

RAPPORT

TYNNE BALKONGDEKKER DIMENSJONERINGSRAPPORT

RAPPORT

Prosjektnavn:

TYNNE BALKONGDEKKER

Dokumentnavn:

DIMENSJONERINGSRAPPORT

Prosjektnr.: 12492
Dokumentnr.: 12492-OO-R-001

Dato: 26.10.2022
Revisjon: 5
Antall sider: 42

Utarbeidet av: Odd H. Holt Kristensen
Kontrollert av: Magnus Engseth
Godkjent av: Magnus Engseth

Rettigheter til prosjektmaterialet

Oppdragsgiver har rett til å bruke materialet utarbeidet av prosjekterende Dr.techn.Olav Olsen AS til gjennomføring av prosjektet, senere drift, vedlikehold, ombygging og påbygging. Hvis ikke annet er avtalt, har Dr.techn.Olav Olsen AS alle øvrige rettigheter til sine ideer og det utarbeidede materialet. Dr.techn.Olav Olsen AS kan likevel ikke bruke dette på en måte som er urimelig i forhold til oppdragsgiver. Oppdragsgiver kan ikke overdra materialet til en tredjepart uten samtykke fra Dr.techn.Olav Olsen AS.

Revisjon	Dato	Grunn for utsendelse	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
5	26.10.2022	Tillegg ang. plassering av last kun mellom utkragere	MEN	OHHK	OHHK
4	22.06.2022	Vurdering av tynne balkongdekker med skjørt, økt kapasitet for utkragere	OHHK	MEN	MEN
3	04.07.2018	Dimensjonering av alternativ rekkverksinnfestning	OHHK	OBJ/LARN	OEL
2	10.01.2017	Inkludering av rekkverksinnfestning	OHHK	JSP	MEN
1	21.12.2016	For gjennomgang av kunde	OHHK	JSP	MEN

INNHold

1	INTRODUKSJON	5
2	REVISJONSOPPDATERING	6
3	SAMMENDRAG	7
4	FORSLAG TIL VIDERE ARBEID	13
5	MATERIALER, MATERIALFAKTORER OG LASTFAKTORER	14
5.1	Materialer	14
5.2	Materialfaktorer	14
5.3	Lastfaktorer	14
6	LASTER	15
6.1	Egenlast	15
6.2	Nyttelast	15
6.3	Totallast	15
7	UTNYTTELSE AV BOLTER	16
7.1	Kapasitet til bolteforbindelser	16
7.2	Maksimal lengde på balkonger	16
8	DIMENSJONERING AV ARMERT BETONGPLATE	19
8.1	Generelt	19
8.2	Krav til overdekning	20
8.3	Krav til lukking av armeringsnett	20
8.4	Krav til strukturell styrke	21
9	UTFORMING AV REKKVERKSINNFESTNING	24
9.1	Generelt	24
9.2	Innfestningsutforming	24
9.3	Laster på balkongstolpe	25
9.4	Krav til balkongstolpe	25
9.5	Krav til gjengehylse for M16 bolt	25
9.6	Plassering av gjengehylse for M16 bolt	25
9.7	Dimensjonering av forbindelsesplate	26
9.8	Sjekk av armeringsspenning i ekstra armeringsjern	28

10	DIMENSJONERING AV ALTERNATIV REKKVERKSINNFESTNING	29
10.1	Generelt	29
10.2	Krefter og spenninger i fastskrudde M12 bolter.....	29
10.3	Krefter og spenninger i overgang mellom frontplate og horisontale plater	30
10.4	Skjærkapasitet av vertikale armeringsjern	31
10.5	Sveisedimensjonering	32
10.6	Plassering i maskenett	33
10.7	Sjekk av kritisk snitt	34
11	VURDERING AV TYNNE BALKONGER MED SKJØRT	37
11.1	Generelt	37
11.2	Utnyttelse av utkragere for balkonginnfestning	38
11.3	Utnyttelse av betongplaten	38
12	REFERANSER	39
	VEDLEGG A	40
A.1	ShellDesign, B=1.5m, L=6.20m, ULS	40
A.2	ShellDesign, B=1.5m, L=6.20m, SLS	41
	VEDLEGG B	42
B.1	Håndregning, B=1.5m, L=6.20m, ULS	42

1 INTRODUKSJON

Invisible connections (IC) leverer en stålforbindelse for innfesting av prefabrikkerte utkragede balkonger. Denne løsningen har en gitt kapasitet som er oppgitt av IC.

IC ønsker at OO skal dimensjonere så tynne balkongdekker som mulig i betong, slik at balkongene kan gjøres størst mulig.

Dr.techn.Olav Olsen AS skal se på løsninger med nettarmoring, samt undersøke hva man kan få til med fiberarmoring og en uarmert påstøp for å dekke oppstikkende fibre.

Dr.techn.Olav Olsen AS skal også se på innfestningene for balkongrekkverket og foreslå en innfestningsløsning.

I revisjon 3 av rapporten er det utført beregninger for en alternativ rekksverksinnfestning. En forankringslengde i den opprinnelige rekkverksinnfestningen er også endret.

I revisjon 4 av rapporten er balkonger med skjørt vurdert. Balkongene har skjørt på de tre sidekantene som ikke vender mot selve bygget. I tillegg er maksimalt bøyemoment og maksimal skjærkraft som utkragerne kan bære, økt. I revisjon 5 av rapporten er det lagt inn en alternativ beregning av moment i betongplaten der man tar høyde for at nyttelast kun kan virke mellom opplagerpunktene, noe som øker feltmomenter.

2 REVISJONSOPPDATERING

Rev. 01: Dette er første revisjon av rapporten

Rev. 02: Vekten av balkongbelegget er redusert til 0, og man har dimensjonert betongdelen av en innfestningsløsning for balkongrekkverket.

Rev. 03: En alternativ rekkverksinnfestning er dimensjonert, og en forankringslengde i den opprinnelige rekkverksinnfestningen er endret.

Rev. 04: Balkonger med skjørt på tre sidekanter er vurdert med hensyn på lastbæring og dimensjonering. Maksimalt bøyemoment og maksimal skjærkraft for utkragere er oppdatert.

Rev. 05: Lastvirkning av nyttelast kun mellom opplagere er vurdert og tabellene er oppdatert i henhold til dette.

3 SAMMENDRAG

OO har sett på flere alternative platedesign. Fiberarmering ble forkastet på et tidlig tidspunkt, og man har valgt å benytte tradisjonell nettarmering.

Det har også vært en forutsetning at anvendte nett skal være standard hylleware, og at de skal kunne være lette å benytte til fabrikkproduksjon. Alt for tynne nett vil trenge meget omfattende oppstøtting.

Det er sett på en løsning med to utkrager, der plasseringen av disse utkragerne i forhold til balkongplatens dimensjoner er gjort slik at man får den samme verdien for feltmomentet og støttemomentet.

Det har vist seg mulig å benytte kun ett standard armeringsnett for en komplett betongplate. Det er ikke nødvendig med flere lag. Armeringsnettet må være lokalisert slik at senteret av topplaget i lastbærende retning er plassert nøyaktig midt i den støpte platen. Armeringsnettet vil således ikke ligge nøyaktig midt i platen, men være eksentrisk plassert.

Det valgte armeringsnettet har den samme dimensjonen for alle betongplatene (i.e. balkongbredder). Det valgte armeringsnettet er $\Phi 8$ mm med maskevidde 100 mm x 100 mm. Grunnen til at det samme armeringsnettet er valgt for alle balkongbreddene, skyldes det begrensede utvalget med standard hylleware, kravene til enkel fabrikkproduksjon og følsomheten til platene med hensyn til både knusing av betong og rissviddebegrensning.

Hvis man ønsker å benytte andre armeringsnett, kan man på et senere tidspunkt gjøre en vurdering av foreslåtte armeringsnett.

Den totale platetykkelsen blir 88.8mm. Det største bidraget til denne tykkelsen kommer fra kravet til overdekning, totalt 60mm. Platene i grunne balkonger (liten bredde) vil være høyst belastet fordi de har størst lengde og vil dermed ha de høyeste verdiene for moment og skjærkraft. Maksimal lengde for forskjellige balkongbredder er gitt i Tabell 1.

Balkongbredden i denne sammenheng er avstanden fra ytterkant av innfestningsplaten for utkragerboltene og til ytterkant av balkongplaten. Bredden av selve balkongplaten vil være noe mindre.

Maksimalt tillatt moment på bolteforbindelse: 60 kNm

Maksimalt tillatt skjærkraft på bolteforbindelse: 70 kN

Vekt av armert betongplate: 226.3 kg/m²

Vekt av balkongrekkverk: 19.1 kg/m²

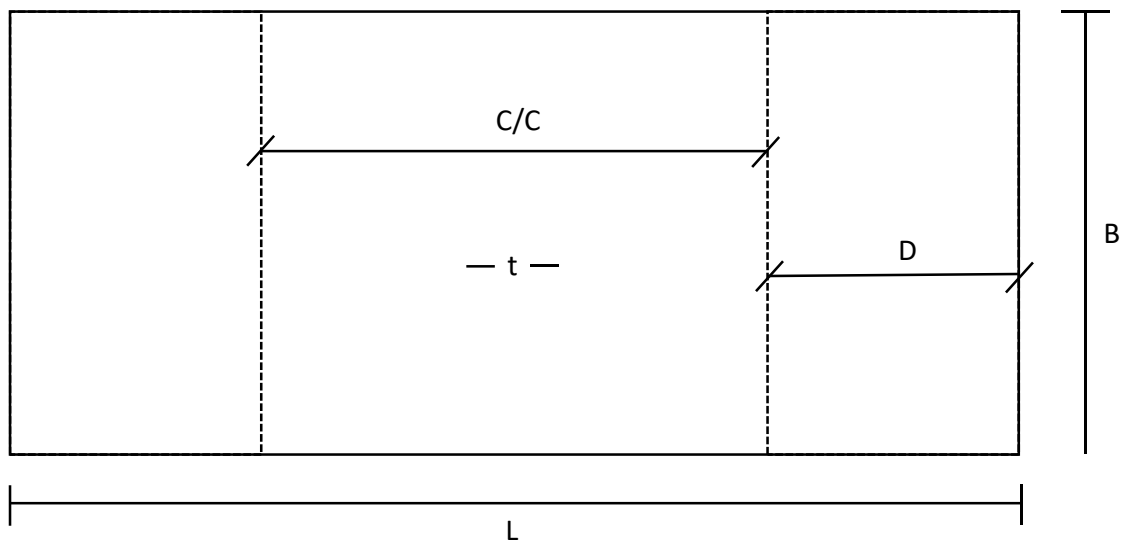
Vekt av balkongbelegg: 0 kg/m²

Generell nyttelast: 407.7 kg/m²

> Tabell 1: Maksimal balkonglengde for ulike balkongbredder

Balkongbredde B [m]	Maksimal balkonglengde L [m]	Platetykkelse t [mm]	Avstand mellom utkragerne C/C [m]	Avstand fra kant D [m]
1.500	6.200*	89	3.632	1.284
1.800	6.200*	89	3.632	1.284
2.100	6.122*	89	3.586	1.268
2.400	4.687	89	2.746	0.971
2.700	3.704	89	2.170	0.767
3.000	3.000	89	1.757	0.621
3.400	2.336	89	1.368	0.484
3.800	1.870	89	1.095	0.387

*Dersom man antar at lasten kan konsentreres mellom oppleggene i bruddlasttilfellet vil platen være overutnyttet for disse balkonglengdene. Maks lengde er da ca. 5m.



> Figur 1: Balkongdimensjoner

En løsning for balkonginnfestninger er foreslått. Avstanden mellom de foreslåtte balkonginnfestningene er 1000mm. Balkonginnfestningen er skissert i Figur 2.

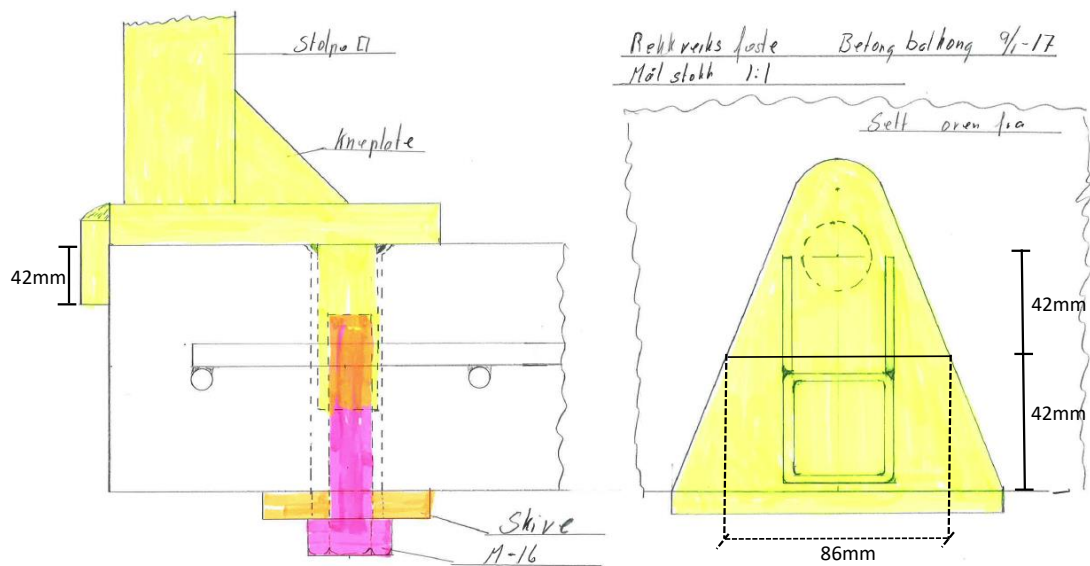
Løsningen består av en avstivet innfestningsplate i stål med triangulær form. Under denne innfestningsplaten støpes det inn et hull med 26mm diameter. Hullet støpes ved hjelp av en plasthylse. I hullet er det en gjengehylse for en M16 bolt. Gjengehylsen er festet til stålplaten med full overføringskapasitet for en M16 bolt.

M16 bolten skrus inn i gjengehylsen fra undersiden av platen. Mellom boltehodet og undersiden av platen må det benyttes en skive med en tilstrekkelig tykkelse og diameter til å ikke knuse betongen. Betrakninger rundt boltehodets diameter og tykkelse og skivens diameter og tykkelse er ikke foretatt.

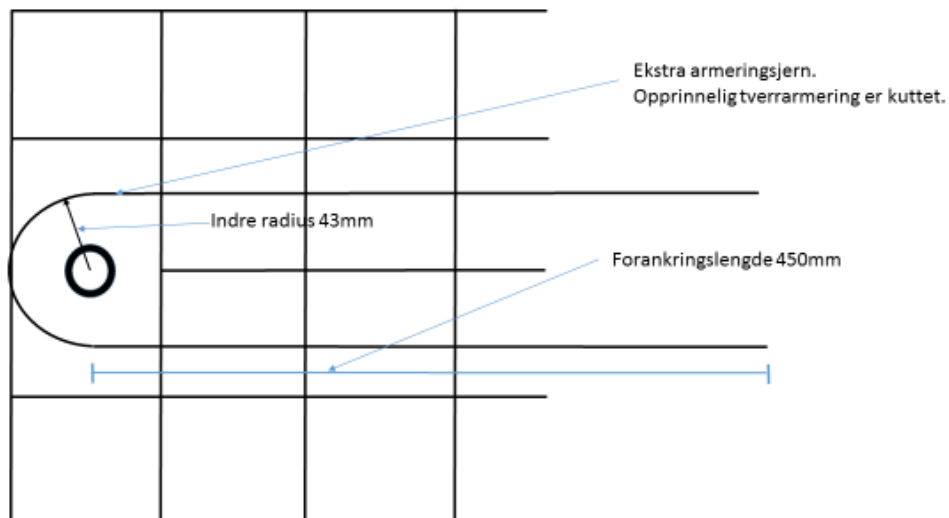
Momentet som skal overføres i balkonginnfestningen er 1800Nm og skjærkraften er 1500N (se kapittel 9.3).

Momentet antas tatt som strekk i M16-bolten kombinert med en trykksone i betongen under innfestningsplaten. Dimensjoneringen av nødvendig trykksoneareal for betongen er foretatt i kapittel 9.7. Platens tykkelse er ikke beregnet, men den må ha tilstrekkelig tykkelse til å gi et jevnt nok betongtrykk til at betongen ikke knuses. Dimensjonering av innfestningsplatens tykkelse må sees i sammenheng med valg av stiverarrangementet på platen og balkongstolpens tverrsnittsutforming.

Skjærkraften antas tatt opp via gjengehylsen til M16 bolten. Et ekstra armeringsjern med en diameter på 8mm må legges inn rundt det utstøpte hullet (og dermed gjengehylsen til M16 bolten) i en halvsirkel med radius 43mm. Dette skjer i samme lag som tverrarmeringen. Det opprinnelige armeringsjernet i nettmasken kuttes (se Figur 3).

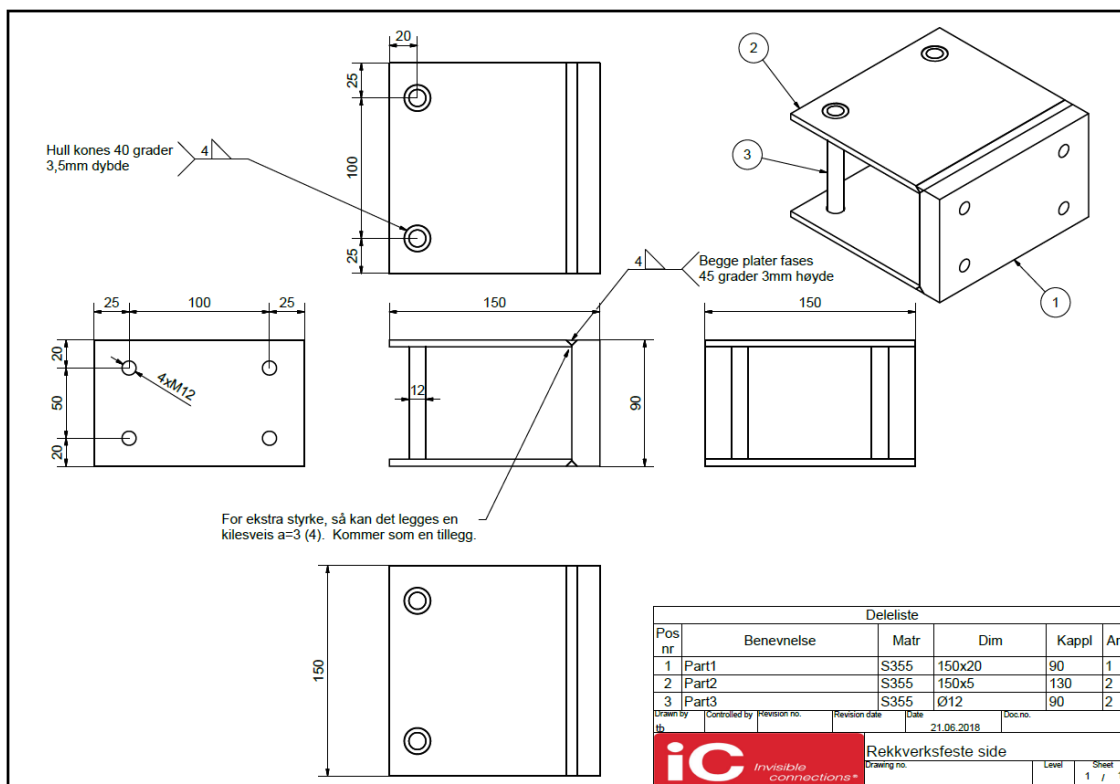


> Figur 2: Foreslått forankringsløsning



> Figur 3: Plassering i maskenet

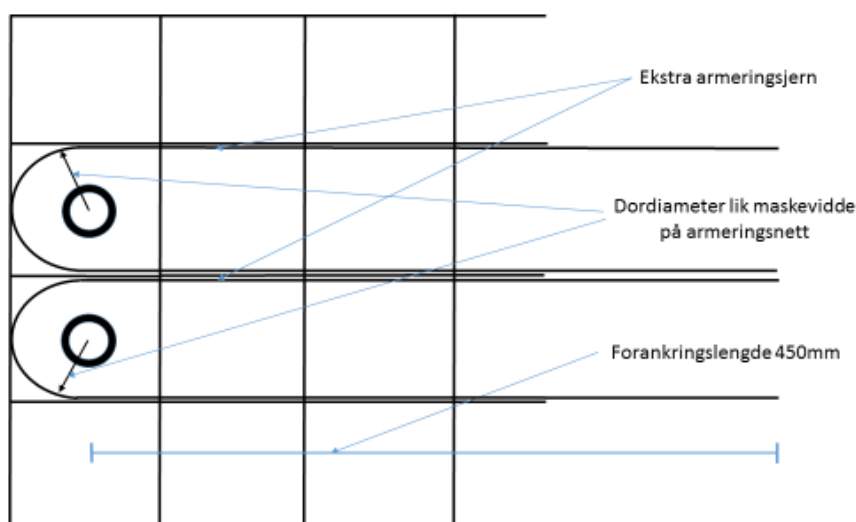
I revisjon 3 av rapporten er en alternativ rekkverksinnfestning dimensjonert. Den alternative forankringsløsningen er vist i figur 4.



> Figur 4: Alternativ rekkverksinnfestning

Den alternative rekkverksinnfestningen støpes inn i betongplaten. Den består av en vertikal frontplate med fire gjengehull og to horisontale plater som er sveiset til henholdsvis øvre langsgående kant og nedre langsgående kant av frontplaten. Mellom de horisontale platene går det to armeringsjern med en diameter på 12mm.

De vertikale armeringsjernene plasseres midt i senteret av maskene i armeringsnettet (se Figur 5). Ekstra armeringsjern med dordiameter lik maskevidden på armeringsnettet legges inn. Forankringslengden til de ekstra armeringsjernene settes lik 450mm. Det øvre laget til armeringsnettet (tverrlaget) må ligge over midten av betongplaten, ikke under.



> *Figur 5: Plassering av vertikale armeringsjern i maskenett*

Denne forankringsløsningen kan benyttes for mange typer rekkverk da den har stor grad av fleksibilitet med hensyn til rekkverksutforming. Det er viktig at boltene som rekkverket festes til balkonginnfestningene med, har riktig lengde; da man må benytte hele frontplaten tykkelse som skrueinnfestning.

Ved å støpe inn den foreslåtte forankringsløsningen tilfredsstillers man ikke lenger kravene til overdekning slik de fremgår av Norsk Standard (ref. 1). Rekkverksinnfestningen vurderes til tross for dette avviker til å være meget robust med god kapasitet til å overføre rekkverkskreftene. Det er viktig å påpeke at de produserte enheter må sjekkes ekstra nøye for god produksjonsutførsel. God utstøping må kontrolleres. Det må innarbeides en prosedyre for å unngå innestengt luft mot topplate. Et alternativ kan være å lage luftehull i topplate.

Dersom man introduserer skjørt på de tre sidekantene til betongplaten som ikke vender mot bygningen, vil egenvekten til betongplaten øke. Dette vil gi økt belastning på utragerne som balkongplaten hviler på. Betongplaten vil også få økt belastning som følge av økt egenvekt.

Maksimal lengde av balkongen (eventuelt bredde) må reduseres noe for å kompensere for økt belastning på utragerne. Kvantifisering av reduksjonsbehovet er ikke foretatt.

Slik som betongberegningene er utført (med håndberegninger), vil ikke krefter og momenter i det mest kritiske snittet for betongplatene endre seg vesentlig; og ikke nødvendigvis i positiv retning. For de aller lengste balkongplatene kan det bli behov for en lengdereduksjon. Kvantifisering av reduksjonsbehovet er ikke foretatt. Korte balkongplater er overdimensjonert.

4 FORSLAG TIL VIDERE ARBEID

13

Maksimal balkonglengde for ulike balkongbredder, platetykkelse og armeringsmengde er fastsatt.

Et forslag til rekkverksinnfestning er utarbeidet. En M16 bolt med en flytegrense på 355 MPa er valgt for balkonginnfestningen. Bredden til den triangulære innfestningsplaten er også fastsatt, men ikke tykkelsen av denne. Det er også en rekke andre ståldetaljer i rekkverksinnfestningen som ikke er bestemt og dimensjonert. All ståldimensjonering til rekkverksinnfestningen må gjøres før en balkong kan bygges.

Opplagerløsningen er ikke fastsatt. I analysene er det antatt at utkragerne går like langt ut som bredden av platene og at anleggsarealet er kontinuerlig og så stort at de ekstra lokale spenningene fra opplagerne er neglisjerbare.

Vurdering av opplagerløsninger vil kreve bruk av en finite element modell av betongplaten og opplagerløsningen.

I analysen er det antatt jevnt fordelt belastning som virker i vertikal retning. I praksis vil belastningen være mer ujevnt fordelt i vertikal retning og ha en komponent i horisontal retning. Noen vurderinger rundt skjevlast og alternative lastretninger bør foretas. Som et minimum bør opplagerløsningen være konstruert slik at den tåler en viss lastmengde i horisontal retning (fra vind).

Om platene skal støpes med overhøyde bør også vurderes. Det samme gjelder et visst fall/helning av platen. Begge deler er viktig for å drenere vannet i ønsket retning.

5 MATERIALER, MATERIALFAKTORER OG LASTFAKTORER

5.1 Materialer

5.1.1 Betong

Valgt betongkvalitet er B35.

5.1.2 Armeringsstål

Flytegrensen for armeringsstål er 500 MPa.

5.1.3 Konstruksjonsstål

Flytegrense for konstruksjonsstål er valgt lik 355 MPa.

5.2 Materialfaktorer

5.2.1 Betong

Materialfaktor for betong er satt til 1.5. (se Tabell NA.2.1N i ref. /1/)

5.2.2 Armeringsstål

Materialfaktor for armeringsstål er satt til 1.15 (se Tabell NA.2.1N i ref. /1/).

5.2.3 Konstruksjonsstål

Materialfaktor for konstruksjonsstål er 1.25 (se NA.6.1 i ref /2/).

5.3 Lastfaktorer

Lastfaktor for egenlast er satt til 1.2, og lastfaktor for nyttelast er satt til 1.5. Disse er oppgitt av IC.

6 LASTER

6.1 Egenlast

6.1.1 Vekt av armert betong

Vekten av armert betong er satt til 25 kN/m^3 (2548 kg/m^3). Med en platetykkelse på 0.0888 m blir vekten av betongplaten $25 \text{ kN/m}^3 * 0.0888 \text{ m} = 2.22 \text{ kN/m}^2$ (226.3 kg/m^2).

6.1.2 Vekt av rekkverk

Vekten av rekkverket er usikker, men den er foreløpig valgt lik 0.1875 kN/m^2 (19.1 kg/m^2).

6.1.3 Summert egenlast

Den summerte egenlasten er summen av vekten av den armerte betongen og vekten av rekkverket: $2.22 \text{ kN/m}^2 + 0.1875 \text{ kN/m}^2 = 2.4075 \text{ kN/m}^2$ (245.4 kg/m^2).

6.2 Nyttelast

6.2.1 Generell nyttelast

Generell nyttelast er 4.0 kN/m^2 (407.7 kg/m^2).

6.2.2 Balkongbelegg

Vekten av et eventuelt belegg oppå balkongen er valgt lik 0 kN/m^2 (0 kg/m^2).

6.2.3 Summert nyttelast

Den summerte nyttelasten er summen av den generelle nyttelasten og vekten av balkongbelegget: $4.0 \text{ kN/m}^2 + 0 \text{ kN/m}^2 = 4.0 \text{ kN/m}^2$ (407.7 kg/m^2).

6.3 Totallast

6.3.1 Ufaktorisert totallast

Ufaktorisert totallast fremkommer ved å legge sammen summert egenlast og summert nyttelast: $2.4075 \text{ kN/m}^2 + 4.0 \text{ kN/m}^2 = 6.4075 \text{ kN/m}^2$ (653.16 kg/m^2).

6.3.2 Faktorisert totallast

Faktorisert egenlast: $2.4075 \text{ kN/m}^2 * 1.2 = 2.889 \text{ kN/m}^2$ (294.5 kg/m^2)

Faktorisert nyttelast: $4.0 \text{ kN/m}^2 * 1.5 = 6.00 \text{ kN/m}^2$ (611.6 kg/m^2)

Den faktoriserte totallasten fremkommer ved å legge sammen faktorisert egenlast og faktorisert nyttelast: $2.889 \text{ kN/m}^2 + 6.00 \text{ kN/m}^2 = 8.889 \text{ kN/m}^2$ (906.1 kg/m^2).

7 UTNYTTELSE AV BOLTER

7.1 Kapasitet til bolteforbindelser

De maksimalt tillatte kreftene i bolteforbindelsen (M24 bolter) er gitt av iC og er som følger:

Vertikalkraft: 70.0 kN.

Horisontalkraft: 20 kN (denne kraften benyttes ikke i de utførte beregninger).

Innspenningsmoment: 60 kNm.

Alle disse kreftene er antatt å kunne opptre med sine maksimale verdier samtidig. Dette er en essensiell antakelse som styrer dimensjoneringen og bør være nøye ivarettatt. Alle lastene er også antatt å inkludere materialfaktorer; slik at de virkelige sammenbruddslastene vil være høyere enn de oppgitte kapasitetene

7.2 Maksimal lengde på balkonger

Den maksimale lengden av balkongene, som funksjon av bredden, der bolteforbindelsene er fullt utnyttet kan nå finnes. Både maksimalt tillatt moment og maksimal tillatt vertikal kraft (skjærkraft) må sjekkes.

Fra elementær bjelketeori finnes følgende uttrykk:

$$L_{max,moment} = \frac{M_{max}}{0.5 \cdot q \cdot B^2}$$

$$L_{max,skjær} = \frac{V_{max}}{q \cdot B}$$

$L_{max,moment}$ = Maksimalt tillatt lengde der bolteforbindelsene er fullt utnyttet med hensyn på moment

M_{max} = Maksimalt tillatt moment for balkongboltene, dette er summen av de maksimale momentene på begge boltene

q = faktorisert totallast

B = valgt balkongbredde

$L_{max,skjær}$ = Maksimalt tillatt lengde der bolteforbindelsene er fullt utnyttet med hensyn på vertikal kraft

V_{max} = Maksimal tillatt skjærkraft for balkongboltene, dette er summen av de maksimale vertikale kreftene på begge boltene

- > *Tabell 2: Maksimal tillatt lengde av balkong, for gitt bredde av balkong, der bolteforbindelsene i utkragerne er fullt utnyttet med hensyn på moment*

M max, bolt [kNm]	M max, balkong [kNm]	q [kN/m²]	B [m]	L max, moment [m]
60	120	8.889	1.500	12.000
60	120	8.889	1.800	8.333
60	120	8.889	2.100	6.122
60	120	8.889	2.400	4.687
60	120	8.889	2.700	3.704
60	120	8.889	3.000	3.000
60	120	8.889	3.400	2.336
60	120	8.889	3.800	1.870

- > *Tabell 3: Maksimal tillatt lengde av balkong, for gitt bredde av balkong, der bolteforbindelsene i utkragerne er fullt utnyttet med hensyn på vertikal kraft (skjærkraft)*

V max, bolt [kN]	V max, balkong [kN]	q [kN/m²]	B [m]	L max, skjær [m]
70	140	8.889	1.500	10.500
70	140	8.889	1.800	8.750
70	140	8.889	2.100	7.500
70	140	8.889	2.400	6.562
70	140	8.889	2.700	5.833
70	140	8.889	3.000	5.250
70	140	8.889	3.400	4.632
70	140	8.889	3.800	4.145

Den korteste balkonglengden fra Tabell 2 og Tabell 3 må velges. I tillegg må betongplaten ha tilstrekkelig kapasitet. Det sjekkes i kapittel 8.

- > *Tabell 4: Maksimal tillatt lengde av balkong, for gitt bredde av balkong, der bolteforbindelsene i utkragerne er fullt utnyttet*

q [kN/m²]	B [m]	L max, boltekrefter [m]	Dimensjonerende boltekraft
8.889	1.500	10.500	Skjærkraft
8.889	1.800	8.333	Moment
8.889	2.100	6.122	Moment
8.889	2.400	4.687	Moment
8.889	2.700	3.704	Moment
8.889	3.000	3.000	Moment
8.889	3.400	2.336	Moment
8.889	3.800	1.870	Moment

8 DIMENSJONERING AV ARMERT BETONGPLATE

8.1 Generelt

Betongplaten er tenkt dimensjonert ved utelukkende å benytte standard armeringsnett i kun ett lag. Det gir enkel produksjon.

Typiske standard armeringsnett fra norske leverandører er gitt i Figur 6 og Figur 7. Utvalget er begrenset. Av den grunn er det samme armeringsnettet valgt for alle betongplatene, $\Phi 8$ mm med maskevidde 100 mm x 100 mm. Neste standard armeringsnett med maskevidde på 100 mm x 100 mm har en kamstørrelse på 4 mm. Denne kamstørrelsen anses som problematisk ved produksjon da den krever omfattende oppstøtting for å tilfredsstille det strenge kravet til avvik i prosjekteringen (se kapittel 8.2).

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

Tilbake

Copyright Bergen Armering AS

> *Figur 6: Armeringsnett fra Bergen Armering AS*

ARMERINGSNETT B 500 NA

Kvalitet: B 500 NA
Etter 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	4mm tråd med kam
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	

Prosjektnett leveres fra vår verksforbindelse. Max bredde 3000 mm og max lengde 12000 mm.
Det meste kan skreddersys etter dine behov.

> *Figur 7: Armeringsnett fra Stene Stål Produkter AS*

8.2 Krav til overdekning

I tillegg til nødvendig betongtykkelse for å sikre tilstrekkelig strukturell styrke, må kravet til overdekning være oppfylt, se ref. /1/, kapittel 4.4.1 og kapittel NA.4.4.1.2. Eksponeringsklasse XC2, XC3, XC4 er valgt (konstruksjoner nær eller på sjøen må velge eksponeringsklasse XS1, som gir annet overdekningskrav). Det gir et krav til minste overdekning av hensyn til bestandighet på 25mm med 50 års dimensjonerende brukstid.

Man må også etablere en øvre grense for tillatt avvik ved prosjekteringen. Det er valgt lik 5 mm. Totalt krav til overdekning blir da 25mm + 5mm = 30mm. Ved et største tillatt avvik i prosjekteringen på 5 mm må utførelsen underlegges et kvalitetssikringssystem der kontrollen av utførelsen inkluderer måling av oppnådd betongoverdekning. Nøyaktige målemetoder skal benyttes, og alle deler som ikke oppfyller kravene må forkastes eller utbedres. Ellers må kravet til tillatt avvik økes til 10 mm.

8.3 Krav til lukking av armeringsnett

Armeringsnettene må lukkes ved at fire løse jern av størrelse $\Phi 8$ mm legges langs de fire sidekantene til armeringsnettet og sveises fast til de utstikkende kammene.

Sveiseprosedyren som må følges, er NS-EN ISO 17660-1. Detaljene i denne prosedyren er ikke undersøkt i denne rapporten.

8.4 Krav til strukturell styrke

8.4.1 Opplagerplassering

Utkragerne er valgt plassert slik at feltmomentet og støttemomentet for betongplatene blir like store ved en jevnt fordelt last.

Fra elementær bjelketeori finnes følgende plassering av opplagene:

$$\text{Posisjon 1: } \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{2} - 1)L = 0.2071L$$

$$\text{Posisjon 2: } \frac{1}{2} \cdot (3 - \sqrt{2})L = 0.7929L$$

$$\text{Avstanden mellom opplagene blir: } L_{felt} = (2 - \sqrt{2})L = 0.5858L$$

L er lengden av balkongen.

> *Tabell 5: Opplagerplassering for forskjellige balkonglengder*

L [m]	C/C Avstand mellom utkragerne [m]	D Avstand fra kant [m]
10.500	6.151	2.175
8.333	4.881	1.726
6.200	3.632	1.284
6.122	3.586	1.268
4.687	2.746	0.971
3.704	2.170	0.767
3.000	1.757	0.621
2.336	1.368	0.484
1.870	1.095	0.387

8.4.2 Snittkrefter i betongplaten

Snittkreftene finnes også fra elementær bjelketeori. Vi har her vurdert to forskjellige lasttilfeller. Ved en jevnt fordelt last blir feltmomentet lik støttemomentet.

$$M = M_{felt} = M_{støtte} = \frac{1}{8} \cdot (3 - 2\sqrt{2}) \cdot qL^2 = 0.02145qL^2$$

Dette vil uansett gjelde for egenlasten, men kan se annerledes ut hvis vi ser på nyttelasten. Dersom nyttelasten kun blir plassert mellom utkragerne vil støttemomentet bli null og maks feltmoment bli:

$$M_{q,felt} = \frac{1}{8}qL_{felt}^2 = \frac{1}{8}q[(2 - \sqrt{2})L]^2 = \frac{6 - 4\sqrt{2}}{8}qL^2$$

Det kan være overkonservativt å anta full bruddlast kun mellom opplagere på balkongen, da det normalt ikke er noen begrensninger på en balkong som leder til en slik belastning. NS-EN 1990 3.2 sier at «De dimensjonerende situasjoner som velges skal være så alvorlige og varierte at de dekker alle forhold som det er rimelig å forvente at kan oppstå under utførelse og bruken av konstruksjonen». Og man kan argumentere for at det er urimelig å anta at en slik lastsituasjon kan oppstå.

På den annen side kan møblering av balkongen, eller andre forhold, gjøre at en lastsituasjon der bruddlasten er konsentrert mellom opplagene blir aktuell. Det vil i så fall doble bidraget til feltmoment fra nyttebelastningen.

Skjærkraften er størst ved støttene (i.e. utkragerne). Skjærkraft blir det samme uavhengig av hvilken lastsituasjon man ser på.

$$V = V_{støtte} = \frac{1}{2} \cdot (2 - \sqrt{2}) \cdot qL = 0.2929qL$$

Ved støttene har også momentet tilhørende maksimalverdi, og utnyttelsen blir størst ved støttene. Midt på balkongen er skjærkraften null.

> *Tabell 6: Snittkrefter i betongplaten for forskjellige balkonglengder*

L [m]	q [kN/m ²]	Jevnt fordelt last		Konsentrert mellom opplegg	
		M [kNm/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	V [kN/m]
10.500	8.889	21.017	27.337	35.205	27.337
8.333	8.889	13.238	21.696	22.173	21.696
6.200	8.889	7.328	16.142	12.275	16.142
6.122	8.889	7.146	15.940	11.968	15.940
4.687	8.889	4.189	12.204	7.015	12.204
3.704	8.889	2.615	9.643	4.381	9.643
3.000	8.889	1.716	7.810	2.874	7.810
2.336	8.889	1.040	6.081	1.742	6.081
1.870	8.889	0.666	4.868	1.117	4.868

8.4.3 Rissviddebegrensning

Rissviddeberegning er basert på ref. /1/, kapittel NA.7.3.1. Grenseverdien for rissvidde for eksponeringsklasse XC1, XC2, XC3, XC4 blir:

$$w_{max} = 0.3mm \cdot \frac{30mm}{25mm} = 0.36mm$$

8.4.4 Dokumentasjon av styrke

Betongplaten med den største lengden vil ha den høyeste utnyttelsen. Hvis man benytter den foretrukne største lengden på 10.500 m, så vil den armerte betongplaten ikke tåle belastningene.

Ved antagelsen om jevnt fordelt last må lengden må reduseres til ca. 6.200 meter for at den armerte betongplaten skal få en akseptabel utnyttelse. Ved konsentrert last mellom opplegg må lengden reduseres til ca. 5m. De kortere balkongene vil få en lavere utnyttelse enn den lengste balkongen og vil således ha akseptable utnyttelser inntil man eventuelt endrer armeringsnettet.

Selve dimensjoneringen er utført ved å benytte ShellDesign. Dette er et program som utfører ikke-lineær tverrsnittskontroll. Programmet er utviklet av Dr.techn.OlavOlsen. Beregningsresultatene finnes i vedlegg A.

Det er også utført en håndberegning. Den finnes i vedlegg B.

9 UTFORMING AV REKKVERKSINNFESTNING

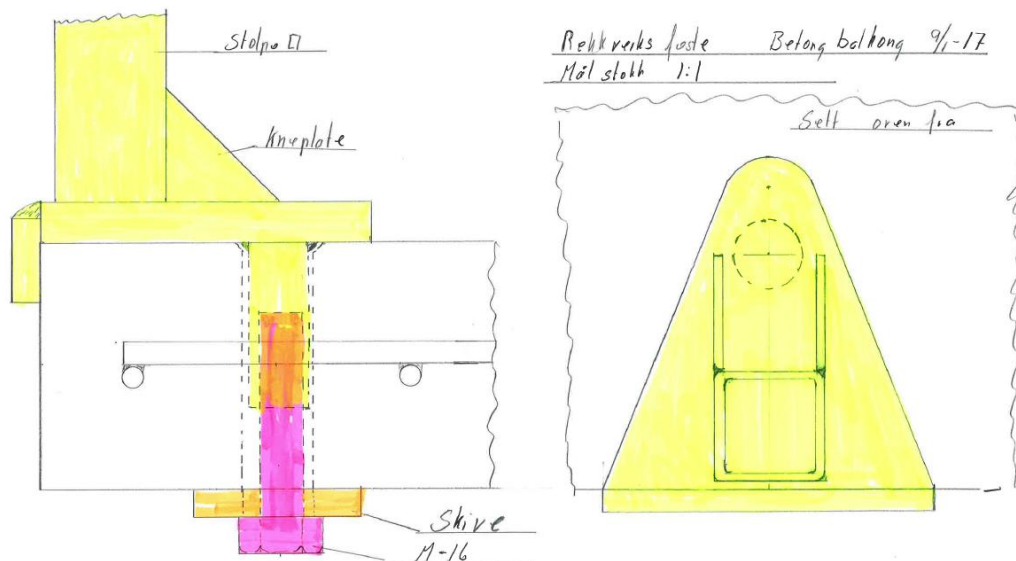
9.1 Generelt

Med rekkverksinnfestning menes innfestningsløsningen for de vertikale rekkverksstolpene mot balkongplaten.

De vertikale rekkverksstolpene tenkes å være stålstooper som er sveist fast til en stålplate. Forbindelsen mellom rekkverksstolpen og stålplaten er forsterket med en stiverløsning. På undersiden av stålplaten er det en gjengehylse for en M16 bolt. Gjengehylsen blir stukket inn i et gjennomgående innstøpt hull i betongplaten. Stålplaten blir så boltet fast til balkongplaten med en M16 bolt som blir skrudd inn gjengehylsen fra undersiden.

9.2 Innfestningsutforming

Grunnlaget for utformingen av rekksinnfestningen er spesifisert av IC og basert på tilsendt materiale. Tilsendt informasjon er veiledning om tekniske krav til byggverk, §12-17. Rekkverk (ref. /3/), Norsk Standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1 (ref. /4/) og en håndtegnet skisse.



> Figur 8: Tilsendt håndtegnet skisse av rekkverksinnfestning

9.3 Laster på balkongstolpe

Den horisontale lasten på balkongrekkverket er 1KN/m (Kategori A, Tabell NA.6.12 i ref. /4/). Lastfaktor er valgt lik lastfaktor som for nyttelast, dvs. 1.5. Avstanden mellom balkongstolpene er satt lik 1.0m.

Den faktoriserte horisontallasten på balkongstolpen blir da:

$$F=1000 \text{ N/m} \cdot 1.0 \text{ m} \cdot 1.5=1500 \text{ N.}$$

Stolpehøyden er valgt lik $h=1.2 \text{ m}$. Det er minimumskravet til rekkverkshøyde der høydeforskjellen er mer enn 10.0 m over terreng (se ref. /3/).

Momentet i bunnen av balkongstolpen blir da:

$$M=1500 \text{ N} \cdot 1.2 \text{ m}=1800 \text{ Nm}$$

9.4 Krav til balkongstolpe

Balkongstolpen må ha et motstandsmoment som er stort nok til at dimensjonerende ekvivalent von Mises spenning ikke overskrides. Dimensjonerende ekvivalent spenning blir lik flytegrensen for konstruksjonsstål dividert med materialfaktoren for konstruksjonsstål.

$$\sigma_{\text{dim}} = 355 \text{ MPa} / 1.25 = 284 \text{ MPa}$$

Det dominerende bidraget til ekvivalent spenning vil komme fra bøyespenningen. For at bøyespenningen skal bli mindre enn eller lik maksimal tillatt ekvivalent spenning, må motstandsmomentet til stolpetverrsnittet være større enn eller lik:

$$W_{\text{min}} = M / \sigma_{\text{dim}} = 1800 \text{ Nm} / 284 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2 = 6.338 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

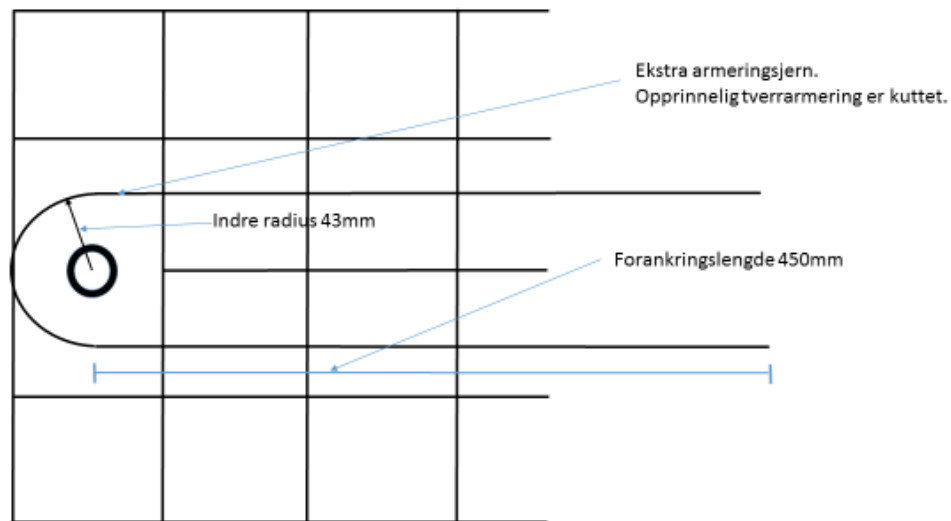
Balkongstolpen må også kunne overføre skjærkraften på 1500 N.

9.5 Krav til gjengehylse for M16 bolt

Dimensjonene til gjengehylsen for M16-bolten er ikke oppgitt, men den må ha et tverrsnittsareal som er større enn M16 bolten og ha kapasitet til å overføre alle kreftene fra både M16-bolten og innfestningsplaten. Den må også ha en ytre diameter som er liten nok til at den innenfor fabrikkasjonstoleransene kan plasseres inne i et hull med en diameter på 26 mm.

9.6 Plassering av gjengehylse for M16 bolt

Senteret av gjengehylsen for M16 bolten er plassert 84mm fra kanten av balkongen. Dette er midt mellom de to ytterste armeringsstengene i balkongens lengderetning. Selve lengdeplasseringen til senteret for gjengehylsen er på lokasjonen til senteret av et tverrarmeringsjern. Dette jernet kuttes og erstattes av et nytt armeringsjern med en diameter på 8 mm (se Figur 9).



> Figur 9: Plassering i maskenet

9.7 Dimensjonering av forbindelsesplate

Det velges et balansert tverrsnitt med en trykksonehøydefaktor på 0.5. Trykksonehøyden blir da halvparten av avstanden fra senteret av M16 bolten og ut til kanten av betongplaten.

$$x = \alpha \cdot d = 0.5 \cdot 84 \text{ mm} = 42 \text{ mm.}$$

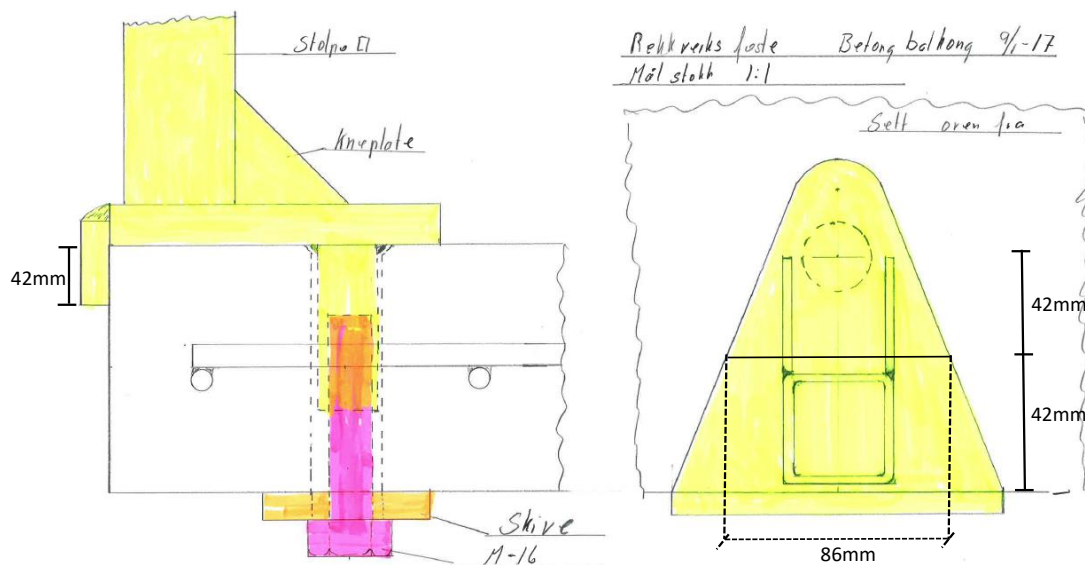
Med de gitte materialparametre (se kapittel 5 og ref. /1/) blir tillatt spenning i M16 bolten, $f_{sd} = 284 \text{ MPa}$. Den dimensjonerende trykkfastheten for B35 betong blir, $f_{cd} = 19.8 \text{ MPa}$.

Tverrsnittsarealet til M16-bolten er $A_s = 201.1 \text{ mm}^2$.

For å få det ønskede balanserte tverrsnittet må bredden være lik (se ref. /1/, kapittel 3.1.7 for fastsettelse av parametre):

$$b = \frac{f_{sd} \cdot A_s}{\lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot d} = \frac{284 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 201.1 \text{ mm}^2}{0.8 \cdot 1.0 \cdot 0.5 \cdot 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 84 \text{ mm}} = 85.69 \text{ mm}$$

Basert på beregningen over velges en bredde på 86 mm.



> Figur 10: Valgte dimensjoner på forbindelsesplate

Den vertikale platen på forsiden av balkongplaten skal ideelt sett ha samme høyde som trykksonehøyden, 42 mm.

Momentkapasiteten blir:

$$M_{Rd} = 0.8\alpha \cdot (1 - 0.4\alpha)f_{cd}bd^2 = 0.8 \cdot 0.5 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.5) \cdot 19.8 \frac{N}{mm^2} \cdot 85.69mm \cdot (84mm)^2 = 3837227Nmm \\ = 3837Nm$$

Det påførte momentet er $M=1800 Nm$

Utnyttelsen av forbindelsen blir da:

$$\eta_{forbindelse} = \frac{M}{M_{Rd}} = \frac{1800Nm}{3837Nm} = 0.469$$

Da dette ikke er noe ideelt balansert armert betongtverrsnitt, bør utnyttelsen ligge betydelig under 1.0. En utnyttelse på 0.469 er vurdert til å være akseptabel.

Man må også sjekke for knusing av betong. Dette gjøres for fullt utnyttet tverrsnitt. Siden trykksonehøydefaktoren er 0.5, blir tøyningen i stålet lik tøyningen i betongen. Tøyningen i stålet er ved balansert armering lik flytetøyningen:

$$\varepsilon_{stål} = \varepsilon_{betong} = \frac{\sigma_{stål}}{E_{stål}} = \frac{284 \frac{N}{mm^2}}{210000 \frac{N}{mm^2}} = 0.001352 = 1.35 \cdot 10^{-3}$$

Denne tøyningen er under tillat betongtøyning på $3.5 \cdot 10^{-3}$ (se Tabell 3.1 i ref. /1/).

9.8 Sjekk av armeringsspenning i ekstra armeringsjern

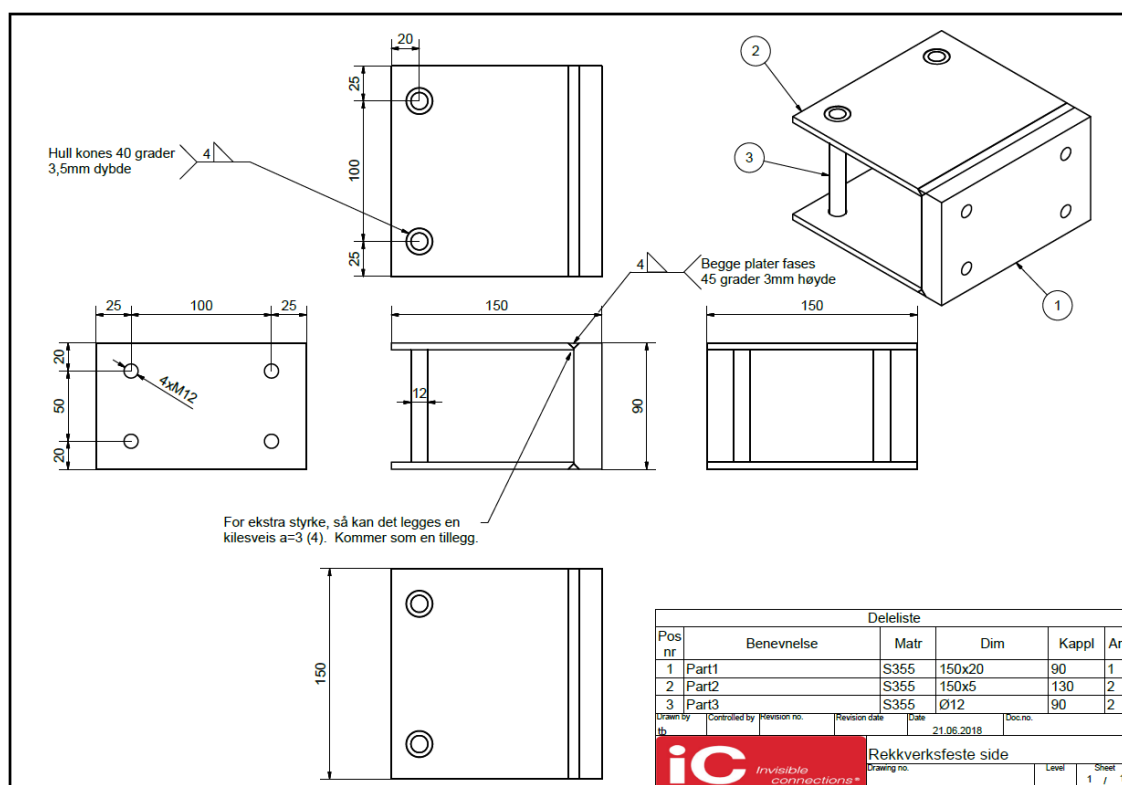
Skjærkraften på 1500 N skal fordeles på to armeringsjern med diameter 8 mm. Samlet tverrsnittsareal er 100.5 mm².

Spenningen i armeringsjernet blir $1500 \text{ N}/100.5 \text{ mm}^2=14.9 \text{ MPa}$. Dette er mye lavere enn tillatt spenning på 434.7 MPa.

10 DIMENSJONERING AV ALTERNATIV REKKVERKSINNFESTNING

10.1 Generelt

En alternativ rekkverksinnfestning til rekkverksinnfestningen presentert i kapittel 9 er vurdert. En tegning av denne rekkverksinnfestningen er oversendt Dr.techn.OlavOlsen (se Figur 11).



> Figur 11: Alternativ rekkverksinnfestning

Den alternative rekkverksinnfestningen støpes inn i betongplaten. Den består av en vertikal frontplate med fire gjengehull og to horisontale plater som er sveiset til henholdsvis øvre langsgående kant og nedre langsgående kant av frontplaten. Mellom de horisontale platene går det to armeringsjern med en diameter på 12mm.

Denne forankringsløsningen kan benyttes for mange typer rekkverk da den har stor grad av fleksibilitet med hensyn til rekkverksutforming.

10.2 Krefter og spenninger i fastskrudde M12 bolter

Det tas utgangspunkt i en horisontal last på balkongrekkverket lik 1500 N (se kapittel 9.3). Momentet i bunnen av balkongstolpen blir noe større enn momentet funnet i kapittel 9.3 fordi høyden øker med halve platetykkelsen.

$$H=1.2 \text{ m}+0.09 \text{ m}/2=1.245\text{m}$$

Det oppdaterte momentet blir:

$$M = F \cdot H = 1500 \text{ N} \cdot 1.245 \text{ m} = 1867.5 \text{ Nm}$$

Dette momentet påføres av to kraftpar i M12-boltene.

Avstanden mellom de øvre og nedre M12-boltene er:

$$h_{\text{bolt}} = 0.05 \text{ m}$$

Dette gir følgende aksialkrefter i M12 boltene:

$$F_{\text{bolt}} = M / (2 \cdot h_{\text{bolt}}) = 1867.5 \text{ Nm} / (2 \cdot 0.05 \text{ m}) = 18675 \text{ N}$$

M12-boltene har et tverrsnittsareal på 113.1 mm^2 . Aksialspenningene i M16-boltene blir

$$\sigma_{\text{bolt}} = F_{\text{bolt}} / A_{\text{bolt}} = 18675 \text{ N} / 113.1 \text{ mm}^2 = 165.1 \text{ MPa}$$

Spenningen på 165.1 MPa er lavere enn dimensjonerende ekvivalent spenning på 284 MPa (se kapittel 9.4).

Hvis man har en ren vertikal last på balkongrekkverket, som er den lasten som gir størst skjærkraft, blir gjennomsnittlig skjærspenning i de fire M12-boltene lik:

$$\tau_{\text{bolt}} = \frac{F}{4 \cdot A_{\text{bolt}}} = \frac{1500 \text{ N}}{4 \cdot 113.1 \text{ mm}^2} = 3.316 \text{ N/mm}^2$$

Denne gjennomsnittlige skjærspenningen ved ren vertikallast på balkongrekkverket er så lav at man ikke trenger nærmere kombinasjonsberegninger med aksiallast før man eventuelt har aksialspenninger ved ren horisontallast som er nærmere dimensjonerende ekvivalent spenning.

10.3 Krefter og spenninger i overgang mellom frontplate og horisontale plater

Den vertikale avstanden mellom senteret av de to horisontale platene er 85 mm . Disse platene skal overføre det samme momentet som M12-boltene, 1867.5 Nm .

Aksialkraften i hver horisontale plate blir:

$$F_{\text{plate}} = 1867.5 \text{ Nm} / 0.085 \text{ m} = 21970.6 \text{ N}$$

Frontarealet av de to platene er:

$$A_{\text{front}} = 150 \text{ mm} \cdot 5 \text{ mm} = 750 \text{ mm}^2$$

Gjennomsnittlig spenning i de to platene blir:

$$\sigma_{\text{plate, gjennomsnitt}} = F_{\text{plate}} / A_{\text{front}} = 21970.6 \text{ N} / 750 \text{ mm}^2 = 29.29 \text{ MPa}$$

Det vil så bli et spørsmål om hvor stor andel av de horisontale platene som aktiveres fra boltehullene til platekant. Med 45 graders spredning fra senteret av hver bolt til platekanten (som ligger 20mm fra boltesenteret) blir dette:

$$L_{\text{aktiv}} = 4 \cdot 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

Aksialspenningen i de aktive delene av de horisontale platene blir:

$$\sigma_{\text{plate}} = \sigma_{\text{plate, gjennomsnitt}} (L/L_{\text{aktiv}}) = 29.29 \text{ MPa} (150 \text{ mm}/80 \text{ mm}) = 54.93 \text{ MPa}$$

Spenningsene i platene ved de vertikale armeringsjernene er sjekket i kapittel 10.5.1. Sveisen anses som det svakeste punktet.

10.4 Skjærkapasitet av vertikale armeringsjern

Hvert armeringsjern skal overføre halvparten av aksialkraften i de horisontale platene som skjærkraft.

$$Q = F_{\text{plate}}/2 = 21970.6 \text{ N}/2 = 10985.3 \text{ N}$$

Skjærkapasiteten til armeringsjernet og omkringliggende betong sjekkes etter Eurokode 4 (ref. /5/), kapittel 6.6.3.1. Standarden omtaler ikke dybler for under 16 mm tykkelse. Skjærkapasiteten til armeringsjernet og omkringliggende betong beregnes derfor for et armeringsjern på 16 mm.

Først sjekkes armeringsjernet:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} = \frac{0.8 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot \pi \cdot (16 \text{ mm})^2 / 4}{1.25} = 64339.8 \text{ N}$$

Armeringsjernet med en diameter på 16 mm har en skjærkapasitet på 64640 N. Det er høyere enn kravet til skjærkapasitet på 10985 N.

Deretter sjekkes betongen:

$$h_{sc}/d = 80 \text{ mm}/16 \text{ mm} = 5$$

Dette gir $\alpha = 1$.

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot (16 \text{ mm})^2 \cdot \sqrt{35 \text{ N/mm}^2 \cdot 34000 \text{ N/mm}^2}}{1.5} = 53990.9 \text{ N}$$

Hvis et armeringsjern på 16 mm benyttes, så kan betongen overføre en skjærkraft til armeringsjernet på 53991 N. Det er høyere enn kravet til skjærkapasitet på 10985 N.

Hvis formlene som benyttes, hadde vært gyldige for et armeringsjern på 12 mm, ville skjærkapasiteten til armeringsjernet vært 36191 N. Kapasiteten til betongen ville vært 30370 N. Begge disse verdiene er mye høyere enn kravet til skjærkapasitet på 10985 N.

Det er derfor høyst trolig at vertikale armeringsjern på 12 mm vil være tilstrekkelig.

10.5 Sveisedimensjonering

10.5.1 Sveis mellom vertikal frontplate og horisontale plater

Sveisen på tilsendte tegning (se figur 11) er angitt som 4 mm kilsveis. Dette må endres til 4 mm buttsveis.

Den samme aktive lengden sum funnet i kapittel 10.3, benyttes.

$$L_{\text{aktiv}} = 80 \text{ mm}$$

Arealet av sveisen blir:

$$A_{\text{sveis}} = L_{\text{aktiv}} \cdot a = 80 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm} = 320 \text{ mm}^2$$

Sveisen skal overføre aksialkraften, $F_{\text{plate}} = 21971 \text{ N}$, funnet i kapittel 10.3.

Gjennomsnittlig aksialspenning i sveisen blir:

$$\sigma_{\text{sveis}} = \frac{F_{\text{plate}}}{A_{\text{sveis}}} = \frac{21971 \text{ N}}{320 \text{ mm}^2} = 72.8 \text{ MPa}$$

Gjennomsnittlig aksialspenning i sveisen er betydelig lavere enn tillatt spenning for konstruksjonsstål på 284 MPa (se kapittel 9.4).

10.5.2 Sveis mellom vertikale armeringsjern og horisontale plater

Sveisen på tilsendte tegning (se figur 11) er angitt som en kilsveis med a-mål på 4 mm.

Arealet av sveisen blir:

$$A_{\text{sveis}} = a \cdot \pi \cdot D = 4 \text{ mm} \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} = 150.8 \text{ mm}^2$$

Dette arealet skal overføre skjærkraften, $Q = 10985 \text{ N}$, funnet i kapittel 10.4.

Gjennomsnittlig skjærspenning i sveisen blir:

$$\tau_{\text{sveis}} = \frac{Q}{A_{\text{sveis}}} = \frac{10985 \text{ N}}{150.8 \text{ mm}^2} = 72.8 \text{ MPa}$$

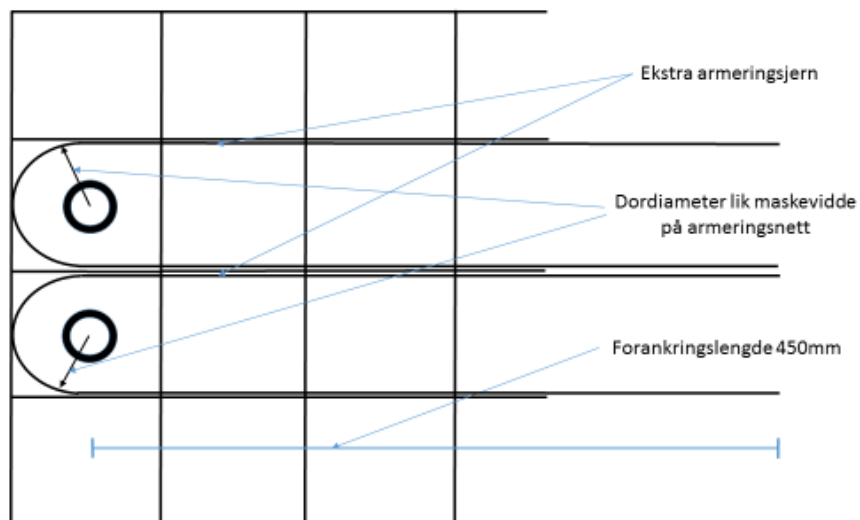
Tillatt skjærspenning i sveis er valgt lik tillatt skjærspenning i konstruksjonsstål.

$$\tau_{\text{sveis,max}} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1.25} = 164.0 \text{ MPa}$$

Gjennomsnittlig skjærspenning i sveisen er under halvparten av tillatt skjærspenning i sveisen, og sveisen anses som sterk nok.

10.6 Plassering i maskenett

De vertikale armeringsjernene plasseres midt i senteret av maskene i armeringsnettet (se Figur 12). Ekstra armeringsjern med dordiameter lik maskevidden på armeringsnettet legges inn. Forankringslengden til de ekstra armeringsjernene settes lik 450 mm.

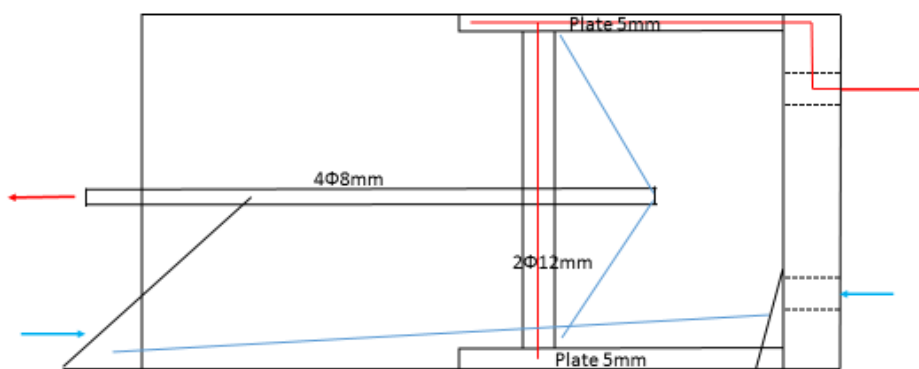


> Figur 12: Plassering av vertikale armeringsjern i maskenett

10.7 Sjekk av kritisk snitt

10.7.1 Generelt

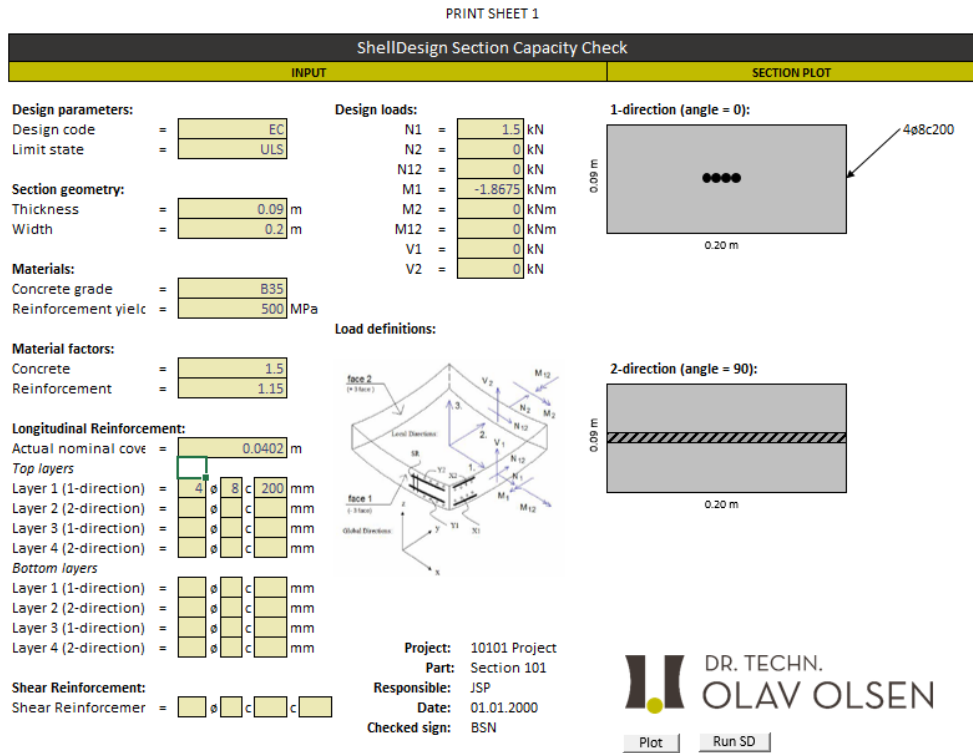
Kritisk snitt vil være lokalisert der platene til rekkverksinnfestningen slutter. Det antas at ekstra armeringsjern legges i armeringsnettet. Det øvre laget til armeringsnettet må ligge over midten av betonplaten, ikke under.



> *Figur 13: Skisse av kraftgang i kritisk snitt*

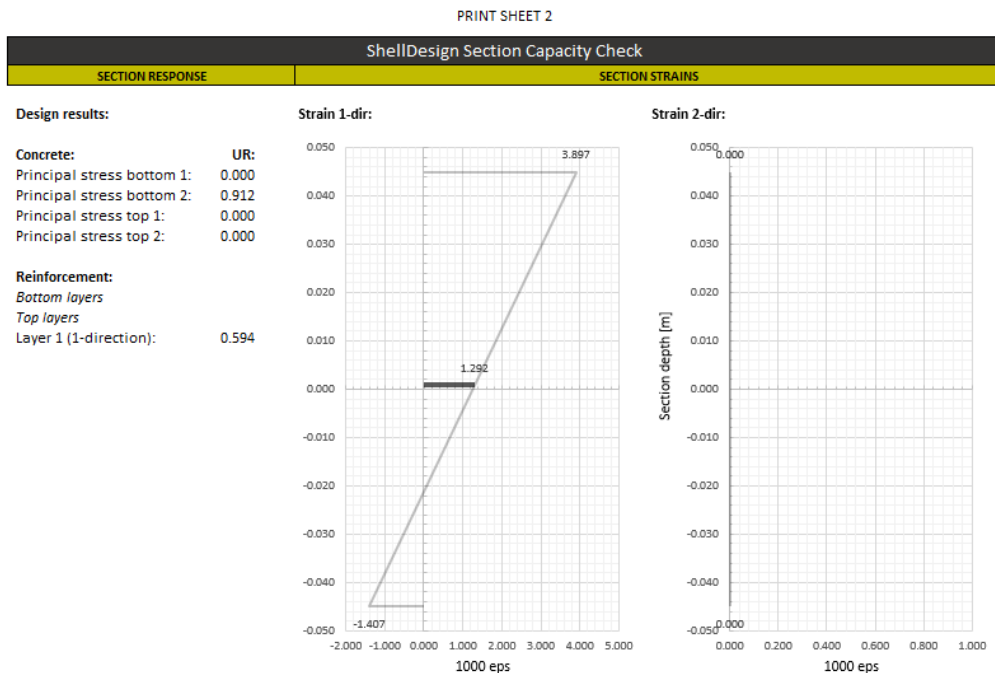
Kritisk snitt er sjekket i ShellDesign. Akseptable utnyttelser ble funnet.

10.7.2 Sjekk av kritisk snitt med lastbæring sentrisk i platen



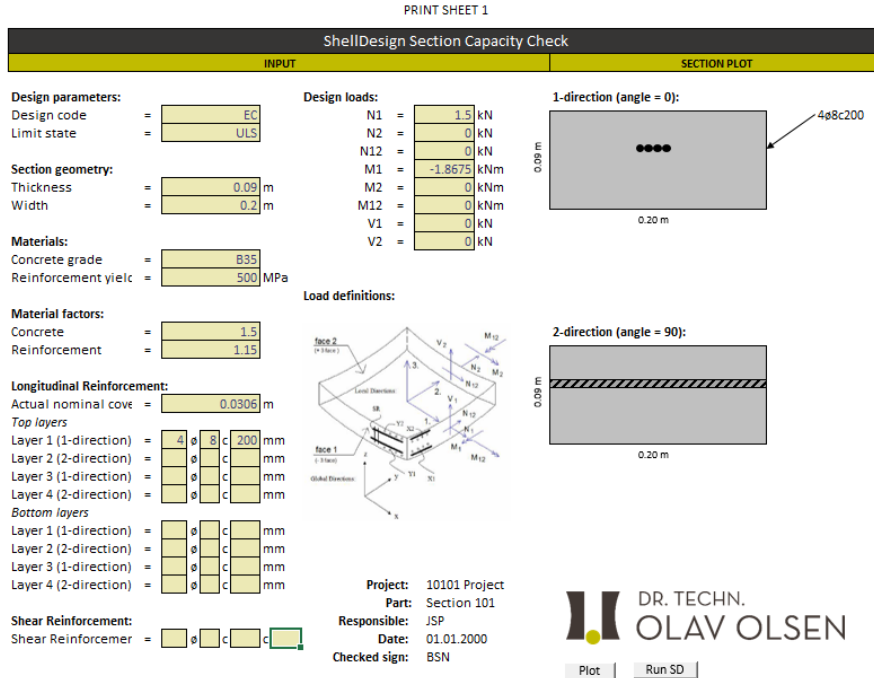
NB! Additional forces in the longitudinal reinforcement due to shear forces, ref. EC2 Sec. 6.2.1(7) / NS 3473 Sec. 12.3.4, are not accounted for in ShellDesign and should be handled by the designer. See ShellDesign User Manual for more information.

> *Figur 14: Sjekk av kritisk snitt i ShellDesign, side 1 av 2*

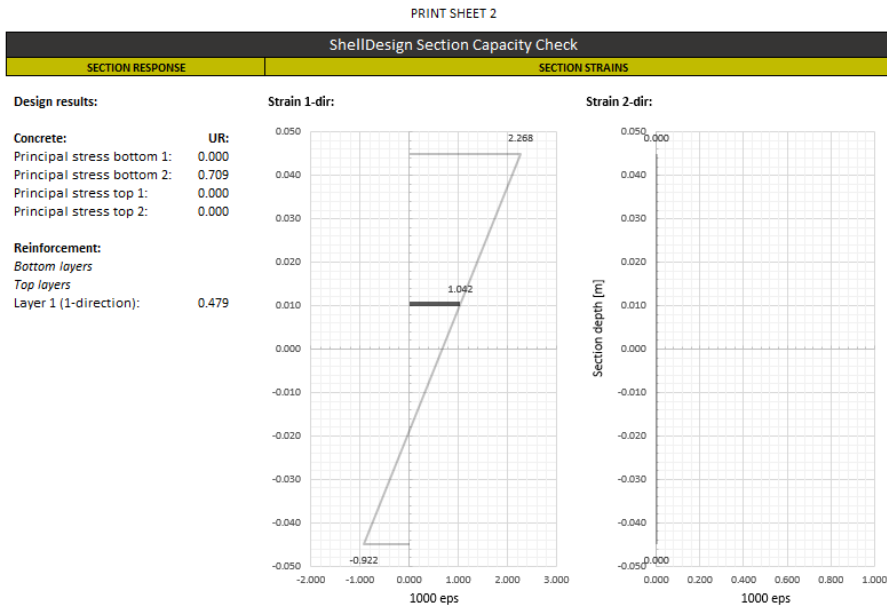


> *Figur 15: Sjekk av kritisk snitt i ShellDesign, side 2 av 2*

10.7.3 Sjekk av kritisk snitt med lastbæring i øvre nettlag



> *Figur 16: Sjekk av kritisk snitt i ShellDesign, side 1 av 2*

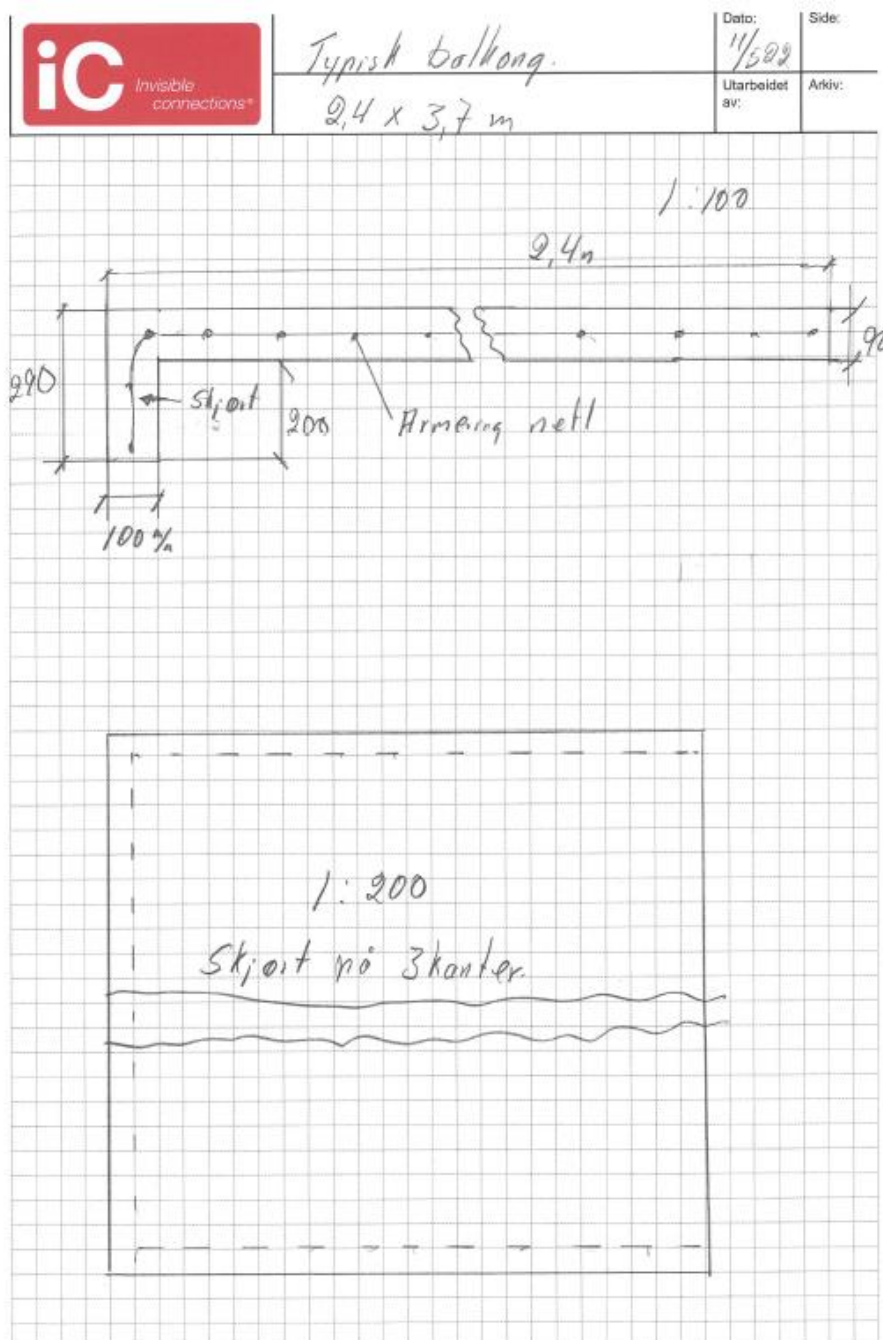


> *Figur 17: Sjekk av kritisk snitt i ShellDesign, side 2 av 2*

11 VURDERING AV TYNNE BALKONGER MED SKJØRT

11.1 Generelt

Fra iC har vi fått tilsendt en tegning av en typisk balkong med skjørt (sendt Dr.techn.Olav Olsen 11. mai 2022).



> Figur 18: Typisk balkong med skjørt

Selve skjørtet har en bredde på 100 mm og en høyde på 200 mm. Det er plassert på undersiden av balkongplaten langs de tre sidekantene som ikke vender mot bygningen.

Armeringsnettet er tenkt avbøyd og fortsetter ned i skjørtet.

Det er i det etterfølgende foretatt en kort vurdering av hvilken strukturell implikasjon introduksjon av skjørt har på lastbæringsevnen til balkongen.

11.2 Utnyttelse av utkragerer for balkonginnfestning

Bolteforbindelsene til utkragerne vil få økt belastning som følge av økt egenvekt fra betongskjørtene. Maksimal lengde av balkongen (eventuelt bredde) må reduseres noe for å kompensere for dette.

Kvantifisering av reduksjonsbehovet er ikke foretatt.

11.3 Utnyttelse av betongplaten

Betongplaten vil få økt egenvekt som følge av påsatte skjørt. Belastningen på betongplaten vil derfor gå noe opp.

Slik som betongberegningene er foretatt (med håndberegninger), vil ikke krefter og momenter i det mest kritiske snittet endre seg vesentlig; og ikke nødvendigvis i positiv retning (grunnet økt egenvekt fra skjørt)

For de aller lengste balkongplatene kan det bli behov for en lengdereduksjon. Kvantifisering av reduksjonsbehovet er ikke foretatt. Korte balkongplater er overdimensjonert.

12 REFERANSER

/1/	Norsk Standard. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
/2/	Norsk Standard. NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
/3/	Direktoratet for byggkvalitet. Veiledning om tekniske krav til byggverk. §12-17 Rekkverk.
/4/	Norsk Standard NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
/5/	Norsk Standard NS-EN 1994-1-1:2004+NA2009. Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

ShellDesign, B=1.5m, L=6.20m, ULS

ShellDesignConcrete : 4.4.2/160310 , run date 20170105 , time 12:56

INPUT		SECTION PLOT	
Design parameters:			
Design code	=	EC	
Limit state	=	ULS	
Section geometry:			
Thickness	=	0.0888 m	
Width	=	1.0 m	
Materials:			
Concrete grade	=	C35	
Reinforcement yield	=	500 MPa	
Material factors:			
Concrete	=	1.5	
Reinforcement	=	1.15	
Longitudinal Reinforcement:			
Actual nominal cover	=	0.0396 m	
<i>Top layers</i>			
Layer 1 (1-direction)	=	1 Ø 8 c 100 mm	
Layer 2 (2-direction)	=	Ø c c mm	
Layer 3 (1-direction)	=	Ø c c mm	
Layer 4 (2-direction)	=	Ø c c mm	
<i>Bottom layers</i>			
Layer 1 (1-direction)	=	Ø c c mm	
Layer 2 (2-direction)	=	Ø c c mm	
Layer 3 (1-direction)	=	Ø c c mm	
Layer 4 (2-direction)	=	Ø c c mm	
Shear Reinforcement:			
Shear Reinforcement	=	Ø c c c	
Design loads:		N1 =	kN
		N2 =	kN
		N12 =	kN
		M1 =	-7.32816 kNm
		M2 =	kNm
		M12 =	kNm
		V1 =	16.14187 kN
		V2 =	kN
Load definitions:			
		1-direction (angle = 0): 	
		2-direction (angle = 90): 	
		Project: 10101 Project Part: Section 101 Responsible: JSP Date: 01.01.2000 Checked sign: BSN	

ShellDesignConcrete : 4.4.2/160310 , run date 20170105 , time 12:56

SECTION RESPONSE		SECTION STRAINS	
Design results:			
Concrete:		UR:	
Principal stress bottom 1:	0.000		
Principal stress bottom 2:	0.888		
Principal stress top 1:	0.000		
Principal stress top 2:	0.000		
Reinforcement:			
<i>Bottom layers</i>			
<i>Top layers</i>			
Layer 1 (1-direction):	0.882		
Shear:			
Shear concrete tensile:	0.527		
Shear concrete compression:	0.112		
Shear reinforcement:	0.000		
Strain 1-dir:		Strain 2-dir:	

ShellDesign, B=1.5m, L=6.20m, SLS

ShellDesignConcrete : 4.4.2/160310 , run date 20170105 , time 13:03

INPUT	SECTION PLOT
<p>Design parameters:</p> <p>Design code = EC</p> <p>Limit state = CRW</p> <p>Section geometry:</p> <p>Thickness = 0.0888 m</p> <p>Width = 1.0 m</p> <p>Materials:</p> <p>Concrete grade = B35</p> <p>Reinforcement yield = 500 MPa</p> <p>Material factors:</p> <p>Concrete = 1</p> <p>Reinforcement = 1</p> <p>Longitudinal Reinforcement:</p> <p>Actual nominal cover = 0.0396 m</p> <p><i>Top layers</i></p> <p>Layer 1 (1-direction) = 1 ϕ 8 c 100 mm</p> <p>Layer 2 (2-direction) = ϕ c mm</p> <p>Layer 3 (1-direction) = ϕ c mm</p> <p>Layer 4 (2-direction) = ϕ c mm</p> <p><i>Bottom layers</i></p> <p>Layer 1 (1-direction) = ϕ c mm</p> <p>Layer 2 (2-direction) = ϕ c mm</p> <p>Layer 3 (1-direction) = ϕ c mm</p> <p>Layer 4 (2-direction) = ϕ c mm</p> <p>Shear Reinforcement:</p> <p>Shear Reinforcement = ϕ c c c</p> <p>Crack width data:</p>	<p>Design loads:</p> <p>N1 = kN</p> <p>N2 = kN</p> <p>N12 = kN</p> <p>M1 = -7.32816 kNm</p> <p>M2 = kNm</p> <p>M12 = kNm</p> <p>V1 = 16.14187 kN</p> <p>V2 = kN</p> <p>Load definitions:</p> <p>1-direction (angle = 0):</p> <p>2-direction (angle = 90):</p> <p>Project: 10101 Project Part: Section 101 Responsible: JSP Date: 01.01.2000 Checked sign: BSN</p>

Page 1 of 2

ShellDesignConcrete : 4.4.2/160310 , run date 20170105 , time 13:03

SECTION RESPONSE	SECTION STRAINS
<p>Design results:</p> <p>Crack widths [mm]:</p> <p>Top face (angle = 0.0): 0.317</p> <p>Crack widths UR:</p> <p>Top face (angle = 0.0): 0.881</p>	<p>Strain 1-dir:</p> <p>Strain 2-dir:</p>

Page 2 of 2

Håndregning, B=1.5m, L=6.20m, ULS

	A	B	C	D	E	F	G
1							
2							
3	h	88.8	mm	tv.ersnittshøyde			
4	∅	8	mm	armeringsdiameter			
5	cc	100	mm				
6	As	503	mm ² /m	tv.sn.areal hoverarmering			
7	d_inf	44.4	mm	statisk høyde for støttemoment			
8	d_sup	44.4	mm	statisk høyde for feltmoment			
9	c	30	mm	minimumsoverdekning			
10	c act.	30	mm	effektiv betongoverdekning ved sentrisk arm.nett			
11		OK					
12							
13	f_sd	435	MPa	dimensjonerende arm.fasthet			
14	f_cd	19	MPa	dimensjonerende betongfasthet			
15	E_s	210000	MPa				
16	eps_cu	0.00350					
17	eps_su	0.00207					
18	x/d max	0.63		kriterium for sprødbrud			
19							
20							
21	Kapasitetskontroll for støttemoment			Kapasitetskontroll for feltmoment			
22	M	7.33	kNm	M	7.33	kNm	
23	F_sd	219	kN/m	F_sd	219	kN/m	
24	F_cd	219	kN/m	F_cd	219	kN/m	
25							
26	x faktor	0.8		x faktor	0.8		
27	x	15	mm	x	15	mm	
28	d_inf	44.4	mm	d_sup	44.4	mm	
29	x_max	28	mm	x_max	28	mm	
30	Sprødbrudd	0.52		Sprødbrudd	0.52		
31	z	39	mm	z	39	mm	
32	M_Rd	8.4	kNm/m	M_Rd	8.4	kNm/m	
33	UR	0.87		UR	0.87		
34							