

13642 IC HJØRNEBALKONGER

13642-OO-RIB-R-002 rev. 02

**HJØRNEBALKONG: DIMENSJONERINGSEKSEMPEL MED BWC
FORBINDELSER**

DIMENSJONERING AV EN HJØRNEBALKONG MED BWC FORBINDELSER

REVISJONER

Rev.	Dato	Sign.	Kontr.	Godkj.
00	09.02.2023	LMN	MEN	MEN
01	13.02.2023	MEN	MEN	MEN
02	23.06.2023	MEN	MEN	MEN

ENDRINGSLOGG

Rev.	Referanse	Beskrivelse
00	-	Oversatt fra engelsk
01	-	Rettet feil i figurreferanser
02	-	Oppdatert referanser

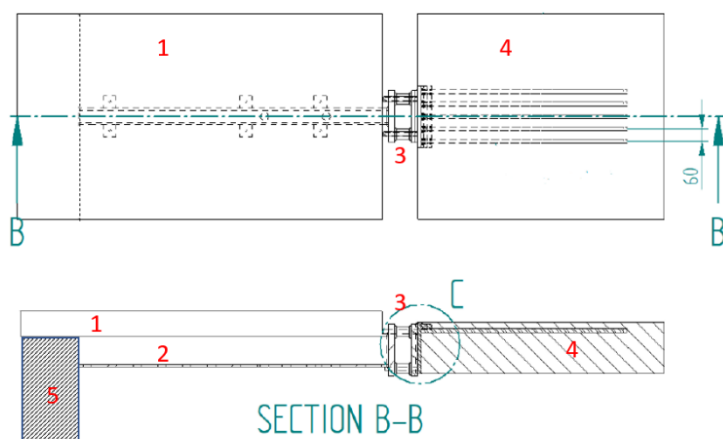
PROSJEKTINFORMASJON

Kunde:	Invisible Connections AS
Kundens kontaktperson:	Navn: Svein Berg Epost: svein@invisi.no

SAMMENDRAG

Formålet med denne rapporten er å gi veiledning om konstruksjonsmessig utforming av en balkong i et hjørne av et byggs fasade, ved bruk av BWC forbindelser, produsert av Invisible Connections AS.

Systemet med BWC forbindelser er skissert i figuren nedenfor:



Figur 1: Et balkongdekke (1) hviler på utkragede stålbjelker (2) og BWC enheter (3) kobler stålbjelkene til bygningens betongdekke (4) ved hjelp av armeringsstenger innstøpt i betongen. Det kan også være en bjelke langs ytterkant av balkongen (5) som kan bli bygd i stål eller betong.

Den anbefalte fremgangsmåten for å analysere konstruksjonen er å bruke elementanalyse (FEA), hvor oppførselen til BWC- forbindelsen er modellert med et sett fjærer. Den faktiske fjærstivheten for de ulike frihetsgradene finnes ved hjelp av en representativ kraft/forskyvning (Moment/rotasjon) kurve til BWC- forbindelsen. Dersom den utkragede bjelken modelleres som fast innspent vil innspenningskreftene bli urealistiske store, og vertikale forskyvninger vil bli underestimert. Et eksempel er presentert for å illustrere denne effekten.


I tidligere rapporter utføres en kapasitetskontroll av forbindelsene ved bruk av et 3D FEA program. I denne ULS kapasitetskontrollen er torsjon ikke inkludert. Rette bjelker (i rett vinkel med fasaden) har lite torsjon, mindre enn 1 kNm, og forbindelsen behøver ikke kontrolleres for dette. I motsetning har skjeve bjelker (med en vinkel $<90^\circ$ ift. fasaden) torsjonsmomenter på 10 kNm og mer, og det er nødvendig med en kapasitetskontroll mot torsjon.

Denne rapporten foreslår en beregning av torsjonskapasiteten til BWC- forbindelsen basert på en enkel ULS- kontroll av boltene i henhold til Eurokoden.

En forenklet konstruksjonsmodell presenteres for å vurdere påvirkningen av vridning og ytterlige reduksjon av kapasiteten til BWC- forbindelsene når bjelkene er skjeve (i en vinkel fra bygningens fasade). Den reduserte kapasiteten er tydelig, selv når vinklene til de skjeve bjelkene er små.

I avsnitt 2.4.1 presenteres også en forenklet bjelkemodell for å raskt kunne estimere maksimal spennlengde av betongdekke.

Kapittel 3 omhandler dimensjonering av balkongen basert på et 100 mm tykt prefabrikkert betongdekke med et armeringsnett på $\varnothing 8c100$ plassert sentrisk i det tynne tverrsnittet. Det inneholder også en utforming av frontbjelken og armering for det gitte eksempelet.



Den overordnede konklusjonen er at balkongens utforming tilfredsstillende (for ULS and SLS) og kan bygges gitt disse premissene.

- Bruk av BWC forbindelser fra Invisible Connections AS.
- Bruk av fjærkoeffisienter for å modellere stivheten til forbindelsene, og en FEA modell med bjelke- og skallelementer for analysen.
- Sentrisk sveist armeringsnett.
- 100 mm betongdekke.
- Frontbjelke i betong eller stål.
- Skjeve eller rette støttebjelker.
- Maks spennlengde på 1,5m av betongplaten, mindre for skjeve bjelker.

INNHold

Figurliste.....	5
Tabeller	7
1 Introduksjon.....	8
1.1 Geometri	8
1.1.1 Armering.....	9
1.1.2 Frontbjelker	10
1.1.3 Support beams	11
1.2 Laster.....	12
1.3 Grensetilstander for dimensjonering	12
1.3.1 ULS.....	12
1.3.2 SLS	12
1.3.3 Tegnkonsvensjon for krefter i skallelementer.....	12
2 Beregningsmodell for forbindelsen	14
2.1 Fjærstivhet av BWC forbindelser.....	15
2.2 Beregning av fjærstivheter	17
2.3 Torsjon i forbindelsen	17
2.4 Kapasitetskontroll basert på kapasiteten til boltene.....	18
2.4.1 Eksempel med skjeve bjelker	20
2.5 Betongdekkets kapasitet	21
3 Dimensjoneringseksempel	24
3.1 Alternativer for utforming.....	24
3.1.1 Rette bjelker.....	24
3.1.2 Skjeve bjelker	32
Referanser	39

FIGURLISTE

Figur 1: Et balkongdekke (1) hviler på utkragede stålbjelker (2) og BWC enheter (3) kobler stålbjelkene til bygningens betongdekke (4) ved hjelp av armeringsstenger innstøpt i betongen. Det kan også være en bjelke langs ytterkant av balkongen (5) som kan bli bygd i stål eller betong.	2
Figur 2: Geometri av balkongen for dimensjonering.....	8
Figur 3: I koblingen mellom to betongdekker. Det stiplede området støpes etter montering av de to delene.....	9
Figur 4: Tverrsnittet av betongdekke som viser plasseringen av armeringsnettet (Ø8c100) i midten av dekket.....	9
Figur 5: Standard dimensjoner for sveiste armeringsnett.	10
Figur 6: Illustrasjon av en typisk balkong med rekkverk og betongskjørt, fra [2].	10
Figur 7: Det horisontale dekket og den rektangulære frontbjelken. Armeringen og bredden av frontbjelken (B) vil bli utformet senere i denne rapporten.....	11
Figur 8: IPE240 konstruksjonsmessige og geometriske egenskaper.	11
Figur 9: Konvensjon for krefter i skallelementer	13
Figur 10 Lokal x- og y- retning.....	13
Figur 11: Plan- og oppriss av BWC40 U-H mellom balkong (venstre) og etasjeskiller (høyre), fra [2].	14
Figur 12: 3D modell av forbindelsen med en HUP bjelke, fra [2]. I illustrasjonen er forbindelsen lagt på siden slik at toppen av forbindelsen er hvor pilen med teksten "Sveis E" peker.....	14
Figur 13: Rotasjonsfjærstivheten K_{yy} for bøyemoment M_y	15
Figur 14: Geometrien til eksempelet: et 100 mm tykt betongdekk (1x2.4 m) med påført egenvekt og nyttelast.	16
Figur 15: Et plan med vertikal deformasjon [mm] av eksempelet i Figur 14 , med fastholdte opplagre (venstre) og fjærstivhet (høyre).	16
Figur 16: Skall og bjelke 3D- modell for å estimere fjærstivhetskoeffisienter.	17
Figur 17: Koordinatsystemet til forbindelsene.	17
Figur 18: Projeksjon av et rent bøyemoment i bjelken (M_{yb}) for å skape torsjonsmoment (M_{xc}) og et bøyemoment (M_{yc}) i koordinatsystemet til forbindelsen (x_c, y_c).	18
Figur 19 Samlingens snittkrefter og ekvivalente spenninger på de 4 boltelagergruppene.	18
Figur 20: En modell av en uendelig lang betongplate med utkragede bjelker, for å undersøke påvirkningen av helningsvinkelen θ med avstand d mellom bjelkene. I oransje vises lastfordelingsområdet for en enkel bjelke.....	20
Figur 21: Betongdekk modellerte som en sammenhengende bjelke med $q=8.88$ kN/m.	21
Figur 22 Vertikal forskyvning, skjær og bøyemoment for $L=1$ m.	21
Figur 23: Plott av maksimalt moment og skjærkraft mot spennlengde L [m]. Disse kreftene opptrer ved det første og siste opplageret. Maksimal forskyvning på enden av den utkragede bjelken er også vist.	22
Figur 24: Reduksjon av den dimensjonerende skjærkraften (V_{max}) i nærheten av opplagre, i henhold til NS-EN-1992-1-1, avsnitt 6.2.2. paragraf 3.	23
Figur 25: Alternativ med 6 rette bjelker og omkransende betongbjelker (120x240 m).	25
Figur 26: FEA lineær elastisk modell, med bjelke- og skallelementer.	26
Figur 27: Reaksjonskrefter [kN] ved opplagrene for ULS eq. 6.10.b.	26
Figur 28: Reksjonsmomenter [kNm] ved opplagrene for ULS eq. 6.10.b.	27
Figur 29: Vertikale forskyvninger [mm] ved opplagrene i SLS. Den største verdien er 15 mm, og er mindre enn grensen på $L/150=20$ mm.....	27
Figur 30: Bøyemomenter i retning x , M_x [kNm/m] i dekket i ULS (6.10.b.)	28
Figur 31: Vertikale skjærkrefter V_x [kN/m] i dekket i ULS (6.10.b). Skjær i D-regioner har blitt fjernet	

fra plottet, etter anbefalinger fra Eurokode. Toppverdiene nær opplagrene skyldes forbindelsen med dekket og har blitt neglisjert da utformingen av denne detaljen ikke er dekket her.	28
Figur 32: Utnyttelsesgrad for betongtrykk ved bøyning (URc).....	29
Figur 33: Utnyttelsesgrad for betongtrykk grunnet skjærkraft (URsc). Verdiene over 1 nær kantene er svært lokale og vil være avhengige av forbindelsestype mellom bærebjelkene og betongdekket. Noe lokal forstreking må gjøres nær de boltede forbindelsene.	29
Figur 34: Torsjonsmoment [kNm] i bjelker.	30
Figur 35: Bøyemoment [kNm] i bjelker.	30
Figur 36: Vertikal skjærkraft [kN] i bjelker.....	30
Figur 37: Frontbjelke- tverrsnitt med armering og samling med betongdekke.....	31
Figur 38: Alternativ med 5 rette og 2 skjeve bjelker, og en frontbjelke.....	32
Figur 39: FEA modell for alternativet, med bjelke og skallelementer.....	33
Figur 40: Vertikale reaksjonskrefter [kN] ved opplagrene i ULS eq. 6.10.b.	33
Figur 41: Reaksjonsmomenter [kNm] ved opplagrene i ULS eq. 6.10.b.....	34
Figur 42: Vertikal forskyvning [mm] ved opplagrene i SLS. Høyeste verdi er 17mm, og mindre enn grensen på 20 mm.	34
Figur 43: Bøyemomentene M_x [kNm/m] I dekke i ULS (6.10.b) i lokal x retning (parallell med bygningen).....	35
Figur 44: Vertikale skjærkrefter V_x [kN/m] i dekket i ULS (6.10.b). Skjær i D-regioner er fjernet fra plottet, etter anbefalinger fra Eurokode. Toppverdiene nær opplagrene skyldes at forbindelsen med dekket har blitt neglisjert. Noe lokal forsterkning vil være nødvendig.....	36
Figur 45: Utnyttelsesgrad for betongtrykk ved bøyning (URc).	36
Figur 46: Utnyttelsesgrad for betongtrykk grunnet skjærkraft (URsc). Verdiene over 1 skyldes de lokale skjærkonsentrasjonene på de skjeve bjelkene nær samlingene som ikke kan analyseres med plateteori.	37
Figur 47: Torsjonsmoment [kNm] i støttebjelker.	37
Figur 48: Bøyemoment [kNm] i støttebjelker.....	38
Figur 49: Vertikal skjærkraft [kN] i støttebjelker.	38

TABELLER

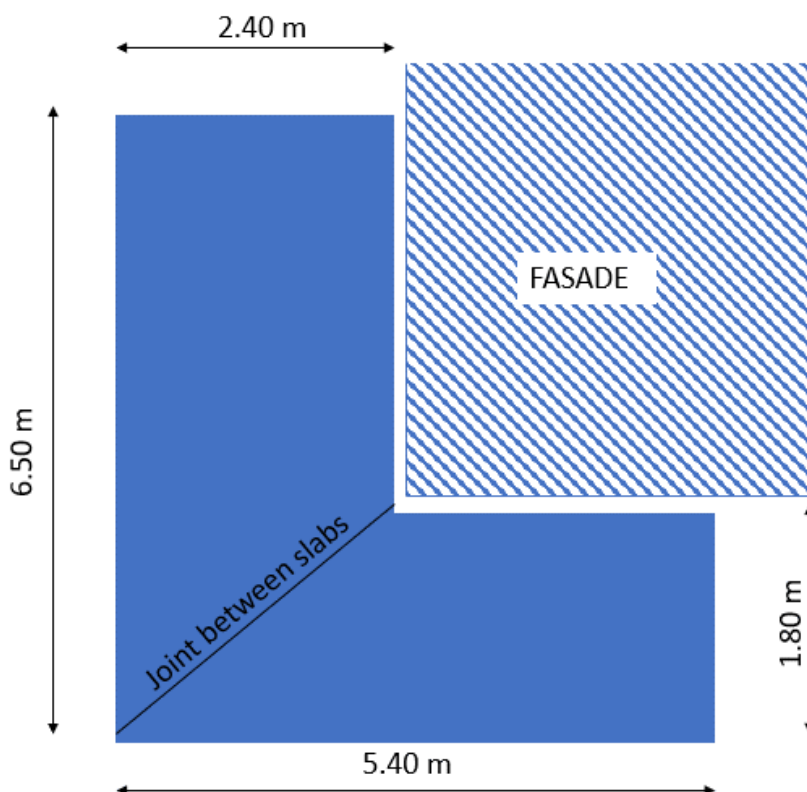
Tabell 1: Laster og lastfaktorer for ULS og SLS.	12
Tabell 2: Maksimal kapasitet av samling i ULS, fra [2].....	15
Tabell 3: Bøyemoment (M_y), skjærkraft (V_z) og torsjonsmoment (M_t) ved understøttningene og maksimal avstand mellom understøttningene (d_{max}), med varierende helning av horisontalvinkelen θ	20
Tabell 4: Maksimale skjærkrefter ($V_{z,max}$), bøyemomenter ($M_{y,max}$) og forskyvning (δ_{max}) med den varierende lengdeparameter L . Utnyttelsesforholdet vises også: UR_c er utnyttelsen av trykk i betongen, UR_f er utnyttelsen av lengdearmeringen, UR_{sc} er utnyttelsen av betongtrykk ved skjærkraft og UR_{st} er utnyttelsen av betongens strekkspenning ved skjærkraft. Overutnyttelsen kan sees i rødt for $L \geq 1.75$	22

1 INTRODUKSJON

Invisible Connections AS (IC) er en leverandør av forbindelser (ved navn BWC) for utkragede prefabrikkerte balkonger. Kapasiteten til disse forbindelsene har blitt analysert i tidligere rapporter, men med fokus på vinkelrett geometri. Formålet med denne rapporten er å undersøke alternativer og beregningsmetodikk for et gitt eksempel hvor en balkong er plassert rundt hjørnet langs et byggs fasade.

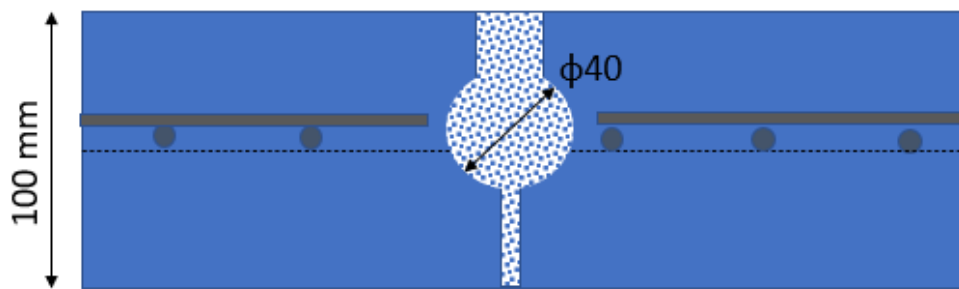
1.1 Geometri

Geometrien til eksempelet er vist nedenfor:



Figur 2: Geometri av balkongen for dimensjonering

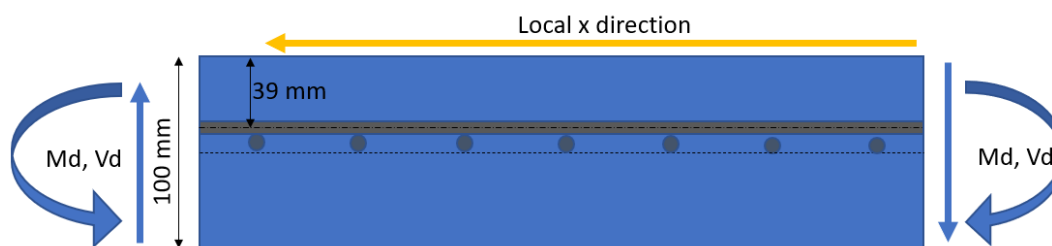
Balkongen har to prefabrikkerte deler som er koblet sammen langs den svarte linjen i Figur 2 for å unngå ulik deformasjon på tvers av skjøten. Denne koblingen kan utformes med en skjærnøkkel i betong, illustrert i Figur 3. En slik kobling vil ikke overføre moment.



Figur 3: I koblingen mellom to betongdekker. Det stiplede området støpes etter montering av de to delene.

1.1.1 Armering

Balkongen består av et 100mm tykt B35 betongdekke med $\phi 8c100$ sveist armeringsnett bestående av B500NA jern. Vi har observert en overvekt av negative momenter (det vil si med strekk på øvre halvdel av tverrsnittet) sammenlignet med positive, derfor anbefales det at armeringsnettet er plassert i øvre halvdel av tverrsnittet, rett over midten. Armeringsjerna vil derfor ikke ligge sentrisk, men plassert med en eksentrisitet fra midten. Jernene i x- retning er plassert med en avstand på 39 mm fra oversiden, se Figur 4.



Figur 4: Tverrsnittet av betongdekke som viser plasseringen av armeringsnettet ($\phi 8c100$) i midten av dekket.

Dekket vil hovedsakelig fungere i retningen parallelt med bygget (x- retning), derfor anbefales det å legge nettet med jernene i denne retningen plassert høyere i tverrsnittet for å maksimere kapasiteten mot negative momenter som vist i Figur 4.

Til informasjon er tilgjengelige standard dimensjoner for armeringsnett i Norge vist i tabellen nedenfor:

Armeringsnett B500NA

NS 3576-1

Type	Format m	Tråd mm	Masker mm	Vekt		
				kg	stk/pk	vekt/pk
P091	2,0 x 5,0	3,4	100x100	14,2	70	994
P091S	1,2 x 2,4	4	100x100	4,1	50	205
K131	2,0 x 5,0	5	150x150	21	50	1050
K131S	1,2 x 2,4	5	150x150	5,91	50	295
K189	2,0 x 5,0	6	150x150	30,2	40	1208
K257	2,0 x 5,0	7	150x150	41,1	30	1233
K335	2,0 x 5,0	8	150x150	53,7	20	1074
K402	2,0 x 5,0	8	125x125	66	15	990
K503	2,0 x 5,0	8	100x100	79	15	1185

Figur 5: Standard dimensjoner for sveiste armeringsnett.

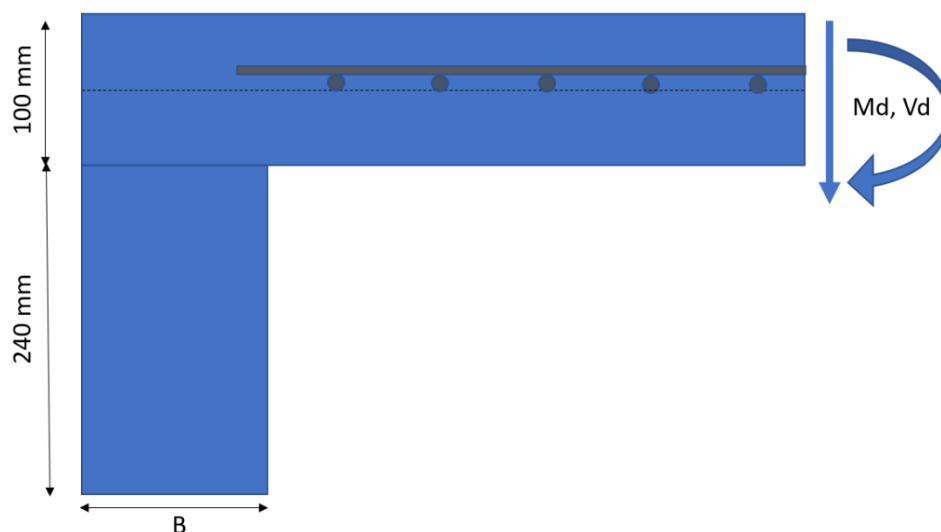
1.1.2 Frontbjelker

Det er normalt å ha et betongskjørt langs de ytre sidene for å skjule de utragede bjelkene som bærer balkongen. Rekkverket kan også festes til skjørtet. Figur 6 illustrerer en typisk balkong.



Figur 6: Illustrasjon av en typisk balkong med rekkverk og betongskjørt, fra [1].

For å benytte seg av kapasiteten til disse skjørtene kan de armeres opp som en bjelke. Bjelkene som understøtter balkongen, er IPE240 stålbejelker (S355) og derfor har frontbjelkene en høyde på 240 mm for at bjelkene skal være mindre synlige.

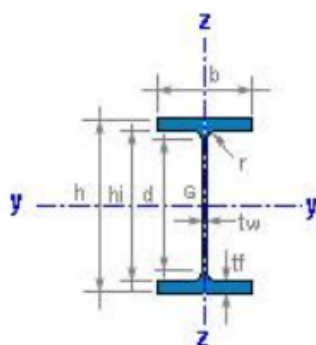


Figur 7: Det horisontale dekket og den rektangulære frontbjelken. Armeringen og bredden av frontbjelken (B) vil bli utformet senere i denne rapporten.

Minste nominelle betongoverdekning er satt til 35 mm.

1.1.3 Support beams

IPE 240



$h = 240 \text{ mm}$	$r = 15 \text{ mm}$
$b = 120 \text{ mm}$	$d = 190.4 \text{ mm}$
$tw = 6.2 \text{ mm}$	$hi = 220.4 \text{ mm}$
$tf = 9.8 \text{ mm}$	
$A = 39.1 \text{ cm}^2$	$M = 30.7 \text{ kg/m}$
$I_y = 3892 \text{ cm}^4$	$I_z = 284 \text{ cm}^4$
$W_y = 324.3 \text{ cm}^3$	$W_z = 47.3 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 366.7 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 73.9 \text{ cm}^3$
$i_y = 9.97 \text{ cm}$	$i_z = 2.69 \text{ cm}$
$I_t = 13.0 \text{ cm}^4$	$I_w = 37576 \text{ cm}^6$
$S_y = 183.3 \text{ cm}^3$	$Avz = 19.15 \text{ cm}^2$
$s_y = 21.2 \text{ cm}$	
$AL = 0.922 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 30.02 \text{ m}^2/\text{t}$

Figur 8: IPE240 konstruksjonsmessige og geometriske egenskaper.

1.2 Laster

Lastene er i henhold til Eurokode (EN 1991-1-1) og er vist i tabellen nedenfor:

Tabell 1: Laster og lastfaktorer for ULS og SLS.

Last	Karakteristisk verdi	Last type	Lastfaktor ULS	Lastfaktor SLS
Egenvekt betong	24 kN/m ³	Permanent	1.35/1.2	1
Egenvekt stål	78.5 kN/m ³	Permanent	1.35/1.2	1
Rekkverket	1 kN/m	Permanent	1.35/1.2	1
Nyttelast (Tabell 6.2 EC1+NA)	4 kN/m ²	Variabel	1.05/1.5	0.6

Lastfaktor = $\xi \cdot \gamma_{G,i}$ (PERMANENTE LASTER) eller $0_i \cdot \psi_{0,i}$ (NYTTELASTER) gitt for formel 6.10a/6.10b

1.3 Grensetilstander for dimensjonering

1.3.1 ULS

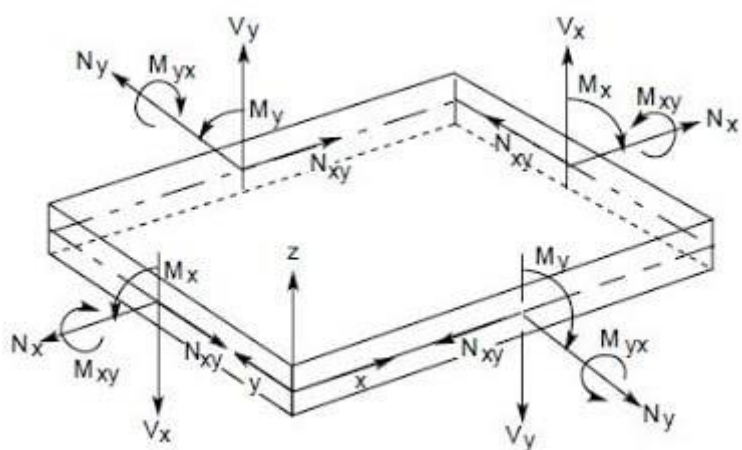
BWC-forbindelsene mellom IPE- bjelkene og bygget er det svakeste leddet og vil derfor alltid være styrende for utformingen. For IPE- bjelkene er bruksgrense (SLS) dimensjonerende. Kapasiteten til betongdelen (armering og betong) vil også bli kontrollert.

1.3.2 SLS

Den viktigste kontrollen i bruksgrense er den vertikale deformasjonen av betongplaten. Deformasjonen skal være mindre enn $L/150$, der L er lengden av den utkragede bjelken. Ved hjørnet er nedbøyningsgrensen satt til $3m/150 = 20$ mm

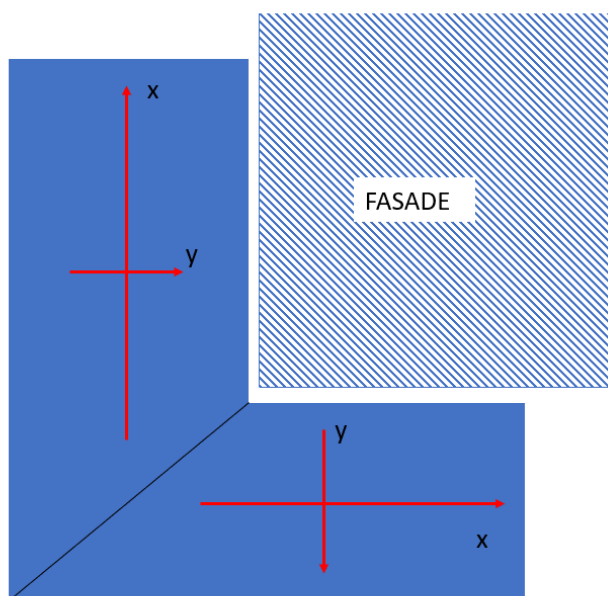
1.3.3 Tegnkonsensjon for krefter i skallelementer

Bøyemomentene M_y og M_x , torsjonsmomentene M_{xy} , M_{yx} og skjær for skallelementer følger konsensjonene vist i figuren nedenfor:



Figur 9: Konvensjon for krefter i skallelementer

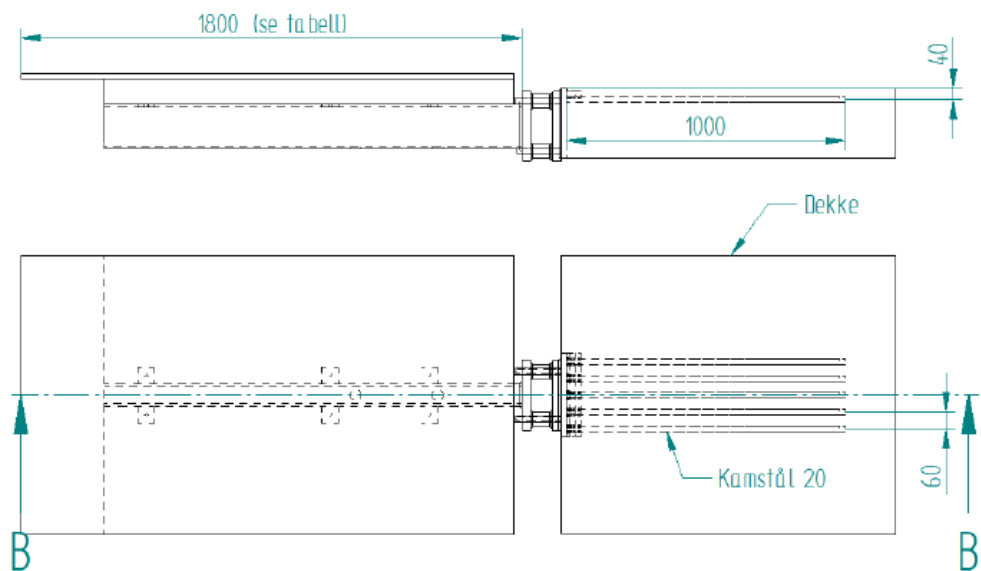
x- retningen følger byggets fasade, som vist i figuren nedenfor. y- retningen er vinkelrett på x i horisontalplanet, og z- retning peker mot bakken:



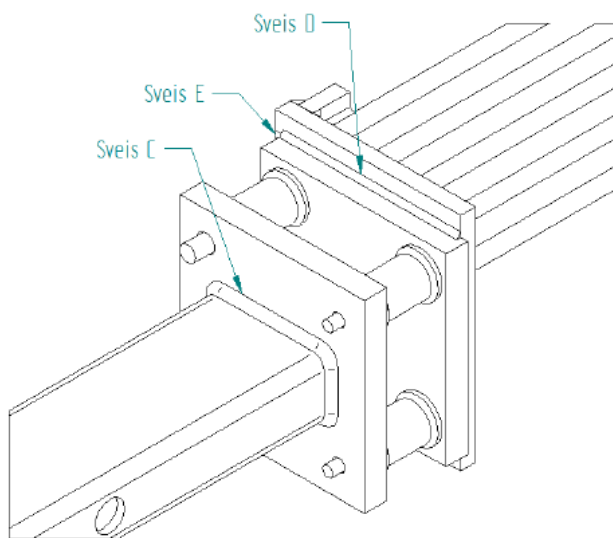
Figur 10 Lokal x- og y- retning

2 BEREGNINGSMODELL FOR FORBINDELSEN

BWC forbinder bjelkene som bærer balkongplaten med etasjeskiller i betong i bygget.



Figur 11: Plan- og oppriss av BWC40 U-H mellom balkong (venstre) og etasjeskiller (høyre), fra [1].



Figur 12: 3D modell av forbindelsen med en HUP bjelke, fra [1]. I illustrasjonen er forbindelsen lagt på siden slik at toppen av forbindelsen er hvor pila med teksten "Sveis E" peker.

BWC-forbindelsen har M24 bolter i de to øvre posisjonene og M16 bolter i de to nedre posisjonene. Lagrene antas å ha et 60 x 5mm ringformet tverrsnitt.

Bæreevnen til BWC40 U-H forbindelsen er bestemt i [1], basert på en ANSYS 3D FEA modell:

Tabell 2: Maksimal kapasitet av samling i ULS, fra [1].

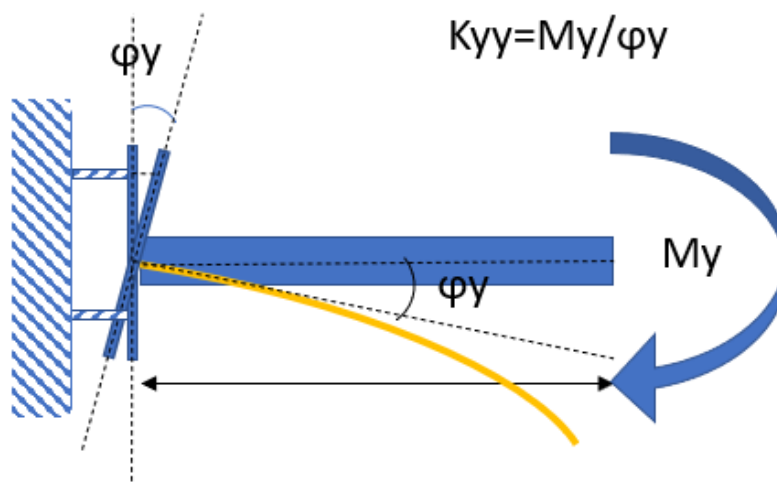
Kobling	Maks bøyemoment [kNm]	Maks skjærkraft [kN]	Maks aksial kraft [kN]
BWC 40 U-H	60	70	+/-20

2.1 Fjærstivhet av BWC forbindelser

Balkongplaten ligger an på toppen av stålbjolkene. Lastene på dekket overføres til stålbjolkene og videre til forbindelsene. En vanlig praksis er å anta at bjolkene fastholdes mot bygget, men dette fører til urealistisk høye konsentrerte laster på forbindelsen, og de vertikale forskyvningene blir underestimert. Det anbefales derfor at fjærstivheter brukes til å modellere randbetingelsene både i ULS- og SLS analysen. Dette vil føre til en jevnere fordeling av krefter og gir rom for en høyere totalkapasitet på alle forbindelsene.

Å modellere randbetingelser med fjærer er en vanlig forenkling av fleksible innfestinger. Denne funksjonaliteten støttes av de fleste elementprogrammer. Det gjør det mulig å modellere en fleksibel innfesting med reaksjoner som vil avhenge av deformasjonene, akkurat som en vanlig fjær.

Fjærstivheten er forholdet mellom virkningen- og deformasjonen målt ved opplagret. I figuren under vises et eksempel med bøyemoment. Bøyestivhetskoeffisienten til opplagret er $K_{yy} = M_y / \varphi_y$, hvor M_y er bøyemomentet og φ_y er den korresponderende rotasjonsvinkelen i samme retning som M_y , målt ved opplagret som illustrert i Figur 13.



Figur 13: Rotasjonsfjærstivheten K_{yy} for bøyemoment M_y .

Fjærstivheten for last i andre retninger (N , V_y , V_z , M_x and M_z) kan defineres på lignende måter.

$$K_x = \frac{N}{u_x} \text{ [kN/m]}$$

$$K_y = \frac{V_y}{u_y} \text{ [kN/m]}$$

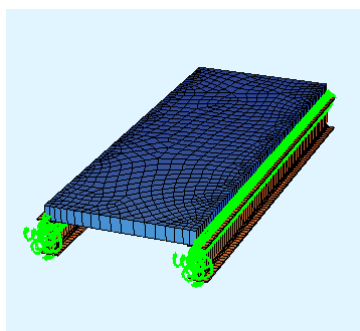
$$K_z = \frac{V_z}{u_z} \text{ [kN/m]}$$

$$K_{xx} = \frac{M_x}{\varphi_x} \text{ [kN/rad]}$$

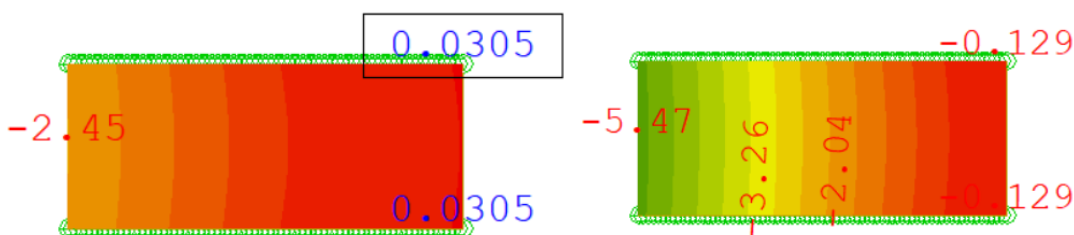
$$K_{yy} = \frac{M_y}{\varphi_y} \text{ [kN/rad]}$$

$$K_{zz} = \frac{M_z}{\varphi_z} \text{ [kN/rad]}$$

Fordelen med denne tilnærmingen er at man kan modellere enhver geometri, bjelketverrsnitt eller konfigurasjon av opplagret med et enkelt matrisemodelleringsprogram med bjelker og skallelementer. Forskjellen i oppførsel med fastholdte opplagre kan observeres i deformasjonene til den forenklete modellen med betongplate støttet av to IPE240- bjelker, se Figur 15.



Figur 14: Geometrien til eksempelet: et 100 mm tykt betongdekk (1x2.4 m) med påført egenvekt og nyttelast.

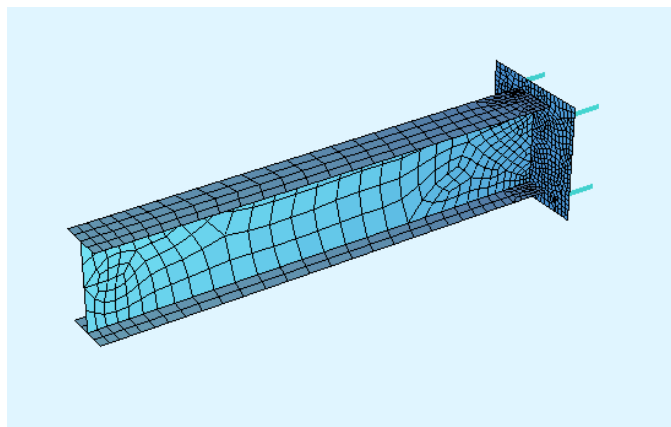


Figur 15: Et plan med vertikal deformasjon [mm] av eksempelet i Figur 14, med fastholdte opplagre (venstre) og fjærstivhet (høyre).

Reaksjonene ville også vært forskjellige i begge modellene dersom det var en statisk ubestemt konstruksjon, noe det ikke er i dette tilfellet.

2.2 Beregning av fjærstivheter

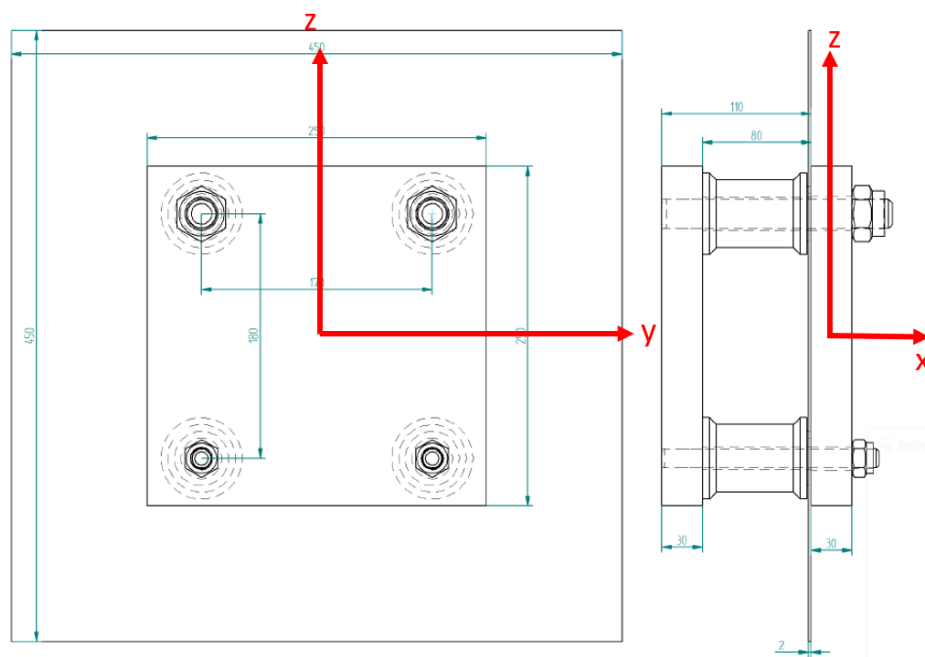
Det gjenstår fortsatt en del arbeid for å sikre den beste måten å estimere fjærkoeffisientene på. I denne rapporten har vi brukt en 3D- modell som inneholder skall (frontplate og stålbejelke (IPE240)) og bjelkeelementer (bolter) for å oppnå omtrentlige verdier, se Figur 16.



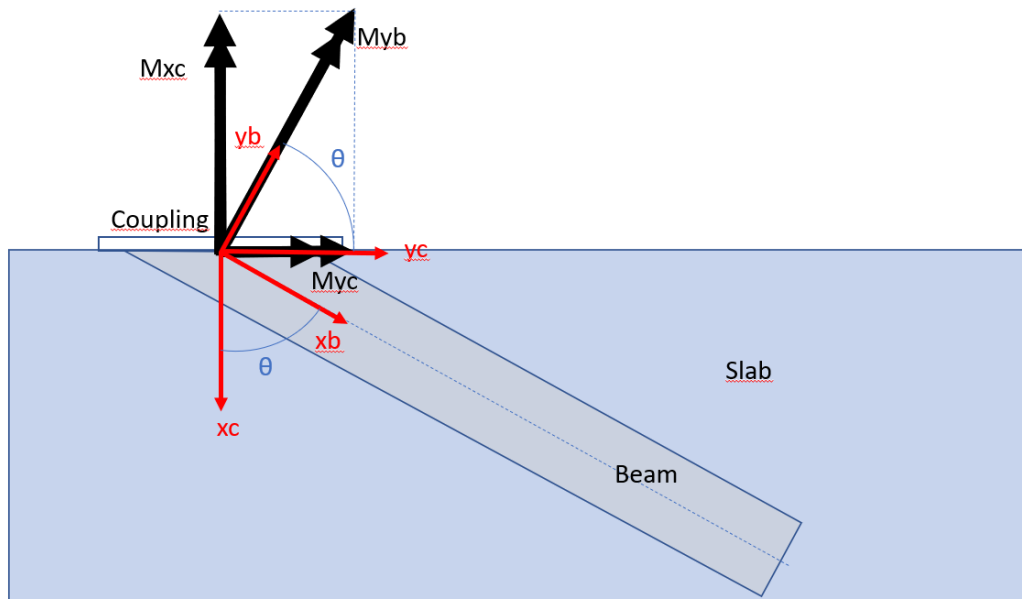
Figur 16: Skall og bjelke 3D- modell for å estimere fjærstivhetskoeffisienter.

2.3 Torsjon i forbindelsen

Bjelkene er hovedsakelig utsatt for bøyemoment, derfor sees ikke torsjon som et problem dersom bjelkene er rette (det vil si, danner en 90° vinkel med fasaden). I dette tilfellet får de maksimale verdier opp mot 1-2 kNm på grunn av bøyemoment i platen som overføres til utkragerbjelkene. For skjeve bjelker kan verdiene ligge opp mot 10 kNm eller større i BWC forbindelsene. Dette skyldes hovedsakelig bøyemomentet til den skjeve bjelken, som dekomponeres som bøyemoment og torsjon i forbindelsens koordinatsystem, se Figur 18.



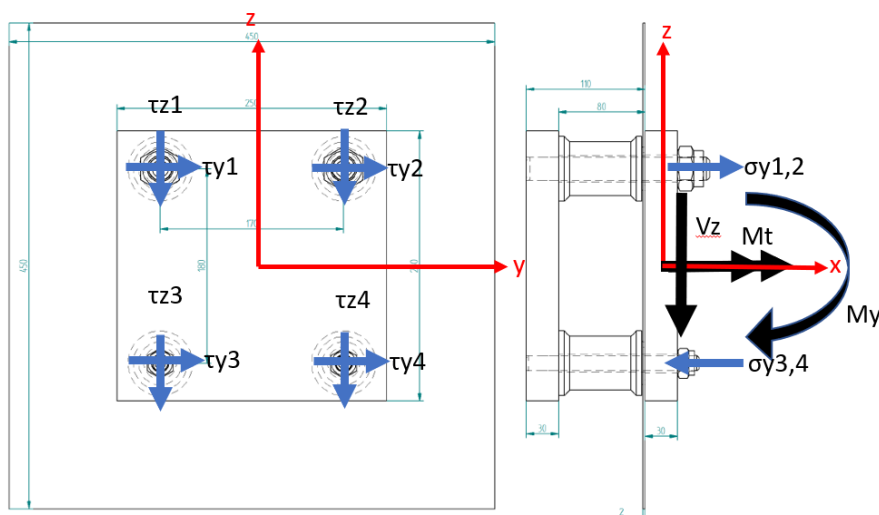
Figur 17: Koordinatsystemet til forbindelsene.



Figur 18: Prosjeksjon av et rent bøyemoment i bjelken (M_{yb}) for å skape torsjonsmoment (M_{xc}) og et bøyemoment (M_{yc}) i koordinatsystemet til forbindelsen (x_c, y_c).

2.4 Kapasitetskontroll basert på kapasiteten til boltene

Forbindelsens kapasitet med tanke på kombinasjonen av bøyemoment, skjær og torsjon er ikke vurdert enda. Den kan estimeres ved å kontrollere kapasiteten til boltene i forbindelsen, spesielt for de to øvre boltene. Fordelingen av skjær- og normalspenninger i boltene fra reaksjonene på fotplaten (M_y, V_z, M_x) fordeles basert på stivhet (tverrsnittsareal) av boltene. Normalspenninger fordeles basert på kombinasjonen av boltenes og lagrenes areal, mens skjærspenninger fordeles basert på kun boltenes areal. Med dette antar vi at lagrene ikke bærer skjærkraft, som kun bæres av boltene.



Figur 19 Samlingens snittkrefter og ekvivalente spenninger på de 4 boltelagergruppene.

Boltene forspennes med en momentverdi på 735 Nm, som antas å gi 150 kN forspenningskraft i

boltene, ref [1]. Aksial belastning vil derfor fordeles mellom bolt og lager inntil lagerringene ikke lenger er under trykk og all belastning tas av strekkspenning i boltene. Dette punktet nås når den øvre boltegruppen er belastet med ca. 200 kN i strekk. Dette skjer sjeldent, da det vil kreve et bøyemoment på ca. 72 kNm.

Kapasitetskontrollen er utført i henhold til [2] avsnitt 3.6, for bolter med kombinert strekk og skjær:

Combined shear and tension	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$
----------------------------	--

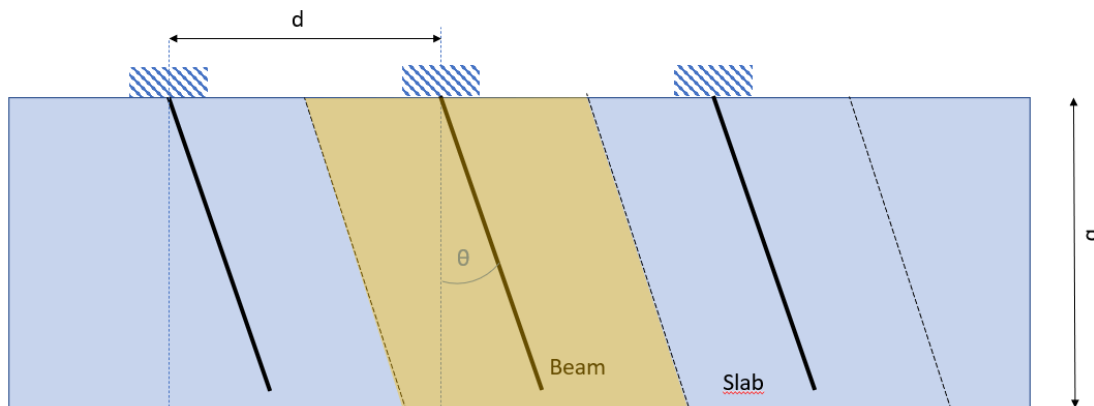
Med strekk- og skjærkapasitet ($F_{v,Rd}$ og $F_{t,Rd}$) gitt fra ligningene nedenfor:

Failure mode	Bolts	Rivets
Shear resistance per shear plane	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - where the shear plane passes through the threaded portion of the bolt (A is the tensile stress area of the bolt A_s): - for classes 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - for classes 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$ - where the shear plane passes through the unthreaded portion of the bolt (A is the gross cross section of the bolt): $\alpha_v = 0,6$ 	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$

Tension resistance ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>where $k_2 = 0,63$ for countersunk bolt, otherwise $k_2 = 0,9$.</p>
----------------------------------	--

2.4.1 Eksempel med skjeve bjelker

Ved å benytte metoden nevnt ovenfor for å estimere kapasiteten til forbindelse og en utkraget bjelkemodell har vi undersøkt effekten av helningsvinkelen på den maksimale kapasiteten til forbindelsene.



Figur 20: En modell av en uendelig lang betongplate med utkragede bjelker, for å undersøke påvirkningen av helningsvinkelen θ med avstand d mellom bjelkene. I oransje vises lastfordelingsområdet for en enkel bjelke.

Med en fast bredde på $b = 2.4$ m (i samsvar med eksempelet nedenfor), lastene beskrevet i avsnitt 1.2 og boltekapasitetskontrollen beskrevet ovenfor, har vi undersøkt den maksimale avstanden (d_{max}) som fører til overutnyttelse av de øvre boltene for forskjellige verdier av θ i ULS (eq. 6.10b). Resultatene er vist i tabellen nedenfor.

Tabell 3: Bøyemoment (M_y), skjærkraft (V_z) og torsjonsmoment (M_t) ved understøttningene og maksimal avstand mellom understøttningene (d_{max}), med varierende helning av horisontalvinkelen θ .

θ [°]	M_y [kNm]	V_z [kNm]	M_t [kNm]	d_{max} [m]
0	65.4	50.2	0.0	2.3
5	59.8	46.0	5.2	2.1
10	42.7	33.2	7.5	1.5
15	31.3	24.6	8.4	1.1
20	25.6	20.4	9.3	0.9
25	19.9	16.1	9.3	0.7
30	17.1	14.0	9.9	0.6
35	14.2	11.9	10.0	0.5
40	11.4	9.7	9.6	0.4
45	8.5	7.6	8.5	0.3

Vinkler større enn 45° blir ikke sett på som praktisk. En veldig stor θ vinkel kan også føre til uønskelige lokale effekter ved bjelkeforbindelsen.

Selv om modellen er ganske enkel, kan det sees at effekten av bjelkens helning er betydelig, spesielt for små vinkler (5° - 15°). Begrensingene til denne modellen er hovedsakelig at den vil føre til at de nærliggende bjelkene vil ta lasten fra de som er mer belastet da dette ikke er et statisk bestemt

system. På den andre siden er ikke bjelkene helt fastholdt, noe som igjen vil bidra til å fordele belastningene jevnere mellom forbindelsene, som angitt i 2.1. Modellen vurderer også den samme helningen for alle bjelkene, ulik helning mellom bjelkene vil gi ujevn fordeling av reaksjoner og derfor høyere toppverdier.

Dette er derfor kun tenkt som et grovt utgangspunkt for å plassere oppleggene for balkongen. En mer grundig og detaljert beregning er vist i eksempelet i kapittel 3.

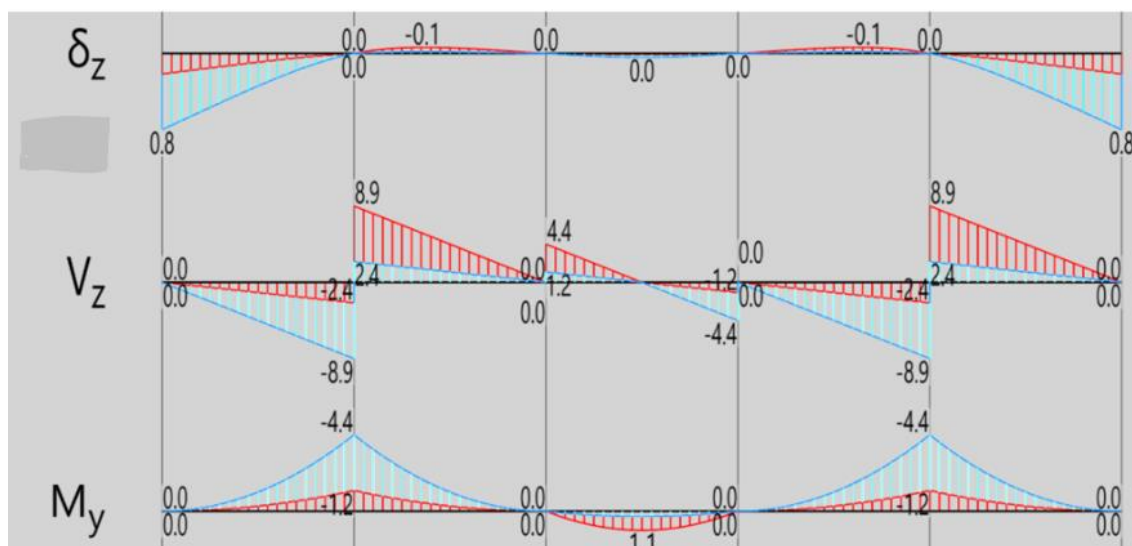
2.5 Betongdekkets kapasitet

Betongdekket kan sees på som en sammenhengende bjelke med en bredde på 1 m (ser bort fra effekten fra fleksible opplagre og bjelken som omkranser dekket). Vi kan deretter parametrisere det maksimale momentet og skjærkraften i bjelken ved å betrakte 5 spenn med lengden L , med den totale lasten på $q=1.2 * 24\text{kN/m}^3 * 0.1 \text{ m} + 1.5 * 4\text{kN/m}^2 * 1 \text{ m}=8.88 \text{ kN/m}$.

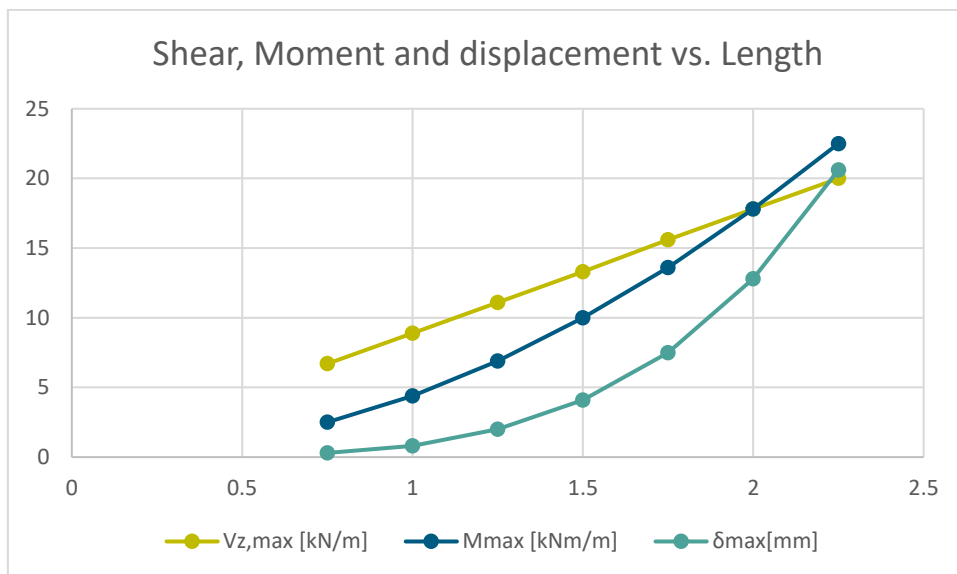


Figur 21: Betongdekk modellerte som en sammenhengende bjelke med $q=8.88 \text{ kN/m}$.

Videre kan utnyttelsen av betongdekket beregnes (betongtrykk, armering og betongstrekk- og trykkapasitet ved skjær). Dette gir oss resultatet presentert i figuren nedenfor:



Figur 22 Vertikal forskyvning, skjær og bøyemoment for $L=1 \text{ m}$.



Figur 23: Plott av maksimalt moment og skjærkraft mot spennlengde L [m]. Disse kreftene opptrer ved det første og siste opplageret. Maksimal forskyvning på enden av den utkragede bjelken er også vist.

Tabell 4: Maksimale skjærkrefter ($V_{z,max}$), bøyemomenter ($M_{y,max}$) og forskyvning (δ_{max}) med den varierende lengdeparameter L . Utnyttelsesforholdet vises også: UR_c er utnyttelsen av trykk i betongen, UR_r er utnyttelsen av lengdearmeringen, UR_{sc} er utnyttelsen av betongtrykk ved skjærkraft og UR_{st} er utnyttelsen av betongens strekkspenning ved skjærkraft. Overutnyttelsen kan sees i rødt for $L \geq 1.75$.

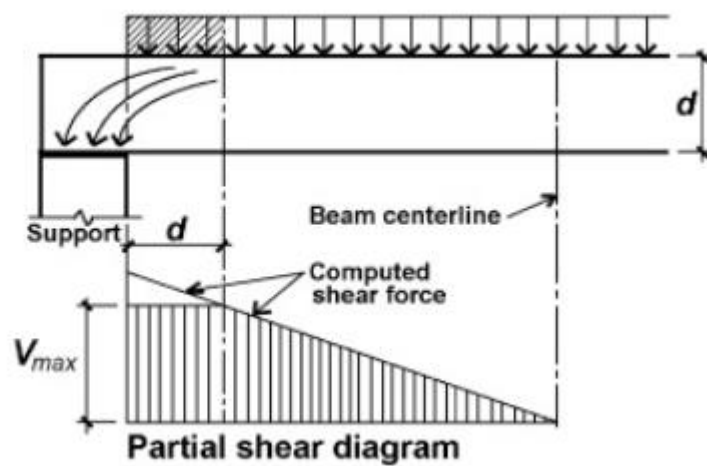
L [m]	V _{z,max} [kN/m]	M _{y,max} [kNm/m]	δ _{max} [mm]	UR _c	UR _r	UR _{sc}	UR _{st}
0.75	6.7	2.5	0.3	0.218	0.211	0.034	0.177
1	8.9	4.4	0.8	0.373	0.372	0.045	0.235
1.25	11.1	6.9	2	0.561	0.584	0.056	0.293
1.5	13.3	10	4.1	0.762	0.85	0.068	0.352
1.75	15.6	13.6	7.5	1.129	1.13	0.079	0.412

Utnyttelsesforholdet er beregnet ut fra armeringen gitt i pkt. 1.1.1

Tverrsnittskreftene i den reelle konstruksjonen er antatt å være høyere på grunn av 3D- effekter og lokal konsentrasjon av krefter. Likevel gir denne forenklete modellen et godt utgangspunkt når betongdekkets spennlengde skal velges.

Det er også viktig å presisere at tverrsnittskreftene er avhengig av hvilken type forbindelse det er mellom IPE bjelkene og dekket. Vi har valgt en elastisk kobling mellom dem.

I tillegg er det viktig å bemerke seg at, i henhold til Eurokode, bør den dimensjonerende skjærkraften (V_{max}) vurderes i en avstand d fra kanten av opplagrene. I dette tilfelle vil det være en avstand på $100+60=160$ mm fra senterlinjen av bjelken.



Figur 24: Reduksjon av den dimensjonerende skjærkraften (V_{max}) i nærheten av opplagre, i henhold til NS-EN-1992-1-1, avsnitt 6.2.2. paragraf 3.

3 DIMENSJONERINGSEKSEMPEL

I dette avsnittet er to designeksempler presentert basert på geometrien og lastene presentert i avsnitt 1.1 og 1.2. Fjærstivhetskoeffisientene er brukt ved opplagrene som forklart i 2.2.

3D FEA modeller er utviklet for begge alternativene ved hjelp av programmet Sofistik.

3.1 Alternativer for utforming

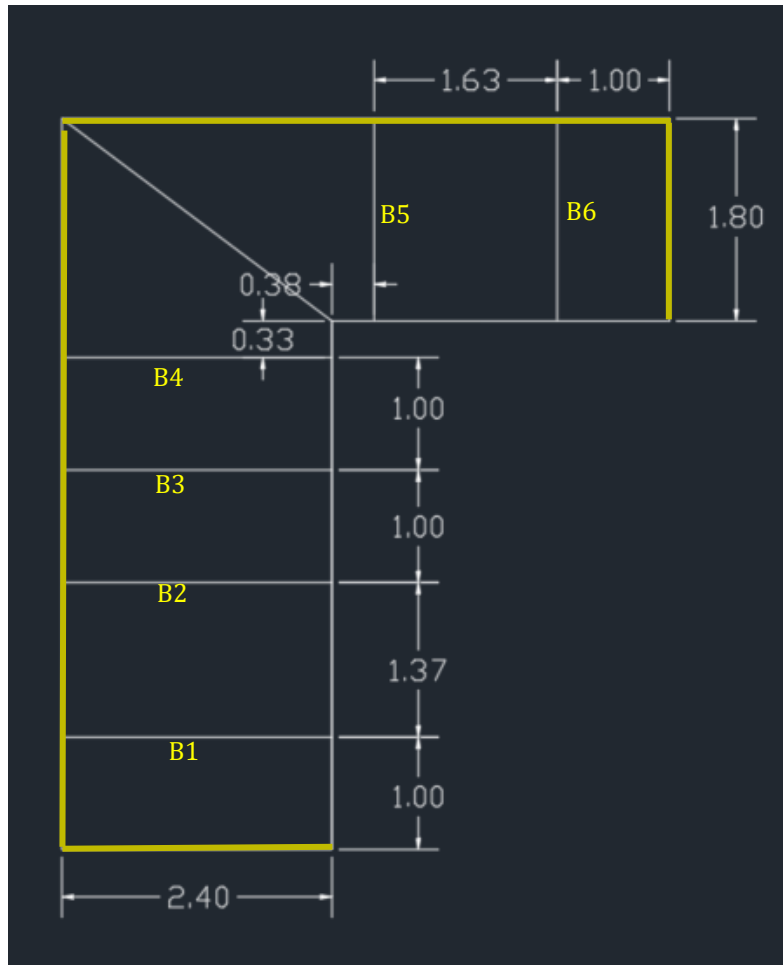
Det er analysert to hovedkonfigurasjoner med samme overordnede dimensjoner: en med skjeve bjelker, den andre med rette bjelker, hvor begge har frontbjelke i betong langs yttersidene av dekket.

3.1.1 Rette bjelker

Denne løsningen plasserer BWC forbindelsene i en 90- graders vinkel til fasaden. Dette introduserer en stor utkrager for balkongdekke mot hjørnet. For å forsterke og avstive denne utkrageren utnytter vi kapasiteten i frontbjelken.

3.1.1.1 Geometri

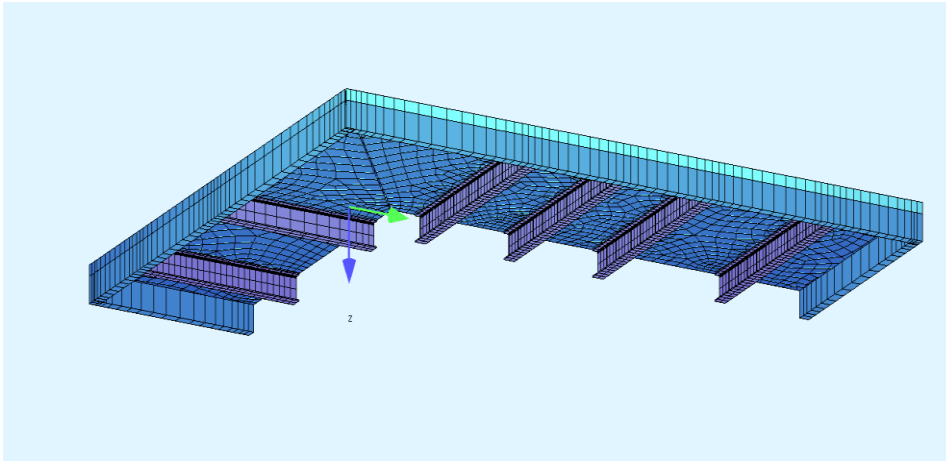
Utforming av bjelker og geometri er vist i figuren nedenfor:



Figur 25: Alternativ med 6 rette bjelker og omkransende betongbjelker (120x240 m).

Armeringen av balkongdekket er som beskrevet i punkt 1.1.1.

Frontbjelkene kan også være av stål med samme tverrsnitt som de øvrige bærebjelkene (IPE240). Dette kan påvirke komposittvirkningen mellom dekket og bjelkene, avhengig av sammenhengen mellom de to, spesielt for overføring av momenter. Utformingen av frontbjelkene er omtalt senere i avsnitt 3.1.1.5.

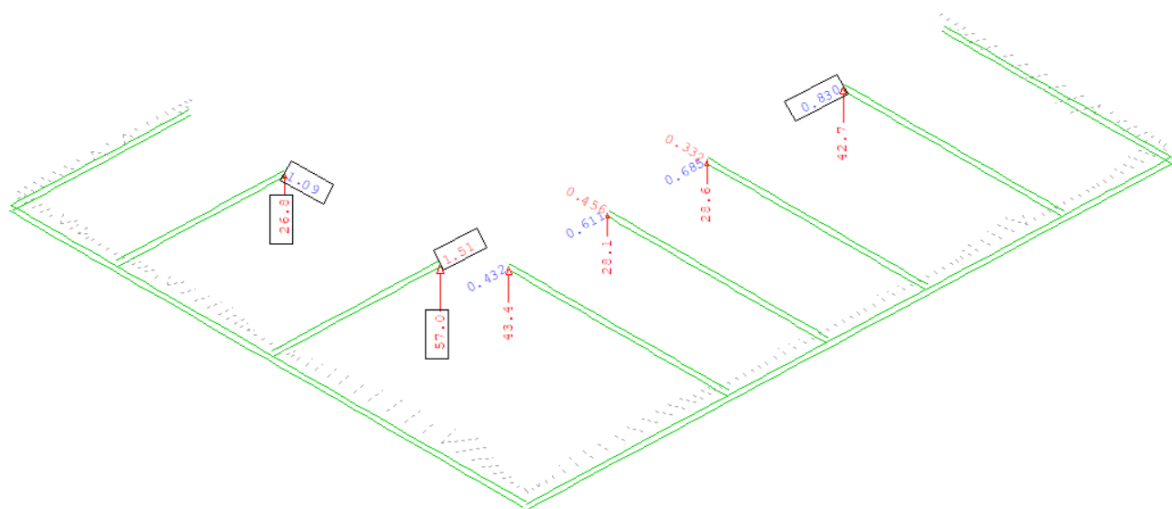


Figur 26: FEA lineær elastisk modell, med bjelke- og skallelementer.

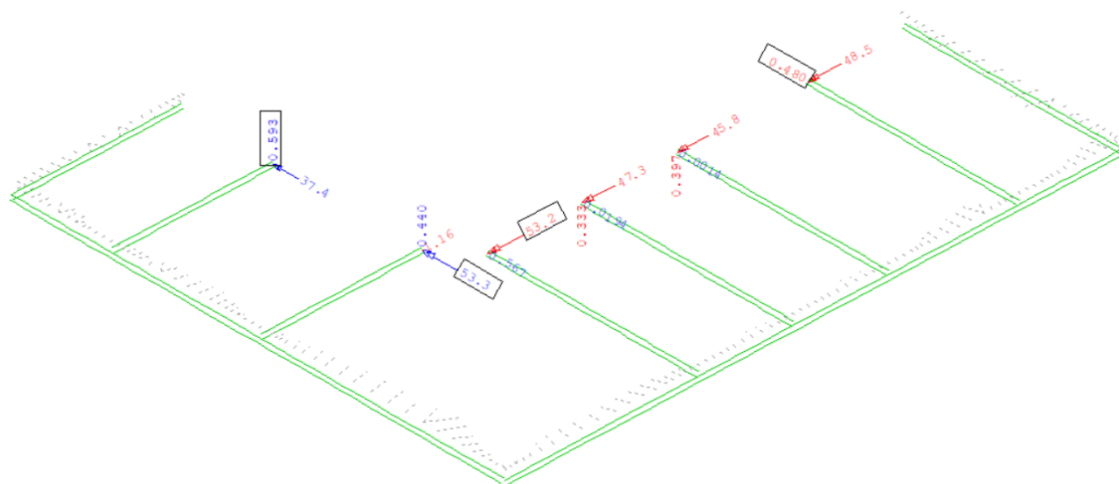
3.1.1.2 Resultater

For ULS (6.10b):

Reaksjonene ved opplagrene (forbindelsene) er vist i figuren under:



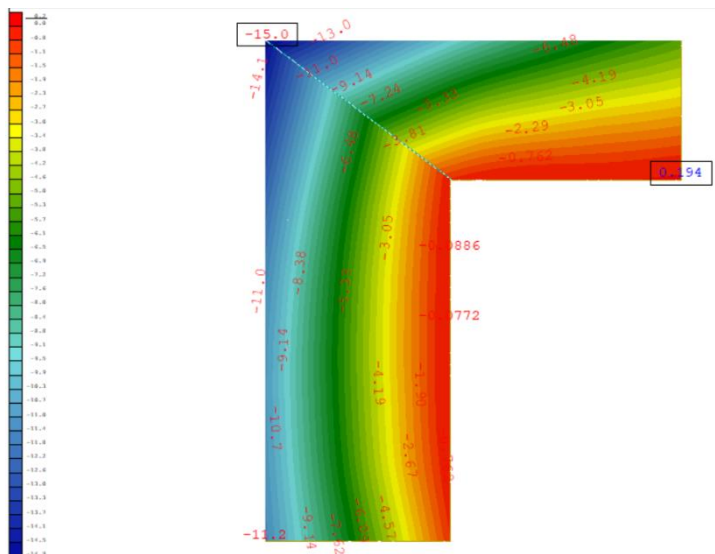
Figur 27: Reaksjonskrefter [kN] ved opplagrene for ULS eq. 6.10.b.



Figur 28: Reksjonsmomenter [kNm] ved opplagrene for ULS eq. 6.10.b.

Alle reaksjonene er i området $M_y < 60$ kNm og $V_z < 70$ kN, satt som grense for ULS. Det maksimale torsjonsmomentet er $M_x = 1.16$ kNm og opptrer i opplageret til bjelke B5 ($M_y = 53.3$ kNm og $V_z = 57.0$ kN), som gir et **utnyttelsesforhold på 0.98** i de øvre boltene, i henhold til kapasitetskontrollen beskrevet i avsnitt 2.4.

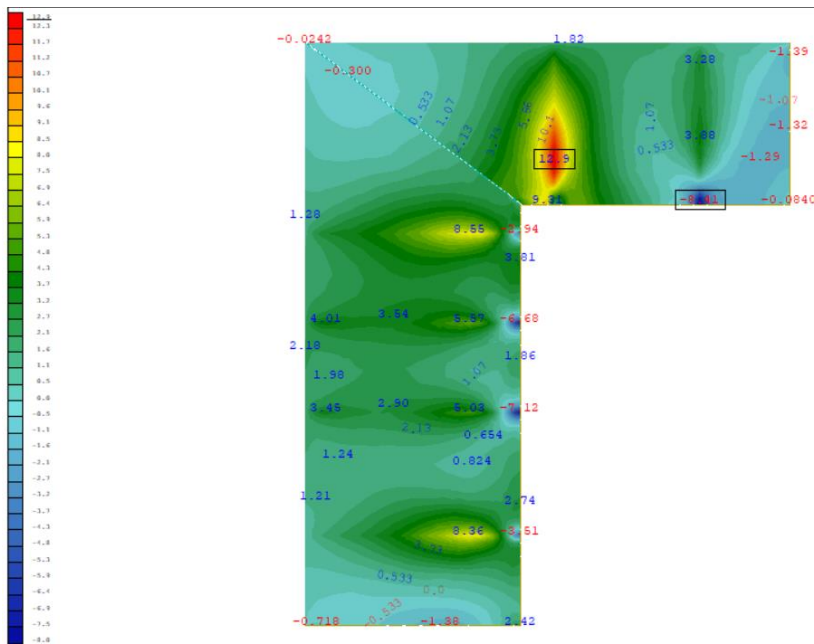
For SLS:



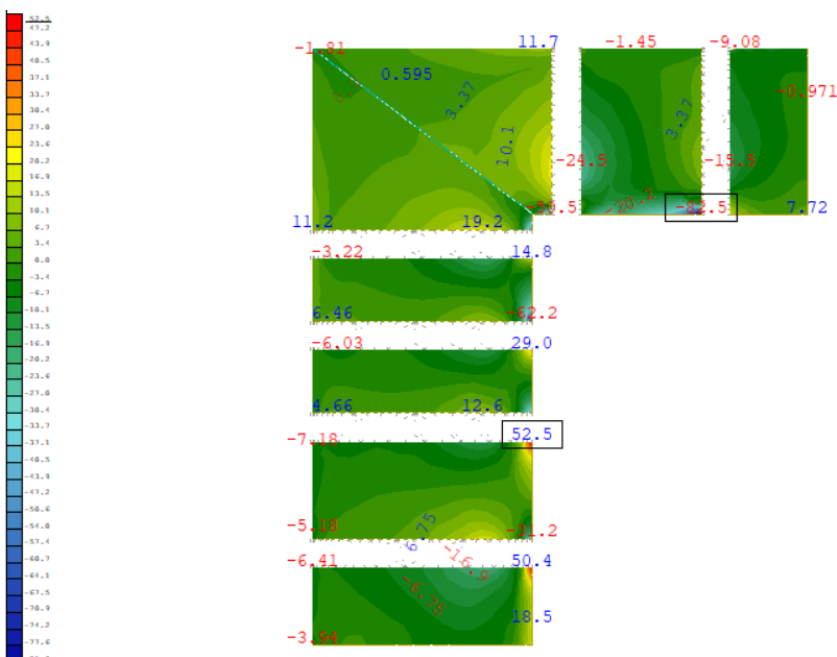
Figur 29: Vertikale forskyvninger [mm] ved opplagrene i SLS. Den største verdien er 15 mm, og er mindre enn grensen på $L/150 = 20$ mm.

3.1.1.3 Betongdekke

Betongdekket er kontrollert mot bøyemomenter og skjærkraft. Figur 30 og Figur 31 viser fordelingen av de maksimale momentene og skjærkrefter i retning mot fasaden.

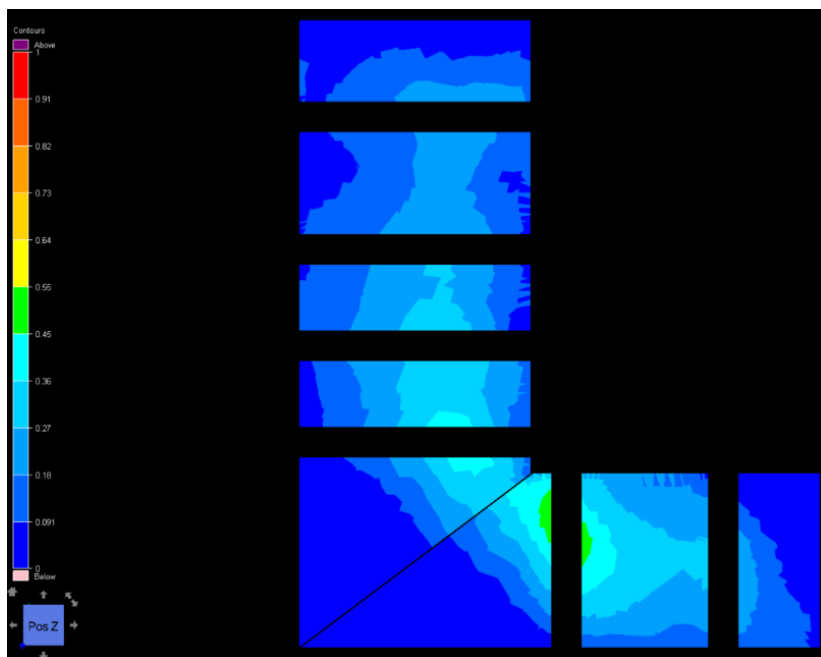


Figur 30: Bøyemomenter i retning x, M_x [kNm/m] i dekket i ULS (6.10.b)

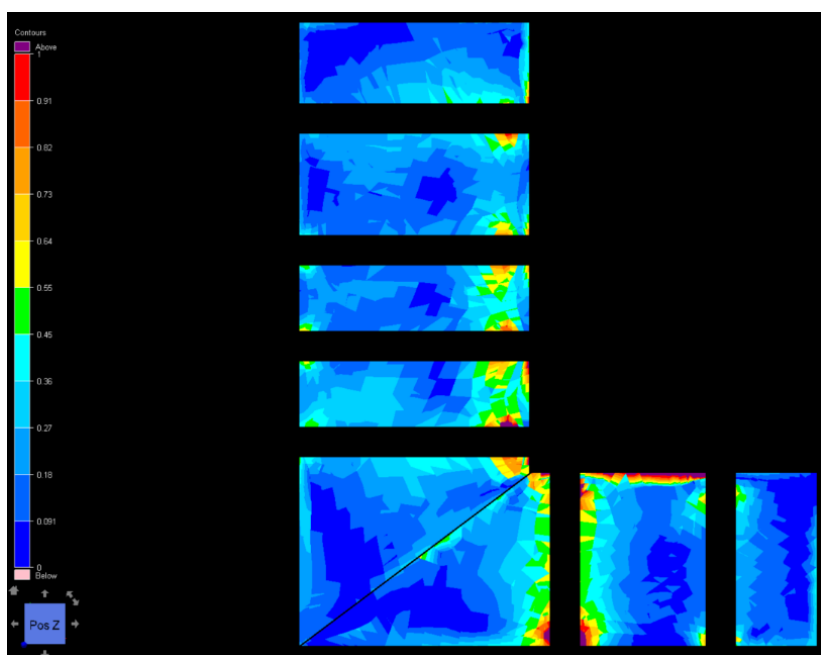


Figur 31: Vertikale skjærkrefter V_x [kN/m] i dekket i ULS (6.10.b). Skjær i D-regioner har blitt fjernet fra plottet, etter anbefalinger fra Eurokode. Toppverdiene nær opplagrene skyldes forbindelsen mellom dekket og har blitt neglisjert da utformingen av denne detaljen ikke er dekket her.

Skjærkreftene og bøyemomentene viser at de største verdiene sees over bærebjolkene på rundt 24.5 kN/m og 12.4 kNm/m (trykk i nedre del av tverrsnittet) ved bjelke B5. Det er andre toppverdier i nærheten av opplagrene som skyldes de lokale effektene av forbindelsen mellom dekket og bjelkene. Dette området er en D-region og kan ikke lenger analyseres med bjelke og skallelementer. Lokal detaljering må hensynta dette, og er ikke omtalt i denne rapporten.



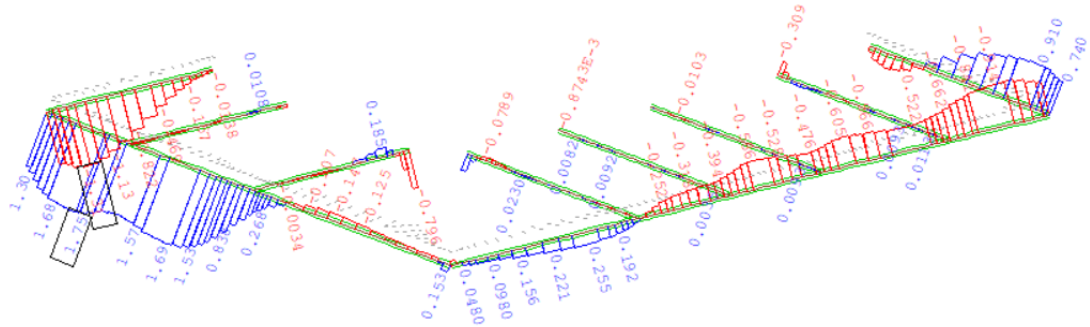
Figur 32: Utnyttelsesgrad for betongtrykk ved bøyning (URc).



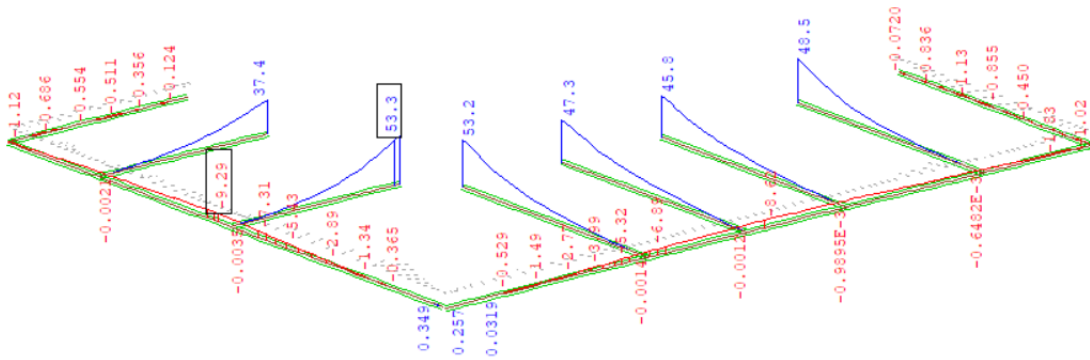
Figur 33: Utnyttelsesgrad for betongtrykk grunnet skjærkraft (URsc). Verdiene over 1 nær kantene er svært lokale og vil være avhengige av forbindelsestype mellom bærebjelkene og betongdekket. Noe lokal forstrekning må gjøres nær de boltede forbindelsene.

3.1.1.4 Frontbjelker

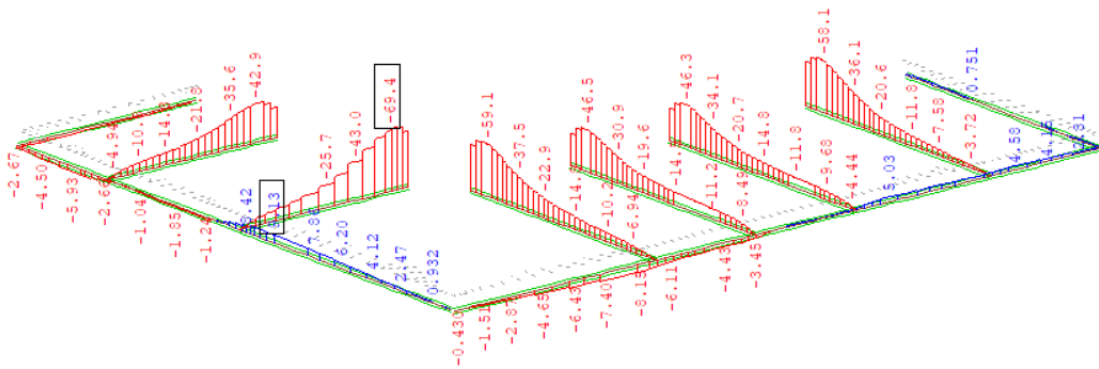
I figurene nedenfor er designkreftene for bjelkene vist (for bære- og frontbjelker). Utformingen av frontbjelkene er nærmere omtalt i avsnitt 3.1.1.5.



Figur 34: Torsjonsmoment [kNm] i bjelker.



Figur 35: Bøyemoment [kNm] i bjelker.

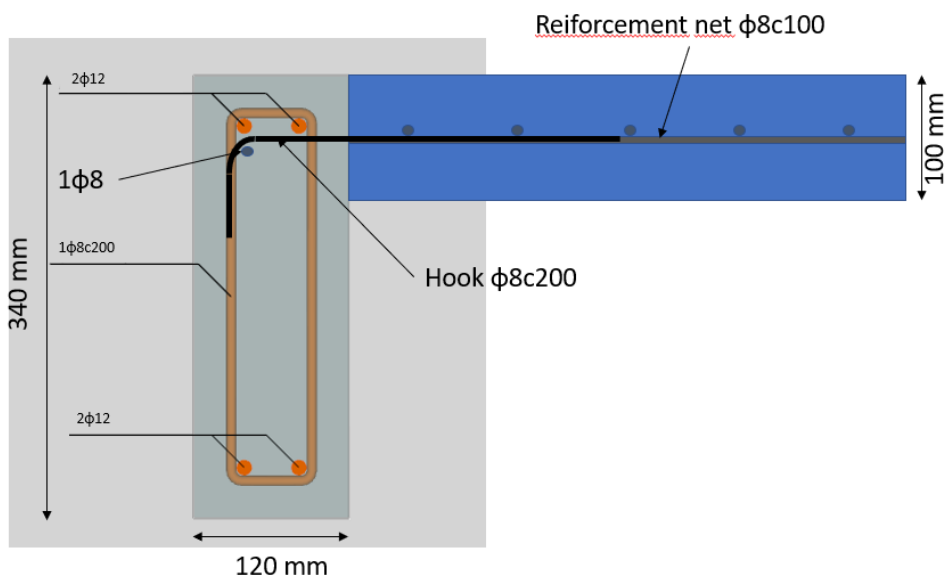


Figur 36: Vertikal skjærkraft [kN] i bjelker.

3.1.1.5 Utforming av frontbjelkene

Frontbjelkene er et viktig konstruksjonselement da de tillater en jevnere fordeling av kreftene mellom forbindelsene, samt at de avstiver betongdekke mot vridning. Disse bjelkene kan enten være i betong, og støpes sammen med dekket for å sikre full forbindelse, eller i stål (med samme tverrsnitt som f.eks. bærebjelkene) og koblet til dekket med bolter gjennom betongen. For det siste alternativet kan det imidlertid hende at overføringen av momenter fra dekket til bjelken ikke blir fullstendig.

Frontbjelkene er hovedsakelig utsatt for vridning, skjær og bøyning. For bjelker kreves det en viss mengde minimums-skjærarmring i henhold til Eurokode 2 avsnitt 6.2.1, paragraf 4. I tillegg krever vridningen bøylor og derfor må tverrsnittet til bjelken ha tilstrekkelig bredde for å ha plass til bøylor og lengdearmring. Det anbefales minimum 120 mm. Tverrsnittet for det gitte eksempelet er vist i Figur 37.



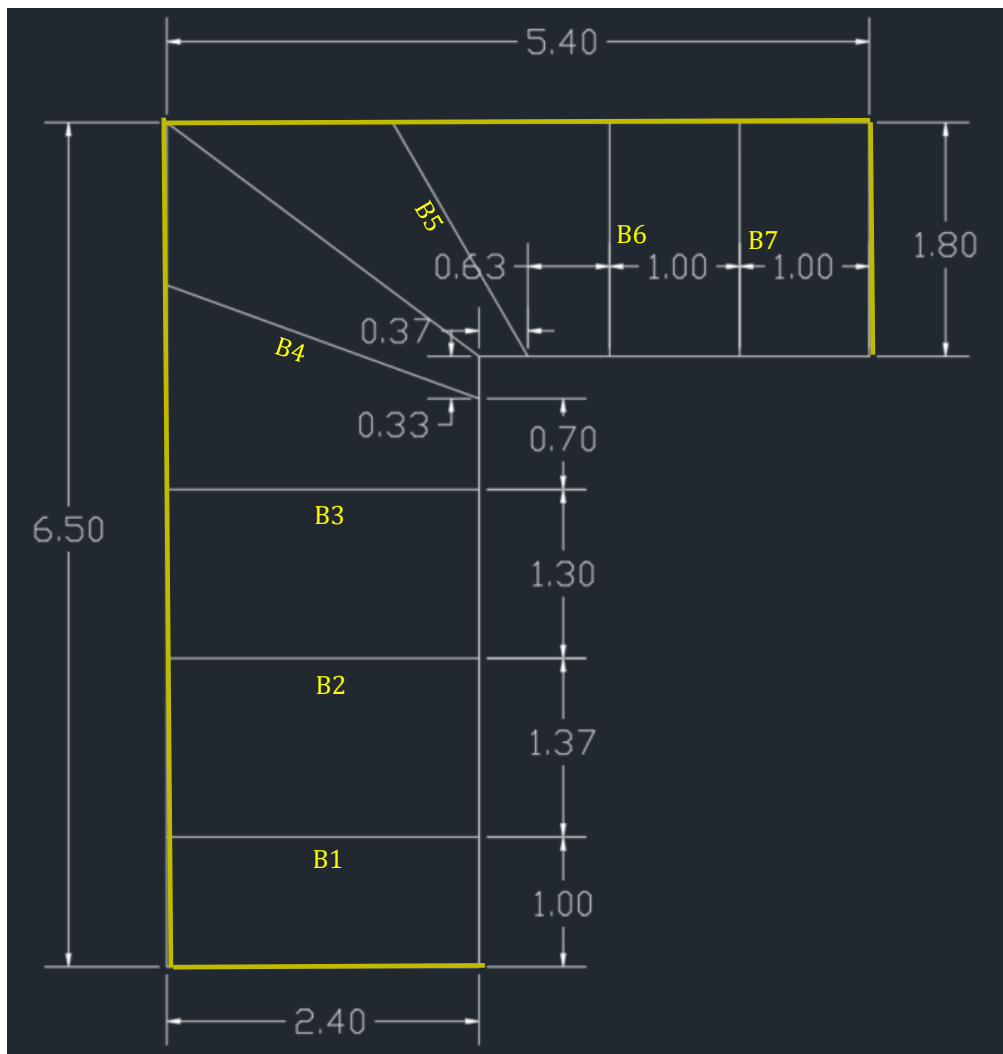
Figur 37: Frontbjelke- tverrsnitt med armering og samling med betongdekke.

Utformingen av armeringen er i stor grad påvirket av behovet for bøylor. Dette krever 4 armeringsjern, et i hvert hjørne av bøylene, som gir kapasitet på 25 kNm mot bøyning og 22 kN mot skjær, noe som er mer enn nok for denne bjelken. Den maksimale torsjonskapasiteten for denne løsningen er rundt 2 kNm.

Overføring av momenter fra betongdekket er mulig på grunn av omfar mellom armeringsnett og bøylene i bjelken, ved hjelp av en φ8 90 ° krok.

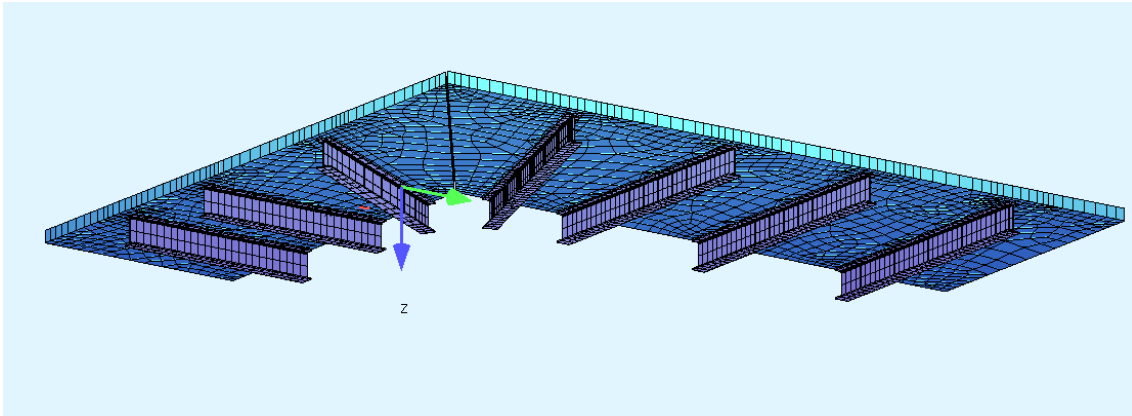
3.1.2 Skjeve bjelker

Bjelkenes utforming og geometri er vist i figuren under. Ved bruk av denne løsningen bruker vi ikke frontbjelkene som et konstruksjonselement, men de skjevstilte BWC- ene for å bære hjørnet av balkongen.



Figur 38: Alternativ med 5 rette og 2 skjeve bjelker, og en frontbjelke.

Armeringen for balkongdekke er beskrevet i avsnitt 1.1.1.

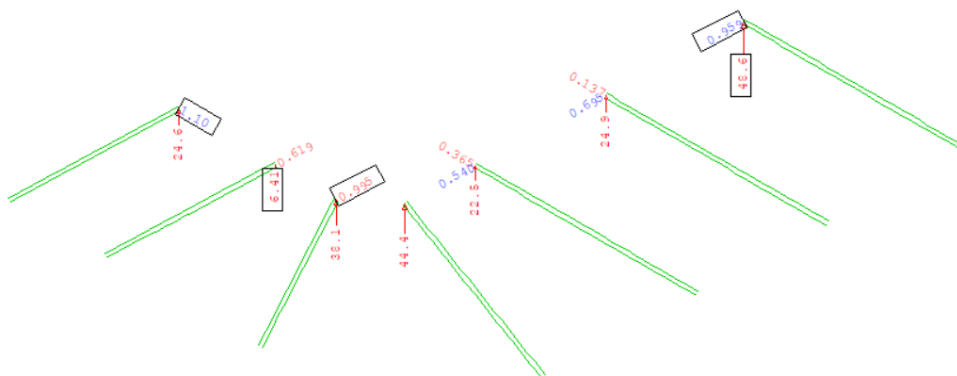


Figur 39: FEA modell for alternativet, med bjelke og skallelementer.

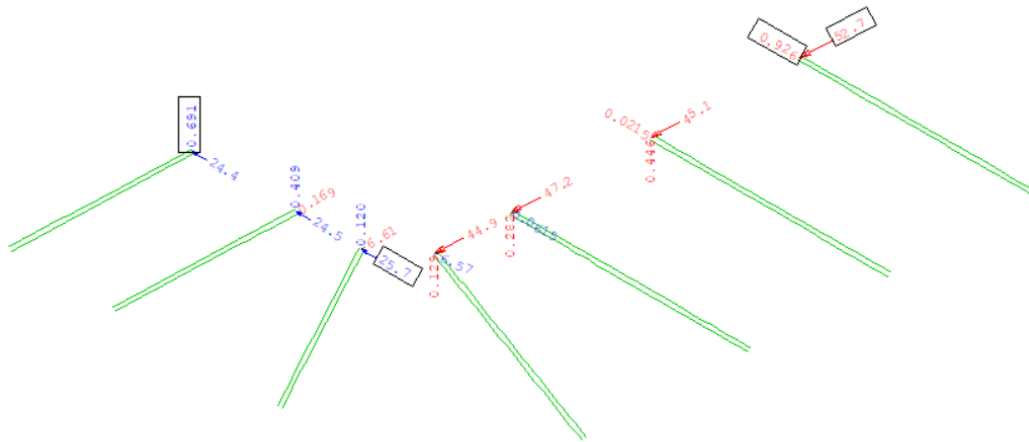
3.1.2.1 Resultater

For ULS (6.10b):

Reaksjonene ved opplagrene (forbindelsene) er som vist i figuren nedenfor:



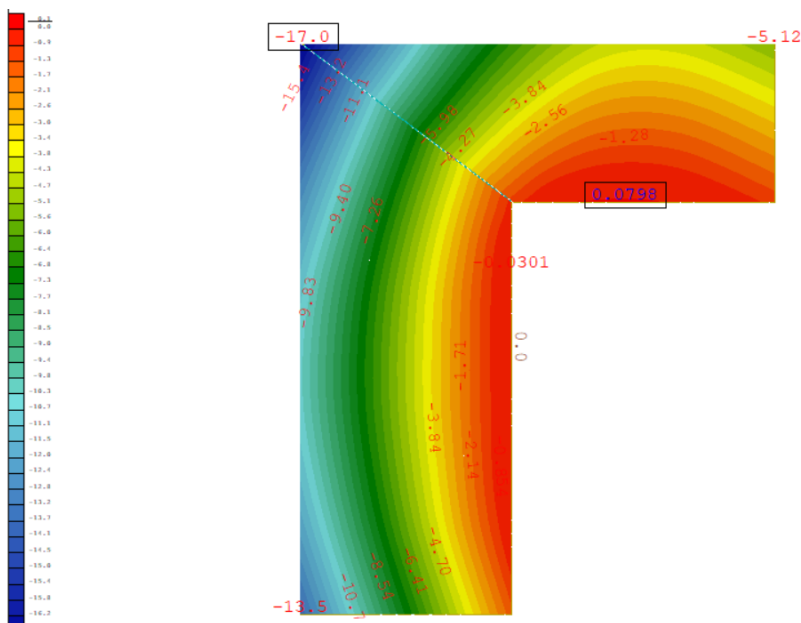
Figur 40: Vertikale reaksjonskrefter [kN] ved opplagrene i ULS eq. 6.10.b.



Figur 41: Reaksjonsmomenter [kNm] ved opplagrene i ULS eq. 6.10.b.

Alle reaksjonene i området er $M_y < 60$ kNm og $V_z < 70$ kN, og satt som grense i ULS. De dimensjonerende lastene er $M_x = 6.6$ kNm ($M_y = 44.4$ kNm and $V_z = 39.4$ kN) tilsvarende opplagret til bjelke B4 som gir en **utnyttelsesgrad på 1.07** i de øvre boltene, i henhold til kontrollen beskrevet i 2.3. Dette er litt over 1, men anses likevel som tilfredsstillende på grunn av de konservative forutsetningene.

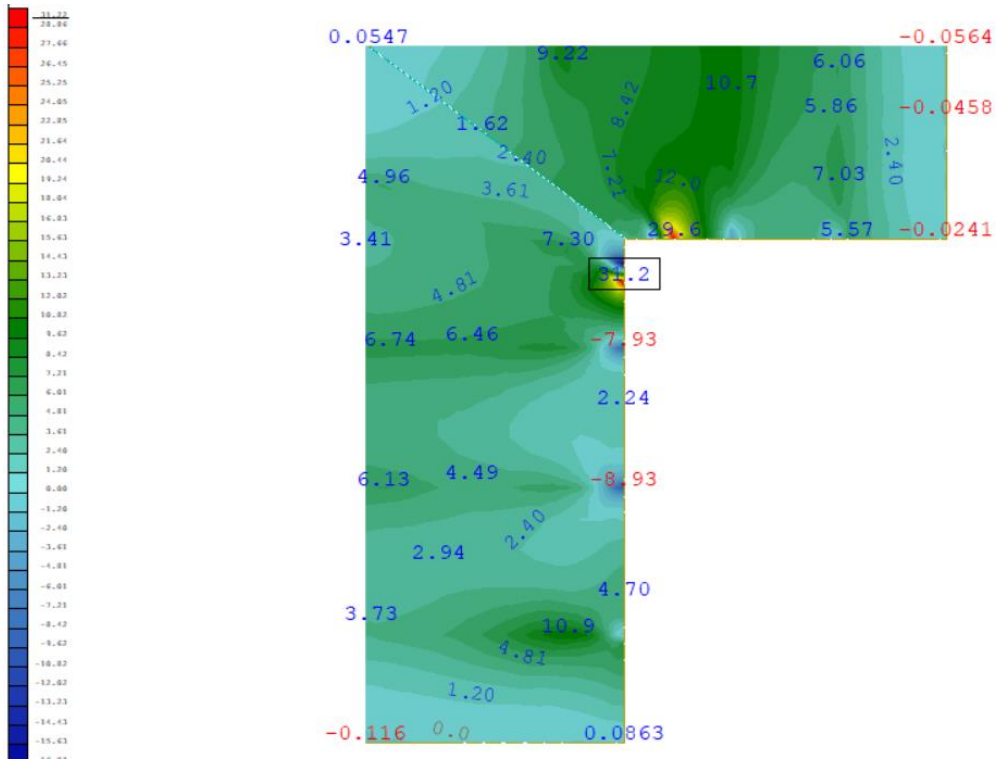
For SLS:



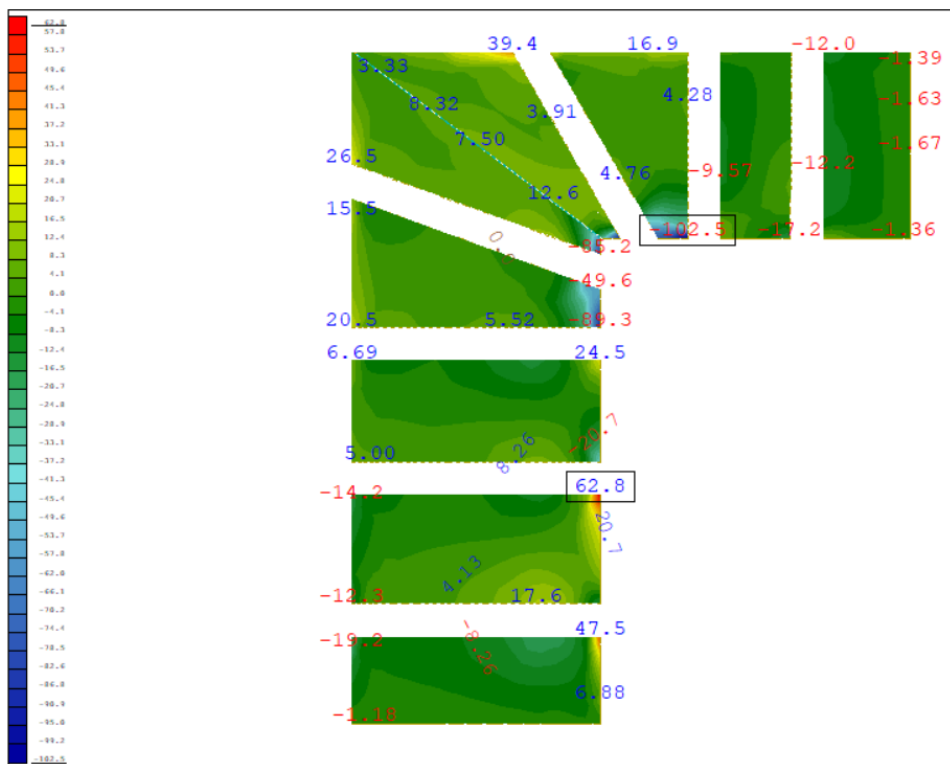
Figur 42: Vertikal forskyvning [mm] ved opplagrene i SLS. Høyeste verdi er 17mm, og mindre enn grensen på 20 mm.

3.1.2.2 Betongdekket

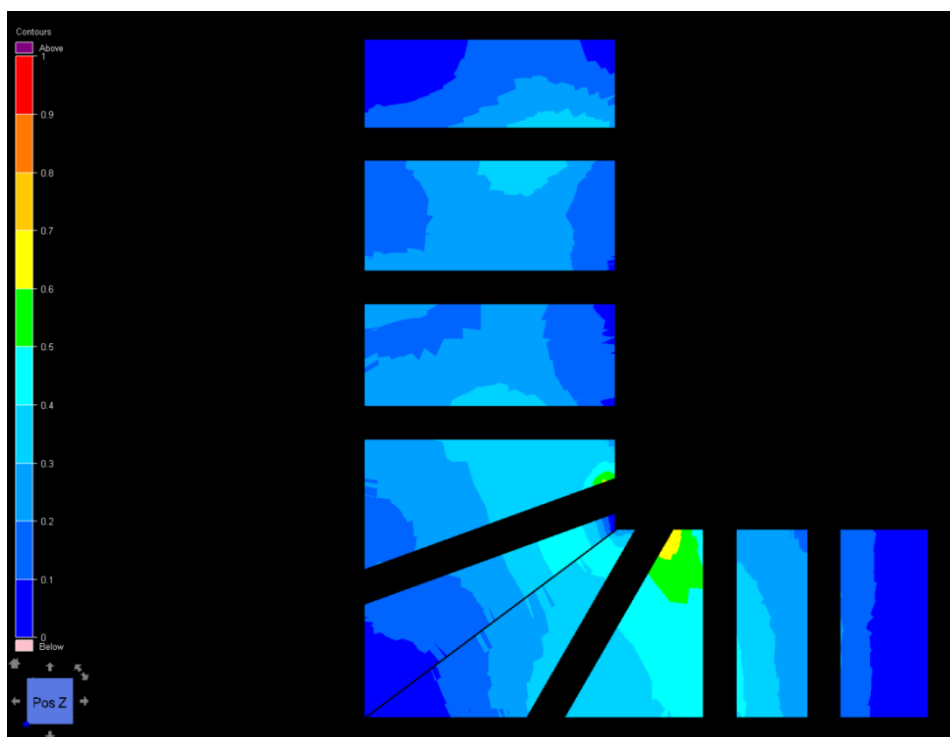
Betongdekket er kontrollert for moment og skjær, og her er fordelingen av maksimale momenter i x- og y- retning (x følger fasadens retning og y går i samme retning som de rette bjelkene)



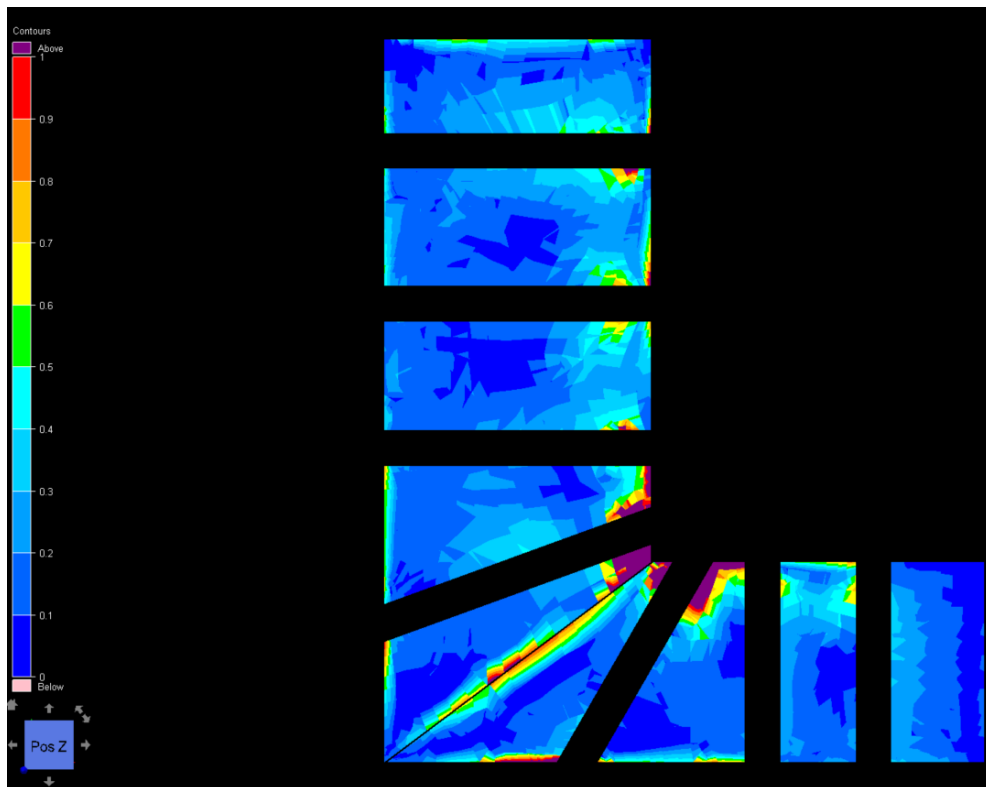
Figur 43: Bøyemomentene M_x [kNm/m] i dekke i ULS (6.10.b) i lokal x retning (parallell med bygningen).



Figur 44: Vertikale skjærkrefter V_x [kN/m] i dekket i ULS (6.10.b). Skjær i D-regioner er fjernet fra plottet, etter anbefalinger fra Eurokode. Toppverdiene nær opplagrene skyldes at forbindelsen med dekket har blitt neglisjert. Noe lokal forsterkning vil være nødvendig.



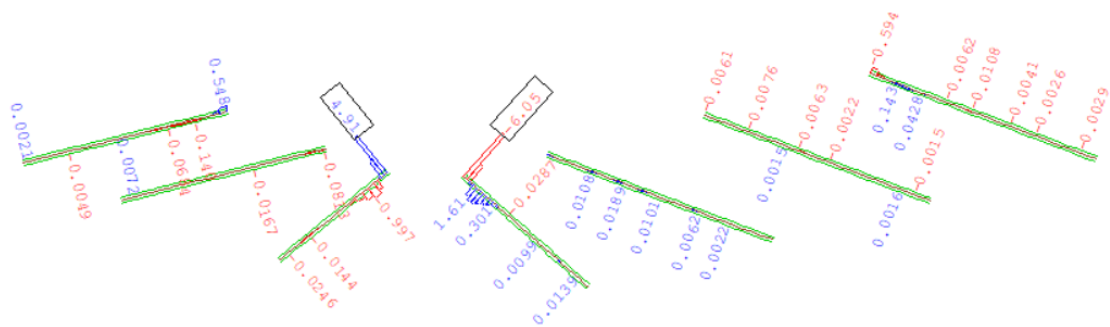
Figur 45: Utnyttelsesgrad for betongtrykk ved bøyning (URc).



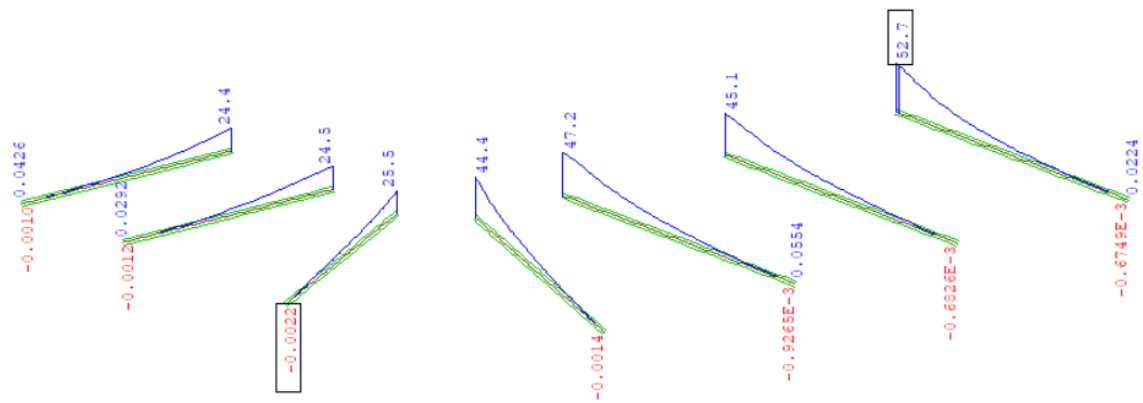
Figur 46: Utnyttelsesgrad for betongtrykk grunnet skjærkraft (URsc). Verdiene over 1 skyldes de lokale skjærkonsentrasjonene på de skjeve bjelkene nær samlingene som ikke kan analyseres med plate teori.

3.1.2.3 Støttebjelker

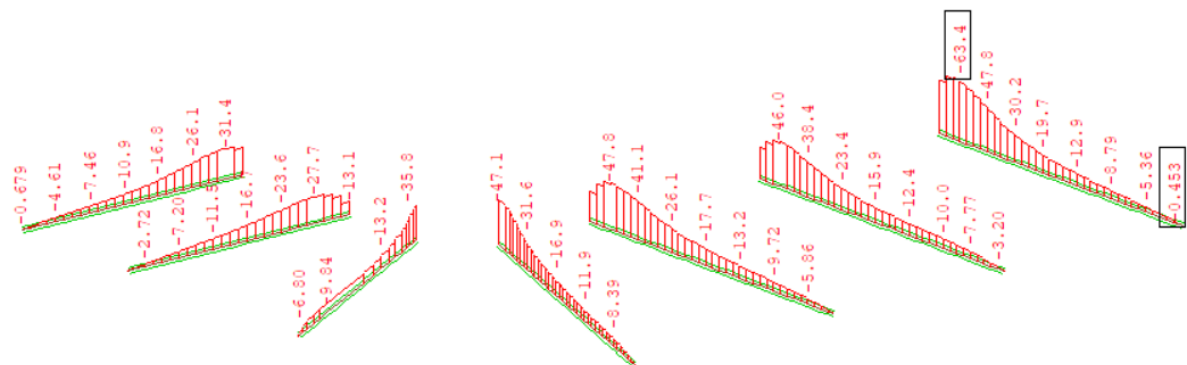
I figurene nedenfor er designkreftene for støttebjelkene vist.



Figur 47: Torsjonsmoment [kNm] i støttebjelker.



Figur 48: Bøymoment [kNm] i støttebjelker.



Figur 49: Vertikal skjærkraft [kN] i støttebjelker.

REFERANSER

- [1] Odd Einar Helmersen (Descartes AS), «Memo 750: Veidledning BWC- Utkraget,» Invisible Connections AS, 2022.
- [2] «NS-EN 1993:2005+NA 2009 Eurokode: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser,» Standard Norge, 2005.
- [3] Odd Einar Helmersen (Descartes AS), «Memo 755: BWC 40 U Modal Analyser,» Invisible Connections AS, 2020.
- [4] «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» Standard Norge, 2005.