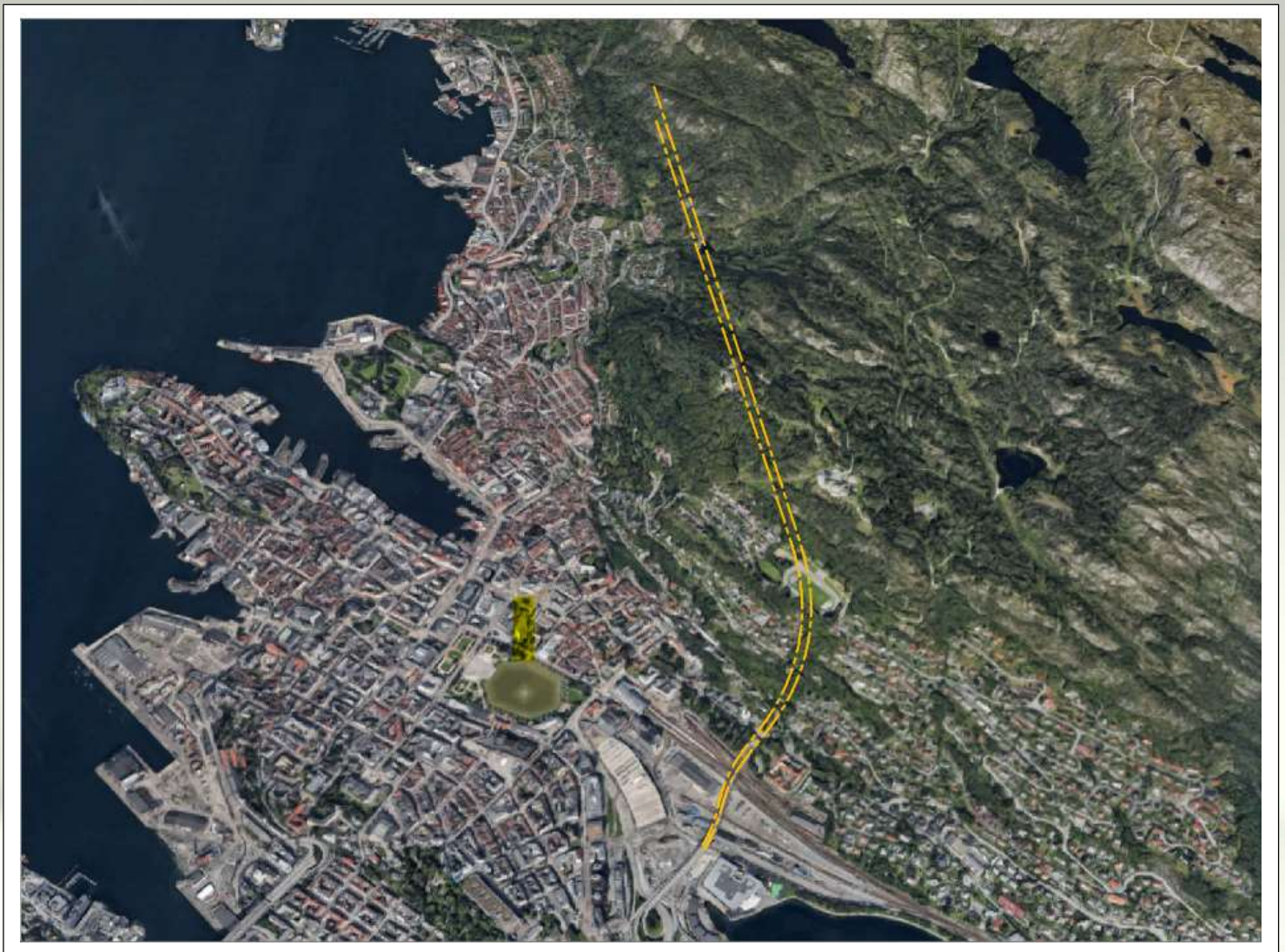


E39 Fløyfjelltunnelen sør. Viadukter Nygårdstangen, sammenkobling for tovegsregulering

Plan-ID 70820000



Dokumentinformasjon

Oppdragsgiver:	Statens vegvesen
Tittel på rapport:	E39 Fløyfjelltunnelen sør. Viadukter Nygårdstangen, sammenkobling for tovegsregulering
Oppdragsnavn:	E39 Fløyfjelltunnelen sør
Oppdragsnummer:	631033-09
Utarbeidet av:	Torbjørn Kirkevold
Oppdragsleder:	Bente Elin Fauske
Tilgjengelighet:	Åpen

04	06.09.22	Korrigert etter gjennomgang hos SVV	TKI	MBY
03	03.06.22	Revidert løsning	TKI	MBY
02	12.11.21	Leveranse	TKI	MBY
01	28.09.21	Førsteutkast	TKI	MBY
Ver	Dato	Beskrivelse	Utarb. av	KS

Forord

Formålet med notatet er å vurdere en løsning for kobling mellom bruene på Nygårdstangen. Dette inkluderer både vurderinger av en praktisk og god løsning av selve koblingen, samt å utrede eventuelle konsekvenser dette har for bruene.

Innholdsfortegnelse

1. Dagens situasjon	4
2. Forslag til sammenkobling	7
3. Konsekvensvurdering for bruene	10
4. Arbeidsgjennomføring	14

1. Dagens situasjon

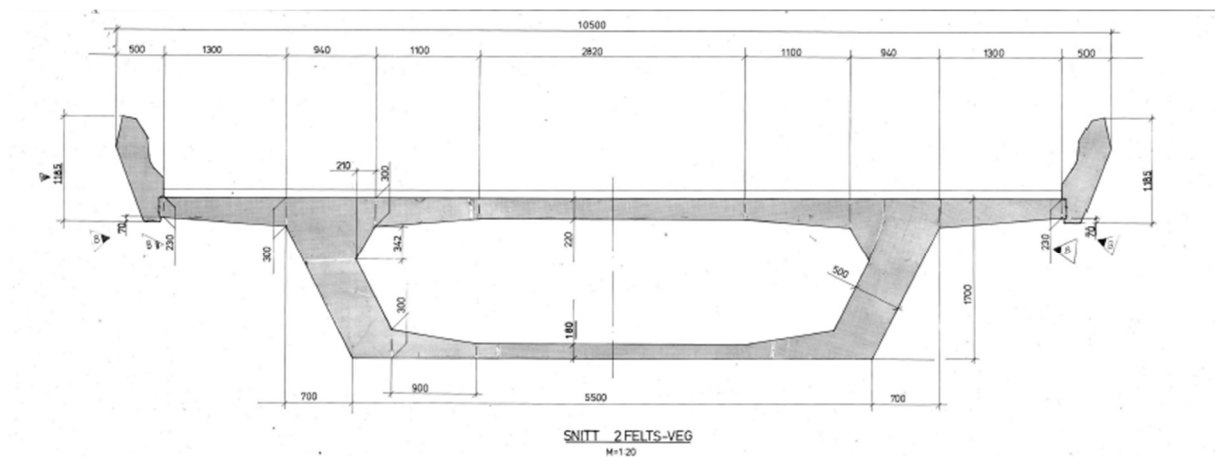
Bruene på Nygårdstangen består av to separate viadukter som kobles mot hvert sitt løp i Fløyfjelltunnelen. Bruene ligger på E39 på nordre hovedfartsåre inn til Bergen.

Bruene er bygget midt på 80-tallet og ble ifølge BRUTUS (SVVs bruregister) trafikkert i 1987/88. De har tilnærmet like utforming og er bygget som spennarmerte kassebruer med 17 spenn og en totallengde på 477m.



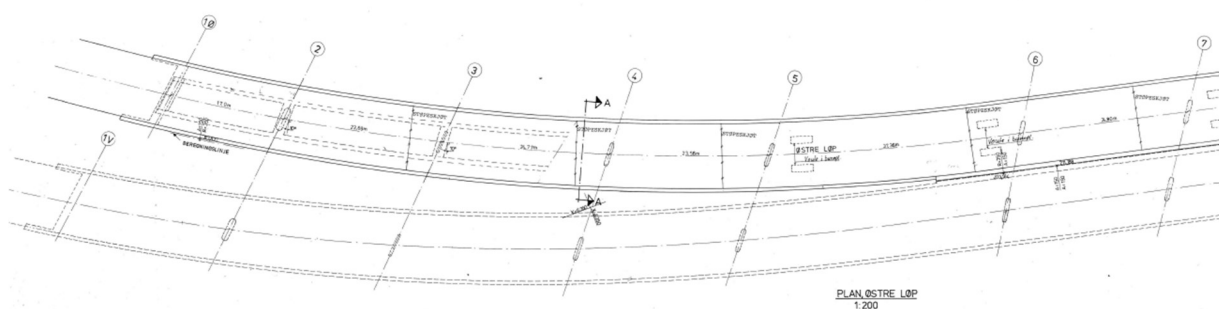
Figur 1 - Oversiktsbilde mot sør

Tverrsnitt av viadukten er vist på bildet under. Kantdrageren og rekkverk har en annen utforming der bruene ligger tett inntil hverandre.



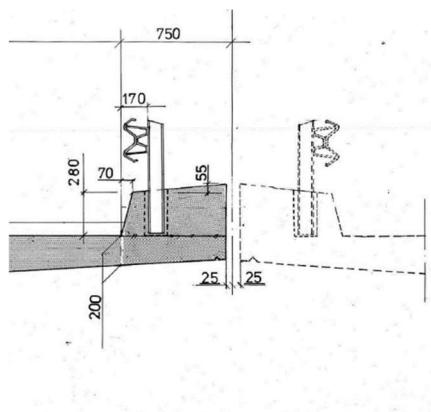
Figur 2 - Generelt brutversnitt

Bruene kobles mot hvert sitt tunnellop i akse 1, og ligger da med noen meters avstand. Mellom akse 5 og 6 møtes bruløpene og ligger tett inntil hverandre videre.



Figur 3 - Plantegning - Utsnitt nordre del

Ifølge tegningene er avstanden mellom bruene oppgitt til å være 5cm.

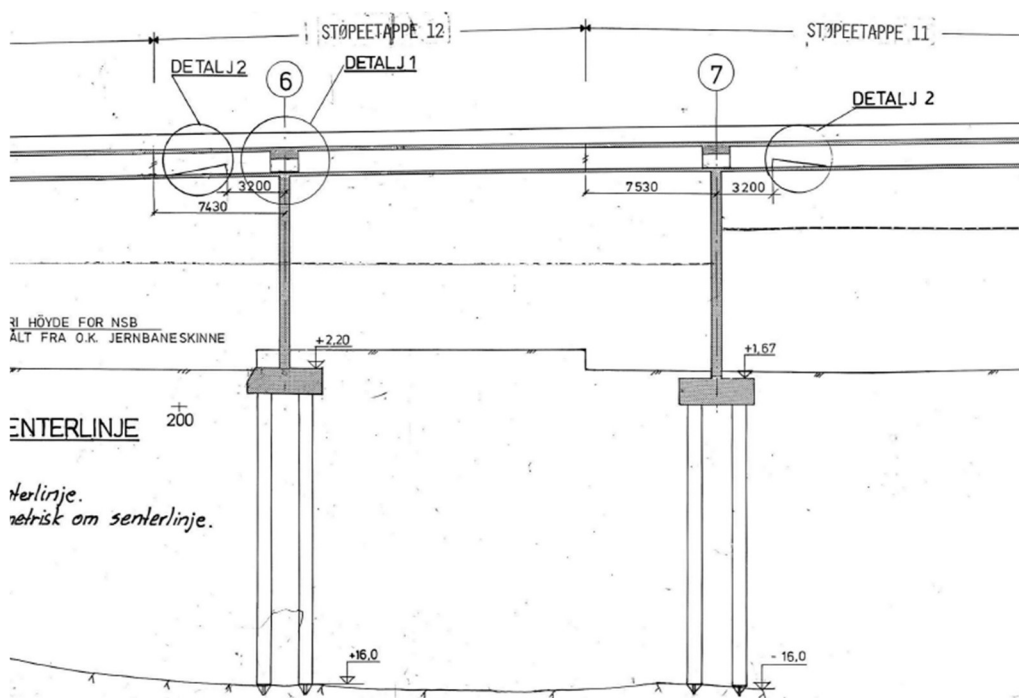


Figur 4 - Utsnitt av kantdrager ved parallelle bruløp.

Dagens midtrekkverk mellom bruene består av innstøpt vegrekkverk (se figur 4). Dette er ikke et tradisjonelt kjøresterkt brurekkverk, og forutsetter trolig at de parallelle bruløpene gir en sikkerhet mot utforkjøring.

Ut fra tegninger og kontrollmål er utkraget del av dekket 2025mm. Tykkelse er 300mm ved innfesting mot kasse og avtar til ca. 190mm ved fri ende. Dette inkluderer ikke påstøp med rekkverkskant.

Bruene bæres av relativt slanke pilarer som i det aktuelle området er direkte sammenstøpt med overbygningen, og fundamentert på utstøpte stålrørspeler til fjell.

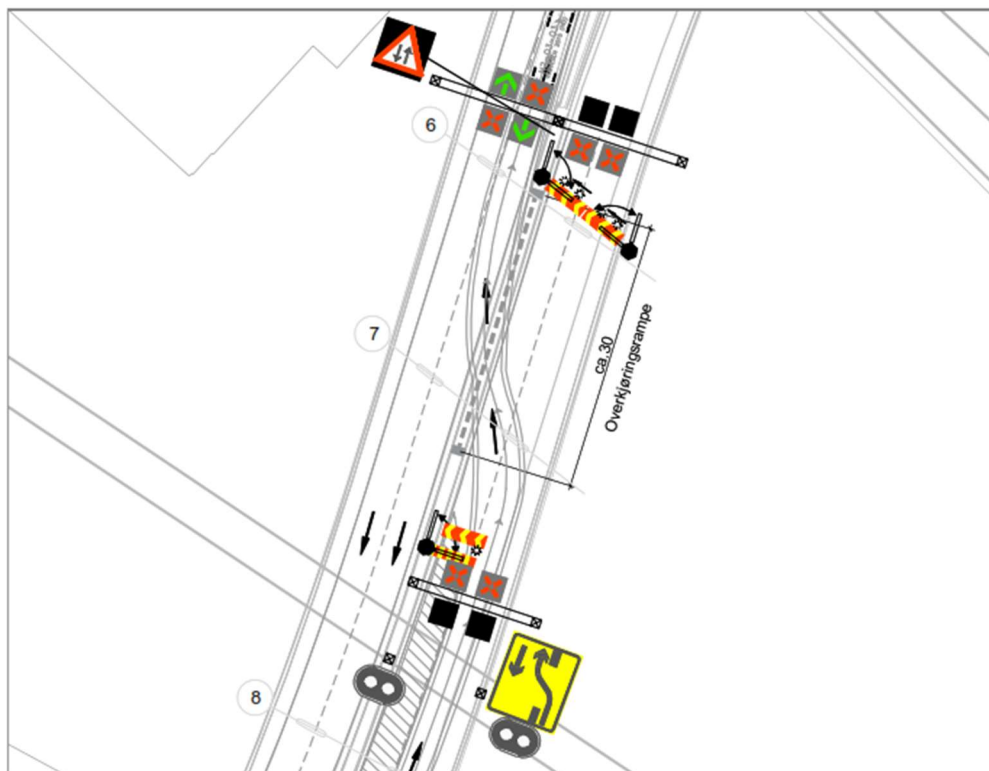


Figur 5 - Lengdesnitt bru i omkjøringsområdet

Basert på tilgjengelig informasjon fra inspeksjoner i Brutus tyder det på at bruene er i generelt god stand, og det antas dermed at de har samme kapasitet i dag som ved ferdigstilling.

2. Forslag til sammenkobling

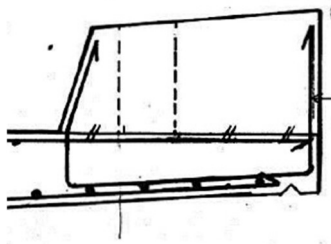
Koblingssone mellom viaduktene er foreslått mellom akse 6 og 7. I dette området er det to kjørefelt i hver retning.



Figur 6 - Plan overkjøring

Det legges opp til en sammenkobling over en lengde på ca. 30m. Som vist begynner den rett over akse 6 og fortsetter noen meter forbi akse 7.

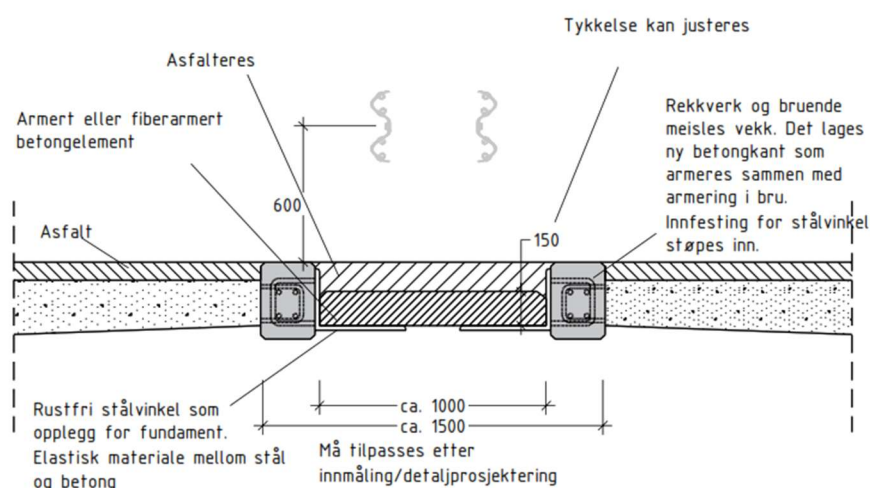
For selve sammenkoblingen anses som en mulig løsning å meisle av dagens rekkverkskant på begge bruene og støpe på en ny kant med et opplegg for ny langsgående bom.



Figur 7 - Armering fra dekket til rekkverkskant

Opplegget kan bestå av en rustfri stålinkel, og må forankres med armering som forbindes med eksisterende armering i avmeislet del av eksisterende bru.

Foreslått løsning er skissert under.



Figur 8 - Snitt av bruender - Prinsipp for sammenkobling

Dette kan utføres på en slik måte at det ikke blir noen høydeforskjell på overkjøringsdelen i forhold til høyden på dagens slitelag. Elementene må konstrueres for å ha kapasitet for overkjøring, men også for å ha funksjon i forbindelse med innfesting av rekkverksløsning i de periodene hvor omkjøringen ikke er i bruk. Fordelen med foreslått metode er at den ikke medfører fastholding mellom bruene, og den enkelt kan tilpasses om det f.eks. er varierende avstand mellom bruene langs overkjøringsrampen.

Opplagt på et elastisk materiale vil denne koblingen ha rom for en liten individuell bevegelse mellom bruene, uten at det oppstår store tvangskrefter. Det vurderes imidlertid som lite sannsynlig med individuell forskyvning av betydning siden bruene har tilnærmet

lik utforming og er utsatt for de samme værforholdene. Bremselaster tas direkte opp i de monolittiske pilarene og vil ikke medføre store forskyvninger.

For å lage et fundament for innfesting av Oslobommen må vingen forsterkes (tykkelsen økes og armeres) lokalt for å gi en sterk og romslig nok innfesting for løftepunktet. Elementet må ha stor nok lengde for å være stabilt i en løftesituasjon, og må dermed kontrolleres og dimensjoneres for lasten det påføres fra bommen.



Figur 9 - Illustrasjon Oslobom i løftesituasjon (kran kun ved montasje)

Dette kan medføre at elementet med innfestingen til heverarmen til bommen blir tykkere og at opplegget for elementet dermed muligens må legges på et lavere nivå i forhold til øvrige elementer.

Oslobommen kan som standard roteres sideveis. Det er ikke hensiktsmessig i dette prosjektet og medfører utfordringer i forhold til elementets stabilitet siden vi ikke kan ha standard fundamentplate. Det forutsettes dermed at bommen sperres for rotasjon og kun virker i lengderetningen.

3. Konsekvensvurdering for bruene

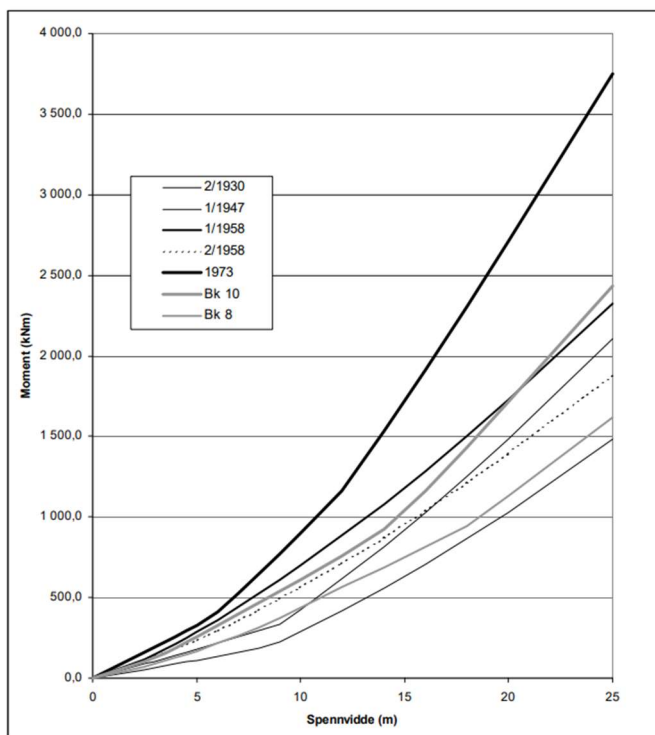
Konstruksjonens utforming med et spennarmert kassetverrsnitt på pilarer monolittisk forbundet til overbygningen og fundamentering på utstøpte stålrørspeler til berg er en robust løsning som gir et godt utgangspunkt og mindre endringer i belastning vil trolig ikke påvirke bæreevnen.

Brua er klassifisert til å ha styrke for Bruksklasse 10 i henhold til Statens Vegvesens håndbok R412 (fra juli 2021 V412), basert på sammenligning med forskriftslast 1986.

(I nye HB V412 som overtar etter R412 er det definert litt andre laster enn det som omtales her, men klassifiseringen av brua er gjort før denne kom i juli 2021, her vises til regler i R412 av juni 2014).

Forskriftslasten er større enn Bk10, ved å ta utgangspunkt i lastene i Bk10, er brua dimensjonert for større laster enn dette, og har dermed større kapasitet.

Grafen under illustrerer dimensjonerende moment for en fritt opplagt bjelke for ulike lastklasser:

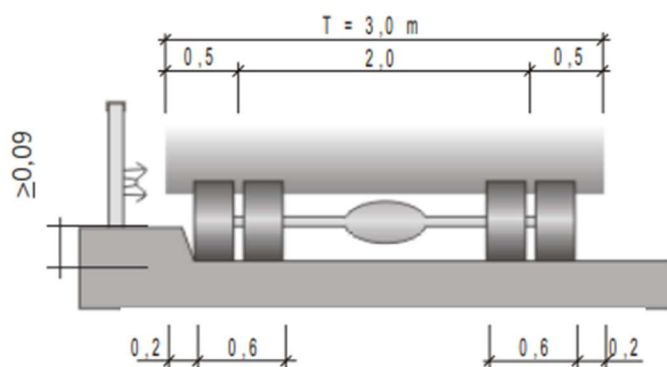


Figur 2.1-1 Sammenligning av momenter inkl. rystelse for en del lastklasser og bruksklasser (Fritt opplagt bjelke)

Figur 10 - Dimensjonerende momenter for lastklasser fra gamle HB239. (LF 1986 tilsv. 1973 for to kjørefelt).

Som det vises er brua dimensjonert for belastninger som ligger godt over BK10. I tillegg vil ikke totalbelastningen på bruene endres ved overkjøring, kun forskyves litt utenfor dagens kjørebane, det vurderes ikke som nødvendig å analysere virkningen dette har på brua som helhet, da denne påvirkes i svært liten grad. Det begrenser seg til en lokal kontroll av den utkragede delen av dekket i området for omkjøring. Når hjultrykket er inne på elementet fordeler lasten seg til begge bruene, noe som gir lavere dimensjonerende last.

Aksellastens utforming er vist på bildet under.

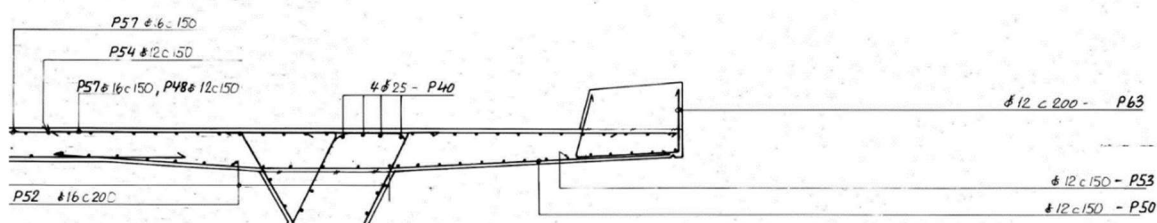


Figur 11 - Aksellastens utforming på tvers - Hentet fra HB V412

Hjultrykkets utstrekning i lengderetningen er definert som 200mm, og som vist 600mm på tvers, med 2m mellom hvert hjul.

I dagens situasjon er bredden på utkraget vinge 1300mm til rekkverkskant og har tykkelse 300 mm inne ved innfestingen (Jfr. Figur 2). Med utvidelse av kjørebanen for overkjøring, blir det kjørbart helt ut på utvidet bruvinge ca. 2000mm. Det vil si at det fortsatt bare er plass til et komplett hjultrykk på utkraget del siden avstanden mellom hjulene er satt til 2,0m. Dersom akselen forskyves lengre utover vil den avlastes ved at en del av den ytterste lasten overføres til den andre brua (i praksis vil dette skje i noen grad uansett siden elementet ligger innpå begge sider). Dermed er konsekvensen at skjærkraften er uendret (fortsatt 1 hjultrykk), men at momentet øker noe siden armen fra lasten til kasseveggen økes tilsvarende utvidelsen av kjørebanen og kapasiteten må kontrolleres.

Bruvingen har strekkarmering i overkant $\varnothing 16$ c150 som vist på utklippet under (P57).



Figur 12 - Armering i dekket

I merknadsfeltet på tegningene for viaduktene er det angitt materialkvalitet KS40 og KS50. Det er ikke spesifisert hvilket materiale som er riktig for den aktuelle armeringen, med det som utgangspunkt må vi anta at KS40 har 20% mindre kapasitet enn KS50.

Beregninger er utført og gir følgende resultater

- Momentkapasitet: 102kNm/m.
- Opptredende moment eksisterende løsning BK10: 70 kNm/m (Trippelboggi)
- Opptredende moment eksisterende løsning LF86: 81kNm/m
- Opptredende moment ny løsning BK10: 93kNm/m (Trippelboggi)

Brua har dermed kapasitet for den økte belastningen i ny situasjon. Det bemerkes også at ved omkjøring vil farten være svært lav, og det dynamiske tillegget vil trolig være mindre enn antatt. Det er også slik at det knapt vil være fysisk mulig, pga. tilgjengelig plass, til å plassere lastene så ugunstig som det er gjort i beregningskontollen.

Lasttrykk mot brua fra Oslobommen er også vurdert. Det forutsettes at bommen ikke kan rotere sidevegs slik at lasten ved hev/senk kun virker i lengderetning bru.

Egenvekten til bommen i oppslått stilling er såpass liten at den ikke har noen dimensjonerende betydning.

Den største belastningen oppstår i heve/senke-situasjonen.

For å finne ut hvilket trykk som overføres fra platen til underlaget er det utarbeidet en enkel modell, og denne viser et resultant-trykk på ca. 70kN, noe som gir 35kN på hver bru.

Men dette lasttilfellet vil kun virke i en situasjon hvor brua maksimalt er belastet med en trafikklast som virker likt med dagens situasjon (før overkjøringen er åpnet). I praksis kan det godt være at trafikken må bremse opp i tilfeller hvor bommen heves. Denne lasten gir en tilleggslast på utkragerdekket på 15kNm/m.

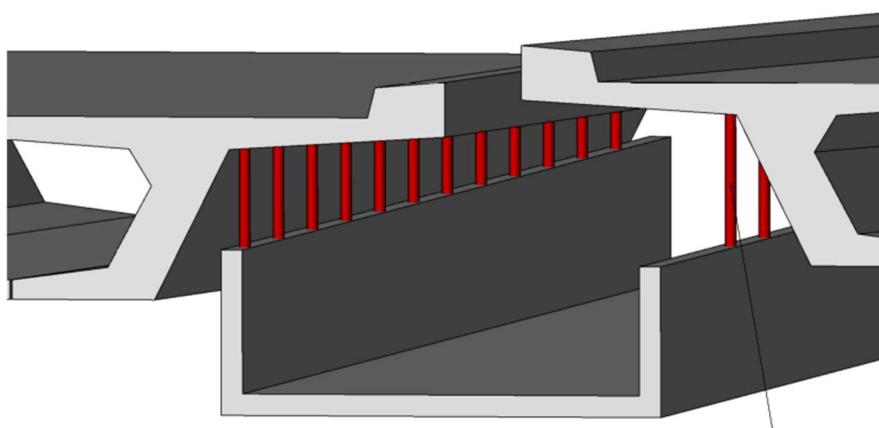
Dvs. at om momentet fra bommen opptrer samtidig med et maksimalt moment for dagens kjørebane blir totalmomentet $70\text{kNm/m} + 15\text{kNm/m} = 85\text{kNm/m}$ som fortsatt er godt innenfor kapasiteten på 102kNm/m .

I forbindelse med tilrettelegging for tovegstrafikk vil det også bli montert ekstra skilt, bommer og galger. Dette kan løses ved innboring og festing av braketter og bolter i dekket eller på utsiden av viaduktene, og antas å gi så beskjedne laster at det ikke har noe dimensjonerende effekt. Det vurderes heller ikke som kritisk for broens bæreevne hvor disse monteres.

Løsningen med omkjøring vurderes dermed ikke å påvirke brua på en slik måte at kapasiteten overskrides, og øvrige tiltak er ikke nødvendig.

4. Arbeidsgjennomføring

Under arbeidet med meisling av eksisterende rekkverkskant er det behov for stillas under bruene i dette området. Tegning K200 viser et prinsipp der dette stillaset er tenkt opphengt i de utkragede delene av brua.



Figur 13 - Illustrasjon av opphengt stillas mellom bruer i arbeidsfasen

Stillaset kan antageligvis monteres ganske raskt og enkelt, og innfestes med gjennomgående bolter/stag i bruplata. Det forutsettes at monteringen foregår med kran fra underside.

Når stillaset er på plass så bør vi ha rimelig god høyde til underliggende spor, slik at dette ikke medfører konflikt mot banen (minimum ca. 9m ut fra eksisterende tegninger). Stillaset utføres tett med plater eller tilsv. for å redusere risikoen for nedfall siden det er spor i drift på undersiden.

Tilkomst kan skje ved å bygge stillas fra bakken opp langs pilarer eller på annen hensiktsmessig måte.

Stillaset vil ikke påføre brua noen laster av dimensjonerende art da bruplata normalt er belastet med tung trafikklast. I byggefasen vil det være snakk om langt mindre laster, og det er ikke behov for å utrede dette videre.

I henhold til eksisterende tegninger for brua er dagens føringsbredde på hver bru 9,5m i dette området. Dette åpner for at en kan innsnevre kjørebanelen til 7m bredde med trafikk i 2 felt når det ikke utføres arbeid på konstruksjonene, og at det vil gi tilstrekkelig

arbeidsrom ved å snevre inn til 1 kjørefelt med 4m bredde når arbeider pågår nattetid.
Dette er også illustrert på tegning K200.

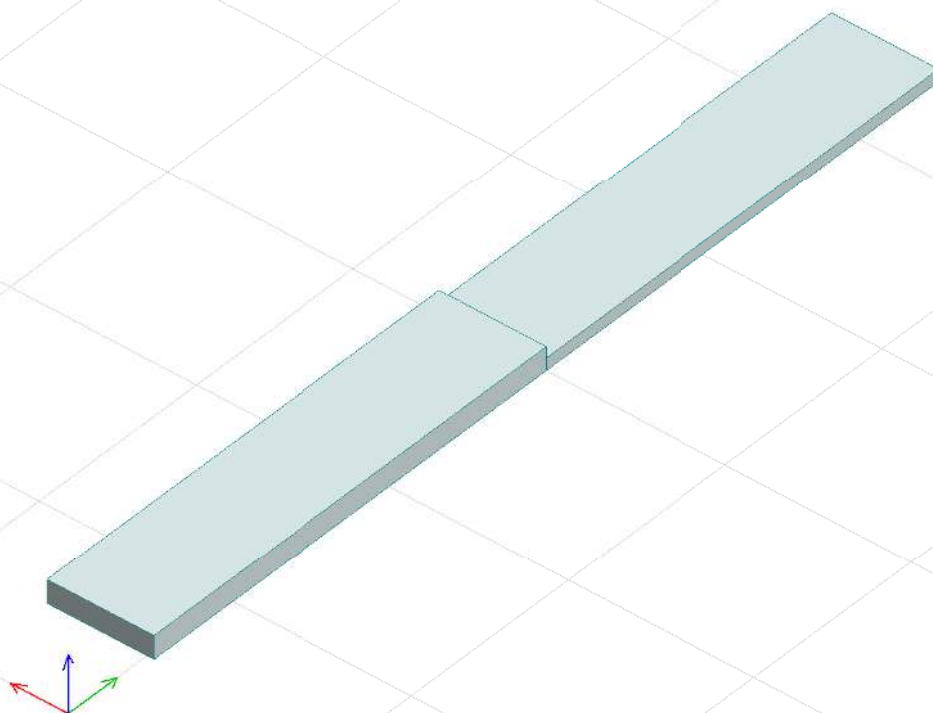
Vedlegg

- Vedlegg A – Beregninger for laster mot brua fra Oslobommen
- Vedlegg B – Kapasitetsvurdering for brudekket





Eurocode (NA: Norwegian)



Prosjekt:
Brukobling Nygårdstangen

Dokument:
Vedlegg A

Innhold:
Stabilitetsberegning bomfundament

FEM-Design © StruSoft

Utførende / Kontrollør Torbjørn Kirkevold / Maria Byberg

Dato: 12.11.2021

Side: 1 / 6

Rapport

Contents

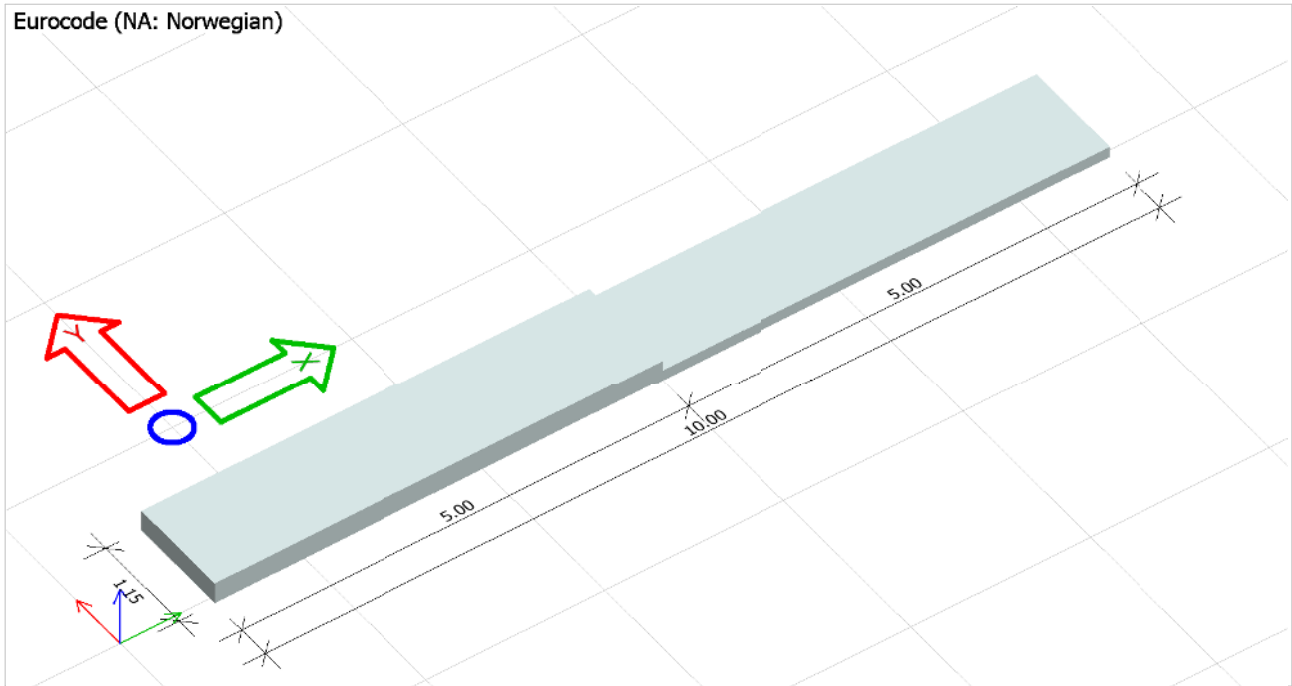
1 Modell.....	3
1.1 Geometri.....	3
1.2 Materialer.....	4
2 Laster.....	5
2.1 Lasttilfeller.....	5
2.2 Lastkombinasjoner.....	5
3 Statiske resultater.....	6
3.1 Reaksjonskrefter mot underlaget.....	6

1 Modell

1.1 Geometri

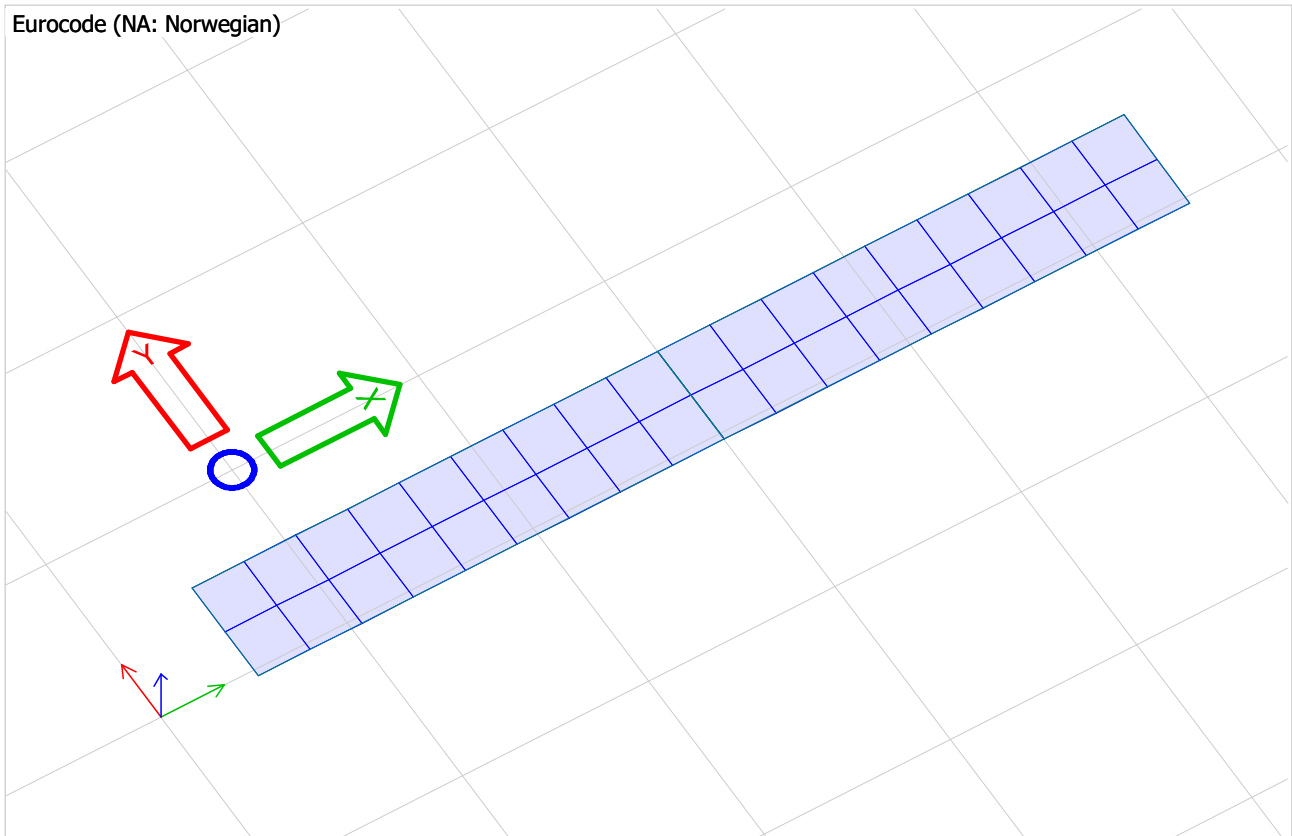
Oversikt

Eurocode (NA: Norwegian)



Elementinndeling

Eurocode (NA: Norwegian)



1.2 Materialer

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fck,cube	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c
[-]	[-]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45.000	55.000	3.800	2.700	36000.000	0.00175	0.00350	1.50

Gamma c, Acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, Acc	Gamma c,fi	Gamma s,fi	Alfa cc	Alfa ct	Density
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m3]
1.20	1.20	1.15	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	2.548

Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep c.(U,Ua,Us)	Creep c.(Sq)	Creep c.(Sf)	Creep c.(Sc)	Shrinkage	Dyna r.
[1/°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.000010	0.200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	1.000

Stab r.
[-]
1.000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1	Alpha	Ecc.	Ecc. calc.	Ecc. crack.	Calculation type
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[rad]	[m]	[-]	[-]	[-]
P.1.1	C45/55	0.130	0.130	0.130	1.000	0.000	0.000	No	No	All
P.2.1	C45/55	0.250	0.250	0.250	1.000	0.000	0.000	No	No	All

Stiff. mod. r1	Stiff. mod. r2	Stiff. mod. r3	Stiff. mod. r4	Stiff. mod. r5	Stiff. mod. r6	Stiff. mod. r7	Stiff. mod. r8
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Surface support groups

ID	Calculation type	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.	Kz' tens.	Type	Disconn.
[-]	[-]	[kN/m/m2]	[kN/m/m2]	[kN/m/m2]	[kN/m/m2]	[kN/m/m2]	[kN/m/m2]		
S.1	All	1.00E+05	1.00E+05	1.00E+05	1.00E+05	1.00E+05	0.00E+00	-	z' tens.

2 Laster

2.1 Lasttilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast	Ordinary	Permanent

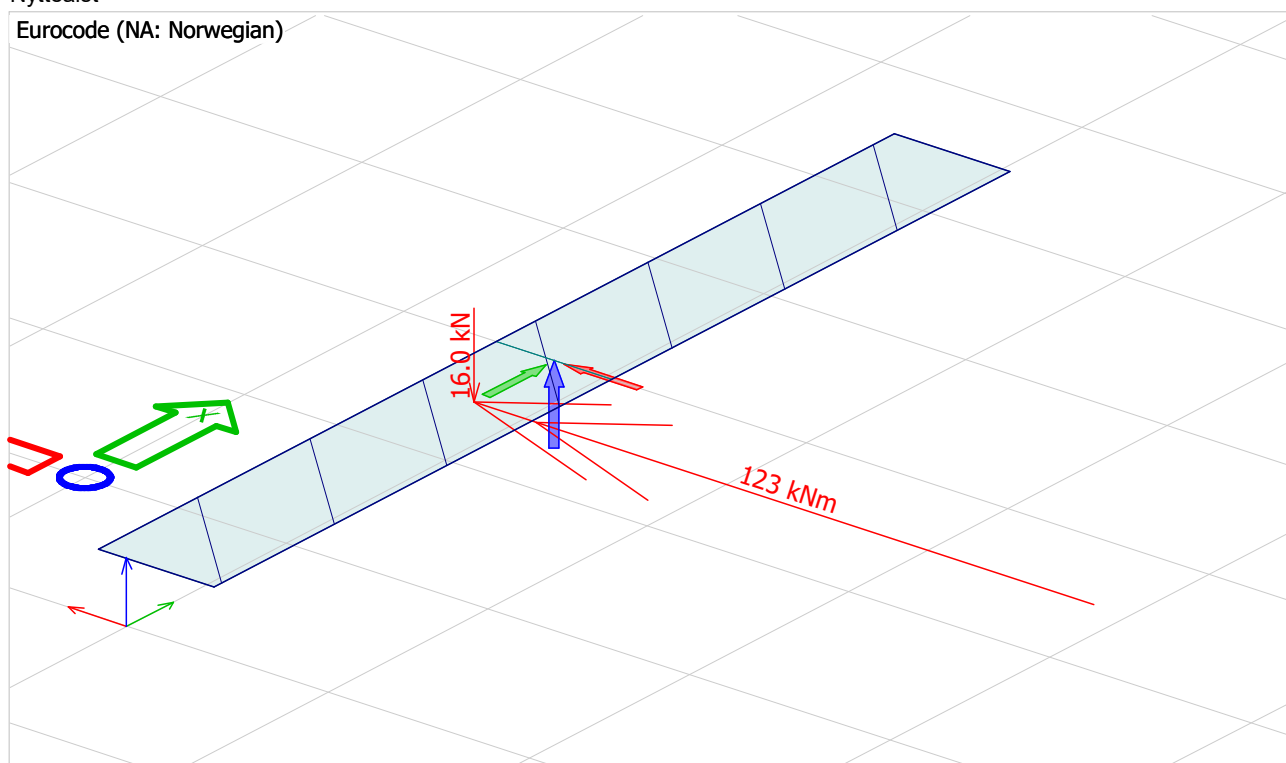
Egenlast genereres automatisk i programmet. Lastvirkning fra Oslobommen er hentet fra tegning 71857 fra Vikørsta.

Point loads

No.	F	M	Load case	Comment	Applied on Ecc.	Assigned
[-]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	16.000	0.000	Nyttelast		No	-
2	0.000	123.000	Nyttelast		-	-

Nyttelast

Eurocode (NA: Norwegian)



2.2 Lastkombinasjoner

Load combinations

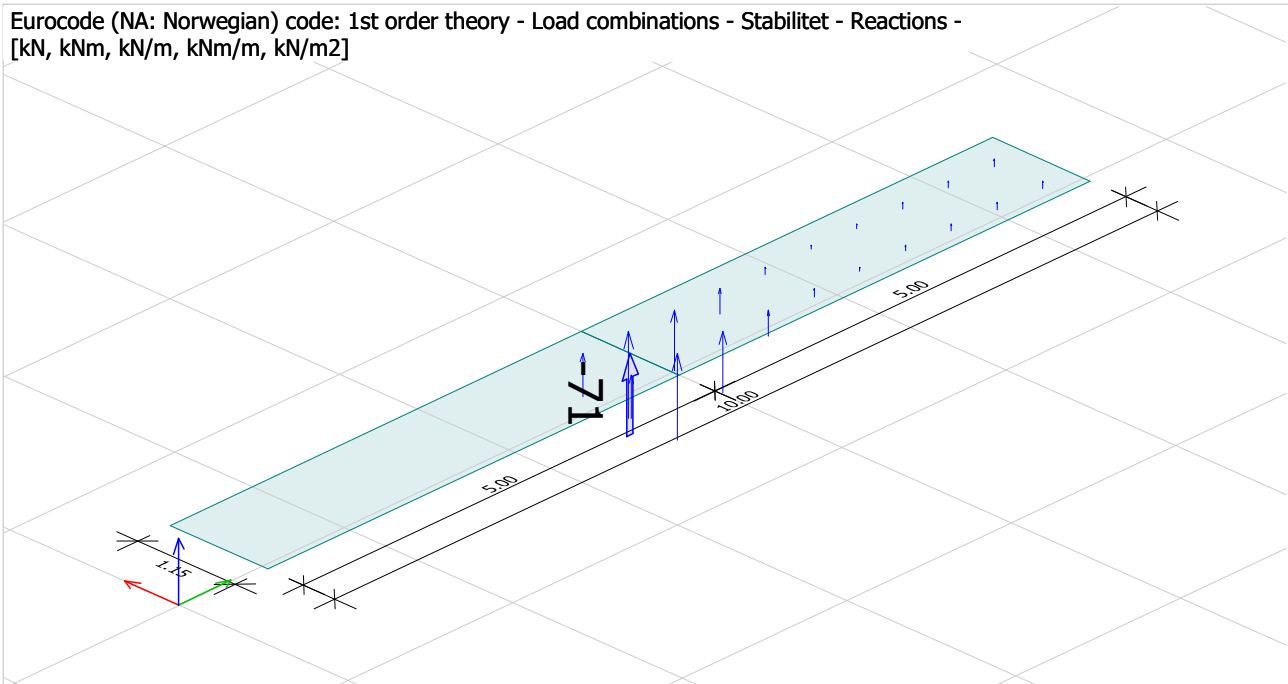
No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Stabilitet	Ultimate	1.000	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.000	Nyttelast

3 Statiske resultater

3.1 Reaksjonskrefter mot underlaget

Grunntrykk

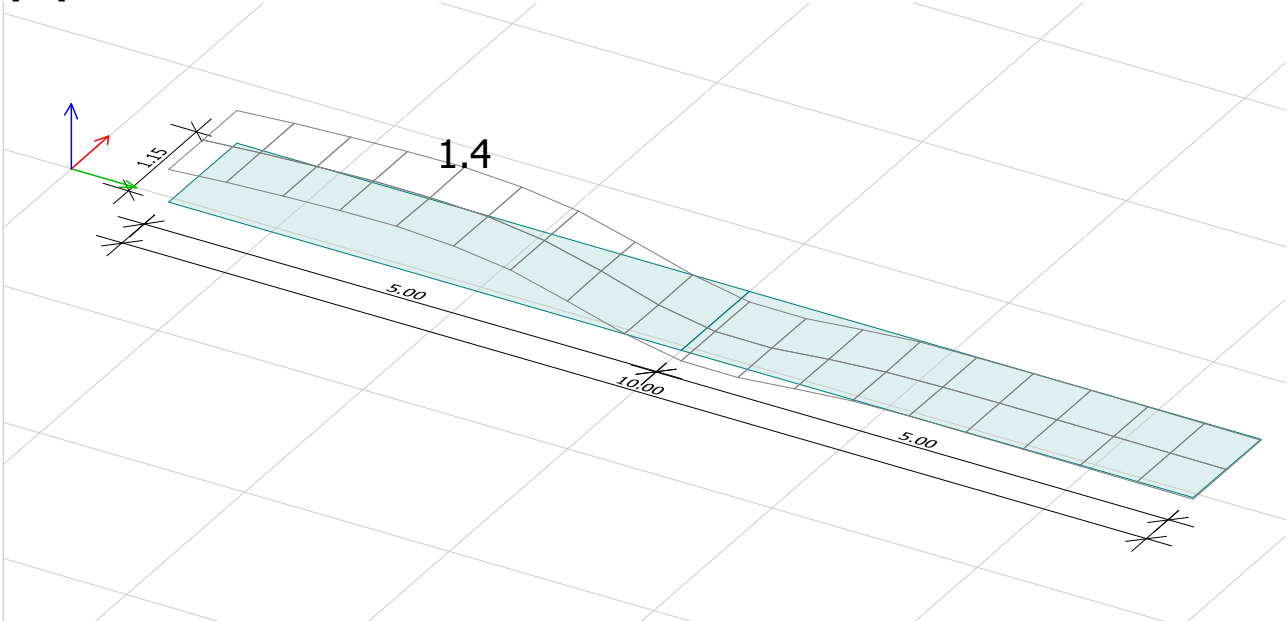
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Stabilitet - Reactions - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



Verdien på 71kN er resultanttrykket mot underlaget. Som vist fordeler trykket seg utover ca. halve lengden av elementet.

Deformasjon

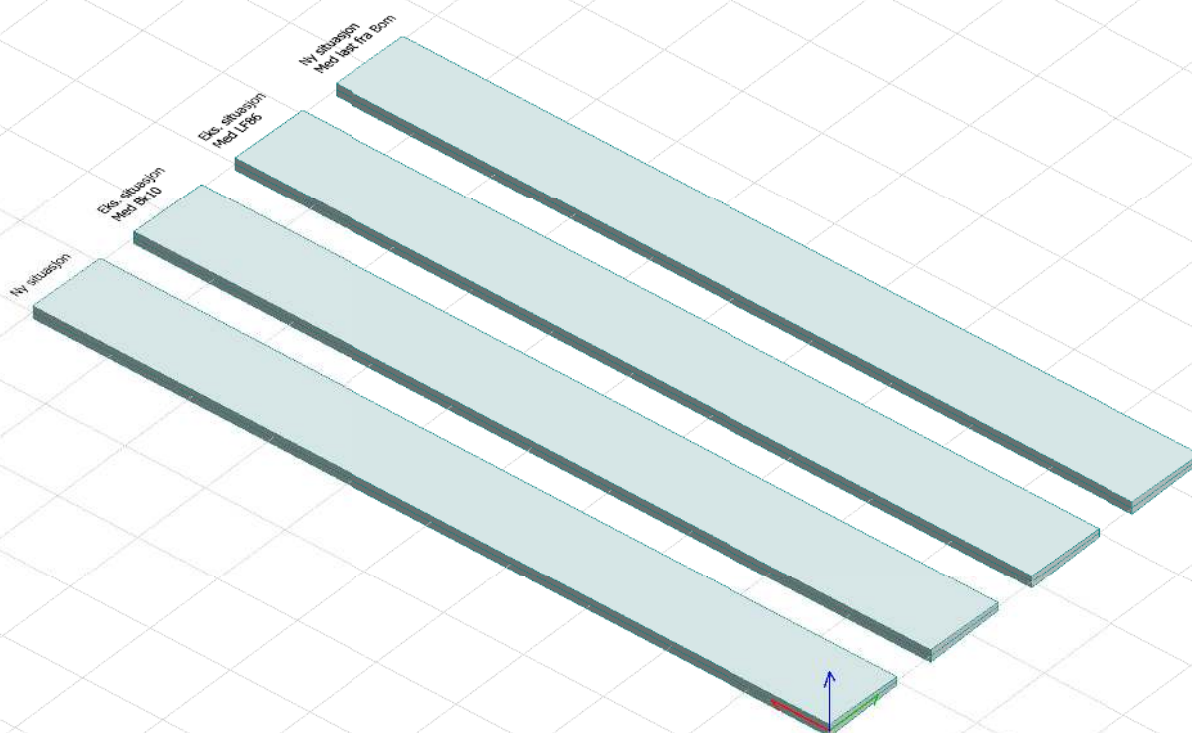
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Stabilitet - Translational displacements - Graph - [mm]



Deformasjonen av elementet i løftesituasjonen viser en form som stemmer overens med det opptredende grunntrykket.



Eurocode (NA: Norwegian)



Prosjekt:
Brukobling Nygårdstangen

Dokument:
Vedlegg B

Innhold:
Kapasitetskontroll brudekke

FEM-Design © StruSoft

Utførende / Kontrollør Torbjørn Kirkevold / Maria Byberg

Dato: 12.11.2021

Side: 1 / 12

Rapport

Contents

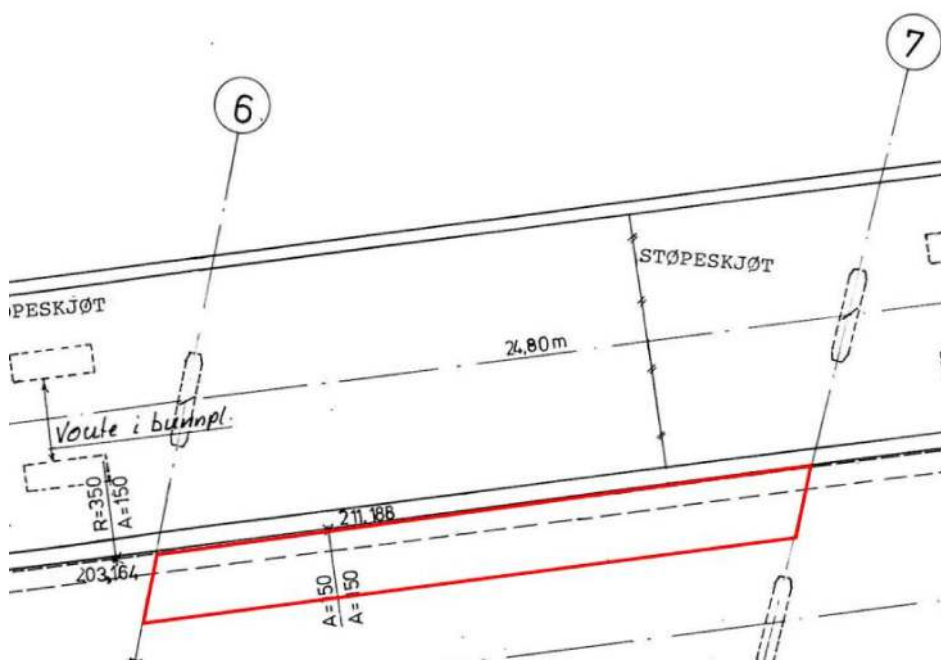
1 Modell.....	3
1.1 Geometri.....	3
1.2 Egenskaper.....	5
2 Laster.....	7
2.1 Lasttilfeller.....	7
2.2 Lastkombinasjoner.....	10
3 Statistiske resultater.....	11

1 Modell

1.1 Geometri

Modellen er et utsnitt av brudekket mellom to pilarer, illustrert på figuren under. Dekket er fast innspent i hver ende og langs den ene siden. Dette gir et ganske riktig bilde av situasjonen siden brukassa har stor stivhet. Rekkverkskanten er lagt på som egenvekt, og har ikke bærende effekt.

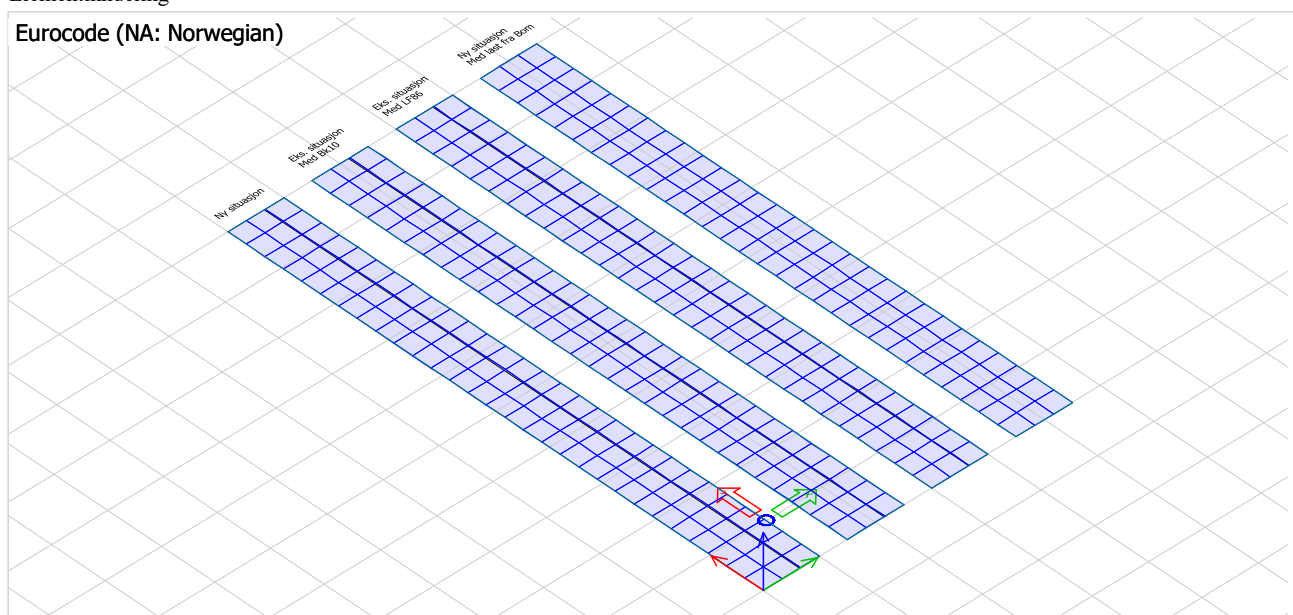
Modellert utsnitt av brudekke (rødt)

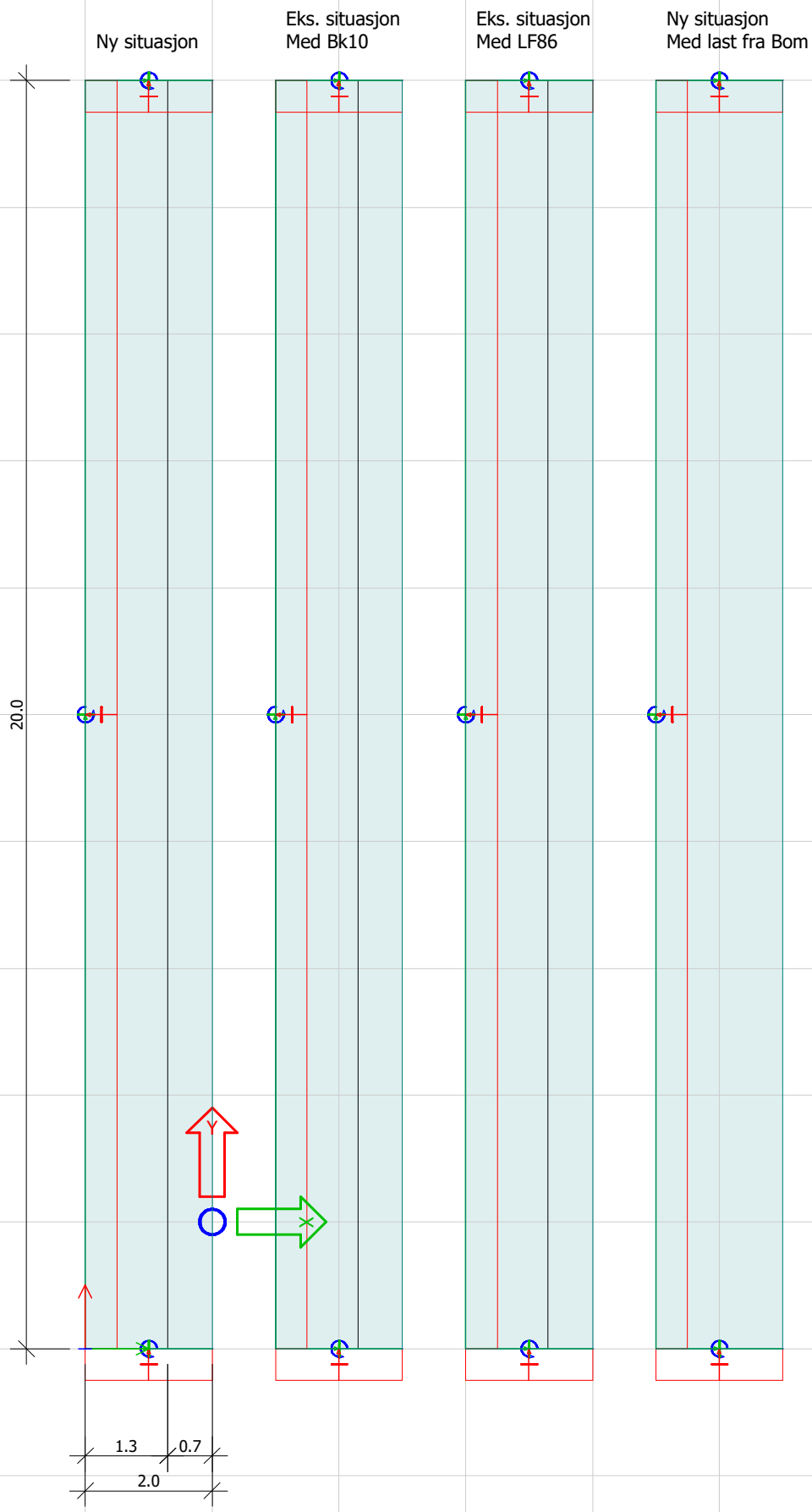


Det er satt opp 4 like modeller, slik at resultatet fra hvert lasttilfelle kan beregnes og vises samtidig.

Elementinndeling

Eurocode (NA: Norwegian)





1.2 Egenskaper

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fck,cube	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c
[-]	[-]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[-]	[-]	[-]
1	C30/37	30.000	37.000	2.900	2.000	33000.000	0.00175	0.00350	1.50

Gamma c, Acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, Acc	Gamma c,fi	Gamma s,fi	Alfa cc	Alfa ct	Density
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m3]
1.20	1.20	1.15	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	2.548

Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep c.(U,Ua,Us)	Creep c.(Sq)	Creep c.(Sf)	Creep c.(Sc)	Shrinkage	Dyna r.
[1/°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.000010	0.200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	1.000

Stab r.
[-]
1.000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1	Alpha	Ecc.
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[rad]	[m]
P.1.1	C30/37	0.300	0.200	0.200	1.000	0.000	0.000
P.2.1	C30/37	0.300	0.200	0.200	1.000	0.000	0.000
P.3.1	C30/37	0.300	0.200	0.200	1.000	0.000	0.000
P.4.1	C30/37	0.300	0.200	0.200	1.000	0.000	0.000

Line support groups

ID	Calculation type	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.	Kz' tens.	Cx' comp.
[-]	[-]	[kN/m/m]	[kN/m/m]	[kN/m/m]	[kN/m/m]	[kN/m/m]	[kN/m/m]	[kNm/rad/m]
S.1	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.2	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.3	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.4	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.5	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.6	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.7	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.8	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.9	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.10	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.11	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07
S.12	All	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07

Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.	Type	Disconn.
[kNm/rad/m]	[kNm/rad/m]	[kNm/rad/m]	[kNm/rad/m]	[kNm/rad/m]		
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No
1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	1.00E+07	-	No

2 Laster

2.1 Lasttilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast	+Struc. dead load	Permanent
2	Belegning	Ordinary	Permanent
3	Bk10	Ordinary	Permanent
4	LF86	Ordinary	Permanent
5	Bom	Ordinary	Permanent

Egenlast genereres automatisk i programmet.

Belegningsvekt er lagt på slik:

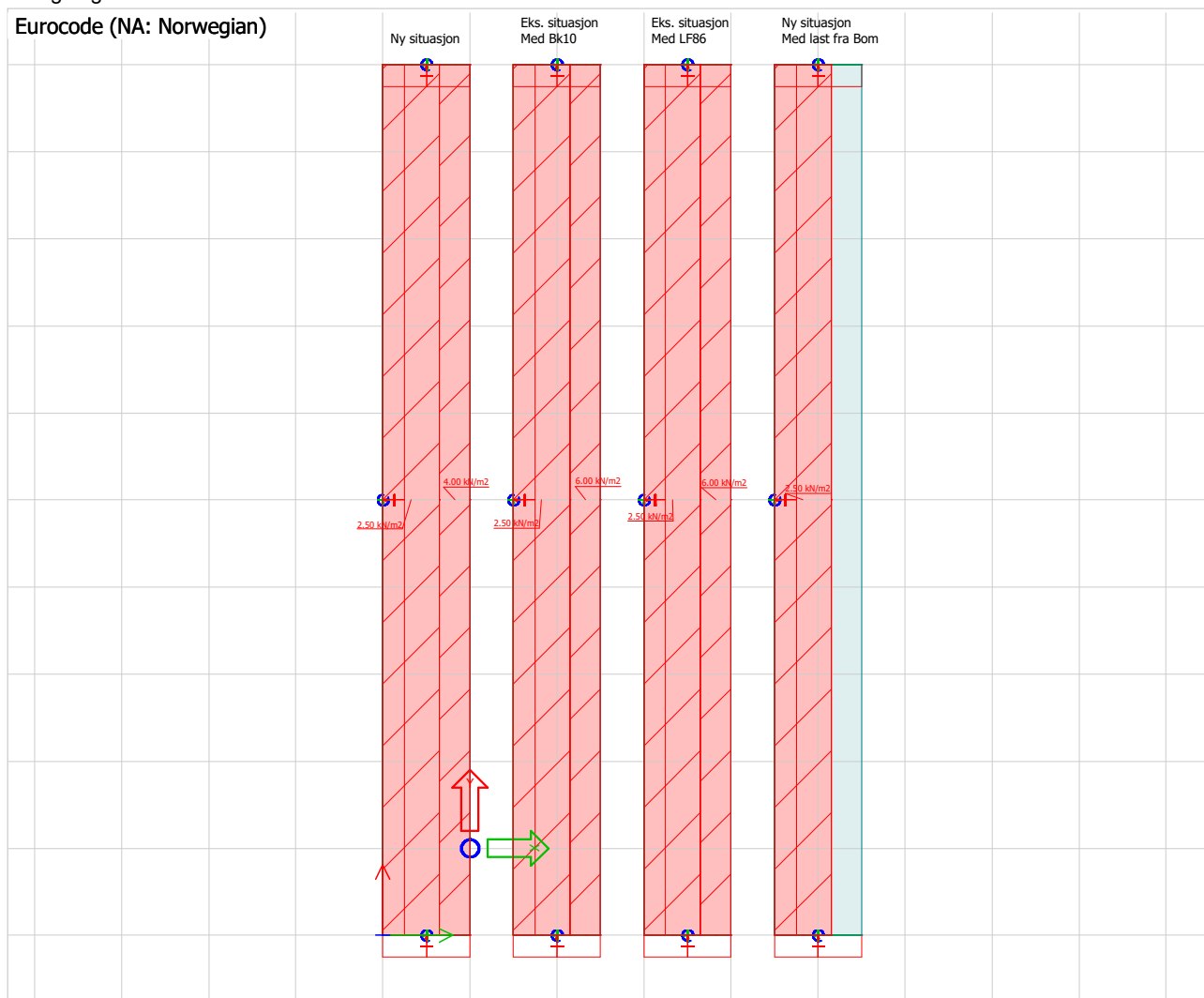
Asfalt på eks. bru - 2,5kN/m² (maks 10cm)

Vekt av rekkverkskant + rekkverk - 6kN/m2

Vekt av betongelement - 4kN/m²

For alternativet med beregninger for last fra bom så er egenvekten av elementet medregnet i uteregningen av grunntrykk (se vedlegg A).

Belegningsvekt



Aksellaster i Bk10 er hentet fra R412, og gir følgende lasttrykk:

Største akse = 140kN, øvrige = 70kN.

Hjultrykk =

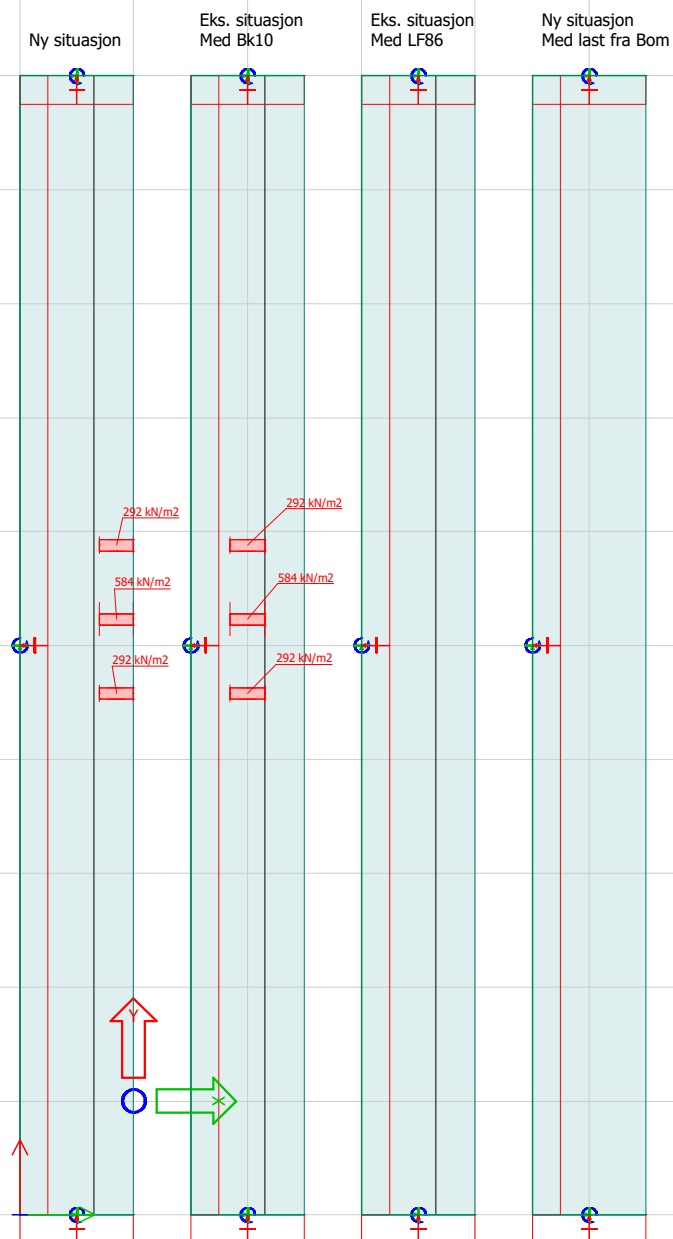
$$140/2/(0,6\text{m}\cdot 0,2\text{m}) = 584 \text{ kN/m}^2$$

$$70/2/(0,6\text{m}\cdot 0,2\text{m}) = 292 \text{ kN/m}^2$$

Lastfaktor 1,4.

Bk10

Eurocode (NA: Norwegian)



Laster i LF 86 er hentet fra håndbok 239 "lastforskrifter 1920-1973", og gir følgende lasttrykk:

Hjulast = 105kN, jevnt fordelt last 3kN/m2.

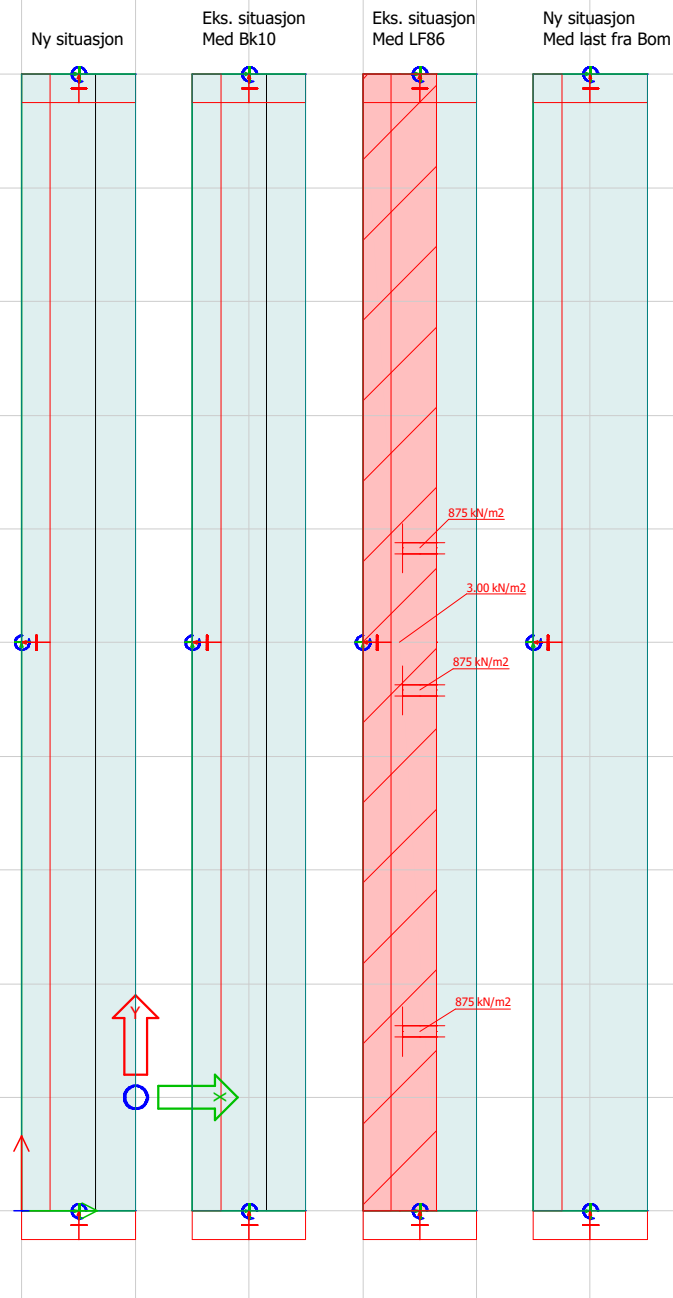
Hjultrykk =

$$105/(0,6\text{m}\cdot 0,2\text{m}) = 875 \text{ kN/m}^2$$

Lastfaktor 1,3.

LF 86

Eurocode (NA: Norwegian)



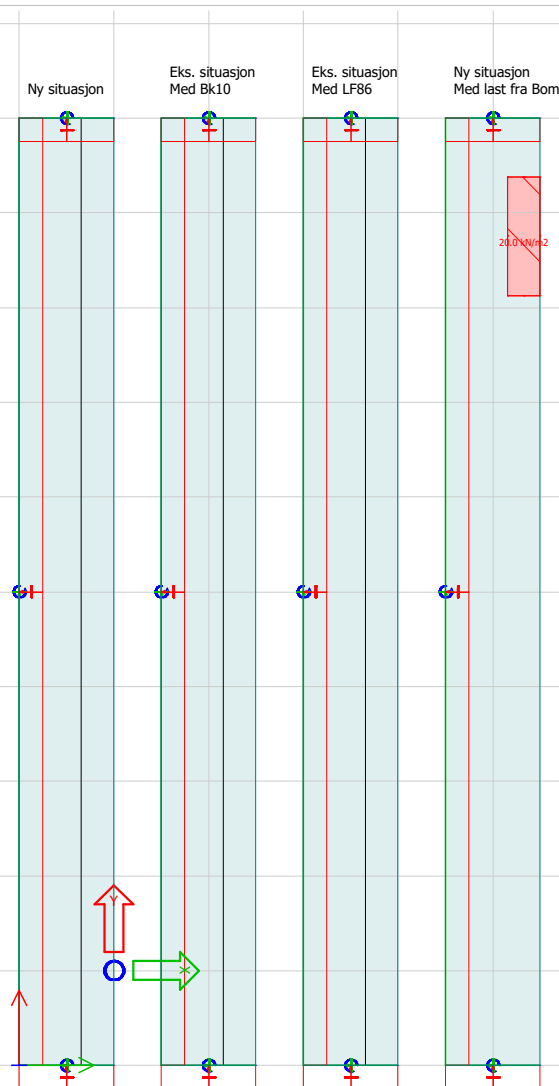
Last fra bommen er hentet fra Vedlegg A og tilsvarer ca. 35kN pr. bru. Denne fordeles over en lengde på 2,5m. Bommen står ganske tett mot pilaren.

Lasttrykk:

$$35\text{kN} / (0,7\text{m} \cdot 2,5\text{m}) = 20\text{kN/m}^2$$

Bom

Eurocode (NA: Norwegian)



2.2 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Brudd	Ultimate	1.150	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.150	Belegning
			1.400	Bk10
			1.300	LF86
			1.000	Bom

3 Statiske resultater

Overslag over dekkets momentkapasitet:

Tykkelse, $t = 300\text{mm}$

Overdekning, $c = 25\text{mm}$

Diameter armering (ytte mål), $d = 20\text{mm}$.

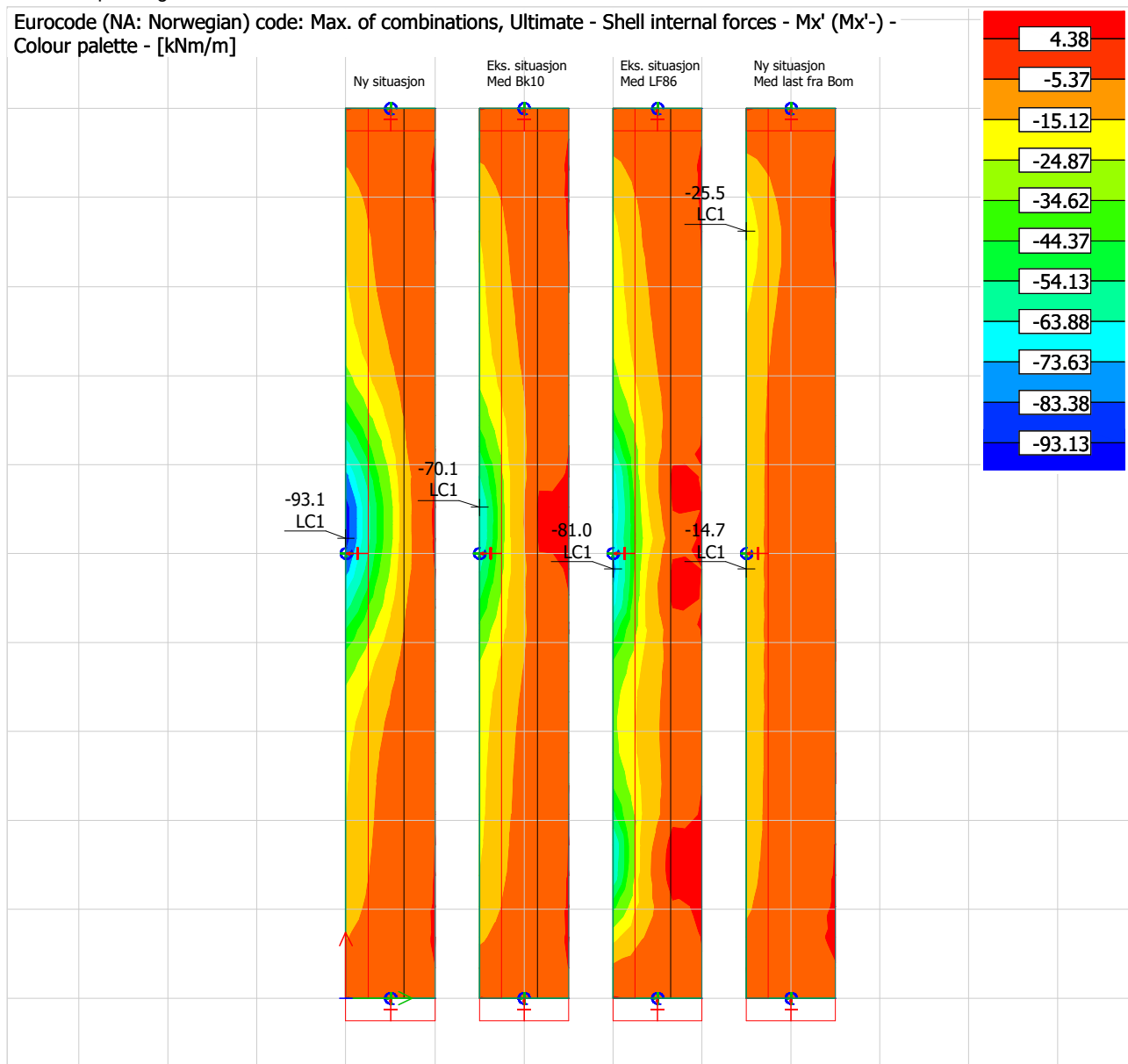
Indre arm: $Z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot (t - c - d/2) = 0,9 \cdot (300 - 25 - 10) = 238\text{mm}$

Armering: $\phi 16c150 \text{ Ks40} = 16^2 \cdot \pi / 4 / 0,15\text{m} \cdot 400\text{N/mm}^2 / 1,25 = 429\text{kN/m}$

Momentkapasitet = $429\text{kN/m} \cdot 0,238\text{m} = 102\text{kNm/m}$

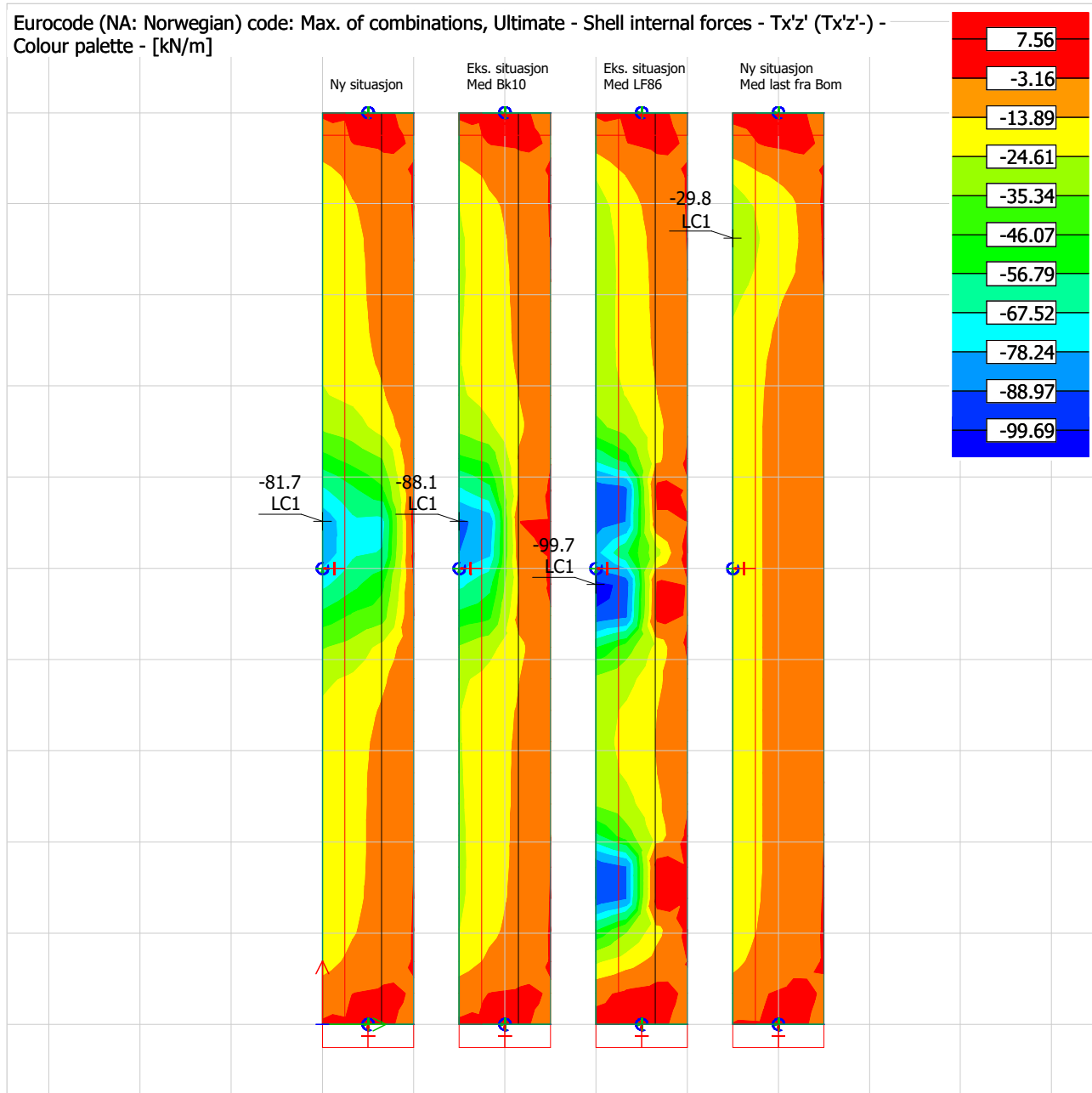
Maks innspenningsmoment

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Shell internal forces - M_x' (M_x') -
Colour palette - [kNm/m]



Maks skjærkraft

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Shell internal forces - $T_x'z'$ ($T_x'z'$) -
Colour palette - [kN/m]



Ser at LF86 har større opptredende skjærkraft enn det nye lasttilfellet -> ok.