



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Løsning for påbygging av Sentralbadet

Solution for the extension of Sentralbadet

**Therese Steffensen**

**Ingrid Pedersen Bjørnevoll**

Byggingeniør Bachelor

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder Trond Einar Martinsen

21. mai 2021

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.

## Forord

Denne oppgaven er det avsluttende arbeidet på vår bachelorgrad i byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet. Oppgaven er utarbeidet av Therese Steffensen og Ingrid A. Pedersen Bjørnevoll våren 2021, og utgjør 20 studiepoeng. Therese går studieretningen konstruksjonsteknikk og Ingrid går prosjekt- og byggeledelse, med profil konstruksjonsteknikk. Vi ønsket derfor å basere vår avsluttende oppgave på emnene stål og betong, som er interessante for oss.

Oppgaven er gitt av Sweco AS og tar for seg ombyggingen av Sentralbadet i Bergen. Prosjektet var interessant grunnet muligheten for å bevare et eldre bygg med stor verdi. Selve prosjekteringen har fått opphold fra Swecos side, da prosjektet havnet i retten. Informasjon som kunne deles har derfor vært begrenset. Oppgaven er basert på konkurransegrunnlaget alene, og vi har ikke hatt videre veiledning med bedriften. Begrenset informasjon har til tider vært utfordrende, men dette har gitt mulighet til å være kreative og ta selvstendige valg. I videre arbeider kan arkitekt og rådgivende ingeniør i byggeteknikk benytte rapporten som grunnlag.

Koronasituasjonen har satt sitt preg på utarbeidelsen av oppgaven. Veiledning har i hovedsak foregått digitalt, samt store deler av gruppearbeidet.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder Trond Einar Martinsen ved Institutt for byggfag, som har gitt svært god veiledning og hjelp under hele prosessen.

Bergen, 20. mai 2021

Therese Steffensen

Therese Steffensen

Ingrid Pedersen Bjørnevoll

Ingrid Pedersen Bjørnevoll

## Sammendrag

Oppgaven omhandler påbyggingen av Sentralbadet i Bergen, hvor eksisterende konstruksjon skal bevares. I den forbindelse er det vurdert kapasitet i eksisterende søyler, og i hvilken grad forsterkningstiltak er nødvendig. Det kom frem at mange søyler må forsterkes, og det er presentert ulike metoder for dette. Løsning for aktuelle søyler er dimensjonert med antatt mest gunstige metode for prosjektet.

For påbygg er det prosjektert en mulig løsning av bæresystem, som imøtekommer branntekniske krav. Bæresystemet er bestående av deltabjelker, hulldekker og betongsøyler. Det er planlagt en fagverksløsning som erstatter flere søyler, og for dette er det anbefalt stivhet med hensyn på nedbøyning. For å ivareta byggets stabilitet er det utarbeidet forslag til avstivningssystem, som overholder krav til horisontal forskyvning.

Beregninger er hovedsakelig gjennomført ved bruk av MathCAD og Ove Slettens programvarer. Dimensjonering er gjort i henhold til aktuelle Eurokoder med nasjonale tillegg. Grunnlag for beregninger av eksisterende konstruksjon er eldre tegninger, samt tilstandsvurdering av byggets betongkonstruksjoner.

Ombyggingen av Sentralbadet er relevant i forhold til tidsaktuell tematikk om bevaring av byggverk fra et klima- og miljøaspekt. Gjenbruk av bygningsmasse og effekten av dette er derfor diskutert i rapporten.

## Abstract

This thesis will concern the upward extension of Sentralbadet in Bergen, where the existing structure shall be preserved. In this regard, capacity has been assessed in existing columns, and the extent to which reinforcement measures are necessary. It was discovered that many columns will require reinforcement, and various methods have been presented. Solution for relevant columns has been dimensioned with preferred method for this project.

A possible solution has been created for the extension's structural design, which also meets requirements to fire prevention. The preferred structural design consists of delta beams, hollow core slabs and concrete columns. A solution including a truss framework is proposed as a replacement for several columns. For this idea, an offer was made including recommended stiffness with respect to deflection. To maintain the stability of the building, different systems for bracing members are offered. Developed systems will comply with recommendations regarding horizontal displacement.

Most of the calculation has been completed in programs such as MathCAD and Ove Sletten's programs. The dimensioning has been done in accordance with relevant Eurocodes and national appendixes. Calculations of existing structures are based on drawings from year of construction, as well as a condition assessment of concrete structures.

The structural alteration of Sentralbadet is relevant in the context of contemporary issues linked to preservation of buildings, from a climate and environmental aspect. Reuse of building mass and the caused effects are discussed in the thesis.

## Innhold

Forord .....	II
Sammendrag .....	III
Abstract.....	IV
Figurliste .....	VII
Tabelliste.....	IX
Formelliste .....	X
1 Innledning .....	1
1.1 Om Sentralbadet .....	1
1.1.1 Dagens situasjon .....	2
1.1.2 Ombygging .....	2
1.2 Problemformulering .....	3
1.3 Avgrensning.....	3
1.4 Metode.....	3
1.4.1 PTC MathCAD Prime 3.0.....	3
1.4.2 Sletten programvarer.....	4
1.4.3 Sika CarboDUR .....	4
1.4.4 Hilti PROFIS Anchor .....	4
1.4.5 CONLIT Brannsikring .....	5
1.4.6 Autodesk Revit 2020 .....	5
1.4.6 Standarder .....	5
2 Teori.....	6
2.1 Grunnleggende om aktuelle konstruksjonsmaterialer.....	6
2.1.1 Betong.....	6
2.1.2 Stål .....	6
2.2 Aktuelle bygningskomponenter.....	7
2.2.1 Hulldekker .....	7
2.2.2 Deltabjelker.....	8
2.2.3 I- og H-profiler i stål .....	9

2.2.4 Tak .....	9
3 Lastgrunnlag.....	10
3.1 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner .....	10
3.2 NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner.....	11
3.2.1 Egenlaster .....	11
3.2.1 Nyttelast .....	11
3.2.2 Snølast .....	12
3.2.3 Vindlaster.....	13
3.3 Seismisk last .....	15
3.3.1 NS-EN 1998 Eurokode 8.....	15
3.3.2 Jordskjelv i Norge.....	16
3.3.3 Jordskjelvanalyse .....	16
3.3.4 Utelatelseskontroll.....	18
3.3.5 Diskusjon – Sikkerhet ved jordskjelv .....	21
4 Påbyggets bæresystem .....	22
4.1 Dekker .....	22
4.1.1 Kapasitet .....	22
4.1.2 Rystelser på hulldekker .....	23
4.2 Bjelker.....	25
4.2.1 Deltabjelke .....	25
4.2.2 IPE-bjelker .....	26
4.2.3 Utvekslingsbjelke .....	27
4.3 Søylar.....	28
4.3.1 Beregningsmetode for armert betongsøyle .....	28
4.3.2 Dimensjonerte tverrsnitt.....	31
5 Stabilitet.....	33
5.1 Stabilitet i bygg .....	33
5.2 Horisontallaster .....	33
5.3 Avstivningssystemer .....	34
5.3.1 Krav til horisontal forskyvning.....	34

5.3.2 Mulig løsning for byggets avstivningssystem .....	34
6 Søyler i eksisterende konstruksjon.....	38
6.1 Teoretisk kapasitet i søyler .....	38
6.2 Forsterkningsmetoder for søyler .....	40
6.3 Valg og dimensjonering av forsterkningstiltak.....	43
6.3.1 Karbonfiberbånd.....	43
6.3.2 Stålprofil.....	44
7 Sammenligning av tak .....	48
8 Brann.....	49
8.1 Brannklasse og risikoklasse.....	49
8.2 Bæreevne og stabilitet ved brann.....	50
8.3 Brannpåvirkning av betong og stål. ....	50
8.3.1 Betong.....	50
8.3.2 Stål .....	52
8.4 Brannteknisk løsning for stål .....	53
8.4.1 Metoder for brannisolasjon .....	53
8.4.2 Løsning av brannisolasjon for stålprofiler .....	53
9 Diskusjon – Bevaring av bygningsmasser .....	55
10 Konklusjon.....	57
Videre arbeid .....	58
Referanser.....	59

## Figurliste

Figur 1 - Sentralbadets lokasjon i Bergen (Norgeskart.no) .....	1
Figur 2 - Plan for Sentralbadet Scenekunsthuss (Sweco) .....	1
Figur 3 - Revit-modell av dagens konstruksjon (Sweco) .....	3
Figur 4 - Illustrasjon av hulldekkeelement (Byggforskserien, 1996) .....	7
Figur 5 - Deltabjelken (Peikko, 2015) .....	8
Figur 6 - IPE-bjelke.....	9
Figur 7 - H-bjelke.....	9

Figur 8 – Topografi ved byggested (Norgeskart, 2021).....	13
Figur 9 - Tilbaketrekk.....	20
Figur 10 – Hulldekkekapasiteter ved belastning og spennvidde (Betongelementforeningen, 2010).....	23
Figur 11 - Bølger med nærliggende frekvensverdi .....	23
Figur 12 - Prinsippskisse for 5., 6. og 7. etasje.....	25
Figur 13 - Sammenkobling av IPE-bjelke og hulldekke .....	26
Figur 14 - Prinsippskisse 4. etasje.....	27
Figur 15 - Knekkingsformler (Standard Norge, 2008) .....	28
Figur 16 – Eksentrisitet på søylen.....	30
Figur 17 - Utsnitt av søylenes plassering i påbygg .....	31
Figur 18 - Plassering av fagverk: bygg snittet i midt, sett fra langside.....	32
Figur 19 - Forskyvning på byggets kortsider, eksisterende konstruksjon.....	35
Figur 20 – Forskyvninger i byggets kortsider, påbygg.....	36
Figur 21 – Vindkryss .....	37
Figur 22 - Utsnitt av søylers plassering, kjeller til 2. etasje.....	38
Figur 23 – Utsnitt av søylers plassering i 3. etasje .....	38
Figur 24 - Prinsipp for kjerneboring (Entreprenørservice AS, u.å.).....	41
Figur 25 - Forsterkning, U100 (Sivilingeniørene Trumphy & Fjell A.S, 1987).....	43
Figur 26 - Kløverhuset (Foto: T. Martinsen) .....	43
Figur 27 - Forsterkning med U-profiler.....	44
Figur 28 - Prinsippskisse: stålsøyler av H-profil .....	44
Figur 29 - Akser for tverrsnittene .....	45
Figur 30 - Utklipp fra Hilti PROFIS Anchor .....	47
Figur 31 - HIT-HY 200 + HAS-U 8.8 M24 (Hilti PROFIS Anchor) .....	47
Figur 32 - Sammenheng mellom stålets temperatur og reduksjonsfaktor for flytegrense (SINTEF Byggforsk, 2004) .....	52
Figur 33 - Isolerende plater (GLAVA, u.å.) .....	54
Figur 34 - Isolasjon av randbjelkens vertikale side (Peikko, 2015).....	54



## Tabelliste

Tabell 1 – Eurokoder .....	5
Tabell 2 - Grunnlag for prosjektering .....	10
Tabell 3 - Kombinasjonsfaktorer .....	10
Tabell 4 - Egenlaster .....	11
Tabell 5 - Nyttelaster .....	11
Tabell 6 – Justert snølastverdi .....	12
Tabell 7 - Vindlastdata for byggested .....	14
Tabell 8 - Byggestedets terrengdata .....	14
Tabell 9 - Lasttilfeller for vind .....	15
Tabell 10 - Last og formfaktor på yttervegg .....	15
Tabell 11 - Utdrag fra tabell NA.4(902) - Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse .....	16
Tabell 12 - Tabell NA.4(901) – Verdier for seismisk faktor $\Upsilon_1$ .....	17
Tabell 13 - Utdrag fra tabell NA.3.1 - Grunntyper .....	17
Tabell 14 - Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene .....	18
Tabell 15- Utelatelseskriterier .....	18
Tabell 16 - Opprinnelige verdier for grunnakselerasjon (NORSAR, 2020) .....	19
Tabell 17 - Reduserte verdier for grunnakselerasjon (NORSAR, 2020) .....	19
Tabell 18 – Utelatelseskriterie 2 .....	19
Tabell 19 - Kontroll av tilbaketrekk etter 4.2.3.3(5) figur b .....	20
Tabell 20 – Utelatelseskriterium 3 .....	20
Tabell 21 - Dimensjonerende last på hulldekke .....	22
Tabell 22 - Grunnfrekvenser (Betongelementforeningen, 2020) .....	24
Tabell 23 - Veiledende grenseverdi for egenfrekvens (Standard Norge, 2004) .....	24
Tabell 24 - Forklaring av variabler i formel 2 og 3 .....	29
Tabell 25 - Variabler i formel 4 og 5 .....	30
Tabell 26 - Dominerende vindlast for stabilitet .....	34
Tabell 27 - Resultat for skive med størst forskyvning fra V-SKIVE .....	35
Tabell 28 - Utnyttelse av utvalgte søyler .....	39

Tabell 29 - Beskrivelse av variabler i formel 8, 9 og 10.....	45
Tabell 30 – Risikoklasser (Direktoratet for byggkvalitet, 2017) .....	49
Tabell 31 - Brannklasser .....	49
Tabell 32 – Utdrag fra Brannmotstand for bygningsdel og brannklasse (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).....	50
Tabell 33 – Brannmotstand i hulldekker med maks armering (Betongelementforeningen, 2017).....	51
Tabell 34 - Sammenheng mellom brannmotstand, veggtykkelse og armeringsdybde .....	51

## Formelliste

Formel 1 - Opptredende resonansfrekvens (Betongelementforeningen, 2020) .....	25
Formel 2 – Slankhetsgrense (NA.5.13.bN).....	29
Formel 3 - Normalisert slankhet [NA.5.6N] .....	29
Formel 4 - Krumning .....	30
Formel 5 – Eksentrisitet .....	30
Formel 6 - Nødvendig armering på én ide [5.8.3.1].....	31
Formel 7 - Krav for maksimal horisontal forskyvning.....	34
Formel 8 - Relativ slankhet (6.50) .....	46
Formel 9 - Formel for $\Phi$ [6.3.1.2].....	46
Formel 10 – Reduksjonsfaktor (6.49) .....	46

# 1 Innledning

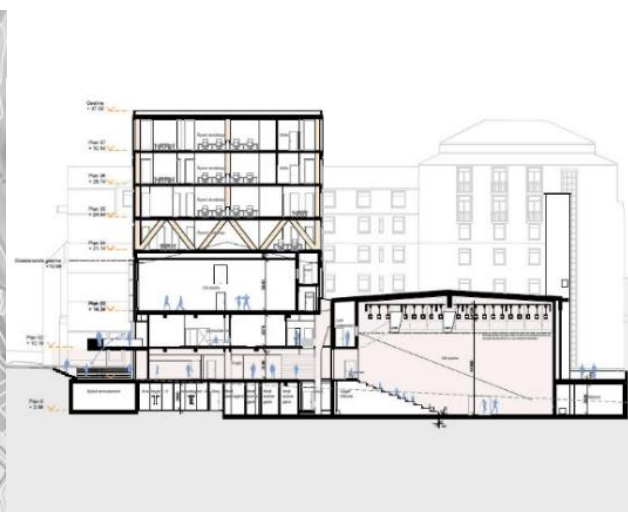
## 1.1 Om Sentralbadet

Sentralbadet i Bergen er kjent som byens første offentlige svømmehall, som ble ferdigstilt i 1960. Bygget ligger sentrumsnært til i Teatergaten på Nøstet, og bemerker seg som en sterk representant for etterkrigsmodernismen. Grunnet unik arkitektur er bygget en viktig del av Bergens identitet, som et fremtredende kulturminne. Etter at byens nye svømmehall AdO arena åpnet i 2014, ble det besluttet at Sentralbadet skal få ny funksjon som scenekunsthuss for Carte Blanche og BIT Teatergarasjen.

Ombyggingen inkluderer rehabilitering av eksisterende konstruksjon og et delvis nybygg hvor scenekunsthuset skal plasseres. Sentralbadet er delt i to bygningskropper, og påbygget skal oppføres over «tørr del», altså ikke over bassengdelen.



Figur 1 - Sentralbadets lokasjon i Bergen (Norgeskart.no)



Figur 2 - Plan for Sentralbadet Scenekunsthuss (Sweco)

### 1.1.1 Dagens situasjon

Sentralbadets eksisterende konstruksjon består primært av betong. I byggets tegninger fra 1956 foreligger ikke betong- og armeringsspesifikasjoner. I forbindelse med ombygging er det gjort en tilstandsvurdering for å kartlegge elementene. Disse vurderingene må derfor sees i sammenheng med bestemmelser fra standard NS 427:1939, som var gjeldende frem til 1962.

Tilstandsrapporten viser at kvalitet for betongen ansees å tilsvare B15 til B20. Prøvene er tatt av vegger, og det vurderes at søylenes kvalitet ligger i øvre sjikt. Dermed benyttes kvalitet B20 for søylene. I rapporten fremkommer det at datidens betongkonstruksjoner hovedsakelig ble armert med glattstål av typen St 37. Dette innebærer minimum strekkfasthet på 370 MPa og minste flytegrense på 240 MPa. Minstekrav til overdekning for søyler ble satt til 35 mm. Utdrag fra denne tilstandsrapporten kan ses i vedlegg A1.

### 1.1.2 Ombygging

I prosjektets funksjonsbeskrivelse fremmes ambisjoner om et påbygg som bevarer Sentralbadets identitetsverdi. Byggets arkitektoniske særpreg ønskes videreført gjennom harmonerende materialvalg. Dette vil gjøres ved å fortsette bruken av betong, i tillegg til noe stål.

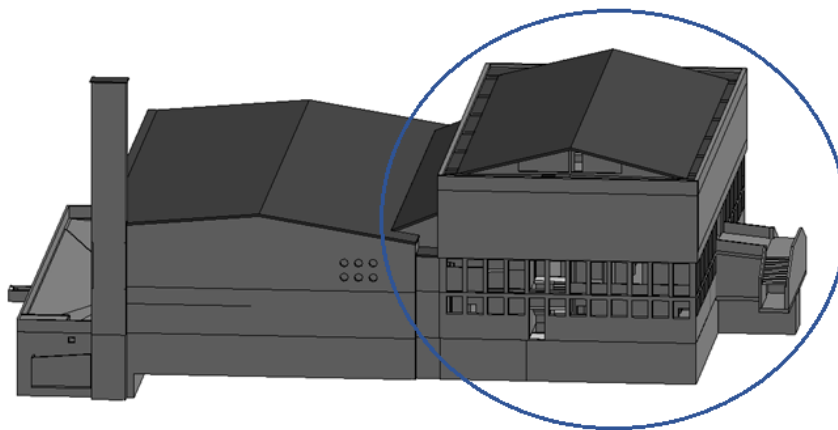
Påbygget vil bestå av fire etasjer som skal benyttes til kontorformål. Eksisterende konstruksjon vil da inneholde øvingshall, restaurant og garderober. I tredje etasje ønsker byggherre åpne øvingsrom. Midtre søylerad vil derfor fjernes her og erstattes med fagverk i fjerde etasje, som vist på figur 2. I Swecos prinsippskisse ligger fagverket langs byggets kortside, og ved en slik løsning kreves ett fagverk for hver enkelt søyle. Da hele søyleraden ønskes erstattet, anbefales det i stedet å legge ett fagverk over midtradens plassering. Slik vil fjerde etasje få en mer enkel og åpen utforming, i forhold til illustrert løsning.

## 1.2 Problemformulering

Formålet med oppgaven er å utarbeide en løsning for påbyggingen av Sentralbadet, som bevarer eksisterende konstruksjon. For nye etasjer skal det dimensjoneres et forslag til bæresystem. I eksisterende bygg skal det undersøkes om søyler har tilstrekkelig kapasitet til den økte belastningen. Dersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig, vil forsterkningstiltak vurderes og dimensjoneres.

## 1.3 Avgrensning

Det fokuseres på bygningsdel hvor påbygg skal plasseres, markert med blå sirkel på figur 3. Bygningskroppen som inneholder bassenget vil dermed utelates.



Figur 3 - Revit-modell av dagens konstruksjon (Sweco)

## 1.4 Metode

Grunnlaget er håndberegninger og programvarer som følger bestemmelsene i Norsk Standard.

### 1.4.1 PTC MathCAD Prime 3.0

For å utføre håndberegninger benyttes MathCAD Prime. Programvaren er svært brukervennlig og til god hjelp for å systematisere beregninger. En klar fordel med programmet, kontra standard håndberegninger, er at definering av variabler gjør det enkelt å endre verdier underveis.

#### 1.4.2 Sletten programvarer

Ingeniør Ove Sletten har utviklet flere programvarer som er gode verktøy ved dimensjonering av betongkonstruksjoner, og leveres av Sletten Byggdata. De er enkle i bruk og gir nøyaktige beregninger. Programmene betegnes heretter som OS-prog.

##### **Lastberegning**

Programmet benyttes for å beregne karakteristisk snølast og vindlast. Snølast for bygget beregnes etter standarden «*NS-EN 1991-1-3 Snølast*». Dette regnes ut fra byggets geografiske plassering og takets parametere. Vindlast beregnes etter standarden «*NS-EN 1991-1-4 Vindlast*». Her defineres generell vindlastdata for byggested som danner grunnlag for beregningene.

##### **BTSNITT**

Programmet kan brukes til kontroll av betongtverrsnitt for bjelker, søyler og dekker. Her defineres data for blant annet tverrsnitt, armering, knekking og snittkrefter. Beregningene gjøres i henhold til «*NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner*».

##### **V-SKIVE**

Programmet benyttes til å beregne kraftfordeling i vertikale betongskiver som avstiver et bygg. Det beregnes moment og skjærkrefter i dekkeskivene, samt forskyvningen dette medfører i de ulike retningene.

#### 1.4.3 Sika CarboDUR

Sika CarboDUR er et program utviklet av Sika, en leverandør av kjemiske spesialprodukter. De leverer blant annet karbonfiberbånd og tilhørende programvare. Denne beregner nødvendig mengde forsterkning til bærende elementer (Sika, 2016).

#### 1.4.4 Hilti PROFIS Anchor

Programmet er utviklet av Hilti, som er leverandør av ulike håndverktøy. Det benyttes for å beregne nødvendig størrelse og kvalitet på bolteforbindelser, ut fra påførte krefter.

#### 1.4.5 CONLIT Brannsikring

CONLIT Brannsikring er et program levert av Rockwool, som tilbyr branntekniske løsninger. Programmet benyttes til dimensjonering av brannsikring for ulike stålkonstruksjoner. Dette kan gjøres for forskjellige profilformer, tilpasset brannkrav som skal overholdes.

#### 1.4.6 Autodesk Revit 2020

Revit er et program som kan benyttes for å modellere og designe i 3D. Det er et verktøy hvor ulike faggrupper kan koordinere sammen for å lage nøyaktige og informasjonsrike modeller (Autodesk, u.å.). I denne oppgaven har Revit blitt brukt til å fremstille prinsippsskisser av bygget. I tillegg er en forenklet Revit-modell utarbeidet av Sweco, brukt til visualisering av bygget.

#### 1.4.6 Standarder

Beregning og dimensjonering er gjort i henhold til relevante eurokoder, standarder og nasjonale tillegg. Totalt finnes det ti eurokoder for prosjektering av konstruksjoner, som hver har nasjonale tillegg og bestemmelser (Standard Norge, u.å.).

Benyttede eurokoder er gitt i tabell 1 under.

Betegnelse	Tittel
NS-EN 1990	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner <ul style="list-style-type: none"> <li>• Del 1-1: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger</li> <li>• Del 1-3: Snølaster</li> <li>• Del 1-4: Vindlaster</li> </ul>
NS-EN 1992	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner <ul style="list-style-type: none"> <li>• Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger</li> </ul>
NS-EN 1993	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner <ul style="list-style-type: none"> <li>• Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger</li> </ul>
NS-EN 1998	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning <ul style="list-style-type: none"> <li>• Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger</li> <li>• Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger</li> </ul>

Tabell 1 – Eurokoder

## 2 Teori

### 2.1 Grunnleggende om aktuelle konstruksjonsmaterialer

#### 2.1.1 Betong

Det er lange tradisjoner for å anvende betong til bygningsformål. Betongen kjennetegnes ved stor formbarhet og solid trykkfasthet. Det skilles mellom prefabrikkert og plasstøpt betong. Førstnevnte er typisk søyler, bjelker og dekkeelementer, mens plasstøpt betong støpes på stedet i ønsket form, derav god formbarhet. Bruksområdene er mange, da den kan tilpasses etter ønske. Lang levetid gjør at det investeres i bestandige konstruksjoner. Betong har økonomiske fordeler ettersom materialet er kostnadseffektivt, og utgiftene kan holdes lave, da konstruksjonene er tilnærmet vedlikeholdsfrie (*Rambøll*, u.å.). Betong ansees å ha svært gunstige egenskaper med hensyn på brann, som omhandles videre i kapittel 8.3.1.

Miljøaspektet ved betongbruk er et aktuelt tema. Det bemerkes en stadig økende interesse og kunnskap angående gjenbruk. Betongproduksjon medfører stort utslipp av CO<sub>2</sub> som belaster klima og miljø (Norsk Betongforening, u.å.). Gjenbruk av betong er derfor et viktig steg mot en mer miljøvennlig bransje (Klima- og miljødepartementet, 2020).

#### 2.1.2 Stål

Norsk stålforbund definerer konstruksjonsstål som «*en fellesbetegnelse for sveisbare legeringer av jern og karbon samt andre grunnstoffer som i flytende tilstand har gjennomgått en raffinering med justering av kjemisk sammensetning*». Stålet er kjent for sin styrke, og kombineres ofte sammen med andre materialer i konstruksjonssammenheng. Dette være seg blant annet armeringsjern i betongkonstruksjoner og forsterking av betongsøyler eller fundamenter. Stålet har stor bæreevne i forhold til egenvekten, som kan gi lette og rimelige konstruksjoner (Norsk Stålforbund, u.å.).

Prefabrikkerte stålprofiler er vanlige konstruksjonselementer som tilvirkes innendørs med stor nøyaktighet (Norsk Stålforbund, u.å.). Da stålet er et duktilt materiale med stor formbarhet, kan det enkelt sveises og lages profiler etter ønske (Store Norske Leksikon, 2018). Dette gir presise forbindelser og stor grad av nøyaktighet.

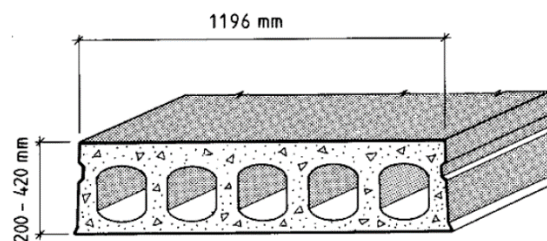


En utfordring med stål, kontra betong, er den reduserte styrken ved brann. Det finnes derimot flere måter for brannbeskytting av stålkonstruksjoner, som gjør at skadelig temperaturutvikling i materialet forsinkes (Norsk Stålforbund, u.å.). Dette omhandles ytterligere i kapittel 8.3.2.

## 2.2 Aktuelle bygningskomponenter

Bæresystemet fører laster gjennom konstruksjonen og kan løses på ulike måter. Endelig løsning finnes fra en konkret vurdering av prosjektet.

### 2.2.1 Hulldekker

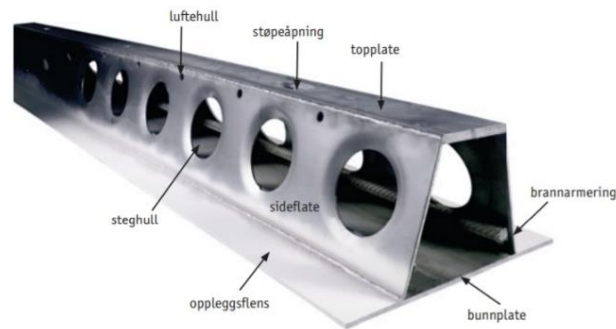


Figur 4 - Illustrasjon av hulldekkeelement (Byggforskserien, 1996)

Hulldekker er den vanligste dekkeskiven i Norge per i dag (Betongelementforeningen, 2016). Bruksområdet er stort og dekkene benyttes ofte i parkeringshus, landbruks- og industribygg, samt i enkle kontorbygg. Hulldekkene er prefabrikkerte elementer med fast bredde på 1.2 meter for hver modul. Høyden varierer fra 200 til 520 millimeter. Produksjonen skjer i fabrikk, hvor dekkene normalt støpes ved ekstrudering eller glideforskaling på en stålbunn. Dette gjør dekkenes underside glatt, sidekantene ru og oversiden oppnår god heft for fuger og avretting, som støpes ut etter montasje (Betongelementforeningen, 2010).

Hulldekkene karakteriseres ved lang spennvidde, lav byggehøyde og slette flater, som er klare styrker. Modulene er materialeeffektive, da uvirksom sone er fjernet til fordel for gjennomgående kanaler. Dette gjør dem betydelig lettere enn kompakte betongdekker (Betongelementforeningen, 2010). Reduksjonen i stivhet er neglisjerbar, samtidig som vekten reduseres med opptil 60% av et kompakt dekke med samme tykkelse (SINTEF Byggforsk, 1996).

## 2.2.2 Deltabjelker

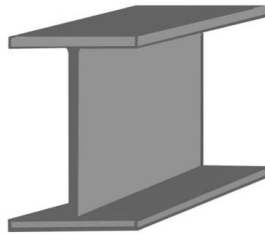


Figur 5 - Deltabjelken (Peikko, 2015)

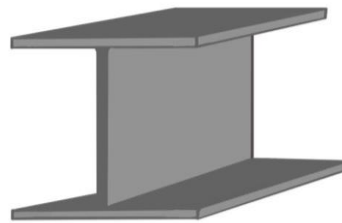
Deltabjelken er et stålelement utviklet for å kombineres med vanlige betongdekker, også kalt samvirkebjelken. Dette på grunn av samvirket mellom armeringsstålet og utstøpning i deltabjelken. Bjelken har slanke skrånede steg som sveises sammen i fabrikk, slik at den får hul innside. I kombinasjon med hulldekker er denne samvirkefunksjonen en velfungerende løsning. Hulldekkene legges direkte på deltabjelkens flens, som fungerer som opplegg. Dette kombineres ved at dekkene kobles sammen, og den hule innsiden fylles med betong. Innsprøytet betong gir den opprinnelige stålbjelken høyere kapasitet etter herding. Det finnes to typer deltabjelker; D-type og DR-type. D-type er for tosidig opplegg og DR-type er randbjelke (Peikko, 2015).

Det er flere fordeler med deltabjelke som opplegg, kontra tradisjonelle hatteprofiler. Utstøpningen øker dekkets skivestivhet og armering kan føres gjennom, i stedet for på overside. Færre detaljer kreves for innfesting til dekke (Sweco, 2013). Deltabjelken har også bedre branntekniske egenskaper, som omhandles videre i kapittel 8.4.2.

### 2.2.3 I- og H-profiler i stål



Figur 6 - IPE-bjelke



Figur 7 - H-bjelke

I- og H-profiler er standardiserte profiler av stål. Type velges ofte ut fra tilgjengelig byggehøyde og kostnader (SINTEF Byggforsk, 2018).

IPE er et varmvalset I-profil som kommer i høyder fra 80 til 600 mm. Utformingen gir et stort steg i forhold til flensene, som medfører god styrke for å motstå momentpåkjenning. Av den grunn benyttes ofte IPE-profilet som bjelke.

For H-profiler skilles det mellom HEA og HEB, der HEB er kraftigere med tykkere steg og flenser. Høyde og bredde for HEB er like for profiler opptil 300 mm. Generelt kommer H-profiler i høyder fra 100 til 1000 mm. Disse benyttes både som bjelker og søyler.

Da I-bjelken er smalere kan den benyttes der det ikke er rom for et bredt H-profil. Samtidig krever den større høyde enn et H-profil med tilsvarende styrke. IPE er også betydelig lettere enn både HEA og HEB, som gjør det rimeligere for den samme bærekapasiteten (Larsen et al., 2003).

### 2.2.4 Tak

I prinsippskisse fra Sweco er det planlagt flatt tak av selvbærende korrugerte stålplater, også kalt TRP. Denne typen platetak er av slitesterkt materiale med lang levetid, som i tillegg kan resirkuleres (Plannja, u.å.). De er egnet for blant annet isolerte takkonstruksjoner og utvendig tak. TRP benyttes ofte som takprofil på eksempelvis økonomibyg, lager og små industribygg (Plannja, 2021).

Hulldekker kan også benyttes som tak. Det er svært velegnet, da løsningen er stabil og økonomisk gunstig (Contiga, u.å.). Takkonstruksjonens oppbygning består av dampspærre, isolasjon og takteking over hulldekket (Rockwool, 2017b).

## 3 Lastgrunnlag

### 3.1 NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Et grunnlag for prosjekteringen utarbeides i henhold til «NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Standarden definerer krav som tilordnes byggets formål. Ut fra dette bestemmes pålitelighetskrav, brukstid, samt hvilke lastkombinasjoner bygget skal kontrolleres for. Tabell 2 under viser prosjekteringsgrunnlag for Sentralbadet.

Grunnlag for prosjektering		NS-EN 1990
Brukstidskategori	Klasse 4	Punkt 2.3, tabell 2.1
Pålitelighetsklasse	Klasse 3	Tabell NA.A1(901)
Brukscategori	Eksisterende: kategori C	Tabell NA.A1.1
	Påbygg: kategori B	
Kombinasjon av laster	Bruddgrense: 6.10a og 6.10b	A1.2.1(2)
	Bruksgrense: 6.14a til 6.16b	A1.2.1(3)
	Ulykkestilstand: 6.11a og 6.11b	Punkt NA.A1.3.2

Tabell 2 - Grunnlag for prosjektering

Laster som kontrolleres har en tilhørende lastfaktor. For de ulike grensetilstandene vil denne ha varierende kombinasjonsfaktorer, som vist i tabell 3.

NS-EN-1990: Punkt NA.A1.2.2, Tabell NA.1.1			
	Kombinasjonsfaktor		
	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Kategori B	0.7	0.5	0.3
Kategori C	0.7	0.7	0.6
Snølast	0.7	0.5	0.2
Vindlast	0.6	0.5	0

Tabell 3 - Kombinasjonsfaktorer

### 3.2 NS-EN 1991 Laster på konstruksjoner

De ulike lastene som virker på konstruksjonen beregnes i henhold til NS-EN 1991.

#### 3.2.1 Egenlaster

I konstruksjonen finnes det ulike egenlaster. De fleste kommer fra bærende elementer av betong, men noe kommer fra ikke-bærende deler, som himling, tekniske føringer og lettvegger. For betongkomponenter beregnes last ut fra tyngdetetthet og tverrsnittsstørrelse og tverrsnittsstørrelse.

Verdier for egenvekt av hulldekker og deltabjelker hentes fra leverandører. Vekt av hulldekker hentes fra Spenncon sine tabeller, og tverrsnitt av deltabjelker finnes hos Peikko. Tabell 4 under viser egenlaster som benyttes ved lastnedregning.

Egenlaster	
Navn på last	Verdi
HD265 + påstøp	3.84 kN/m <sup>2</sup>
TRP-tak	0.70 kN/m <sup>2</sup>
Kompakt dekke	4.00 kN/m <sup>2</sup>
Div. teknisk	1.00 kN/m <sup>2</sup>
Bjelker, vegger og dragere	38.0 kN/m
Deltabjelke	4.85 kN/m

Tabell 4 - Egenlaster

#### 3.2.1 Nyttelast

Nyttelaster defineres ut fra «NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner». Under standardens punkt 6.3.4.1, tabell NA 6.1, presenteres kategorier for bygninger med ulike formål. For brukskategoriene finnes lastenes verdi under NA.6.3.1.2, tabell NA.6.2.

Påbygg skal benyttes som kontorarealer, og vil være i kategori B. Etasjene i eksisterende bygg vil ha større ansamling av mennesker, og er dermed i kategori C.

Nyttelaster [NA.6.3.1.2, tabell NA.6.2]		
Kategori	Underkategori	Verdi
<b>B</b>	-	3 kN/m <sup>2</sup>
<b>C</b>	<b>C4</b>	5 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 5 - Nyttelaster

### 3.2.2 Snølast

Snølast på konstruksjonen beregnes i henhold til «NS-EN 1991-1-3 Snølaster». Bygget er lokalisert på Nøstet i Bergen sentrum, som ligger 5 meter over havet. Dette er langt under høydegrensen på stedet, Hg lik 150 meter, hvilket betyr ingen tillegg på den karakteristiske snølasten grunnet høyde.

Snølasten korrigeres blant annet med formfaktor, som tar hensyn til takets utforming. Påbygg antas med flatt tak, og det benyttes en formfaktor på  $\mu=0.8$ . Eksisterende konstruksjon regnes med saltak. I tillegg vil det beregnes snølast over bassengdel, da denne gir bidrag til aksiallast i den «tørre» delens yttersøyle mot bassengdel. Dette regnes også med saltak. Da begge takene har vinkel mindre enn 30 grader, får de lik formfaktor  $\mu=0.8$  som flatt tak.

Tabell 6 viser parametere for snølast på tak. Justert snølastverdi beregnes i OS-prog basert på dette. Parametere vist i tabellen er like for de tre snølastene, dermed blir også justert snølastverdi lik. Fullstendige snølastrapporter kan ses i vedlegg A2.

Parametere for snølast på tak	
Fylke	Hordaland (Vestland)
Kommune	Bergen
$S_k$	2.0 kN/m <sup>2</sup>
Sted	Nøstet, sentrum
Byggets plassering [m.o.h]	5
Termisk faktor $C_e$	1.0
Eksponeringskoeffesient $C_e$	1.0
Økningsfaktor, n	0
$\Delta S_k$	0.5
<b>Justert snølastverdi</b>	<b>1.6 kN/m<sup>2</sup></b>

Tabell 6 – Justert snølastverdi

### 3.2.3 Vindlaster

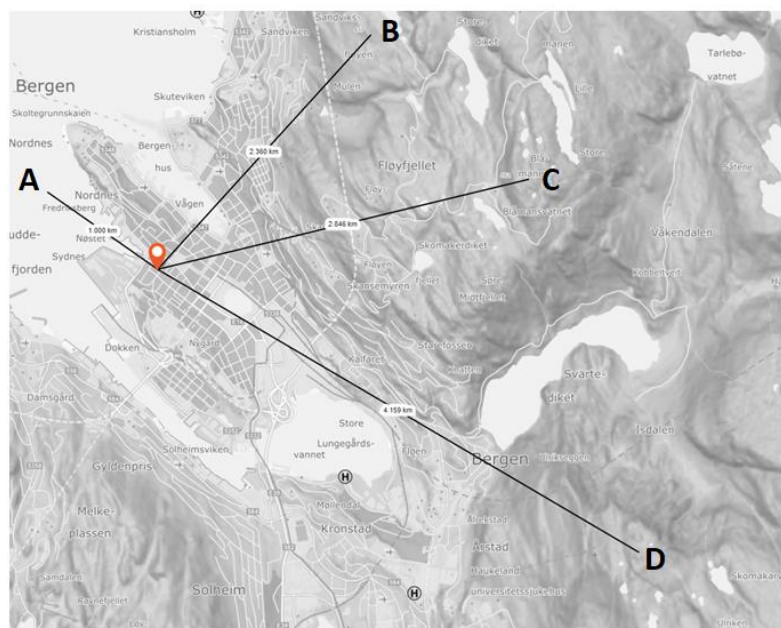
Vindlast beregnes i OS-prog Lastberegninger i henhold til «*NS-EN 1991-1-4 Vindlaster*».

«*Vindlasten på byggestedet påvirkes av terrengformen på stedet og i omgivelsene*», etter standardens punkt NA 4.3.3. Bergen sentrum har terrengruhetskategori IV for byområde.

Avstand til Byfjorden måles til 1 km, som er en glattere terrengsone. Overgangssonen vil gi hastighetsøkning av vinden.

Bergen har omliggende byfjell som kan påvirke vindlasten. Vind ned langs fjellet kan gi turbulensøkning og dermed kraftigere hastighetstrykk. Videre kan terrengkategori bak fjell være lavere enn regnet for byggested.

Da programvaren ikke beregner kombinert virkning av turbulensøkning og hastighetsøkning på grunn av overgangssone, kontrolleres det manuelt om begge disse inntreffer. Figur 8 viser topografi som hensyntas, markert med bokstaver A-D. Byfjorden betegnes som A. Fjellene som antas å kunne påvirke vindlasten er Sandviksfjellet (B) i nord, Blåmanen (C) i øst og Ulriken (D) i sørøstlig retning fra byggested.



Figur 8 – Topografi ved byggested (Norgeskart, 2021)

Fjellene som undersøkes ligger nærmere enn 10 km. Dette er innenfor grenseavstanden for påvirkning grunnet overgangssone, etter tabell V.1 i standarden.

Fjelltopp defineres her som punkt hvor fallvinkel er større enn 30 grader. Dersom avstand fra byggeplass til fjelltopp er mindre enn  $8 \cdot H$ , må topografieffekter hensyntas. Om vinkelen er større enn 40 grader, vil avstand for påvirkning være innenfor  $15 \cdot H$ .  $H$  defineres som høyde på fjellets bratteste stiging. Dette kontrolleres etter punkt NA.4.3.3(901.4) i standarden, og kan ses i vedlegg A3.

Resultat er at fjelltoppene ligger for langt unna til å gi vindlasten turbulensøkning. Vindlast på stedet får dermed ingen topografisk påvirkning, kun påvirkning grunnet overgangssone.

OS-prog Lastberegning benyttes, hvor det kun tas hensyn til hastighetsøkning fra overgangssone; altså vist som A i kartet over. Tabell 7 og 8 viser data for byggested og parametere for vindlastpåvirkning av konstruksjon med påbygg. Komplette vindlastrapport finnes i vedlegg A4.

Vindlastdata for byggested	
Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Lokasjon	Nøstet, sentrum
Byggested [m.o.h]	5

Tabell 7 - Vindlastdata for byggested

Byggestedets terrengdata			
Faktor	Verdi	Kommentar	Referanse
Referansevindhastighet, $V_{b,0}$	26 m/s	For Bergen kommune	NA.4(901.1)
Terrengruhetskategori	IV	Byområde	NA.4.1
Nivåfaktor $C_{alt}$	1.0	1.0	NA.4.2(2)P
Returperiodefaktor $C_{prob}$	1.0	Returperiode 50 år	NA.4.2(2)P
Årstidsfaktor $C_{season}$	1.0	Hele året	NA.4.2(2)P
Retningsfaktor $C_{dir}$	1.0	-	NA.4.2(2)P
Overgangssone			
Terrengruhetskategori	I	Byfjorden	NA.4.1
Topografi			
Ingen topografisk påvirkning			

Tabell 8 - Byggestedets terrengdata



Vindlasten på bygget betraktes fra X- og Y-retning. Vindlast på skrå kan unntaksvis gi større krefter på avstivende konstruksjoner, enn ved betraktning av ortogonale retninger hver for seg. Dette vil ikke være tilfellet for gjeldende bygg, da det er av rektangulær form uten brå endringer mellom etasjene (T. Martinsen, personlig kommunikasjon, 5.mai 2021). Størst lastvirkning vil derfor komme fra vind i X- og Y-retning. Disse defineres som ulike lasttilfeller, som angis i tabell 9.

Lasttilfelle	Navn	Retning
1	Vind på byggets kortsida	Y-retning
2	Vind på byggets langsida	X-retning

Tabell 9 - Lasttilfeller for vind

I tabell 10 presenteres resultater som hentes fra OS-prog, og viser laster med tilhørende formfaktor for de to lasttilfellene.

Vindlast på yttervegg										
	Lasttilfelle 1 – vind på kortsida					Lasttilfelle 2 – vind på langsida				
Sone	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
$C_{pe10}$	-1.20	-0.80	-0.50	0.77	-0.43	-1.20	-0.80	-	0.80	-0.53
Last [kN/m <sup>2</sup> ]	-1.31	-0.87	-0.55	0.84	-0.47	-1.31	-0.87	-	0.87	-0.57

Tabell 10 - Last og formfaktor på yttervegg

### 3.3 Seismisk last

#### 3.3.1 NS-EN 1998 Eurokode 8

NS-EN 1998 Eurokode 8, heretter kalt EK-8, er gjeldende standard for prosjektering av konstruksjoner ved seismisk påvirkning. EK-8 skal bidra til minimering av skadeomfang på bygninger, infrastruktur og menneskeliv ved jordskjelv. Standarden gir føringer for hvordan byggverk bør utformes for å øke motstandsevnen mot seismiske laster. Den gir metoder for føring av forenklete beregninger, der det i noen tilfeller kan ses vekk fra videre påvisning av seismiske krefter.

### 3.3.2 Jordskjelv i Norge

Jordskjelv skjer som følge av dynamikk i kontinentalplatene, hvor bølgebevegelser forplantes innover i jordskorpene. Dette geologiske fenomenet skjer stadig over hele kloden i takt med at jordskorpen er i bevegelse. Størrelse på rystelsene varierer stort, og episentrene finner ofte sted der plategrensene er. I Norge er det liten fare for større jordskjelv (NORSAR, u.å.). Dermed kan området klassifiseres som lavseismisk og til dels svært lavseismisk (Betongelementforeningen, 2011).

### 3.3.3 Jordskjelvanalyse

Forplantning av rystelser i jorden tvinges inn i fundamentet og setter konstruksjonen i bevegelse. En seismisk analyse må foretas for å undersøke om konstruksjonen må dimensjoneres med hensyn til dette. Byggets duktilitet er en viktig faktor som inngår i jordskjelvanalyse. Det skilles mellom tre duktilitetsklasser; lav, middels og høy duktilitet (Betongelementforeningen, 2011). Da Norge klassifiseres som lavseismisk, kan bygget dimensjoneres med lav duktilitet; *Ductility Class Low* (DCL). I denne analysen betraktes begge bygningskroppene, ettersom jordskjelvvirkninger påvirker dem som en helhet.

#### Seismisk klasse

I EK-8 presenteres det totalt fire seismiske klasser. De velges ut fra hvilke konsekvenser byggets sammenbrudd har, og er ofte lik pålitelighetsklassen. Konsekvenser som betraktes ved sammenbrudd er blant annet fare for menneskeliv, økonomisk tap og miljøpåvirkning. Derfor plasseres skoler og institusjonsbygg i seismisk klasse 3, og viktig infrastruktur som sykehus havner i klasse 4 (Betongelementforeningen, 2011). Dette på grunn av byggenes viktige samfunnsfunksjoner. Klassen velges ut fra nasjonalt tillegg «*NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*».

Tabell NA.4(902)				
Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	

Tabell 11 - Utdrag fra tabell NA.4(902) - Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Ut fra tabell 11 kommer Sentralbadet under kategorien «Byggverk med store ansamlinger av mennesker» og ligger i klasse 3, slik som pålitelighetsklassen. Komplette tabell kan ses i vedlegg A5.

Tabell NA.4(901)	
Seismisk klasse	$\gamma_1$
I	0.7
II	1.0
III	1.4
IV	2.0

Tabell 12 - Tabell NA.4(901) – Verdier for seismisk faktor  $\gamma_1$

I tabell 12 hentes tilhørende seismisk faktor  $\gamma_1$  lik 1.4. Denne brukes ved beregning av dimensjonerende grunnakselerasjon.

### Grunntype

Geologiske forhold som grunntype på stedet er svært viktig å identifisere, da dette vil påvirke belastningens størrelse i stor grad. Det er viktig å utføre beregning med korrekte faktorer for grunntypen, da størrelse på opptredende jordskjelvkrefter i bygget er avhengig av grunnens respons.

Tabell NA.3.1				
Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$V_{s,30}$ (m/2)	$N_{SPT}$	$C_u$ (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten	> 800	-	-

Tabell 13 - Utdrag fra tabell NA.3.1 - Grunntyper

Tabell 13 viser parametere for aktuell grunntype og definisjon av denne. Komplette oversikt kan ses i vedlegg A6. Fra tegninger av byggets tverrprofiler fremgår det at bygget antas å stå på fast fjell. Grunntypen vil dermed være A.

Når grunntype er bestemt, finnes tilhørende forsterkningsfaktor  $S$  i tabell 14 under.

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene				
Grunntype	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1.0	0.10	0.20	1.7
B	1.3	0.10	0.25	1.5
C	1.4	0.10	0.30	1.5
D	1.55	0.15	0.40	1.6
E	1.65	0.10	0.30	1.4

Tabell 14 - Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

For grunntype A er S lik 1,0. Her finnes også verdier for  $T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$ , som angir hvilken formel som skal benyttes ved beregning av dimensjonerende elastisk responspektrum.

### 3.3.4 Utelatelsesk kontroll

Lav seismisitet fører til at EK-8 gir rom for å utelate dimensjonering med hensyn på seismiske laster. Dette gjelder dersom bygget tilfredsstiller ett av fire utelatelseskriterier, som presenteres i tabell 15.

Utelatelseskriterier for jordskjelv		NS-EN 1998
<b>1</b>	Konstruksjoner av seismisk klasse 1, eller lette konstruksjoner i tre	NA.3.2.1
<b>2</b>	Hvis $a_g \cdot S < 0.05g = 0.49 \text{ m/s}^2$	NA.3.2.1(5)P
<b>3</b>	Hvis $S_d < 0.05g = 0.49 \text{ m/s}^2$ , der $q < 1,5$	NA.3.2.1(5)P
<b>4</b>	$F_b < (1.5 \cdot \text{vind} + 1.05 \cdot \text{skjev}) \cdot (Y_{\text{cbrudd}}/Y_{\text{cDCL}})$	Pkt.4.4.1(2)

Tabell 15- Utelatelseskriterier

Av tabell 15 kommer det frem at krav nummer 1 *ikke* oppfylles.

For krav nummer 2 er det nødvendig å finne dimensjonerende grunnakselerasjon  $a_g$ , for å vurdere om det er svært lav seismisitet. Verdier for  $a_g$  hentes fra rapporten «NORSAR Oppdaterte seismisk sonekart». I henhold til denne er det funnet en redusert verdi for gitte områder, hvor Bergen inkluderes.

Seismisk klasse	$\gamma_i$	Oslo	Bergen	Trondheim	Tromsø
		$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]
I	0,70	0,31	0,50	0,21	0,20
II	1,00	0,44	0,72	0,30	0,28
III	1,40	0,62	1,01	0,42	0,39
IV	2,00	0,88	1,44	0,60	0,56

Tabell 16 - Opprinnelige verdier for grunnakselerasjon (NORSAR, 2020)

Seismisk klasse	$\gamma_i$	Oslo	Bergen	Trondheim	Tromsø
		$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]
I	0,70	0,20	0,35	0,05	0,07
II	1,00	0,29	0,50	0,07	0,10
III	1,40	0,41	0,70	0,10	0,14
IV	2,00	0,58	1,00	0,14	0,20

Tabell 17 - Reduserte verdier for grunnakselerasjon (NORSAR, 2020)

Som vist i tabell 17 settes grunnakselerasjon lik 0.7 for seismisk klasse 3.

Utelatelseskriterium 2
$a_g \cdot S < 0.49 \text{ m/s}^2$
$0.7 \text{ m/s}^2 \cdot 1,0 = 0.7 \text{ m/s} > 0.49 \text{ m/s}^2 \rightarrow$ Ikke OK!

Tabell 18 – Utelatelseskriterie 2

Krav nummer 2 oppfylles ikke, og krav nummer 3 må undersøkes.

Egensvingningsperioden  $T_1$  til bygget inngår i krav 3, og må derfor beregnes. Her benyttes byggets høyde etter påbygg. Som oppgitt i 4.3.3.2 i EK-8 settes  $C_t$  lik 0.05, og det er krav om at  $T_1$  skal være mindre enn  $2 \cdot S$  og  $4 \cdot T_c$ . For å beregne egensvingeperioden brukes tverrkraftmetoden. Dette er en forenklet metode for å finne jordskjelvkrefter, etter punkt 4.3.3.2 i EK-8. For å kunne bruke metoden, må bygget være under 40 meter høyt. Det er også krav om at bygget har regularitet i oppriss.

Punkt 4.2.3.3 i EK-8 angir kriterier for regularitet i oppriss, som går ut på at det skal være symmetri og enkelhet mellom etasjene. Det bør unngås brå endringer som endrer etasjenes stivhet og masse i forhold til hverandre. Avbrudd i stivhetssystemer og tilbaketrunkne deler er eksempler på dette, etter 4.2.3.3 i EK-8.



Figur 9 - Tilbaketrekk

Terrasse ved bassengdelen gir tilbaketrekk til 2. etasje. Dette kontrolleres med formel for nederste 15% av bygget, etter punkt 4.2.3.3(5).

Tilbaketrekk terrasse	
$L_1/L < 0.2$	
$L_1 = 9.2 \text{ m}$	$L = 56 \text{ m}$
$9.2 \text{ m}/56 \text{ m} = 0.164 < 0.2 \rightarrow \text{OK!}$	

Tabell 19 - Kontroll av tilbaketrekk etter 4.2.3.3(5) figur b

Krav oppfylles og tilbaketrekk kan neglisjeres.

Som vist på plan- og profiltegningene i vedlegg A7, er etasjene svært regulære i forhold til hverandre. Byggets avstivende elementer fortsetter kontinuerlig oppover langs etasjene, hvilket betyr at det ikke er brå endringer i konstruksjonens stivhetssystem.

I de fremtidige etasjene anbefales det symmetrisk massefordeling og avstivning om byggets senter. Her bør det være avstivende elementer på alle fire sider, slik at kontinuitet i avstivning opprettholdes fra fundament til topp. Masse- og stivhetssenter vil holdes i senter av bygget, og regularitetskrav vil fortsatt overholdes.

I eksisterende konstruksjon reduseres massen gradvis fra bunn til topp langs etasjene, i form av reduserte tykkelser og tverrsnitt på vegger og søyler. Dette vil gi jevn deformasjonsfordeling, slik at ikke-elastiske deformasjoner unngås. For å opprettholde dette videre, anbefales det å benytte lettere elementer i påbygg.

Verdiene for  $T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$  fra tabell 14 benyttes til å avgjøre formel for utregning av dimensjonerende spektrum, etter punkt 3.2.2.5(4) i EK-8. Ved beregning i DCL benyttes en konstruksjonsfaktor  $q=1.5$ .

Utelatelseskriterium 3
$S_d < 0.49 \text{ m/s}^2$
$S_d = a_g \cdot S \cdot (2.5/q) \cdot (T_C/T_1)$
$S_d = 0.7 \text{ m/s}^2 \cdot 1.0 \cdot (2.5/1.5) \cdot (0.2/0.657) = 0.355 \text{ m/s}^2 < 0.49 \text{ m/s}^2 \rightarrow \text{OK!}$

Tabell 20 – Utelatelseskriterium 3

Da konstruksjonen tilfredsstillter utelatelseskriterium nummer 3, er det ikke nødvendig med videre påvisning av seismiske laster. Kontroll kan også ses i vedlegg A8.

### 3.3.5 Diskusjon – Sikkerhet ved jordskjelv

EK-8 er bestående av totalt seks deler, der del 1 angir bestemmelsene som benyttes for utelatelseskontroll. Standardens del 3, «*Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger*», gir videre bestemmelser om jordskjelvpåvisning av eksisterende bygg. Behovet blir gjeldende ved endringer eller påbygg som fører til endret lastvirkning og/eller bæreevne, som øker sannsynligheten for sammenbrudd vesentlig (Standard Norge, 2014).

I EK-8 del 3 nasjonalt tillegg NA.2.1(2)P fremkommer det; «*Forsterkning av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelv kan avgrenses til å gjelde ved endringer eller påbygg som endrer lastvirkningen og/eller bæreevnen i en slik grad at sannsynligheten for sammenbrudd ved jordskjelv øker betydelig dersom konstruksjonen ikke forsterkes.*». Videre gjengis samme bestemmelser i RIFs veileder til NS-EN 1998-3 3.2: «*Bygg som ikke tidligere har vært utsatt for jordskjelvskade, kreves bare forsterket når sannsynligheten for sammenbrudd av bærekonstruksjonen ved jordskjelv øker betydelig på grunn av endringene som foretas.*» (Rådgivende ingeniørers forening, 2013). Disse bestemmelsene benyttes videre til argumentering for byggets sikkerhet uten påvisning av seismiske laster.

Det foreligger ikke informasjon som tilsier at Sentralbadet har skader som følge av seismisitet. Videre må det vurderes hvordan lastvirkning og bæreevne påvirkes av nye etasjer. Under prosjektering tas det hensyn til at lastvirkning i bygget vil endres etter fagverk som fordeler laster ut fra eksisterende konstruksjon. Byggets bæreevne vil økes da det planlegges forsterkning som møter krav til kapasitet. Dermed kan det konkluderes at påbygget ikke vil endre lastvirkning og bæreevne slik at risiko for sammenbrudd økes. Konstruksjonen vil heller forsterkes for å oppta nye laster og lastfordeling, og risiko for sammenbrudd reduseres. Bygningskroppen er rektangulær og overholder krav til regularitet i oppriss. Påbygg prosjekteres med hensyn til ivaretagelse av regularitet, ved å holde masse- og stivhetssenter i byggets senter.

Endringen vil dermed ikke være av en slik karakter som omhandles i punktet, og forandrer ikke byggets integritet. Konklusjon er at bygget ikke krever forsterkning med hensyn til jordskjelv etter bestemmelsene i EK-8 del 3.

## 4 Påbyggets bæresystem

Det anbefales som nevnt å benytte søyler og dekker i betong for å bevare byggets uttrykk. Etasjeskillere foreslås å være hulldekker som spanner mellom deltabjelker. Dette for å etablere en slett underside for lettere fremføring av VVS-installasjoner. Langs fasade på byggets kortside anbefales dekkene forankret til IPE-bjelker. Et fagverk vil som nevnt plasseres i fjerde etasje.

### 4.1 Dekker

Grunnet hulldekkenes lave egenvekt og gode kapasitet for lange spennvidder, anbefales disse i påbygg. Dekkehøyde velges ut fra belastning, spenn, krav til rystelser og brannmotstand.

#### 4.1.1 Kapasitet

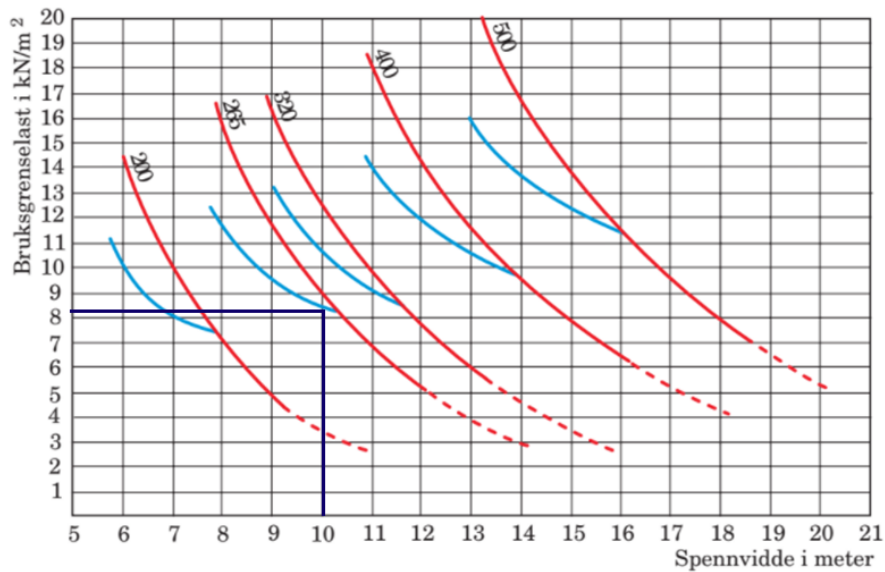
For å bestemme elementtykkelse beregnes nødvendig kapasitet ut fra lastene som virker på dekket. Ved bruk av kapasitetskurver fra *Betongelementhåndboken* reduseres egenvekt med 25% (Betongelementforeningen, 2016). Den totale lasten på dekkene blir 3.75 kN/m<sup>2</sup>, og spennlengden er 10 meter.

Nødvendig kapasitet i dekke		Laster (bruksgrense)
Påført egenlast	g	1 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast	p	3 kN/m <sup>2</sup>
Laster totalt for kontroll	$0.75 \cdot g + p$	<b>3.75 kN/m<sup>2</sup></b>

Tabell 21 - Dimensjonerende last på hulldekke

Betongelementhåndbokens diagram viser hulldekkers kapasitet for ulike spennlengder, med maksimal spennarmering. Denne kan ses på figur 10 under.





Figur 10 – Hulldekkapasiteter ved belastning og spennvidde (Betongelementforeningen, 2010)

Diagrammet viser at dekker med høyde 265 til 500 vil ha tilstrekkelig kapasitet, både i bruksgrense og bruddgrense. Dermed anbefales det å benytte HD265.

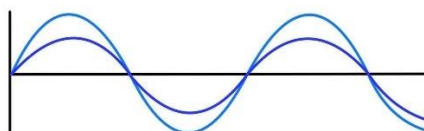
#### 4.1.2 Rystelser på hulldekker

Dynamiske laster vil skape svingninger med ulike frekvenser. Dette kontrolleres etter NS-EN 1990 for å ta hensyn til menneskers komfort, samt påkjenning for konstruksjonen.

##### 4.1.2.1 Svingninger og resonansfrekvens

Ifølge Betongelementforeningen stod det i gammel standard NS 3473 at «*Dersom konstruksjon og laster er slik at betydelige svingninger kan oppstå, skal det påvises at disse er akseptable for bruken av konstruksjonen*» (Betongelementforeningen, 2005b).

Kontrollen foretas for bruksgrenselaster, og måles mot minsteverdier tillatt for bruken, samt svingninger i inntilliggende elementer. Dette fordi svingningene treffer hverandre, og dersom bølgenes frekvensverdi er for lik vil interferens oppstå, som fører til økte svingninger.



Figur 11 - Bølger med nærliggende frekvensverdi

For å unngå dette er det viktig å ta hensyn til aktiviteten som vil foregå på dekkene. En vanlig håndregel er at resonansfrekvensen til dekke bør være dobbelt så stor som høyeste lastfrekvens fra aktivitet (Betongelementforeningen, 2005b).

Minsteverdien kan enten fastsettes ut fra tabellverdier for frekvenser ved menneskelige aktiviteter, eller konstruksjonsdelens tiltenkte bruk.

Tabell 22 er hentet fra Betongelementforeningen, og verdier i tabell 23 er fra gammel standard NS 3490.

*Tabell C 1.7. Frekvenser ved menneskelige aktiviteter.*

Aktivitet	Beskrivelse	Grunnfrekvens f, Hz
Gange	Gange med kontinuerlig gulvkontakt	1,4 – 2,6
Løping	Løping med diskontinuerlig gulvkontakt	2,0 – 3,5
Hopping	Rytmask hopping på stedet, f.eks. aerobic	1,8 – 3,4
Dansing	Klassisk og moderne dans, f.eks. vals, rumba	1,5 – 3,0
Popkonsert	Rytmask hopping av entusiastisk publikum	1,5 – 3,0
Idrettsstevne	Publikum	2,5 – 3,5

*Tabell 22 - Grunnfrekvenser (Betongelementforeningen, 2020)*

Konstruksjonsdel i type bygning	Laveste egenfrekvens [Hz]
Boliger	5.5
Kontorer	4
Arealer med sports- og danseaktiviteten	8
Laboratorier og verksteder med særlig følsomt utstyr	10
Publikumstribuner, arealer med stående forsamlinger eller faste seter	7.5
Konsertarena	9

*Tabell 23 - Veiledende grenseverdi for egenfrekvens (Standard Norge, 2004)*

#### 4.1.2.2 Resonansfrekvens i hulldekker

Da etasjene skal benyttes til kontorformål, vil hovedårsakene til rystelser være menneskelig aktivitet og maskinelt utstyr. Det kontrolleres mot verdi for konstruksjonens tiltenkte bruk.

Som vist i tabell 23, er anbefaling for minste resonansfrekvens i kontorarealer 4 Hz. Ifølge *Betongelementhåndboken* er det erfart at kontor, bolig og kjøpesenter som kun utsettes for normale personaktiviteter, ikke tilfører betongkonstruksjonen nok energi til at disse anbefalingene blir relevante. I stedet anbefales et minstekrav på 3 Hz (Betongelementforeningen, 2020).

$$F := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt[2]{E \cdot \frac{I}{m}}$$

Formel 1 - Opptredende resonansfrekvens (Betongelementforeningen, 2020)

Det tas kun hensyn til egenvekt, da det er dekkets egenfrekvens som skal sammenliknes. Variablene som inngår i formelen er dynamisk elastisitetsmodul E, treghetsmoment I, spennlengde l og masse m. E og I hentes fra Betongelementforeningens «Regneark for beregning av dynamisk respons». Resultat av formel 1 er opptredende resonansfrekvens på 4.4 Hz i hulldekket. Dermed overholdes minstekravet.

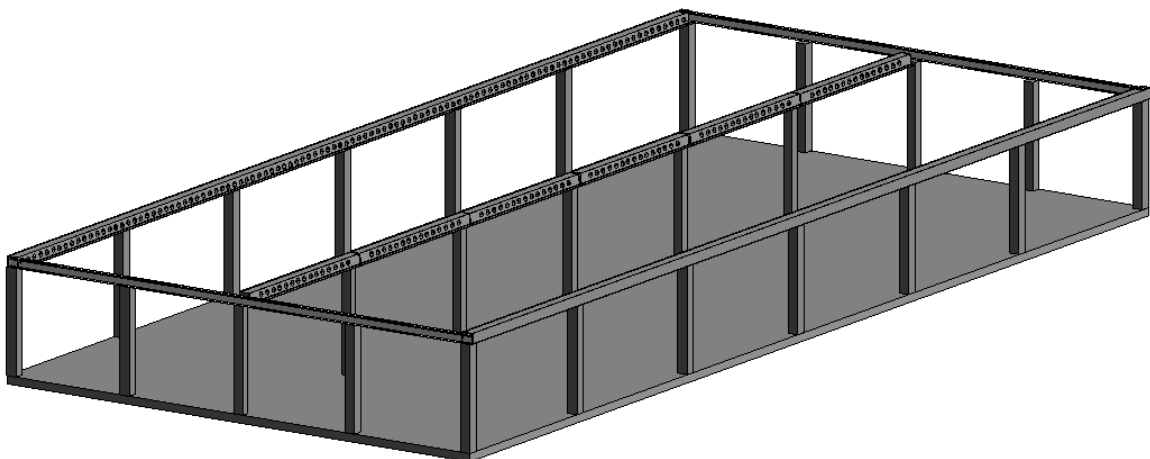
For bjelker som anbefales i kapittel 4.2 vurderes korrelasjon av frekvens med dekket. Dette vil oppstå for bjelker fungerende som opplagere. Da IPE-bjelker ikke understøtter dekket, vil dette ikke være et system som kan korrelere.

For deltabjelker beregnes resonansfrekvens. Disse spenner 7 meter, og formel 1 resulterer i en frekvens på 5.9 Hz. Verdien er nær dekkenes, og det vurderes derfor mulig korrelasjon. Dette bør undersøkes nærmere ved å betrakte dekker og deltabjelker som et koblet system. Full utregning kan sees i vedlegg B1.

## 4.2 Bjelker

### 4.2.1 Deltabjelke

Som opplegg for hulldekkene anbefales det deltabjelker. Tverrsnittet tilpasses valgt dekkehøyde, og D26-400 bør dermed benyttes. Som nevnt i kapittel 2.2.2 benyttes D-type som tosidig opplegg, og plasseres over midtre søylerad. Randbjelker legges langs fasadene slik at hulldekkene spenner mellom D-type og DR-type, som vises på figur 12.



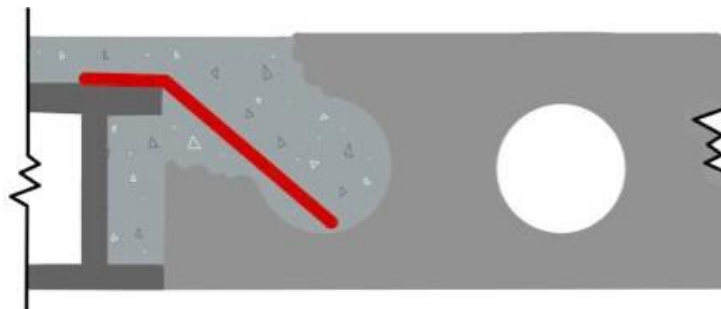
Figur 12 - Prinsippkisse for 5., 6. og 7. etasje

#### 4.2.2 IPE-bjelker

For byggets korte sider kan det benyttes IPE-bjelker, som vist på figur 12. Dette for enklere innfesting av fasade. Bjelkene vil bidra til å redusere deformasjoner, som fasaden er ømfintlig for. De øker dekkekantens stivhet, slik at nedbøyning reduseres. I-bjelkene føres i dekkets spennretning, og disse kobles sammen. Det er ønskelig med et profil som har tilsvarende eller noe lavere høyde enn dekket.

Fasadeleverandører setter ofte et krav på maksimum 9 mm nedbøyning, som bjelken må overholde. Ut fra dette anbefales det å benytte IPE-profil med høyde 240 mm, av hensyn til hulldekkets høyde på 265 mm. For beregning av nedbøyning, se vedlegg B2. Detalj for mulig sammenkobling av bjelke og dekke redegjøres i kapittel 4.2.2.1.

##### 4.2.2.1 Sammenkobling av IPE-bjelke og hulldekke

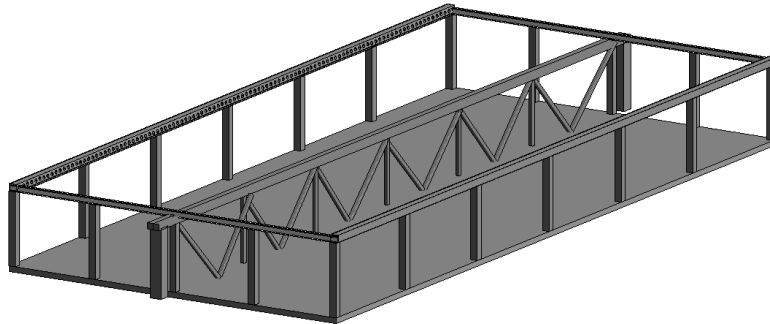


Figur 13 - Sammenkobling av IPE-bjelke og hulldekke

Figur 13 viser mulig kobling av IPE-bjelken og hulldekket. Forbindelsen mellom elementene er et utvalgt armeringsjern, som kan sveises fast på flensens overside og føres ned i hulldekkets endekanal. Jernet kan også festes rundt stålprofilets steg. I praksis gjøres dette ved at en del av hulldekkets endekanal knuses ut, hvor armeringsjernet plasseres. Videre legges det propper i kanalen før hulrommet fylles med betong og lukkes. Det kan også legges flattstål oppå hulldekket, som boltes til bjelke og i hulldekket. Stålet tildekkes med påstøp eller avrettingsmasse. Gode koblinger er viktig for å hindre at IPE-bjelken dras ut ved vindsug (T. Martinsen, personlig kommunikasjon, 15. april 2021).

#### 4.2.3 Utvekslingsbjelke

Som nevnt i kapittel 1.1.2 skal et fagverk plasseres i fjerde etasje. Fagverket anbefales å hvile på to søyler utenfor bygget, slik at belastningen på eksisterende konstruksjon reduseres.



Figur 14 - Prinsippskisse 4. etasje

Ifølge «NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner» skal krav til nedbøyning «fastsettes for hvert prosjekt og avtales med oppdragsgiver» (Standard Norge, 2015). Da det er usikkert hvilket nedbøyningskrav som stilles i fremtidig prosjekt, undersøkes vanlig krav satt i «NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner» på  $L/250$  for langtidsnedbøyning.

Nedbøyningen beregnes etter laster i «ofte forekommende» tilstand.

Fagverket spenner 43.5 meter, og krav til maksimum nedbøyning blir ut fra ovenstående 174 mm. Med hensyn på å unngå skader på konstruksjonen, antas dette å være for mye. Det benyttes derfor vanlig krav på 25 mm. Basert på lastene det utsettes for, beregnes en nødvendig stivhet  $EI$  lik  $3.97 \cdot 10^{17}$  Nmm<sup>2</sup> for å overholde kravet. Ut fra dette kan profil velges.

Et overslag gjøres for å finne ut om kravet kan overholdes med et hulprofil av stål. Hulprofil anbefales da disse er sikrere mot lokal knekking. Her benyttes stivhet av fire HUP350x350x14.2 som går over én etasje. To gurter går på hver side av diagonalen, både for økt stivhet og enklere plassering av hulldekker.

Nedbøyning på grunn av permanente laster hensyntas ved dimensjonering av overhøyde. Ut fra dette beregnes nødvendig overhøyde på 166 mm. For variable laster beregnes en nedbøyning på 22.6 mm, som overholder satt krav. Fullstendig utregning finnes i vedlegg B3.

Dersom det er nødvendig å øke stivheten til fagverket, kan det føres over to etasjer. Dette kan derimot være ugunstig for planløsningen, da oppholdsareal reduseres.

### 4.3 Søyler

Her gjennomgås generell metode for beregning av armering i betongsøyler, og et spesifikt armert tverrsnitt foreslås for søyler i nye etasjer. Beregningen gjøres i henhold til «NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner». Det tas kun hensyn til vertikalkrefter, da horisontalkrefter tas opp av avstivningssystem.

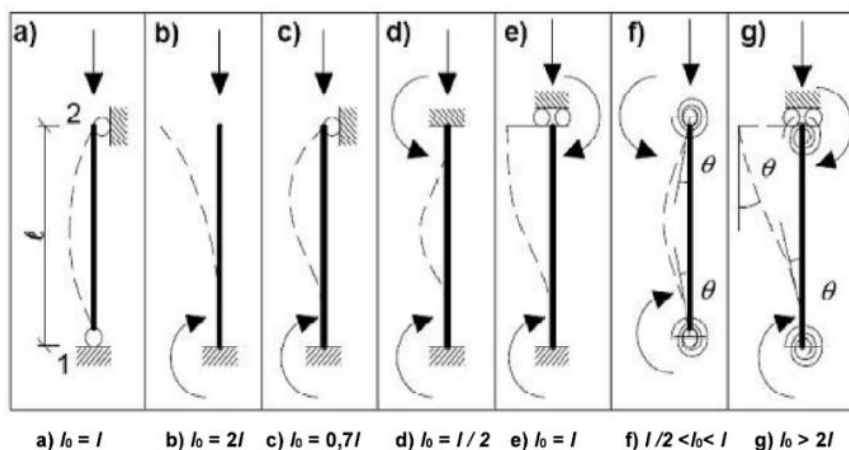
#### 4.3.1 Beregningsmetode for armert betongsøyle

En søyle belastes av aksialkrefter og moment av 1.orden, samt et 2.ordens tilleggsmoment som skyldes forskyvninger i konstruksjonen. Bestemmelsen av tilleggsmomentet gjøres på bakgrunn av søylens slankhet.

#### Knekk lengde

Ved beregning av et enkeltstående element bestemmes først knekk lengde, som avhenger av søylens innspenninger.

I dette bæresystemet beregnes søylen som leddet i topp og bunn. Dette anses som konservativt, da dekke med bjelker gir innspenning i hver ende. Slik reduseres knekk lengden.



Figur 15 - Knekkingsformler (Standard Norge, 2008)

Figur 15 viser knekk lengde for staver med ulike opplagere. Her viser del a) at konservativt valgt knekk lengde blir lik lengden mellom opplagene.

## Slankhet

En slank trykkstav kan få to typer brudd; materialbrudd og stabilitetsbrudd. Ved materialbrudd overskrides tverrsnittskapasiteten, og dette må derfor kontrolleres. Stabilitetsbrudd skjer når utbøyinger øker ubegrenset grunnet 2. ordens effekter, og søylen knekker. Det beregnes derfor om disse effektene må tas hensyn til. En forhåndsdimensjonering av tverrsnitt og armering må utføres for at slankheten skal beregnes.

NS-EN-1992: (5.8.3.1),(5.8.3.2) og (NA.5.8.3.1.(1))	
Symbol	Betydning
$\lambda$	Slankhetsforhold
$\lambda_{nlim}$	Slankhetsgrense
$n$	Relativ aksialkraft
$k_a$	Forhold mellom treghetsradien til armering og treghetsradien til betong
$\omega$	Mekanisk armeringsforhold
$A_\phi$	Variabel basert på kryptall
$\lambda_n$	Normalisert slankhet

Tabell 24 - Forklaring av variabler i formel 2 og 3

$$\lambda_{nlim} := A_\phi \cdot 13$$

Formel 2 – Slankhetsgrense (NA.5.13.bN)

Eneste variabel for utregning av  $A_\phi$  er kryptallet, som tar hensyn til deformasjon i betongen over tid. Effektivt kryptall settes her forenklet til mindre enn 1.25, som gir  $A_\phi$  lik 1.

Slankhetsgrensen blir dermed lik 13.

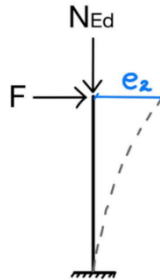
$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}}$$

Formel 3 - Normalisert slankhet [NA.5.6N]

Formel 3 gir verdi for normalisert slankhet, og dersom denne er større enn  $\lambda_{nlim}$  betraktes søylen som slank.

## 2. ordens effekter

2. ordens effekter er moment som kommer av søylens eksentrisitet. Eksentrisitet beregnes for å ta hensyn til feilplassering av normalkraftens angrepspunkt. Dette kan forekomme for begge akser, og baserer seg på krumning og søylens effektive lengde. Som følge av dette oppstår en forskyvning.



Figur 16 – Eksentrisitet på søylen

Det er flere ulike faktorer og variabler som inngår i beregning av eksentrisiteten. Følgende gjelder for et konstant symmetrisk tverrsnitt, medregnet armering.

NS-EN-1992 (5.8.8.2) og (5.8.8.3)	
Symbol	Forklaring
<b>d</b>	Tverrsnittets effektive tykkelse
<b>1/r</b>	Krumning
<b>C</b>	Faktor som avhenger av krumningsfordelingen
<b>f<sub>ck</sub></b>	Dimensjonerende fasthet for betongen
<b>L<sub>k</sub></b>	Søylens kneklengde
<b>f<sub>yd</sub></b>	Dimensjonerende flytespenning i stål
<b>E<sub>s</sub></b>	E-modul stål
<b>n</b>	Relativ aksialkraft
<b>n<sub>bal</sub></b>	Verdien av n med størst momentkapasitet
<b>Φ<sub>ef</sub></b>	Effektivt kryptall
<b>λ</b>	Slankhetsforhold
<b>ω</b>	Mekanisk armeringsforhold

Tabell 25 - Variabler i formel 4 og 5

Tabell 25 viser variabler som inngår i formel 4 og 5.

$$\frac{1}{r} = \frac{(1+\omega) - n}{(1+\omega) - n_{bal}} \cdot \left( 1 + \left( 0.35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \cdot \varphi_{ef} \right) \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \frac{1}{0.45 \cdot d}$$

Formel 4 - Krumning

$$e_2 := \frac{\frac{1}{r} \cdot L_k^2}{C}$$

Formel 5 – Eksentrisitet

Eksentrisiteten vil bli en ny arm for normalkraften som gir et 2. ordens moment.



## Nødvendig armering

Ved bruk av mn-diagram finnes mekanisk armeringsforhold,  $w$ , for søylen. Med dette beregnes nødvendig effektiv armering for én side, ved bruk av formel 6.

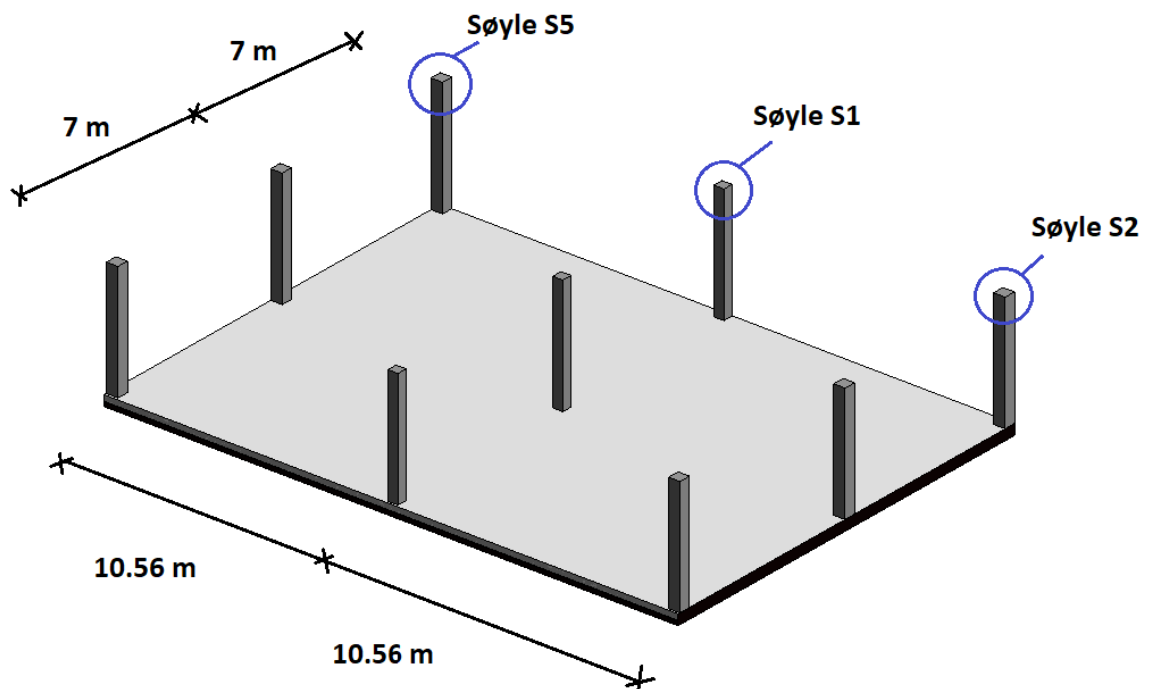
$$A_s := \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Formel 6 - Nødvendig armering på én ide [5.8.3.1]

Aktuelle mn-diagram kan ses i vedlegg B4. Fullstendige armeringsberegninger finnes i vedlegg B5, B6, B7 og B8.

### 4.3.2 Dimensjonerte tverrsnitt

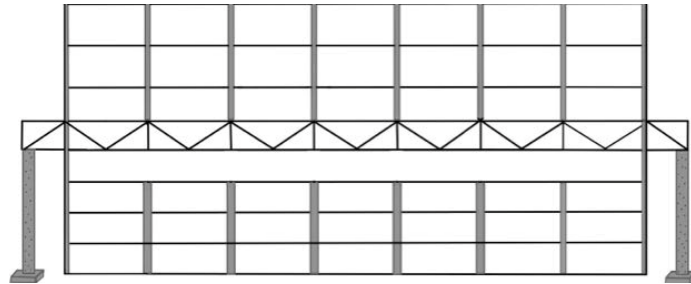
Søylenes plassering i påbygg vises på figur 17 under.



Figur 17 - Utsnitt av søylenes plassering i påbygg

Søylene forhåndsdimensjoneres med et tverrsnitt som har tilstrekkelig trykkapasitet basert på betongkvaliteten, som settes til B35. S1 og S5 får tverrsnitt på 350x350 mm<sup>2</sup>. For S2 velges det å bruke samme tverrsnitt som i etasjen under, på 300x400 mm<sup>2</sup>. Bøvelister og armeringstegninger for søylene kan ses i vedlegg B9, B10 og B11.

Som illustrert i figur 18, skal to søyler stå like utenfor bygget og bære last fordelt fra fagverket. Sentralbadet er et kulturminne og godkjenning for slik søyleplassering forutsettes, da disse lander på gateplan og kan endre byggets særpreg. Dersom den ikke godkjennes, kan søylene trekkes inn og utføres som pilastre på vegg. Det antas at dette er mer krevende, siden det da kan bli nødvendig å forsterke fundament.



Figur 18 - Plassering av fagverk: bygg snittet i midt, sett fra langside

Disse betongsøylene får dimensjonerte tverrsnitt på  $650 \times 650 \text{ mm}^2$ , samt en lengde på 15.8 meter. Fundament dimensjoneres ut fra spenningskapasitet i fjell, som vanligvis varierer mellom 4 til 8 MPa, avhengig av bergart (Statens Vegvesen, 1987). Som nevnt i kapittel 3.3.3 er det antatt fast fjell under bygget. Da bergart ikke er spesifisert, velges det konservativt å benytte laveste verdi for kontrollen. En analyse bør foretas av geolog for å fastslå reell spenningskapasitet i fjellet. Av dette dimensjoneres et fundamenttverrsnitt på  $1.4 \times 1.4 \text{ m}^2$ . Nødvendig fundamentstørrelse kan ses i vedlegg B8, og armeringstegning samt bøyeliste i B12.

## 5 Stabilitet

### 5.1 Stabilitet i bygg

Byggteknisk forskrift TEK17 §11-4(1) angir at «*Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at byggverket som helhet, og de enkelte delene av byggverket, har tilfredsstillende sikkerhet med hensyn til bæreevne og stabilitet*» (Direktoratet for byggkvalitet, 2017). Byggets stabilitet er derfor et nedfelt krav av sikkerhetsmessige grunner. Stabilitet oppnås ved å avstive bygget, og sikrer mot kollaps. Avstivningssystemet sørger for at bygget ikke belastes med uakseptable forskyvninger eller rotasjoner.

Alle bygningsdeler skal være i stabil likevekt og kunne motstå påførte krefter. Når denne betingelsen er oppfylt, oppnås stabilitet helhetlig for bygget. For dette kreves avstivende elementer, også kalt skiver. Disse plasseres for å oppta laster i X- og Y-retning ved forskyvning og rotasjon. Avstivning kan være i form av betongvegger, vindkryss i stål og trappe/heis-sjakter. Skivesystemet fører horisontale laster fra dekkeskivene, via vertikale skiver, ned i fundament og grunn (Betongelementforeningen, 2016).

### 5.2 Horisontallaster

Horisontale laster på konstruksjoner kommer fra vind, skjevstilling og mulig seismisk aktivitet. Slik det kommer frem i kapittel 3.3.4 er det ikke nødvendig å dimensjonere bygget for jordskjelv. Ved produksjon eller montasje av elementer kan geometriske avvik forekomme. Formfeil og toleranseavvik kan gi skjevstillingslast med en horisontal komponent, når søylene belastes vertikalt i senter.

For å analysere stabiliteten er det vindsug og vindtrykk som er av betydning, og sum av vindlast i sone D og E benyttes. Derimot vil eksempelvis vindlast i sone A være av betydning for potensiell stender i veggen, men i stabilitetsbetraktning vil ikke andre soner påvirke dersom de virker symmetrisk.

Skjevstillingslasten hensyntas forenklet ved å øke vindlasten. Etter NS 3490 kan skjevstillingslasten regnes som 0.5% av vertikal last i etasjen. Videre beregnes det hvor mye denne lasten utgjør av total vindlast. Karakteristisk vindlast kan her økes med 5% for at skjevstillingslast skal hensyntas, se vedlegg C1. Vindlastverdier presenteres i tabell 26 under.

	Last [kN/m <sup>2</sup> ]		Dominerende vindlast for stabilitet inkludert skjevstillingslast
	q <sub>D</sub>	q <sub>E</sub>	∑(q <sub>D</sub> + q <sub>E</sub> ) + 5%
Lasttilfelle 1 (kortsida)	0.84	-0.47	1.31 kN/m <sup>2</sup> x 1.05 = 1.38 kN/m <sup>2</sup>
Lasttilfelle 2 (langside)	0.87	-0.57	1.44 kN/m <sup>2</sup> x 1.05 = 1.51 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 26 - Dominerende vindlast for stabilitet

## 5.3 Avstivningssystemer

### 5.3.1 Krav til horisontal forskyvning

Konkrete krav til horisontal forskyvning foreligger ikke i regelverket, men anbefalinger som angis varierer fra L/400 til L/2000, der L er byggets høyde. Utbøyning i toppen av bygget skal dermed ikke være større enn dette. Beregningen gjøres i bruksgrense (Betongelementforeningen, 2016). For prosjektet anbefales det å sette krav til maksimal forskyvning på L/500, da dette er brukt på flere større prosjekter og dermed er vanlig (T. Martinsen, personlig kommunikasjon, 25. mars 2021). Inklusive påbygg settes maksimal horisontal forskyvning til 62 mm.

$$\delta = \frac{l}{500} = \frac{31 \text{ m}}{500} = 62 \text{ mm}$$

Formel 7 - Krav for maksimal horisontal forskyvning

### 5.3.2 Mulig løsning for byggets avstivningssystem

Som nevnt i kapittel 3.3.4 er det fordelaktig for regulariteten å ha symmetrisk avstivning om byggets senter. Det anbefales derfor å benytte fire skiver per etasje i påbygg.

I henhold til begrunnelsen om byggets helhetlige stabilitet i kapitlet 5.1, vurderes dette i både eksisterende og ny konstruksjon. Eksisterende konstruksjon er omsluttet av betongvegger som er avstivende. Beregningen utføres i OS-prog V-SKIVE.

Betongveggene har minkende tykkelse oppover etasjene. Veggtykkelsen er 400 mm i kjeller, 250 mm i første etasje, samt 150 mm i andre og tredje. Denne avstivningen defineres som én skive per etasje i V-SKIVE.

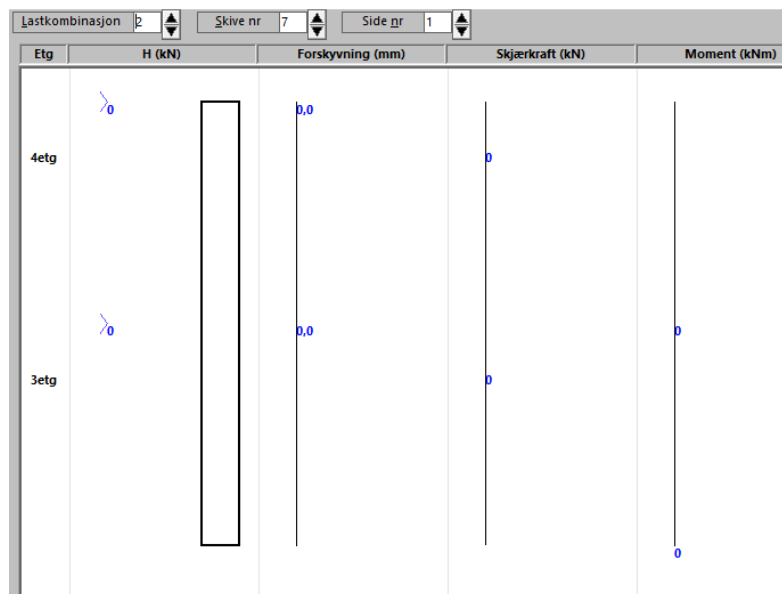
Avstivning i påbygg defineres som én betongskive midt på hver side, med lengde på 4 meter. Nødvendig tykkelse av skive undersøkes for at krav skal tilfredsstilles. Det kontrolleres også om underliggende vegger vil tåle lasten fra avstivning. Plantegning med skiver i påbygg kan ses i vedlegg C2.

Resultat presenteres i tabell 27, som viser største forskyvning. Denne utbøyningen skjer på byggets kortside.

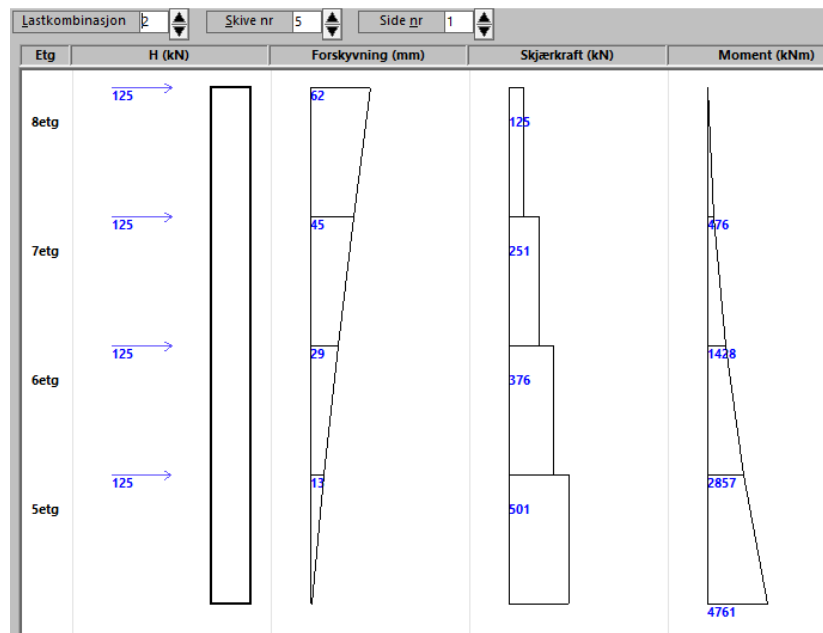
Forskyvninger av øverste dekke			
Lastkombinasjon	Vx [mm]	Vy [mm]	Vz [grader]
1	0	28	- 0.0003
2	62	0	0.0000

Tabell 27 - Resultat for skive med størst forskyvning fra V-SKIVE

Figur 19 og 20 viser variasjon i krefter samt forskyvning for eksisterende og nye etasjer.



Figur 19 - Forskyvning på byggets kortside, eksisterende konstruksjon



Figur 20 – Forskyvninger i byggets kortsider, påbygg

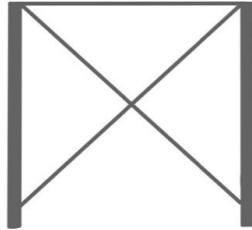
Som vist i figur 20 skjer all forskyvning i påbygget. Dermed har eksisterende konstruksjon tilstrekkelig avstivning og ikke stabilitetsproblemer. I tillegg støttes konstruksjon mot bassengdelen av Sentralbadet, som avstiver ytterligere. For påbygget viser beregninger at tykkelse på 100 mm for skiven er tilstrekkelig. Stivheten beregnes i vedlegg C3, og det anbefales en minste stivhet EI lik  $1.33 \times 10^{16}$  Nmm<sup>2</sup> per skive.

For en slik skive kontrolleres knekking av øverste vegg i eksisterende konstruksjon, som avstivningen hviler på. Det kommer frem at veggene ikke tåler belastningen. Da det er usikkert hvilken avstivningsløsning som kommer til å benyttes, kontrolleres veggen for en lengre skive. En 8 meter lang skive resulterer ikke i knekking. Dokumentasjon kan ses i vedlegg C4.

Ut fra dette anbefales det minimum 4 meter lange skiver for å overholde krav til utbøyning. En slik skive vil kreve forsterkning av vegg under. Dersom det er ønskelig å unngå forsterkning av vegger, kan en 8 meter lang skive benyttes.

Avstivningsvurderingen ansees som konservativ, da det ses bort fra andre avstivende elementer som kommende trappeløp, samt heis- og ventilasjonssjakter.

Dersom det ikke er ønskelig med avstivning i betong, kan en løsning med vindkryss i stål også benyttes. Vertikale deler kan dimensjoneres ut fra beregnet nødvendig stivhet.



Figur 21 – Vindkryss

Ved å finne ekvivalent stivhet for stål, beregnes passende hulprofil HUP250x250x10, som vist i vedlegg C5. Profilet kan benyttes som søyler med avstand på 4 meter, som sammen utgjør vertikale komponenter i vindkrysset. Utformingen kan være på ulike måter, men med staver som krysses på diagonalen opptas både strekk- og trykkrefter. Som nevnt må eksisterende vegger forsterkes dersom 4 meter bredde av vindkryss brukes.

## 6 Søyler i eksisterende konstruksjon

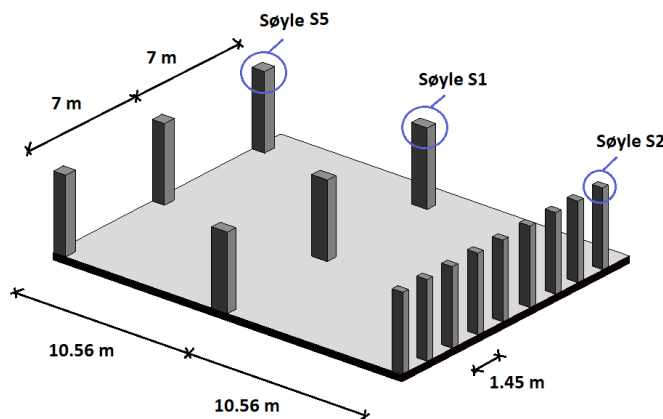
### 6.1 Teoretisk kapasitet i søyler

Eksisterende søyler er som nevnt med betongkvalitet B20, og armering har flytegrense på 240 MPa. Betongens trykkapasitet er beregnet til 16 MPa, se vedlegg D1. Da det foreligger armeringstegninger, kan kapasiteten beregnes med stor nøyaktighet. Lastene beregnes basert på eksisterende og anbefalt bæresystem, som er presentert i kapittel 4. Selv om kapasiteten kan beregnes nøyaktig anbefales det forsterkning ved utnyttelse høyere enn 80%, da det er noe usikkerhet knyttet til lastenes størrelse. Fullstendig beregning av last kan ses i vedlegg D2.

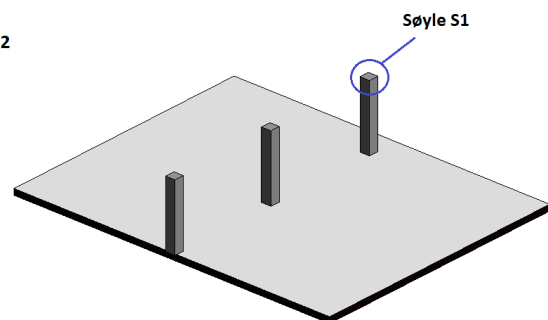
Utnyttelse beregnes i OS-prog BTSNITT. Her defineres søylens tverrsnitt og armering, samt materialdata, lengde og påførte laster. De betraktes leddet i hver ende, og avstivet i alle etasjenivå. Knekk lengden blir dermed lik etasjehøyden.

Søylenes utnyttelse beregnes både med og uten belastning av påbygg. Ut fra dette anslås det hvor mye søylene allerede er belastet, og hvilke som vil trenge forsterkningstiltak.

Grunntrykk under fundament vil også kontrolleres, hvor det benyttes lik spenningskapasitet i fjell som forklart i kapittel 4.3.2.



Figur 22 - Utsnitt av søylers plassering, kjeller til 2. etasje



Figur 23 – Utsnitt av søylers plassering i 3. etasje

Navn gitt på figur 22 og 23 er gjeldende for hele søyleraden. S1-søyler går kontinuerlig fra kjelleretasje til tredje etasje. S2 og S5 vil gå opp til tak i andre etasje, og i tredje etasje vil ytre last derfor bæres av vegger. Det vil derfor være nødvendig å forsterke ved å plassere søyler for å ta imot ytterligere belastning. Plasseringen vil være tilsvarende S2 og S5 i påbygg, som vist på figur 17 i kapittel 4.3.2.



Ved ombygging vil rad S1 avbrytes én etasje tidligere, da de erstattes av fagverk.

Belastningen minker dermed, og utnyttelsen vil reduseres. Dette kontrolleres likevel.

Tverrsnittet reduseres for hver etasje, fra kjeller til tredje etasje. Kontroll gjøres dermed i disse to, da kjeller har størst belastning og tverrsnittet er minst i øverste etasje. For S2 og S5 kontrolleres kapasiteten for alle etasjer de står i, for å sjekke hvor forsterkning trengs.

Søylenes utnyttelse		Lengde [m]	Bruksgrense	Bruddgrense	
Søyle S1	Eksisterende bygg	I kjeller	3.3	65%	80%
		I 2. etasje	3.9	50%	62%
	Inkludert påbygg	I kjeller	3.3	45%	56%
		I 2. etasje	3.9	29%	37%
Søyle S2	Eksisterende bygg	I kjeller	3.3	26%	34%
		I 1. etasje	3.9	34%	41%
		I 2. etasje	3.9	21%	26%
	Inkludert påbygg	I kjeller	3.3	96%	114%
		I 1. etasje	3.9	156%	192%
		2. etasje	3.9	149%	182%
Søyle S5	Eksisterende bygg	I kjeller	3.3	41%	54%
		I 1. etasje	3.9	28%	34%
		I 2. etasje	3.9	22%	28%
	Inkludert påbygg	I kjeller	3.3	75%	96%
		I 1. etasje	3.9	65%	79%
		I 2. etasje	3.9	55%	72%

Tabell 28 - Utnyttelse av utvalgte søyler

S1 vil som forventet ikke trenge forsterkning. Som vist på figur 17 vil S2-rad i påbygg ha færre søyler. Søylen i eksisterende med lik plassering som disse vil få en utnyttelse på 114% i kjeller, 192% i første etasje og 182% i andre etasje. For denne anbefales det forsterkning av søylen i alle etasjer. S5 vil få en utnyttelse på 96% i kjeller og bør forsterkes, da den overskrider anbefalt utnyttelse. Resultater fra OS-prog vises i vedlegg D3.

Grunntrykkskontroll viser at fundament under S2 får en spenning på 5.89 MPa. Spenningen er høyere enn anbefalt største verdi, og bør vurderes nærmere av geolog. Denne rapporten vil ikke omhandle eventuelle forsterkningstiltak for fundament. Se vedlegg D4 for kontroll av fundament og spenning i søyler.

## 6.2 Forsterkningsmetoder for søyler

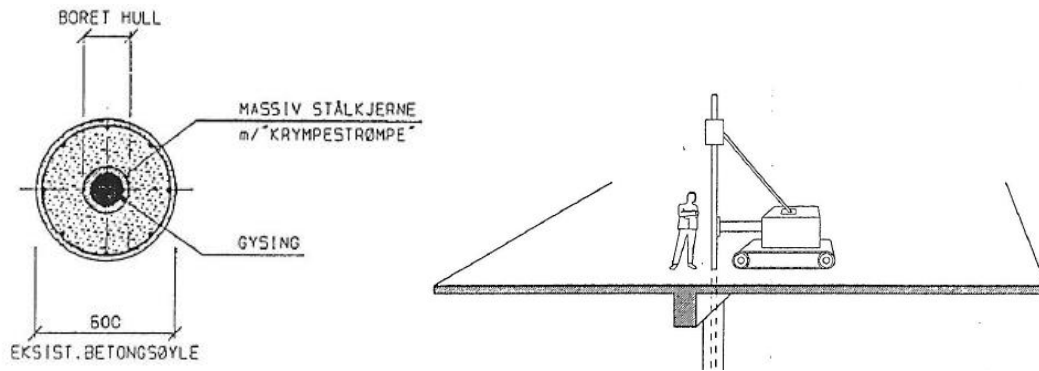
Det er flere ulike metoder for forsterkning av betongsøyler, og det vurderes hvilken som er mest hensiktsmessig. Før forsterkning kan utføres må søylenes tilstand evalueres. Det finnes flere ulike nedbrytingsmekanismer som alene eller kombinert svekker konstruksjonene over tid. I tilstandsrapporten omtalt i kapittel 1.1.1 er det dokumentert skader i enkelte søyler. Utdrag fra denne finnes i vedlegg D5. Søylen har støpefeil i form av steinreir, som over tid gir armeringskorrosjon. Prøver av S5-søyler i kjeller indikerer eksponering av luftbårne klorider. I rapporten er det anbefalt reparasjon, som må gjøres før forsterkningstiltak påbegynnes.

### **Økning av betongtverrsnitt**

En tradisjonell metode for styrke søyler er å øke betongtverrsnittet. Metoden går ut på å forskale, legge inn et nytt lag armering og betong rundt søylen. Dette kan øke kapasiteten betydelig. Et godt samvirke mellom nye og eksisterende deler er viktig, men dette kan være en utfordring. Metoden kan være tidskrevende da den innebærer flere ulike arbeidsoperasjoner og betongens herdetid må medregnes. Dette vil gjenspeiles i det økonomiske aspektet.

### **Stålkjernepele**

Metoden går ut på at det bores ned i søylens senter, for så å føre inn en pele i stål som forsterker søylen fra kjernen. For dette benyttes en rørformet, roterende borekrone (SINTEF Byggforsk, 2013). Forutsetning for utførelse er mulig tilkomst med rigg. Metoden er derfor hovedsakelig egnet for enkle bygg der dette lar seg gjøre, og derimot ikke i bygg som går over flere etasjer. Bruk av stålkjernepeler gjør det mulig å beholde tverrsnittsstørrelse, og bruksareal vil dermed ikke reduseres. Da utstyret er mer kostbart, samt tilriggingstid, kan metoden være mindre økonomisk. En annen ulempe er at eksisterende armering i søylen kan bli skadet under boringen.



Figur 24 - Prinsipp for kjerneboring (Entreprenørservice AS, u.å.)

Søylene i Sentralbadet går over flere etasjer, noe som gjør tilkomst med rigg vanskelig. Basert på dette vil stålkjernepeler utgå som forsterkningsmetode.

## Karbonfiberbånd

En annen metode er forsterkning med karbonfiberbånd. Fiberbåndene leveres klare til montering på søylene. Dette gjør dem svært praktiske i bruk, spesielt sammenlignet med påstøpingsmetoden, hvor det inngår flere operasjoner og herdetid. Enkel montasje er derfor en klar fordel ved denne metoden. Disse er tynne laminerte bånd som limes rundt søylen (Sika, 2016). Dette vil gi et svært tynt sjikt, sammenlignet med andre forsterkningsmetoder. Metoden egner seg godt i etasjer hvor mest mulig bruksareal ønskes bevart.

Karbonfiberbånd kan benyttes både for sirkulære og rektangulære tverrsnitt (Sika, 2016). Av interesse undersøkes effektiviteten for begge geometriene i programvaren Sika CarboDUR. Det legges inn et rektangulært og et sirkulært tverrsnitt med tilsvarende størrelse, armering og lastpåføring. Til forsterkning kan det maksimalt benyttes ti lag. Resultatet er at sirkulært tverrsnittet får kapasitetsøkning på 47% med to lag, mens for det rektangulære er økningen på 16%. For å oppnå samme kapasitet i sistnevnte kreves det fire ekstra bånd. Dermed er det tydelig at karbonfiberbånd er mest effektivt på sirkulære tverrsnitt. Resultat fra Sika CarboDUR kan ses i vedlegg D6.

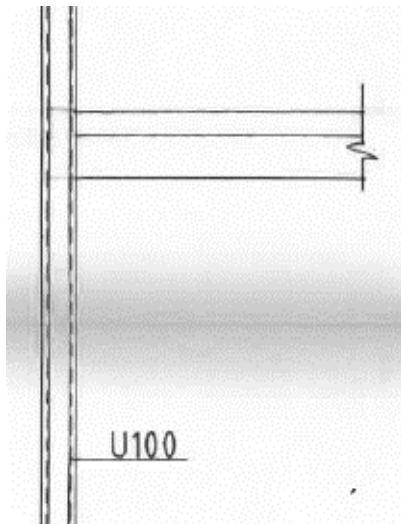
## Forsterkning med stålprofiler

Å forsterke betongsøyler med stålprofiler er en metode som kombinerer to materialers styrke. Den går ut på å benytte kanalprofil (U-profil) som boltes fast i betongsøylen. Søylenes kapasitet vil øke med profilenes totale kapasitet. Det er en tidseffektiv og praktisk metode, da profilene leveres klare til montering.

Profilene festes til søylen med enten gjennomgående bolter eller ekspansjonsbolter. Det er ønskelig at boltene går helt gjennom søylen. Alternativt kan det benyttes ekspansjonsbolter, som føres inn en viss lengde på hver side. Metoden har et usikkerhetsmoment grunnet risikoen for å treffe søylenes armeringsjern med boltene. Av den grunn kan det settes krav om å benytte betongbor, i stedet for kjernebor til utførelse av denne operasjonen. En betongbor er lettere å kontrollere, slik at det kan unngås å svekke søylenes armering.

En god kraftfordeling mellom profiler, søyle og dekke er ønskelig. Det er derfor essensielt at kanalprofilene går fra dekkekant til dekkekant, uten tidlig avbrudd. Dersom dette ikke er mulig må det dannes en overgang i form av ekspanderende mørtel. Hvis lastareal over forsterket søyle er mindre eller lik betongsøylenes tverrsnitt, kan all last gå ned i denne uten at stålprofil direkte belastes. For å unngå dette, kan en fotplatekonstruksjon benyttes til å fordele last ut til stålprofiler.

Etter at kanalprofilene er festet og boltet sammen, kan de forsterkede søylene kles inn. Det legges isolasjon mellom søyle og gips, som er vanlig materiale for innkledning. Her kan søylene også formes runde dersom det er ønskelig. Dette er gjort blant i Kløverhuset i Bergen, hvor U100-profiler ble benyttet til forsterking på hver side av gjenværende vegg (T. Martinsen, personlig kommunikasjon, 12.mai 2021).



Figur 25 - Forsterkning, U100 (Sivilingeniørene Trumphy & Fjell A.S, 1987)



Figur 26 - Kløverhuset (Foto: T. Martinsen)

## 6.3 Valg og dimensjonering av forsterkningstiltak

### 6.3.1 Karbonfiberbånd

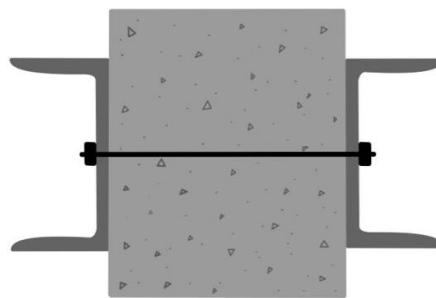
Da dette er en praktisk enkel løsning, ønskes det å undersøke om denne kan benyttes. Her benyttes programmet Sika CarboDur, levert av Sika Norge. Søylen dimensjoner defineres i programmet med tilhørende armering og påførte laster. For at løsningen skal kunne brukes, må søylen til en viss grad kunne ta imot lastene uten forsterkning. Her bruker programmet en lastkombinasjon med  $1.1 \cdot$  egenvekt og  $0.75 \cdot$  nyttelast. Det kommer frem at lastene er for store, og løsningen ikke er tilstrekkelig. Dokumentasjon kan sees i vedlegg D7.

Av interesse undersøkes det hvor mye akkurat denne søylen teoretisk kan forsterkes. En vilkårlig last plasseres på samme tverrsnitt, og ved maksimal mengde karbonfiberbånd kan det oppnås trykkapasitet på 20.5 MPa. Da opprinnelig trykkapasitet er 16 MPa, viser dette en økning på 4.5 MPa. Dette vises i vedlegg D8.

### 6.3.2 Stålprofil

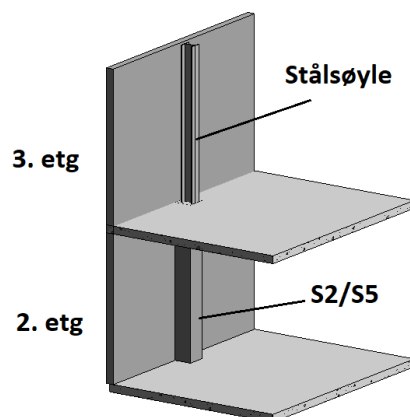
Da forsterking med karbonfiberbånd ikke er aktuelt, er resterende muligheter å øke tverrsnittet med betong eller benytte stålprofiler. Sistnevnte er mer enkel og tidseffektiv i praktisk utførelse, og anbefales derfor. Det bør også benyttes stålprofil som søyler i tredje etasje. Dimensjonering av profiler utføres etter “*NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner*”.

Til å forsterke betongsøyler anbefales det som nevnt U-profiler. Disse bestemmes ut fra resterende last etter betongsøylene er fullt utnyttet.



Figur 27 - Forsterkning med U-profiler

I tredje etasje, hvor det ikke er søylerad S2 og S5, anbefales det å plassere H-profiler som nye søyler. Last føres da direkte ned i betongsøyle og U-profil under. H-profil velges basert på last fra overliggende etasjer. Det tas kun hensyn til aksialtrykkrefter.



Figur 28 - Prinsippskisse: stålsøyler av H-profil

Basert på trykkbelastning forhåndsdimensjoneres nødvendig profil. Det tas ikke hensyn til boltehull, da det er uvisst hvilke bolter som vil benyttes. Beregningen må derfor ansees som et overslag. Basert på dette kreves minimum U180 og HE120B. Utregning finnes i vedlegg D9.

### 6.3.2.1 Kontroll av knekking

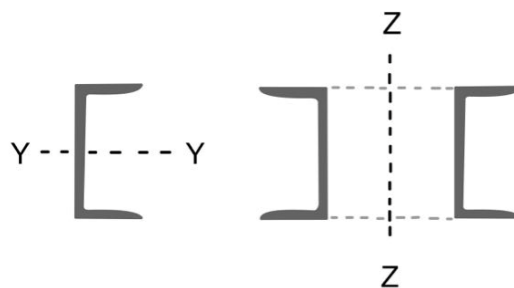
Det forutsettes at benyttede profiler er i tverrsnittsklasse 3 eller lavere.

#### Knekk lengde

Søylens knekk lengde er avhengig av opplagere og opprinnelig lengde av staven. Stålprofilet vil være fritt opplagt i topp og bunn, og har lengde lik etasjehøyden. Den blir da som del a) i figur 15, under kapittel 4.3.1.

#### Knekkning

Dersom profilet har trykkpåkjenning, må det kontrolleres for knekking. Både sterk og svak akse må kontrolleres da kapasiteten kan være ulik, avhengig av tverrsnitt.



Figur 29 - Akser for tverrsnittene

For U-profil vil sterk akse kontrolleres på ordinær måte. Om svak akse ansees de to profilene som én enhet, med avstand lik betongsøylens størrelse.

NS-EN 1993-1-1 [1.6] Kapittel 6	
Symbol	Forklaring
$\lambda$	Relativ slankhet
$\lambda_1$	Slankhetsverdi
$\chi$	Reduksjonsfaktor for den relevante knekkkurven
$\Phi$	Funksjon for å bestemme $\chi$
$\alpha$	Parameter som innfører virkning av bøyning om begge hovedakser
$i$	Arealtreghetsradius for tverrsnittet

Tabell 29 - Beskrivelse av variabler i formel 8, 9 og 10.

Tabell 29 viser variabler som inngår i dette kapitlets formler.

$$\lambda := \frac{L_k}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$$

$$\Phi := 0.5 \left( 1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2 \right)$$

$$\chi := \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

Formel 8 - Relativ slankhet (6.50)

Formel 9 - Formel for  $\Phi$  [6.3.1.2]

Formel 10 – Reduksjonsfaktor (6.49)

Resultat av formel 8 og 9 inngår i beregning av reduksjonsfaktoren. Denne kombineres med trykkapasiteten, og redusert verdi viser profilets kapasitet mot knekking.

Med hensyn på knekking økes profiler til U220 og HE200B. Fullstendig kontroll finnes i vedlegg D10.

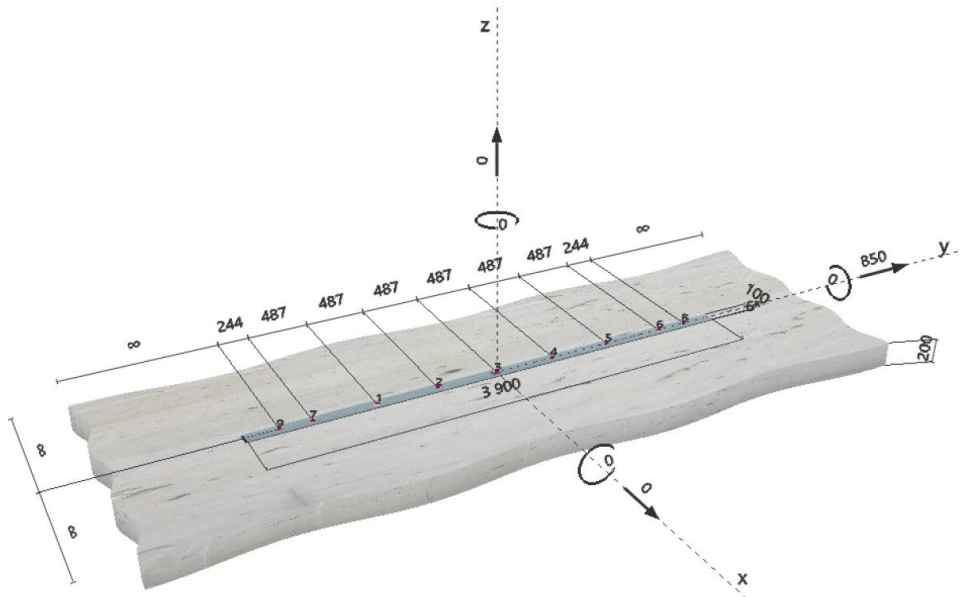
### 6.3.2.2 Bolteforbindelse

For å feste stålprofilet til betongsøylen anbefales gjennomgående bolter. Nødvendig antall, samt størrelse og type bolter beregnes. Det betraktes konservativt at last fra overliggende dekke og søyle går ned i betongsøylen. Her fordeles den videre ut i stålprofilene. Boltene dimensjoneres ut fra skjærkraften de da påføres. Denne lasten må boltene kunne tåle, selv om lastfordeling ikke er reell. Det antas at denne forutsetningen er konservativ.

Gjennomgående bolter anbefales, men det dimensjoneres ekspansjonsbolter, da entreprenør kan møte utfordringer i montering av førstnevnte. Ekspansjonsbolter har lavere kapasitet og dimensjoneres for å ivareta sikkerhet, dersom gjennomgående bolter ikke er mulig på byggeplass.

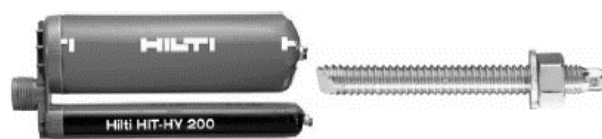
For å finne nødvendig bolteforbindelse benyttes programvaren *Hilti PROFIS Anchor*. Kvalitet og dimensjoner på betongtverrsnittet, samt stålprofilets platetykkelse defineres. Videre plasseres bolter vilkårlig, og senteravstand justeres. I endepunktene anbefales det å plassere boltene tettere, med halvert senteravstand. Dette fordi ender vil erfare større lastoverføring. Figur 30 under viser anbefalt bolteforbindelse for stålprofil med størst belastning.





Figur 30 - Utklipp fra Hilti PROFIS Anchor

Det beregnes at ni bolter av typen HIT-HY 200+HAS-U 8.8 M24 med senteravstand på 487 mm har tilstrekkelig kapasitet. Dette er bolter med 24 mm diameter og av 8.8 kvalitet. Selv om det resulterer i 104% utnyttelse, økes senteravstanden til 500 mm for enkel utførelse. Dette antas likevel tilstrekkelig grunnet de konservative antagelsene beskrevet over. Videre kontrolleres det at profilet ikke knekker om svak akse mellom boltene. Knekklingen vil da være lik senteravstanden. Kontroll av dette finnes i vedlegg D11.



Figur 31 - HIT-HY 200 + HAS-U 8.8 M24 (Hilti PROFIS Anchor)

## 7 Sammenligning av tak

Etter kapittel 2.2.2 kan det benyttes både hulldekker og TRP som tak over påbygget. I beregningene benyttes TRP-tak etter plan av Sweco, men mulighetene for tak av hulldekker vurderes videre. Det undersøkes hvilken påvirkning et tyngre tak vil ha.

Det er flere grunner for å benytte hulldekke som tak for bygget. For enkelhetens skyld er det gunstig å benytte samme element som øvrige etasjeskillere. Tak av hulldekke vil dermed gi et enklere system. Slik kan det unngås å innføre et nytt materiale, ny leveranse, leverandør og underentreprenør. Kommende utsparinger i dekket er normalt heller ikke problem, såfremt det ikke svekker elementene i svært stor grad (Betongelementforeningen, 2010). Imidlertid kan utsparinger være mer ugunstig i et lett TRP-tak, som er mer ømfintlig for punktlaster. I tillegg vil tak av betong ha gode branntekniske egenskaper uten ytterligere tiltak i motsetning til stål, som omhandles videre i kapittel 8.3.

Fagverkets nedbøyning beregnes med samme metode benyttet i kapittel 4.2.3. Nødvendig stivhet  $EI$  resulterer i  $4.03 \cdot 10^{17} \text{ Nmm}^2$ . Overhøyde for egenlaster beregnes til 196 mm, som er en økning på 28 mm. Beregning av nedbøyning kan ses i vedlegg E1. Last ned i søyle S2 øker med 4.3 % og forsterkningen deretter. Grunntrykket under fundament øker til 6.05 MPa. Dette finnes i vedlegg E2. Sammenligningen viser at det er mulig å oppføre påbygget med tak av hulldekke uten betydelige endringer.

## 8 Brann

I brannsituasjon kontrolleres bygget etter «NS-EN 1991-1-7 Ulykkeslaster». Det er viktig å prosjektere bygget i henhold til brannsikkerhet, og overholde gjeldende krav. I følge TEK17 §11-1(1) skal byggverk «*prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet ved brann for personer som oppholder seg i eller på byggverket, for materielle verdier og for miljø- og samfunnsmessige forhold*». Tilstrekkelig tid for rømning, redningsinnsats og slukkingsinnsats skal medtas i prosjekteringen (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

### 8.1 Brannklasse og risikoklasse

Ved branndimensjonering må bygget først plasseres i risikoklasse og brannklasse.

Risikoklasse	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv til sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	Ja	Ja	Nei	Ja
2	Ja/Nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Tabell 30 – Risikoklasser (Direktoratet for byggkvalitet, 2017)

Risikoklasser for byggverk vises i tabell 30, hentet fra TEK17, og ut fra den vurderes bygget til risikoklasse 5.

Bygget skal videre plasseres i en brannklasse. Her tas det utgangspunkt i konsekvensen en brannsituasjon kan ha på miljø, samfunn, liv og helse. Den er avhengig av risikoklassen, antall personer og størrelse på byggverket. Det er i alt fire brannklasser, og TEK17 har preaksepterte ytelser for klasse 1 til 3. For klasse 4, som gjerne er høye bygninger med større brannfare, vil det ofte være nødvendig med en mer gjennomgående vurdering og dokumentering av tiltak. For byggverk med fem eller flere etasjer, vil alle risikoklasser høyere enn 1 føre til brannklasse 3. Dette vil da bli gjeldende brannklasse for bygget (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Konsekvens	Liten	Middels	Stor	Særlig stor
Brannklasse	1	2	3	4

Tabell 31 - Brannklasser

## 8.2 Bæreevne og stabilitet ved brann

I TEK17 §11-4(1) fastslås det at alle byggverk skal prosjekteres og utføres med tilfredsstillende sikkerhet med hensyn til bæreevne og stabilitet (Direktoratet for byggkvalitet, 2017). Videre finnes nødvendig brannmotstand for aktuelle bygningsdeler. Kravet bestemmes ut fra byggets brannklasse.

TEK17 §11-4, tabell 1			
Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30	R 60	R 90 A2-s1, d0
	[B 30]	[B 60]	[A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er en del av hovedbæresystem eller stabiliserende.	R30	R 60	R 60 A2-s2, d0

Tabell 32 – Utdrag fra Brannmotstand for bygningsdel og brannklasse (Direktoratet for byggkvalitet, 2017)

Som vist i tabell 32, skal byggets bærende hovedsystem overholde R90-krav, altså kunne tåle brannpåkjenning i 90 minutter.

## 8.3 Brannpåvirkning av betong og stål.

### 8.3.1 Betong

Som nevnt i kapittel 2.1.1 er betong selvisolerende under brann. Varmeinntrengingen forsinkes i tverrsnittet når fuktinnholdet fordampes, og varmeledningsevnen i materialet er lav. Dette gjør at betong har god motstand mot brann. Å benytte slike konstruksjonsdeler vil dermed være gunstig for å hindre brannspredning i bygg. Motstanden vil også begrense skadeomfanget i elementene, slik at det ofte er gode muligheter for rehabilitering fremfor rivning (Betongelementforeningen, 2017).

Tabell 33 under viser brannmotstand i standard hulldekke med maksimal armering.

Betongelementboken bind D, tabell D 4.2		
Brannmotstand	Elementtykkelse [mm]	Midlere armeringsdybde [mm]
REI 60	200	40
REI 60	265	40
REI 90	320	45
REI 90	400	45
REI 90	500	45

Tabell 33 – Brannmotstand i hulldekker med maks armering (Betongelementforeningen, 2017)

Tabellen viser at alle elementtykkelsene overholder kravet på R60. Anbefalt hulldekke trenger dermed ingen ytterligere branntiltak.

Brannmotstand	Veggtykkelse/armeringsdybde [mm]	Søylebredde/armeringsdybde [mm], $\mu=0.5$
REI 30	120/10	200/25
REI 60	130/10	200/36 300/31
REI 90	140/25	300/45 400/38
REI 120	160/35	350/45 450/40
REI 180	210/50	350/63
REI 240	270/60	450/75

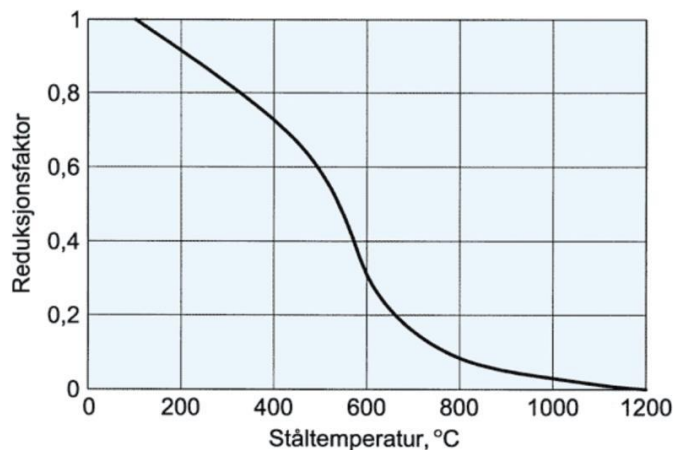
Tabell 34 - Sammenheng mellom brannmotstand, veggtykkelse og armeringsdybde

Tabell 34 viser brannmotstand i bærende vegger og søyler med ulike tykkelser og armeringsdybde. Data er hentet fra Byggforskseriens blad «520.322» og «520.323». Det anbefales ikke spesifikk vegg i oppgaven, men blir den av betong må minstekrav på 140 mm tykkelse og 25 mm armeringsdybde overholdes. Søylerne er dimensjonert med minste bredde lik 300 mm og armeringsdybde 48 mm. Korrekt verdi for utnyttelse  $\mu$  av søylen må beregnes for å finne tilhørende brannkrav. Dette undersøkes i vedlegg E3, og resultat er at  $\mu$  settes lik 0.5. Fra tabellen kommer det frem at søylerne overholder kravet på R90.

Dette understreker materialets gode motstandsevne i brann uten ytterligere tiltak.

### 8.3.2 Stål

Stålets lastbærende egenskaper reduseres kraftig under brann. Normalt ansees det at stålkonstruksjoner ikke kan stå lenger enn 10 til 15 minutter i brann, dersom de er ubeskyttet (SINTEF Byggforsk, 2004). Ved brann klarer ikke stål å bære sin egen vekt, da stivhet, elastisitetsmodul og flytespenning reduseres ved forhøyet temperatur (Mayberry, 2018).



Figur 32 - Sammenheng mellom stålets temperatur og reduksjonsfaktor for flytegrense (SINTEF Byggforsk, 2004)

Følgelig må stålet beskyttes for å forsinke oppvarming og dermed øke brannmotstand. Da bremser isolasjonssystemet dannelse av varige deformasjoner, samt tid før konstruksjonen kan gå til brudd. Temperaturøkningen avhenger av stålets geometriske forhold mellom eksponert overflate og volum. Dette forholdet betegnes  $A_m/V$  og kalles profilfaktor. Lav profilfaktor er hensiktsmessig, da dette indikerer bedre brannmotstand. Videre brukes profilfaktoren til å bestemme nødvendig isolasjon for ønsket brannmotstand (SINTEF Byggforsk, 2004). Stålet oppnår kritisk temperatur ved den høyeste temperaturen der tilstrekkelig fasthet beholdes. Denne avhenger av utnyttelsesgraden i stålet. I branddimensjonering beregnes tiden profilet kan stå i brann før kritisk temperatur nås.

I brannsituasjon beregnes det at betongsøyler ikke klarer å ta all lasten. Stålprofilene belastes dermed noe, og må da kunne holde gjennom brannforløpet. Det beregnes at beskyttelse er nødvendig for å overholde R90-krav, se vedlegg E4.

## 8.4 Brannteknisk løsning for stål

### 8.4.1 Metoder for brannisolasjon

For å ivareta konstruksjonssikkerhet i brannsituasjon må det velges metode for isolering av stålet. Vanlige tiltak er isolerende plater og brannmaling. Isolerende plater finnes i ulike varianter som blant annet gipsplater, steinullplater og hardpressede plater. Platenes egenskaper varierer, men felles for dem er varmeisolerende funksjon og dermed forsinkelse av temperaturstigning (SINTEF Byggforsk, 2004). Isolasjonstykkelsen avhenger av profilets dimensjoner og antall branneksponte sider. Brannhemmende plater vil fungere som innkassing av stålprofilene, og er en god løsning i bygg hvor synlige stålprofiler ikke er ønskelig.

Maling som isolasjonstiltak benyttes gjerne der det er ønskelig med synlige stålprofiler. Funksjonen er lik brannhemmende plater, men fører til skumdannelse ved forhøyet temperatur. Malingen sveller og et skumlag på 30 til 50 mm dannes. Dette medfører at brannhemmende maling ikke kan benyttes der den hindres i å svulle opp. Når temperaturen stiger ved brann, vil skumlaget forkulles slik at dette sjiktet kan bevare isolasjonsevne opptil omtrent 900 grader (SINTEF Byggforsk, 2004).

### 8.4.2 Løsning av brannisolasjon for stålprofiler

Da brannmaling ikke kan brukes for høyere enn R60, vil ikke dette være aktuelt (SINTEF Byggforsk, 2004). Dermed vil isolerende plater benyttes for brannbeskyttelse. For å beregne nødvendig brannisolasjon benyttes beregningsprogrammet *CONLIT Brannsikring* fra Rockwool. Her defineres profil, brannkrav og branneksponte sider. Basert på dette beregnes nødvendig tykkelse på brannisolering, og det angis type samt festemetode. Isolasjonsplatene som bør benyttes er av typen Conlit 150, som er hardpressede steinullplater levert av Rockwool.

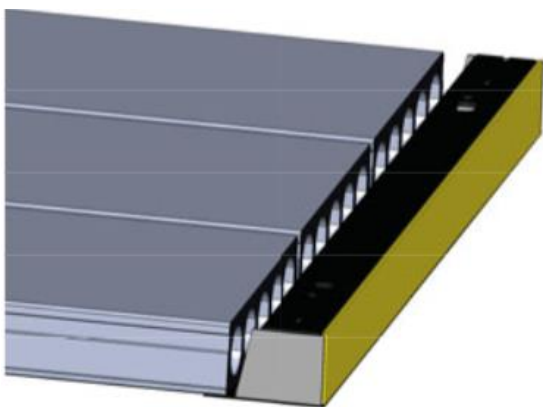
Stålprofilene blir del av bærende hovedsystem og er derfor i brannklasse 3, som må overholde R90-kravet. U-profilen er eksponert for brann på tre sider, da den boltes i betongsøyle. Det beregnes at 40 mm tykke Conlit 150 steinullplater er tilstrekkelig.

For HE200B gjelder samme brannkrav, ettersom disse også blir del av bærende hovedsystem. Søylene eksponeres på tre sider, da den støttes mot vegg. Nødvendig brannisolasjon for dette profilet er 25 mm av samme type som for U-profilene.

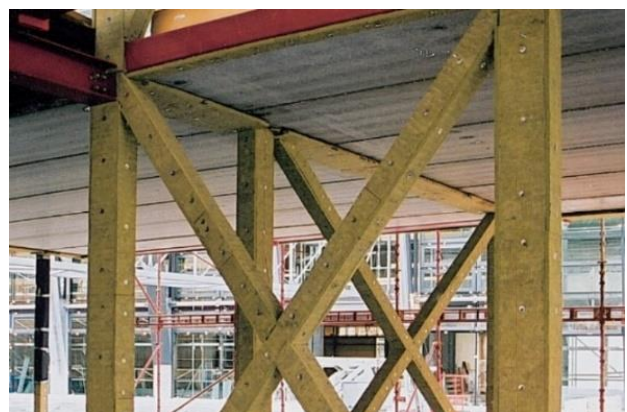
IPE-bjerkene er sekundær bærende bygningsdel, og brannkravet er dermed R60. Disse vil trenge brannhemmende tiltak, med mindre stålet står mot en betongflate. Etter figur 13 i kapittel 4.2.2.1 vil dette være tilfellet for to sider. Det beregnes dermed 20 mm isolasjon for resterende sider. Dokumentasjon for stålets brannbeskyttelse kan sees i vedlegg E5.

Deltabjerkene kan produseres med brannmotstand inntil R180 uten tilleggsbeskyttelse. Dette fordi innlagt armering i profilet beskyttes av utstøping. I tillegg legges brannarmering i bjerkens lengderetning, som sammen med skråstilte sideplater fungerer som strekkarmering under brann. For randbjerkene vil det derimot være nødvendig med isolasjon på vertikal side (Peikko, 2015). Her kan det benyttes samme type som for øvrige stålprofiler. Behovet for brannisolering av delta-randbjelke er dermed begrenset.

Som nevnt i kapittel 2.2.2 er hatteprofil et alternativ til deltabjelke. I motsetning til deltabjerkene er det ikke mulighet for utstøping i disse, og behovet for brannisolering er dermed større. Takplatene vil av tabell 32 få brannkrav R60. For disse kan det også benyttes steinullsplater Conlit 150, med isolasjonstykkelse avhengig av platetykkelsen.



Figur 33 - Isolasjon av randbjerkens vertikale side (Peikko, 2015)



Figur 34 - Isolerende plater (GLAVA, u.å.)



## 9 Diskusjon – Bevaring av bygningsmasser

Diskusjonen som oppstår rundt bevaring av bygg kontra å rive dem, er et interessant tema både i samfunnet og bransjen. Som forbrukersamfunn er det i dag stort fokus på nybygg og standardisert bygging. Dette havner i konflikt med andre store interesser om bevaring og gjenbruk av eksisterende bygningsmasse. Diskusjonen er høyst aktuell for dette prosjektet, da oppgavens særpreg er å bevare eksisterende konstruksjon, samtidig som påbygget bidrar til funksjonsfornying.

Ifølge Statistisk sentralbyrå finnes det 4.2 millioner bygninger i Norge per 1.januar 2021. Samme kilde angir også en endring i eksisterende bygningsmasse på ca. 96 000 fra 2017 til 2021. Det tilsvarer en årlig økning på omtrent 32 000, som dermed viser en jevn vekst (Statistisk sentralbyrå, 2021). I takt med samfunnsutviklingen kommer det også nye krav til byggene. Dette være seg krav knyttet til energibruk, konstruktive tiltak eller andre brukerkrav. Nåtidens krav og datidens standard kan være vanskelig å forene. utfordringer knyttet til dette er ofte økonomisk begrunnet, samtidig som kompleksitet ofte vektlegges tungt. Ofte foreligger lite dokumentasjon om byggets spesifikasjoner, som medfører stor usikkerhet om bygningsdelene. Dermed blir gjerne konklusjonen at det rives og bygges nytt, istedenfor rehabilitering. Konservativt sett kan dette ansees som bransjens egne «bruk- og-kast-metode».

Som et motsvar vil det videre settes søkelys på betydningen av bevaring, og gevinsten som kan oppnås ved dette. Først og fremst bør det bemerkes at dagens fokus i stor grad rettes mot prosjektering av nybygg. Dette kommer til syne både i utdanningsplaner, kompetanse og i manges interesser. Prosjektering av nybygg har sine utfordringer, men de som møtes i ombyggingsprosjekter er ofte av en annen karakter. I slike tilfeller må det ofte tas dypdykk i gamle tegninger, standarder og informasjon, som må tolkes og bearbeides på en annen måte.

Klimapåvirkning er et dagsaktuelt fokusområde, både i samfunnet og bransjen. I tillegg er det økonomiske aspektet av stor betydning. Sett ut fra et klima- og miljøperspektiv er byggebransjen per dags dato regnet som en av de verste når det gjelder klimagassutslipp (Dragland, 2015). Dermed har bransjen stort potensiale, og samtidig et ansvar for å nå overordnede klimamål. I de 4.2 millioner byggene per 2021 finnes det materialer og

elementer med stor gjenbrukbarhetsgrad. SINTEF melder at klimagassutslippene i 2030 skal reduseres med minst 40%, hvilket betyr en årlig nedgang på 7.6% for bygg- og anleggssektoren (SINTEF, 2020). Dette vitner om at det må tas grep i måten det bygges på. I samme SINTEF-rapport er det presentert resultater for en livsløpsanalyse av bygningers klimagassutslipp. Analysen følger 120 byggeprosjekter fra fremstilling av materialer til riving, hvor det forskes på bygningenes totale klimautslipp. Videre fremgår det at rehabiliteringsprosjektene holdt utslippene lavere, sammenlignet med dem som i rapporten omtales som «*forbildeprosjektene med høye ambisjoner*». Disse omfatter prosjekter med bevisste materialvalg som lavkarbon betong, lettere konstruksjoner med hulldekker og lett tak, samt robustitet for økt levetid og mindre utskiftning.

Da gjenbruksprosjekter ivaretar råbygg, overgår disse forbildeprosjektene med hensyn til utslipp. Råbygget er ofte bestående av betong og stål, som ifølge SINTEF-rapporten er elementene som gir mest utslipp ved produksjon. SINTEF-rapporten understreker derfor viktigheten av å bevare bærekonstruksjoner og dermed minske ressursbruken.

Bygningsverdien utover miljøhensynet er også verdt å belyse. Ved å bevare bygningsmasse vernes det samtidig om kulturhistorie, originale kvaliteter og særpreg. Byggverkene bidrar ofte til en del av omgivelsens identitet, da de er en ressurs i stedsutviklingen. Dette er gjeldende for Sentralbadet. Som nevnt har bygget stor kulturminneverdi og er en viktig representant for modernistisk arkitektur i Bergen. Disse særpregende verdiene styrker argumentene for bevaring.

## 10 Konklusjon

Formålet med rapporten har vært å utarbeide en løsning for påbygging, som bevarer bæring og uttrykk i eksisterende konstruksjon. Ved kontroll av søylenes utnyttelse etter ytterligere belastning, kom det frem at kapasitet må økes. Det er anbefalt å forsterke overbelastede søyler med kanalprofil, da denne løsningen er antatt mest gunstig for prosjektet. Grunnen for dette er enklere utførelse, samt at reduksjon av bruksareal begrenses. Det samme er gjeldende i tredje etasje, hvor stålsøyler bør plasseres. Beregningene viser at eksisterende bygg, med disse anbefalingene, vil få tilstrekkelig kapasitet til å bære last av påbygg.

Det er presentert mulig løsning for påbyggets bæresystem bestående av hulldekker, deltabjelker, betongsøyler og et fagverk. Søyler og dekke fortsettes i betong grunnet ønsket om at påbygg og eksisterende konstruksjon skal harmonere. Dermed beholdes mye av det originale materialmessige uttrykket. For byggets stabilitet er det presentert to ulike løsninger. For at regularitetskrav skal tilfredsstilles med nye etasjer, anbefales det å benytte symmetrisk avstivning om senter med beregnet stivhet.

For å ivareta konstruksjonssikkerhet, er dimensjonering gjort i henhold til relevante eurokoder. Bærende elementer oppfyller gjeldende krav for brannteknisk sikkerhet.

Det konkluderes at bevisste materialvalg og lettere konstruksjoner bidrar til å holde utslippene i ombyggingsprosjekter lave. Produksjon av bærekonstruksjoner i stål og betong gir ofte store utslipp. Bevaring av råbygg vil redusere dette, da ressursbruken blir mindre. Konstruksjonsmessig bevaring i Sentralbadet vil dermed bidra til en mer forsvarlig ressursbruk, med hensyn på klima og miljø.

## Videre arbeid

Rapportens omfang er begrenset, da det er utelatt tema til fordel for andre.

Videre arbeid som er relevant for videreføring av prosjektet:

- Verifisere reell spenningskapasitet i fjell og kontrollere mot opptredende grunntrykk
- Vurdere forsterkningstiltak av fundament om nødvendig
- Kontrollere krefter og branndimensjonere fagverk
- Undersøke om plassering av utvendige søyler godkjennes. Eventuelt flytte søylene inn i vegg og finne løsning for dette
- Søyleberegning med hensyn til horisontalkrefter og eventuelle momenter

## Referanser

- Autodesk. (u.å.). *Revit*. Hentet 1. april 2021, fra <https://www.autodesk.no/products/revit/overview>
- Betongelementboken*. (u.å.). Hentet 1. april 2021, fra <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html>
- Betongelementforeningen. (2005a). *Svingninger av betongelementer*. Svingninger av betongelementer. <https://www.betongelement.no/verktoy/svingninger-av-betongelementer/>
- Betongelementforeningen. (2005b). *Svingninger av betongelementer*. Betongelementforeningen. [svingningavbetongelementer.pdf](#)
- Betongelementforeningen. (2010). Bind A Bygging med betongelementer. I *Betongelementboka* (4. utg.). Betongelementforeningen. [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&iID=71&DocumentId=BindA/Del\\_2/A7/7\\_1\\_Forspente\\_hulldekker.pdf&BookId=A](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookA.asp?isSearch=0&iID=71&DocumentId=BindA/Del_2/A7/7_1_Forspente_hulldekker.pdf&BookId=A)
- Betongelementforeningen. (2011). Bind H Dimensjonering for jordskjelv. I *Betongelementboken*. Betongelementforeningen. <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookH.asp?isSearch=0&iID=Forord&DocumentId=BindH/Forord.pdf&BookId=H>
- Betongelementforeningen. (2016). Bind B Avstivning og kraftoverføring. I *Betongelementboken* (4. utg.). <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&iID=Forord&DocumentId=BindB/Forord.pdf&BookId=B>;
- Betongelementforeningen. (2017). Bind D Brannmotstand, bestandighet og tetting. I *Betongelementboken*. Betongelementforeningen. [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&iID=D2&DocumentId=BindD/Del\\_1/D2/D2.pdf&BookId=D](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&iID=D2&DocumentId=BindD/Del_1/D2/D2.pdf&BookId=D)
- Betongelementforeningen. (2020). Bind C Elementer og knutepunkter. I *Betongelementboken* (4. utg.). Betongelementforeningen. [https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&iID=143&DocumentId=BindC/Del\\_1/C1/1\\_4\\_3.pdf&BookId=C](https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&iID=143&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_3.pdf&BookId=C)
- CONLIT Brandsikring*. (u.å.). Hentet 23. april 2021, fra <https://www.rockwool.no/teknisk-service/beregningsprogram/conlit-brannsikring/>
- Contiga. (u.å.). *Hulldekker*. contiga.no. Hentet 10. mai 2021, fra <https://www.contiga.no/no/Hulldekker>
- Direktoratet for byggkvalitet. (u.å.). *Direktoratet for byggkvalitet* (World). Hentet 29. april 2021, fra <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-1/>

- Direktoratet for byggkvalitet. (2017, september 15). *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning* (World). <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/>
- Dragland, Å. (2015, juni 4). *Bygg står for 40% av verdens utslipp—Slik skal det reduseres*. Tu.no. <https://www.tu.no/artikler/bygg-star-for-40-av-verdens-utslipp-slik-skal-det-reduseres/223922>
- Entreprenørservice AS. (u.å.). *Pelefundamentering*. Entreprenørservice AS.
- Forsterkning Sika carbodur og sikawrap systemene*. (u.å.). [https://nor.sika.com/dms/getdocument.get/411379d7-2fde-324c-bba5-6f3dd2476ffe/KARBODUR\\_WEB.pdf](https://nor.sika.com/dms/getdocument.get/411379d7-2fde-324c-bba5-6f3dd2476ffe/KARBODUR_WEB.pdf)
- GLAVA. (u.å.). *Brannisolering av bærende stål | GLAVA®*. Glava.no. Hentet 30. april 2021, fra <https://www.glava.no/losninger/brannbeskyttelse-av-baerende-stalkonstruksjoner>
- Google Maps. (u.å.). Google Maps. Hentet 1. april 2021, fra <https://www.google.no/maps/place/Sentralbadet/@60.3917629,5.3166005,19z/data=!4m6!3m5!1s0x463cfdc808fc18bd:0xe5857e90d7961ae2!4b1!8m2!3d60.3918494!4d5.3169977>
- Klima- og miljødepartementet. (2020, mars 31). *Vil auke gjenbruket i bygg- og anlegg* [Nyhet]. Regjeringa.no; regjeringen.no. <https://www.regjeringen.no/nn/aktuelt/vil-auke-gjenbruket-i-bygg-og-anlegg/id2695818/>
- Larsen, P. Kr., Klausen, A. H., & Aalberg, A. (2003). *Stålkonstruksjoner profiler og formler* (3. utg.). Fagbokforlaget.
- Mayberry, B. (2018, februar 22). *Fire—How it Affects Structural Steel Framing*. VERTEX. <https://vertexeng.com/insights/fire-how-it-affects-structural-steel-framing/>
- Miljø. (u.å.). *Norsk Stålforbund*. Hentet 26. april 2021, fra <https://www.stalforbund.no/miljo/>
- Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf*. (u.å.). Hentet 20. april 2021, fra <https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- Nedlasting Ove Sletten 2020—Focus Software AS*. (u.å.). Hentet 27. april 2021, fra <https://www.focus.no/produkter2020/ove-sletten-2020/nedlasting-2020/>
- Norgeskart*. (u.å.). Hentet 1. april 2021, fra <https://www.norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1003&zoom=16&lat=6734344.44&lon=-32451.27&markerLat=6734290.062229999&markerLon=-32394.245973916724&panel=searchOptionsPanel&showSelection=false&sok=teatergaten%2037>

- NORSAR. (u.å.). *Om jordskjelv—Jordskjelv.no*. Om jordskjelv. Hentet 27. april 2021, fra <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/>
- Norsk Betongforening. (u.å.). *Visste du dette om betong og miljø?* Norsk Betongforening. <https://betong.net/wp-content/uploads/17966-Visste-du-dette-om-betong-og-milj%C3%B8-WEB.pdf>
- Norsk Stål. (u.å.). *Dimensjoner, masse og statiske verdier*. Norsk Stål. [norskstaal.no](http://norskstaal.no)
- Norsk Stålforbund. (u.å.). *Stålsorter*. Norsk Stålforbund. Hentet 1. april 2021, fra <https://www.stalforbund.no/stalsorter/>
- Peikko. (2015). *DELTABEAM® Samvirkebjelken Teknisk Manual*. Peikko. <https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/A6-R3Q/eHQ9tP7pwk0VhwW0JNE38Q/DELTABEAMSamvirkebjelkenTekniskManual001.pdf>
- Plannja. (u.å.). *Takplater i stål og aluminium | Plannja*. [plannja.no](http://plannja.no). Hentet 10. mai 2021, fra <https://www.plannja.no/konsument/hvorfor-takplater>
- Plannja. (2021). *Produktkatalog for tak og vegg*. Plannja. [https://www.plannja.no/konsument/produkter/tak/tak-fasade/t130m\\_19904](https://www.plannja.no/konsument/produkter/tak/tak-fasade/t130m_19904)
- Profis | Motek AS. (u.å.). Hentet 28. april 2021, fra <https://www.motek.no/profis>
- Rambøll. (u.å.). *Betongkonstruksjoner*. Hentet 26. april 2021, fra <https://no.ramboll.com/tjenester/bygg-og-arkitektur/konstruksjonsteknikk/betongkonstruksjoner>
- Rockwool. (2017a, februar). *Brannsikring av stålplatetak*. [rockwool.no](http://rockwool.no). <https://www.rockwool.no/konstruksjoner/brannsikring/brannsikring-av-stal/brannsikring-av-stalplatetak/>
- Rockwool. (2017b, februar). *Funksjonsbeskrivelser—Underlag av betong*. [rockwool.no](http://rockwool.no). <https://www.rockwool.no/konstruksjoner/tak/flate-tak/kompakttak-paa-betong-og-tre/underlag-av-betong-funksjonsbeskrivelse/>
- Rådgivende ingeniørers forening. (2013). *Dimensjonering for jordskjelv av eksisterende bygninger*. Rådgivende ingeniørers forening.
- Sika. (2016). *Produktdatablad Sika Carbodur*. [https://nor.sika.com/content/dam/dms/no01/w/sika\\_carbodur\\_s.pdf](https://nor.sika.com/content/dam/dms/no01/w/sika_carbodur_s.pdf)
- SINTEF. (2020, mars 25). *Norge bør satse på rehabilitering framfor nybygg*. [sintef.no](http://sintef.no). <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/norge-bor-satse-pa-rehabilitering-framfor-nybygg/>
- SINTEF Byggforsk. (u.å.-a). *520.321 Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong*. [Byggforsk.no](http://byggforsk.no). Hentet 1. april 2021, fra <https://www-byggforsk->

no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand\_for\_etasjeskillere\_av\_tre\_og\_beton

SINTEF Byggforsk. (u.å.-b). *520.322 Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong*. Hentet 1. april 2021, fra [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1539/brannmotstand\\_for\\_vegger\\_av\\_tre\\_mur\\_og\\_beton](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_beton)

SINTEF Byggforsk. (1996). *522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer*. Byggforsk.no. [https://www.byggforsk.no/dokument/346/522881\\_dekker\\_av\\_betong\\_og\\_lettbetongelementer#i1](https://www.byggforsk.no/dokument/346/522881_dekker_av_betong_og_lettbetongelementer#i1)

SINTEF Byggforsk. (2004). *520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*. Byggforsk.no. [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/314/brannbeskyttelse\\_av\\_staalkonstruksjoner](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner)

SINTEF Byggforsk. (2009, april). *520.323 Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre*. Byggforsk.no. [https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand\\_for\\_bjelker\\_og\\_soyler\\_av\\_betong\\_mur\\_og\\_tre#i2](https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre#i2)

SINTEF Byggforsk. (2013, august). *520.043 Hulltaking i betong og murverk*. Hulltaking i betong og murverk. [https://www.byggforsk.no/dokument/296/hulltaking\\_i\\_betong\\_og\\_murverk?fbclid=IwAR3GufdBft9SCo8v0nj8xPYw4zPLnEhXpOzgg\\_duEaRQ48etPWxqJB1\\_dGQ#i51](https://www.byggforsk.no/dokument/296/hulltaking_i_betong_og_murverk?fbclid=IwAR3GufdBft9SCo8v0nj8xPYw4zPLnEhXpOzgg_duEaRQ48etPWxqJB1_dGQ#i51)

SINTEF Byggforsk. (2018, september). *520.226 Stålbjelker for små spenn. Dimensjoneringstabeller*. Byggforsk.no. [https://www.byggforsk.no/dokument/305/staalbjelker\\_for\\_smaa\\_spenn\\_dimensjoneringstabeller](https://www.byggforsk.no/dokument/305/staalbjelker_for_smaa_spenn_dimensjoneringstabeller)

Siri. (u.å.). *Direktoratet for byggkvalitet (World)*. Hentet 1. april 2021, fra <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/>

*Sivilingeniør Ove Sletten*. (u.å.). Ove-sletten.no. Hentet 1. april 2021, fra <http://www.ove-sletten.no/>

Sivilingeniørene Trumphy & Fjell A.S. (1987). *Kløverhuset/Gjessinggården*.

Spenncon. (u.å.-a). *Etasjeskillere i betong*. Spenncon. [https://spenncon.no/sfiles/83/6/file/134613spen0094\\_brosj\\_smaahus72.pdf](https://spenncon.no/sfiles/83/6/file/134613spen0094_brosj_smaahus72.pdf)

Spenncon. (u.å.-b). Hentet 1. april 2021, fra <https://spenncon.no/mobil/produkter/hulldekker/>

Spenncon. (u.å.-c). Hentet 1. april 2021, fra <https://spenncon.no/mobil/produkter/etasjeskiller/hd320/>



- Standard Norge. (u.å.). *Eurokoder*. Standard.no. Hentet 28. april 2021, fra <https://www.standard.no/>
- Standard Norge. (2004). Prosjektering av konstruksjoner—Krav til pålitelighet. I *NS 3490*. Standard Norge.
- Standard Norge. (2014). *NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. Standard Norge.
- Standard Norge. (2015). NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner. I *NS-EN 1993*. Standard Norge.
- Standard Norge. (2018). NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner. I *NS-EN 1992*.
- Standard Norge. (2020, november 3). *NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-8/>
- Statens Vegvesen. (1987). Fjellbolter—Prosjektering og utførelse ved fundamentering av støttemurer og landkar på fjell. I *Statens vegvesens håndbok 135*.
- Statistisk sentralbyrå. (2021, februar 9). *Bygningsmassen*. ssb.no. <https://www.ssb.no/bygg-bolig-og-eiendom/statistikker/bygningsmasse/aar/2021-02-09>
- Store Norske Leksikon. (2018). Sprøhet – materialteknikk. I *Store norske leksikon*. [http://snl.no/spr%C3%B8het\\_-\\_materialteknikk](http://snl.no/spr%C3%B8het_-_materialteknikk)
- Stål som byggemateriale*. (u.å.). Otec.no. Hentet 26. april 2021, fra <http://www.otec.no/produkter/staalkonstruksjon/info-om-staal/staal-som-byggemateriale>
- Sweco. (2013, desember). *Bjelker, søyler og konsoller—Valg av løsning*. Fagmøte bygg og anlegg.
- Sørli, J. C. (u.å.). *DEN MILJØMESSIGE VEKTSTANGA*. 8.
- Teknisk informasjon*. (u.å.). Hentet 1. april 2021, fra <https://www.peikko.no/produkter/deltabeam-samvirkebjelken/teknisk-informasjon/>