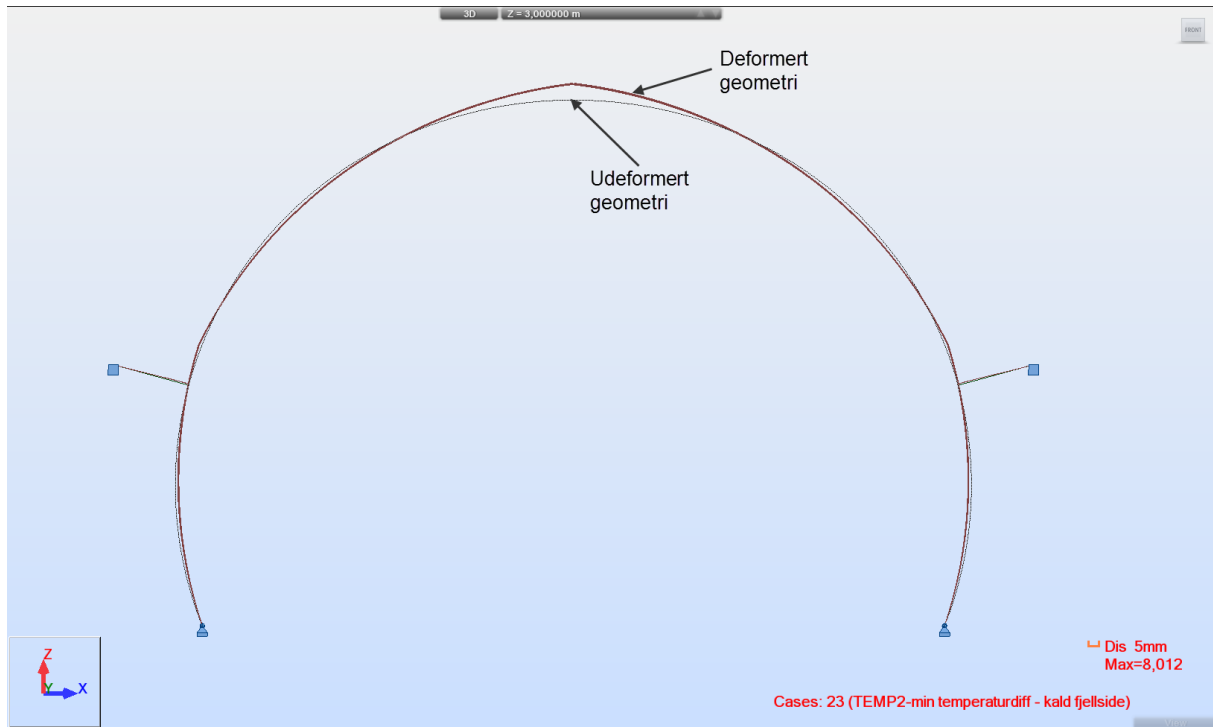


Figur 88: Deformasjonsnode - Temperaturlast

Node	E = 6 GPa		E = 15 GPa	
	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]	Total deformasjon [mm]	Utnyttelse moment [%]
B1, B2, B3, B4 - deformasjonsnode	7.56	16.2	8.9	38

Temperatur påvirker deformasjoner til betongelementer i større grad enn ved sprøytebetonghvelv. Årsak til dette er at betongelementene er friere til å bevege seg. Det er mindre fastholdninger sammenlignet med alle takboltene som er tilstede ved sprøytebetonghvelvene. I tillegg påvirker temperatur opptredende snittkrefter (moment), og denne øker tilnærmet proporsjonalt med E-modul.

Deformasjonsmønster



Figur 89: Deformasjonsmønster T2 - Observerer at temperaturforskjellen medfører at tunnelvernsnittet trekker seg inn mot fjellsiden

5 Konklusjon

Dette studiet har undersøkt last-deformasjonsutvikling ved 3 ulike tunnelhvelv. Det er påført både jevnt fordelte laster og punktlaster for å simulere nedfall/ras på bakside av hvelvene, i tillegg til temperatur.

Tabellene under oppsummerer hvor store deformasjonene er ved de ulike tilfellene ved brudd. Deformasjonene er hentet ved nodene slik det er beskrevet tidligere i rapporten. Det er kun deformasjonene ved nedre verdi av E-modul som er presentert. Generelt er deformasjonene ved sprøytebetonghvelv relativt små sammenlignet med deformasjonene ved betongelementer.

Tabell 5: Totale deformasjoner ved brudd - nedre verdi av E-modul. Sprøytebetong T8.5

Lastsituasjon	Nettarmert - E = 4 GPa	Stålfiberarmert – E = 4 GPa
SB1 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter *	2.8 mm ved ca. 33 kPa	4.1 mm ved ca. 10.2 kPa
SB2 – jevnt fordelt last mellom 4 bolter horisontalt	2.7 mm ved ca. 35 kPa	3.2 mm ved ca. 7.8 kPa
SB3 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – vertikalt mellom 8 bolter	2.9 mm ved ca. 14 kPa	1.9 mm ved ca. 2.7 kPa
SB4 – Bortfall av én bolt: jevnt fordelt last – horisontalt mellom 8 bolter	3.6 mm ved ca. 14 kPa	3 mm ved ca 3.3 kPa
SB5 – Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter	1 mm ved ca. 8.7 kN	1.4 mm ved ca. 2.3 kN
SB6 – Bortfall av én bolt: Punktlast – vertikalt mellom 8 bolter	0.9 mm ved ca. 6.8 kN	1.3 mm ved ca. 2.1 kN
T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkside	0.012-0.14 mm ved valgte noder	0.015-0.15 mm ved valgte noder
T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	0.01-0.12 mm ved valgte noder	0.01 – 0.12 mm ved valgte noder

* Den totale deformasjonen er i dette tilfellet i vertikal retning.

Tabell 6: Totale deformasjoner ved brudd - nedre verdi av E-modul. Betongelementer T9.5

Lastsituasjon	Betongelementer – E = 6 GPa
B1 - Jevnt fordelt last – vertikalt på ett takelement **	65.5 mm ved ca. 51.6 kPa
B2– Jevnt fordelt last – horisontalt på ett veggelement ***	43 mm ved ca 63.8 kPa
B3 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt i) **	8.8 mm ved ca. 17.2 kN
B4 – punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt ii) **	15.2 mm ved ca. 53.7 kN
T1 – varmt fjellside og kaldt trafikkkrom	8.9 mm
T2 – kaldt fjellside og varmt trafikkside	7.6 mm

** Sikringsbolter vil i realiteten gi mothold ved en vertikal deformasjon på 20 mm. I driftsfase er ikke disse boltene konstruktive og er derfor ikke tatt hensyn til i beregningsmodellen.



*** I realiteten vil nedre del av veggelement være fastholdt av bankett på trafikkside. Dette vil gi et mothold mot deformasjonene som opptrer i denne rapporten. Banketten er ikke tatt hensyn til i denne rapporten.

Beregningene har tatt utgangspunkt i brudd ved første momentoverskridelse. Generelt vil det ved store deformasjoner oppstå tydelige riss. Når det først risser opp vil det skje en kraftomlagring som gir større kapasitet, slik at brudd kunne vært angitt som brudd over et større område. Det anbefales å gjøre tiltak ved synlige riss og store deformasjoner.

Resultatene ifra analysene anbefales å bruke med forsiktighet da det er store usikkerheter ved input til beregningene. Dette er beskrevet i kapittel 6.

6 Usikkerheter

Dette studiet er gjort forenklet for å være et utgangspunkt. Under er et utvalg av usikkerheter knyttet til resultatene i denne rapporten.

Materialeegenskaper

Betong er et ikke-lineært materiale. Beregningene har betraktet betong som et lineært materiale med redusert stivhet. For å kunne oppnå større deformasjoner enn hva et full lineært materiale ville gitt har vi forsøkt å redusere stivheten ved å endre verdien på E-modulen til betong til en «ekvivalent»/nedre E-modul. På den måten gir samme last ulik forskyvning sammenlignet med en høyere E-modul.

Måten den nedre E-modulen er funnet på er noe upålitelig ut i fra vårt ståsted med lineær elastisk analyse, men det er vanskelig å kvantifisere denne usikkerheten/avviket, fra hvordan betongen vil oppføre seg i virkeligheten. Stivheten varierer i stor grad av hvor stor lastpåvirkningen er i aktuelt snitt. I beregningsmodellen er den samme E-modulen gjeldende for hele hvelvet. Ideelt burde man latt stivheten vært forskjellig gjennom hvelvet basert på lasten. Dette kunne vært oppnådd ved å ha en ikke-lineær input på materialet.

Forenklete bruddberegning

Brudd er vurdert forenklet ved å kun se på momentkapasiteten til betongen og sammenligne mot opptredende momenter. Det er ikke vurdert opp mot skjærkrefter i betongen, gjennomlokking, eller hvorvidt boltene ryker. Sikkerhetsplater, knaster, fortanning mellom vegg- og takelementer, og fundamenter er heller ikke kontrollert mot brudd. Det kan med andre ord være at noen av disse konstruksjonselementene går til brudd før momentkapasiteten til betongen overskrides.

Stivhet

Stivheten til tverrsnittet er noe usikker slik beskrevet i beregningsforutsetningene og avsnitt over. Ved betongelementer vil det også i realiteten være ulik stivhet i ring- og lengderetning grunnet ulik armeringsmengde i disse retningene. Dette er et annet aspekt som RSA ikke kan fange opp.

Bestandighet til eksisterende konstruksjoner

Det er gjort noen antakelser om eksisterende konstruksjoner som er noe usikre. Dette går stort sett på materialeegenskaper. Dette avhenger ikke bare av hva som er spesifisert, men også utførelsen av konstruksjonene. Uten å gjøre omfattende undersøkelser er det vanskelig å si noe om befatningen til eksisterende konstruksjon er (ift. hvor opprisset, utførelse, med mer).

Påføring av laster

Lastene er forenklet idealisert ved at de virker uniformt over et bestemt område. I realiteten vil mest sannsynlig potensielt nedfall/ras ikke nødvendigvis virke uniformt og virke akkurat der vi har plassert dem.

Elementnett ved punktlast

Punktlast gir store verdier rett under påført last, og det virker i et punkt. Elementnettet i analysen kunne vært mindre der hvor lasten påføres. Eventuelt modellere punktlasten som en jevnt fordelt last over et mindre område.

7 Forslag til videre arbeid

Under følger forslag til videre arbeid som kan gjøres i forbindelse med dette studie.

Materialundersøkelser

Utføre materialundersøkelser på eksisterende tunnelhvelv for å få nødvendig materialdata til analysene.

Ikke-lineære beregninger

Undersøke en av beregningsmodellene med ikke-lineært materiale og 1-2 laster, og sammenligne med resultater i denne rapporten. Det kunne også vært aktuelt å benytte ikke-lineær geometri for å bedre se virkningen av store deformasjoner.

Flere bruddvurderinger

Gjennomføre flere bruddvurderinger (skjær, gjennomlokking, bolt, etc.)

Flere laststørrelser

Beregningene har påført lastene med en viss utbredelse. Det kunne vært aktuelt å prøve flere lastutbredelser.

Vedlegg A Momentkapasitet

A.1 Nettarmert sprøytebetong T8.5

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Regner momentkapasitet for plate utsatt for bøyemoment.

Tykkelse plate:	$h := 80\text{mm}$
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$
Armering:	$\phi := 5\text{mm}$
Overdekning:	$c := \frac{h}{2} - \frac{\phi}{2} = 37.5\text{mm}$
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$
	Armering:	$\gamma_s := 1$

Betongparametere, Tabell 5
NS3473: $f_{cck} := 35\text{MPa}$

Trykkbruddtøyning,
NS3473 pkt. 11.3.1: $\epsilon_{cu} := 0.0035$

Parametere for
spenningsfordelingen
NS3473 Tillegg A, pkt.
A.11.3.4: $A := 80\%$ $B := 100\%$ *Gjelder for betong $\leq B45$*

Betongens trykk-kapasitet: $f_{cd} := \frac{f_{cck}}{\gamma_c} = 35\text{MPa}$

Armeringens flytegrense
og e-modul pkt. 9.2.5: $f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_s := 200\text{GPa}$

Armeringens strekkkapasitet
ved dimensjonerende
flytetøyning: $f_{yd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 500\text{MPa}$ $\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde: $A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = 131 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde: $d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 40 \cdot \text{mm}$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt: $\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 1307 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert: $\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$

Beregning av trykksonehøyde: $\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.058$

Trykksonehøyde: $x := \alpha \cdot d = 2.337 \cdot \text{mm}$

Beregning av armeringsstøyning: $\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.0564$

Sjekk av grensetøyning, NS3473 pkt. 11.3.6: $\epsilon_{ud} := 0.01$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides" "Innenfor" otherwise
------------------	---

Finner ny α basert på at grensetøyningen begrenses: $\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$

Ny trykksonehøyde: $x_c := \alpha_c \cdot d = 10.37 \cdot \text{mm}$

Ny indre momentarm: $z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 35.85 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet: $M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 2.35 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

A.2 Stålfiberarmert sprøytebetong T8.5

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET COIN Project report 29-2011 Stålfiberarmert betong B35-R2.0

1. Forutsetninger

Regner momentkapasitet for plate utsatt for bøyemoment.

Tykkelse plate: $h := 40\text{mm}$

Bredde plate: $b := 1000\text{mm}$

2 Generelle materialparametre

Reststrekkfasthet: $f_{\text{ctk.res.2.5}} := 1\text{MPa}$

3 Statiske beregninger

Beregner momentkapasitet iht. Figur 6.1 i kapittel 6.2.3 i *COIN Project report 29-2011*

Momentkapasitet: $M_{Rd} := 0.4f_{\text{ctk.res.2.5}} \cdot b \cdot h^2 = 0.64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

A.3 Betongelementer T9.5

A.3.1 Takelement

A.3.1.1 Ringretning trafikkside

1. Forutsetninger

Tykkelse plate: $h := 150\text{mm}$

Bredde plate: $b := 1000\text{mm}$

Armering: $\sigma := 6\text{mm}$

Overdekning: $c := \begin{pmatrix} 45\text{mm} \\ 45\text{mm} \end{pmatrix}$

Senteravstand: $s := \begin{pmatrix} 150\text{mm} \\ 75\text{mm} \end{pmatrix}$

Generelt senteravstand 150 mm.
 Senteravstand 75 ved senter av element.

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer
 (settes til 1.0 i studiet): Betong: $\gamma_c := 1$

Armering: $\gamma_s := 1$

Betongparametere, Tabell 5
 NS3473: $f_{cck} := 45\text{MPa}$

Trykkbruddtoying,
 NS3473 pkt. 11.3.1: $\epsilon_{cu} := 0.0035$

Parametere for
 spenningsfordelingen
 NS3473 Tillegg A, pkt.
 A.11.3.4: $A := 80\%$ $B := 100\%$ *Gjelder for betong $\leq B45$*

Betongens trykk-kapasitet: $f_{cd} := \frac{f_{cck}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$

Armeringens flytegrense
 og e-modul pkt. 9.2.5: $f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_s := 200\text{GPa}$

Armeringens strekkkapasitet
 ved dimensjonerende
 flytetoying: $f_{yd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$ $\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = \left(\frac{188.496}{376.991} \right) \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = \left(\frac{102}{102} \right) \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = \left(\frac{4284}{4284} \right) \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \left(\begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{"Overarmert"} \text{ if } A_{s_0} > A_{s,b_0} \\ \text{"Underarmert"} \text{ if } A_{s_0} \leq A_{s,b_0} \\ \text{"Overarmert"} \text{ if } A_{s_1} > A_{s,b_1} \\ \text{"Underarmert"} \text{ if } A_{s_1} \leq A_{s,b_1} \end{array} \right) \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{"Underarmert"} \\ \text{"Underarmert"} \end{array} \right)$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \left(\begin{array}{l} 0.026 \\ 0.051 \end{array} \right)$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 7.854 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \left(\begin{array}{l} 0.1329 \\ 0.0647 \end{array} \right)$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := \left(\begin{array}{l} 0.01 \\ 0.01 \end{array} \right)$$

Grensetøyning :=
$$\left(\begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{"Overskrides"} \text{ if } \epsilon_{s_0} > \epsilon_{ud_0} \\ \text{"Innenfor"} \text{ otherwise} \\ \text{"Overskrides"} \text{ if } \epsilon_{s_1} > \epsilon_{ud_1} \\ \text{"Innenfor"} \text{ otherwise} \end{array} \right) \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{"Overskrides"} \\ \text{"Overskrides"} \end{array} \right)$$

Finner ny α basert på at grensetoyingen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = \begin{pmatrix} 0.259 \\ 0.259 \end{pmatrix}$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \begin{pmatrix} \alpha_{c_0} \cdot d_0 \\ \alpha_{c_1} \cdot d_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 26.444 \\ 26.444 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

$$A := 80$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{A}{200} \cdot \alpha_{c_0}\right) \cdot d_0 \\ \left(1 - \frac{A}{200} \cdot \alpha_{c_1}\right) \cdot d_1 \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 91.422 \\ 91.422 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := \begin{pmatrix} A_{s_0} \cdot f_{yd} \cdot z_{c_0} \\ A_{s_1} \cdot f_{yd} \cdot z_{c_1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 8.6 \\ 17.2 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.1.2 Ringretning fjellside

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\phi := 8\text{mm}$	
Overdekning:	$c := \begin{pmatrix} 40\text{mm} \\ 40\text{mm} \end{pmatrix}$	
Senteravstand:	$s := \begin{pmatrix} 150\text{mm} \\ 75\text{mm} \end{pmatrix}$	Generelt senteravstand 150mm Senteravstand i senter av takelement

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{cck} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{cu} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	Gjelder for betong $\leq B45$
	Betongens trykk-kapasitet:	$f_{cd} := \frac{f_{cck}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$	
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
	Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{yd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = \left(\frac{335}{670} \right) \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = \left(\frac{106}{106} \right) \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = \left(\frac{4452}{4452} \right) \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \left(\begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{"Overarmert"} \text{ if } A_{s_0} > A_{s,b_0} \\ \text{"Underarmert"} \text{ if } A_{s_0} \leq A_{s,b_0} \\ \text{"Overarmert"} \text{ if } A_{s_1} > A_{s,b_1} \\ \text{"Underarmert"} \text{ if } A_{s_1} \leq A_{s,b_1} \end{array} \right) \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{"Underarmert"} \\ \text{"Underarmert"} \end{array} \right)$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \left(\begin{array}{l} 0.044 \\ 0.088 \end{array} \right)$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 13.963 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \left(\begin{array}{l} 0.0762 \\ 0.0364 \end{array} \right)$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := \left(\begin{array}{l} 0.01 \\ 0.01 \end{array} \right)$$

Grensetøyning :=
$$\left(\begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{"Overskrides"} \text{ if } \epsilon_{s_0} > \epsilon_{ud_0} \\ \text{"Innenfor"} \text{ otherwise} \\ \text{"Overskrides"} \text{ if } \epsilon_{s_1} > \epsilon_{ud_1} \\ \text{"Innenfor"} \text{ otherwise} \end{array} \right) \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{"Overskrides"} \\ \text{"Overskrides"} \end{array} \right)$$

Finner ny α basert på at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = \begin{pmatrix} 0.259 \\ 0.259 \end{pmatrix}$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \begin{pmatrix} \alpha_{c_0} \cdot d_0 \\ \alpha_{c_1} \cdot d_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 27.481 \\ 27.481 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_{c_0}\right) \cdot d_0 \\ \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_{c_1}\right) \cdot d_1 \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 95.007 \\ 95.007 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := \begin{pmatrix} A_{s_0} \cdot f_{yd} \cdot z_{c_0} \\ A_{s_1} \cdot f_{yd} \cdot z_{c_1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15.9 \\ 31.8 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.1.3 Lengderetning trafikkside

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\phi := 6\text{mm}$	$\phi_{\text{ring}} := 8\text{mm}$
Overdekning:	$c := 45\text{mm} + \phi_{\text{ring}}$	
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$	

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
	Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$	
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
	Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde: $A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde: $d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 94 \cdot \text{mm}$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt: $\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 3948 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert: $\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$

Beregning av trykksonehøyde: $\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.028$

Trykksonehøyde: $x := \alpha \cdot d = 2.618 \cdot \text{mm}$

Beregning av armeringstøyning: $\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.1222$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1: $\epsilon_{ud} := 0.01$

Grensetøyning := $\begin{cases} \text{"Overskrides"} & \text{if } \epsilon_s > \epsilon_{ud} \\ \text{"Innenfor"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Overskrides"}$
--

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 24.37 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 84.252 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 7.94 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.1.4 Lengderetning fjellside

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\phi := 6\text{mm}$	$\phi_{\text{ring}} := 8\text{mm}$
Overdekning:	$c := 40\text{mm} + \phi_{\text{ring}}$	
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$	

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
	Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$	
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
	Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = 188.496 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 99 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 4158 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.026$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 2.618 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.1289$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := 0.01$$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides" "Innenfor" otherwise
------------------	---

Finner ny α basert på at grensetøyningen begrenses: $\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$

Ny trykksonehøyde: $x_c := \alpha_c \cdot d = 25.667 \cdot \text{mm}$

Ny indre momentarm: $z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 88.733 \cdot \text{mm}$

Momentkapasitet: $M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 8.36 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

A.3.2 Veggelement

A.3.2.1 Lengderetning fjellside

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\phi := 6\text{mm}$	$\phi_{\text{ring}} := 8\text{mm}$
Overdekning:	$c := 40\text{mm} + \phi_{\text{ring}}$	
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$	

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$		
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$	

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = 188 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 99 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 4158 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.026$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 2.618 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.1289$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := 0.01$$

<p>Grensetøyning := $\begin{cases} \text{"Overskrides"} & \text{if } \epsilon_s > \epsilon_{ud} \\ \text{"Innenfor"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Overskrides"}$</p>

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 25.667 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 88.733 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 8.36 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.2 Lengderetning fjellside – nedre kant av veggelement

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

- Tykkelse plate: $h := 150\text{mm}$
- Bredde plate: $b := 1000\text{mm}$
- Armering: $\phi := 6\text{mm}$ $\phi_{\text{ring}} := 8\text{mm}$ $\phi_{\text{ekstra}} := 16\text{mm}$
- Overdekning: $c := 40\text{mm} + \phi_{\text{ring}}$
- Senteravstand: $s := 150\text{mm}$
- 2ø16c150 - virker over en lengde på 300 mm: $l_2 := 300\text{mm}$

2 Generelle materialparametre

- Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):
 Betong: $\gamma_c := 1$
 Armering: $\gamma_s := 1$
- Betongparametere, Tabell 5 NS3473: $f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$
- Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1: $\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$
- Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4: $A := 80\%$ $B := 100\%$ *Gjelder for betong $\leq B45$*
- Betongens trykk-kapasitet: $f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$
- Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5: $f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_s := 200\text{GPa}$
- Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning: $f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$ $\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} + \frac{2 \cdot \sigma_{\text{ekstra}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot b}{l_2} = 1529 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 99 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 4158 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.214$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 21.235 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.0128$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := 0.01$$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides" "Innenfor" otherwise
------------------	---

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 25.667 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 88.733 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 67.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.3 Lengderetning trafikkside

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\sigma := 6\text{mm}$	$\sigma_{\text{ring}} := 8\text{mm}$
Overdekning:	$c := 45\text{mm} + \sigma_{\text{ring}}$	
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$	

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
	Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$	
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
	Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde: $A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = 188 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv tverrsnittshøyde: $d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 94 \cdot \text{mm}$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt: $\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 3948 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert: $\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$

Beregning av trykksonehøyde: $\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.028$

Trykksonehøyde: $x := \alpha \cdot d = 2.618 \cdot \text{mm}$

Beregning av armeringstøyning: $\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.1222$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1: $\epsilon_{ud} := 0.01$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides"
	"Innenfor" otherwise

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 24.37 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 84.252 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 7.94 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.4 Lengderetning trafikkside – nedre kant av veggelement

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$		
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$		
Armering:	$\sigma := 6\text{mm}$	$\sigma_{\text{ring}} := 8\text{mm}$	$\sigma_{\text{ekstra}} := 16\text{mm}$
Overdekning:	$c := 45\text{mm} + \sigma_{\text{ring}}$		
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$		
2ø16c150 - virker over en lengde på 300 mm:	$l_2 := 300\text{mm}$		

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$		
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$	

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} + \frac{2 \cdot \sigma_{\text{ekstra}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot b}{l_2} = 1529 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 94 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 3948 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.226$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 21.235 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.012$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := 0.01$$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides"
	"Innenfor" otherwise

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 24.37 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 84.252 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 64.41 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.5 Lengderetning trafikkside – ved veggbolt

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$		
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$		
Armering:	$\sigma := 6\text{mm}$	$\sigma_{\text{ring}} := 8\text{mm}$	$\sigma_{\text{ekstra}} := 10\text{mm}$
Overdekning:	$c := 45\text{mm} + \sigma_{\text{ring}}$		
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$		
3ø10c200 - virker over en lengde på 600 mm:	$l_2 := 600\text{mm}$		

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$		
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$	

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \left(\frac{(0.5 \cdot \varnothing)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} + \frac{3 \cdot \varnothing_{\text{ekstra}}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot b}{l_2} \right) = 581 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\varnothing}{2} = 94 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 3948 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.086$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 8.072 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.0373$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := 0.01$$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides" "Innenfor" otherwise
------------------	---

Finner ny α basert på
at grensetoyingen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 24.37 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 84.252 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 24.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.6 Ringeretning fjellside

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\phi := 8\text{mm}$	
Overdekning:	$c := \begin{pmatrix} 40\text{mm} \\ 40\text{mm} \end{pmatrix}$	
Senteravstand:	$s := \begin{pmatrix} 50\text{mm} \\ 100\text{mm} \end{pmatrix}$	Senteravstand på sidene, nett P1. Senteravstand i midten, nett P2.

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{cck} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{cu} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	Gjelder for betong $\leq B45$
	Betongens trykk-kapasitet:	$f_{cd} := \frac{f_{cck}}{\gamma_c} = 45 \cdot \text{MPa}$	
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
	Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{yd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 500 \cdot \text{MPa}$	$\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = \left(\frac{1005}{503} \right) \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = \left(\frac{106}{106} \right) \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = \left(\frac{4452}{4452} \right) \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \left(\begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{"Overarmert"} \quad \text{if } A_{s_0} > A_{s,b_0} \\ \text{"Underarmert"} \quad \text{if } A_{s_0} \leq A_{s,b_0} \\ \text{"Overarmert"} \quad \text{if } A_{s_1} > A_{s,b_1} \\ \text{"Underarmert"} \quad \text{if } A_{s_1} \leq A_{s,b_1} \end{array} \right) \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{"Underarmert"} \\ \text{"Underarmert"} \end{array} \right)$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \left(\frac{0.132}{0.066} \right)$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 20.944 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.0231}{0.0496} \right)$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := \left(\frac{0.01}{0.01} \right)$$

Grensetøyning :=
$$\left(\begin{array}{l} \left(\begin{array}{l} \text{"Overskrides"} \quad \text{if } \epsilon_{s_0} > \epsilon_{ud_0} \\ \text{"Innenfor"} \quad \text{otherwise} \\ \text{"Overskrides"} \quad \text{if } \epsilon_{s_1} > \epsilon_{ud_1} \\ \text{"Innenfor"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right) \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{"Overskrides"} \\ \text{"Overskrides"} \end{array} \right)$$

Finner ny α basert på at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = \begin{pmatrix} 0.259 \\ 0.259 \end{pmatrix}$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \begin{pmatrix} \alpha_{c0} \cdot d_0 \\ \alpha_{c1} \cdot d_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 27.481 \\ 27.481 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \begin{bmatrix} \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_{c0}\right) \cdot d_0 \\ \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_{c1}\right) \cdot d_1 \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} 95.007 \\ 95.007 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd.c} := \begin{pmatrix} A_{s0} \cdot f_{yd} \cdot z_{c0} \\ A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_{c1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 47.8 \\ 23.9 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.7 Ringretning trafikkside

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate: $h := 150\text{mm}$

Bredde plate: $b := 1000\text{mm}$

Armering: $\phi := 6\text{mm}$

Overdekning: $c := 45\text{mm}$

Senteravstand: $s := 150\text{mm}$

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer
(settes til 1.0 i studiet): Betong: $\gamma_c := 1$

Armering: $\gamma_s := 1$

Betongparametere, Tabell 5
NS3473: $f_{cck} := 45\text{MPa}$

Trykkbruddtøyning,
NS3473 pkt. 11.3.1: $\epsilon_{cu} := 0.0035$

Parametere for
spenningsfordelingen
NS3473 Tillegg A, pkt.
A.11.3.4: $A := 80\%$ $B := 100\%$ *Gjelder for betong $\leq B45$*

Betongens trykk-kapasitet: $f_{cd} := \frac{f_{cck}}{\gamma_c} = 45\text{MPa}$

Armeringens flytegrense
og e-modul pkt. 9.2.5: $f_{sk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ $E_s := 200\text{GPa}$

Armeringens strekkkapasitet
ved dimensjonerende
flytetøyning: $f_{yd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 500\text{MPa}$ $\epsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.0025$

3 Statiske beregninger

Armeringsmengde:
$$A_s := \frac{(0.5 \cdot \sigma)^2 \cdot \pi \cdot b}{s} = 188 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv tverrsnittshøyde:
$$d := h - c - \frac{\sigma}{2} = 102 \cdot \text{mm}$$

Beregner nødvendig armeringsmengde for "balansert" tverrsnitt:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} = 0.583$$

$$A_{s,b} := A \cdot B \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot d \cdot b \cdot \alpha_b = 4284 \cdot \text{mm}^2$$

Kontroll over- / underarmert:
$$\text{Armering} := \begin{cases} \text{"Overarmert"} & \text{if } A_s > A_{s,b} \\ \text{"Underarmert"} & \text{if } A_s \leq A_{s,b} \end{cases} = \text{"Underarmert"}$$

Beregning av trykksonehøyde:
$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.026$$

Trykksonehøyde:
$$x := \alpha \cdot d = 2.618 \cdot \text{mm}$$

Beregning av armeringstøyning:
$$\epsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_{cu} = 0.1329$$

Sjekk av grensetøyning, iht. NS3473 pkt. 11.3.1:
$$\epsilon_{ud} := 0.01$$

Grensetøyning :=	"Overskrides" if $\epsilon_s > \epsilon_{ud}$ = "Overskrides"
	"Innenfor" otherwise

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 26.444 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 91.422 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 8.62 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

A.3.2.8 Ringretning trafikkside – ved veggbolt

BEREGNING AV MOMENTKAPASITET ETTER NS3473

1. Forutsetninger

Tykkelse plate:	$h := 150\text{mm}$	
Bredde plate:	$b := 1000\text{mm}$	
Armering:	$\sigma := 6\text{mm}$	$\sigma_{\text{ekstra}} := 10\text{mm}$
Overdekning:	$c := 45\text{mm}$	
Senteravstand:	$s := 150\text{mm}$	
3ø10c200 - virker over en lengde på 600 mm:	$l_2 := 600\text{mm}$	

2 Generelle materialparametre

Materialfaktorer (settes til 1.0 i studiet):	Betong:	$\gamma_c := 1$	
	Armering:	$\gamma_s := 1$	
Betongparametere, Tabell 5 NS3473:	$f_{\text{cck}} := 45\text{MPa}$		
Trykkbruddtøyning, NS3473 pkt. 11.3.1:	$\epsilon_{\text{cu}} := 0.0035$		
Parametere for spenningsfordelingen NS3473 Tillegg A, pkt. A.11.3.4:	$A := 80\%$	$B := 100\%$	<i>Gjelder for betong $\leq B45$</i>
Betongens trykk-kapasitet:	$f_{\text{cd}} := \frac{f_{\text{cck}}}{\gamma_c} = 45\text{MPa}$		
Armeringens flytegrense og e-modul pkt. 9.2.5:	$f_{\text{sk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	$E_s := 200\text{GPa}$	
Armeringens strekkkapasitet ved dimensjonerende flytetøyning:	$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{sk}}}{\gamma_s} = 500\text{MPa}$	$\epsilon_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yd}}}{E_s} = 0.0025$	

Finner ny α basert på
at grensetøyningen begrenses:

$$\alpha_c := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ud}} = 0.259$$

Ny trykksonehøyde:

$$x_c := \alpha_c \cdot d = 26.444 \cdot \text{mm}$$

Ny indre momentarm:

$$z_c := \left(1 - \frac{A}{2} \cdot \alpha_c\right) \cdot d = 91.422 \cdot \text{mm}$$

Momentkapasitet:

$$M_{Rd,c} := A_s \cdot f_{yd} \cdot z_c = 26.57 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Statens Vegvesen

Beregningsforutsetninger

Last-deformasjonsutvikling for ulike tunnelhvelv

Studie



Oppdragsnr.: 5164745 Dokumentnr.: K-001 Versjon: B03
2016-12-14

Oppdragsgiver: Statens Vegvesen
Oppdragsgivers kontaktperson: Karen Klemetsrud, Claus K. Larsen, Alf Trygve Kveen
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Jan Fredrik Rambech
Fagansvarlig: Jan Fredrik Rambech
Andre nøkkelpersoner: Jens Petter Henriksen

B03	2016-12-14	Ny revisjon basert på kommentarer fra SVV	ERORT	JFRAM	JFRAM
B02	2016-10-03	Andre revisjon til Statens vegvesen	ERORT	JFRAM	JFRAM
B01	2016-07-08	Til Statens vegvesen for kommentarer	ERORT	JFRAM	JFRAM
A01	2016-07-08	Til intern kontroll	ERORT	JFRAM	JFRAM
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Statens Vegvesen (SVV) ønsker å få utredet last- og deformasjonsforløp for tre vanlige frittstående hvelv av betong for i større grad ha rede på hvor mye deformasjon en kan forvente i tunnelen ved ulike lastsituasjoner (nedfall/ras og temperatur).

Denne design basisen angir beregningsforutsetningene for hvordan studiet skal utføres.

Innhold

1	Innledning	5
1.1	Introduksjon	5
1.2	Omfang	5
2	Referanser	6
3	Geometri	7
3.1	Betongelementhvelv	7
3.2	Sprøytebetong	7
4	Materialer	8
5	Laster	10
6	Beregningsmodell	12
7	Resultat	13
Vedlegg A	Tegninger T9.5 - Betongelementhvelv	14
Vedlegg B	Beregning av nedre grense E-modul	23

1 Innledning

1.1 Introduksjon

Statens Vegvesen (SVV) ønsker å få utredet last- og deformasjonsforløp for tre vanlige frittstående hvelv av betong. Man vil da i større grad vite mer om hvor mye deformasjon en kan forvente i de ulike hvelvene ved ulike temperaturer og ulike lastsituasjoner (ras/nedfall) på bakside av hvelv.

1.2 Omfang

Arbeidets omfang er begrenset til vurdering av tre ulike hvelv – og 3 ulike lastsituasjoner:

Tunnelhvelv:

1. Betongelement T9.5 profil
2. Sprøytebetonghvelv T8.5 profil med stålfiber
3. Sprøytebetonghvelv T8.5 profil nettarmert

Lastsituasjoner:

1. Nedfall: Både jevnt fordel last og punktlast
2. Temperatur: Temperaturdifferanse mellom trafikkrom og rom bak hvelv.
3. Bortfall av en bolt (kun gjeldende for hvelvtype 2 og 3). Det påføres nedfallslast når en bolt er fjernet.

Dette studiet skal gi en indikasjon på hvor store deformasjoner man kan forvente pga. nedfall og temperatur. Pga. sannsynlige store variasjoner i betongens beskaffenhet pga. alder, kvalitet, utførelse og type belastning er det valgt i denne omgang å ikke gå for mye i detalj på type last, plassering og intensitet og heller ikke variabler som materialstyrke, type opprissing, kryp og svinn osv.

2 Referanser

- /1/. NS3473 6.utgave september 2003
Prosjektering av betongkonstruksjoner
Beregnings- og konstruksjonsregler
- /2/. Norsk Betongsforenings publikasjon nr. 7 (2003)
- /3/. D Beskrivelse/Kravspesifikasjon
Forenklet konkurransegrunnlag for administrative tjenesteanskaffelser
Statens Vegvesen
- /4/. Møtereferat ifra oppstartsmøte 30. juni 2016
- /5/. Betongkonstruksjoner – beregning og dimensjonering etter Eurocode 2,
Svein Ivar Sørensen, 2010
- /6/. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte
betongkonstruksjoner
COIN Project report 29-2011
SINTEF Building and Infrastructure, Terje Kanstad (NTNU) et al.
- /7/. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete
RILEM TC 162-TDF
Materials and structures, Vol. 36, October 2003, pp. 560-567.
- /8/. Masteroppgave – Vurdering av basalt- og stålfibres effekt og mekaniske egenskaper i jetpeler
Truls Holm Høie og Andreas Vermedal
NTNU, Juni 2012

3 Geometri

3.1 Betongelementhvelv

Tunnelprofil T9.5

Det skilles mellom 2 ulike skjøter i denne design basisen:

- i) Skjøt mellom tilstøtende takelementer
- ii) Skjøt mellom takelementer på hver side av tunnel (tverrsnitt)

Takbolter er ikke konstruktive.

For kurvatur, form og armering legges til grunn tegninger fra FV456 Kolsdalen – Lumberkrysset (Aas J./Ølen Betong, sept. 2010). Se Vedlegg A.

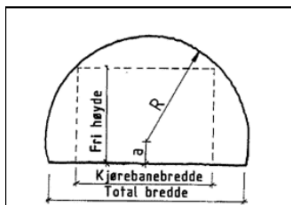
3.2 Sprøytebetong

Fiber - Tunnelprofil T8.5, cc bolter 1.2 x 1.2 m, lengde bolt 0.4m Ø16, tykkelse betong 60mm (40mm fiber + 20mm uarmert ytterst).

Nettarmert – Tunnelprofil 8.5, cc bolter 1.2 x 1.2 m, lengde bolt 0.6m Ø16, tykkelse betong 80mm m/sentrisk plassert nett K131.

For kurvatur, form og armering legges til grunn Figur 1 for kurvatur og K131 armeringsnett.

Profil	Total bredde m	Kjørebane bredde m	Fri høyde m	Senter høyde a m	Radius R m	Areal	F m ²
T10	10,0	7,0	4,6	1,05	5,13	52,03	
T9	9,0	7,0	4,6	1,53	4,79	50,45	
T8,5	8,5	6,5	4,6	1,62	4,55	46,90	
T8	8,0	6,0	4,6	1,64	4,36	43,78	
T5	5,0	4,0	4,6	2,16	3,31	25,62	
T4	4,0	3,0	3,0	1,33	2,40	13,63	



Figur 1: Kurvatur og form T8.5 tunnelprofil.

4 Materialer

Følgende materialer benyttes i beregningene:

Betongelementhvelv:

Betong B45, SV-40. Materialelegenskaper hentes ifra NS3473, ref. /1/.

Sprøytebetonghvelv:

Betong B35, M45. Materialelegenskaper hentes ifra NS3473, ref. /1/.

- a) Stålfiberarmert: E700 iht. Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 (2003). For å avgjøre hvilken restfasthetsklasse E700 er bør det i utgangspunktet utføres tester på dette materialet, men det vil uansett være avhengig av utførelsen og kvalitet på fiberen. Høie og Vermedal /8/ testet B35 betong med 0.7 vol% stålfibermengde ($54,6 \text{ kg/m}^3$) til en restfasthetsklasse R2,0. Ettersom E700 har en mengde på ca $20\text{-}25 \text{ kg/m}^3$ er det sannsynlig at restfasthetsklassen er tilsvarende lavere. Det antas derfor restfasthetsklasse R1,0, ref. tabell 4.2 /6/.
- b) Nettarmert: Armeringsnett K131 iht. NS 3576-4, B500NA.

Årsak til at NS3473 benyttes er at flesteparten av tunnelhvelvene i Norge er under dette regimet sammenlignet med Eurokode 2.

Det benyttes materialfaktor 1.0 i beregninger for å benytte materialets karakteristiske egenskaper.

E-modul:

Det vil benyttes en øvre og nedre grense på E-modul. Årsak til dette er store usikkerheter om betongens bestandighet på eksisterende konstruksjoner.

Øvre grense: Settes til en erfaringsmessig verdi på 15 GPa. Dette tar hensyn til at en viss opprissing har redusert betongens E-modul. Dette er en verdi som ofte er brukt ved klassifisering av eksisterende brukonstruksjoner.

Nedre grense: Ved vurdering av nedre grense er det gjort en noe nøyere vurdering av E-modul. Det er sett på opptredende krefter og momenter ved de ulike tunnelhvelvene og gjort evaluering av påvirkningen det har på stivheten til et *oppriisset* tverrsnitt.

Følgende antakelser er gjort ved **betongelementer** og **nettarmert sprøytebetong**:

- Ved aksialt strekk: Oppriisset tverrsnitt – kun stivhetsbidrag fra armering
- Ved aksialt trykk: Tar med stivhet til armering ved å betrakte et *transformert/ekvivalent* betongtverrsnitt
- Ved bøyemoment: Oppriisset tverrsnitt – stadium 2 ref. /5/.

Følgende antakelser er gjort ved **stålfiberarmert sprøytebetong**:

- Ved aksialt strekk: Oppriisset tverrsnitt – kun reststrekkfastheten bidrar til stivhet
- Ved aksialt trykk: Stivhet satt til øvre grense E-modul
- Ved bøyemoment: Kun bøyestrekfasthet til stålfiberarmerte betongen bidrar.

Basert på dette er hvert av stivhetsbidragene vektet mot deres bidrag på opptredende snittkrefter. Resultatet blir en *ekvivalent E-modul*. Vedlegg B viser beregninger på dette.

B03

	Øvre grense	Nedre grense
Nettarmert sprøytebetong	15 GPa	4 GPa
Stålfiberarmert sprøytebetong	15 GPa	4 GPa
Betongelementer	15 GPa	6 GPa

5 Laster

Følgende laster og lastplasseringer for nedfall skal undersøkes:

Tunnelhvelv	Lastcase	Beskrivelse
Betongelementer	B1	Jevnt fordelt last, vertikalt på ett takelement
	B2	Jevnt fordelt last, horisontalt på ett veggelement
	B3	Punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt i)
	B4	Punktlast vertikalt på takelement sentrert på skjøt ii)
Sprøytebetong	SB1	Jevnt fordelt last, vertikalt topp av bue mellom 4 bolter
	SB2	Jevnt fordelt last, horisontalt nede på bue mellom 4 bolter
	SB3	Bortfall av én bolt: Jevnt fordelt last, vertikalt topp av bue mellom 8 bolter
	SB4	Bortfall av én bolt: Jevnt fordelt last, horisontalt nede på bue mellom 8 bolter
	SB5	Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 4 bolter
	SB6	Bortfall av én bolt: Punktlast vertikalt på topp av bue mellom 8 bolter

Generelt gjelder følgende om lastintensiteter:

Ved jevnt fordelt last og punktlast vil det vurderes 5 ulike intensiteter i økende størrelse. Det vil i tillegg vurderes 2 ulike temperaturcaser. Dette er oppsummert i tabell under:

Ras/nedfall

Lastcase	Lastintensitet
B1, B2	3 kN/m ²
	9 kN/m ²
	15 kN/m ²
	20 kN/m ²
	25 kN/m ²
SB1, SB2, SB3, SB4	1 kN/m ²
	3 kN/m ²
	6 kN/m ²
	9 kN/m ²
	12 kN/m ²
B3, B4	5 kN
	10 kN
	15 kN
	20 kN
	25 kN
SB5, SB6	3 kN
	6 kN
	9 kN
	12 kN
	15 kN

Dersom det viser seg at denne inndelingen er uhensiktsmessig så kan den endres underveis i studiet.

Temperatur

Det tas utgangspunkt i maximum temperaturdifferanse mellom fjellside og trafikkside i henhold til i henhold til ref. /3/. Det innebærer følgende lastsituasjoner:

Temperaturcase	Beskrivelse	ΔT [C°]
T1	Max temperaturdifferanse trafikkrom og bak hvelv – varmt fjellside (+10 °C) og kaldt trafikkside (-10 °C)	20
T2	Temperaturdifferanse trafikkrom og bak hvelv – kaldt fjellside (0 °C) og varmt trafikkside (+17 °C)	-17

Det benyttes lastfaktor 1.0.

6 Beregningsmodell

Det vil benyttes en statisk lineær-elastisk 3D modell av skallelementer for å beregne deformasjoner og krefter.

Av programvare benyttes Robot Structural Analysis Professional 2015 (RSA).

Modellenes størrelse avhenger av typen hvelv:

Betongelementer: Hele tunnelverrsnittet modelleres med en utbredelse på ca. 15 meter i tunnelens kjøreretning.

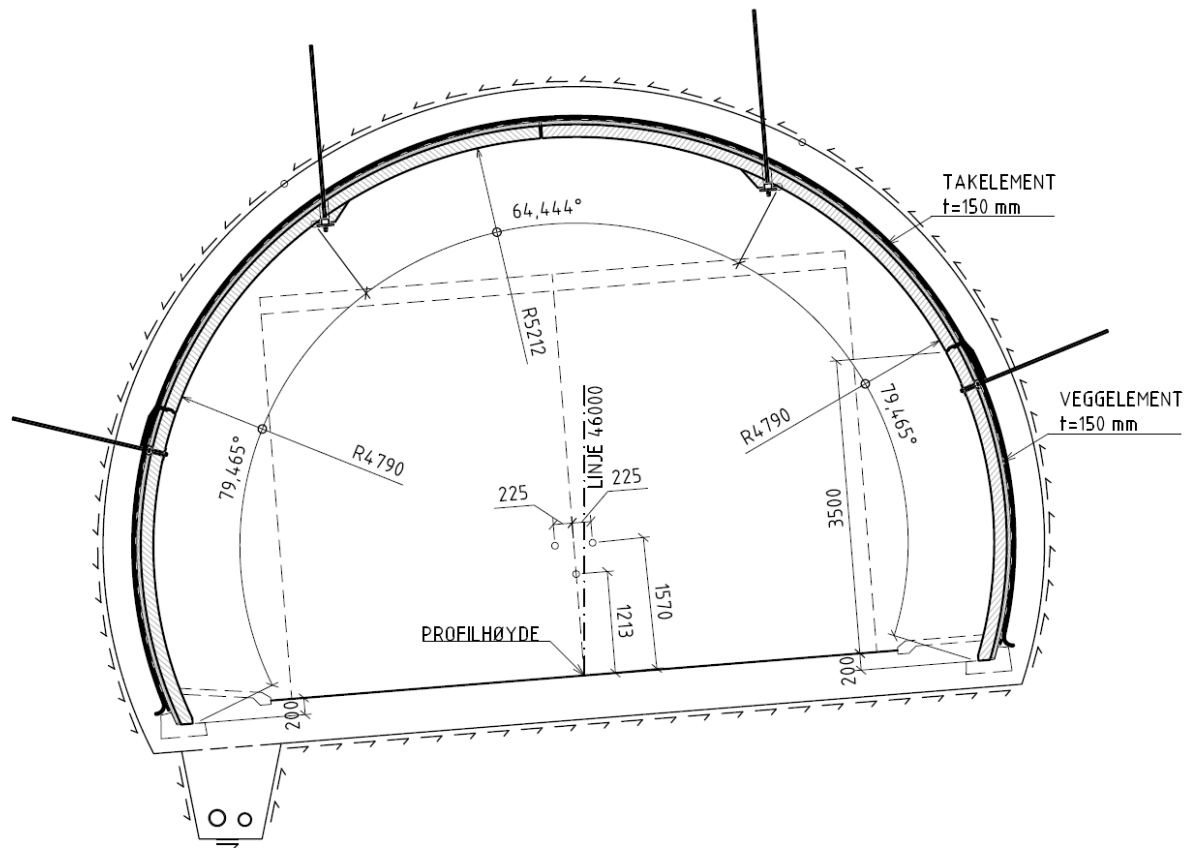
Sprøytebetong: Hele tunnelverrsnittet modelleres med en utbredelse på ca. 10 meter i tunnelens kjøreretning

7 Resultat

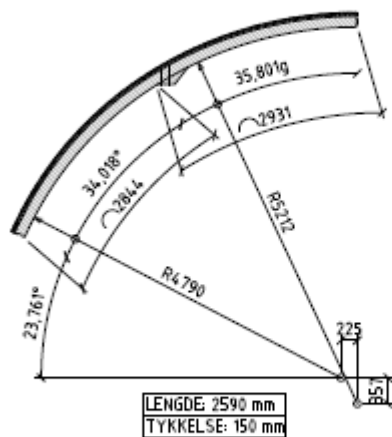
Resultat fra beregningene blir presentert i form av bilder og grafer av last-deformasjonsforløp. I tillegg vil det gjøres en vurdering av kapasitet til betongtverrsnittet med typisk armering og sammenlignet med opptredende moment ved ulike nedbøyninger fra deformasjonsforløpene.

Vedlegg A Tegninger T9.5 - Betongelementhvelv

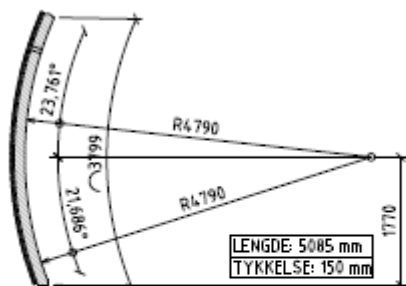
Prosjekt: FV456 Kolsdalen – Lumberkrysset (Aas J./Ølen Betong, sept. 2010)



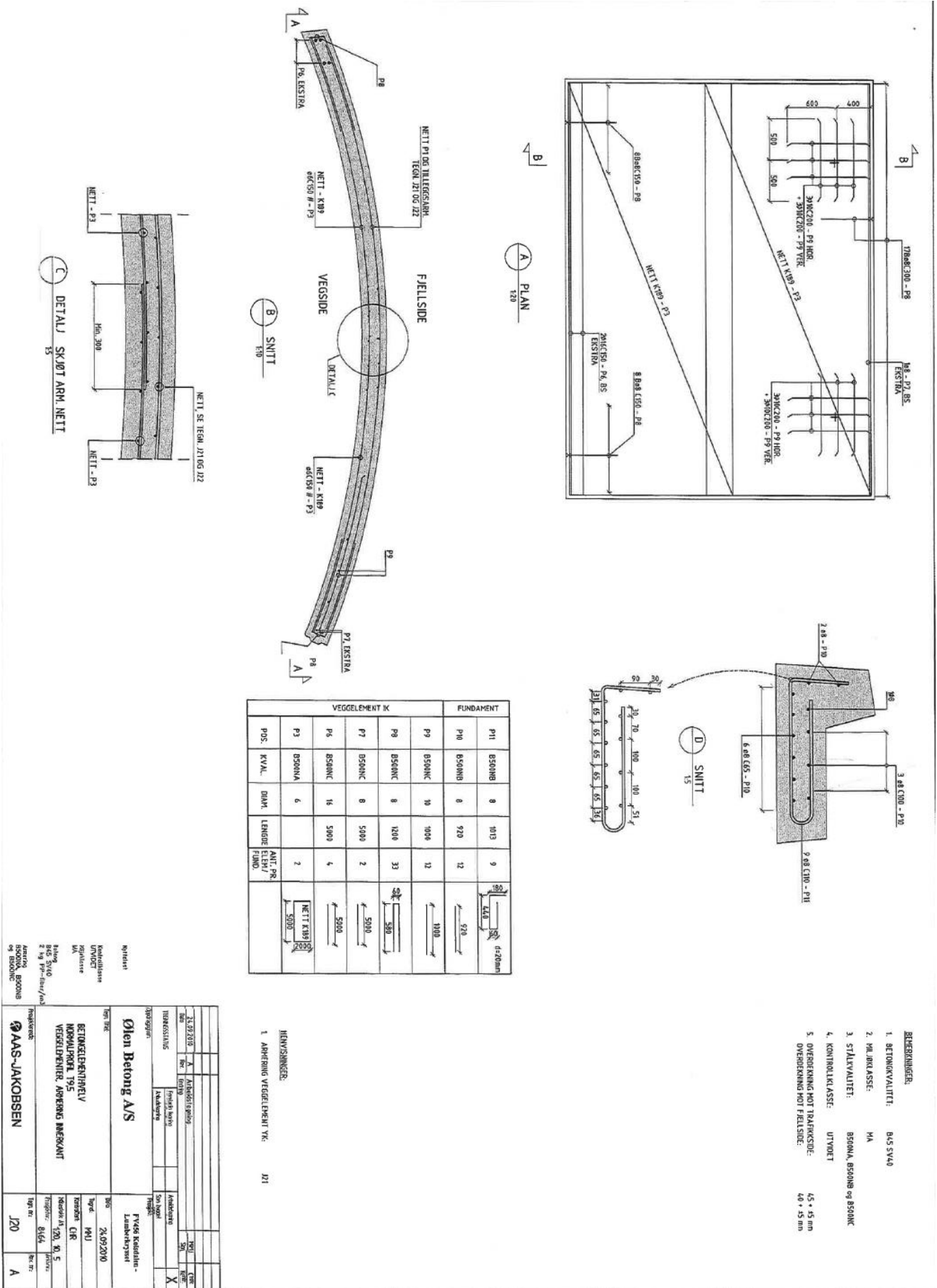
TUNNELPROFIL T9,5
1:50



TAKELEMENT FOR:
 TUNNELPROFIL T9,5
 TUNNELPROFIL T12,5
 1:50



VEGGELEMENT FOR:
 TUNNELPROFIL T7,5
 TUNNELPROFIL T7,5+0,2 m. B.UTVIDELSE
 TUNNELPROFIL T9,5
 TUNNELPROFIL T12,5
 1:50

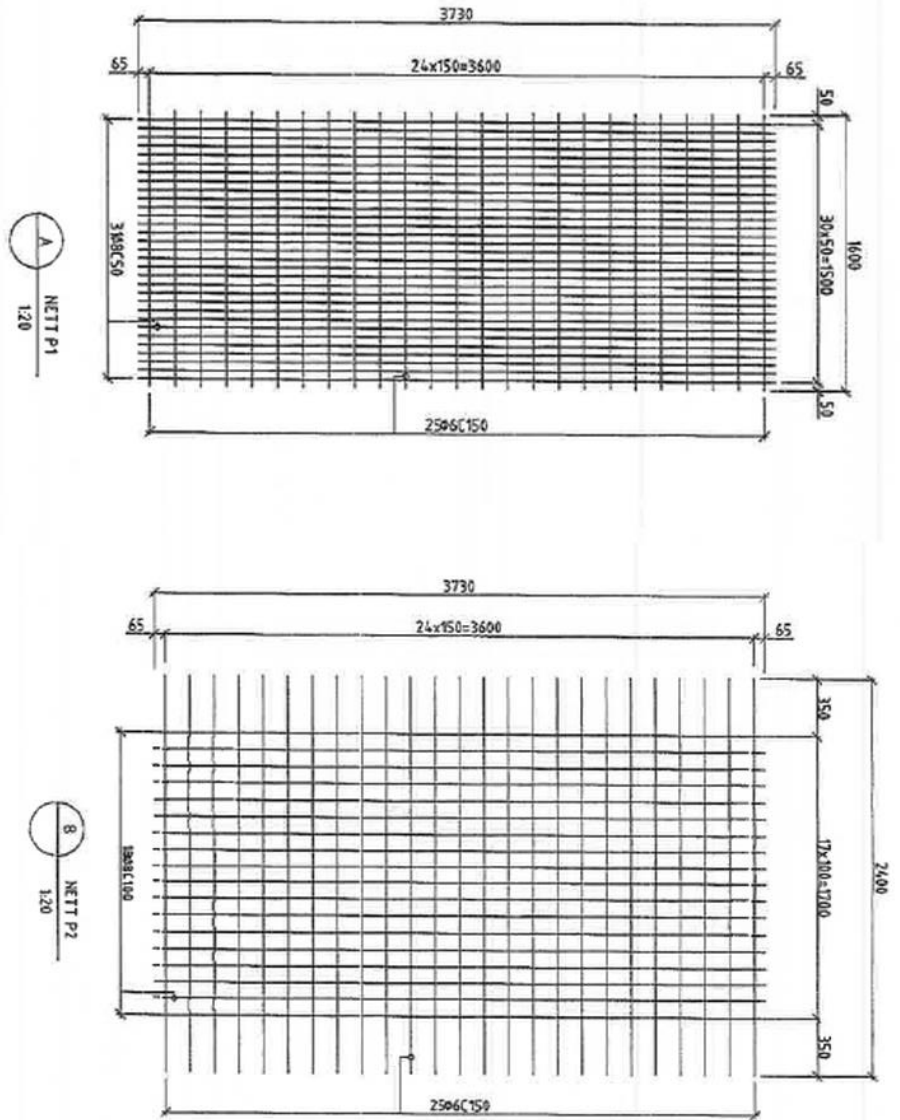


VEGGELEMENT K						FUNDAMENT	
POS.	KVAL.	DAKN.	LENGDE	ANT. PER FJELD.	NETT	REINFORCING	
P1	B500NB	8	1013	9	NETT K138	Ø 20mm	
P10	B500NB	8	970	12	NETT K138	Ø 20mm	
P9	B500NK	10	1908	12	NETT K138	Ø 20mm	
P8	B500NK	8	1208	33	NETT K138	Ø 20mm	
P7	B500NK	8	5003	2	NETT K138	Ø 20mm	
P6	B500NK	16	5003	4	NETT K138	Ø 20mm	
P3	B500NA	6		2	NETT K138	Ø 20mm	

- BETONGKVALITET:** B45 SV40
- 1. BETONGKVALITET:** B45 SV40
- 2. MULJERKASSE:** HA
- 3. STÅLVALLERT:** B500NA, B500NB og B500NK
- 4. KONTROLLKLASSE:** UTVIDET
- 5. OVERDEKKING MOT FJELLSIDE:** 45 + 45 mm
- OVERDEKKING MOT FJELLSIDE:** 40 + 45 mm

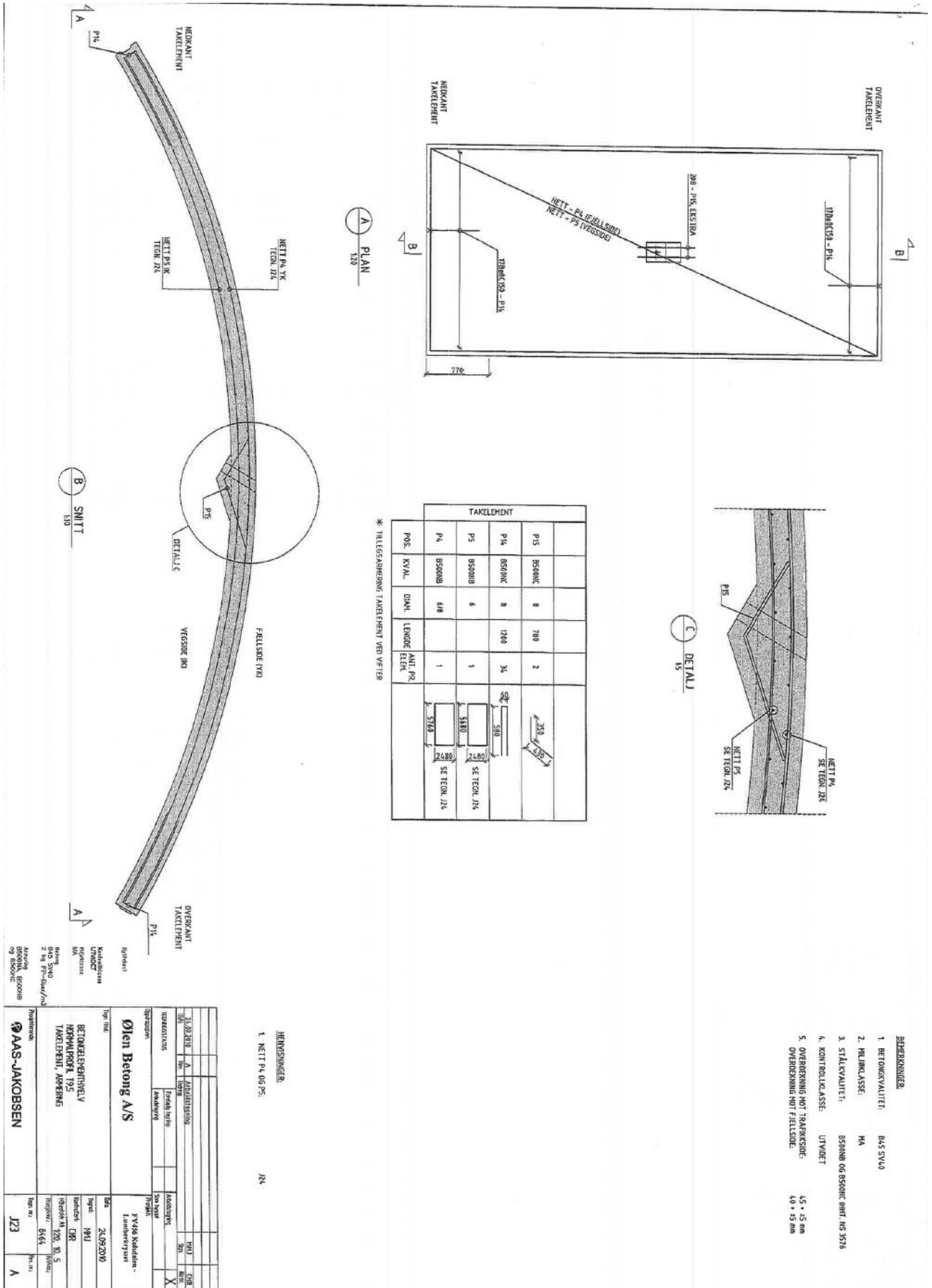
HENVISNINGER:
 1. ABRERING VEGGELEMENT K: J01

Øien Betong A/S BETONGLEVERANTØR MONTEPLAN 17-5 VEGGELEMENTER, ARBERENS MERKANT		Prosjekt: FV08 Rørdalen - Lørdalstrøym Type: M1 Zonert: CR Revisjon: 1, 2, 3, 4, 5 Tegning: 8164 Dato: 20.09.2010	
Tegn nr.: J20 Rev.: A		Prosjekt: FV08 Rørdalen - Lørdalstrøym Type: M1 Zonert: CR Revisjon: 1, 2, 3, 4, 5 Tegning: 8164 Dato: 20.09.2010	



- BETEGNINGSBLAD**
1. DET SKAL BRUKTES 2 STK NETT P1 OG 1 STK NETT P2 PR. VEGGSEKTOR.
 2. STÅLKVALITET B8000 IHT. NS 3576-4.

Øien Betong A/S EY484 Keldalen Landfergystet		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	
Oppdragsnr.: 5164745 Dokumentnr.: K-001 Versjon: B03		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	
Oppdragsnavn: Øien Betong A/S		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	
Oppdragsnr.: 5164745 Dokumentnr.: K-001 Versjon: B03		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	
Oppdragsnavn: Øien Betong A/S		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	
Oppdragsnr.: 5164745 Dokumentnr.: K-001 Versjon: B03		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	
Oppdragsnavn: Øien Betong A/S		Prosjekt: B164 Tegn nr: J22 Rev: A	



Vedlegg B Beregning av nedre grense E-modul

Beregning av stivhet, E-modul

Betongelementer T9.5

Geometri

Bredde	b	1000 mm
Tykkelse	t	150 mm
Betongareal	A_c	150000 mm ²
Armeringsdiameter	\varnothing	8 mm
Senteravstand	s	150 mm
Armeringsmengde	A_s	335 mm ² /m
Overdekning	c	45 mm
Effektiv tykkelse	d	101 mm
2. arealmoment tverrsnitt	$I = bt^3/12$	2,81E+08 mm ⁴

Materialegenskaper

E-modul stål	E_s	200 Gpa
E-modul betong (øvre grense)	E_c	15 GPa

Aksialstivhet

Trykk		
Stivhetsforhold	$\eta = E_s/E_c$	13,3
Aksialstivhet	$(EA)_{ekv} = E_c[A_c + (\eta - 1)A_s]$	2,31E+09 N

E_{ekv}	$(EA)_{ekv}/A_c$	15413,3 Mpa
-----------	------------------	-------------

Strekk

Aksialstivhet	$(EA)_{ekv} = E_s A_s$	1,34E+08 N
---------------	------------------------	------------

E_{ekv}	$(EA)_{ekv}/A_c$	893,6 Mpa
-----------	------------------	-----------

Bøystivhet

Beregner utifra Stadium 2

Trykksonehøyde	$x = \eta * A_s / b * (-1 + \sqrt{[1 + 2 * b * d / (\eta * A_s)]}$	25,905 mm
	$a = x/d$	0,256
	$\beta = 1 - a/3$	0,915
Stivhetsfaktor	$\xi = \beta * (1 - a)$	0,680
Bøystivhet	$(EI)_{ekv}$	4,65E+11 Nmm ²

E_{ekv}	$(EI)_{ekv}/I$	1652,860384 Mpa
-----------	----------------	-----------------

Snittkrefter takelement	N [kN/m]	M [kNm/m]
Egenvekt	-30	4,4
B1-nyttelast	-100	15
B2-nyttelast	-20	1,5
B3-nyttelast	-20	4,25
B4-nyttelast	2	-10
Gjennomsnitt nyttelast	-34,5	7,69
Sum Egenvekt og gjennomsnitt nyttelast	64,5	12,09
Indre momentarm, $z = 0,9x_d$	90,9	mm
Kraftpar ifra moment, $N=M/z$	132,98	kN/m
Totalt	197,48	kN/m
E_nedre	6147,3	Mpa

Runder ned til 6000 Mpa = 6 Gpa

Sprøytebetong - T8.5 - nettarmert

Geometri

Bredde	b	1000 mm
Tykkelse	t	80 mm
Betongareal	A_c	80000 mm ²
Armeringsdiameter	\emptyset	5 mm
Senteravstand	s	150 mm
Armeringsmengde	A_s	131 mm ² /m
Overdekning	c	37,5 mm
Effektiv tykkelse	d	40 mm
2. arealmoment tverrsnitt	$I=bt^3/12$	4,27E+07 mm ⁴

Materialelegenskaper

E-modul stål	E_s	200 Gpa
E-modul betong (øvre grense)	E_c	15 GPa

Aksialstivhet

Trykk

Stivhetsforhold armering/betong	$\eta = E_s/E_c$	13,3
Aksialstivhet	$(EA)_{ekv} = E_c[A_c+(\eta-1)A_s]$	1,22E+09 N

E_{ekv}	$(EA)_{ekv}/A_c$	15302,7 Mpa
-----------	------------------	-------------

Strekk

Aksialstivhet	$(EA)_{ekv}=E_sA_s$	26179938,78 N
---------------	---------------------	---------------

E_{ekv}	$(EA)_{ekv}/A_c$	327,2 Mpa
-----------	------------------	-----------

Bøystivhet

Beregner utifra Stadium 2

Trykksonehøyde	x	10,199
	a	0,255
	β	0,915
Stivhetsfaktor	ξ	0,682
Bøystivhet	$(EI)_{ekv}$	2,86E+10

E_{ekv}	$(EI)_{ekv}/I$	669,3 Mpa
-----------	----------------	-----------

Snittkrefter

	N [kN/m]	M [kNm/m]
Egenvekt		19,7
Nyttelast	-19,5	0,5
Sum Egenvekt og nyttelast(absoluttverdi)		39,2
		1,5

Indre momentarm, $z = 0,9x_d$	36 mm
Kraftpar ifra moment, $N=M/z$	41,7 kN/m

Totalt	80,9
---------------	------

E_{nedre}	4067,7 Mpa
-------------------------------	------------

Runder ned til 4000 Mpa = 4 Gpa

B03

Sprøytebetong - T8.5 - stålfiberarmert

Geometri

Bredde	b	1000 mm
Tykkelse	t	40 mm
Betongareal	A _c	40000 mm ²
Armeringsdiameter	ø	5 mm
Senteravstand	s	150 mm
Armeringsmengde	A _s	131 mm ² /m
Overdekning	c	17,5 mm
Effektiv tykkelse	d	20 mm
2. arealmoment tverrsnitt	I=bt ³ /12	5333333 mm ⁴

Materialegenskaper

E-modul betong (øvre grense)	E _c	15 GPa
Rissviddeåpning ved brudd	CMOD3	2,5 mm
Tøyning, 3/t, t angitt i meter	ε	75 ‰
Bøyestrekfasthet	f _{Rk,3}	2,7 N/mm ²
Reststrekfasthet	f _{ctk,res,2.5}	1 N/mm ²

Aksialstivhet

Trykk

Regner kun bidrag ifra betongen

Aksialstivhet	(EA) _{ekv} = E _c A _c	600000 N
---------------	---	----------

E _{ekv}	(EA) _{ekv} /A _c	15000 Mpa
------------------	-------------------------------------	-----------

Strekk

Vurderer kun iht til reststrekfastheten, f_{ctk,res,2.5} og bruddtøyning, ε. Lineær sammenheng

E _{ekv}	E _{ekv} = f _{ctk,res,2.5} / ε	13,3 Mpa
------------------	---	----------

Bøyestivhet

Vurderer kun iht. hva bøyestrekfastheten er ved CMOD3, dvs f_{Rk,3}, og bruddtøyning, ε. Lineær sammenheng

E _{ekv}	E _{ekv} = f _{Rk,3} / ε	36 Mpa
------------------	--	--------

Snittkrefter

	N [kN/m]	M [kNm/m]
Egenvekt	10,62	-0,23
Nyttelast	-20,22	-0,64
Sum Egenvekt og nyttelast(absoluttverdi)	30,83	0,87



Indre momentarm, $z = 0,5xt$	20,0 mm
Kraftpar ifra moment, $N=M/z$	43,5 kN/m

Totalt	74,3 kN/m
---------------	-----------

<u>E_{nedre}</u>	4105,1 Mpa
---------------------------------	-------------------

Runder ned til 4000 Mpa = 4 Gpa



Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen