

## Vedleggsliste

Vedlegg A – Fra kapittel 1 og 3 .....	1
Vedlegg A1 - Tilstandsvurdering betongkvalitet.....	1
Vedlegg A2 – Snølastrappport fra OS-prog.....	2
Eksisterende konstruksjon .....	2
Bassengdel .....	3
Påbygg.....	4
Vedlegg A3 – Kontroll av turbulensøkning .....	5
Vedlegg A4 – Vindlastrappport fra OS-prog .....	8
Vedlegg A5 – Tabell NA.4(902) .....	12
Vedlegg A6 – Tabell NA.3.1.....	13
Vedlegg A7 – Plantegninger fra Revit-modell.....	14
Vedlegg A8 - Jordskjelvanalyse utelatelsesk kontroll.....	15
Vedlegg B - kapittel 4 .....	16
Vedlegg B1 – Rystelser .....	16
Vedlegg B2 – Nedbøyning av IPE-bjelke .....	20
Vedlegg B3 - Nedbøyning av fagverk.....	21
Vedlegg B4 – Aktuelle MN-diagrammer .....	25
Vedlegg B5 - Armering søyle S2.....	27
Vedlegg B6 - Armering søyle S5.....	32
Vedlegg B7 - Armering søyle S1.....	37
Vedlegg B8 – Armering søyle som fagverk hviler på .....	41
Vedlegg B9 - Armeringstegning søyle S5, 350x350 .....	47
Vedlegg B10 - Armeringstegning søyle S1, 350x350 .....	48
Vedlegg B11 - Armeringstegning søyle S2, 300x400 .....	49
Vedlegg B12 – Armeringstegning for søyle som fagverk hviler på.....	50
Vedlegg C – Kapittel 5 .....	51
Vedlegg C1 – Skjevstillingslast .....	51
Vedlegg C2 – Skiver i påbyggsetasjer.....	52
Vedlegg C3 – Nødvendig stivhet .....	52
Vedlegg C4 – Knekking betongvegg.....	53
Vedlegg C5 - Vindkryss i stål .....	56
Vedlegg D – Kapittel 6.....	57
Vedlegg D1 – Trykk-kapasitet til eksisterende søyler .....	57
Vedlegg D2 - Last ned i søyler .....	58
Vedlegg D3 - Søyleutnyttelse i OS-prog.....	65
Søyle S1 1. etasje .....	65

Søyle S1 2. etasje .....	66
Søyle S2 kjeller .....	68
Søyle S2 1. etasje .....	69
Søyle S2 i 2. etasje.....	71
Søyle S5 kjeller .....	74
Søyle S5 1. etasje .....	75
Søyle S5 2. etasje .....	76
Vedlegg D4 – Kontroll av trykkapasitet og grunntrykk.....	78
Vedlegg D5 – Tilstandsvurdering Asplan Viak.....	82
Vedlegg D6 – Utklipp fra Sika CarboDUR.....	84
Vedlegg D7 - Resultat Sika CarboDur søyle S2.....	86
Vedlegg D8 - Teoretisk mulig forsterkning .....	86
Vedlegg D9 - Nødvendig U-profil .....	87
Vedlegg D10 – Kontroll av profil .....	89
Vedlegg D11 - Knekking mellom bolter .....	95
Vedlegg E – Kapittel 7 og 8 .....	97
Vedlegg E1 - Nedbøyning fagverk med tak av hulldekker .....	97
Vedlegg E2 – Last i søyler ved tak av hulldekke.....	101
Vedlegg E3 – My-verdi for brannkrav søyler .....	106
Vedlegg E4 – Brannteknisk vurdering av stålprofil.....	108
Vedlegg E5 – Utklipp fra Rockwool.....	116

## Vedlegg A – Fra kapittel 1 og 3

### Vedlegg A1 - Tilstandsvurdering betongkvalitet

Tabell 2: Angitte normalblandingsforhold for ulike betongkvaliteter i NS 427:1939 En beskrivelse av betongkvalitetene A-D fremgår av tabell 3. Det nevnes også at standarden åpner opp for bruk av sjøvann i betongen, i tilfeller hvor tilgangen på ferskvann var liten, iht. figur 1.

≥ A	Betong som er særlig utsatt for kjemisk angrep fra f.eks. sjøvann, aggressive gasser, syreholdige væsker etc./ Betong som på grunn av skiftende vannstand eller bølgeslag er særlig utsatt for frostvirkning/ Betong i damkonstruksjoner utsatt for ensidig vanntrykk, og ikke i innebygde vannrette beholdere
≥ B	Betong i ferskvann eller i svak sulfat-, syre- eller humusholdig grunn i innebygde, vannrette beholdere/ Konstruksjoner i fri luft som benyttes for alminnelig trafikk (kaidekker, brukonstruksjoner etc.
≥ C	Betong i konstruksjoner i fri luft som ikke er forsynt med effektiv og varig beskyttelse mot været
D	Øvrig

Tabell 3: Beskrivelse av de definerte betongkvalitetene fra tabell 1 (NS 427:1939)

§ 8: Vann  
Til blandingsvann brukes ferskvann som er fritt for forurensninger som kan angripe sementen eller armeringen — dog kan sjøvann tillates brukt hvor det er vanskelig adgang til ferskvann, unntagen når det brukes aneltesementer.  
*Løsningsforslag:* Sjøvann synes etter de erfaringer som er gjort ikke å ha skadelig virkning på betongen. Spørsmålet er dog ikke helt klart.

Figur 1: Utklipp av paragraf i NS 427:1939

Hvilken betongkvalitet som har blitt benyttet til konstruksjonene på Sentralbadet er ikke angitt på tilgjengelig tegningsgrunnlag, og må sees i sammenheng med NS 427:1939. Basert på beskrivelser i NS 427:1939 ville man forvente at betongen i bassengdelen var prosjektert med betongkvalitet A, utvendig betong med kvalitet C, og D for øvrige konstruksjoner. Observasjoner ved boring og meisling gir inntrykk av en betong, som sett i sammenheng med NS 427:1939, konservativt kan anslås å tilsvare B15-20-betong i dag.

For å få et noe mer presist estimat av fastheten til eksisterende betong, bør det utføres ikke-destruktive målinger med en Schmidt-hammer. De beste resultatene får man ved at det tas ut kjerneborprøver til påfølgende trykktesting.

#### Stålkvalitet

I NS 427:1939 fremgår det at betongkonstruksjoner i all hovedsak ble armeret med glattstål av typen St 37. Standarden angir en minste strekkfasthet på 370 MPa, og en flytegrense på minst 240 MPa.

Standarden ga også mulighet til å benytte et hardere stål av typen St 52 til trykkarmering, eller strekkarmering med tillatt forhøyede spenninger. Dette stålet har angitt en minste strekkfasthet på 500 MPa og en minste flytegrense på 350 MPa.

I forbindelse med meisling i vegger har det blitt frilagt armeringsjern av glattstål med diameter 8mm. Det antas at dette er av kvalitet St 37.

#### Betongoverdekning

I henhold til NS 427:1939 skal betongoverdekningen bestemmes etter verdier gitt i tabell 4. I tillegg åpner standarden opp for å øke betongoverdekningen i konstruksjoner som er særlig utsatt for armeringskorrosjon, som følger av eksponering for ulike typer væsker og gasser.

# Vedlegg A2 – Snølastrapport fra OS-prog

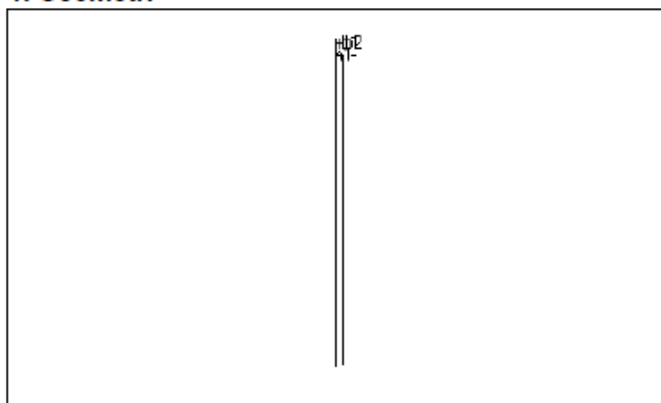
## Eksisterende konstruksjon

### Snølastberegning Sentralbadet

Titel Snølast for eksisterende konstruksjon			Side 1
Prosjekt Sentralbadet	Ordre	Sign	Dato 27-04-2021

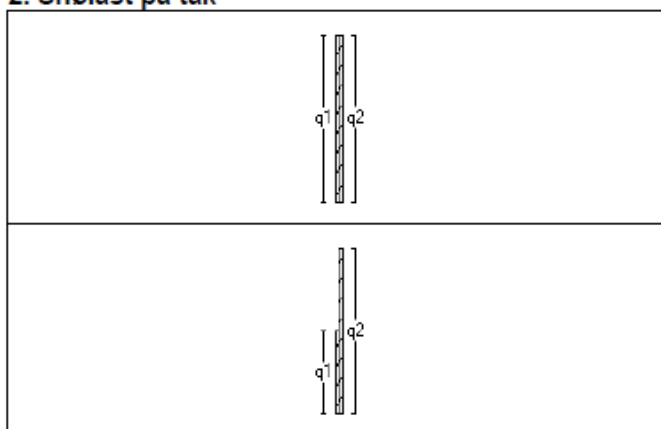
Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølast  
Data er lagret på fil: C:\Users\Ingri\OneDrive\Dokumenter\Bachelor\Beregninger  
eksisterende\Snølastberegning\_Sentralbadet\_eksisterende.sls

### 1. Geometri



$b_1$  10 mm  
 $b_2$  10 mm  
 $h_1$  2 mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.:1  
 $q_1$  1,60 kN/m<sup>2</sup>  
 $q_2$  1,60 kN/m<sup>2</sup>

Last nr.:2  
 $q_1$  0,80 kN/m<sup>2</sup>  
 $q_2$  1,60 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Nestet, sentrum
Byggets plassering (moh)	5 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	2 kN/m <sup>2</sup>

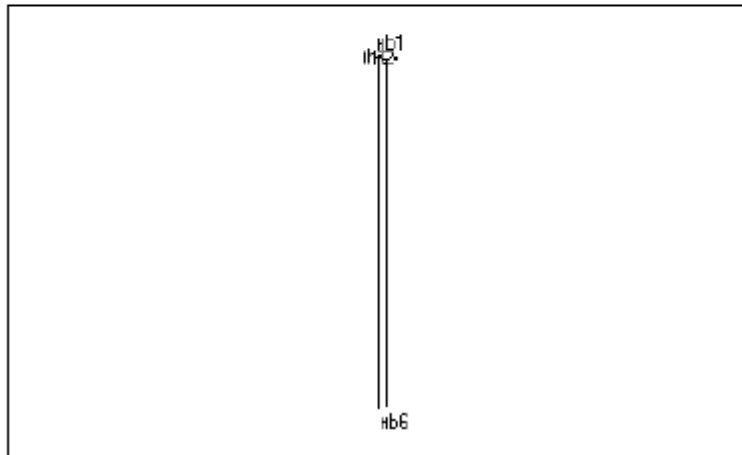
# Bassengdel

## Snølastberegning

Titel Snølast over bassengdel			Side 1
Prosjekt Sentralbadet	Ordre	Sign	Dato 24-04-2021

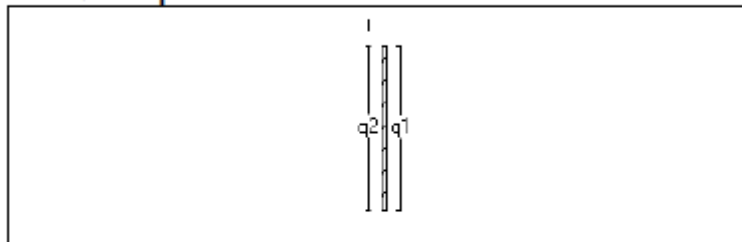
Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster  
Data er lagret på fil: C:\Users\Ingr\OneDrive\Dokumenter\Bachelor\Beregninger eksisterende\Snølast\_bassengdel\_rapport.sls

### 1. Geometri



$b_1$	22	mm
$h_1$	0	mm
$h_2$	15	mm
$b_6$	25	mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.: 1		
$q_1$	1,60	kN/m <sup>2</sup>
$q_2$	1,60	kN/m <sup>2</sup>

### 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Nøstet, sentrum
Byggets plassering (moh)	5 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	2 kN/m <sup>2</sup>

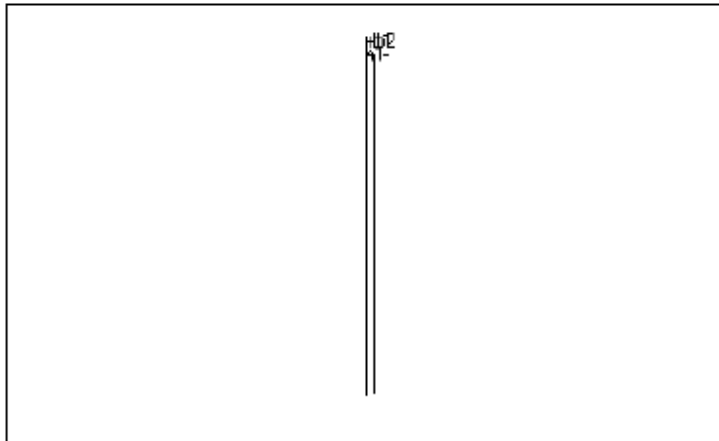
## Påbygg

### Snølastberegning Sentralbadet

Titel Snølast inkludert påbygg		Side 1	
Prosjekt Sentralbadet	Ordre	Sign	Date 13-04-2021

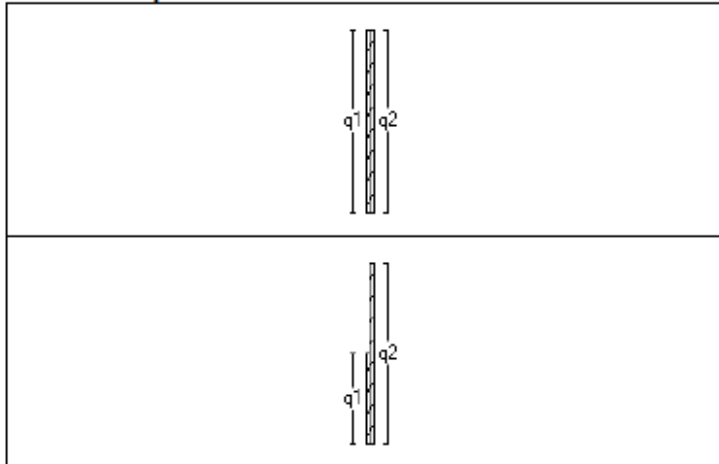
Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølast  
Data er lagret på fil: C:\Users\Ingri\OneDrive\Dokumenter\Bachelor\Beregninger eksisterende\Snølastberegning\_Sentralbadet\_påbygg.xls

### 1. Geometri



$b_1$  10 mm  
 $b_2$  10 mm  
 $h_1$  2 mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.:1  
 $q_1$  1,60 kN/m<sup>2</sup>  
 $q_2$  1,60 kN/m<sup>2</sup>

Last nr.:2  
 $q_1$  0,80 kN/m<sup>2</sup>  
 $q_2$  1,60 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	Nøstet, sentrum
Byggets plassering (moh)	5 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	2 kN/m <sup>2</sup>

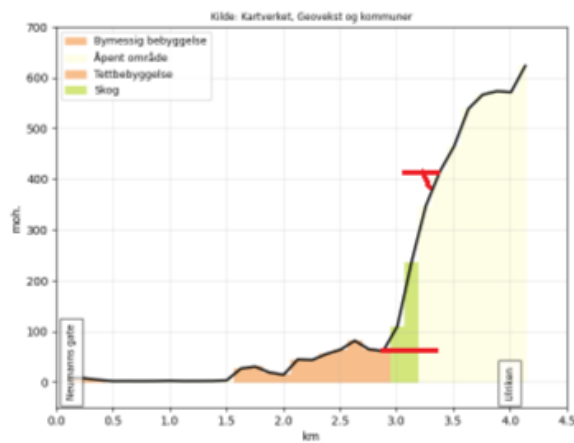
## Vedlegg A3 – Kontroll av turbulensøkning

### Turbulensøkning

Avstander samt utklipp er hentet fra Norgeskart.no

Definerer topp av fjellene der vinkel er større enn 30 grader.

### Ulriken



$$H := (410 - 70) \text{ m} = 340 \text{ m}$$

$$L_{fall} := 3350 \text{ m} - 2800 \text{ m} = 550 \text{ m}$$

$$\alpha := \arctan\left(\frac{H}{L_{fall}}\right) = 31.724 \text{ deg}$$

$$L_{ulriken} := 4.159 \text{ km}$$

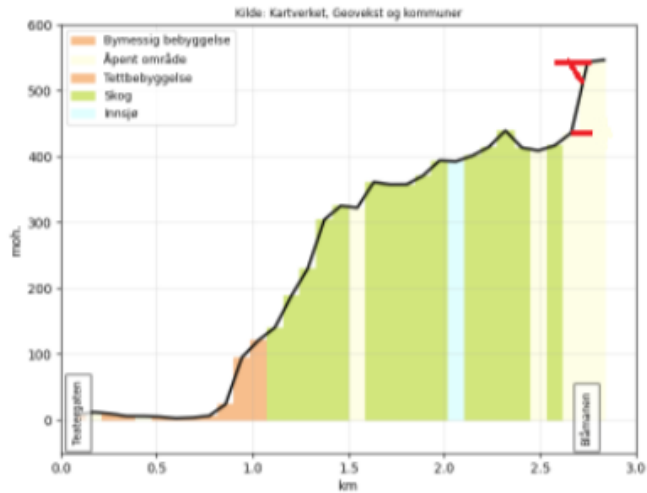
>

$$8 \cdot H = 2.72 \text{ km}$$

NA.4.3.3 (901.4)  
Figur NA.4(901.5)

Byggested er for langt unna til at turbulensøkning tas med i vindberegning.

## Blåmannen



$$H := 550 \text{ m} - 420 \text{ m} = 130 \text{ m}$$

$$L := 100 \text{ m}$$

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H}{L}\right) = 52.431 \text{ deg}$$

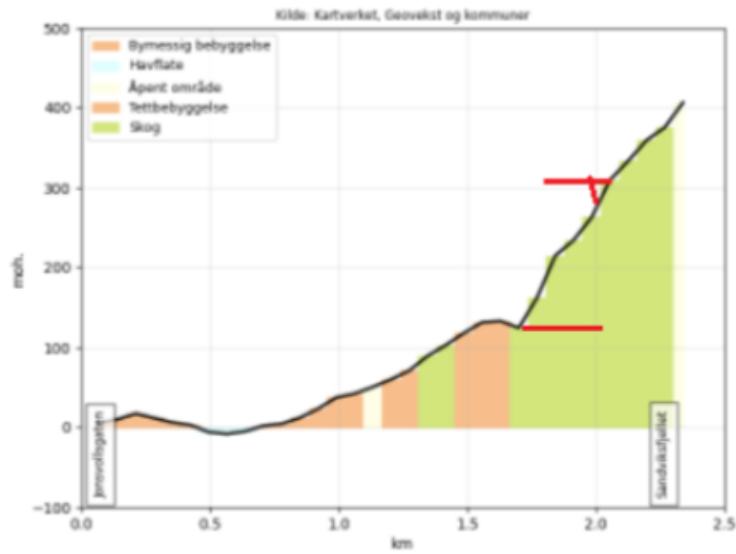
$$L_{\text{Blåmannen}} := 2.846 \text{ km} > 15 \cdot H = 1.95 \text{ km}$$

NA.4.3.3 (901.4)  
Figur NA.4(901.6)

Byggested er for langt unna til at turbulensøkning tas med i vindberegning.



## Sandviksfjellet



$$H := 300 \text{ m} - 120 \text{ m} = 180 \text{ m}$$

$$L := 2000 \text{ m} - 1700 \text{ m} = 300 \text{ m}$$

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H}{L}\right) = 30.964 \text{ deg}$$

$$L_{\text{Sandviksfjellet}} := 2.361 \text{ km}$$

>

$$8 \cdot H = 1.44 \text{ km}$$

NA.4.3.3 (901.4)  
Figur NA.4(901.5)

Byggested er for langt unna til at turbulensøkning tas med i vindberegning.

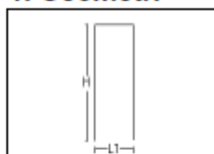
## Vedlegg A4 – Vindlastrapport fra OS-prog

### Vindlastberegning

Titel Vindlast Sentralbadet, påbygg		Side 1
Prosjekt Sentralbadet	Ordre	Sign Date 13-04-2021

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS  
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster  
Data er lagret på fil: C:\Users\Ingri\OneDrive\Dokumenter\Bachelor\Beregninger  
eksisterende\Vindlastberegning\_Sentralbadet\_påbygg.xls

### 1. Geometri



H 32400 mm  
L1 21500 mm

Byggets lengde, L2: 43500 mm  
Takvinkel : 0,00 (grader)

### Vertikalsnitt

### 2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s  
Byggested, høyde over havet (m): 5 Calt: 1  
Returperiode (år):50 Cprob: 1  
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året  
Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1  
Basisvindhastighet: 26 m/s  
Høyde Z over grunnivået: 32,8 m

#### BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori IV: Byområder der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Granskogområder.  
Terrengruhetsfaktoren  $K_t$ : 0,24 Ruhetslengden  $Z_o$  (m): 1  $Z_{min}$  (m): 16  $V_m$  (m/s): 21,78  $C_r$ : 0,84

#### OVERGANGSONE

Terrengruhetskategori I: Kystnær, opprørt sjo. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.  
Terrengruhetsfaktoren  $K_t$ : 0,17 Ruhetslengden  $Z_o$  (m): 0,01  $Z_{min}$  (m): 2  $V_m$  (m/s) : 35,78  $C_r$ : 1,38  
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring  $X_b$  (m): 1000  
Overgangsfaktor  $C_s(X_b)$ : 1,32  $V_m(z)$  : 28,7(lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor  $C_o(z)$ : 1 Turbulensfaktor  $K_i$ : 1

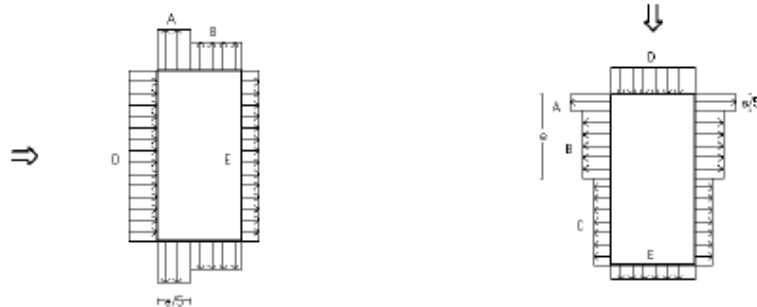
$V_{kast}$ : 41,82 m/s

$Q_{kast}$ : 1,093 kN/m<sup>2</sup>

Tittel <b>Vindlast Sentralbadet, påbygg</b>		Side <b>2</b>
Prosjekt Sentralbadet	Oppdr 	Sign Dato <b>13-04-2021</b>

### 3. Yttervegger

#### 3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader.  $e=43500$  mm

Vindretning 90 grader.  $e=21500$  mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,53
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,31	-0,87		0,87	-0,57
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,53
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,53	-1,20		1,09	-0,57
Utstrekning (mm)	8700	12800		43500	43500

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,77	-0,43
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,31	-0,87	-0,55	0,84	-0,47
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,43
Utvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-1,53	-1,20	-0,55	1,09	-0,47
Utstrekning (mm)	4300	17200	22000	21500	21500

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

#### 3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for  $u=0.2$  overtrykk og  $u=-0.3$  (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m <sup>2</sup> )	-0,33	0,22

Tittel <b>Vindlast Sentralbadet, påbygg</b>		Side 3	
Prosjekt Sentralbadet	Ordre	Sign	Dato 13-04-2021

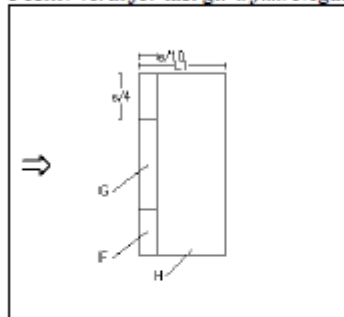
#### 4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=21500 mm L2=43500 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



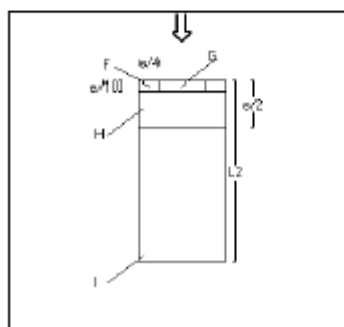
Utstrekning (mm)

e=43500

e/4=10875

e/10=4350

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1.80	-1.97	10875x4350
G	-1.20	-1.31	21750x4350
H	-0.70	-0.77	43500x17150



Utstrekning (mm)

e=21500

e/4=5375

e/10=2150

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1.80	-1.97	5375x2150
G	-1.20	-1.31	10750x2150
H	-0.70	-0.77	21500x8600
I	+/-0.20	+/-0.22	21500x32750

Titel Vindlast Sentralbadet, påbygg			Side 4
Prosjekt Sentralbadet	Ordre	Sign	Dato 13-04-2021

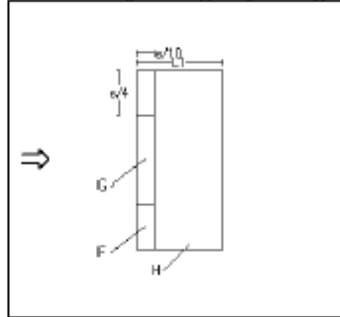
Taktype: Flatt tak

L1=21500 mm L2=43500 mm

$C_{pe,1}$  Gjelder for en lokal flate på 1m<sup>2</sup>. Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m<sup>2</sup> :  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



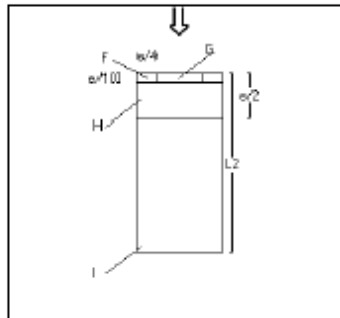
Utstrekning (mm)

e=43500

e/4=10875

e/10=4350

	$C_{pe,1}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	-2.50	-2.73	10875x4350
G	-2.00	-2.19	21750x4350
H	-1.20	-1.31	43500x17150



Utstrekning (mm)

e=21500

e/4=5375

e/10=2150

	$C_{pe,1}$	Last (kN/m <sup>2</sup> )	Hor.prosjeksjon(mm)
F	-2.50	-2.73	5375x2150
G	-2.00	-2.19	10750x2150
H	-1.20	-1.31	21500x8600
I	+/-0.20	+/-0.22	21500x32750

Vedlegg A5 – Tabell NA.4(902)

**Tabell NA.4(902) – Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse**

<b>Byggverk</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X <sup>1)</sup>
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer <sup>2)</sup>			X	(X)
Veg- og gangbruer <sup>2)</sup>		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Støttemurer med høyde lavere enn 3 m langs veger i klasse II <sup>3)</sup>	X	(X)		
Kulverter	X	(X)	(X)	
Landbruksbygg	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
<p><sup>1)</sup> For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.</p> <p>Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.</p> <p><sup>2)</sup> Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.</p> <p><sup>3)</sup> For støttemurer langs jernbane, støttemurer langs veger med høyde over 3 m og støttemurer langs viktige veger (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen</p>				

## Vedlegg A6 – Tabell NA.3.1

Tabell NA.3.1 – Grunntyper <sup>1)</sup>

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere <sup>2) 3)</sup>		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slag/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ( $PI > 40$ ) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
$S_2$	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller $S_1$ .			

<sup>1)</sup> Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

<sup>2)</sup> Valget av grunntype kan være basert på enten  $v_{s,30}$ ,  $N_{SPT}$  eller  $c_u$ .  $v_{s,30}$  anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

<sup>3)</sup> Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

Vedlegg A7 – Plantegninger fra Revit-modell





## Vedlegg A8 - Jordskjelvanalyse utelatelseskontroll

### Jordskjelvanalyse

Formler og verdier er hentet fra NS-EN 1998 Eurokode 8 "Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning"

Seismisk klasse: 3 [EC8-1 Tab.NA.4(902)]

$q := 1.5$  Konstruksjonsfaktor EC8-1

#### Unnlatelseskriterier

Krav 1) Seimisk klasse I eller lett konstruksjon av tre

Nei, går videre til neste krav.

2) Hvis  $a_g \cdot S < 0.05 \cdot g = 0.49 \text{ m/s}^2$  NA.3.2.1(5)P

Grunntype A (antatt fjell)  $S := 1$  Grunntype i tab.NA.3.1

$a_g := 0.7 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  NORSAR "Oppdaterte seismiske sonekart" [6.5.2]

$a_g \cdot S = 0.7 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > 0.05 \cdot 9.81 = 0.491$  Ikke oppfylt, må regne videre

3) Hvis  $S_d(T) < 0.05 \cdot g = 0.49 \text{ m/s}^2$  NA.3.2.1(5)

$T_B := 0.1$   $T_C := 0.2$   $T_D := 1.7$  Tabell NA.3.3

Finner egensvigningsperiode

$H := 3.3 + 3.9 \cdot 2 + 4.7 + 3.8 \cdot 4 = 31$  Byggets høyde

$C_T := 0.05$  [4.3.3.2.2]

$T_1 := C_T \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.657$   $T_C \leq T \leq T_D$  [4.3.3.2.2] (4.6)

$S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_1} = 0.355 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  NA.3.2.1 (5)P

$S_d(T_1) = 0.355 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0.05 \cdot 9.81 = 0.491$  Videre påvisning av seismiske laster er ikke nødvendig

# Vedlegg B - kapittel 4

## Vedlegg B1 – Rystelser

Kontroll

Ny beregning

### Konstruksjonsdata

**System** Fritt opplagt bjelke

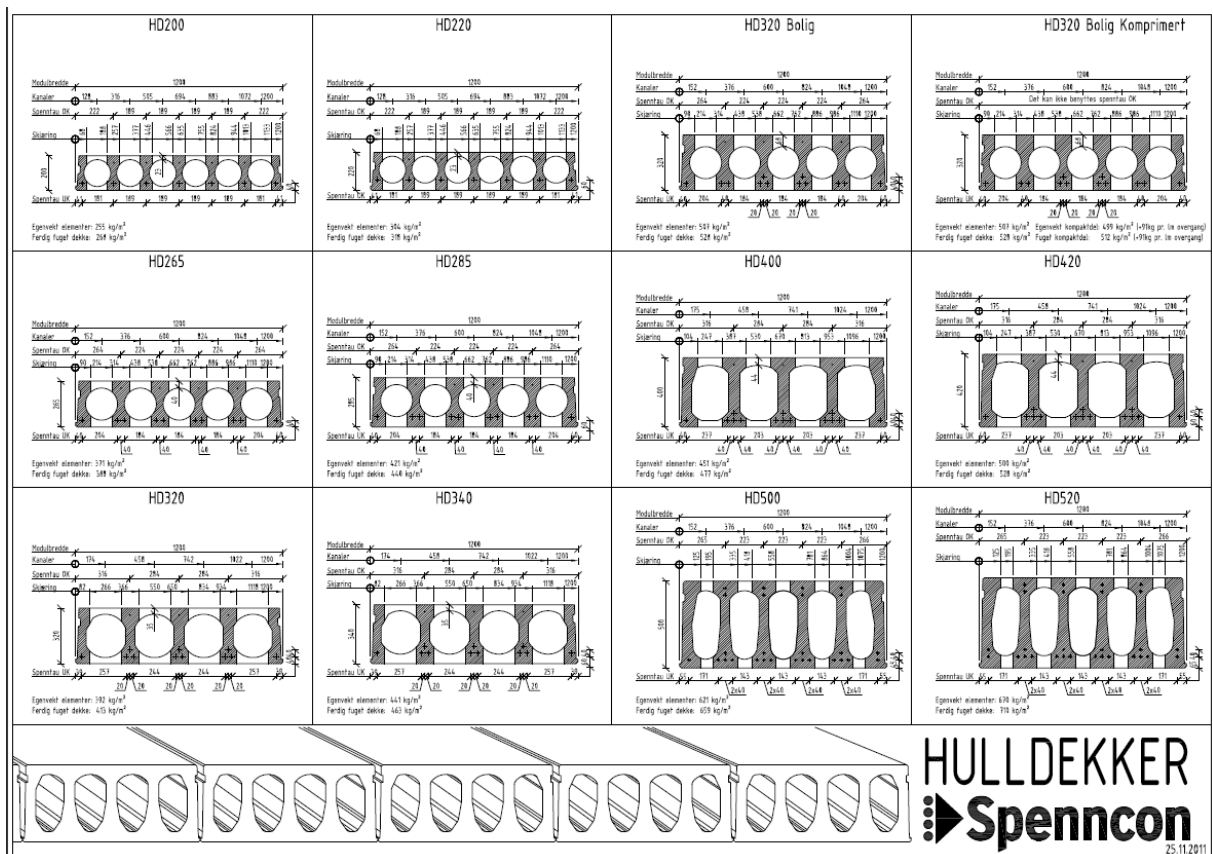
### Geometri

Spennvidde	L	10,000	[m]
Spennvidde (kort)	Ls	0,000	[m]
Bredde	b	1200,000	[m]
Tykkelse	h	265,000	[m]
Tverrsnittsareal	A	1,75E+05	[mm <sup>2</sup> ]
Arealtreghetsmoment	I	1,52E+08	[mm <sup>4</sup> ]

### Materialer

Betong	Type	B35	
E-modul	E	27602	[N/mm <sup>2</sup> ]
Densitet	γ	2400	[kg/m <sup>3</sup> ]

Utklipp fra Betongelementforeningens regneark «Svingninger av betongelementer».



Egenvekt av hulldekker hentet fra Spenncon

# Huldekker

## Resonansfrekvens huldekker

Huldekke HD265

*Tverrsnittsdata*

$$l := 10 \text{ m} \quad b := 1.2 \text{ m}$$

$$A_{HD} := 174800 \text{ mm}^2 \quad I := 1.52 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Hentet fra Betongelementforeningens excel-ark

$$\gamma := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

for uarmert betong (BF. 471.031)

$$E := 27602 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Dynamisk E-modul B35 fra Betongelementforeningens excel-ark

$$g_{diverse} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{1}{g}$$

Antatt vekt av lettvegger, tekniske føringer og summing

$$m := A_{HD} \cdot \gamma + g_{diverse} \cdot 1.2 \text{ m} = 541.886 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

### **Frekvens**

$$F_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{E \cdot \frac{I}{m}} = 4.371 \text{ Hz}$$

Betongelementforeningen,  
Betongelementboken bind C [1.4.1], 2020

## Rystelser på deltabjelkene D26-400

$$l_{bjelke} := 7 \text{ m}$$

$$A_{bjelke} := 0.027 \text{ m}^2$$

Regnet ut tidligere

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

NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]

$$E_{betong} := 25000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

BF 471.031

Regner ut 2. arealmoment ut fra tverrsnitt, data hentet fra Peikko.no

$$d_2 := 20 \text{ mm} \quad h := 265 \text{ mm} \quad B := 660 \text{ mm} \quad b_1 := 130 \text{ mm} \quad b_2 := 245 \text{ mm}$$

$$t := 10 \text{ mm} \quad \emptyset := 150 \text{ mm} \quad b := 400 \text{ mm}$$

$$x := \frac{(b-b_2)}{2} = 77.5 \text{ mm} \quad S := \sqrt{x^2 + h^2} = 276.1 \text{ mm} \quad \text{skrålengde av stegstaver}$$

$$z_1 := \frac{d_2}{2} \quad z_2 := \frac{h}{2} + d_2 = 152.5 \text{ mm} \quad z_3 := d_2 + h - \frac{d_2}{2}$$

$$A_1 := d_2 \cdot B \quad A_2 := S \cdot t \quad A_3 := b_2 \cdot d_2$$

$$Z_0 := \frac{(A_1 \cdot z_1 + 2 \cdot A_2 \cdot z_2 + A_3 \cdot z_3)}{A_1 + A_2 + A_3} = 111.289 \text{ mm} \quad \text{Tyngdepunkt}$$

$$I_1 := \left( \frac{1}{12} \cdot B \cdot d_2^3 + B \cdot d_2 \cdot (Z_0 - z_1)^2 \right) \quad I_2 := 2 \cdot \left( \frac{1}{12} \cdot t \cdot (S + \emptyset)^3 + t \cdot (S + \emptyset) \cdot (z_2 - Z_0)^2 \right)$$

$$I_3 := \frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot d_2^3 + b_2 \cdot d_2 \cdot (Z_0 - z_3)^2$$

$$I_{stl} := I_1 + I_2 + I_3 = (4.108 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{betong} := \frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot h^3 + 2 \cdot \frac{1}{36} \cdot \left( \frac{(b-b_2)}{2} \right) \cdot h^3 = (4.601 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{bjelke} := I_{stl} + I_{betong} = (8.708 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$A_{betong} := b_2 \cdot h + x \cdot h = 0.085 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{bjelke} := 7.8 \cdot 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

BF. 471.031 (25)

$$\gamma_{betong} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$m_{bjelke} := \left( A_{bjelke} \cdot \gamma_{bjelke} + \frac{A_{betong} \cdot \gamma_{betong}}{g} \right) = 428.469 \frac{kg}{m}$$

Bjalkens egenvekt

$$m_{HD265} := 388 \frac{kg}{m^2}$$

Last av HD260, fra Spenncon (2011)

$$m_{pfort} := (m_{HD265} + g_{diverse}) \cdot l = (4.9 \cdot 10^3) \frac{kg}{m}$$

Påført last

$$m_{total} := m_{bjelke} + m_{pfort} = (5.328 \cdot 10^3) \frac{kg}{m}$$

### **Frekvens**

$$F_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l_{bjelke}^2} \cdot \sqrt{(E_{stl} \cdot I_{bjelke}) \cdot \frac{1}{m_{total}}} = 5.939 \text{ Hz}$$

Betongelementforeningen,  
Betongelementboken bind C  
[1.4.1], 2020

## Vedlegg B2 – Nedbøyning av IPE-bjelke

### Nedbøyning av IPE-bjelke

$\gamma_g := 1.2$	$\gamma_p := 1.5$	Lastfaktorer bruddgrense	NS-EN 1991 [A1.2.1(2)]
$g := 1 \frac{kN}{m^2}$			Antatt egenvekt fasade
$h := 3.8 \text{ m}$			Etasjehøyde
$q := g \cdot h \cdot \gamma_g = 4.56 \frac{kN}{m}$			Jevnt fordelt last
$L := 5 \text{ m}$			Spennlengde
$E := 210000 \frac{N}{mm^2}$			E-modul stål, NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]
$I := 38.9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$		"Stålkonstruksjoner - profiler og formler" (2017) Tabell 1.1	
$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = 4.543 \text{ mm}$		Nedbøyning av bjelken av fasadens egenvekt	

IPE240 overholder krav til nedbøyning på 9 mm.

## Vedlegg B3 - Nedbøyning av fagverk

### Nødvendig stivhet av fagverk

$$L_b := 10 \text{ m} \quad \text{Lastbredde}$$

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kontorareal, NS-EN 1991, tabell NA.1.1}$$

$$g_{HD320} := 392 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot g \quad \text{Egenvekt HD320 (Betongelementhåndboken)}$$

$$g_{tp} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt TP-tak, byggforsk 471.031 punkt 43.}$$

$$g_{kdiv} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \begin{array}{l} \text{Egenvekt lettvegger, teknisk osv.} \\ \text{Tetthet stål Byggforsk 471.031} \end{array}$$

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tetthet betong, Byggforsk 421.031 (21)}$$

$$A_{IPE} := 11.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad g_{IPE} := \rho_s \cdot A_{IPE} = 0.893 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{Last av IPE-bjelke}$$

$$A_s := 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \quad n_s := 8 \quad \text{Areal og antall for søyler inni bygg}$$

$$g_s := \rho_b \cdot A_s \cdot 3.8 \text{ m} \cdot n_s \cdot 3 = 364.8 \text{ kN} \quad \text{Egenlast av søyler}$$

Beregner egenlast som går ned i hver søyle, som står i midtre søylerad. Disse lastene blir tatt som punktlast under beregning av nedbøyning. Dekke som ligger over fagverk regnes jevnt fordelt.

$$A_{last} := 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} = 70 \text{ m}^2 \quad \text{Areal av last over en søyle}$$

$$\psi_g := 1.0 \quad \psi_p := 0.3 \quad \text{Kontrolleres i "ofte forekommende" tilstand NS-EN 1990 [NA.A1.1]}$$

$$p := p_k \cdot \psi_p = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{nedbøyning} := (2 \cdot (g_{kdiv} + g_{HD320}) + g_{tp}) \cdot \psi_g = 10.388 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_p := g_{nedbøyning} \cdot A_{last} + g_{IPE} \cdot L_b + g_s = (1.101 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{p2} := g_{nedbøyning} \cdot \frac{A_{last}}{2} + g_{IPE} \cdot L_b + g_s$$

$$G_{dekke} := (g_{HD320}) \cdot 10 \text{ m} = 38.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_f := 43.5 \text{ m} \quad \text{Lengde fagverk spenner over}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modul stål, NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]}$$

$K := 25 \text{ mm}$

Maksimal nedbøyning

Søylene regnes som punktlaster og dekket som jevnt fordelt last.

Formler for nedbøyning hentes fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formler" (tabell 3.1)

$$I_{\text{dekke}} := \frac{5}{384} \cdot G_{\text{dekke}} \cdot \frac{L_f^4}{E \cdot K} = (4.213 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Stivhet for å tåle dekket.

Stivhet for å tåle betongsøyler:

To søyler står 1 meter ut, en på hver side

$$a_1 := 1 \text{ m} \quad \alpha_1 := \frac{a_1}{L_f} = 0.023$$
$$I_1 := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} \cdot (3 \cdot \alpha_1 - 4 \cdot \alpha_1^3) = (3.32 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

To søyler står 4.5 meter ut, en på hver side

$$a_2 := 4.5 \text{ m} \quad \alpha_2 := \frac{a_2}{L_f}$$
$$I_2 := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - 4 \cdot \alpha_2^3) = (2.2 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

To søyler 11.5 meter ut, en på hver side

$$a_3 := 11.5 \text{ m} \quad \alpha_3 := \frac{a_3}{L_f}$$
$$I_3 := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} \cdot (3 \cdot \alpha_3 - 4 \cdot \alpha_3^3) = (5.173 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

To søyler 18.5 meter ut, en på hver side

$$a_4 := 18.5 \text{ m} \quad \alpha_4 := \frac{a_4}{L_f}$$
$$I_4 := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} \cdot (3 \cdot \alpha_4 - 4 \cdot \alpha_4^3) = (6.963 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

**Total nødvendig stivhet**

$$I_{\text{total}} := I_{\text{dekke}} + I_1 + I_2 + I_3 + I_4 = (1.888 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Total nødvendig stivhet

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

NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]

$$EI := I_{\text{total}} \cdot E_{\text{stl}} = (3.965 \cdot 10^{17}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$



## Nedbøyning av egenlast

Regner søylene som punktlaster og dekket som jevnt fordelt last.

Formler for nedbøyning fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formler" (tabell 3.1)

$$A_{HUP} := 189 \text{ cm}^2$$

Hentet fra Norsk Stål

$$I := 2 \cdot A_{HUP} \cdot 2 \cdot \left( \frac{3.8 \text{ m}}{2} \right)^2 = (2.729 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Stivhet HUP 350x350x14.2

Regner søylene som punktlaster og dekket over som jevnt fordelt last

### Nedbøyning av dekke.

$$\delta_{dekke} := \frac{5}{384} \cdot G_{dekke} \cdot \frac{L_f^4}{E \cdot I} = 0.031 \text{ m}$$

To yttersøyler er 1m fra fagverkets opplager, en på hver side

$$a_1 := 1 \text{ m} \quad \alpha_1 := \frac{a_1}{L_f} = 0.023$$
$$\delta_{punkt1} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_{p2} \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_1 - 4 \cdot \alpha_1^3) = 3.041 \text{ mm}$$

To søyler står 4.5 meter fra fagverkets opplager, en på hver side

$$a_2 := 4.5 \text{ m} \quad \alpha_2 := \frac{a_2}{L_f}$$
$$\delta_{punkt2} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - 4 \cdot \alpha_2^3) = 0.02 \text{ m}$$

To søyler står 11.5 meter fra fagverkets opplager, en på hver side

$$a_3 := 11.5 \text{ m} \quad \alpha_3 := \frac{a_3}{L_f}$$
$$\delta_{punkt3} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_3 - 4 \cdot \alpha_3^3) = 0.047 \text{ m}$$

To søyler står 18.5 meter fra fagverkets opplager, en på hver side

$$a_4 := 18.5 \text{ m} \quad \alpha_4 := \frac{a_4}{L_f}$$
$$\delta_{punkt4} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_4 - 4 \cdot \alpha_4^3) = 0.064 \text{ m}$$

### Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{dekke} + \delta_{punkt1} + \delta_{punkt2} + \delta_{punkt3} + \delta_{punkt4} = 165.634 \text{ mm}$$

Total nedbøyning av egenlast = overhøyde

## Nedbøyning ved HUP350x350x14.2

Nedbøyning av dekke.

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot p \cdot 10 \text{ m} \cdot \frac{L_f^4}{E \cdot I} = 7.321 \text{ mm}$$

To søyler står 1 meter ut, en på hver side

$$a_1 := 1 \text{ m} \quad \alpha_1 := \frac{a_1}{L_f} = 0.023$$
$$\delta_{\text{punkt1}} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P_2 \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_1 - 4 \cdot \alpha_1^3) = 0.26 \text{ mm}$$

To søyler står 4.5 meter ut, en på hver side

$$a_2 := 4.5 \text{ m} \quad \alpha_2 := \frac{a_2}{L_f}$$
$$\delta_{\text{punkt2}} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - 4 \cdot \alpha_2^3) = 2.307 \text{ mm}$$

To søyler står 11.5 meter fra fagverkets opplager, en på hver side

$$a_3 := 11.5 \text{ m} \quad \alpha_3 := \frac{a_3}{L_f}$$
$$\delta_{\text{punkt3}} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_3 - 4 \cdot \alpha_3^3) = 5.423 \text{ mm}$$

To søyler står 18.5 meter fra fagverkets opplager, en på hver side

$$a_4 := 18.5 \text{ m} \quad \alpha_4 := \frac{a_4}{L_f}$$
$$\delta_{\text{punkt4}} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_4 - 4 \cdot \alpha_4^3) = 7.3 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{p\_total} := \delta + \delta_{\text{punkt1}} + \delta_{\text{punkt2}} + \delta_{\text{punkt3}} + \delta_{\text{punkt4}} = 22.611 \text{ mm}$$

$$A_{\text{nødvendig}} := \frac{I_{p\_total}}{2 \cdot 2 \cdot \left(\frac{3.8 \text{ m}}{2}\right)^2} = (1.709 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Nødvendig areal på profil for å overholde krav

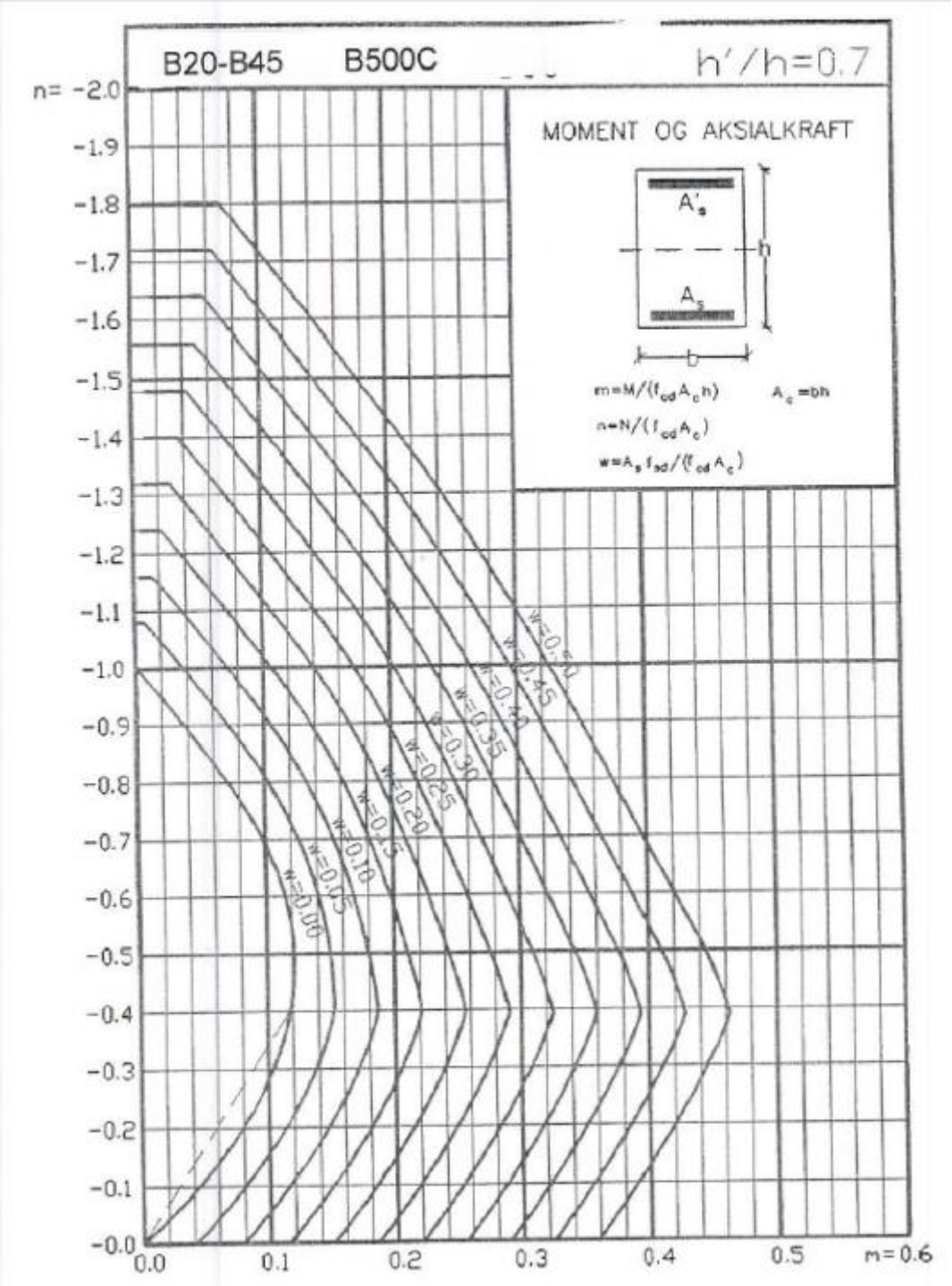
$$EI := I_{p\_total} \cdot E = (5.184 \cdot 10^{16}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

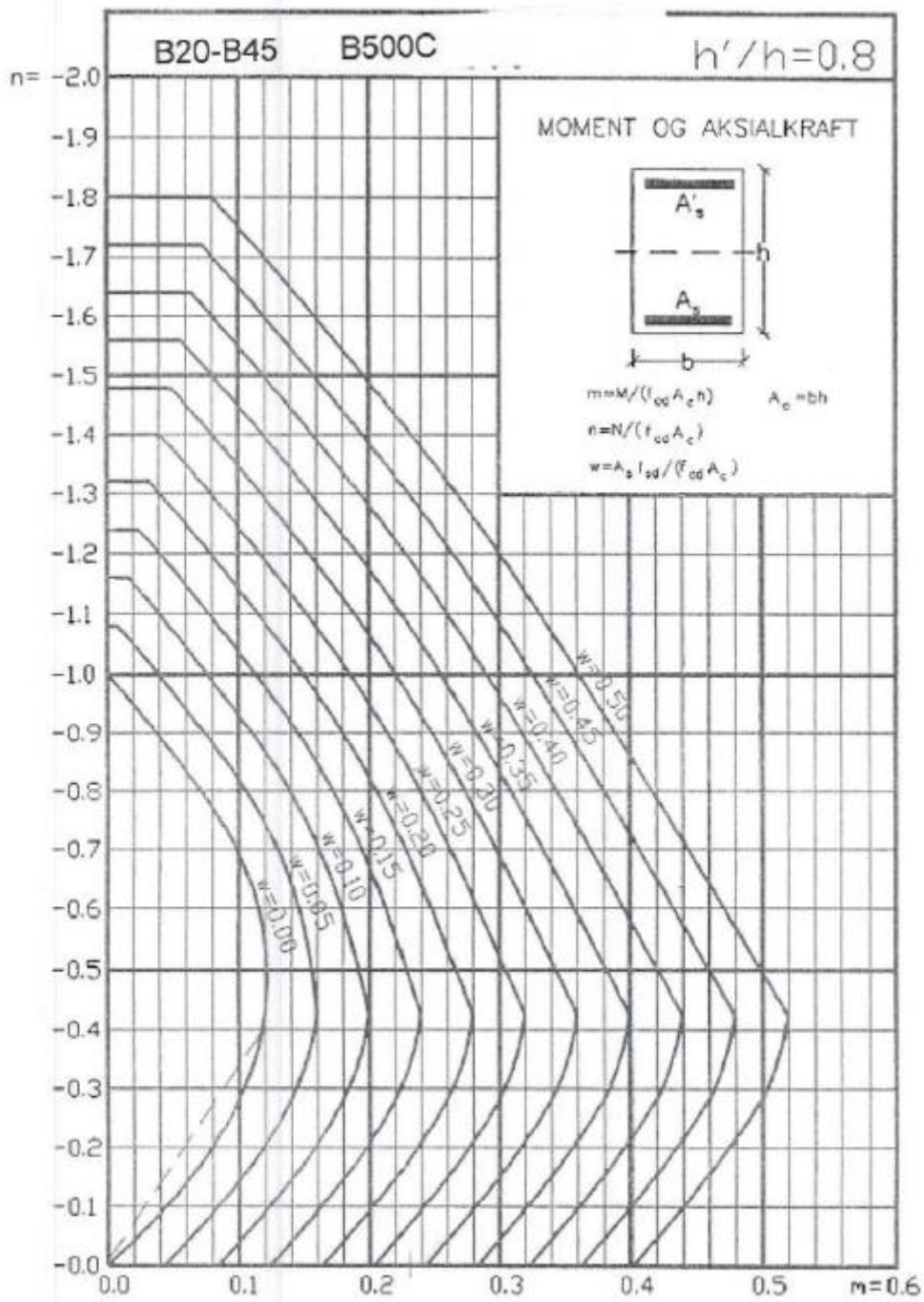
Generell nødvendig stivhet

$$EI := I \cdot E = (5.731 \cdot 10^{16}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Stivhet av benyttet profil

Vedlegg B4 – Aktuelle MN-diagrammer





## Vedlegg B5 - Armering søyle S2

### Armering for nye søyler

Verdier og formler er hentet fra NS-EN 1992-1-1 "Prosjektering av betongkonstruksjoner"

Regner for rent trykk, ingen tverrlast.

### Armering søyle S2

$$N_{Ed} := 1990 \text{ kN}$$

$$\text{Knekkengde} \quad \kappa := 1$$

$$L_0 := 3.8 \text{ m} \quad L_{ky} := L_0 \cdot \kappa = 3.8 \text{ m} \quad L_{kz} := L_{ky} = 3.8 \text{ m} \quad L := L_{ky} \quad \text{Fig 5.7}$$

#### Generell data

Ønsker å bruke betongkvalitet B35

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad (3.15) \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{tab. 2.1.N} \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{B35, tab. 3.1}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tab 3.1 [3.2.6 (1)]}$$

Armering B500NC  $\gamma_s := 1.15$  tabell 2.1N

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad [3.2.2 (3)] \quad \text{Fig. 3.8}$$

Ønsker å bruke 300x400 mm tverrsnitt

$$h := 300 \text{ mm} \quad b := 400 \text{ mm} \quad A_c := b \cdot h$$

$$\sigma_b := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 16.583 \text{ MPa} < f_{cd} = 19.833 \text{ MPa} \quad \text{Trykk-kapasitet OK}$$

Eksponeringsklasse XC1 for bygning med tørt innendørt miljø, 50 år (tabell 4.1)

$$C_{\text{min.dur}} := 15 \text{ mm} \quad \text{tabell 4.4N}$$

Prøver med bøyler Ø8 og hovedjern Ø20

$$\phi_b := 8 \text{ mm} \quad \phi_h := 20 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{\text{dev}} := 10 \text{ mm}$$

Overdekning hovedarmering:

$$C_{min,h} := \max(C_{min,dur}, \phi_h) = 20 \text{ mm} \quad C_h := C_{min,h} + \Delta C_{dev} = 30 \text{ mm}$$

Overdekning bølger:

$$C_{min,b} := \max(C_{min,dur}, \phi_b) = 15 \text{ mm} \quad C_b := C_{min,b} + \Delta C_{dev} = 25 \text{ mm}$$

$$c := \max(C_b, C_h) = 30 \text{ mm}$$

Beregner minimum armering

$$A_{s,min1} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ytd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ytd}}\right) = (1.095 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NA 9.12N}$$

$$A_{s,min2} := 0.01 \cdot A_c = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NA.9.5.2 (2)}$$

Må minst armere for  $A_{s,min}$

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.08 \cdot A_c = (9.6 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Største armeringsareal}$$

Prøver med  $\emptyset 20$  i hvert hjørne  $\phi_h := 20 \text{ mm}$

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$M_{0Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm} \quad e_{min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

$$e := \max(e_0, e_{min}) = 20 \text{ mm}$$

$$h' := h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - \phi_h = 204 \text{ mm}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.836 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

## Sjekker om søylen er slank

Søylen er kvadratisk med lik armering for begge akser. Utregningen gjelder derfor for begge aksene.

$$i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 86.603 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L}{i} = 43.879 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.23 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

$$k_a := 3 \cdot \left( \frac{h'}{h} \right) = 2.04 \quad \lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 28.832 \quad 5.8.3.1 (1)$$

$$\varphi_{ef} < 1.25 \quad \varphi_{ef} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1 \quad 5.13N \quad \text{NA.5.8.3.1 (1)}$$

$$\lambda_{lim} := A_\varphi \cdot 13 = 13 < \lambda_n = 28.832 \quad \text{NA.5.8.3.1 (1)}$$

Slank søyle. Må ta hensyn til 2. ordens effekter.

## 2. ordens effekter

$$E_s := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{E-modul stål, NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]}$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.232 \quad [5.8.8.3 (4)]$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.291 \quad (5.37)$$

$$d := \left( b - c - \phi_b - \frac{\phi_h}{2} \right) = 352 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.002 \quad r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d} = 0.013 \frac{1}{m} \quad [5.8.8.3 (1)]$$

$$n_u := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4 \quad K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.474$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 0.008 \frac{1}{m} \quad (5.34) \quad C := 10 \quad [5.8.8.2 (4)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L^2}{C} = 11.552 \text{ mm} \quad [5.8.8.2.(3)]$$

$$e_i := \frac{L}{400} = 9.5 \text{ mm} \quad [5.2 (7)]$$

$$e_1 := \max(e_i, e) = 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_1 + N_{Ed} \cdot e_2 = 62.789 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5.8.8.2 (5.31), (5.33)$$

$$m_y := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.088 \quad n = 0.836 \quad \frac{h'}{h} = 0.68 \quad w := 0.05$$

Leser av  $w$  fra  $m$ - $n$ -diagram. Det er flere diagrammer, og hvilket diagram som benyttes avhenger av forholdet mellom  $h'$  og  $h$ . En dividerer da  $h'$ , avstand mellom tyngdepunkt i armeringen, på tverrsnittets høyde  $h$ . Hvis forholdet ligger midt mellom to tall, kan gjennomsnittsverdi av tall fra hvert diagram benyttes.

$$A_s := \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 273.7 \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig armering}$$

Legger minimumsarmering

$$n_\phi := \frac{A_{s,min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2} = 3.82 \quad \text{Nødvendig antall jern}$$

$$A_{s,brukt} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Total brukt armering}$$

$$A_{s,brukt} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 > A_{s,min} = (1.2 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{s,brukt} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 < A_{s,max} = (9.6 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bruker 2Ø20 på hver side

### Sjekker om det er plass til 2Ø20

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

$$a_{h,krav} := \max(2 \cdot \phi_h, d_g + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm} \quad \text{minste avstand mellom stenger, NA 8.2 (2)}$$

$$a_h := (b - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - 2 \cdot \phi_h) = 284 \text{ mm} > a_{h,krav} = 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Ja, det er plass til 2 Ø20 på hver side



## Skjærarmering

Tar ikke hensyn til tverr-krefter, men legger likevel inn minimum skjærarmering.

$$\phi_{b,min1} := 6 \text{ mm} \quad [9.5.3(1)]$$

$$\phi_{b,min2} := \frac{\phi_h}{4} = 5 \text{ mm} \quad [9.5.3(1)]$$

$$\phi_{b,min} := \max(\phi_{b,min1}, \phi_{b,min2}) = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_b = 8 \text{ mm} > \phi_{b,min} = 6 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

## Bøyleavstand

$$S_{max,1} := 15 \cdot \phi_h = 300 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max,2} := b = 400 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max,3} := 400 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max} := \min(S_{max,1}, S_{max,2}, S_{max,3}) = 300 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Velger å bruke Ø8C300

$$n := \frac{L}{S_{max}} = 12.667 \quad \text{Antall bøyer i søylen}$$

Bruker armering Ø20 i hvert hjørne, og bøyer Ø8c300

## Vedlegg B6 - Armering søyle S5

### Armering søyle S5

$$N_{Ed} := 1990 \text{ kN} \quad \sigma_b := f_{cd}$$

Knekklenge  $\kappa := 1$

$$L_0 := 3.8 \text{ m} \quad L_{ky} := L_0 \cdot \kappa = 3.8 \text{ m} \quad L_{kz} := L_{ky} = 3.8 \text{ m} \quad L := L_{ky} \quad \text{Fig 5.7}$$

#### Generell data

Ønsker å bruke betongkvalitet B35

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad (3.15) \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{tab. 2.1.N} \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{B35, tab. 3.1}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tab 3.1 [3.2.6 (1)]}$$

Armering B500NC  $\gamma_s := 1.15$  tabell 2.1N

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ytd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad [3.2.2 (3)] \quad \text{Fig. 3.8}$$

Tverrsnitt med tilstrekkelig trykkfasthet

$$A := \frac{N_{Ed}}{\sigma_b} = 0.1 \text{ m} \cdot \text{m} \quad b_{for} := \sqrt[2]{A} = 316.759 \text{ mm}$$

Bruker tverrsnitt 350x350  $h := 350 \text{ mm} \quad b := 350 \text{ mm} \quad A_c := b \cdot h$

Eksponeringsklasse XC1 for bygning med tørt innendørt miljø, 50 år (tabell 4.1)

$$C_{min,dur} := 15 \text{ mm} \quad \text{tabell 4.4N}$$

Prøver med bøyler Ø8 og hovedjern Ø20  $\phi_b := 8 \text{ mm} \quad \phi_h := 20 \text{ mm}$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

Overdekning hovedarmering:

$$C_{\min,h} := \max(C_{\min,dur}, \phi_h) = 20 \text{ mm} \quad C_h := C_{\min,h} + \Delta C_{dev} = 30 \text{ mm}$$

Overdekning bøyer:

$$C_{\min,b} := \max(C_{\min,dur}, \phi_b) = 15 \text{ mm} \quad C_b := C_{\min,b} + \Delta C_{dev} = 25 \text{ mm}$$

$$c := \max(C_b, C_h) = 30 \text{ mm}$$

Beregner minimum armering

$$A_{s,\min1} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = (1.118 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NA 9.12N}$$

$$A_{s,\min2} := 0.01 \cdot A_c = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NA.9.5.2 (2)}$$

Må minst armere for  $A_{s,\min}$

$$A_{s,\min} := \max(A_{s,\min1}, A_{s,\min2}) = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\max} := 0.08 \cdot A_c = (9.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Største armeringsareal}$$

Prøver med 2Ø20 per side  $\phi_h := 20 \text{ mm}$

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$M_{0Ed} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e_0 := \frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm} \quad e_{\min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm}$$

$$e := \max(e_0, e_{\min}) = 20 \text{ mm}$$

$$h' := h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - \phi_h = 254 \text{ mm} \quad \frac{h'}{h} = 0.726$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.819 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

## Sjekker om søylen er slank

Søylen er kvadratisk med lik armering for begge akser. Utregningen gjelder derfor for begge aksene.

$$i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 101.036 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L}{i} = 37.61 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.225 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

$$k_a := 3 \cdot \left( \frac{h'}{h} \right) = 2.177 \quad \lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 24.195 \quad 5.8.3.1 (1)$$

$$\varphi_{ef} < 1.25 \quad \varphi_{ef} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1 \quad 5.13N \quad \text{NA.5.8.3.1 (1)}$$

$$\lambda_{lim} := A_\varphi \cdot 13 = 13 < \lambda_n = 24.195 \quad \text{NA.5.8.3.1 (1)}$$

Slank søyle. Må ta hensyn til 2. ordens effekter.

## 2. ordens effekter

$$E_s := 210000 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modul stål, NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]}$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.274 \quad [5.8.8.3 (4)]$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.343 \quad (5.37)$$

$$d := \left( b - c - \phi_b - \frac{\phi_h}{2} \right) = 302 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.002 \quad r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d} = 0.015 \frac{1}{\text{m}} \quad [5.8.8.3 (1)]$$

$$n_u := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4 \quad K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.492$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 0.01 \frac{1}{\text{m}} \quad (5.34) \quad C := 10 \quad [5.8.8.2 (4)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L^2}{C} = 14.533 \text{ mm} \quad [5.8.8.2.(3)]$$

$$e_i := \frac{L}{400} = 9.5 \text{ mm} \quad [5.2 (7)]$$

$$e_1 := \max(e_i, e) = 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_1 + N_{Ed} \cdot e_2 = 68.721 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5.8.8.2 (5.31), (5.33)$$

$$m_y := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.081 \quad n = 0.819 \quad \frac{h'}{h} = 0.726 \quad w = 0 \quad \text{mn-diagram}$$

$$A_s := \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ mm}^2$$

Legger inn for minimumsarmering

$$A_{s,min} = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad n_\phi := \frac{A_{s,min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2} = 3.899 \quad \text{Nødvendig antall stenger}$$

Legger 2Ø20 på hver side

$$A_{s,brukt} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{total brukt armering}$$

$$A_{s,brukt} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 > A_{s,min} = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{s,brukt} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 < A_{s,max} = (9.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Bruker 2Ø20 på hver side

### Sjekker om det er plass til 2Ø20

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

$$a_{h,kraav} := \max(2 \cdot \phi_h, d_g + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm} \quad \text{minste avstand mellom stenger, NA 8.2 (2)}$$

$$a_h := (b - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - 2 \cdot \phi_h) = 234 \text{ mm} > a_{h,kraav} = 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Ja, det er plass til 2 Ø20 på hver side

### Skjærarmering

Tar ikke hensyn til tverr-krefter, men legger likevel inn minimum skjærarmering.

$$\phi_{b.min1} := 6 \text{ mm} \quad [9.5.3(1)]$$

$$\phi_{b.min2} := \frac{\phi_h}{4} = 5 \text{ mm} \quad [9.5.3(1)]$$

$$\phi_{b.min} := \max(\phi_{b.min1}, \phi_{b.min2}) = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_b = 8 \text{ mm} > \phi_{b.min} = 6 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

### Bøyleavstand

$$S_{max.1} := 15 \cdot \phi_b = 300 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max.2} := b = 350 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max.3} := 400 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max} := \min(S_{max.1}, S_{max.2}, S_{max.3}) = 300 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Velger å bruke Ø8C300

$$n := \frac{L}{S_{max}} = 12.667 \quad \text{Antall bøyer i søylen}$$

Bruker armering Ø20 i hvert hjørne, og bøyer Ø8c300

## Vedlegg B7 - Armering søyle S1

### Armering søyle S1

$$N_{Ed} := 2263 \text{ kN}$$

Tverrsnitt med tilstrekkelig trykkfasthet

$$A := \frac{N_{Ed}}{\sigma_b} = 0.114 \text{ m} \cdot \text{m} \quad b_{for} := \sqrt[2]{A} = 337.788 \text{ mm}$$

$$\text{Velger tverrsnitt } 350 \times 350 \text{ mm} \quad b := 350 \text{ mm} \quad h := 350 \text{ mm} \quad A_c := b \cdot h$$

Eksponeringsklasse XC1 for bygning med tørt innendørs miljø, 50 år (tabell 4.1)

$$C_{min,dur} := 15 \text{ mm} \quad \text{tabell 4.4N}$$

$$\text{Prøver med bøyler } \emptyset 8 \text{ og hovedjern } \emptyset 20 \quad \phi_b := 8 \text{ mm} \quad \phi_h := 20 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

Overdekning hovedarmering:

$$C_{min,h} := \max(C_{min,dur}, \phi_b) = 20 \text{ mm} \quad C_h := C_{min,h} + \Delta C_{dev} = 30 \text{ mm}$$

Overdekning bøyler:

$$C_{min,b} := \max(C_{min,dur}, \phi_b) = 15 \text{ mm} \quad C_b := C_{min,b} + \Delta C_{dev} = 25 \text{ mm}$$

$$c := \max(C_h, C_b) = 30 \text{ mm}$$

### Beregner minimum armering

$$A_{s,min1} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = (1.118 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NA 9.12N}$$

$$A_{s,min2} := 0.01 \cdot A_c = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} := 0.08 \cdot A_c = (9.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Må minst armere for  $A_{s,min}$       Legger  $\emptyset 20$  i hvert hjørne

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$e_{\min} := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad e := 20 \text{ mm}$$

$$h' := h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - \phi_h = 0.254 \text{ m} \quad \frac{h'}{h} = 0.726 \quad n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.931$$

Sjekker om søylen er slank

$$i := \frac{h}{\sqrt[2]{12}} = 101.036 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L}{i} = 37.61 \quad (5.14)$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.225 \quad k_a := 3 \cdot \left(\frac{h'}{h}\right) = 2.177$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt[2]{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 25.801 \quad \text{NA.5.8.3.1(1)}$$

$$\varphi_{ef} < 1.25 \quad \varphi_{ef} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1 \quad 5.13N$$

$$\lambda_{\text{nlm}} := A_\varphi \cdot 13 = 13 < \lambda_n = 25.801$$

Slank søyle. Må ta hensyn til 2. ordens effekter.

## 2. ordens effekter

$$E_s := 210000 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modul stål, NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]}$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = 0.274 \quad [5.8.8.3 (4)]$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 1.343 \quad (5.37)$$

$$d := \left(b - c - \phi_b - \frac{\phi_h}{2}\right) = 302 \text{ mm}$$



$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.002 \quad r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d} = 0.015 \frac{1}{m} \quad [5.8.8.3 (1)]$$

$$n_u := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4 \quad K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.356 \quad [5.8.8.3 (1)]$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 0.007 \frac{1}{m} \quad C := 10 \quad [5.8.8.2 (4)]$$

(5.34)

$$e_2 := \frac{r \cdot L^2}{C} = 10.509 \text{ mm} \quad [5.8.8.3 (1)]$$

$$e_1 := \frac{L}{400} = 9.5 \text{ mm} \quad [5.2 (7)]$$

$$e_1 := \max(e_1, e_2) = 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_1 + N_{Ed} \cdot e_2 = 69.042 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.081 \quad n = 0.931 \quad \frac{h'}{h} = 0.726 \quad w := 0 \quad \text{mn-diagram}$$

$$A_s := \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ mm}^2$$

Legger inn for minimumsarmering

$$A_{s,min} = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad n_\phi := \frac{A_{s,min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2} = 3.899 \quad \text{Nødvendig antall stenger}$$

Legger 2Ø20 på hver side

$$A_{s,brukt} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{total brukt armering}$$

$$A_{s,brukt} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 > A_{s,min} = (1.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{s,brukt} = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 < A_{s,max} = (9.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Anbefaler 2Ø20 på hver side

### Sjekker om det er plass til 2Ø20

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

$$a_{h,krav} := \max(2 \cdot \phi_h, d_g + 5 \text{ mm}) = 40 \text{ mm} \quad \text{minste avstand mellom stenger, NA 8.2 (2)}$$

$$a_h := (b - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - 2 \cdot \phi_h) = 234 \text{ mm} \quad > \quad a_{h,krav} = 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Ja, det er plass til 2 Ø20 på hver side

Anbefalt endelig armering 2Ø20 på hver side. 4Ø20 til sammen.

### **Skjærarmering**

Tar ikke hensyn til tværr-krefter, men legger likevel inn minimum skjærarmering.

$$\phi_{b,min1} := 6 \text{ mm} \quad [9.5.3(1)]$$

$$\phi_{b,min2} := \frac{\phi_h}{4} = 5 \text{ mm} \quad [9.5.3(1)]$$

$$\phi_{b,min} := \max(\phi_{b,min1}, \phi_{b,min2}) = 6 \text{ mm}$$

$$\phi_b = 8 \text{ mm} \quad > \quad \phi_{b,min} = 6 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

### Bøyleavstand

$$S_{max,1} := 15 \cdot \phi_h = 300 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max,2} := b = 350 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max,3} := 400 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max} := \min(S_{max,1}, S_{max,2}, S_{max,3}) = 300 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Velger å bruke Ø8C300

$$n := \frac{L}{S_{max}} = 12.667 \quad \text{Antall bøyer i søylen}$$

Bruker armering Ø20 i hvert hjørne, og bøyer Ø8c300

## Vedlegg B8 – Armering søyle som fagverk hviler på

### Søyle som fagverk hviler på

#### Belastning

$\rho_b := 25 \frac{kN}{m^3}$	Egenvekt betong	Tetthet betong, Byggforsk 421.031 (21)
$\rho_s := 77 \frac{kN}{m^3}$	Egenvek stål	Byggforsk 471.031
$L := 43.5 \text{ m}$	Lengde av fagverk	$L_b := 10 \text{ m}$ Lastbredde
$g_{HD320} := 392 \frac{kg}{m^2} \cdot g$		Egenvekt HD320 (Betongelementhåndboken)
$g_{kdiv} := 1 \frac{kN}{m^2}$		Egenvekt lettvegger, teknisk osv.
$g_{tp} := 0.7 \frac{kN}{m^2}$		Egenvekt TP-tak, byggforsk 471.031 punkt 43.
$\gamma_g := 1.2$	$\gamma_p := 1.5$	$\gamma_s := 1.05$ NS-EN 1991 [A1.2.1(2)]
$A_{IPE} := 11.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	$g_{IPE} := \rho_s \cdot A_{IPE} = 0.893 \frac{1}{m} \cdot kN$	Last av IPE-bjelke
$g_v := 95 \text{ kN}$		Last av vegg, 200mm tykk
$A_s := 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}$	$n_s := 7$	Areal og antall for søyler inni bygg
$g_s := \rho_b \cdot A_s \cdot 3.8 \text{ m} \cdot n_s \cdot 3 = 319.2 \text{ kN}$		Egenlast av søyler
$p_k := 3 \frac{kN}{m^2}$		Nyttelast kontorareal NS-EN 1991, tabell NA.1.1
$s_k := 1.6 \frac{kN}{m^2}$	$S := s_k \cdot \gamma_s = 1.68 \frac{kN}{m^2}$	Snølast, regnet i OS-lastberegninger
$F_{gEd} := (g_v + g_{IPE} \cdot 5 \text{ m} + g_s) \cdot \gamma_g = 502.399 \text{ kN}$		
$g_{Ed} := ((g_{HD320} + g_{kdiv}) \cdot 3 + g_{tp}) \cdot L_b \cdot \gamma_g = 182.791 \frac{kN}{m}$		
$p_{Ed} := (p_k \cdot 3 \cdot \gamma_p + S) \cdot L_b = 151.8 \frac{kN}{m}$		$Q_{Ed} := g_{Ed} + p_{Ed} = 334.591 \frac{kN}{m}$
$F := Q_{Ed} \cdot \frac{L}{2} + \frac{F_{gEd}}{2} = (7.529 \cdot 10^3) \text{ kN}$		
Last ned i hver av de to søylene fagverket hviler på.		

## Dimensjonering av søyle

### Forhåndsdimensjonering

$$\sigma_{betong} := 19.8 \text{ MPa}$$

$$H_{n\ddot{o}dvendig} := \sqrt[2]{\frac{F}{\sigma_{betong}}} = 616.628 \text{ mm} \quad \text{Foreløpig høyde på tverrsnitt}$$

$$B_{n\ddot{o}dvendig} := H_{n\ddot{o}dvendig} = 616.628 \text{ mm} \quad \text{Kvadratisk tverrsnitt}$$

$$\sigma_{fjell} := 4000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Antatt spenning i fjell}$$

$$B_{fundament} := \sqrt[2]{\frac{F}{\sigma_{fjell}}} = 1.372 \text{ m} \quad \text{N\ddot{o}dvendig bredde av fundament}$$

$$\text{Kneklengde} \quad L_0 := 15.8 \text{ m}$$

$$L_{ky} := L_0 \cdot 1 \quad L_{kz} := L_{ky} \quad L := L_{ky}$$

### Generell data

Ønsker å bruke betongkvalitet B35

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad (3.15) \quad \gamma_c := 1.5 \quad \text{tab. 2.1.N} \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{B35, tab. 3.1}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tab 3.1 [3.2.6 (1)]}$$

Armering B500NC  $\gamma_s := 1.15$  tabell 2.1N

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad [3.2.2 (3)] \quad \text{Fig. 3.8}$$

Velger å bruke tverrsnitt 650x650 mm

$$h := 650 \text{ mm} \quad b := h \quad A_c := b \cdot h = (4.225 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Eksponeringsklasse XC3, 50 år

[4.2] Tabell 4.1

$$C_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

[4.4.1.2] Tabell 4.4N

Prøver med bøyer Ø12 og hovedjern Ø32

$$\phi_b := 12 \text{ mm}$$

$$\phi_h := 32 \text{ mm}$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm}$$

*Overdekning hovedarmering:*

$$C_{min.h} := \max(C_{min.dur}, \phi_b) = 32 \text{ mm}$$

$$C_h := C_{min.h} + \Delta C_{dev} = 42 \text{ mm}$$

[4.4.1.2]

*Overdekning bøyer:*

$$C_{min.b} := \max(C_{min.dur}, \phi_b) = 25 \text{ mm}$$

$$C_b := C_{min.b} + \Delta C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

[4.4.1.2]

Velger overdekning 35mm

$$c := \max(C_h, C_b) = 42 \text{ mm}$$

$$N_{Ed} := F$$

### Beregner minimum armering

$$A_{s.min1} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = (3.855 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{NA 9.12N}$$

$$A_{s.min2} := 0.01 \cdot A_c = (4.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

NA.9.5.2 (2)

Må minst armere for  $A_{s.min}$

$$A_{s.min} := \max(A_{s.min1}, A_{s.min2})$$

$$A_{s.max} := 0.08 \cdot A_c = (3.38 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Største armeringsareal

Prøver med Ø32, 5 på hver side.

$$\Sigma A_s := 10 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = (8.042 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$e_{min1} := \frac{h}{30} = 21.667 \text{ mm}$$

$$e_{min} := \max(e_{min1}, 20 \text{ mm}) = 21.667 \text{ mm}$$

$$e := e_{min}$$

$$h' := h - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - \phi_h = 0.51 \text{ m}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.785$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.898$$

[5.8.3.1 (1)]

## Sjekker om søylen er slank

Søylen er kvadratisk med lik armering for begge akser. Utregningen gjelder derfor for begge aksene.

$$i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 187.639 \text{ mm} \quad \lambda := \frac{L}{i} = 84.204 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot \Sigma A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = 0.417 \quad [5.8.3.1 (1)]$$

$$k_a := 3 \cdot \left( \frac{h'}{h} \right) = 2.354 \quad \lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 46.356$$

$$\varphi_{ef} < 1.25 \quad \varphi_{ef} := 1.25 \quad \text{Forenklet}$$

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 1 \quad 5.13N$$

$$e_i := \frac{L}{400} = 39.5 \text{ mm} \quad [5.2 (7)]$$

$$e_1 := \max(e_i, e) = 39.5 \text{ mm} \quad [6.1 (4)]$$

$$M_{01} := N_{Ed} \cdot e = 163.119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{02} := -N_{Ed} \cdot e_1 = -297.378 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad > \quad N_{Ed} \cdot \frac{h}{20} = 244.678 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$r_m := \frac{M_{01}}{M_{02}} = -0.549$$

$$\lambda_{nlim} := A_\varphi \cdot 13 \cdot (2 - r_m) = 33.131 \quad > \quad \lambda_n = 46.356 \quad \text{NA.5.8.3.1 (1)}$$

Slank søyle. Må ta hensyn til 2. ordens effekter.

## 2. ordens effekter

$$\text{Beregner } e2 \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modul stål}$$

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} = -0.036 \quad [5.8.8.3 (4)]$$

$$K_\varphi := 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} = 0.955 \quad (5.37)$$

$$d := \left( b - c - \phi_b - \frac{\phi_h}{2} \right) = 580 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.002 \quad r_0 := \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d} = 0.008 \frac{1}{m} \quad [5.8.8.3 (1)]$$

$$n_u := 1 + \omega \quad n_{bal} := 0.4 \quad K_r := \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} = 0.51$$

$$r := K_r \cdot K_\varphi \cdot r_0 = 0.004 \frac{1}{m} \quad (5.34) \quad C := 10 \quad [5.8.8.2 (4)]$$

$$e_2 := \frac{r \cdot L^2}{C} = 101.23 \text{ mm}$$

$$e_i := \frac{L}{400} = 39.5 \text{ mm} \quad [5.2 (7)]$$

$$e_1 := \max(e_i, e) = 39.5 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_1 + N_{Ed} \cdot e_2 = (1.059 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5.8.8.2 (5.31), (5.33)$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} = 0.195 \quad n = 0.898 \quad \frac{h'}{h} = 0.785 \quad w := 0.2 \quad \text{mn-diagram}$$

$$A_s := \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = (3.855 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Nødvendig armering på én side}$$

$$n_\phi := \frac{A_s}{\pi \cdot \left( \frac{\phi_h}{2} \right)^2} = 4.793 \quad \text{Nødvendig antall jern}$$

$$A_{s,brukt} := 16 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi_h}{2} \right)^2 = (1.287 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{Total brukt armering}$$

$$A_{s,brukt} = (1.287 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 > A_{s,min} = (4.225 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

$$A_{s,brukt} = (1.287 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 < A_{s,max} = (3.38 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad \text{OK}$$

Trenger 5Ø32 på hver side

## Sjekker om det er plass til 5Ø32

$$d_g := 32 \text{ mm}$$

$$a_{h.krav} := \max(2 \cdot \phi_h, d_g + 5 \text{ mm}) = 64 \text{ mm} \quad \text{minste avstand mellom stenger, NA 8.2 (2)}$$

$$a_h := \frac{(b - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_b - 5 \cdot \phi_h)}{4} = 95.5 \text{ mm} \quad > \quad a_{h.krav} = 64 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Ja, det er plass til 5Ø32 på hver side

## **Skjærarmering**

Tar ikke hensyn til tverr-krefter, men legger likevel inn minimum skjærarmering.

$$\phi_{b.min1} := 6 \text{ mm} \quad [9.5.3 (1)]$$

$$\phi_{b.min2} := \frac{\phi_h}{4} = 8 \text{ mm} \quad [9.5.3 (1)]$$

$$\phi_{b.min} := \max(\phi_{b.min1}, \phi_{b.min2}) = 8 \text{ mm} \quad [9.5.3 (1)]$$

$$\phi_b = 12 \text{ mm} \quad > \quad \phi_{b.min} = 8 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

## Bøyleavstand

$$S_{max.1} := 15 \cdot \phi_h = 480 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max.2} := b = 650 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

$$S_{max.3} := 400 \text{ mm} \quad \text{NA 9.5.3 (3)}$$

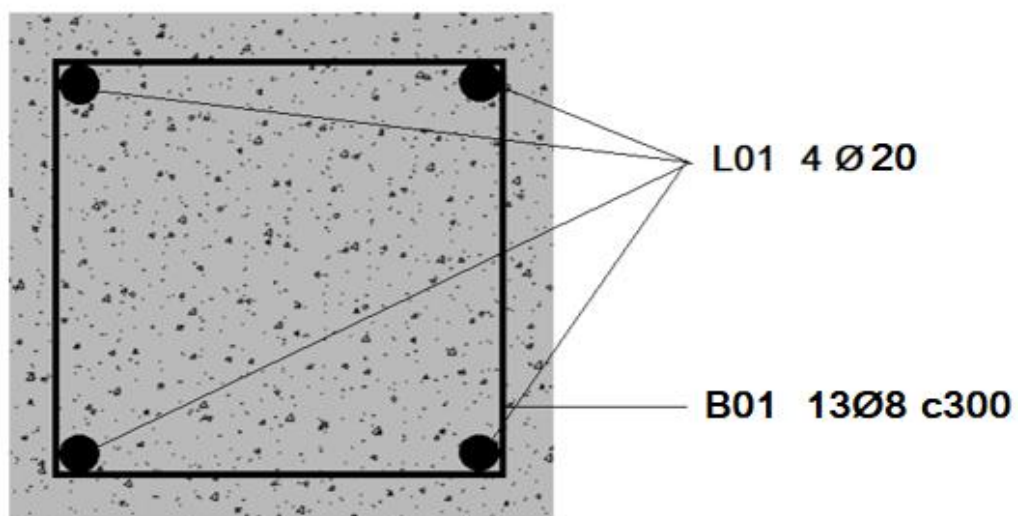
$$S_{max} := \min(S_{max.1}, S_{max.2}, S_{max.3}) = 400 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

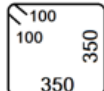
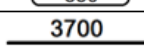
Velger å bruke Ø12C400

$$n := \frac{L}{S_{max}} = 39.5 \quad L = 15.8 \text{ m} \quad \text{Antall bøyer i søylen}$$

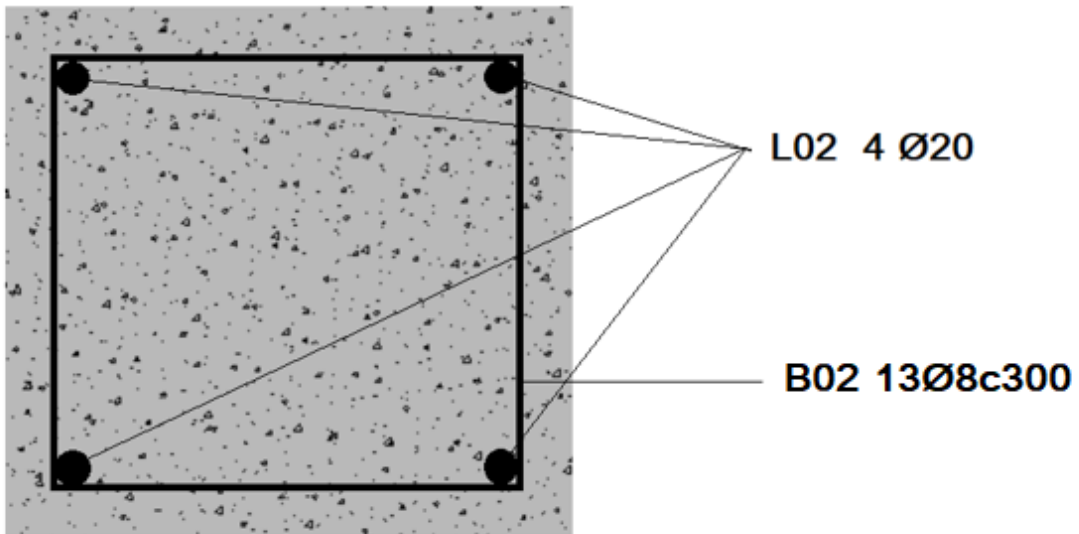


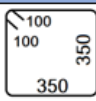
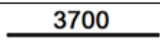
Vedlegg B9 - Armeringstegning søyle S5, 350x350



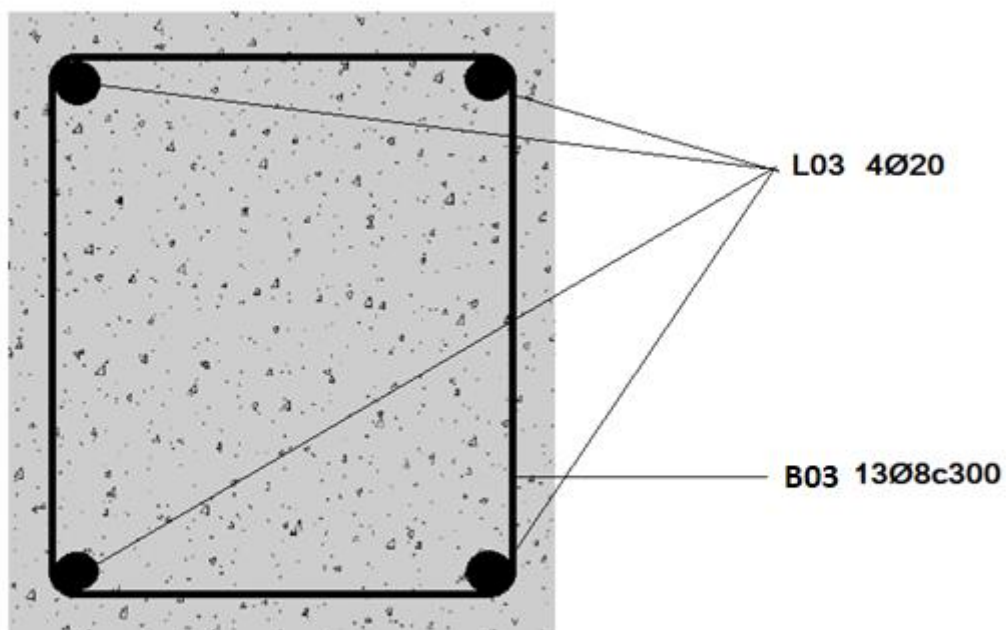
Bøyeliste søyle 350x350, S5					
Post.nr	Diameter [mm]	Antall	Lengde [mm]	Skisse	Sum [m]
B01	8	13	1600		20.8
L01	20	4	3700		14.8
		<b>Ø20</b>	<b>Ø8</b>	<b>Sum</b>	
	<b>Sum lengde [m]</b>	14.8	20.8	35.6	
	<b>Sum vekt [kg]</b>	51.4	8.2	59.6	


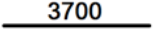
Vedlegg B10 - Armeringstegning søyle S1, 350x350



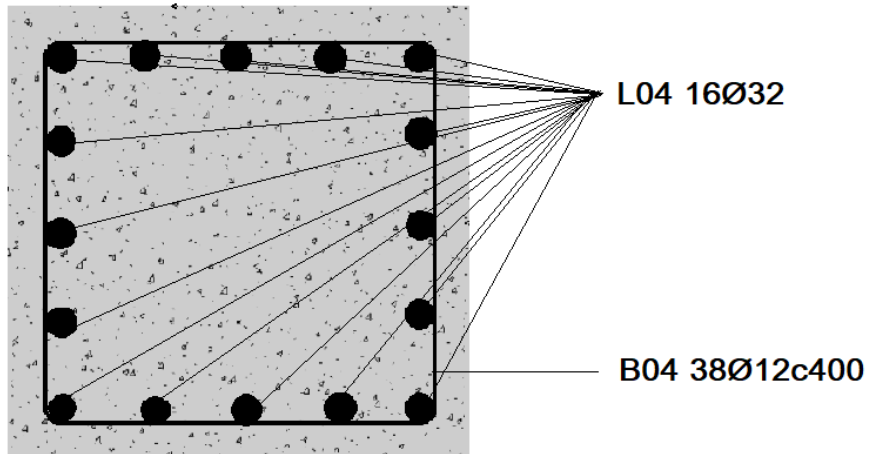
Bøyeliste søyle 350x350, S1					
Post.nr	Diameter [mm]	Antall	Lengde [mm]	Skisse	Sum [m]
B02	8	13	1600		20.8
L02	20	4	3700		14.8
		<b>Ø20</b>	<b>Ø8</b>	<b>Sum</b>	
<b>Sum lengde [m]</b>		14.8	20.8	35.6	
<b>Sum vekt [kg]</b>		51.4	8.2	59.6	

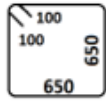
## Vedlegg B11 - Armeringstegning søyle S2, 300x400



Bøveliste søyle 300x400, S2					
Post.nr	Diameter [mm]	Antall	Lengde [mm]	Skisse	Sum [m]
B03	8	13	1600		20.8
L03	20	4	3700		14.8
		<b>Ø20</b>	<b>Ø8</b>	<b>Sum</b>	
	<b>Sum lengde [m]</b>	14.8	20.8	35.6	
	<b>Sum vekt [kg]</b>	51.4	8.2	59.6	

Vedlegg B12 – Armeringstegning for søyle som fagverk hviler på



Bøyeliste søyle 650x650					
Post.nr	Diameter [mm]	Antall	Lengde [mm]	Skisse	Sum [m]
B04	12	38	2800		106.4
L04	32	16	15700	<b>15700</b>	241.6
		<b>Ø32</b>	<b>Ø12</b>	<b>Sum</b>	
<b>Sum lengde [m]</b>		241.6	106.4	348	
<b>Sum vekt [kg]</b>		1524.5	94.5	1619	

## Vedlegg C – Kapittel 5

### Vedlegg C1 – Skjevstillingslast

#### Skjevstillingslast

Regner etter NS 3490

$$h_{etasje} := 3.8 \text{ m} \quad L := 43.5 \text{ m} \quad B := 21.5 \text{ m} \quad A_{etasje} := L \cdot B = 935.25 \text{ m}^2$$

$$g_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt dekke} + 1 \text{ kN/m}^2 \text{ for diverse}$$

$$p_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{NS-EN 1991-1-1 [NA.6.3.1.2] tabell NA.6.2}$$

$$q := (g_k + p_k) \cdot A_{etasje} = (9.353 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$q_{skjev} := 0.0005 \cdot q = 4.676 \text{ kN} \quad 0.5 \% \text{ av totallasten} \quad [9.3.4 (3)]$$

#### Vind på kortside

$$q_{vind} := 1.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot h_{etasje} \cdot B = 107.844 \text{ kN}$$

$$\text{\textit{\textit{økning}}} := \frac{q_{skjev}}{q_{vind}} \cdot 100 = 4.336 \%$$

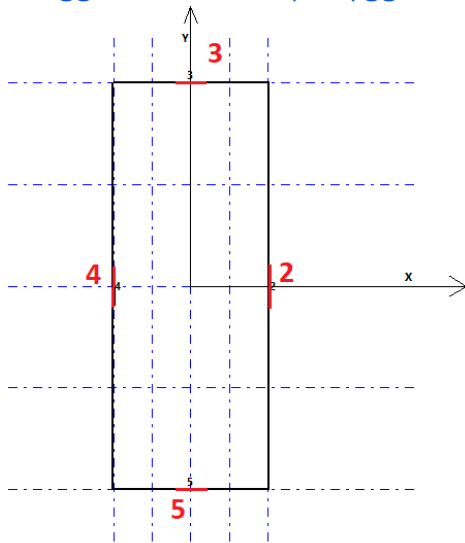
#### Vind på langside

$$q_{vind} := 1.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot h_{etasje} \cdot L = 238.032 \text{ kN}$$

$$\text{\textit{\textit{økning}}} := \frac{q_{skjev}}{q_{vind}} \cdot 100 = 1.965 \%$$

Øker vindlast med 5% for å ta hensyn til skjevstillingslast

## Vedlegg C2 – Skiver i påbyggsetasjer



## Vedlegg C3 – Nødvendig stivhet

### Betongskiver

Formler er hentet fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formler" (2003)

#### Stivhet av skivene

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

Lengde av vindkryss

$$t := 100 \text{ mm}$$

Tykkelse betongskive

$$E_b := 25000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

E-modul betong

$$I_b := \frac{1}{12} \cdot t \cdot h^3 = (5.333 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Skivens 2. arealmoment  
[tabell 2.1]

$$S := E_b \cdot I_b = (1.333 \cdot 10^{16}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Skivens stivhet

## Vedlegg C4 – Knekking betongvegg

### Største kraft ned i vegg

Ved kontroll av knekking for vegg, vil den konservativt betraktes som en søyle med tverrsnitt 150mmx500mm. Dette fordi største belastning vil være i skivens ender, og det er under disse at faren for knekking er størst.

$$b := 150 \text{ mm}$$

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{Motstandsmoment [tabell 2.1]}$$

$$M := 4761 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Moment beregnet i OS-prog V-SKIVE}$$

$$\sigma := \frac{M}{W} = 11.903 \text{ MPa}$$

$$h := 500 \text{ mm} \quad A_c := h \cdot b$$

$$F := A_c \cdot \sigma = 892.688 \text{ kN} \quad G := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 100 \text{ mm} = 38 \text{ kN}$$

Knekking av søylen beregnes i OS-prog BT-SNITT. Da det ikke foreligger armeringstegninger for eksisterende vegger benyttes minimumsarmering.

### Minimumsarmering

$$\gamma_c := 1.5 \quad \text{tab. 2.1.N} \quad \alpha_{cc} := 0.85 \quad (3.15)$$

$$f_{ck} := 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{B20, tab. 3.1} \quad f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 11.333 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Tab 3.1 [3.2.6 (1)]}$$

$$f_{yd} := 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Konkurransgrunnlag}$$

$$N_{Ed} := F + G = 930.688 \text{ kN}$$

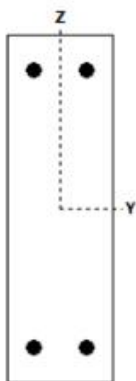
$$A_{s,min1} := \min\left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 708.333 \text{ mm}^2 \quad \text{NA 9.12N}$$

$$A_{s,min2} := 0.01 \cdot A_c = 750 \text{ mm}^2 \quad \text{NA.9.5.2 (2)}$$

Må minst armere for  $A_{s,min}$

$$A_{s,min} := \max(A_{s,min1}, A_{s,min2}) = 750 \text{ mm}^2 \quad \phi_h := 20 \text{ mm}$$

$$n_\phi := \frac{A_{s,min}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2} = 2.387 \quad \text{Legger 4}\phi_{20} \text{ jern, ett i hvert hjørne.}$$



Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

Momentkontroll		Risskontroll		
	Oppsp.	Ord. last		
N		-1395,6	N	0,0
MY inkl. geom.avvik		0,7	MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik		0,2	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY tillegg (utbøyning)		0,0	MY tillegg (utbøyning)	0,0
MZ tillegg (utbøyning)		0,0	MZ tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md		0,00	senteravstand	147
SigmaC min		0,00	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tilatt	0,00

$$N / N_{knekklast} = 2,04 \quad \text{Utklipp fra OS-prog BT-SNITT}$$

Ved denne belastningen knekker veggen, og vil trenge forsterkning. Dersom dette ikke er ønskelig, undersøkes det om en lengre skive vil gi mindre last for å unngå knekking.



## Prøver med en lengre skive

$h := 8 \text{ m}$  Lengde skive

$$W := \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

Motstandsmoment [tabell 2.1]

$$M := 4761 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

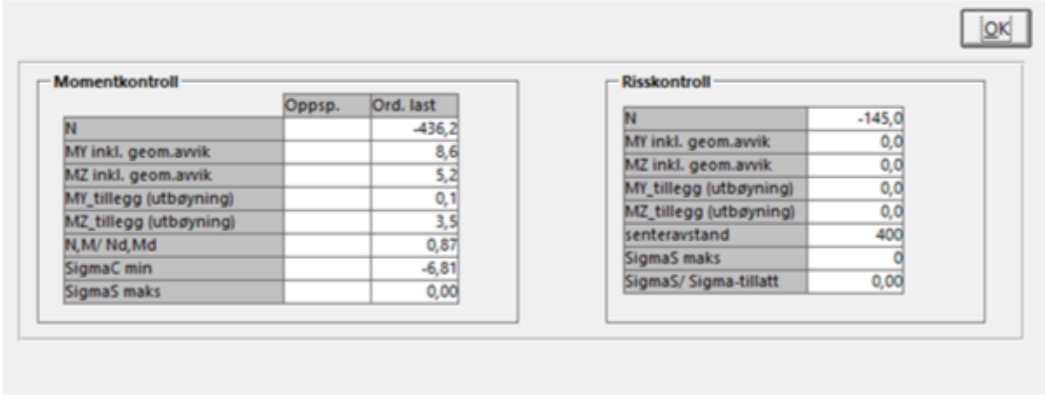
Moment beregnet i OS-prog V-SKIVE

$$\sigma := \frac{M}{W} = 2.976 \text{ MPa}$$

$$P := A_c \cdot \sigma = 223.172 \text{ kN}$$

$$G := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 8 \text{ m} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 100 \text{ mm} = 76 \text{ kN}$$

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-436,2
MY inkl. geom.avvik		8,6
MZ inkl. geom.avvik		5,2
MY_tillegg (utbøyning)		0,1
MZ_tillegg (utbøyning)		3,5
N,M/ Nd,Md		0,87
SigmaC min		-6,81
SigmaS maks		0,00

Risskontroll	
N	-145,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	400
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Det kommer frem at ved en 8 meter lang skive knekker ikke veggen.

## Vedlegg C5 - Vindkryss i stål

### Hvilket stål passer som vindkryss?

Finner hvilken stivhet stålet må ha for å være samme stivheten som betongen vi har lagt inn som vindkryss, da programmet kun kan regne på betong

$$E_s := 210000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{E-modul stål} \quad \text{NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]}$$

$$h_e := 3.8 \text{ m} \text{ etasjehøyde}$$

$$y := 2 \text{ m} \quad \text{Avstand senter vindkryss ut til ende vindkryss}$$

$$EI (\text{stål}) = EI (\text{betong})$$

$$I_s := E_b \cdot \frac{I_b}{E_s} = (6.349 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4 \quad A_s := \frac{I_s}{2 \cdot y^2} = (7.937 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_s \cdot 10^{-3} = 7.937 \text{ mm}^2 \quad \text{Kan bruke HUP 250x250x10 med areal } 9.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

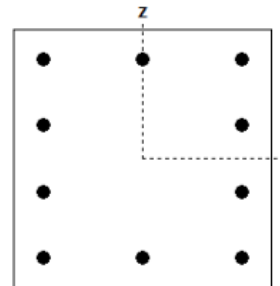
## Vedlegg D – Kapittel 6

### Vedlegg D1 – Trykk-kapasitet til eksisterende søyler

#### Trykk-kapasitet til eksisterende søyler

Skal finne ut hvilken trykk-kapasitet betongen med kvalitet B20 har. Ut ifra et tverrsnitt med gitt armering blir knekklast funnet i OS-prog BTSNITT. Bruker etasjehøyde på 3.3m.

Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-4000,0
MY inkl. geom.avvik		67,8
MZ inkl. geom.avvik		68,3
MY_tillegg (utbøyning)		12,2
MZ_tillegg (utbøyning)		11,7
N,M/ Nd,Md		0,99
SigmaC min		-13,35
SigmaS maks		0,00



Utklipp fra OS-prog

$$b := 500 \text{ mm}$$

$$h := 500 \text{ mm}$$

$$A := b \cdot h$$

$$F := 4000 \text{ kN}$$

$$\sigma_{B20} := \frac{F}{A} = 16 \text{ MPa}$$

Bredde av tverrsnitt

Høyde på tverrsnitt

Areal for tverrsnitt

Knekklast

## Vedlegg D2 - Last ned i søyler

### Lastnedregning for søyler

#### Laster i påbygg

Tar konservativt ikke med vindlast på tak, ettersom den er oppadrettet.

$$g_{HD320} := 392 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot g \quad L_b := 7 \text{ m} \quad L := 10 \text{ m} \quad g_{HD320} = 3.844 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_k := \left( g_{HD320} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 4.844 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenvekt hulldekke HD320 fra betongelementhåndboken. Benyttes som tilnærming av HD265 med påstøp. Samt 1 kN/m<sup>2</sup> ekstra for lettvegger, teknisk osv.

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tetthet betong, Byggforsk 421.031 (21)

$$g_{tp} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b$$

Vekt av TRP tak, byggforsk 471.031 (punkt 43)

Finner vekt av deltabjelkene i nye etasjer:

Bruker D32-400 deltabjelke tss.

$$\rho_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{byggforsk 471.031} \quad B_{db} := 660 \text{ mm} \quad b_{db} := 400 \text{ mm} \quad b_1 := 130 \text{ mm}$$

$$b_2 := 210 \text{ mm} \quad d_2 := 20 \text{ mm} \quad h_{db} := 320 \text{ mm} \quad t := 12 \text{ mm} \quad \text{Tverrsnittsdata hentet fra peikko.no}$$

Antar 20mm tykt stål

$$h_{skjev} := \sqrt{h_{db}^2 + \left( \frac{b_{db} - b_2}{2} \right)^2} = 333.804 \text{ mm}$$

$$A_{db} := d_2 \cdot B_{db} + b_2 \cdot d_2 + (h_{skjev}) \cdot t = 0.021 \text{ m}^2$$

$$A_{fb} := b_2 \cdot h_{db} + \frac{(b_{db} - b_2)}{2} \cdot h_{db} \cdot 2 = 0.128 \text{ m}^2 \quad \text{Areal som skal fylles med betong}$$

$$g_{db} := \rho_s \cdot A_{db} + \rho_b \cdot A_{fb} = 4.848 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g := g_k \cdot L_b = 33.909 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Last av dekke}$$

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kategori B, NS-EN 1991-1-1, tabell NA.6.1}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Regnet ut i OS-prog}$$

$$p := p_k \cdot L_b = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad S_k := s_k \cdot L_b = 11.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Last av vegger:**

$$g_{v1} := \rho_b \cdot 400 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 266 \text{ kN} \quad \text{egentvekt betongvegg 400mm}$$

$$g_{v2} := \rho_b \cdot 150 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 99.75 \text{ kN} \quad \text{egenvekt betongvegg 150mm}$$

$$g_{v3} := \rho_b \cdot 200 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 133 \text{ kN} \quad \text{betongvegg 200mm}$$

**Last av bjelker:**

$$B_{A1} := g_{db} \cdot 7 \text{ m} = 33.938 \text{ kN}$$

$$B_{B1} := g_{db} \cdot 10 \text{ m} = 48.482 \text{ kN}$$

**Last i søyler fra de 3 øverste etasjene:**

Bruker formel for bjelke med 3 oppleggere i blåbok. Deles opp i krefter fra p og g.

$$Q_{Ag1} := 0.375 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 272.696 \text{ kN} \quad Q_{Ap1} := 0.375 \cdot L \cdot (2 \cdot p + S_k) = 199.5 \text{ kN}$$

$$Q_{Bg} := 1.25 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 908.986 \text{ kN} \quad Q_{Bp} := 1.25 \cdot (2 \cdot p + S_k) \cdot L = 665 \text{ kN}$$

$$Q_{Cg1} := 0.375 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 272.696 \text{ kN} \quad Q_{Cp1} := 0.375 \cdot L \cdot (2 \cdot p + S_k) = 199.5 \text{ kN}$$

Fagverk i 4. etasje. All last fra midtre søylerad i nye etasjer fordeles ut til søyler som står utenfor bygget.

Regner ut last fra dekke over og under 4. etg. Bruker nå formel for 2 opplagere, ikke 3, for opplager A og C. Siden det ikke er en midtre opplager, blir lengden 20 m her.

$$Q_{Ag2} := g \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 678.189 \text{ kN} \quad Q_{Ap2} := p \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 420 \text{ kN}$$

$$Q_{Cg2} := g \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 678.189 \text{ kN} \quad Q_{Cp2} := p \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 420 \text{ kN}$$

Summerer all last fra dekke ned i søylene som står i 3. etg, altså ned i opplegg A og C.

$$Q_{Ag} := Q_{Ag1} + Q_{Ag2} = 950.885 \text{ kN}$$

Total egenlast fra dekke i opplager A

$$Q_{Ap} := Q_{Ap1} + Q_{Ap2} = 619.5 \text{ kN}$$

Total nyttelast fra dekke i opplager A

$$Q_{Cg} := Q_{Cg1} + Q_{Cg2} = 950.885 \text{ kN}$$

Total egenlast fra dekke i opplager C

$$Q_{Cp} := Q_{Cp1} + Q_{Cp2} = 619.5 \text{ kN}$$

Total egenlast fra dekke i opplager C

## Last i eksisterende konstruksjon

Finner vekt av bjelkene:

$$A_b := 550 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} \quad \text{Areal bjelker} \quad A_d := 950 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \quad \text{Areal dragere}$$

Regner forenklet med ett areal for de som går langs, og ett for de som står på tvers, selv om de varierer litt i størelse.

$$L_{bj1} := 5 \text{ m} \quad L_{bj2} := 10 \text{ m} \quad L_{bj3} := 7 \text{ m}$$

Dragere ligger på tvers, oppå søylene. Tenker at yttersøyler tar 0.5 og midtsøyle tar 1.

$$G_{btA} := A_d \cdot \rho_b \cdot L_{bj1} = 71.25 \text{ kN} \quad G_{btB} := A_d \cdot \rho_b \cdot L_{bj2} = 142.5 \text{ kN} \quad \text{Ligger på tvers}$$

$$G_{blA} := A_b \cdot \rho_b \cdot L_{bj3} = 33.688 \text{ kN} \quad G_{blB} := 2 \cdot G_{blA} \quad \text{Ligger på langs}$$

Yttersøyler tar 1 bjelke som går på langs, mens midtsøyle tar 3 bjelker.

$$B_{A2} := G_{btA} + G_{blA} = 104.938 \text{ kN} \quad \text{Total bjelkelast på en sidesøyle}$$

$$B_{B2} := G_{btB} + G_{blB} = 209.875 \text{ kN} \quad \text{Total bjelkelast på en midtsøyle}$$

### Lastverdier for 3 nederste etasjer

$$h_d := 160 \text{ mm} \quad \text{Høyde dekke lik 160 (gjennomsnitt av brukte dekkhøyder i etasjene)}$$

$$p_k := (5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kategori C, NS-EN 1991-1-1, tabell NA.6.1}$$

$$g_k := \rho_b \cdot h_d + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{egenlast dekker} + 1 \text{ kN/m}^2 \text{ himling, lettvegger, teknisk}$$

$$g := (g_k) \cdot L_b = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast dekker}$$

$$p := L_b \cdot p_k = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Nyttelast på dekker}$$

$$s_{k2} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast som virker på basseng-delen av bygget. Last fra dette taket går ned i søyle S5.}$$

$$S_{k2} := s_{k2} \cdot (15 \text{ m}) \quad \text{Regnet ut i OS-prog}$$

### **Søyle S1 (B) Midtre søyle**

I kjeller etter påbygg:

Tenker at last fra etasjene over går ned i opplager A og C i 3. etasje, og at søyle B (S1) ikke får ekstra belastning av etasjene over

$$G_m := 1.25 \cdot g \cdot L \cdot 3 + B_{B2} = (1.522 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_m := 1.25 \cdot p \cdot L \cdot 3 = (1.313 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

I 2. etasje, etter påbygg:

midtre søyle har da kun last fra 1 etasje over

$$G := 1.25 \cdot g \cdot L + B_{B2} = 647.375 \text{ kN}$$

$$P := 1.25 \cdot p \cdot L = 437.5 \text{ kN}$$

i kjeller, kun eksisterende bygg:

$$G_{mE} := 1.25 \cdot g \cdot 4 \cdot L + B_{B2} \cdot 4 = (2.59 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{mE} := 1.25 \cdot (p \cdot 3 + S_k) \cdot L = (1.453 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

i 2. etg, kun eksisterende bygg:

$$G := 1.25 \cdot g \cdot L \cdot 2 + B_{B2} \cdot 2 = (1.295 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := 1.25 \cdot (p_k + s_k) \cdot L_b \cdot L = 577.5 \text{ kN}$$

### Søyle S2 (opplager C)

Egen lastbredde her, da dette er mye mindre søyler, men flere

$$L_{b2} := 1.75 \text{ m} \quad g_2 := (g_k) \cdot L_{b2} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_2 := p_k \cdot L_{b2}$$

#### Last av vegger:

$$g_{v1} := \rho_b \cdot 400 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot L_{b2} = 66.5 \text{ kN}$$

Mindre lastbredde vegger og bjelker eksisterende konstruksjon.

$$g_{v2} := \rho_b \cdot 200 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot L_{b2} = 33.25 \text{ kN}$$

#### I kjeller inkludert påbygg:

$$G_{s2} := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g_2 \cdot L \cdot 3 + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 4 + g_{v2} \cdot 3 + g_{v3} \cdot 4 = (2.237 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{s2} := 0.375 \cdot p_2 \cdot L \cdot 3 + Q_{Ap} = 717.938 \text{ kN}$$

#### I 1. etg inkludert påbygg:

$$G := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g_2 \cdot 2 \cdot L + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 3 + g_{v3} \cdot 4 + g_{v2} \cdot 2 = (2.066 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Ap} + 0.375 \cdot p_2 \cdot 2 \cdot L = 685.125 \text{ kN}$$

#### I 2. etasje inkludert påbygg:

$$G := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g_2 \cdot L + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 2 + g_{v3} \cdot 4 + g_{v2} = (1.895 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Ap} + 0.375 \cdot p_2 \cdot L = 652.313 \text{ kN}$$

#### I kjeller kun eksisterende konstruksjon :

$$G_{S2eks} := 0.375 \cdot g_2 \cdot 4 \cdot L + B_{A2} \cdot 4 + g_{v1} \cdot 2 + g_{v2} = 717.25 \text{ kN}$$

$$P_{S2eks} := 0.375 \cdot (p_2 \cdot 3 + s_k \cdot L_{b2}) \cdot L = 108.938 \text{ kN}$$

#### I 1. etg kun eksisterende konstruksjon:

$$G := 0.375 \cdot g_2 \cdot 3 \cdot L + B_{A2} \cdot 3 + g_{v2} \cdot 2 = 479.75 \text{ kN}$$

$$P := 0.375 \cdot (p_2 \cdot 2 + s_k \cdot L_{b2}) \cdot L = 76.125 \text{ kN}$$

#### I 2. etasje kun eksisterende konstruksjon:

$$G := 0.375 \cdot g_2 \cdot 2 \cdot L + B_{A2} \cdot 2 + g_{v2} = 308.75 \text{ kN}$$

$$P := 0.375 \cdot (p_2 + s_k \cdot L_{b2}) \cdot L = 43.313 \text{ kN}$$



### Søyle S5 (opplager A)

Last fra dekker i etg. 1-3 + last i A fra etasjene over som er regnet ut allerede, delt i egenlast og nyttelast.

Ved 2. etasje vil denne søylen få belastning av tak fra bassengdelen av bygget. Søylen får da tilleggsvekt av 7 bjelker og 1 drager, tak, samt snølast oppå taket. Vet ikke type tak, bruker egenvekt pp 1 kN/m<sup>2</sup>

$$T_b := \rho_b \cdot \left( 7 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} \cdot L_b + A_d \cdot \frac{26}{2} \text{ m} \right) + S_{k2} \cdot L_b + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b \cdot 15 \text{ m} = 568.5 \text{ kN}$$

Egenvekt av dekker, bjelker, vegger og tak

I kjeller, inkludert påbygg:

$$G_{s5} := 0.375 \cdot g \cdot L \cdot 3 + Q_{Ag} + g_{v1} \cdot 3 + 4 \cdot g_{v3} + B_{A2} \cdot 3 + B_{A1} \cdot 4 + T_b = (3.694 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{s5} := 0.375 \cdot p \cdot L \cdot 3 + Q_{Ap} = (1.013 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

i 1. etg inkludert påbygg:

$$G := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g \cdot L \cdot 2 + B_{A2} \cdot 3 + 4 \cdot B_{A1} + g_{v3} \cdot 4 + g_{v3} \cdot 2 + T_b = (3.03 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Ap} + 0.375 \cdot p \cdot L \cdot 2 = 882 \text{ kN}$$

i 2. etg inkludert påbygg:

$$G := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g \cdot L + B_{A2} \cdot 2 + 4 \cdot B_{A1} + g_{v3} \cdot 4 + g_{v3} + T_b = (2.661 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Ap} + 0.375 \cdot p \cdot L = 750.75 \text{ kN}$$

I kjeller kun eksisterende konstruksjon :

$$G_{S5eks} := 0.375 \cdot g \cdot 4 \cdot L + B_{A2} \cdot 4 + g_{v1} \cdot 2 + g_{v2} + T_b = (2.145 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{S5eks} := 0.375 \cdot (p \cdot 3 + S_k) \cdot L = 435.75 \text{ kN}$$

I 1. etg kun eksisterende konstruksjon:

$$G := 0.375 \cdot g \cdot L \cdot 2 + B_{A2} \cdot 3 + T_b + g_{v3} \cdot 2 = (1.412 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := 0.375 \cdot (p \cdot 2 + S_k) \cdot L = 304.5 \text{ kN}$$

I 2. etg kun eksisterende konstruksjon :

$$G := 0.375 \cdot g \cdot L \cdot 2 + B_{A2} \cdot 2 + T_b + g_{v3} = (1.174 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := 0.375 \cdot (p + S_k) \cdot L = 173.25 \text{ kN}$$

## Bruddgrenselast ned i nye søyler

### Last i søyle A og C, 4. etasje

$$P := \left( Q_{Ap1} + \frac{Q_{Ap2}}{2} \right) \cdot \gamma_p = 614.25 \text{ kN}$$

$$G := \left( Q_{Ag1} + \frac{Q_{Ag2}}{2} + B_{A1} \cdot 4 + g_{v3} \cdot 3 \right) \cdot \gamma_g = (1.376 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F := P + G = (1.99 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### Last i midtsøyle i 5. etasje

$$G_{m5} := (Q_{Bg} + B_{B1} \cdot 3) \cdot \gamma_g = (1.265 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{m5} := Q_{Bp} \cdot \gamma_p = 997.5 \text{ kN}$$

$$F_{m5} := G_{m5} + P_{m5} = (2.263 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Benyttes til armeringsberegning

### Last i teoretisk søyle i 3. etasje

$$P := (Q_{Ap1} + Q_{Ap2}) \cdot \gamma_p = 929.25 \text{ kN}$$

$$G := (Q_{Ag1} + Q_{Ag2} + B_{A1} \cdot 4 + B_{A2} + g_{v3} \cdot 3 + g_{v2}) \cdot \gamma_g = (1.949 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F := P + G = (2.878 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Benyttes til å beregne nødvendig kapasitet i stålsøyle

## Vedlegg D3 - Søyleutnyttelse i OS-prog

Søyle S1 1. etasje

Bruksgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-4043,0
MY inkl. geom.avvik		120,7
MZ inkl. geom.avvik		79,7
MY_tillegg (utbøyning)		0,6
MZ_tillegg (utbøyning)		1,1
N,M/ Nd,Md		0,65
SigmaC min		-5,42
SigmaS maks		0,00

Risskontroll	
N	-3461,8
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	201
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruddgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-5287,5
MY inkl. geom.avvik		155,3
MZ inkl. geom.avvik		97,9
MY_tillegg (utbøyning)		3,3
MZ_tillegg (utbøyning)		7,8
N,M/ Nd,Md		0,79
SigmaC min		-8,47
SigmaS maks		0,00

Risskontroll	
N	-3461,8
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	201
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

## Bruksgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



Momentkontroll			Risskontroll	
	Oppsp.	Ord. last		
N		-2835,0	N	-2309,8
MY inkl. geom.avvik		84,8	MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik		56,3	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY tillegg (utbøyning)		0,2	MY tillegg (utbøyning)	0,0
MZ tillegg (utbøyning)		0,4	MZ tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md		0,45	senteravstand	201
SigmaC min		-3,40	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

## Bruddgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



Momentkontroll			Risskontroll	
	Oppsp.	Ord. last		
N		-3795,9	N	-2309,8
MY inkl. geom.avvik		113,3	MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik		74,7	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY tillegg (utbøyning)		0,6	MY tillegg (utbøyning)	0,0
MZ tillegg (utbøyning)		1,2	MZ tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md		0,56	senteravstand	201
SigmaC min		-4,94	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

## Søyle S1 2. etasje

### Bruksgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



Momentkontroll			Risskontroll	
	Oppsp.	Ord. last		
N		-1872,5	N	-1641,5
MY inkl. geom.avvik		36,7	MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik		36,7	MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY tillegg (utbøyning)		0,7	MY tillegg (utbøyning)	0,0
MZ tillegg (utbøyning)		0,7	MZ tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md		0,50	senteravstand	240
SigmaC min		-4,45	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruddgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-2420,3
MY inkl. geom.avvik		46,9
MZ inkl. geom.avvik		46,9
MY_tillegg (utbøyning)		1,5
MZ_tillegg (utbøyning)		1,5
N,M/ Nd,Md		0,62
SigmaC min		-6,30
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-1641,5
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	240
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruksgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-1084,9
MY inkl. geom.avvik		21,5
MZ inkl. geom.avvik		21,5
MY_tillegg (utbøyning)		0,2
MZ_tillegg (utbøyning)		0,2
N,M/ Nd,Md		0,29
SigmaC min		-2,51
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-909,9
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	240
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruddgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-1433,1
MY inkl. geom.avvik		28,3
MZ inkl. geom.avvik		28,3
MY_tillegg (utbøyning)		0,3
MZ_tillegg (utbøyning)		0,3
N,M/ Nd,Md		0,37
SigmaC min		-3,57
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-909,9
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	240
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

## Søyle S2 kjeller

### Bruksgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

✕

OK

Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-829,0
MY inkl. geom.avvik		22,1
MZ inkl. geom.avvik		16,4
MY_tillegg (utbøyning)		0,1
MZ_tillegg (utbøyning)		0,2
N,M/ Nd,Md		0,26
SigmaC min		-2,12
SigmaS maks		0,00

Risskontroll	
N	-785,4
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	341
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

✕

OK

Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-1086,5
MY inkl. geom.avvik		28,9
MZ inkl. geom.avvik		21,4
MY_tillegg (utbøyning)		0,1
MZ_tillegg (utbøyning)		0,3
N,M/ Nd,Md		0,34
SigmaC min		-3,04
SigmaS maks		0,00

Risskontroll	
N	-785,4
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	341
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruksgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2

✕

OK

Momentkontroll		
	Oppsp.	Ord. last
N		-2958,0
MY inkl. geom.avvik		76,3
MZ inkl. geom.avvik		46,7
MY_tillegg (utbøyning)		2,5
MZ_tillegg (utbøyning)		12,5
N,M/ Nd,Md		0,96
SigmaC min		-9,80
SigmaS maks		0,00

Risskontroll	
N	-2670,8
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	341
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruddgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-3754,2
MY inkl. geom.avvik		3,0
MZ inkl. geom.avvik		1,5
MY_tillegg (utbøyning)		0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,0
N,M/ Nd,Md		0,00
SigmaC min		0,00
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	0,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	341
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

N / N\_knekklast = 1,14



Aksiallasten (med moment fra min. eksentrisitet) er større enn knekklast

OK

Søyle S2 1. etasje

Bruksgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-560,0
MY inkl. geom.avvik		11,0
MZ inkl. geom.avvik		10,8
MY_tillegg (utbøyning)		0,2
MZ_tillegg (utbøyning)		0,4
N,M/ Nd,Md		0,34
SigmaC min		-1,65
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-528,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	298
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-696,0
MY inkl. geom.avvik		13,7
MZ inkl. geom.avvik		13,3
MY_tillegg (utbøyning)		0,2
MZ_tillegg (utbøyning)		0,7
N,M/ Nd,Md		0,41
SigmaC min		-2,50
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-528,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	298
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruksgrense nye etasjer

$N / N_{\text{knekklast}} = 1,56$



Aksiallasten (med moment fra min. eksentresitet) er større enn knekklast

OK

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-2760,0
MY inkl. geom.avvik		1,1
MZ inkl. geom.avvik		0,8
MY_tillegg (utbøyning)		0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,0
N,M/ Nd,Md		0,00
SigmaC min		0,00
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	0,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	298
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00



Bruddgrense nye etasjer

$N / N_{\text{knekklast}} = 1,92$



Aksiallasten (med moment fra min. eksentresitet) er større enn knekklast

OK

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-3519,0
MY inkl. geom.avvik		1,4
MZ inkl. geom.avvik		1,1
MY_tillegg (utbøyning)		0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,0
N,M/ Nd,Md		0,00
SigmaC min		0,00
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	0,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	298
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Søyle S2 i 2. etasje

Bruksgrense eksisterende konstruksjon

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-355,0
MY inkl. geom.avvik		7,0
MZ inkl. geom.avvik		6,9
MY_tillegg (utbøyning)		0,1
MZ_tillegg (utbøyning)		0,2
N,M/ Nd,Md		0,21
SigmaC min		-0,73
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-337,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	298
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruddgrense eksisterende konstruksjon

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



Momentkontroll			Risskontroll		
	Oppsp.	Ord. last			
N		-465,8	N		-337,0
MY inkl. geom.avvik		9,2	MY inkl. geom.avvik		0,0
MZ inkl. geom.avvik		9,0	MZ inkl. geom.avvik		0,0
MY_tillegg (utbøyning)		0,1	MY_tillegg (utbøyning)		0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,3	MZ_tillegg (utbøyning)		0,0
N,M/ Nd,Md		0,26	senteravstand		298
SigmaC min		-1,39	SigmaS maks		0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt		0,00

Bruksgrense nye etasjer

$N / N_{\text{knekklast}} = 1,49$



Aksiallasten (med moment fra min. eksentresitet) er større enn knekklast

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



Momentkontroll			Risskontroll		
	Oppsp.	Ord. last			
N		-2552,0	N		0,0
MY inkl. geom.avvik		1,0	MY inkl. geom.avvik		0,0
MZ inkl. geom.avvik		0,8	MZ inkl. geom.avvik		0,0
MY_tillegg (utbøyning)		0,0	MY_tillegg (utbøyning)		0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,0	MZ_tillegg (utbøyning)		0,0
N,M/ Nd,Md		0,00	senteravstand		298
SigmaC min		0,00	SigmaS maks		0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt		0,00

Bruddgrense nye etasjer

$N / N_{\text{knekklast}} = 1,82$



Aksiallasten (med moment fra min. eksentresitet) er større enn knekklast

OK

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-3258,0
MY inkl. geom.avvik		1,3
MZ inkl. geom.avvik		1,0
MY_tillegg (utbøyning)		0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,0
N,M/ Nd,Md		0,00
SigmaC min		0,00
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	0,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	298
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

## Søyle S5 kjeller

### Brukgrense eksisterende

#### Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

Momentkontroll			Risskontroll	
	Oppsp.	Ord. last		
N		-2581,0	N	-2406,6
MY inkl. geom.avvik		64,3	MY inkl. geom.avik	0,0
MZ inkl. geom.avik		59,9	MZ inkl. geom.avik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)		0,3	MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,3	MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
MY,MZ/ MYd,MZd		0,41	senteravstand	164
SigmaC min		-2,99	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense eksisterende

#### Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1

Momentkontroll			Risskontroll	
	Oppsp.	Ord. last		
N		-3353,6	N	-2406,6
MY inkl. geom.avik		83,2	MY inkl. geom.avik	0,0
MZ inkl. geom.avik		77,6	MZ inkl. geom.avik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)		0,6	MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		0,7	MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
N,M/ Nd,Md		0,54	senteravstand	164
SigmaC min		-4,26	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Brukgrense nye etasjer

#### Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2

Momentkontroll			Risskontroll	
	Oppsp.	Ord. last		
N		-4713,0	N	-4307,8
MY inkl. geom.avik		115,0	MY inkl. geom.avik	0,0
MZ inkl. geom.avik		106,7	MZ inkl. geom.avik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)		2,8	MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)		3,2	MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
MY,MZ/ MYd,MZd		0,75	senteravstand	164
SigmaC min		-7,38	SigmaS maks	0
SigmaS maks		0,00	SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



#### Momentkontroll

	Oppsp.	Ord. last
N		-5959,5
MY inkl. geom.avvik		142,2
MZ inkl. geom.avvik		131,1
MY_tillegg (utbøyning)		6,8
MZ_tillegg (utbøyning)		7,9
MY,MZ/ MYd,MZd		0,96
SigmaC min		-10,15
SigmaS maks		0,00

#### Risskontroll

N	-4307,8
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Søyle S5 1. etasje

### Bruksgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



#### Momentkontroll

	Oppsp.	Ord. last
N		-1700,0
MY inkl. geom.avvik		42,3
MZ inkl. geom.avvik		39,5
MY_tillegg (utbøyning)		0,2
MZ_tillegg (utbøyning)		0,2
N,M/ Nd,Md		0,28
SigmaC min		-1,78
SigmaS maks		0,00

#### Risskontroll

N	-1580,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



#### Momentkontroll

	Oppsp.	Ord. last
N		-2205,0
MY inkl. geom.avvik		54,9
MZ inkl. geom.avvik		51,2
MY_tillegg (utbøyning)		0,3
MZ_tillegg (utbøyning)		0,3
N,M/ Nd,Md		0,34
SigmaC min		-2,67
SigmaS maks		0,00

#### Risskontroll

N	-1580,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruksgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-3920,0
MY inkl. geom.avvik		96,7
MZ inkl. geom.avvik		90,1
MY_tillegg (utbøyning)		1,3
MZ_tillegg (utbøyning)		1,3
N,M/ Nd,Md		0,65
SigmaC min		-5,24
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-3564,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Bruddgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-4971,0
MY inkl. geom.avvik		119,8
MZ inkl. geom.avvik		110,8
MY_tillegg (utbøyning)		4,5
MZ_tillegg (utbøyning)		5,2
N,M/ Nd,Md		0,79
SigmaC min		-7,96
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-3564,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

Søyle S5 2. etasje

Bruksgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-1353,3
MY inkl. geom.avvik		33,7
MZ inkl. geom.avvik		31,5
MY_tillegg (utbøyning)		0,1
MZ_tillegg (utbøyning)		0,1
N,M/ Nd,Md		0,22
SigmaC min		-1,26
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-1284,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense eksisterende

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 1



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-1774,9
MY inkl. geom.avvik		44,2
MZ inkl. geom.avvik		41,2
MY_tillegg (utbøyning)		0,2
MZ_tillegg (utbøyning)		0,2
N,M/ Nd,Md		0,28
SigmaC min		-2,02
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-1284,0
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruksgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-3451,0
MY inkl. geom.avvik		85,5
MZ inkl. geom.avvik		79,7
MY_tillegg (utbøyning)		0,8
MZ_tillegg (utbøyning)		0,8
N,M/ Nd,Md		0,55
SigmaC min		-4,17
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-3150,6
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

### Bruddgrense nye etasjer

Beregningsresultater for lasttilfelle nr 2



OK

**Momentkontroll**

	Oppsp.	Ord. last
N		-4433,6
MY inkl. geom.avvik		108,6
MZ inkl. geom.avvik		101,0
MY_tillegg (utbøyning)		2,2
MZ_tillegg (utbøyning)		2,4
N,M/ Nd,Md		0,72
SigmaC min		-6,55
SigmaS maks		0,00

**Risskontroll**

N	-3150,6
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	164
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

## Vedlegg D4 – Kontroll av trykkapasitet og grunntrykk

### Trykk-kapasitet og grunntrykk ved søyle S1

Beregnes i bruddgrense  $\gamma_g := 1.2$   $\gamma_p := 1.5$  NS-EN 1990 [A1.2.1(2)]

$\sigma_{B20} := 16 \text{ MPa}$  Beregnet i OS BTSNITT

$A_{S1.1} := 60 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 90 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.54 \text{ m}^2$  Areal søyle i kjeller

$A_{S1.2} := 70 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 75 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.525 \text{ m}^2$  Areal søyle i 1. etg

$A_{S1.3} := 65 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 60 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.39 \text{ m}^2$  Areal søyle i 2. etg

$A_{S1.4} := 60 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 60 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.36 \text{ m}^2$  Areal søyle i 3. etg

#### Spenning i hver søyle:

$N_{EdS1} := \frac{(G_{mE} \cdot \gamma_g + P_{mE} \cdot \gamma_p)}{4} = (1.322 \cdot 10^3) \text{ kN}$  Ca. last per etasje i bruddgrense

$\sigma_4 := \frac{N_{EdS1}}{A_{S1.4}} = 3.671 \text{ MPa}$   $\sigma_3 := \frac{N_{EdS1} \cdot 2}{A_{S1.3}} = 6.777 \text{ MPa}$

$\sigma_2 := \frac{N_{EdS1} \cdot 3}{A_{S1.2}} = 7.552 \text{ MPa}$   $\sigma_1 := \frac{N_{EdS1} \cdot 4}{A_{S1.1}} = 9.789 \text{ MPa}$

$\sigma_1 = 9.789 \text{ MPa} < \sigma_{B20} = 16 \text{ MPa}$  OK

Denne søylen belastes mindre ved påbygg, og spenning er derfor OK da også.

#### **Kontroll grunntrykk**

Da grunntrykket er greit slik bygget står idag, blir grunntrykk antatt OK ved mindre belastning. Viser utregning likevel.

$H := 0.6 \text{ m}$   $B := 1.20 \text{ m}$   $A_f := B \cdot B$   $A_{søyle} := 600 \text{ mm} \cdot 900 \text{ mm}$

$\sigma_{fjell} := 4000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  Hentet fra Statens vegvesen

$G_{Edf} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot B \cdot B \cdot H \cdot \gamma_g = 25.92 \text{ kN}$  Egenvekt fundament

$N_{Ed} := G_m \cdot 1.2 + P_m \cdot \gamma_p + G_{Edf} = (3.822 \cdot 10^3) \text{ kN}$

$\sigma_{fundament} := \frac{N_{Ed}}{A_f} = (2.654 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \sigma_{fjell} = (4 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$



## Trykk-kapasitet og grunntrykk ved søyle S2

$$A_{S2.1} := 40 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 60 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.24 \text{ m}^2 \quad \text{Areal søyle i kjeller}$$

$$A_{S2.2} := 30 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 40 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.12 \text{ m}^2 \quad \text{Areal søyle i 1. etg}$$

$$A_{S2.3} := 30 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 40 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.12 \text{ m}^2 \quad \text{Areal søyle i 2.etg}$$

$$A_{S2.4} := 30 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 40 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.12 \text{ m}^2 \quad \text{Areal søyle i 3. etg}$$

$$N_{EdS2ny} := (G_{s2} \cdot \gamma_g + P_{s2} \cdot \gamma_p) = (3.761 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Last nye etasjer i bruddgrense}$$

$$N_{EdS2eks} := \frac{(G_{S2eks} \cdot \gamma_g + P_{S2eks} \cdot \gamma_p)}{3} = 341.369 \text{ kN} \quad \text{Last per eksisterende etasje bruddgrense}$$

$$N_{Ed1} := N_{EdS2ny} \quad \text{Last i kjellersøyle}$$

$$N_{Ed2} := N_{EdS2ny} - N_{EdS2eks} \quad \text{Last i søyle 1. etg}$$

$$N_{Ed3} := N_{EdS2ny} - N_{EdS2eks} \cdot 2 \quad \text{Last i søyle 2. etg}$$

$$N_{Ed4} := N_{EdS2ny} - N_{EdS2eks} \cdot 3 \quad \text{Last i søyle 3. etg}$$

Kapasitet regnes samlet av betongsøyle og stålprofil det forsterkes med.

$$A_u := 4.23 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal forsterkningsprofil} \quad \text{"Stålkonstruksjoner: profiler og formler" Tabell 1.8}$$

$$\sigma_u := 338 \text{ MPa} \quad \text{Spenningskapasitet stål} \quad \text{NS-EN 1993-1-1 [6.1]}$$

$$F_{kapasitet1} := 2 \cdot A_u \cdot \sigma_u + A_{S2.1} \cdot \sigma_{B20} = (6.699 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed1} = (3.761 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{kapasitet2} := 2 \cdot A_u \cdot \sigma_u + A_{S2.2} \cdot \sigma_{B20} = (4.779 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed2} = (3.419 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{kapasitet3} := 2 \cdot A_u \cdot \sigma_u + A_{S2.3} \cdot \sigma_{B20} = (4.779 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed3} = (3.078 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{kapasitet} := 2 \cdot A_u \cdot \sigma_u + A_{S2.4} \cdot \sigma_{B20} = (4.779 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed4} = (2.737 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykk-kapasitet er god nok når forsterket med stålprofil.

### Kontroll grunntrykk

$$H_{\text{fundament}} := 0.6 \text{ m} \quad B := 0.8 \text{ m} \quad A_f := B \cdot B$$

$$G_{Edf} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot B \cdot B \cdot H \cdot \gamma_g = 11.52 \text{ kN}$$

$$N_{Edf} := N_{EdS2ny} + G_{Edf} = (3.772 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_g := \frac{N_{Edf}}{A_f} = 5.894 \text{ MPa} > \sigma_{\text{fjell}} = 4 \text{ MPa}$$

Grunntrykk overstiger verdi for fjellets kapasitet.

### Trykk-kapasitet og grunntrykk ved søyle S5

$$A_f := 1.3 \text{ m} \cdot 1.3 \text{ m}$$

$$A_{S5.1} := 70 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 75 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.525 \text{ m}^2 \quad \text{Areal i kjeller}$$

$$A_{S5.2} := 70 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 75 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.525 \text{ m}^2 \quad \text{Areal i 1. etg}$$

$$A_{S5.3} := 70 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 75 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.525 \text{ m}^2 \quad \text{Areal i 2. etg}$$

$$A_{S5.4} := 70 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot 75 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 0.525 \text{ m}^2 \quad \text{Areal 3. etg}$$

$$N_{EdS5ny} := (G_{s5} \cdot \gamma_g + P_{s5} \cdot \gamma_p) = (5.952 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Last nye etasjer i bruddgrense}$$

$$N_{EdS5eks} := \frac{(G_{S5eks} \cdot \gamma_g + P_{S5eks} \cdot \gamma_p)}{3} = (1.076 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Last per eksisterende etasje bruddgrense}$$

$$N_{Ed1} := N_{EdS5ny} \quad N_{Ed2} := N_{EdS5ny} - N_{EdS5eks}$$

$$N_{Ed3} := N_{EdS5ny} - N_{EdS5eks} \cdot 2 \quad N_{Ed4} := N_{EdS5ny} - N_{EdS5eks} \cdot 3 = (2.725 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{\text{kapasitet1}} := A_{S5.1} \cdot \sigma_{B20} = (8.4 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed1} = (5.952 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{\text{kapasitet2}} := A_{S5.2} \cdot \sigma_{B20} = (8.4 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed2} = (4.876 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{\text{kapasitet3}} := A_{S5.3} \cdot \sigma_{B20} = (8.4 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed3} = (3.801 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{\text{kapasitet}} := A_{S5.4} \cdot \sigma_{B20} = (8.4 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Ed4} = (2.725 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

### Kontroll grunntrykk

$$G_{Edf} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_f \cdot H \cdot \gamma_g = 30.42 \text{ kN}$$

Egenvekt fundament

$$N_{Edf} := N_{EdS5ny} + G_{Edf} = (5.983 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Last i søyle + fundament

$$\sigma_g := \frac{N_{Edf}}{A_f} = 3.54 \text{ MPa} < \sigma_{fjell} = 4 \text{ MPa}$$

Grunntrykk OK

### 3. BETONGTEKNOLOGISK UNDERSØKELSE

#### 3.1. Befaring og prøvetaking

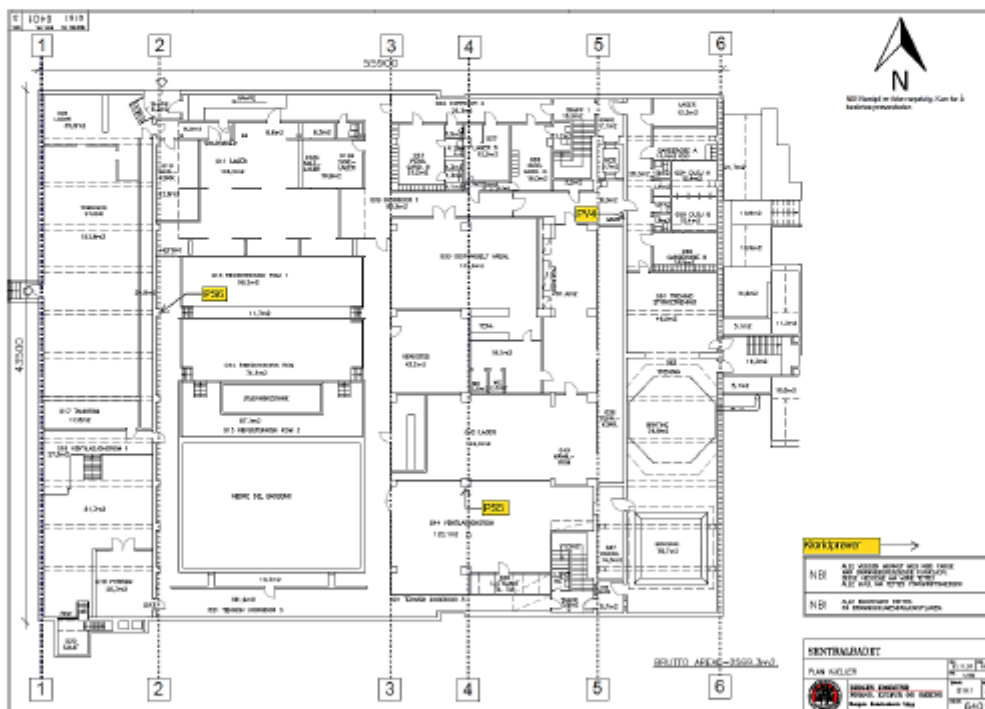
Det ble utført en visuell befaring med prøvetaking 2019-05-06, hvor det ble tatt kloridprøver av tre søyler i bassengdelen, samt karboniseringsprøver på to av ytterveggene. Det ble målt overdekning på utvendige vegger, og innvendige søyler i bassengdel og i kjeller.

Det ble utført en ytterligere befaring med prøvetaking 2019-05-22/23 på bakgrunn av prøveresultater fra befaring 2019-05-06. Under denne befaringen ble det tatt fire nye kloridprøver av søyler i bassengdel, og to prøver av søyler i kjeller. I tillegg ble det tatt tre kloridprøver utvendig på yttervegger, samt en kloridprøve av bomberomvegg i kjeller. Det ble også tatt tre nye karboniseringsprøver utvendig på yttervegger.

En oversikt over samtlige prøvers lokasjon fremgår av figur 7-9, og finnes også vedlagt i vedlegg A.

Det har vært tilnærmet ubegrenset tilgang på bygget til visuell kontroll og prøvetaking.

Tegningsgrunnlaget har vært mangelfullt med tanke på materialkvaliteter og spesifisert overdekning, da det ikke har vært armeringstegninger tilgjengelig.



Figur 7: Oversikt over prøvesteder i kjeller

## 4. SKADEVURDERING OG REHABILITERINGSMETODER

### Søylar

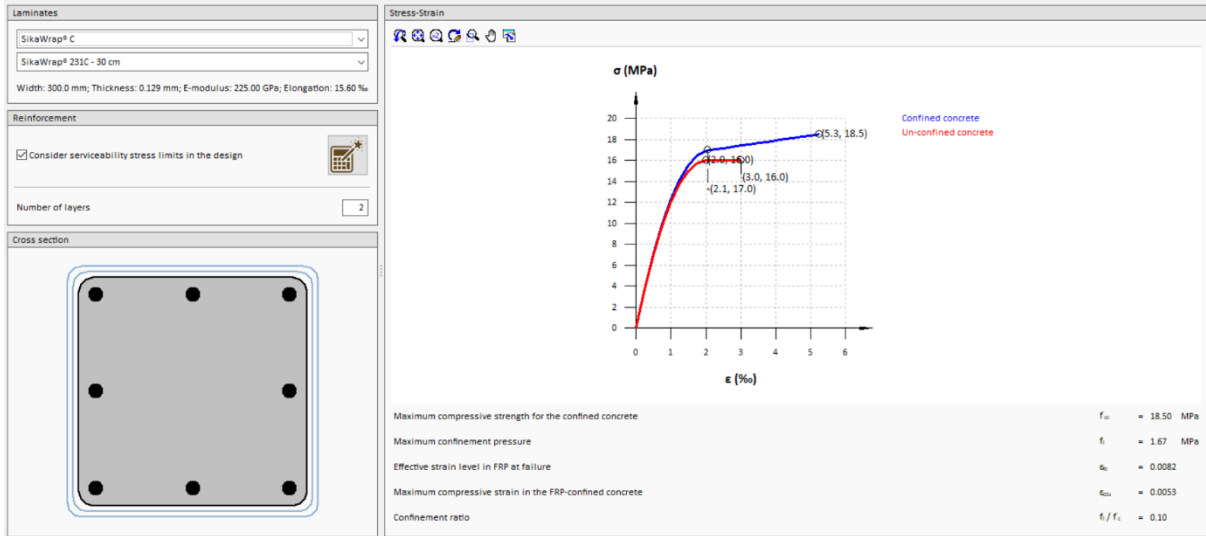
Gjennom inspeksjon og prøvetaking av søylene i bygget, fremgår det at søylene i akse 2 (bassengområdet) stedvis har et svært høyt kloridinnhold. Disse har også tydelige støpefeil i form av steinreir i nedre del av søylene. Dette skyldes trolig at datidens betong generelt hadde høyere v/c-tall, og var mer utsatt for separasjon, eksempelvis ved slipp fra høyder. Denne steinansamlingen i bunnen av søylene medfører et sjikt med mye stein og lite bindemiddel. Slike steinreir er veldig porøse, og forenkler kloridtransporten innover i tverrsnittet betydelig. I disse områdene er den frilagte armeringen tydelig korrodert allerede, og dette vil fortsette dersom det ikke gjøres utbedrende tiltak. Hastigheten vil øke med økt fuktnivå i betongen.

De samme søylene synes å ha et mer forventet kloridprofil høyere opp fra gulvet (+1,5m). Her er det veldig høy kloridkonsentrasjon i det ytterste sjiktet, og avtakende innover i de to neste. I sjiktet 40-60 mm er kloridkonsentrasjonen nede i neglisjerbar verdi. Dette tyder på at det ikke finnes stor grad av innstøpte klorider fra kloridholdig vann eller tilslag i betongen, men at det primært skyldes ytre påvirkninger fra kloridholdig bassengvann og vanndamp.

Kloridprøven på en av de samme søylene i akse 2, i kjeller (+0,5m), indikerte neglisjerbart kloridinnhold i alle prøvesjikt, avtakende innover i tverrsnittet. Dette styrker antakelsen om at det ikke finnes stor grad av innstøpte klorider i betongen. Det faktum at søylene i akse 2 er plassert i nærheten av renseteknisk rom og utjevningstank i kjeller kan forklare det litt høyere kloridinnholdet i det ytterste prøvesjiktet. Denne trenden går igjen for samtlige prøver i kjelleren.

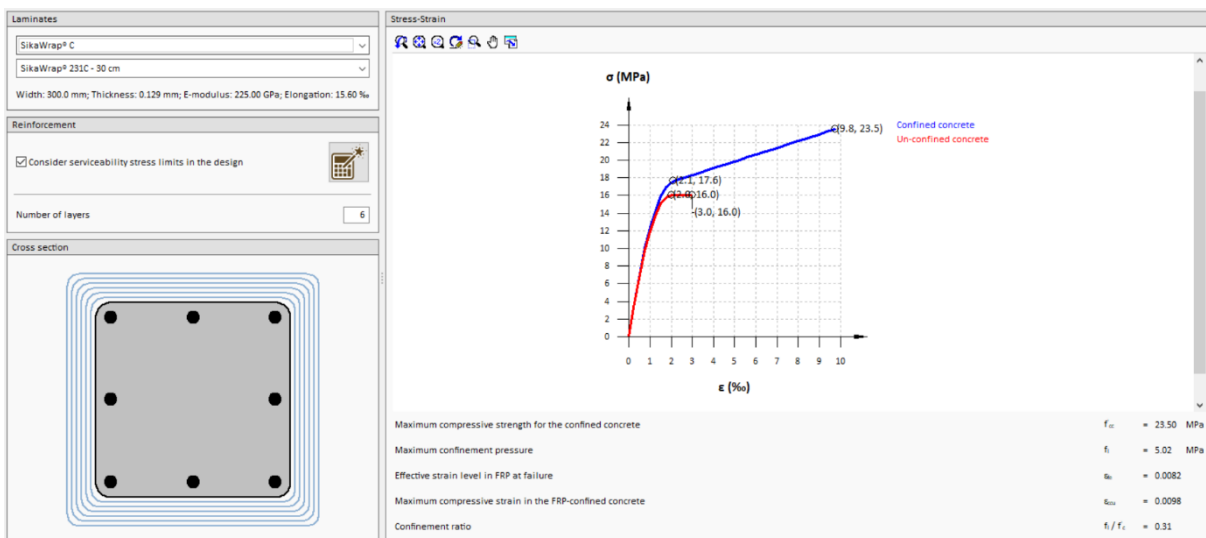
Inspeksjon og prøver av søylene i akse 4 indikerer at disse søylene generelt har et lavt kloridinnhold, særlig i bassengdelen. Det er imidlertid observert et tilfelle av steinreir og korrodert armering i overgangen til flisbelagt gulv. Det er grunn til å tro at dette dreier seg om lokale skader i lavere deler av søylene i svømmehallen. I kjellernivå er det observert et litt høyere kloridinnhold i de ytterste 20mm av tverrsnittet, men sterkt avtagende innenfor dette.

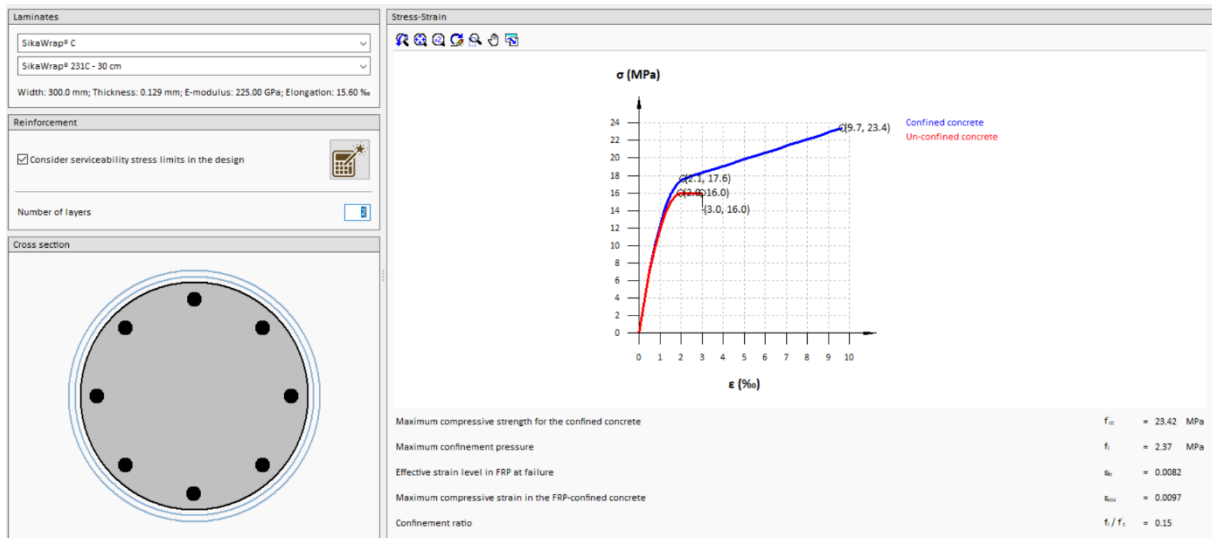
# Vedlegg D6 – Utklipp fra Sika CarboDUR



## 2.1. Summary of results

Strengthening limits (ACI440.2R-17, 9.2)					
Loading	$\phi$	$P_u$ (kN)	$M_{u,x}$ (kN-m)	$M_{u,y}$ (kN-m)	$\phi \cdot P_{n,max} \geq P_u; \phi \cdot S_n \geq S_u$
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 0.75 \cdot S_{LL}$	0.65	1145.00	0.00	0.00	Un-strengthened section ✓
Strengthened section under anticipated loads					
Loading	$\phi$	$P_u$ (kN)	$M_{u,x}$ (kN-m)	$M_{u,y}$ (kN-m)	$\phi \cdot P_{n,max} \geq P_u; \phi \cdot S_n \geq S_u$
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.50 \cdot S_{LL}$	0.65	1590.00	0.00	0.00	Strengthened section ✓
Serviceability limit states					
Loading	Service stresses		$\sigma_{c,Max} \leq 0.65 \cdot f_c$		$\sigma_{y,Max} \leq 0.60 \cdot f_y$
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$\sigma_{c,Max} = 5.36$ MPa	$\sigma_{y,Max} = 87.96$ MPa	5.36 MPa $\leq$ 10.40 MPa ✓		87.96 MPa $\leq$ 144.00 MPa ✓
Fire resistance (t=0 min.)					
Loading	$\phi$	$P_u$ (kN)	$M_{u,x}$ (kN-m)	$M_{u,y}$ (kN-m)	$\phi \cdot P_{n,max} \geq P_u; \phi \cdot S_n \geq S_u$
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	1200.00	0.00	0.00	Un-strengthened section ✓





**2.1. Summary of results**

Strengthening limits (ACI440.2R-17, 9.2)					
Loading	$\phi$	$P_u$ (kN)	$M_{u,x}$ (kN-m)	$M_{u,y}$ (kN-m)	$\phi \cdot P_{n,max} \geq P_u; \phi \cdot S_n \geq S_u$
$S_u = 1.10 \cdot S_{DL} + 0.75 \cdot S_{LL}$	0.65	1145.00	0.00	0.00	Un-strengthened section ✓
Strengthened section under anticipated loads					
Loading	$\phi$	$P_u$ (kN)	$M_{u,x}$ (kN-m)	$M_{u,y}$ (kN-m)	$\phi \cdot P_{n,max} \geq P_u; \phi \cdot S_n \geq S_u$
$S_u = 1.20 \cdot S_{DL} + 1.50 \cdot S_{LL}$	0.65	1590.00	0.00	0.00	Strengthened section ✓
Serviceability limit states					
Loading	Service stresses		$\sigma_{c,Max} \leq 0.65 \cdot f'_c$		$\sigma_{y,Max} \leq 0.60 \cdot f_y$
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	$\sigma_{c,Max} = 6.38$ MPa	$\sigma_{y,Max} = 106.69$ MPa	6.38 MPa $\leq$ 10.40 MPa ✓		106.69 MPa $\leq$ 144.00 MPa ✓
Fire resistance (t=0 min.)					
Loading	$\phi$	$P_u$ (kN)	$M_{u,x}$ (kN-m)	$M_{u,y}$ (kN-m)	$\phi \cdot P_{n,max} \geq P_u; \phi \cdot S_n \geq S_u$
$S_u = 1.00 \cdot S_{DL} + 1.00 \cdot S_{LL}$	1.00	1200.00	0.00	0.00	Un-strengthened section ✓

## Vedlegg D7 - Resultat Sika CarboDur søyle S2

Sika CarboDur - v6.4 - [C:\...Sika-beregninger.acsk]

Project Cross section Reinforcement Loads About

ACI 440 - ACI 318 SI metric units  
Norway BUILDING TRUST

**Anticipated loads**

Axial Load  Bending moment X  Bending moment Y

Dead loads 1500.00 kN

Live loads 700.00 kN

**Combinations**

User-defined combinations

Consider strengthening limits

The live load is expected to be sustained

$S_u$  (Strengthening limits) = 1.1 ·  $S_{Dk}$  + 0.75 ·  $S_{Lk}$

$S_u$  (Anticipated loads) = 1.20 ·  $S_{Dk}$  + 1.50 ·  $S_{Lk}$

$S_u$  (Serviceability limit state) = 1.00 ·  $S_{Dk}$  + 1.00 ·  $S_{Lk}$

$S_u$  (Fire situation) = 1.00 ·  $S_{Dk}$  + 1.00 ·  $S_{Lk}$

**Results**

Minimum combination of loads to be resisted by the un-strengthened member (ACI440.2R-17, Section 9.2)

The anticipated design loads must exceed the existing capacity of the un-strengthened member

Resistance of the un-strengthened member in case of fire

$P_u$  (Strengthening limits) = 2175.00 kN

$P_u$  (Anticipated loads) = 2850.00 kN

$P_u$  (Fire situation) = 2200.00 kN

$\phi P_n = 1512.91 = kN$

$\phi P_n = 1512.91 = kN$

$\phi P_n = 2327.56 = kN$

Loads | Un-strengthened section check failed

Previous

## Vedlegg D8 - Teoretisk mulig forsterkning

Sika CarboDur - v6.7 - [C:\...Søyle S2.acsk]

Project Cross section Reinforcement Loads Laminates Section check Printout About

ACI 440 - ACI 318 SI metric units  
Norway BUILDING TRUST

**Laminates**

SikaWrap® C

SikaWrap® 231C - 30 cm

Width: 300.0 mm; Thickness: 0.129 mm; E-modulus: 225.00 GPa; Elongation: 15.60 %

**Reinforcement**

Consider serviceability stress limits in the design

Number of layers 10

**Cross section**

**Stress-Strain**

Maximum compressive strength for the confined concrete  $f_{cc} = 20.51$  MPa

Maximum confinement pressure  $f_l = 9.46$  MPa

Effective strain level in FRP at failure  $\epsilon_{frp} = 0.0082$

Maximum compressive strain in the FRP-confined concrete  $\epsilon_{cu} = 0.0100$

Confinement ratio  $f_l / f_c = 0.59$

Previous Next



## Valg av profil til forsterkning av søyler

$$\gamma M_0 := 1.05 \quad \text{NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014/NA:2015 [NA.6.1(1)2B]}$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Flytespenning for S355 stål, tabell 3.1 NS-EN 1993-1-1}$$

### Søyle S2 i kjeller

$$N_{Ed} := 3760 \text{ kN} \quad \text{Total bruddgrenselast ned i søyle}$$

$$N_{Rd} := \frac{N_{Ed}}{1.14} = (3.298 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Søylens kapasitet, utnyttelse hentet fra OS}$$

$$f := N_{Ed} - N_{Rd} = 461.754 \text{ kN} \quad \text{Gjenstående last som stålprofil må kunne ta}$$

$$F_1 := \frac{f}{2} = 230.877 \text{ kN} \quad \text{Skal bruke 2 profiler, tar halve lasten hver}$$

$$A := F_1 \cdot \frac{\gamma M_0}{f_y} = 682.876 \text{ mm}^2 \quad \text{NS-EN 1993-1-1, punkt 6.2.4 (6.10)}$$

Må bruke minimum U50, med  $A=0.712 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

### Søyle S2 i 1. etasje

$$N_{Ed} := 3520 \text{ kN} \quad \text{Total bruddgrenselast ned i søyle}$$

$$N_{Rd} := \frac{N_{Ed}}{1.92} = (1.833 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Søylens kapasitet, utnyttelse hentet fra OS}$$

$$f := N_{Ed} - N_{Rd} = (1.687 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Gjenstående last som stålprofil må kunne ta}$$

$$F_2 := \frac{f}{2} = 843.333 \text{ kN} \quad \text{Skal bruke 2 profiler, tar halve lasten hver}$$

$$A := F_2 \cdot \frac{\gamma M_0}{f_y} = (2.494 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Må bruke minimum U180 med  $A=2.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

## Dimensjonering av H-profil

$$F := 2900 \text{ kN}$$

Behandler veggdel som en søyle på 300x400mm. Betongvegg/søyle tar last som trykkkapasiteten tillater.

$$\sigma_{B20} := 16 \text{ MPa} \quad A_{søyle} := 300 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}$$

$$F_{\text{kapasitet.vegg søyle}} := A_{søyle} \cdot \sigma_{B20} = (1.92 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N := F - F_{\text{kapasitet.vegg søyle}} = 980 \text{ kN}$$

$$\gamma M_0 := 1.05 \quad \text{NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014/NA:2015 [NA.6.1(1)2B]}$$

$$f_y := 355 \text{ MPa} \quad \text{Flytespenning for S355 stål, tabell 3.1 NS-EN 1993-1-1}$$

$$A := N \cdot \frac{\gamma M_0}{f_y} = (2.899 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Minimum nødvendig areal for trykk  
[6.2.4] formel (6.10)

Må minst bruke HEB120

## Vedlegg D10 – Kontroll av profil

### Kontroll av profil i kjeller

Skal bruke samme profil langs hele søylen. Velger å bruke U220 videre.

$$N := F_1 = 230.877 \text{ kN}$$

Tverrsnittsdata hentet fra "stålkonstruksjoner: profiler og formler" tabell 1.8

$$h := 220 \text{ mm} \quad t_w := 9 \text{ mm} \quad t_f := 12.5 \text{ mm} \quad r_1 := t_f \quad r_2 := 6.5 \text{ mm} \quad b := 80 \text{ mm}$$

$$A := 3.74 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad i_y := 84.8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814 \quad \text{tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1}$$

### Tverrsnittsklasse

[5.6] Tabell 5.2 og 5.3

sjekker for trykk i hele profilet

$$\text{steg:} \quad c := h - 2 \cdot t_f = 195 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_w \cdot \varepsilon} = 26.63 < 33 \quad \rightarrow \text{tv.kl. 1}$$

$$\text{flens:} \quad c := b - t_w = 71 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 6.981 < 9 \quad \rightarrow \text{tv.kl. 1}$$

Profilet ligger i tverrsnittsklasse 1. Regner med plastiske kapasiteter.

### Trykk

$$N_{c,Rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0} = (1.264 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.10)}$$

$$n := \frac{N}{N_{c,Rd}} = 0.183 < 1.0 \quad \rightarrow \text{OK} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.9)}$$

Hvis et tverrsnitt har borehull, brukes effektivt areal hvor disse da er trukket fra. Dette vil ikke tas hensyn til under beregningen, da det er uvisst hvor mange bolter som vil benyttes, samt deres størrelse.

### Kontroll knekking av profil i kjeller

$$L_{ky} := 3.3 \text{ m} \quad L_{kz} := L_{ky}$$

Slankheter

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon \quad \lambda_y := \frac{L_{ky}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.509 \quad [6.3.1.3] \text{ formel (6.51) og (6.50)}$$

Knekkurve [6.3.1.2] tabell 6.2 for U-profil, S355, kurve c for begge akser

$$\alpha_y := 0.49 \quad \alpha_z := 0.49 \quad \text{imperfeksjonsfaktorer, [6.3.1.2] tabell 6.1}$$

### z-akse

Her beregnes begge stålprofilene som ett element, hvor avstand mellom (lik bredden påbetongsøylen) tas med i betraktning.

$$b_{s2} := 300 \text{ mm} \quad \text{Bredde betongsøyle}$$

$$x := \frac{b_{s2}}{2} = 0.15 \text{ m} \quad \text{Avstand senter søyle ut til profil}$$

$$e_z := 21.4 \text{ mm} \quad \text{Avstand fra ytterkant profil til tyngdepunkt til profilets z-akse}$$

$$I_{z\text{profil}} := 1.97 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{2. arealmoment for ett profil}$$

$$z := x + e_z \quad \text{Avstand fra systemets z-akse til ett profils tyngdepunkt}$$

$$I_z := (I_{z\text{profil}} + A \cdot (z)^2) \cdot 2 = (2.237 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad \text{Total 2. arealmoment for hele systemet}$$

$$i_z := \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 244.56 \text{ mm}$$

$$\lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.177 \quad \text{[6.3.1.3] formel (6.51) og (6.50)}$$

$$\Phi_y := 0.5 (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.706 \quad \text{[6.3.1.2 (1)]}$$

$$\Phi_z := 0.5 (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.51 \quad \text{[6.3.1.2 (1)]}$$

Finner reduksjonsfaktor [6.3.1.2] formel (6.49)

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.838 \quad \chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 1.012$$

$$N_{B.Rd.y} := \chi_y \cdot N_{c.Rd} = (1.059 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{[6.3.1.1] formel (6.47)}$$

$$N_{B.Rd.z} := \chi_z \cdot N_{c.Rd} = (1.28 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{[6.3.1.1] formel (6.47)}$$

$$N_{B.Rd} := \min(N_{B.Rd.y}, N_{B.Rd.z}) = (1.059 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_{B.Rd}} = 0.218 \quad \text{[6.2.4] formel (6.9)}$$

Profilen har tilstrekkelig kapasitet, og knekker ikke.

## Kontroll av profil i 1. etg

$$N := F_2 = 843.333 \text{ kN}$$

Bruker profil U220.

Tverrsnittsdata hentet fra "stålkonstruksjoner: profiler og formler" tabell 1.8

$$h := 220 \text{ mm} \quad t_w := 9 \text{ mm} \quad t_f := 12.5 \text{ mm} \quad r_1 := t_f \quad r_2 := 6.5 \text{ mm} \quad b := 80 \text{ mm}$$

$$A := 3.74 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad i_y := 84.8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814 \quad \text{tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1}$$

Tverrsnittsklasse [5.6] Tabell 5.2 og 5.3

sjekker for trykk i hele profilet

$$\text{steg:} \quad c := h - 2 \cdot t_f = 195 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_w \cdot \varepsilon} = 26.63 < 33 \quad \rightarrow \text{tv.kl. 1}$$

$$\text{flens:} \quad c := b - t_w = 71 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 6.981 < 9 \quad \rightarrow \text{tv.kl. 1}$$

Profilet ligger i tverrsnittsklasse 1. Regner med plastiske kapasiteter.

### Trykk

$$N_{c.Rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0} = (1.264 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.10)}$$

$$\frac{N}{N_{c.Rd}} = 0.667 < 1.0 \quad \rightarrow \text{OK} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.9)}$$

### Kontroll knekking

$$L_{ky} := 3.9 \text{ m} \quad L_{kz} := L_{ky}$$

*Slankheter* [6.3.1.3] formel (6.51) og (6.50)

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon \quad \lambda_y := \frac{L_{ky}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.602$$

Knekkurve tabell 6.2 for U-profil, S355, kurve c for begge akser

$$\alpha_y := 0.49 \quad \alpha_z := 0.49 \quad \text{imperfeksjonsfaktorer, tabell 6.1}$$

### z-akse

Her beregnes begge stålprofilene som ett element, hvor avstand mellom (lik bredden påbetongsøylen) tas med i betraktning.

$$b_{s2} := 300 \text{ mm}$$

Bredde betongsøyle

$$x := \frac{b_{s2}}{2} = 0.15 \text{ m}$$

Avstand senter søyle ut til profil

$$e_z := 21.4 \text{ mm}$$

Avstand fra ytterkant profil til tyngdepunkt til profilets z-akse

$$I_{zprofil} := 1.97 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

2. arealmoment for ett profil

$$z := x + e_z$$

Avstand fra systemets z-akse til ett profils tyngdepunkt

$$I_z := (I_{zprofil} + A \cdot (z)^2) \cdot 2 = (2.237 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad \text{Total 2. arealmoment for hele systemet}$$

$$i_z := \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 244.56 \text{ mm} \quad \lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.209 \quad [6.3.1.3] \text{ formel (6.51) og (6.50)}$$

$$\Phi_y := 0.5 (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.78 \quad [6.3.1.2 (1)]$$

$$\Phi_z := 0.5 (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.524 \quad [6.3.1.2 (1)]$$

Finner reduksjonsfaktor

[6.3.1.2] formel (6.49)

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.784 \quad \chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.996$$

$$N_{B.Rd.y} := \chi_y \cdot N_{c.Rd} = 991.614 \text{ kN} \quad [6.3.1.1] \text{ formel (6.47)}$$

$$N_{B.Rd.z} := \chi_z \cdot N_{c.Rd} = (1.259 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.3.1.1] \text{ formel (6.47)}$$

$$N_{B.Rd} := \min(N_{B.Rd.y}, N_{B.Rd.z}) = 991.614 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_{B.Rd}} = 0.85 \quad [6.2.4] \text{ formel (6.9)}$$

Profilen har tilstrekkelig kapasitet, og knekker ikke.

## Kontroll av H-profil

Prøver HE200B

Tverrsnittsdata hentet fra "stålkonstruksjoner: profiler og formler" tabell 1.3

$$h := 200 \text{ mm} \quad t_w := 9 \text{ mm} \quad t_f := 15 \text{ mm} \quad r := 18 \text{ mm} \quad b := 200 \text{ mm}$$

$$A := 7.81 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad i_y := 85.4 \text{ mm} \quad i_z := 50.7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := \sqrt[2]{\frac{235}{355}} = 0.814 \quad \text{tabell 5.2 i NS-EN 1993-1-1}$$

### Tverrsnittsklasse

[5.6] Tabell 5.2 og 5.3

sjekker for trykk i hele profilet

$$\text{steg:} \quad c := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 134 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_w \cdot \varepsilon} = 18.3 < 33 \quad \rightarrow \text{tv.kl. 1}$$

$$\text{flens:} \quad c := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 77.5 \text{ mm} \quad \frac{c}{t_f \cdot \varepsilon} = 6.35 < 9 \quad \rightarrow \text{tv.kl. 1}$$

Profilet ligger i tverrsnittsklasse 1. Regner med plastiske kapasiteter.

### Trykk

$$N_{c,Rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma M_0} = (2.641 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.10)}$$

$$n := \frac{N}{N_{c,Rd}} = 0.371 < 1.0 \quad \rightarrow \text{OK} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.9)}$$

## Knekking H-profil

$$L_{ky} := 4.7 \text{ m} \quad L_{kz} := L_{ky}$$

Slankheter [6.3.1.3] formel (6.51) og (6.50)

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon \quad \lambda_y := \frac{L_{ky}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.72 \quad \lambda_z := \frac{L_{kz}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.213$$

Knekkurve tabell 6.2 for U-profil, S355, kurve b for y-y akse og kurve c for z-z akse.

$$\alpha_y := 0.34 \quad \alpha_z := 0.49 \quad \text{imperfekjonsfaktorer, tabell 6.1}$$

$$\Phi_y := 0.5 \left( 1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2 \right) = 0.848 \quad [6.3.1.2 (1)]$$

$$\Phi_z := 0.5 \left( 1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2 \right) = 1.484 \quad [6.3.1.2 (1)]$$

Finner reduksjonsfaktor [6.3.1.2] formel (6.49)

$$\chi_y := \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.772 \quad \chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.427$$

$$N_{B.Rd.y} := \chi_y \cdot N_{c.Rd} = (2.039 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.3.1.1] \text{ formel (6.47)}$$

$$N_{B.Rd.z} := \chi_z \cdot N_{c.Rd} = (1.129 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.3.1.1] \text{ formel (6.47)}$$

$$N_{B.Rd} := \min(N_{B.Rd.y}, N_{B.Rd.z}) = (1.129 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_{B.Rd}} = 0.868 < 1.0 \quad \text{OK} \quad [6.2.4] \text{ formel (6.9)}$$

Profilen har tilstrekkelig kapasitet, og knekker ikke.



## Vedlegg D11 - Kneking mellom bolter

Results 🔍 ✕

**Design method:** SOFA Bond

**Technical Data:** ETA 11/0493

**Boundary conditions**

- Anchor plate size: ✓
- Anchor plate position: ✓
- Edge distance: ✓
- Axial spacing: ✓
- Base material thickness: ✓

**Utilization (%)**

**Tension: 0 %** ⌵

**Shear: 104 %** ⌵

**Tension/Shear combination: 0 %**

Optimized embedment depth

User selected embedment depth

**Embedment depth:**

### Knekking av profil mellom bolter

Beregningen gjøres for svak akse, Z-Z.

$$L_k := 0.5 \text{ m} \quad i_z := 23 \text{ mm}$$

Slankheter [6.3.1.3] formel (6.51) og (6.50)

$$\lambda_1 := 93.9 \cdot \varepsilon \quad \lambda_z := \frac{L_k}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0.285$$

Knekkurve tabell 6.2 for U-profil, S355, kurve c

$$\alpha_z := 0.49 \quad \text{imperfeksjonsfaktorer, tabell 6.1}$$

$$\Phi_z := 0.5 \left( 1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2 \right) = 0.561 \quad [6.3.1.2 (1)]$$

Finner reduksjonsfaktor

$$\chi_z := \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.957 \quad [6.3.1.2] \text{ formel (6.49)}$$

$$N_{B.Rd} := \chi_z \cdot N_{c.Rd} = (1.21 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad [6.3.1.1] \text{ formel (6.47)}$$

$$\frac{N}{N_{B.Rd}} = 0.697 \quad [6.2.4] \text{ formel (6.9)}$$

Knekker ikke mellom boltene.

## Vedlegg E – Kapittel 7 og 8

### Vedlegg E1 - Nedbøyning fagverk med tak av hulldekker

#### Nødvendig stivhet av fagverk med tak av hulldekke

$$L_b := 10 \text{ m} \quad \text{Lastbredde}$$

$$L_f := 43.5 \text{ m} \quad \text{Lengde fagverk spenner over}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{E-modul stål, NS-EN 1993-1-1 [3.2.6]}$$

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kontorareal, NS-EN 1991, tabell NA.1.1}$$

$$g_{HD320} := 392 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot g \quad \text{Egenvekt HD320 (Betongelementhåndboken)}$$

$$g_{tp} := g_{HD320} \quad \text{Egenvekt TP-tak, byggforsk 471.031 punkt 43.}$$

$$g_{kdiv} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt lettvegger, teknisk osv.}$$

$$\rho_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Egenvek stål} \quad \text{Byggforsk 471.031}$$

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Egenvekt betong} \quad \text{Tetthet betong, Byggforsk 421.031 (21)}$$

$$A_{IPE} := 11.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad g_{IPE} := \rho_s \cdot A_{IPE} = 0.893 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \text{Last av IPE-bjelke}$$

$$A_s := 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \quad n_s := 7 \quad \text{Areal og antall for søyler inni bygg}$$

$$g_s := \rho_b \cdot A_s \cdot 3.8 \text{ m} \cdot n_s \cdot 3 = 319.2 \text{ kN} \quad \text{Egenlast av søyler}$$

Beregner egenlast som går ned i hver søyle, som står i midtre søylerad. Disse lastene blir tatt som punktlast under beregning av nedbøyning. Dekke som ligger over fagverk regnes jevnt fordelt.

$$A_{last} := 7 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} = 70 \text{ m}^2 \quad \text{Areal av last over en søyle}$$

$$\psi_g := 1.0 \quad \psi_p := 0.3 \quad \text{NS-EN 1990 [NA.A1.1]}$$

$$p := p_k \cdot \psi_p = 0.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{nedbøyning} := (2 \cdot (g_{kdiv} + g_{HD320}) + g_{tp}) \cdot \psi_g = 13.533 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_p := g_{nedbøyning} \cdot A_{last} + g_{IPE} \cdot L_b + g_s = (1.275 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$G_{dekke} := (g_{HD320} + p) \cdot 10 \text{ m} = 47.442 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K := 25 \text{ mm}$$

Maksimal nedbøyning

Søylene regnes som punktlaster og dekket som jevnt fordelt last.

Formler for nedbøyning hentes fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formler" (tabell 3.1)

$$I_{dekket} := \frac{5}{384} \cdot G_{dekket} \cdot \frac{L_f^4}{E \cdot K} = (4.213 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad \text{Stivhet for å tåle dekket.}$$

Stivhet for å tåle betongsøyler:

$$a_1 := 7 \text{ m} \quad \alpha_1 := \frac{a_1}{L_f} = 0.161 \quad \text{To søyler står 7 meter ut, en på hver side}$$

$$I_1 := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} \cdot (3 \cdot \alpha_1 - 4 \cdot \alpha_1^3) = (3.883 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$a_2 := 14 \text{ m} \quad \alpha_2 := \frac{a_2}{L_f} \quad \text{To søyler står 14 meter ut, en på hver side}$$

$$I_2 := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - 4 \cdot \alpha_2^3) = (6.934 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$I_3 := \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot K} = (4.166 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad \text{Søyle i midten}$$

$$I_{total} := I_{dekket} + I_1 + I_2 + I_3 = (1.92 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4 \quad \text{Total nødvendig stivhet}$$

$$EI := I_{total} \cdot E = (4.031 \cdot 10^{17}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

## Nedbøyning av egenvekt

Regner søylene som punktlaster og dekket som jevnt fordelt last.

Formler for nedbøyning fra "Stålkonstruksjoner - profiler og formel" (tabell 3.1)

$$A_{HUP} := 167 \text{ cm}^2 \quad \text{Hentet fra Norsk Stål}$$

$$I := 2 \cdot A_{HUP} \cdot 2 \cdot \left( \frac{3.8 \text{ m}}{2} \right)^2 = (2.411 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4 \quad \text{Stivhet HUP 350x350x12.5}$$

Regner søylene som punktlaster og dekket over som jevnt fordelt last

### Nedbøyning av dekke.

$$\delta_{dekke} := \frac{5}{384} \cdot G_{dekke} \cdot \frac{L_f^4}{E \cdot I} = 0.035 \text{ m}$$

### To søyer står 3.5 meter ut, en på hver side

$$a_1 := 3.5 \text{ m} \quad \alpha_1 := \frac{a_1}{L_f} = 0.08$$

$$\delta_{punkt1} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_1 - 4 \cdot \alpha_1^3) = 20.67 \text{ mm}$$

### To søyer står 10.5 meter ut, en på hver side

$$a_2 := 10.5 \text{ m} \quad \alpha_2 := \frac{a_2}{L_f}$$

$$\delta_{punkt2} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - 4 \cdot \alpha_2^3) = 0.058 \text{ m}$$

### To søyer står 17.5 meter ut, en på hver side

$$a_3 := 17.5 \text{ m} \quad \alpha_3 := \frac{a_3}{L_f}$$

$$\delta_{punkt3} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{G_p \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_3 - 4 \cdot \alpha_3^3) = 0.082 \text{ m}$$

### Total nedbøyning

$$\delta_{total} := \delta_{dekke} + \delta_{punkt1} + \delta_{punkt2} + \delta_{punkt3} = 195.506 \text{ mm}$$

Total nedbøyning av egenvekt = overhøyde

## Nedbøyning ved HUP350x350x12.5

Nedbøyning av dekke.

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot p \cdot 10 \text{ m} \cdot \frac{L_f^4}{E \cdot I} = 8.286 \text{ mm}$$

To søyler står 7 meter ut, en på hver side

$$P := p \cdot A_{last} \cdot 2$$

Punktlast ned i betongsøyle

$$a_1 := 3.5 \text{ m} \quad \alpha_1 := \frac{a_1}{L_f} = 0.08$$

$$\delta_{punkt1} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_1 - 4 \cdot \alpha_1^3) = 2.042 \text{ mm}$$

To søyler står 14 meter ut, en på hver side

$$a_2 := 10.5 \text{ m} \quad \alpha_2 := \frac{a_2}{L_f}$$

$$\delta_{punkt2} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_2 - 4 \cdot \alpha_2^3) = 5.699 \text{ mm}$$

Søyle i midten

$$a_3 := 17.5 \text{ m} \quad \alpha_3 := \frac{a_3}{L_f}$$

$$\delta_{punktmidt} := 2 \cdot \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L_f^3}{E \cdot I} \cdot (3 \cdot \alpha_3 - 4 \cdot \alpha_3^3) = 8.077 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{p\_total} := \delta + \delta_{punkt1} + \delta_{punkt2} + \delta_{punktmidt} = 24.104 \text{ mm}$$

$$A_{n\ddot{o}dvendig} := \frac{I_{p\_total}}{2 \cdot 2 \cdot \left( \frac{3.8 \text{ m}}{2} \right)^2} = (1.61 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

N\ddot{o}dvendig areal p\ddot{a} profil for \u00e5 overholde krav

$$EI := I_{p\_total} \cdot E = (4.883 \cdot 10^{16}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Generell n\ddot{o}dvendig stivhet

$$EI := I \cdot E = (5.064 \cdot 10^{16}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Stivhet av benyttet profil

## Vedlegg E2 – Last i søyler ved tak av hulldekke

### Lastnedregning for søyler

#### Laster i påbygg

Tar konservativt ikke med vindlast på tak, ettersom den er oppadrettet.

$$g_{HD320} := 392 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot g \quad L_b := 7 \text{ m} \quad L := 10 \text{ m} \quad g_{HD320} = 3.844 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_k := \left( g_{HD320} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 4.844 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenvekt hulldekke HD320 fra betongelementhåndboken. Benyttes som tilnærming av HD265 med påstøp. Samt 1 kN/m<sup>2</sup> ekstra for lettvegger, teknisk osv.

$$\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tetthet betong, Byggforsk 421.031 (21)

$$g_{tp} := g_{HD320} \cdot L_b$$

Vekt av TRP tak, byggforsk 471.031 (punkt 43)

Finner vekt av deltabjlkene i nye etasjer:

Bruker D32-400 deltabjelke tss.

$$\rho_s := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{byggforsk 471.031} \quad B_{db} := 660 \text{ mm} \quad b_{db} := 400 \text{ mm} \quad b_1 := 130 \text{ mm}$$

$$b_2 := 210 \text{ mm} \quad d_2 := 20 \text{ mm} \quad h_{db} := 320 \text{ mm} \quad t := 12 \text{ mm}$$

Tverrsnittsdata hentet fra peikko.no  
Antar 20mm tykt stål

$$h_{skjev} := \sqrt{h_{db}^2 + \left( \frac{b_{db} - b_2}{2} \right)^2} = 333.804 \text{ mm}$$

$$A_{db} := d_2 \cdot B_{db} + b_2 \cdot d_2 + (h_{skjev}) \cdot t = 0.021 \text{ m}^2$$

$$A_{fb} := b_2 \cdot h_{db} + \frac{(b_{db} - b_2)}{2} \cdot h_{db} \cdot 2 = 0.128 \text{ m}^2 \quad \text{Areal som skal fylles med betong}$$

$$g_{db} := \rho_s \cdot A_{db} + \rho_b \cdot A_{fb} = 4.848 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g := g_k \cdot L_b = 33.909 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last av dekke

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast kategori B, NS-EN 1991-1-1, tabell NA.6.1

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Regnet ut i OS-prog

$$p := p_k \cdot L_b = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad S_k := s_k \cdot L_b = 11.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Last av vegger:

$$g_{v1} := \rho_b \cdot 400 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 266 \text{ kN} \quad \text{egenvekt betongvegg 400mm}$$

$$g_{v2} := \rho_b \cdot 150 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 99.75 \text{ kN} \quad \text{egenvekt betongvegg 150mm}$$

$$g_{v3} := \rho_b \cdot 200 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 133 \text{ kN} \quad \text{betongvegg 200mm}$$

#### Last av bjelker:

$$B_{A1} := g_{db} \cdot 7 \text{ m} = 33.938 \text{ kN}$$

$$B_{B1} := g_{db} \cdot 10 \text{ m} = 48.482 \text{ kN}$$

#### **Last i søyler fra de 3 øverste etasjene:**

Bruker formel for bjelke med 3 oppleggere i blåbok. Deles opp i krefter fra p og g.

$$Q_{Ag1} := 0.375 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 355.231 \text{ kN} \quad Q_{Ap1} := 0.375 \cdot L \cdot (2 \cdot p + S_k) = 199.5 \text{ kN}$$

$$Q_{Bg} := 1.25 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = (1.184 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad Q_{Bp} := 1.25 \cdot (2 \cdot p + S_k) \cdot L = 665 \text{ kN}$$

$$Q_{Cg1} := 0.375 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 355.231 \text{ kN} \quad Q_{Cp1} := 0.375 \cdot L \cdot (2 \cdot p + S_k) = 199.5 \text{ kN}$$

Fagverk i 4. etasje. All last fra midtre søylerad i nye etasjer fordeles ut til søyler som står utenfor bygget.

Regner ut last fra dekke over og under 4. etg. Bruker nå formel for 2 opplagere, ikke 3, for opplager A og C. Siden det ikke er en midtre opplager, blir lengden 20 m her.

$$Q_{Ag2} := g \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 678.189 \text{ kN}$$

$$Q_{Ap2} := p \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 420 \text{ kN}$$

$$Q_{Cg2} := g \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 678.189 \text{ kN}$$

$$Q_{Cp2} := p \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 420 \text{ kN}$$

Summerer all last fra dekke ned i søylene som står i 3. etg, altså ned i opplegg A og C.

$$Q_{Ag} := Q_{Ag1} + Q_{Ag2} = (1.033 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total egenlast fra dekke i opplager A

$$Q_{Ap} := Q_{Ap1} + Q_{Ap2} = 619.5 \text{ kN}$$

Total nyttelast fra dekke i opplager A

$$Q_{Cg} := Q_{Cg1} + Q_{Cg2} = (1.033 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Total egenlast fra dekke i opplager C

$$Q_{Cp} := Q_{Cp1} + Q_{Cp2} = 619.5 \text{ kN}$$

Total egenlast fra dekke i opplager C



## Last i eksisterende konstruksjon

Finner vekt av bjelkene:

$$A_b := 550 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm} \quad \text{Areal bjelker} \quad A_d := 950 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \quad \text{Areal dragere}$$

Regner forenklet med ett areal for de som går langs, og ett for de som står på tvers, selv om de varierer litt i størelse.

$$L_{bj1} := 5 \text{ m} \quad L_{bj2} := 10 \text{ m} \quad L_{bj3} := 7 \text{ m}$$

Dragere ligger på tvers, oppå søylene. Tenker at yttersøyler tar 0.5 og midtsøyle tar 1.

$$G_{btA} := A_d \cdot \rho_b \cdot L_{bj1} = 71.25 \text{ kN} \quad G_{btB} := A_d \cdot \rho_b \cdot L_{bj2} = 142.5 \text{ kN} \quad \text{Ligger på tvers}$$

$$G_{blA} := A_b \cdot \rho_b \cdot L_{bj3} = 33.688 \text{ kN} \quad G_{blB} := 2 \cdot G_{blA} \quad \text{Ligger på langs}$$

Yttersøyler tar 1 bjelke som går på langs, mens midtsøyle tar 3 bjelker.

$$B_{A2} := G_{btA} + G_{blA} = 104.938 \text{ kN} \quad \text{Total bjelkelast på en sidesøyle}$$

$$B_{B2} := G_{btB} + G_{blB} = 209.875 \text{ kN} \quad \text{Total bjelkelast på en midtsøyle}$$

## Lastverdier for 3 nederste etasjer

$$h_d := 160 \text{ mm} \quad \text{Høyde dekke lik 160 (gjennomsnitt av brukte dekkhøyder i etasjene)}$$

$$p_k := (5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kategori C, NS-EN 1991-1-1, tabell NA.6.1}$$

$$g_k := \rho_b \cdot h_d + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{egenlast dekker} + 1 \text{ kN/m}^2 \text{ himling, lettvegger, teknisk}$$

$$g := (g_k) \cdot L_b = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast dekker}$$

$$p := L_b \cdot p_k = 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Nyttelast på dekker}$$

$$s_{k2} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast som virker på basseng-delen av bygget. Last fra dette taket går ned i søyle S5.}$$

$$S_{k2} := s_{k2} \cdot (15 \text{ m}) \quad \text{Regnet ut i OS-prog}$$

## Søyle S2 (opplager C)

Egen lastbredde her, da dette er mye mindre søyler, men flere

$$L_{b2} := 1.75 \text{ m} \quad g_2 := (g_k) \cdot L_{b2} = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad p_2 := p_k \cdot L_{b2}$$

### Last av vegger:

$$g_{v1} := \rho_b \cdot 400 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot L_{b2} = 66.5 \text{ kN}$$

Mindre lastbredde vegger og bjelker eksisterende konstruksjon.

$$g_{v2} := \rho_b \cdot 200 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot L_{b2} = 33.25 \text{ kN}$$

### I kjeller inkludert påbygg:

$$G_{s2} := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g_2 \cdot L \cdot 3 + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 4 + g_{v2} \cdot 3 + g_{v3} \cdot 4 = (2.319 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{s2} := 0.375 \cdot p_2 \cdot L \cdot 3 + Q_{Ap} = 717.938 \text{ kN}$$

### I 1. etg inkludert påbygg:

$$G := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g_2 \cdot 2 \cdot L + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 3 + g_{v3} \cdot 4 + g_{v2} \cdot 2 = (2.148 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Ap} + 0.375 \cdot p_2 \cdot 2 \cdot L = 685.125 \text{ kN}$$

### I 2. etasje inkludert påbygg:

$$G_{HD} := Q_{Ag} + 0.375 \cdot g_2 \cdot L + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 2 + g_{v3} \cdot 4 + g_{v2} = (1.977 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{HD} := Q_{Ap} + 0.375 \cdot p_2 \cdot L = 652.313 \text{ kN}$$

Sjekker i 2. etasje da det er her søylen har størst utnyttelse

### Last ved TRP-tak

$$G_{TRP} := 1895 \text{ kN}$$

$$P_{TRP} := 652.313 \text{ kN}$$

### **Lastøkning**

$$\frac{G_{HD}}{G_{TRP}} = 1.043$$

4.3 % økning av last

## Grunntrykk ved søyle S2

Beregnes i bruddgrense  $\gamma_g := 1.2$   $\gamma_p := 1.5$

NS-EN 1990 [A1.2.1(2)]

$$\sigma_{B20} := 16 \text{ MPa}$$

Beregnet i OS BTSNITT

$$\sigma_{fjell} := 4000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hentet fra Statens vegvesen

$$N_{EdS2ny} := (G_{s2} \cdot \gamma_g + P_{s2} \cdot \gamma_p) = (3.86 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Last nye etasjer i bruddgrense

$$H_{fundament} := 0.6 \text{ m} \quad B := 0.8 \text{ m} \quad A_f := B \cdot B$$

$$G_{Edf} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot B \cdot B \cdot H_{fundament} \cdot \gamma_g = 11.52 \text{ kN}$$

$$N_{Edf} := N_{EdS2ny} + G_{Edf} = (3.871 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$\sigma_g := \frac{N_{Edf}}{A_f} = 6.049 \text{ MPa} > \sigma_{fjell} = 4 \text{ MPa}$$

Grunntrykk overstiger verdi for fjellets kapasitet.

## Vedlegg E3 – My-verdi for brannkrav søyler

### Utnyttelse for brannkrav i nye søyler

$$\gamma_{p_B} := 0.5 = 0.5 \quad \gamma_{g_B} := 1.0 \quad \text{NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 tabell NA.A1.1}$$

$$\gamma_g := 1.2 \quad \gamma_p := 1.5 \quad \text{NS-EN 1990 [A1.2.1(2)]}$$

$$\gamma_s := 1.05 \quad \gamma_{sfi} := 1.0 \quad \text{NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014/NA:2015 [NA.6.1(1)2B]}$$

$$P := 410 \text{ kN}$$

$$G := 1150 \text{ kN}$$

Last ned i søyle S2

$$N_{Edfi} := P \cdot 0.48 + G \cdot \gamma_{g_B} = (1.347 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := P \cdot \gamma_p + G \cdot \gamma_g = (1.995 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$utnyttelse := 0.72$$

NEd/NRd, beregnet i OS

$$i := \frac{N_{Edfi}}{N_{Ed}} \cdot utnyttelse \cdot \frac{\gamma_{sfi}}{\gamma_s} = 0.463$$



## Vedlegg E4 – Brannteknisk vurdering av stålprofil

### Laster i brannsituasjon

Laster regnes likt som tidligere, men med verdier for brannsituasjon.

#### Dimensjonerende verdier

Verdier hentet fra NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 tabell NA.A1.1

$\psi_{B1} := 0.5$	$\psi_{B2} := 0.3$	Faktorer for kontor, kategori B
$\psi_{C1} := 0.7$	$\psi_{C2} := 0.6$	Faktorer for forsamlingslokaler, kategori C

Regner med verdier for ulykkessituasjon

Verdier er hentet fra sammendrag av NS-EN 1990 tabell "Bruddgrense med ulykkeslast - dimensjonerende verdier"

$\gamma_g := 1$	$\gamma_{PB} := 1 \cdot \psi_{B1} = 0.5$	$\gamma_{pB} := 1 \cdot \psi_{B2} = 0.3$
	$\gamma_{PC} := 1 \cdot \psi_{C1} = 0.7$	$\gamma_{pC} := 1 \cdot \psi_{C2} = 0.6$

### Laster i påbygg

$$L := 10 \text{ m} \quad L_b := 7 \text{ m} \quad \rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tetthet betong, Byggforsk 421.031 (21)}$$

$$g_{HD320} := 392 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot g \quad \text{Egenvekt huldekke HD320 fra betongelementhåndboken.}$$

$$g_{db} := 4.848 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \gamma_g \quad \text{Last av deltabjelker}$$

$$g_{tp} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_b \cdot \gamma_g \quad \text{Last av TP-tak}$$

$$g_k := g_{HD320} + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Egenvekt huldekke HD320, betongelementhåndboken. samt } 1 \text{ kN/m}^2 \text{ ekstra for lettvegger, teknisk osv.}$$

$$g := g_k \cdot L_b \cdot \gamma_g = 33.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Egenlast}$$

$$p_k := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttelast kategori B, NS-EN 1991-1-1}$$

$$p := p_k \cdot L_b \cdot \gamma_{pB} = 10.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$s_k := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snølast utregnet i OS-prog}$$

$$S_k := s_k \cdot L_b \cdot \gamma_{pB} = 3.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vekt av vegger:

$$g_{v1} := \rho_b \cdot 400 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot \gamma_g = 266 \text{ kN}$$

Egentvekt betongvegg 400mm

$$g_{v3} := \rho_b \cdot 200 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} \cdot \gamma_g = 133 \text{ kN}$$

Egenvekt betongvegg 200mm

Vekt av bjelker:

$$B_{A1} := (g_{db} \cdot L_b) \cdot \gamma_g = 33.94 \text{ kN}$$

Bjelkevekt C

**Last i søyler fra påbygg**

Bruker formel for bjelke med 3 oppleggere i blåbok. Deles opp i krefter fra p og g.

$$Q_{Ag1} := 0.375 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 272.7 \text{ kN}$$

$$Q_{Ap1} := 0.375 \cdot L \cdot (2 \cdot p + S_k) = 91.35 \text{ kN}$$

$$Q_{Cg1} := 0.375 \cdot (2 \cdot g + g_{tp}) \cdot L = 272.7 \text{ kN}$$

$$Q_{Cp1} := 0.375 \cdot L \cdot (2 \cdot p + S_k) = 91.35 \text{ kN}$$

Fagverk i 5. etasje, som tar laster fra midtre søylerad. Denne lasten blir derfor ikke utregnet og tatt med videre.

Regner ut last fra dekke over og under 5. etg ned i opplager C. Bruker nå formel for 2 opplagere.

$$Q_{Cg2} := g \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 678.19 \text{ kN}$$

$$Q_{Cp2} := p \cdot \frac{20 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 210 \text{ kN}$$

Ganger med 2, da det er 2 dekker. Har til nå regnet ut last fra 5 øverste dekker.

Summerer all last på dekke ned i søyle S2.

$$Q_{Cg} := Q_{Cg1} + Q_{Cg2} = 950.88 \text{ kN}$$

Egenvekt

$$Q_{Cp} := Q_{Cp1} + Q_{Cp2} = 301.35 \text{ kN}$$

Nyttevekt

## Laster i eksisterende konstruksjon

Finner vekt av bjelkene:

$$A_b := 550 \text{ mm} \cdot 350 \text{ mm}$$

Areal bjelker

$$A_d := 950 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}$$

Areal dragere

$$L_{bj1} := 5 \text{ m}$$

$$L_{bj2} := 10 \text{ m}$$

$$L_{bj3} := 7 \text{ m}$$

Dragere ligger på tvers, oppå søylene. Tenker at yttersøyler tar 0.5 og midtsøyle tar 1.

$$G_{btA} := A_d \cdot \rho_b \cdot L_{bj1} = 71.25 \text{ kN}$$

Ligger på tvers

$$G_{blA} := A_b \cdot \rho_b \cdot L_{bj3} = 33.69 \text{ kN}$$

Ligger på langs

$$B_{A2} := (G_{btA} + G_{blA}) \cdot \gamma_g = 104.94 \text{ kN} \quad \text{Total bjelkelast på en sidesøyle}$$

## Jevnt fordelte laster

$$L_b := 1.75 \text{ m}$$

$$h_d := 160 \text{ mm} \quad \text{Høyde dekke lik 160 (gjennomsnitt av brukte dekkehøyder i etasjene)}$$

$$p_k := (5) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast kategori C, NS-EN 1991-1-1

$$g_k := \rho_b \cdot h_d + 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast dekker + 1 kN/m<sup>2</sup> himling, lettvegger, teknisk

$$g := (g_k) \cdot L_b \cdot \gamma_g = 8.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast

$$p := L_b \cdot p_k \cdot \gamma_{pC} = 6.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast

$$S_{k2} := s_k \cdot 15 \text{ m} \cdot \gamma_{pC} = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snølast



## Søyle S2

### Last av vegger:

$$g_{v1} := \rho_b \cdot 400 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot L_b = 66.5 \text{ kN}$$

Betongvegg 400 mm

$$g_{v2} := \rho_b \cdot 200 \text{ mm} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot L_b = 33.25 \text{ kN}$$

Betongvegg 200 mm

### Søyle i kjeller

$$G_{s2} := 0.375 \cdot g \cdot L \cdot 3 + 4 \cdot B_{A1} + B_{A2} \cdot 4 + Q_{Cg} + g_{v2} \cdot 3 + g_{v3} \cdot 4 = (2.24 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P_{s2} := 0.375 \cdot p \cdot L \cdot 3 + Q_{Cp} = 370.26 \text{ kN}$$

### Søyle i 1. etg

$$G := Q_{Cg} + 0.375 \cdot g \cdot 2 \cdot L + B_{A2} \cdot 3 + 4 \cdot B_{A1} + g_{v3} \cdot 4 + g_{v2} \cdot 2 = (2.07 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Cp} + 0.375 \cdot p \cdot L \cdot 2 = 347.29 \text{ kN}$$

### Søyle i 2. etg

$$G := Q_{Cg} + 0.375 \cdot g \cdot L + B_{A2} \cdot 2 + 4 \cdot B_{A1} + g_{v3} \cdot 4 + g_{v2} = (1.89 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$P := Q_{Cp} + 0.375 \cdot p \cdot L = 324.32 \text{ kN}$$

Tabell 4.1 i EN-1993-1-2:2005 – kritisk temperatur for utnyttelse

EN 1993-1-2:2005 (E)

Table 4.1: Critical temperature  $\theta_{s,cr}$  for values of the utilization factor  $\mu_0$

$\mu_0$	$\theta_{s,cr}$	$\mu_0$	$\theta_{s,cr}$	$\mu_0$	$\theta_{s,cr}$
0.22	711	0.42	612	0.62	549
0.24	698	0.44	605	0.64	543
0.26	685	0.46	598	0.66	537
0.28	674	0.48	591	0.68	531
0.30	664	0.50	585	0.70	526
0.32	654	0.52	578	0.72	520
0.34	645	0.54	572	0.74	514
0.36	636	0.56	566	0.76	508
0.38	628	0.58	560	0.78	502
0.40	620	0.60	554	0.80	496

NOTE: The national annex may give default values for critical temperatures.

Tabell hentet fra «Stålkonstruksjoner» av Per Kr. Larsen, [13.6] tabell 13.7 – uisolert ståltemperatur

Tabell 13.7 Ståltemperatur i uisolert komponent under ISO brann [13.6]

$A_m/V(m^{-1})$	400	200	100	60	40	25
Tid (min)	Ståltemperatur °C					
0	20	20	20	20	20	20
5	430	291	177	121	90	65
10	640	552	392	276	204	142
11	661	587	432	308	228	159
12	678	616	469	340	253	177
13	693	642	503	371	278	194
14	705	663	535	402	303	212
15	716	682	565	432	328	230
16	725	698	591	460	353	249
18	736	721	638	513	401	286
20	754	734	676	561	447	323
22	780	744	706	604	491	360
24	799	767	726	641	532	396
26	813	792	735	674	570	431
28	826	813	746	701	604	466
30	837	828	767	721	636	498

## Brannteknisk vurdering av søyler

I brannsituasjon antas det at betongsøyle tar last til full kapasitet, og dersom den ikke holder, må resterende last gå ned i stålprofil.

Utnyttelse beregnet i OS-prog benyttes til å finne søylens kapasitet. Kapasitet måles opp mot laster i branntilfelle for å se om søylen tåler denne lasten alene, eller om last også må gå i stålprofiler.

### Søyle S2 kjeller

$F_{s2} := 3754 \text{ kN}$  Laster i bruddgrense, da søylen knekker

$G_{s2b} := 2240 \text{ kN}$     $P_{s2b} := 370 \text{ kN}$     $N_b := G_{s2b} + P_{s2b}$  laster i brannsituasjon

$N := F_{s2}$     $N_{Rd} := \frac{N}{1.14} = (3.293 \cdot 10^3) \text{ kN}$  Last søylen klarer å ta før den knekker

$N_b = (2.61 \cdot 10^3) \text{ kN} < N_{Rd} = (3.293 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Betongsøylen klarer all lasten alene.

### Søyle S2, 1. etasje

$F_{s2} := 3520 \text{ kN}$  Laster i bruddgrense

$G_{s2b} := 2070 \text{ kN}$     $P_{s2b} := 350 \text{ kN}$     $N_b := G_{s2b} + P_{s2b}$  Laster ved brann

$N := F_{s2}$     $N_{Rd} := \frac{N}{1.92} = (1.833 \cdot 10^3) \text{ kN}$  Søylens kapasitet

$N_b = (2.42 \cdot 10^3) \text{ kN} > N_{Rd} = (1.833 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Betongsøylen klarer ikke lasten alene. Noe av lasten må derfor gå i stålprofilene.

$F := N - N_{Rd} = (1.687 \cdot 10^3) \text{ kN}$  Gjenstående last som går til stålprofil

Har valgt å bruke U220 til å forsterke søyle S2.

## Kontroll brannkrav for profil rundt S2

$f_y := 355 \text{ MPa}$  Flytespenning for S355 stål, tabell 3.1 NS-EN 1993-1-1

$\gamma M_{uls} := 1.0$  NS-EN 1993-1-1 [6.1]

*Tverrsnittsdata* hentet fra "stålkonstruksjoner: profiler og formler" tabell 1.8

$b := 80 \text{ mm}$     $r_2 := 6.5 \text{ mm}$     $s := 9 \text{ mm}$     $t := 12.5 \text{ mm}$     $h := 220 \text{ mm}$     $r_1 := t$

$A := 3.74 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

$N_{Rd} := A \cdot \frac{f_y}{\gamma M_{uls}} = (1.328 \cdot 10^3) \text{ kN}$  NS-EN 1993-1-1, [6.2.4] formel (6.10)

$N := \frac{F}{2} = 843.333 \text{ kN}$  Profilene tar halve lasten hver

$u_0 := \frac{N}{N_{Rd}} = 0.635 \rightarrow \theta_{cr} := 543$  Tabell 4.1 i EN 1993-1-2:2005

Brannklasse 3 -> stor konsekvens. Bærende hovedsystem må være R90

$O := 2 \cdot b + 2 \cdot r_2 + 2 \cdot (b - s) + (h - t \cdot 2) = 510 \text{ mm}$     $A_m := A$

$\frac{O}{A_m} = 136.364 \frac{1}{m}$  "Stålkonstruksjoner" av Per Kr. Larsen, [13.6] tabell 13.7.

Leser av tabell for  $A_m/V=100$ , og temperatur 537. Profilet holder i ca. 14 minutter, som ikke holder R90-kravet. Stålet må brannisoleres.

### Tverrsnittsklasse

[4.2.2] Eget punkt for tverrsnittsklasse ved brannsituasjon.

$f_y := 355$     $\varepsilon := 0.85 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.692$  [5.6] Tabell 5.2 og 5.3

*steg:*    $c_s := h - 2 \cdot t = 0.195 \text{ m}$     $\frac{c_s}{t \cdot \varepsilon} = 22.557 < 33 \rightarrow \text{tv.kl. 1}$

*flens:*    $c_f := b - s = 71 \text{ mm}$     $\frac{c_f}{r_1 \cdot \varepsilon} = 8.213 < 9 \rightarrow \text{tv.kl. 1}$

## Brannteknisk vurdering av H-profil

$$F := 2900 \text{ kN}$$

Behandler veggdel som en søyle på 300x400mm. Betongvegg/søyle tar last som trykkkapasiteten tillater.

$$\sigma_{B20} := 16 \text{ MPa} \quad A_{søyle} := 300 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}$$

$$F_{\text{kapasitet.veggsøyle}} := A_{søyle} \cdot \sigma_{B20} = (1.92 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N := F - F_{\text{kapasitet.veggsøyle}} = 980 \text{ kN}$$

$$F_{\text{brann}} := 1.93 \cdot 10^3 \text{ kN} > F_{\text{kapasitet.veggsøyle}} = (1.92 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Vegg tåler ikke last alene under brann, og stålprofil må derfor brannisoleres.

## Vedlegg E5 – Utklipp fra Rockwool

**ROCKWOOL**  
BRANNSIKKER ISOLASJON

Prosjektnavn	Branndimensjonering U220
Utarbeidet av	IPB



Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R90
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	116
Profil	UPE
Dimensjon	220 : 220 x 85
Antall sider	3 sider

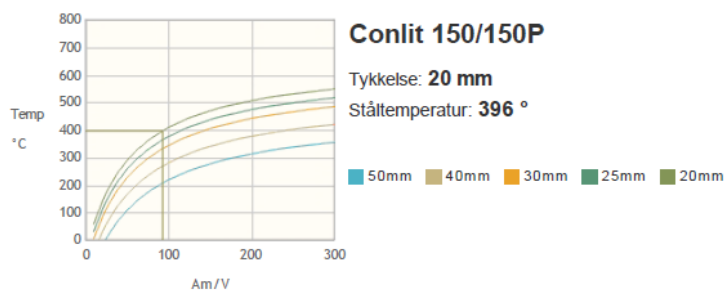
**ROCKWOOL**  
BRANNSIKKER ISOLASJON

Prosjektnavn	Branndimensjonering HE200B
Utarbeidet av	IPB



Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R90
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	77
Profil	HE-B
Dimensjon	200 : 200 x 200
Antall sider	3 sider

Prosjektnavn	Brannisolering IPE240
Utarbeidet av	IPB



Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R60
Maks. ståtemperatur	500
Am/V	93
Profil	IPE
Dimensjon	240 : 240 x 120
Antall sider	2 sider