



Høgskulen  
på Vestlandet

# BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av transformatorcelle i  
betong

Design of a concrete transformer  
substation

**Martin Melandsø og John Kristian Hilden**

Byggingeniør

HVL Bergen/Institutt for byggfag/BYG150

Veileder: Jan Bernt Husebø

22.05.2019

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, § 10.

## Forord

Bacheloroppgaven er gjennomført våren 2019 ved Institutt for byggfag ved Høgskulen på Vestlandet. Oppgaven er skrevet av Martin Melandsø og John Kristian Hilden, som begge studerer konstruksjon ved HVL Bergen. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng.

Prosjektet er utsendt av Sweco og er knyttet til konstruksjonsteknikk. Vi har hatt vide rammer for hvilket fokus oppgaven skal handle om. Det har vært svært interessant og lærerik å fordype oss i oppgaven.

Vi vil gjerne takke følgende bidragsytere:

- Sweco, v/ Jørgen Ferstad
- Høgskulen på Vestlandet v/ Jan Bernt Husebø

Vi vil spesielt rette en takk til vår interne veileder, Jan Bernt Husebø. Han har vært tilgjengelig med hjelp gjennom hele prosjektet. Vi vil også takke Sweco og spesielt vår kontaktperson Jørgen Ferstad for muligheten til å skrive bacheloroppgave i samarbeid med dem.

Bergen 22. Mai 2019

## Sammendrag

Det skal oppgraderes en eksisterende transformatorstasjon, ved å sette opp en ny transformatorcelle ved siden av eksisterende stasjon. Cellen er i hovedsak bestående av betong og har store dimensjoner. Konstruksjonen skal være vanntett, noe som stiller strengere krav til tetthet og minimumsarmering. Oppgaven går i hovedsak ut på å vurdere ulike metoder å bestemme minimumsarmering og undersøke om dette er hensiktsmessige utregninger å gjennomføre i fremtidige prosjekter. Vi trenger da å opparbeide oss et grunnlag for å vurdere dette.

I første del av oppgaven undersøkes både det juridiske og teoretiske grunnlaget som ligger til grunn for dimensjonering av konstruksjonen. Oppgaven legger vekt på krav til vanntetthet, og det teoretiske grunnlaget drøfter ulike metoder og krav for å oppnå dette.

Videre dimensjonerer vi tilhørende dekke og vegger i betong. Det er beregnet armering i betongelementene etter betongstandard, *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*. Det er kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstand. Vi benytter to ulike metoder for å beregne minimumsarmeringen for alle elementene og bruker største minimumsverdi gitt av disse. Beregningene av dekke og vegger legger grunnlaget for vurderingen av de to metodene. Konstruksjonselementene er valgt ettersom de setter ulike krav til minimumsarmering etter Norsk standard, og gir et bredere grunnlag for vurdering av problemstillingen.

Etter å ha vurdert resultatet, har vi kommet frem til at det vil være hensiktsmessig å benytte seg av begge de valgte metodene for å bestemme minimumsarmering i vanntette konstruksjoner.

## Summary

An existing electrical station is going to be upgraded, by setting up a new substation next to the existing construction. The substation is mainly made of concrete and has large dimensions. The construction is going to be waterproof, which gives strict requirements concerning density and minimum reinforcement. The assignment mainly focuses on two different methods for determining minimum reinforcement. We need to build a basis and evaluate whether these calculations should to be done in future projects.

The first part of the exercise examines both the legal and theoretical basis for the design of the construction. The thesis emphasizes that the construction is going to be waterproof. The theoretical basis discusses various methods and requirements for achieving this.

Furthermore, we will design the floor and walls in concrete. Reinforcement in the concrete elements is calculated according to, NS-EN 1992-1-1: 2004 + NA: 2008. It is controlled in ultimate limit state, ULS, and serviceability limit state, SLS. We use the two different methods to calculate the minimum reinforcement for the concrete elements, and use the largest value as the minimum reinforcement. The calculations of the floor and walls creates the basis for the evaluation of the two different methods. The concrete elements are chosen as they use different requirements for minimum reinforcement according to the standard, and provide a broader basis for assessing the problem.

After we have evaluated the results, we have concluded that it is appropriate to use both methods to determine minimum reinforcement in waterproof structures.

## Vedleggliste

**Vedlegg A:** Rolf Windels

**Vedlegg B:** Vindlast

**Vedlegg C:** Snølast

**Vedlegg D:** Seismiske laster

**Vedlegg E:** Dimensjonering av vegger

**E.1:** Bruddgrensekontroll vegger

**E.2:** Bruksgrensekontroll vegger

**Vedlegg F:** Dimensjonering dekke

**F.1:** Bruddgrensekontroll dekke

**F.2:** Bruksgrensekontroll dekke

**Vedlegg G:** Beton-kalender 1976

**Vedlegg H:** Plantegninger

## Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>Innledning.....</b>	<b>9</b>
1.1	Oppgavebeskrivelse.....	9
1.2	Problemstilling.....	9
<b>2.</b>	<b>Juridisk grunnlag .....</b>	<b>10</b>
2.1	Energiloven .....	10
2.2	Beredskapsforskriften.....	11
2.2.1	Vedlegg 3 til §5-6.....	12
2.2.2	Vedlegg 4: (henvisning til normer og standarder i forskriften).....	13
2.3	Oppsummering av juridisk grunnlag.....	13
<b>3.</b>	<b>Vanntette konstruksjoner.....</b>	<b>14</b>
3.1	Byggforsk.....	14
3.1.1	Krav og anbefalinger.....	14
3.1.2	Riss.....	14
3.1.3	Oppriss grunnet fastholdte temperaturbevegelser .....	16
3.1.4	Gjennomføringer .....	16
3.1.5	Betongmaterialer .....	17
3.1.6	Tettetiltak.....	17
3.1.7	Oppsummering av 520.055 .....	18
3.2	Minimumsarming i vanntette konstruksjoner.....	19
3.2.1	Metode 1: [NS-EN 1992-1-1].....	19
3.2.2	Metode 2. Rolf Windels.....	21
<b>4.</b>	<b>Lastbilde .....</b>	<b>24</b>
4.1	Egenlaster.....	25
4.2	Variable laster.....	25
4.2.1	Nyttelast.....	25
4.2.2	Vindlast.....	26
4.2.3	Snølast .....	28
4.2.4	Seismiske laster .....	29
4.2.5	Ulykkeslast.....	32

<b>5.</b>	<b>Dimensjonering.....</b>	<b>33</b>
5.1	<i>Dimensjonering betong.....</i>	35
5.2	<i>Utvendige vegger.....</i>	35
5.2.1	Resultat bruddgrensekontroll .....	37
5.2.2	Resultat bruksgrensekontroll .....	39
5.3	<i>Kontroll dekke .....</i>	41
5.3.1	Resultat bruddgrensekontroll .....	42
5.3.2	Resultat bruksgrensekontroll .....	44
<b>6</b>	<b>Resultat .....</b>	<b>45</b>
6.1	<i>Største krav til minimumsarmering .....</i>	45
6.2	<i>Dimensjonerende minimumsarmering .....</i>	46
<b>7</b>	<b>Konklusjon .....</b>	<b>48</b>
<b>8</b>	<b>Litteraturliste .....</b>	<b>49</b>

## Figurliste

Figur 1: Illustrasjon av transformatorcellen, vedlegg H.....	9
Figur 2 – Sammenheng mellom tillatt rissvidde og forholdet mellom hydrostatisk trykk og tverrsnittstykkelse [4] .....	15
Figur 3: Eksempel på rørgjennomføring for vanntette betongkonstruksjoner [4].....	16
Figur 4: Eksempel på stag for vanntett betongkonstruksjon [4] .....	16
Figur 5: Eksempel på injeksjonsslange [4].....	17
Figur 6: Svellebånd som ekspanderer i kontakt med vann [4] .....	18
Figur 7: Grafisk fremstilling av Rolf Windels, [15] Vedlegg A .....	21
Figur 8 – Eksempel på beregning av minimumsarmering etter metode 2 [15], Vedlegg A ....	23
Figur 9: Vind mot kortvegg.....	27
Figur 10: Vind mot langvegg .....	27
Figur 11- Fremvisning av krefter på en konstruksjon [12] .....	29
Figur 12: Modell av transformatorcellen, Vedlegg H .....	35
Figur 13: Inndeling av veggelementer, sett ovenfra. ....	35
Figur 14: Utdrag fra beton-kalender 1976 (vedlegg G) .....	36
Figur 15: Statisk system for veggsøylen .....	38
Figur 16: Armeringsskisse av valgt armering i veggsøyle .....	38
Figur 18: Dekkets geometri (vedlegg H).....	41
Figur 17: Inndeling av delplater .....	41
Figur 19: Oversikt over valgt armering i dekke .....	43

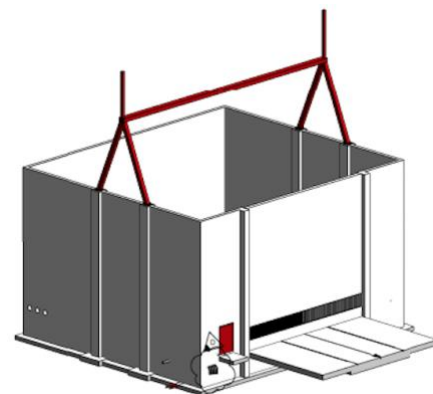


## Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over tetthetsklasser og krav, Byggforsk 522.055 [4] .....	15
Tabell 2: Oversikt over krav til vanntette konstruksjoner fra byggforskserien [4] .....	18
Tabell 3: Bestandighetsklasse og tverrsnittstykkelse i meter [15], vedlegg A.....	22
Tabell 4: Valg av konstruksjonsanalyse med hensyn til regularitet [12] .....	30
Tabell 5: Fremgangsmåte for dimensjonering i DCL [12].....	31
Tabell 6: Bruddgrense - Dimensjonerende verdier [1].....	33
Tabell 7: Bruksgrense – Dimensjonerende verdier [1] .....	34
Tabell 8: Verdier for $\psi$ - faktorer for bygninger [1] .....	34
Tabell 9: Utdrag fra beton-kalender 1976 (Vedlegg G).....	36
Tabell 10: Opptredende krefter og kapasitet i bruddgrense, Vegg A.....	37
Tabell 11: Opptredende krefter og kapasitet i bruddgrense, Vegg B .....	37
Tabell 12: Opptredende krefter og kapasitet i bruddgrense, vegg C.....	37
Tabell 13: Samlet resultat av bruksgrensekontroll, vegg B.....	40
Tabell 14: Opptredende krafter og kapasitet, delplate A.....	42
Tabell 15: Opptredende krefter og kapasitet, delplate B .....	42
Tabell 16: Opptredende krefter og kapasitet, delplate C.....	43
Tabell 17: Oversikt over brukskontroll av delplate A.....	44
Tabell 18: Minimumsarmering i dekke etter metode 1 og 2 .....	45
Tabell 19: Minimumsarmering vegger, etter metode 1 og 2.....	45
Tabell 20: Oversikt over dimensjonerende armeringsareal for dekke (markert gult) .....	46
Tabell 21: Oversikt over dimensjonerende armeringsareal for vegger (markert i gult).....	47

# 1 Innledning

Sweco har fått i oppdrag å oppgradere en eksisterende transformatorstasjon. Dette er et elektrisk anlegg som omformer spenningsnivået. Oppgraderingen betyr at det skal settes opp en ny transformatorcelle ved siden av eksisterende stasjon. Disse bygningene har en svært viktig funksjon for Norge og er derfor underlagt taushetsplikt. Lokasjonen og annen sensitiv informasjon kan derfor ikke oppgis.



Figur 1: Illustrasjon av transformatorcellen, vedlegg H

Dette er en stor konstruksjon som i hovedsak består av betong. Det er store dimensjoner, og stasjonens sider er 18,6 x 21,1 meter, med et innvendig areal på nesten 400 kvadratmeter. Høyden på konstruksjonen er opp mot 13 meter og har ingen takkonstruksjon. Plantegninger av konstruksjonen ligger i vedlegg H.

## 1.1 Oppgavebeskrivelse

I denne oppgaven skal vi starte med å se nærmere på hvilke juridiske grunnlag som ligger til grunn for dimensjonering av en transformatorcelle. Her legges det vekt på de delene av regelverket som er relevant for konstruksjonsteknikk. Videre er det bestemt at betongkonstruksjonen skal være vanntett. Vi skal undersøke krav og løsninger for vanntette konstruksjoner, da med spesielt vekt på ulike metoder for å bestemme minimumsarmeringen. Videre dimensjonerer vi dekke og vegger i brudd- og bruksgrensetilstand, med hensikt om å skaffe grunnlag til konklusjonen av problemstillingen.

## 1.2 Problemstilling

I samarbeid med Sweco har vi bestemt oss for en problemstilling til oppgaven:

- Undersøke og vurdere ulike metoder for å bestemme minimumsarmering i vanntette konstruksjoner.

## 2. Juridisk grunnlag

Juridisk grunnlag er lover, forskrifter, rundskriv og nasjonale faglige retningslinjer som gjelder for gitt tema. Vi skal fokusere på det juridiske grunnlaget i henhold konstruksjonsteknikk. Formålet med gjennomgangen er å forstå hvilke krav som stilles iht. norske lover gjeldende for transformatorstasjoner. Resultatet av gjennomgangen vil bli brukt videre i oppgaven. Det aktuelle juridiske grunnlaget kommer frem i energiloven og beredskapsforskriften.

### 2.1 Energiloven

Transformatorcellen er definert som et elektrisk anlegg og gjør at vi faller innenfor definisjonen for energiloven og denne lov gjelder, jf. §1-3, 1 ledd [13].

Det er nødvendig å avgjøre om transformatorcellen er en KBO enhet, jf. §9-1, 1 ledd [13].

*“Kraftforsynings beredskapsorganisasjon (KBO) består av de enheter som eier eller driver anlegg eller annet som har vesentlig betydning for drift eller gjenoppretting av eller sikkerhet i produksjon, omforming, overføring, omsetning eller fordeling av elektrisk energi eller fjernvarme.”*

Det aktuelle anlegget har vesentlig betydning for omforming, overføring, omsetning eller fordeling av elektrisk energi, jf. §1-3. Dette betyr at cellen faller innenfor som en KBO enhet.

Ettersom stasjonen defineres som en KBO-enhet, jf. §9-1, gjelder §9-3 om informasjonssikkerhet [13]:

*“Alle enheter i KBO skal vurdere sikkerheten ved all behandling av informasjon om kraftforsyningen. Enhetene skal kartlegge hvilken informasjon som er sensitiv, hvor den befinner seg og hvem som har tilgang til den. Det skal etableres effektiv avskjerming og beskyttelse av sensitiv informasjon.”*

Dette betyr at vi har taushetsplikt i forhold til sensitiv informasjon. Med andre ord må vi unngå å oppgi verdier eller informasjon som kan spores tilbake til byggherre eller lokasjonen av transformatorcellen.

## 2.2 Beredskapsforskriften

Formålet med forskriften, jf. §1-1 [14]: *”Innenfor formålene i energiloven § 1-2, skal forskriften sikre at kraftforsyningen opprettholdes og at normal forsyning gjenopprettes på en effektiv og sikker måte i og etter ekstraordinære situasjoner for å redusere de samfunnsmessige konsekvensene.”*

Med tanke på konstruksjonsprosessen blir det viktig å ha tilstrekkelige tiltak for å sikre transformatorcellen i forhold til ekstraordinære situasjoner.

Jf. §1-3, 1 ledd, sier at forskriften gjelder for KBO-enheter. Som bestemt i energiloven §9-1 vil transformatorcellen være en KBO enhet, og forskriften er gjeldende [14].

Det stilles krav til sikringsplikt, jf. §5-1 [14].

1. ledd – Anlegg og system av vesentlig betydning skal være sikret mot ekstraordinære situasjoner.

4. ledd – *”Det skal særlig tas hensyn til ekstraordinære forhold som:*

- Uvær og annen naturgitt skade*
- Brann og eksplosjoner*
- Alvorlig teknisk svikt*
- Innbrudd, hæververk, sabotasje og andre kriminelle handlinger”*

Det er viktig å sikre konstruksjonen for alle aktuelle laster, og dimensjonere for disse. De aktuelle lastene vil henholdsvis være snø-, vind-, seismisk- og ulykkeslast.

Sikring av klassifiserte anlegg, jf. §5-3 forteller at alle klassifiserte anlegg skal prosjekteres og sikres slik at risiko for skade og uønskede hendelser skal bli minst mulig i henhold til sin klasse [14]. Vi har blitt enig med Sweco om at transformatorstasjonen i denne oppgaven klassifiseres i klasse 3. Videre må vi se på hva dette innebærer.

Sikringstiltak for klasse 3, jf. §5-6 1. Ledd:” *Anlegg klassifisert i klasse 3 skal, i tillegg til kravene til sikring etter § 5-1 og § 5-3, oppfylle følgende generelle krav til sikring:*”

Krav til sikring innebærer:

- Anlegget skal utføres etter høye krav til sikring, angitt i vedlegg 3.
- Vitale funksjoner opprettholdes i ekstraordinære situasjoner

Anlegg klassifisert i klasse 3 skal også oppfylle særlige krav til sikring for sin klasse og anleggstype som fastsatt i vedlegg 3, jf. vedlegg 4.

Kraftsensitiv informasjon er underlagt taushetsplikt etter energiloven §9-3, jf. §6.2 [14]. Dette viser til informasjon som kan brukes til å skade eller påvirke stasjonen i en negativ forstand.

#### 2.2.1 Vedlegg 3 til §5-6

Vedlegg 3 går ut på særlige krav til sikring for anlegg klassifisert i klasse 3 [14]. Her trekker vi frem de kravene som direkte påvirker den konstruksjonsmessige delen av transformatorcellen.

3.1 Kravene i vedlegg 3 setter krav til transformatorstasjoner i klasse 3.

3.2.4 Stasjoner og viktige komponenter med lang levetid skal skallsikres etter fastsatte normer for sikkerhetsnivå.

3.2.6 Hovedtransformatoren skal skallsikres fra alle kanter til over topp endemuffer. Det skal skallsikres med solid dobbeltarmert betong. Videre skal det konstrueres etter anerkjente byggenormer. Det skal være høy brannmotstand og lufteåpninger, minimum tre meter over bakkeplan.

Deler av beredskapsforskriften faller under klassifisert informasjon, og vi har ikke tilgang til dette. For en klasse 3 stasjon velger vi å benytte en last på 4 kN/m<sup>2</sup> fra alle kanter. Vi betegner dette som en generell ulykkeslast, der den eksempelvis kan være en eksplosjon eller et bilkrasj.

### 2.2.2 Vedlegg 4: (henvisning til normer og standarder i forskriften)

Vedlegg 4 er henvisning til normer og standarder i forskriften. Her trekker vi frem grunnlaget som vil være aktuelt for konstruksjonen og relevant for dimensjoneringen.

NS-EN 1990	Eurokode – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1992	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

### 2.3 Oppsummering av juridisk grunnlag

De relevante lovene for en transformatorstasjon kommer frem i energiloven og beredskapsforskriften. I energiloven kommer det frem at vi er underlagt taushetsplikt. Slike stasjoner er viktig for Norges elektriske energitransport, og man ønsker å begrense offentlig informasjon om dimensjoneringen av selve bygget. Vi kommer derfor videre til å begrense informasjonen vi oppgir med henvisning til informasjonssikkerhet, jf. §9-3 energiloven.

Beredskapsforskriften forteller om de mer spesifikke kravene for konstruksjonsteknikk. Cellen skal sikres mot ekstraordinære situasjoner og forhold. Dette gjelder uvær, brann og eksplosjon, teknisk svikt og kriminelle handlinger.

Som nevnt tidligere er transformatorcellen en klasse 3 stasjon og kravene for dette kommer frem i vedlegg 3 i beredskapsforskriften. Stasjoner i klasse 3 skal skallsikres og skallet må bestå av solid dobbeltarmert betong. Deler av beredskapsforskriften er beskyttet og er derfor konfidensiell for offentligheten. Vi har derfor valgt å skallsikre konstruksjonen med en generell ulykkeslast på 4 kN/m<sup>2</sup>.

### 3. Vanntette konstruksjoner

I dette kapitlet skal vi se nærmere på ulike krav og løsninger i vanntette konstruksjoner som vil være aktuelle i dimensjoneringen av transformatorcellen. Videre skal det undersøkes ulike metoder for å beregne minimumsarmering i vanntette konstruksjoner.

Minimumskrav for betong oppgitt av Sweco:

- Fasthetsklasse B35
- Kloridklasse CL0.40
- Bestandighetsklasse MF45
- Eksponeringsklasse XF3

#### 3.1 Byggforsk

*520.055 Prosjektering og støping av vanntette konstruksjoner* [4] viser anbefalinger for prosjektering og utførelse for vanntette konstruksjoner. I dette kapitlet skal vi gå gjennom de relevante kravene og løsningene.

##### 3.1.1 Krav og anbefalinger

Det nasjonale tillegget til betongstandarden: *NS-EN 1992-1-1+NA* [2] gir følgende anbefaling: *"Armeringsmengden i vegger og plater der det legges særlig vekt på tetthet, bør minst være det dobbelte av minimumsarmeringen angitt i standarden."*[4]

*NS-EN 1992-1-1+NA* og *NS-EN 1992-3+NA* angir ingen minimumskrav til tverrsnittstykkelse på betongen i vanntette konstruksjoner. Vanlig praksis anbefaler likevel en minimums tykkelse på 200mm. [4]

##### 3.1.2 Riss

Vanntette konstruksjoner setter krav til opprissing, ettersom dette er en årsak til vannlekkasjer. Riss er små sprekker i betongen som kan oppstå i f.eks. herdeprosessen. *NS-EN 1992-3+NA* definerer tetthetsklasser og tilhørende krav til rissvidde, som vist i tabell 1 [4].

Tabell 22  
Definisjon av tetthetsklasser i henhold til NS-EN 1992-3 + NA

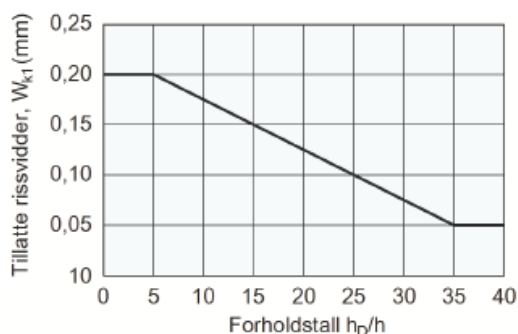
Tetthetsklasse	Funksjonskrav	Krav til rissviddebegrensning
0	Noe lekkasje kan aksepteres, eller vanntetthet er ikke relevant.	Forutsetter at rissviddene begrenses som angitt i NS-EN 1992-1-1 + NA, det vil si i samsvar med kravet for hver enkelt eksponeringsklasse.
1	Små lekkasjer kan aksepteres. Delvis nedfuktede overflater kan aksepteres.	Tillater gjennomgående riss, med beregnet rissvidde, $w_{k1}$ , begrenset av forholdet mellom hydrostatisk trykk (antall meter vannsøyle), $h_D$ , og tverrsnittstykkelsen, $h$ , se fig. 22. Rissviddekravet er satt med en forventning om at rissene tettes ved naturlige utfellingseffekter etter kort tids eksponering for vann.
2	Minimale lekkasjer. Overflater skal framstå som tørre.	Tillater ikke gjennomgående riss (forårsaket av strekkspenninger i hele betongtverrsnittet i brukssituasjonen), og setter krav til minste trykksonehøyde.
3	Ingen form for lekkasje aksepteres.	Forutsetter bruk av spesielle tiltak, for eksempel spennarmering eller bruk av kontinuerlig, tett membran.

Tabell 1: Oversikt over tetthetsklasser og krav, Byggforsk 522.055 [4]

Konservativt antar vi at transformatorcellen skal ha tetthetsklasse 2. Dette er den strengeste klassen, uten at vi går inn på spesielle tiltak. Klasse 2 gir anbefalinger om en minimums trykksonehøyde og at det ikke skal gå gjennomgående riss. Minste trykksonehøyde etter NS-EN 1992-3+NA gir:

$$x_{\min} = \min \{50\text{mm} , 0,2h\}$$

Dette kravet er for å unngå gjennomgående riss, som kan gi lekkasjer.



Figur 2 – Sammenheng mellom tillatt rissvidde og forholdet mellom hydrostatisk trykk og tverrsnittstykkelse [4]

Når man ser på maks rissvidde for vanntette konstruksjoner må man ta høyde for hvilket vanntrykk konstruksjonen blir utsatt for. Sammenhengen mellom rissvidde og forholdet mellom hydrostatisk trykk og tverrsnittstykkelsen er vist på figur 2. Vår konstruksjon utsettes ikke for noe vanntrykk og gir etter figur 2 en  $w_k = 0,2$  mm. Rissvidder  $\leq 0,2$  mm regnes som selvreparerende etter en viss tid [4].



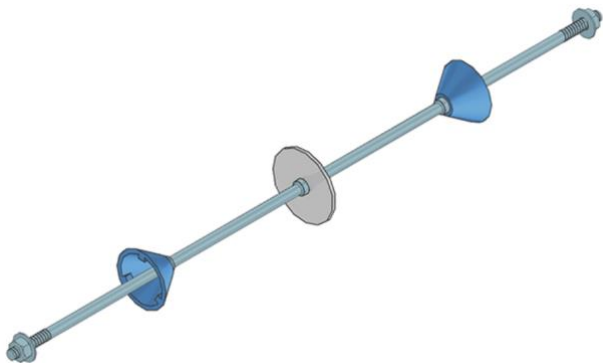
### 3.1.3 Oppriss grunnet fastholdte temperaturbevegelser

Oppriss kan oppstå ved fastholdte temperaturbevegelser i betong, noe som kan gi vannlekkasjer. Ved fastholdning varierer rissvidder mellom 0,10 - 0,50 mm [4]. Disse er ofte gjennomgående og vannførende. Det vil være fare for riss grunnet fastholdninger for eksempel ved støp av vegg mot bunnplate i transformatorcellen.

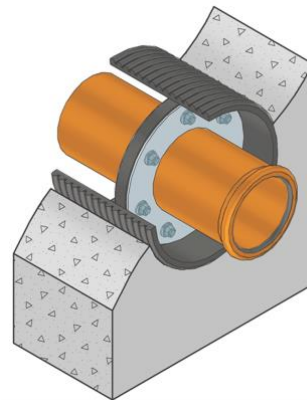
I herdefasen til betong oppstår det temperatur- og volumendringer i tverrsnittet. Ved bruk av vanlig betongsammensetning vil det være fare for oppriss i vegger med tverrsnittshøyder over 300mm [4]. Veggtkjelsen i transformatorcellen er 300 mm tykk, og må unngå økning i tykkelse. Dekke har en tykkelse på 250 mm.

### 3.1.4 Gjennomføringer

Plassering og utforming av stag- og rørgjennomganger må gjøres med fokus på vanntetthet. Det eksisterer mange produkter med et slikt fokus. F.eks. vil det være aktuelt å bruke flenser og krager sammen med produkter som sveller i kontakt med vann. Det kan også brukes injeksjonsslanger for å oppnå tetthet i gjennomføringer.



Figur 4: Eksempel på stag for vanntett betongkonstruksjon [4]



Figur 3: Eksempel på rørgjennomføring for vanntette betongkonstruksjoner [4]

### 3.1.5 Betongmaterialer

For å oppnå vanntett betong anbefales det å benytte betong som tilfredsstillende bestandighetsklassene M45 eller MF45 etter *NS-EN 206+NA* [4]. Disse klassene har lavere vanntrykkpermeabilitet, noe som gir økt sannsynlighet for vanntetthet.

Man bør vurdere ulike betongtyper som gir økt sannsynlighet for å oppnå vanntett betong. Aktuelle betongtyper vil være selvkomprimerende- og lavvarmebetong. Begge har større finstoffinnhold enn ordinær betong, og vil gi en større vannutskillelse som bidrar til mer kompakt betong. Selvkomprimerende betong gir også mindre støpefeil, og bedre utstøpte støpeskjøter. Lavvarmebetong har lavere permeabilitet enn ordinær betong, noe som egner seg godt for vanntette konstruksjoner. Videre vil den også ha større fasthetstilvekst som gir økt risiko for svinn. Dette gjør at man bør øke mengden svinnarmering [4]. Herdetiltak vil også være aktuelt å vurdere. Det vil si at man støper betong som oppnår ønsket fasthet før den tørker ut, noe som bidrar til å redusere rissvidden.

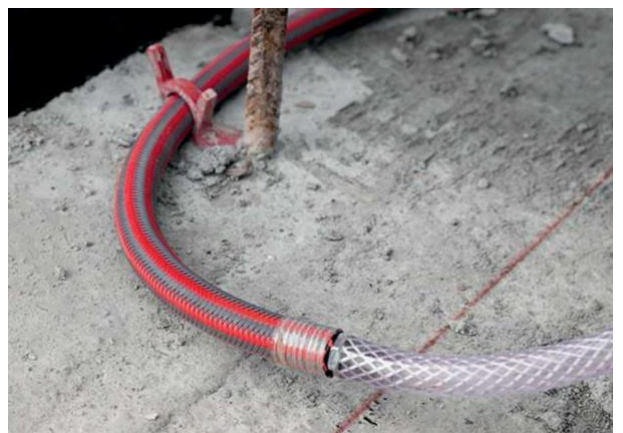
### 3.1.6 Tettetiltak

Støpeskjøter er områder der det lett oppstår uønskede lekkasjer. Dette kan for eksempel skje ved unøyaktig utførelse av bygningsarbeidet. I prosjekter med høyt krav til tetthet, vil det være viktig å sette inn forebyggende tiltak for dette. I prosjekteringen av transformatorcellen må man ta hensyn til tetting i støpeskjøter. Dette kan gjøres ved å montere svellebånd, injeksjonsslanger eller fugebånd.

Injeksjonsslanger er slanger med permeable slangevegger og som støypes inn i betongskjøten. Permeabel betyr at noe er gjennomtrengelig. Injeksjonsmiddelet i slangen siver ut når slangeveggene utsettes for trykk, som bidrar til at riss og eventuelle hulrom tettes.

Svellebånd er bånd som ekspanderer i kontakt med vann. De støpes ned i skjøten og tetter

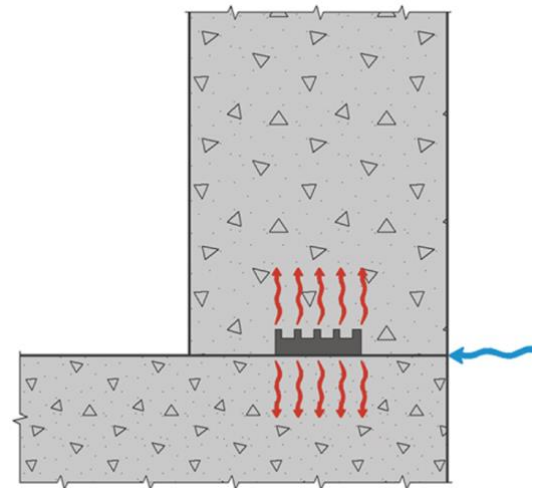
hulrom og riss. Denne løsningen er godt egnet i kompliserte geometriske fuger.



Figur 5: Eksempel på injeksjonsslange [4]

Fugebånd er bånd som støpes delvis ned i bunnplaten mellom oppstikkende jern. Fugebåndene er innlagt med et belegg som gir utfellingsreaksjoner i kontakt med vann og betong, og gir en tettende effekt [4].

Det vil være viktig å ta i bruk en eller flere av de nevnte løsningene for å sikre vanntetthet i støpeskjøter. Vi vurderer svellebånd som den mest gunstige metoden for å oppnå vanntetthet i prosjektet.



Figur 6: Svellebånd som ekspanderer i kontakt med vann [4]

### 3.1.7 Oppsummering av 520.055

I kapittel 3 har vi undersøkt ulike tiltak som kan være aktuelle å implementere i konstruksjonen.

De kravene vi skal ta med oss videre i beregningene vises i tabellen under:

	Anbefaling	Beskrivelse
Tverrsnittstykkelse	$200 \text{ mm} < h < 300 \text{ mm}$	For å unngå riss og oppnå vanntetthet
Minste trykksone	$x_{\min} = \min(50\text{mm} , 0,2h)$	For å unngå gjennomgående riss. For å oppnå vanntetthet.
Maks rissvidde	$W_k = 0,2 \text{ mm}$	Riss $\leq 0,2 \text{ mm}$ , reparerer seg selv.
Bestandighetsklasse	M45/MF45	Klasse som gir økt sannsynlighet for vanntetthet

Tabell 2: Oversikt over krav til vanntette konstruksjoner fra byggforskserien [4]

## 3.2 Minimumsarmering i vanntette konstruksjoner

I henhold til problemstillingen skal vi undersøke minimumsarmeringen i vanntette konstruksjoner. Vi bestemmer minimumsarmeringen med to ulike metoder. Videre sammenlikner vi resultatene, og undersøker om det er hensiktsmessig å bruke en eller begge metodene.

### 3.2.1 Metode 1: [NS-EN 1992-1-1]

Den første metoden er i henhold til Norsk Standard (Eurocode) [2].

*NS-EN 1992-3+NA Prosjektering av betongkonstruksjoner* [11] angir viktige parametere når det kommer til vanntette konstruksjoner:

- Tetthetsklasse
- Maks tillatt rissvidde
- Minimum tverrsnittstykkelse
- Minimum trykksonehøyde

Først anslår man en tetthetsklasse. Tetthetsklasse gir rissviddebegrensninger, som gjør at man finner maks tillatt rissvidde. Som vi konkluderte med i kapittel 3.1.2 benytter vi tetthetsklasse 2. Dette gir en maks tillatt rissvidde:  $W_k = 0,2$  mm fordi konstruksjonen ikke utsettes for hydrostatisk trykk.

Minimum tverrsnittstykkelse angis etter tetthetsklasse:

$$h_{\text{vegg}} = 300 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

$$h_{\text{dekke}} = 250 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Minste trykksonehøyde angis ved:

$$x_{\text{min,vegg}} = \min \{50 \text{ mm}, 0,2h\} = \min\{50\text{mm}, 60 \text{ mm}\} = \underline{50 \text{ mm}}$$

$$x_{\text{min,dekke}} = \min \{50 \text{ mm}, 0,2h\} = \min\{50\text{mm}, 50 \text{ mm}\} = \underline{50 \text{ mm}}$$

Betongstandard [2] gir anbefalinger for minimumsarmering der det legges særlig vekt på tetthet. Anbefalingene er gitt i NA og er for de aktuelle konstruksjonselementene:

### Dekke/bjelke

[NA.9.2.1.1] – Minste armeringsareal

Der det er vekt på tettheten bør minimumsarmeringen være dobbelt så stor:

$$A_{s,min} = 2 \cdot 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd > 2 \cdot 0,0013 bd$$

### Vegger

[NA.9.6.2] – Vertikalarmering

Der det er vekt på tettheten bør minimumsarmeringen være dobbelt så stor:

$$A_{s,v,min} = 0,002A_c \cdot 2$$

[NA. 9.6.3] – Horisontalarmering

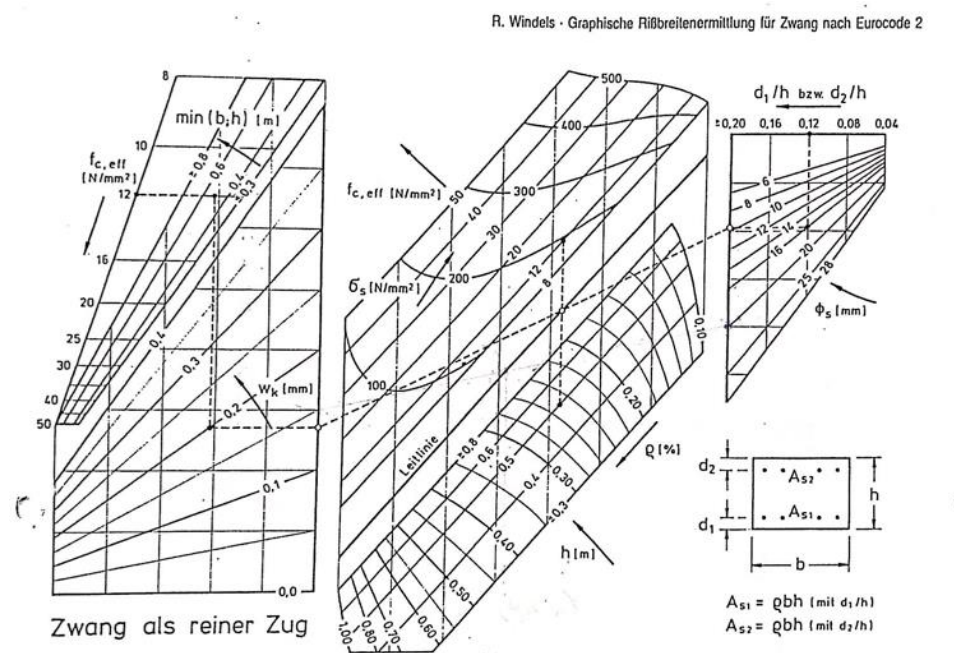
Minimumsarmering bestemmes av uttrykk (7.1) med  $f_{dt,eff} = f_{ctm}$  og faktorene  $k$  og  $k_c$  lik 1,0.

Krav til spenning i armeringen ( $\sigma_{s,krav}$ ), finner man i [Tabell 7.2N]. Denne tar hensyn til stagdiameter for å overholde rissviddegrensen.

$$A_{s,h,min} = \frac{k_c k f_{ctm} A_{ct}}{\sigma_{s,krav}}$$

### 3.2.2 Metode 2. Rolf Windels

Ved beregning av minimumsarmering for vanntette konstruksjoner benytter vi oss av "Graphische Ribbreitenermittlung für Zwang nach Eurocode 2" [15] (vedlegg A). Dette er beregninger utført av Rolf Windels, som baserer seg på Eurocode 2. Windels metode gir et grafisk fremstilt forholdstall ( $\rho$ ), som gjør det mulig å finne minimumsarmeringen for konstruksjonselementer. Metoden tar hensyn til om det er enkelt- eller dobbeltarmert tverrsnitt. Alle våre konstruksjonselementer har dobbeltarmert tverrsnitt, og vi benytter tilsvarende fremstilling, som vist på figur 7. Rolf Windels sin metode for å beregne minimumsarmering i vanntette konstruksjoner vil videre bli betegnet som metode 2.



Figur 7: Grafisk fremstilling av Rolf Windels, [15] Vedlegg A

For å bruke den grafiske fremstillingen til Windels, trenger vi følgende data/parametere:

- Tverrsnittsbredde ( $b$ )
- Tverrsnittshøyde ( $h$ )
- Overdekning ( $c$ )
- Fasthetsklasse
- Armeringsdiameter
- Maks tillatt rissvidde ( $W_k$ )

For å forstå prosessen ved beregning av minimumsarmering med metode 2, utfører vi et eksempel.

### 3.2.2.1 Eksempel på utregning av metode 2

Data for eksempelet:

- Tverrsnittstykkelse:  $h = 300 \text{ mm}$
- Tverrsnittsbredde:  $b = 1000 \text{ mm}$
- $W_k = 0,2\text{mm}$
- B35
- Armering:  $\varnothing 12$
- Overdekning:  $c = 30\text{mm}$

Som man ser på figur 7, er modellen delt inn i 3 deler. Venstre og høyre del blir beregnet og grafisk fremstilt, før det trekkes en strek mellom endepunktene. Der denne streken krysser lederlinjen (leitlinje) i den midterste delen, trekker man en vertikal strek ned. Der streken krysser nederste delen av modellen leser man av forholdstallet  $p$ . Minimumsarmeringen blir bestemt med formel [15]:  $A_{s1} = (p \cdot b \cdot h)$

#### Beregninger fra venstre side:

Først finner man  $f_{c,eff}$  ved å multiplisere bestandighetsklasse med faktoren gitt av tverrsnittstykkelse, se tabell 3. Tverrsnittshøyde for eksempelet er lik 300mm og vi har betong B35:

$$h = 0,3 \text{ m} < 0,5 \text{ m}$$

$$f_{c,eff} = 0,35 \cdot 35 = 12,25 \approx 12$$

Zementfestighetsklasse	Bauteildicke in m		
	$h < 0,5$	$0,5 \leq h \leq 1,0$	$h > 1,0$
Z 25, Z 35 L	0,25	0,35	0,35
Z 35 F, Z 45 L	0,35	0,35	0,45
Z 45 F, Z 55	0,35	0,45	0,60

Tabell 3: Bestandighetsklasse og tverrsnittstykkelse i meter [15], vedlegg A

Fra utregnet verdi  $f_{c,eff}$  trekker man en horisontal linje mot høyre til man møter  $\min(b,h)$ .

$$\min(b,h) = \min(300,1000) = 300\text{mm}$$

Fra dette punktet trekkes en vertikal linje ned til man møter rissviddekravet.

$$W_k = 0,2\text{mm}$$

Herfra trekkes en horisontal linje ut mot høyre som vist på figur 8.





## 4. Lastbilde

Vi skal dimensjonere en transformatorcelle, som i hovedsak består av store betongelementer og noen stålelementer. I henhold til problemstillingen fokuserer vi på betong, og skal videre dimensjonere dekke og vegger. Som tidligere nevnt er dette en konstruksjon med store dimensjoner. Dette gjør at lastene som virker på konstruksjonen vil resultere i store krefter på betongelementene. I dette kapittelet skal vi gå gjennom lastene som virker på konstruksjonen.

I dimensjoneringen av konstruksjonen må vi ta hensyn til de grunnleggende kravene for laster, definert etter *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*, Grunnlagstandard [1]; «[2.1(1)] *En konstruksjon skal prosjekteres og utføres på en slik måte at den under sin forutsatte brukstid, med tilstrekkelig grad av pålitelighet også ivaretar de nødvendige økonomiske hensyn, og kan:*

- *Motstå alle påvirkninger og forhold [...] under utførelse og bruk; og*
- *tilfredsstille krav til brukbarhet for konstruksjonen eller konstruksjonsdelen.»*

I dimensjoneringen må vi ta hensyn til alle påvirkninger, og her forholde oss til regelverk som gjelder klassifisering av lastene. Videre i oppgaven skal vi med tanke på dimensjonering og teori benytte Eurokode-serien; *NS-EN 1990-1992*.

Klassifiseringen av lastene vil være på følgende måte [1]:

- *«Permanente laster(G)*
- *Variable laster(Q)*
- *Ulykkeslast(A)»*

Permanente laster(G) er påvirkninger som virker konstant gjennom det betraktede tidsrom, f.eks. egenvekt til konstruksjonen og faste installasjoner.

Variable laster(Q) er variable påvirkninger som ikke virker konstant gjennom det betraktede tidsrom, f.eks. nyttelast, vindlast eller snølast.

Ulykkeslast(A) inkluderer ekstraordinære hendelser konstruksjonen kan utsettes for. For eksempel jordskjelv, menneskelige og tekniske feil er noe som må vurderes.

## 4.1 Egenlaster

Defensjon etter norsk standard *NS-EN 1991-1-1 [3]*: «Egenlaster for byggverk klassifiseres som permanent bundne påvirkninger»

Vi fokuserer på betongkonstruksjonen til transformatorcellen, og benytter derfor egenvekt for betong:

Armert betong:  $g_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$

## 4.2 Variable laster

### 4.2.1 Nyttelast

Nyttelast i byggverk oppstår under bruk etter laststandard [3]. Dette omfatter;

- «Personers normale bruk
- Møbler og bevegelige gjenstander
- Kjøretøyer
- Situasjoner som sjeldent forventes å oppstå [..]»

Definert av Sweco skal vi dimensjonere dekke med en karakteristisk bruksgrenseverdi:

$$q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

Dekke skal dimensjoneres for en lift på 1,6 tonn som virker med en innbyrdes avstand på 2 meter. Dette gir en karakteristisk punktlast:

$$P_k = 16 \text{ kN}$$

#### 4.2.2 Vindlast

Vindlast er lasten en konstruksjon blir utsatt for i sterk vind. Vindlaststandarden [5] gir retningslinjer for å bestemme vindpåvirkningen på konstruksjonen.

Vi er bundet til taushetsplikt, jf. §9-3 energiloven og er pliktig til å unngå detaljer som kan spores tilbake til lokasjonen til transformatorcellen. Derfor velger vi en generell tilnærming til beregning av vindlast. Det vil si at vi beregner lasten uten overgangssoner og topografisk påvirkning.

Fremgangsmåte:

##### **Beregner $q_{kast}$**

1) Terrengruhetsfaktor

-  $Cr(z) = 1,02$

2) Stedsvindhastighet

-  $v_m(z) = 30,6 \text{ m/s}$

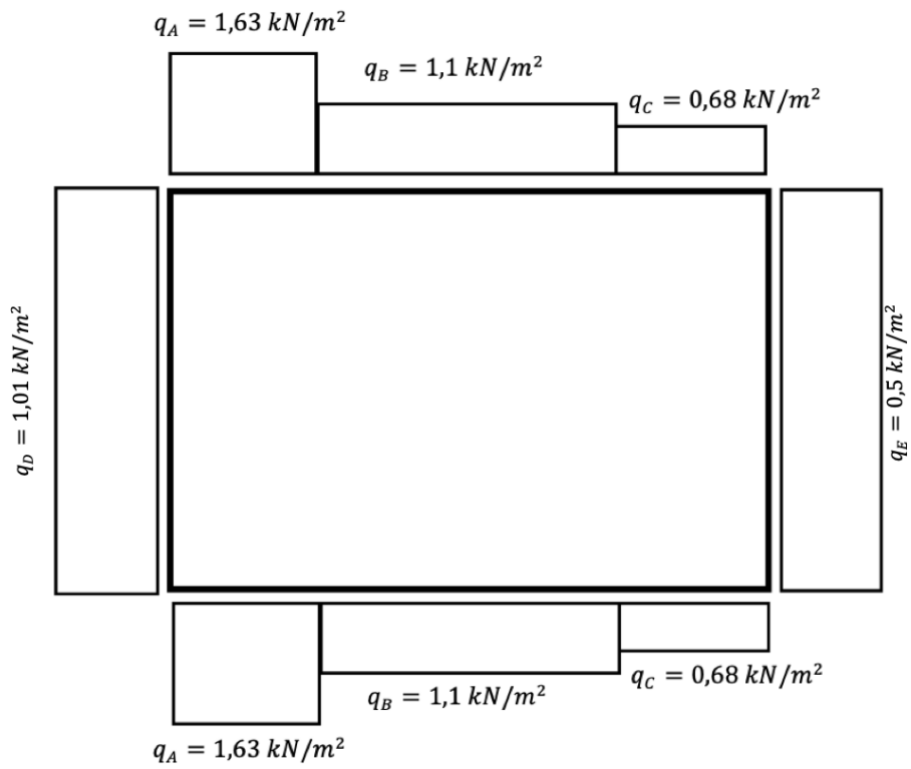
3) Vindkasthastighetstrykk

-  $q_{kast} = 1,36 \text{ kN/m}^2$

##### **Vindlast på vegger**

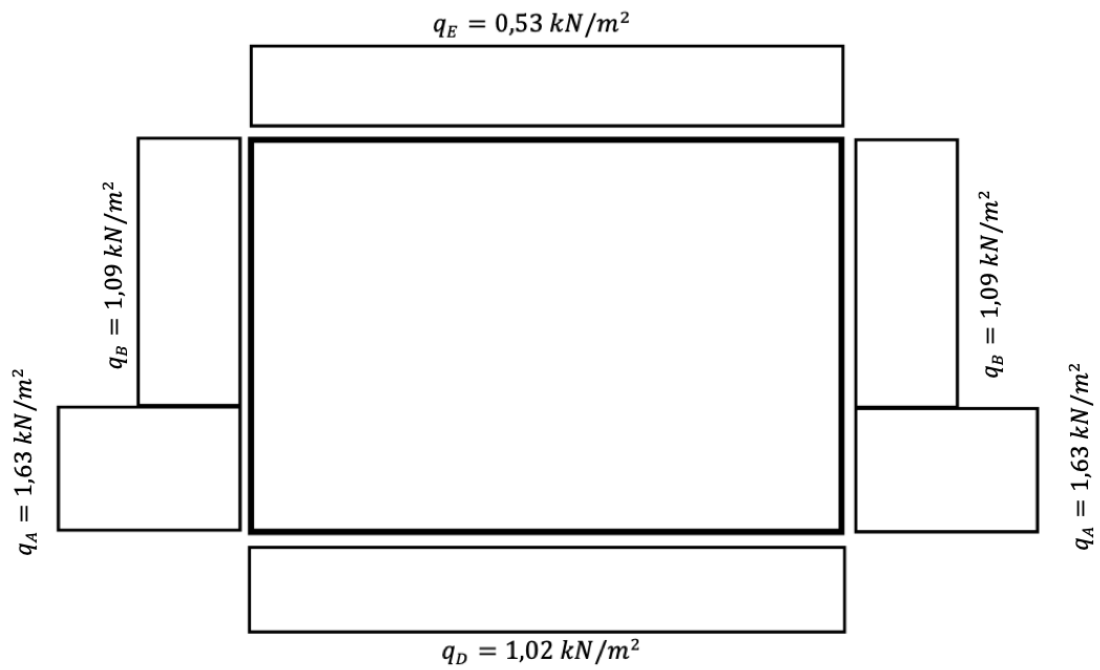
Vi beregner vindlast for hver vegg. Siden transformatorcellen er symmetrisk trenger vi bare å regne ut to tilfeller (A og B). Tilfelle A er vind mot kortvegg og tilfelle B er vind mot langvegg. Forenklet ser vi på den høyeste verdien vi får i tilfelle A eller B og bruker denne som karakteristisk vindlast for hele konstruksjonen. Vi får ikke problemer med over- og undertrykk grunnet mangel på tak. Figur 9 og 10 viser plassering og beregnet vindlast på veggene.

Tilfelle A:



Figur 9: Vind mot kortvegg

Tilfelle B:



Figur 10: Vind mot langvegg

#### 4.2.3 Snølast

Det utføres generelle beregninger for snølast, jfr. §9-3 Taushetsplikt. Antar derfor en generell karakteristisk snølast på mark:  $1,5 \text{ kN/m}^2$ .

Formfaktor grunnet snøfonning på dekke er definert etter Byggforsk 471.041 [8]. Vi velger å beregne vår egen formfaktor grunnet fonning mot vegg. Transformatorcellen generer varme, og vi kunne benyttet en enklere formfaktor på grunn av dette.

Snølasten er beregnet iht. *NS-EN 1991-1-3* [6]. Sikkerhetskoeffisienten  $C_e$  for topografisk påvirkning er til sikker side satt til 1,0.

Karakteristisk snølast på mark:  $S_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Beregnet formfaktor:  $\mu_1 = 2,0$

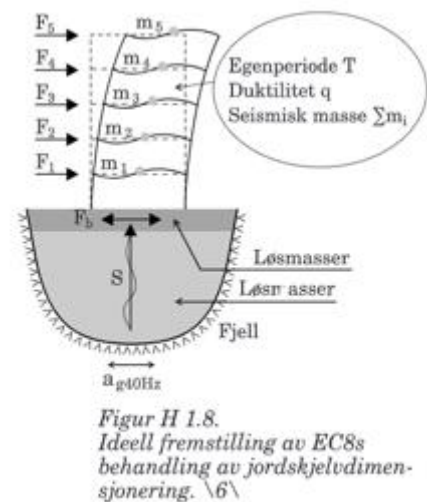
Karakteristisk snølast:  $S = \mu_1 \cdot C_e \cdot S_k = 3 \text{ kN/m}^2$

#### 4.2.4 Seismiske laster

Nyere konstruksjoner baserer seg på en konstruksjonsanalyse som inkluderer påvirkning innen seismiske laster. Dette vil vise hvordan en konstruksjon håndterer et jordskjelv og berggrunnens akselerasjon [7]. Selv om Norge har lav seismisk aktivitet, må man fremdeles komme innenfor utelatelseskriteriene for å ikke dimensjonere for dette. Her vil vi ha et generelt tilfelle grunnet taushetsplikt, jf. §9-3 *Energiloven*.

Teksten vil videre basere seg på *Betongelementboken bind H-Dimensjonering for jordskjelv* [12].

Vi velger å benytte en påsatt akselerasjon i berggrunnen på  $0.3 \text{ m/s}^2$  for å beholde et generelt tilfelle. Dette vil videre i beregningene være definert som  $a_{g40Hz}$ , og vil representere horisontale vibrasjoner. Vibrasjonen vil forplante seg videre i jordsmonnet og kan endre verdier gjennom denne prosessen, uttrykket som fundamentfaktoren  $S$ . Konstruksjonen, med dens masse og stivhet, vil bli påvirket av vibrasjonene og det vil oppstå svingninger. Dette avhenger av to parameter; Byggets egensvingeperiode  $T$ , og jordas svingninger. Kraftene er også avhengig av duktiliteten ( $q$ ) til bygget, som viser hvordan konstruksjonen absorberer og fordeler denne energien [12].



Figur 11- Fremvisning av krefter på en konstruksjon [12]

Duktilitet er evnen et materiale benytter for å deformere seg ut over elastisk grense, uten å miste sin styrke eller funksjon. Konstruksjonsfaktoren  $q$ , er en verdi på 1,5 og vil være gjeldende for duktiliteten for hele konstruksjonen. Denne verdien vil gjelde for lav duktilitet, noe som er verst tenkelig utfall for dimensjoneringen [12].

Alle disse parameterne er med på å definere den horisontale skjærkraften,  $F_b$ , som er skapt av de seismiske påvirkningene. Figur 11 viser hvordan kreftene vil virke på en konstruksjon ved seismiske laster.

For å bestemme hvilken analysemetode vi skal benytte, bruker vi tabell 4. Denne bruker konstruksjonens regularitet som et argument for den ene eller den andre metoden. Regularitet i plan baserer seg på at det skal være liten avstand mellom massesenteret og stivhetssenteret. Regularitet i oppriss baserer seg på at man skal unngå store og brå endringer i stivhet med byggets høyde. I mer kompliserte konstruksjoner ville utregninger på massesenter og stivhetssenter vært viktig, men med vår enkle form vil dette ikke være nødvendig.

Tabell H 3.1. Krav til konstruksjonsanalyse avhengig av konstruksjonens regularitet.

Regularitet i konstruksjonen		Tillatt forenkling (det vil si minstekrav til analyse)	
I plan	I oppriss	Modell	Lineær elastisk analyse
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>*)</sup>
Ja	Nei	Plan	Modal
Nei	Ja	Romlig <sup>**)</sup>	Tverrkraft <sup>*)</sup>
Nei	Nei	Romlig	Modal

<sup>\*)</sup> Tverrkraftmetoden forutsetter at bare en svingeform er dominerende.

<sup>\*\*)</sup> Separat planmodell i hver ortogonal retning kan anvendes i seismisk klasse 2 ( $\gamma_1 = 1,0$ ).

Tabell 4: Valg av konstruksjonsanalyse med hensyn til regularitet [12]

Ut ifra definisjonene om hva regularitet i plan og oppriss er, vil vi videre benytte tverrkraftmetoden, med krefter som virker vinkelrett på hverandre.

Videre vil vi benytte et maksimalt tilfelle på de primære konstruksjonsdelene som skal kunne motstå disse kreftene. På grunn av byggets massive plater og vegger benytter vi et maksimalt anslag på  $L_{wi}/H \leq 0.9$ . Vi har et generelt tilfelle og setter verdien til 0,9 for å være på den sikre siden.

For å bestemme fundamentfaktoren S, må vi først fastsette grunnforholdet. For å bestemme grunnforholdet kan man benytte kart, laget av *Norges Geologiske Undersøkelse*. Siden prosjektet er underlagt taushetsplikt, kan vi ikke benytte dette. Vi har antatt gode forhold og beholder Grunntype A videre i beregningene. Ved stor usikkerhet angående grunnforhold hadde geoteknikker vært innleid til prosjektet.

I vårt generelle tilfelle ønsker vi å benytte utelatelseskriteriene, ettersom denne oppgaven ikke skal ha hovedfokus på geologiske utregninger. Vi har derfor gjort noen forenklinger med hensyn til seismisk klasse. Fra tabell NA.4(902) [7] defineres konstruksjonen i seismisk klasse 4. Dette gir etter tabell NA.4(901) [7] en seismisk faktor på 2,0. Dette er en stor faktor som gjør det vanskelig å komme inn under utelatelseskriteriene. Til senere prosjekter som ligner dette vil vi anbefale å kontakte geoteknikker hvis det ønskes mer detaljerte utregninger av disse kreftene. Vårt prosjekt kommer dermed til å benytte seismisk klasse 2, for å få formfaktoren 1.0.

Tabell H 3.2. Fremgangsmåte for dimensjonering i DCL.

Trinn	Parameter bestemmes	Kommentar	Referanse i EC8
1	Bester: $a_{g40Hz}$	Spissverdi for berggrunnens akselrasjon.	Figur NA.3 (901 og 902)
2	Bester seismisk faktor $\gamma_I$	For bygg i seismisk klasse I og lette bygg i tre kan det ses bort fra seismiske laster.	Tabell NA.4(901)
3	Beregn $a_g = a_{g40Hz} \times \gamma_I \times 0,8$	Dimensjonerende grunnakselrasjon.	Punkt 3.2.2.2
4	Velg $q \leq 1,5$	Velges for å kunne bruke utelatelseskriteriene og vanlig kapasitetsberegning.	Punkt 5.3.3
5	Bester grunntype A – E, eventuelt andre	Søk eventuelt råd fra geotekniker.	Tabell NA.3.1
6	Bester S	Forsterkningsfaktor for grunnforholdene.	Tabell NA.3.3
7	Hvis $a_g \times S < 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$	Videre påvisning av seismiske laster er ikke nødvendig. Punkt 2.3.2 her.	NA.3.2.1(5)P
8	Bester $T_B, T_C$ og $T_D$	Parametere som bestemmer knekkpunktene i responspekteret, $S_d(T)$ .	Tabell NA.3.3
9	Beregn byggets første egensvingeperiode T	Se også punkt 3.2 her.	Punkt 4.3.3.2.2 (3), (4) og (5)
10	Beregn $S_d(T)$	Dimensjonerer de spekter for de parametere bestemt ovenfor.	Punkt 3.2.2.5(4)P Figur NA.3(903)
11	Hvis $S_d(T) < 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$	Videre påvisning av seismiske laster er ikke nødvendig. Punkt 2.3.4 her.	NA.3.2.1(5)P
12 *)	$F_b = m \times S_d(T) \times \lambda$	Horisontalkraft ved overkant mark eller overkant stiv kjeller.	Punkt 4.3.3.2.2(1)P

Tabell 5: Fremgangsmåte for dimensjonering i DCL [12]



Elastisk responsspektrum,  $S_d(T)$ :

Y-retning:  $S_d(T) = 0.385 \text{ m/s}^2$

X-retning:  $S_d(T) = 0.385 \text{ m/s}^2$

Begge disse punktene vil ligge under utelatelseskriteriet på;

Krav:  $S_s(T) < 0.05g = 0.49 \text{ m/s}^2$

Vi vil derfor velge å se bort ifra seismiske laster grunnet utelatelseskriteriene.

#### 4.2.5 Ulykkeslast

Det skal tas hensyn til ekstraordinære situasjoner jf. beredskapsloven §5-1. Dette innebærer at vi må dimensjonere med hensyn til f.eks. terror og påkjøring. Som bestemt tidligere har vi en generell ulykkeslast som virker på skallkonstruksjonen.

Ulykkeslast:  $4 \text{ kN/m}^2$

For dimensjonering av vegger vil kun vindlast og ulykkeslasten virke horisontalt. Vi velger derfor å neglisjere vindlast og dimensjonere for ulykkeslast i bruddgrense.

## 5. Dimensjonering

I henhold til problemstillingen skal vi vurdere ulike metoder for å bestemme minimumsarmeringen i vanntette konstruksjoner. Vi har valgt å dimensjonere dekke og vegger for å skaffe oss grunnlag til vurderingen. Geometrien til konstruksjonen baserer seg på plantegninger gitt av Sweco, se vedlegg H. Der informasjonen ikke er tilstrekkelig gjør vi konservative antagelser. Vi har valgt å dimensjonere konstruksjonen manuelt, uten beregningsprogrammer, fordi konstruksjonen har enkle statiske systemer. Elementene er kontrollert i brudd- og bruksgrensetilstand.

Bruddgrensetilstand er definert i grunnlagsstandard [1]:

”Grensetilstander som er av betydning for:

- Menneskers sikkerhet og/eller;
- Konstruksjonens sikkerhet”

### Bruddgrense – dimensjonerende verdier

Dimensjoneringsituasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster	
EQU Global likevekt (Sett A)	1.2/0.9 <sup>1)</sup>	1.5	1.5 $\psi_0$	
STR/GEO Kapasitet (Sett B) L. 6.10a L. 6.10b	1.35/1.0 <sup>1)</sup> 1.2/1.0 <sup>1)</sup>	1.5 $\psi_0$ 1.5	1.5 $\psi_0$ 1.5 $\psi_0$	
STR/GEO Sikkerhet mot brudd i grunnen (Sett C)	1.0	1.3	1.3 $\psi_0$	

1) Den lastfaktoren som gir den ugunstigste lastvirkning skal benyttes. For egenlast kan imidlertid den samme lastfaktoren benyttes i alle spenn i en kontinuerlig bjelke/plate ~~bortsett fra utkragede deler~~

Tabell 6: Bruddgrense - Dimensjonerende verdier [1]

Brukgrensetilstand er definert i grunnlagsstandard [1]:

” Grensetilstander som har betydning for:

- Konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normal bruk;
- Menneskers komfort
- Konstruksjonens utseende”

### Bruksgrense – dimensjonerende verdier

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
<b>Karakteristisk</b>	1.0	1.0	1.0 $\psi_0$
<b>Ofte forekommende</b>	1.0	1.0 $\psi_1$	1.0 $\psi_2$
<b>Tilnærmet permanent</b>	1.0	1.0 $\psi_2$	1.0 $\psi_2$

Kombinasjonsfaktorene  $\psi$  finnes i Tabell NA.A1.1

Tabell 7: Bruksgrense – Dimensjonerende verdier [1]

Grunnlagsstandarden [1] angir  $\psi$ -faktorer for bygninger/konstruksjoner, hvor kombinasjonsfaktorene  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  og  $\psi_2$  blir bestemt ut ifra hvilken kategori nyttebelastningen tilhører. Vi har valgt å definere konstruksjonen som "lager" ettersom dette gir de største verdiene, og bruker tilhørende  $\psi$ -faktorer:

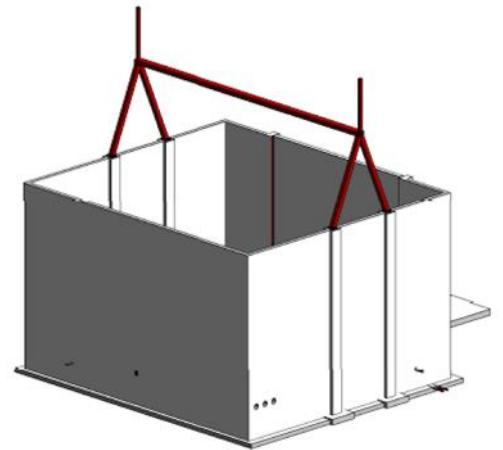
Last	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Nyttebelastningskategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):</b>			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt $\leq$ 30kN og høyst 8 seter utenom fører sete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt $\leq$ 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølast (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 <sup>1)</sup>	0,5 <sup>1)</sup>	0,2 <sup>1)</sup>
Vindlast (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 <sup>1)</sup>	0,2 <sup>1)</sup>	0 <sup>1)</sup>
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 <sup>1)</sup>	0,5 <sup>1)</sup>	0 <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter

Tabell 8: Verdier for  $\psi$  - faktorer for bygninger [1]

## 5.1 Dimensjonering betong

Som tidligere nevnt har vi valgt å legge vekt på dimensjonering av betongelementer. I dette kapittelet skal vi dimensjonere dekke og veggene til transformatorcellen. I henhold til problemstillingen benytter vi to metoder for å bestemme minimumsarmeringen for vanntette konstruksjoner. I beregningene benytter vi den største verdien fra de to metodene som dimensjonerende minimumsarmering.

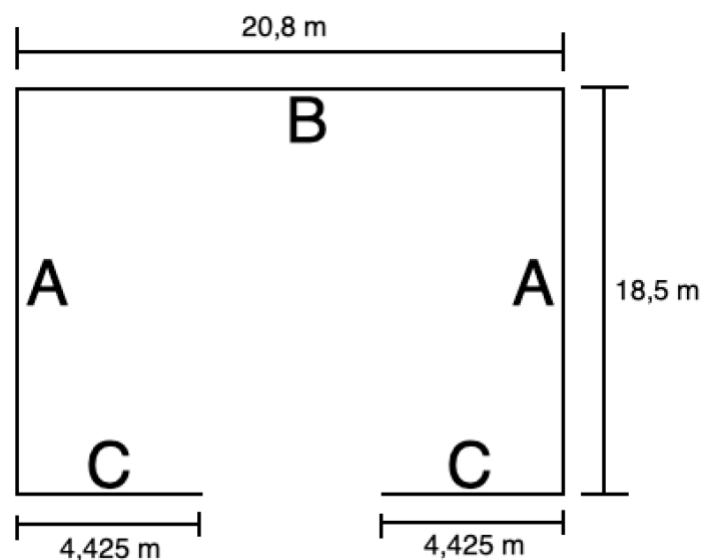


Figur 12: Modell av transformatorcellen, Vedlegg H

Alle konstruksjonselementene benytter seg av B35 betong og B500NC armering. Vi dimensjonerer konstruksjonen for en levetid på 100 år definert etter ISO 16204:2012 [9]. Dette er fordi konstruksjonen skal kunne stå vedlikeholdsfritt og motstå påvirkninger over lengre tid.

## 5.2 Utvendige vegger

Veggenes mål er basert på plantegninger gitt av Sweco, se vedlegg H. På bakgrunn av disse antar vi at alle vegger er 300 mm tykke og 12,85 m høye. Transformatorcellen er symmetrisk om midten og veggelementene blir derfor delt inn i tre deler (A, B, C), som illustrert under. I henhold til beredskapsforskriften dimensjonerer vi med dobbelarmert betongtverrsnitt.



Figur 13: Inndeling av veggelementer, sett ovenfra.

Lastene som virker på veggene er en vindlast på 1,63 kN/m<sup>2</sup> og en ulykkeslast på 4 kN/m<sup>2</sup>. Siden vindlasten har betydelig lavere verdi enn ulykkeslasten, har vi valgt å neglisjere vindlasten og dimensjonere for ulykkeslasten i bruddgrensetilstand. I bruksgrense vil det dimensjoneres med vindlast. Dette gjør at en eventuell ulykkeskontroll ikke vil være nødvendig.

Veggene er i praksis fastholdt langs tre sider, noe som betyr at kreftene bli fordelt på disse. For å regne ut opptredende krefter, bruker vi derfor en modell gitt i "Beton-Kalender 1976" (vedlegg G) for vegg A og B, mens vi må bruke et forenklet system for vegg C på grunn av annen geometri.

"Beton-kalender 1976" angir formel for moment- og skjærkraft avhengig av hvor på veggene man ønsker å finne kreftene. Vi har til sikker side valgt å bruke de største moment- og skjærkreftene som virker i horisontal og vertikal retning og dimensjonert for disse. Vi har antatt at veggene er fast innspent i bunn, og fritt opplagt langs sidene.

Beregning av opptredende krefter etter "beton-kalender 1976":

- Beregner forholdstallet:  $\frac{l_y}{l_x}$
- Finn opptredende krefter:

$$M_{y,max} = m_{yerm}$$

$$M_{x,max} = m_{xfrm}$$

$$V_{y,max} = q_{yerm}$$

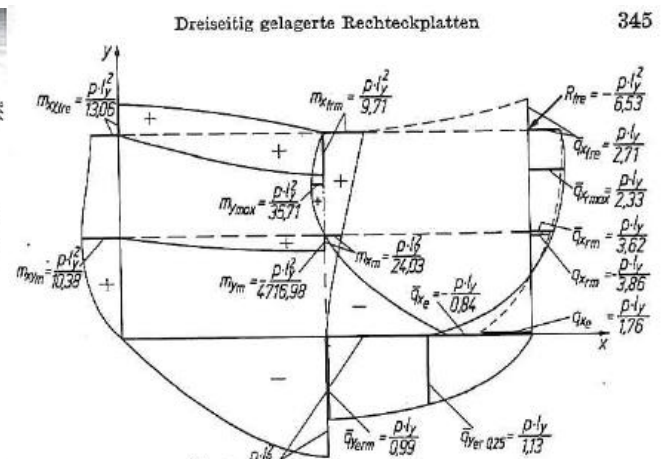
$V_{x,max}$ : interpolerer med verdiene fra figur 14.

3.2.2. Starre Einspannung des dem freien Rand gegenüberliegenden Randes und einspannungsfreie Lagerung der beiden anderen Ränder

$l_y : l_x$	0,25	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$m_{y,max}$	73,19	59,29	51,74	44,03	37,57	31,92	26,83	22,12	17,70	13,59	9,51	5,51	1,58	27,18
$m_{y,min}$	28,43	18,09	11,75	9,71	9,09	9,19	9,50	10,50	11,57	12,61	14,00	15,72	17,58	19,64
$m_{x,max}$	3,28	2,42	2,85	3,41	4,11	4,94	5,95	7,14	8,51	10,00	11,79	13,72	15,89	18,19
$m_{x,min}$	-15,60	-17,24	-18,58	-19,10	-19,08	-18,09	-16,95	-15,50	-13,70	-11,51	-9,00	-6,25	-3,28	182,38
$q_{y,max}$	8,00	8,30	8,11	7,70	7,08	6,21	5,05	3,67	2,13	0,48	-0,43	-1,26	-2,06	126,68
$q_{y,min}$	8,08	9,02	10,48	13,00	17,10	23,18	32,15	45,35	64,50	92,32	132,53	190,51	273,74	393,54
$q_{x,max}$	4,84	4,51	5,24	6,53	8,55	11,59	16,07	22,67	32,25	46,10	66,26	95,25	136,87	194,77
$q_{x,min}$	5,58	5,28	4,88	3,60	2,14	0,60	0,71	2,05	2,66	3,71	5,78	8,85	13,02	1,16
$f_{y,max}$	2,98	2,94	2,84	2,71	2,60	2,53	2,52	2,54	2,60	2,68	2,79	2,91	3,05	3,20
$f_{y,min}$	0,97	0,98	0,98	0,99	1,04	1,11	1,20	1,30	1,40	1,52	1,64	1,77	1,90	2,03

*Galt se 1987*

Tabell 9: Utdrag fra beton-kalender 1976 (Vedlegg G)



Figur 14: Utdrag fra beton-kalender 1976 (vedlegg G)

### 5.2.1 Resultat bruddgrensekontroll

#### Vegg A

Vegg A	Moment		Skjær	
	My (kNm)	Mx (kNm)	Vy (kN)	Vx (kN)
Opptredende krefter	200,6	108,5	69,5	33,5
Beregnet kapasitet	306,9	260,7	149,8	144,7

Tabell 10: Opptredende krefter og kapasitet i bruddgrense, Vegg A

Valgt armering for vegg A:

Vertikalarmering:  $\varnothing 20c125$ ,  $A_s = 2513,3 \text{ mm}^2$

Horisontalarmering:  $\varnothing 16c80$ ,  $A_s = 2513,3 \text{ mm}^2$

#### Vegg B

Vegg B	Moment		Skjær	
	My (kNm)	Mx (kNm)	Vy (kN)	Vx (kN)
Opptredende krefter	241,1	109	74,1	33,7
Beregnet kapasitet	306,9	260,7	156,3	144,7

Tabell 11: Opptredende krefter og kapasitet i bruddgrense, Vegg B

Valgt armering for vegg B

Vertikalarmering:  $\varnothing 20c110$ ,  $A_s = 2856 \text{ mm}^2$

Horisontalarmering:  $\varnothing 16c80$ ,  $A_s = 2513,3 \text{ mm}^2$

#### Vegg C

Ved beregning av de to veggene C, har vi brukt et forenklet system der vi beregner en horisontal platestripe som er fritt opplagt. Horisontalarmeringen dimensjoneres for opptredende krefter, og vertikalarmeringen blir minimumsarmering etter metode 1 og 2.

Vegg C	Moment	Skjær
	M (kNm)	V (kN)
Opptredende krefter	14,7	13,3
Kapasitet	312,3	136,8

Tabell 12: Opptredende krefter og kapasitet i bruddgrense, vegg C

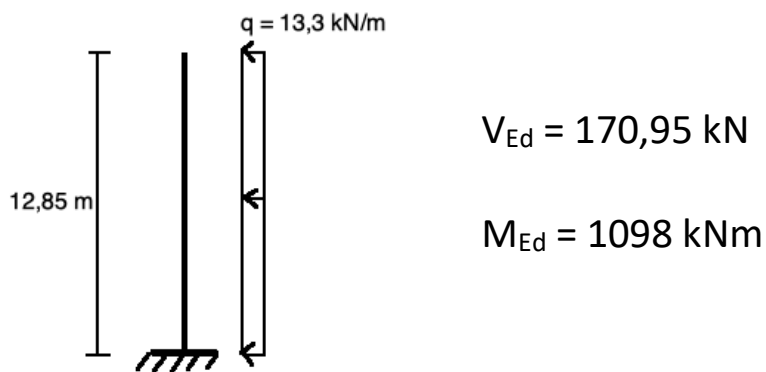
Valgt armering for vegg C

Vertikalarmering :  $\varnothing 16c140$ ,  $A_s = 1436 \text{ mm}^2$

Horisontalarmering :  $\varnothing 16c80$ ,  $A_s = 2513,3 \text{ mm}^2$

### Veggsøyle

Veggsøylen ligger på enden av vegg C. Lasten som virker på elementet vil være  $q = 13,3 \text{ kN/m}$ , som kommer fra skjærkraften på vegg C. Denne vil virke som en vertikal laststripe langs veggsøylen. Det statiske systemet er vist i figuren under. Betrakter og kontrollerer konstruksjonselementet som en bjelke.



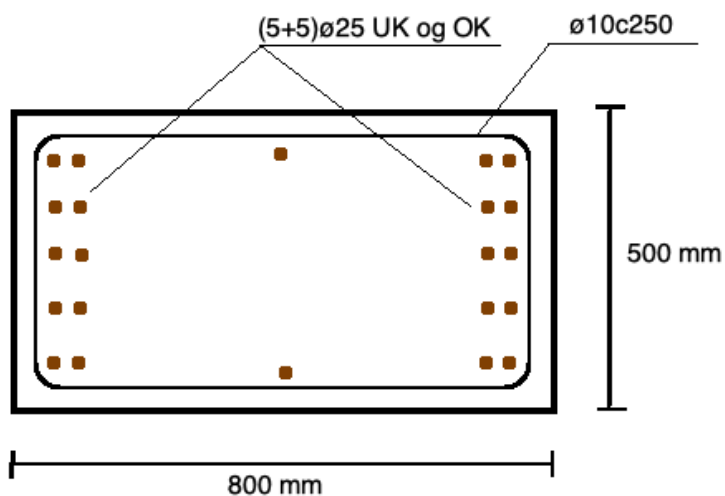
Figur 15: Statisk system for veggsøylen

Valgt armering for veggsøylen:

Lengdearmering: (5+5)  $\varnothing 25$ ,  $A_s = 4908 \text{ mm}^2$

Bøylearmering:  $\varnothing 10c250$

Skisse av valgt armering i veggsøyle:



Figur 16: Armeringsskisse av valgt armering i veggsøyle



## 5.2.2 Resultat bruksgrensek kontroll

### Vegger

I bruksgrense kontrolleres det for forskyvning og rissvidde. Vegg B er den største veggen og utsettes for størst krefter. Vi antar derfor at kontroll av vegg B er gjeldende for alle vegger. Vindlast er den eneste lasten som virker horisontalt på veggen i bruksgrense, og det kontrolleres kun for denne.

### Kontroll forskyvning

Ved beregning av forskyvning benytter vi oss av en forenklet modell. Vi ser på en fritt opplagt horisontal veggstripe.

Beregner kryptall etter tillegg (B.2) i betongstandarden [2], og får kryptall = 1,74.

Etter Tabell NA.A1.1 i grunnlagstandard [1] finner vi at  $q_f = 0,326 \text{ kN/m}$ . Ettersom dette er en korttidslast vil  $E_c = E_{cm} = 34000 \text{ N/mm}^2$ .

Til sikker side benytter vi risset stivhet (Stadium II) [10]. Videre beregner vi  $E_{clc} = 8,95 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$ . Fordi det er dobbeltarmert tverrsnitt vil ikke forskyvning grunnet svinn.

$$\text{Forskyvningen blir: } \frac{5}{384} \frac{g_f L^4}{E_c I_c} = 88,8 \text{ mm}$$

$$\text{Krav til forskyvning: } \frac{L}{200} = 104 \text{ mm}$$

Forskyvningen er innenfor maksimumskravet, men er likevel veldig stor. Dette kommer av at veggen har store dimensjoner og langt spenn. Vi har også brukt en forenklet metode, som ikke tar hensyn til at veggen har opplager langs tre sider, noe som gjør at den reelle forskyvningen vil bli mindre. Aktuelle tiltak for å redusere forskyvningen kan være å øke tverrsnittshøyden, men vi ser ikke det som nødvendig.

### Kontroll rissvidde

Benytter forenklet metode for beregning av rissvidde. Det må undersøkes for rissvidde i horisontal og vertikal retning. Vi har ingen langtidslaster, så velger å definere vindlast som en langtidslast, noe som er konservativt å anta.



Kontroll horisontal retning:

Etter tabell 7.2N [2] får vi at tillatt armeringspenning er  $200\text{N/mm}^2$ .

Beregnet armeringspenning er  $55,5\text{ N/mm}^2$ . Dette er godt innenfor kravene.

Kontroll vertikal retning:

Tillatt armeringspenning er  $160\text{ N/mm}^2$ , mens beregnet armeringspenning er  $21,7\text{ N/mm}^2$ .

Dette er godt innenfor kravene og rissvidde er OK.

Samlet resultat av bruksgrensekontroll, vegg B:

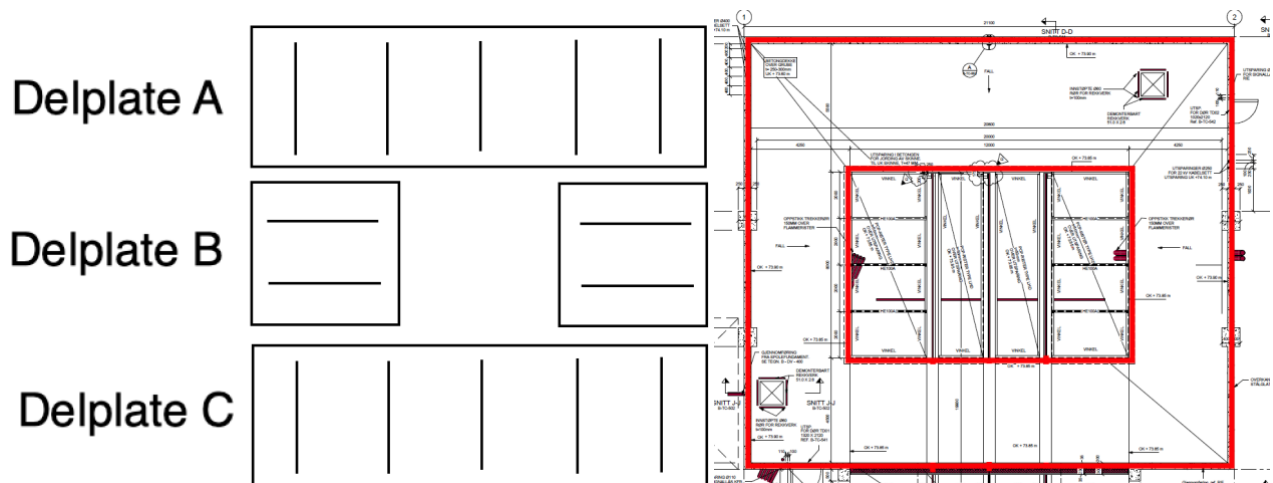
Kontroll av	Opptredende verdier	Maks krav
Rissvidde: ( $\sigma$ ) (horisontal)	$\sigma_s = 55,5\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{\text{tilatt}} = 200\text{ N/mm}^2$ $W_k = 0,2\text{ mm}$
Rissvidde: ( $\sigma$ ) (vertikal)	$\sigma_s = 21,7\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{\text{tilatt}} = 160\text{ N/mm}^2$ $W_k = 0,2\text{ mm}$
Nedbøyning	88,8 mm	$L/200 = 104\text{ mm}$

Tabell 13: Samlet resultat av bruksgrensekontroll, vegg B

### 5.3 Kontroll dekke

Dekkets geometri gjør at man ikke kan regne dekkets armering i ett system. Vi bruker en forenklet metode der dekke deles inn i delplater. Hver delplate regnes hver for seg før man til slutt skjøter sammen armeringen mellom delplatene. Det blir derfor et poeng å få samme senteravstand der skjøtene møtes. Vi velger å trykkarmere dekket med minimumsarmering. Dette vurderes som fornuftig for prosjektet og hindrer svinntøyning.

På bildet under er delplatene illustrert. Spennretningen er parallell med strekene tegnet på delplatene. Forenklet antar vi at hver delplate er fritt opplagt og beregninger gjøres for en platestripe på en meter bredde. Basert på plantegninger fra Sweco er dekkets tykkelse 250mm.



Figur 18: Inndeling av delplater

Figur 17: Dekkets geometri (vedlegg H)

Dimensjonerende laster på dekke etter grunnlagsstandard [1].

Egenlast:

Betong: 7,5 kN/m

Nyttelast:

Snølast: 3,15 kN/m

Brukskategori: 7,5 kN/m

Lift: 16,8 kN

### 5.3.1 Resultat bruddgrensek kontroll

Dekke er delt inn i delplater. Armeringen over spennet til delplatene vil være strekkarmeringen, mens vi kaller armeringen vinkelrett på denne for fordelingsarmering. I praksis vil denne fordelingsarmeringen være strekkarmering for konstruksjonen. Vi benytter derfor minimumsarmering for lengdearmering etter (NA.9.2.1.1(1)) [2] i beregningene.

#### Delplate A

Moment- og skjærkontroll:

Delplate A	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Opptredende krefter	91,7	58,3
Kapasitet	192,2	110

Tabell 14: Opptredende krefter og kapasitet, delplate A

Valgt armering:

Strekkarmering:  $\varnothing 16c140$  UK,  $A_s = 1436 \text{ mm}^2$   
 $\varnothing 12c120$  OK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$

Fordelingsarmering:  $\varnothing 12c120$  UK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$   
 $\varnothing 12c120$  OK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$

#### Delplate B

Moment- og skjærkontroll:

Delplate B	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Opptredende krefter	60,8	48,2
Kapasitet	192,2	97,7

Tabell 15: Opptredende krefter og kapasitet, delplate B

Valgt armering:

Strekkarmering:  $\varnothing 16c200$  UK,  $A_s = 1005 \text{ mm}^2$   
 $\varnothing 12c120$  OK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$

Fordelingsarmering:  $\varnothing 16c140$  UK,  $A_s = 1436 \text{ mm}^2$   
 $\varnothing 12c120$  OK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$

## Delplate C

Moment- og skjærkontroll:

Delplate C	Moment [kNm]	Skjær [kN]
Opptredende krefter	65,7	50
Kapasitet	192,2	110

Tabell 16: Opptredende krefter og kapasitet, delplate C

Valgt armering:

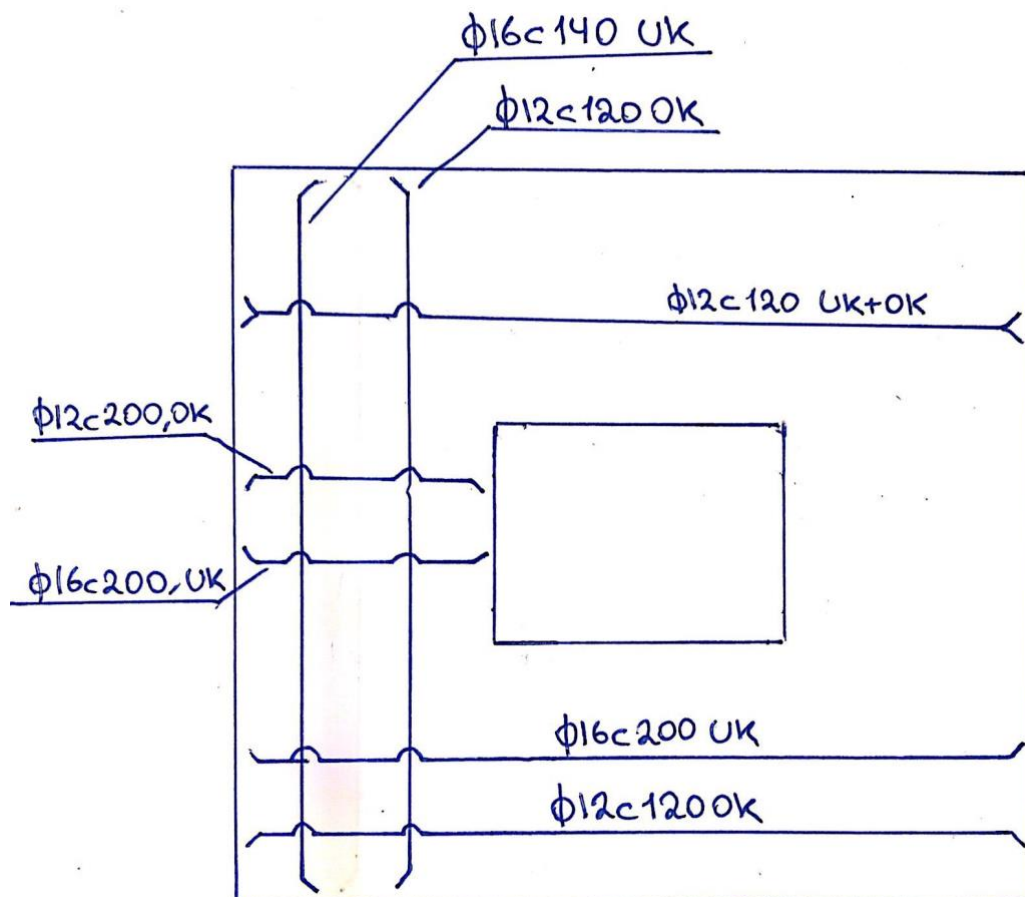
Strekkarmering:  $\phi 16c140$  UK,  $A_s = 1436 \text{ mm}^2$

$\phi 12c120$  OK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$

Fordelingsarmering:  $\phi 16c200$  UK,  $A_s = 1005 \text{ mm}^2$

$\phi 12c120$  OK,  $A_s = 942,5 \text{ mm}^2$

Armeringsskisse:



Figur 19: Oversikt over valgt armering i dekke

### 5.3.2 Resultat bruksgrensekontroll

Vi utfører bruksgrensekontroll i form av nedbøyning og rissvidde for delplate A. Den vil være dimensjonerende for de andre delplatene på bakgrunn av at denne har størst spenn og vil bli utsatt for størst krefter. Vi kontrollerer nedbøyningen over ett spenn, noe som gjør at beregnet nedbøyning vil bli større enn den reelle. I praksis virker også armeringen vinkelrett på spennet (fordelingsarmeringen) også imot nedbøyningen. Vi setter derfor kravet for nedbøyning lik  $L/200$ .

#### Kontroll nedbøyning:

Vi vet ikke når dekke blir belastet for nyttelast, og vi velger derfor samme kryptall for egenvekt og nyttelast. Beregnet kryptall etter (B.1) i betongstandarden [2] er:

$$\text{Kryptall: } \quad \varphi = 1,76$$

Dekket har dobbeltarmert tverrsnitt og eliminerer derfor nedbøyning grunnet svinn. Beregnet nedbøyning er 27,6 mm og makskravet til nedbøyning er 27,5. Dvs. at nedbøyningen er marginalt større enn kravet. Kontrollen er basert på at strekkarmeringen over det ene spennet vil alene stå imot nedbøyningen. I praksis vil det være strekkarmering i begge retninger som bidrar. Kontrollen er konservativ, og på bakgrunn av dette godkjenner vi denne.

#### Kontroll rissvidde:

Vi benytter oss av en forenklet kontroll av rissvidde basert på tillatt spenning. Tillatt spenning etter Tab. 7.2N [2] er  $200 \text{ N/mm}^2$  og beregnet spenning er  $173,2 \text{ N/mm}^2$ .

Kontrollen er derfor godkjent.

$$\sigma_s < \sigma_{\text{tillatt}}, \text{ OK}$$

Oversikt over bruksgrensekontroll av delplate A.

Kontroll av	Beregnet verdi	Maks krav
Nedbøyning	27,6 mm	$L/200 = 27,5 \text{ mm}$
Rissvidde: ( $\sigma$ )	$\sigma_s = 173,2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{\text{tillatt}} = 200 \text{ N/mm}^2$

Tabell 17: Oversikt over brukskontroll av delplate A

## 6 Resultat

### 6.1 Største krav til minimumsarmering

I henhold til problemstillingen skal vi undersøke ulike måter å beregne minimumsarmering for vanntette konstruksjoner. Vi har benyttet oss av to metoder for å beregne minimumsarmeringen i konstruksjonselementene. Metode 1 baserer seg på anbefalinger i betongstandard [2]. Metode 2 baserer seg på en grafisk fremstilling fra "Rolf Windels" etter Eurocode 2.

Det første vi skal se på er hvilken av metodene som gir størst minimumsarmering.

Tabell 18 og 19 sammenligner resultatet av beregnet minimumsarmeringen etter de to metodene:

#### Minimumsarmering dekke

Delplate	Armeringsretning	Metode 1 ( $A_{s_{min}}$ ) [ $\text{mm}^2$ ]	Metode 2 ( $A_{s_{min}}$ ) [ $\text{mm}^2$ ]
A	Lengdearmering	605,7	1000
	Fordelingsarmering	605,7	875
B	Lengdearmering	605,7	1000
	Fordelingsarmering	605,7	875
C	Lengdearmering	605,7	1000
	Fordelingsarmering	605,7	875

Tabell 18: Minimumsarmering i dekke etter metode 1 og 2

I beregningene av dekke, fikk metode 2 større minimumsarmering for lengde- og fordelingsarmering i alle delplatene, som markert i gult i tabell 18.

#### Minimumsarmering vegger

Vegger	Armeringsretning	Metode 1 ( $A_{s1}$ ) [ $\text{mm}^2$ ]	Metode 2 ( $A_{s1}$ ) [ $\text{mm}^2$ ]
A	Horisontal	2400	1200
	Vertikal	1200	1350
B	Horisontal	2400	1200
	Vertikal	1200	1350
C	Horisontal	2400	1200
	Vertikal	1200	1350
Veggsøyle	lengdearmering	605,3	1280

Tabell 19: Minimumsarmering vegger, etter metode 1 og 2

Ved beregning av vegger ble minimumsarmeringen etter de to metodene noe variert, som vist i tabell 19. For horisontalarmeringen fikk metode 1 størst minimumsarmering, mens for vertikal- og lengdearmering fikk metode 2 størst verdi.

Vanlig praksis iht. betongstandard [2] er å doble minimumsarmeringen etter vanlige formler. For horisontalarmeringen med særlig krav til tetthet benytter man derimot formel (7.1) etter NA.9.6.3 [2]. Denne formelen benyttes der det er begrensninger for rissvidde, og baserer seg på at armeringen skal ha nok heft for å begrense opprissing i områder med strekk. Det viser seg at denne formelen gir dobbelt så store krav til minimumsarmeringen, sammenlignet med metode 2.

## 6.2 Dimensjonerende minimumsarmering

For å kunne vurdere betydningen av beregnet minimumsarmeringen, skal vi se nærmere på hvor minimumsarmeringen ble dimensjonerende i konstruksjonen og av hvilken metode.

I dimensjoneringen av dekket benyttet vi en inndeling i delplater for å beregne armeringen. Vi beregnet lengdearmeringen og antok at fordelingsarmeringen til delplatene var minimumsarmering etter metode 1 og 2. Det er derfor ikke utregnet nødvendig armering for fordelingsarmeringen og minimumsarmeringen er derfor dimensjonerende. Oversikten under viser minimumsarmering for dekke etter metode 1 og 2 sammenlignet med beregnet nødvendig armeringsareal.

Delplate	Armeringsretning	Metode 1 ( $A_{S_{min}}$ )	Metode 2 ( $A_{S_{min}}$ )	Beregnet armering( $A_{S_{n\ddot{o}dv}}$ )
A	Lengdearmering	605,7	1000	1267,6
	Fordelingsarmering	605,7	875	-
B	Lengdearmering	605,7	1000	814,6
	Fordelingsarmering	605,7	875	-
C	Lengdearmering	605,7	1000	884,7
	Fordelingsarmering	605,7	875	-

Tabell 20: Oversikt over dimensjonerende armeringsareal for dekke (markert gult)

Som vist i tabell 20 blir minimumsarmering etter metode 2 dimensjonerende i alle tilfeller utenom lengdearmering i delplate A, der nødvendig armeringsareal overstiger  $A_{S_{min}}$ .

For vegger har vi beregnet horisontal- og vertikalarmering, samt lengdearmering for veggøylene. Tabellen under viser oversikt over beregnet minimumsarmering ( $A_{s_{min}}$ ) etter metode 1 og 2, sammenlignet med det nødvendige armeringsarealet.

Vegger	Armeringsretning	Metode 1 ( $A_{s_{min}}$ ) [ $\text{mm}^2$ ]	Metode 2 ( $A_{s_{min}}$ ) [ $\text{mm}^2$ ]	Beregnet $A_{s_{n\ddot{o}dv}}$ [ $\text{mm}^2$ ]
A	Horisontal	2400	1200	1271,8
	Vertikal	1200	1350	2272,4
B	Horisontal	2400	1200	1278,1
	Vertikal	1200	1350	2806,7
C	Horisontal	2400	1200	147,2
	Vertikal	1200	1350	-
Veggsøyle	lengdearmering	605,3	1280	3982,3

Tabell 21: Oversikt over dimensjonerende armeringsareal for vegger (markert i gult)

Som vist i tabell 21 er minimumsarmeringen dimensjonerende i fire av syv tilfeller. Metode 1 er dimensjonerende for all horisontalarmering. I beregninger av veggelement C benyttet vi en forenklet modell, der horisontalarmeringen ble beregnet, og vertikalarmeringen ble største minimumsarmering. Metode 2 ble dimensjonerende for vertikalarmeringen i vegg C.



## 7 Konklusjon

I henhold til problemstillingen har vi undersøkt to ulike metoder for å bestemme minimumsarmering i vanntette konstruksjoner. Metode 1 følger anbefalinger etter Norsk Standard [2] og metode 2 følger Rolf Windels metode.

I resultatet sammenlignet vi begge metodene og så på hvilken av dem som fikk største minimumsarmering. Metode 1 har størst minste verdi for horisontalarmering i vegger, mens metode 2 har størst minimumsarmering i resterende vegger og dekke.

Videre undersøkte vi om største minimumsarmering ble dimensjonerende i noen av konstruksjonselementene. Metode 2 ble dimensjonerende for alle delplatene, med unntak av lengdearmring i delplate A. Metode 1 viser seg å være dimensjonerende for all horisontalarmering i vegger. Videre ga metode 2 dimensjonerende vertikalarmring i vegg C. Resultatet viser at metode 2 gir generelt større krav for minimumsarmering, med unntak av horisontalarmering i vegg. Dette viser at metode 1 og 2 ikke er tilstrekkelige kontroller alene.

På bakgrunn av dette kan vi konkludere med at det er hensiktsmessig å benytte seg av begge metodene i beregning av minimumsarmering i vanntette konstruksjoner.

## 8 Litteraturliste

- [1] Norsk standard: *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*
- [2] Norsk standard: *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurocode 2: prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*
- [3] Norsk standard. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*
- [4] Byggforskserien: *520.055 Prosjektering og støping av vanntette betongkonstruksjoner*
- [5] Norsk standard: *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurocode 1: Laster på konstruksjonen. Del 1-4: Allmenne Laster. Vindlast*
- [6] Norsk standard: *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster. Snølast*
- [7] Norsk standard: *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske laster. Del 1: allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*
- [8] Byggforskserien: *471.041 Snølast på tak. Dimensjonerende laster, vår 2013*
- [9] Norsk standard: *ISO 16204:2012, Durability - Service life design of concrete structures*
- [10] *Betongkonstruksjoner formler og diagrammer NS-EN 1992-1-1, v/høgskolen på Vestlandet*
- [11] Norsk standard: *NS-EN 1992-3 + NA, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 3: Siloer og beholdere*
- [12] *Betongelementforeningen. (2011). Betongelementboken bind H – dimensjonering for jordskjelv. Oslo: Betongelementforeningen*

- [13] Energiloven (22.05.19): <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1990-06-29-50>
- [14] Beredskapsforskriften (22.05.19): <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2012-12-07-1157>
- [15] Graphische Rißbreitenermittlung für Zwang nach Eurocode 2, Beton- und Stahlbetonbau (1992), Rolf Windels. Side 189-191.