



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av bæresystem til
idrettshall Eidsvåg Skole

Structural design of support structure for
sportshall Eidsvåg Skole

Morten Waagenes og Einar Børve Guddal

Byggingeniør

Institutt for byggfag

Veileder: Trond Einar Martinsen

22.05.2023

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 arbeid på bachelorgraden vår på byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet, avdeling Bergen. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng, og er utført av Morten Waagenes og Einar Børve Guddal våren 2023.

Morten har gått studieretningen prosjektledelse med profil konstruksjonsteknikk, mens Einar har gått konstruksjonsteknikk. Begge har fullført flere av de samme emnene, blant annet stål- og betongkonstruksjoner. Konstruksjonsfagene har vært spennende, og det ble tidlig klart at vi ønsket en dimensjoneringsoppgave. Vi ønsket en oppgave med hovedfokus på betong, der vi kunne tilegne oss mer kunnskap og forståelse for betongkonstruksjoner.

Oppgaven er gitt av Sweco Norge AS, som presenterte oss flere spennende problemstillinger. Optimalisering av en tungt armert bakvegg på idrettshallen til Eidsvåg Skole, fanget umiddelbart interessen vår. Problemstillingen gav stort spillerom til å utforme oppgaven i den retningen vi ønsket. Med stadig økende krav til bærekraft i byggebransjen, har hovedfokuset vært å utforme et nytt bæresystem som er mer bærekraftig enn eksisterende. IFC-modell og plantegninger fra Sweco har blitt brukt som utgangspunkt ved utarbeidelse av nytt bæresystem. Det er lagt stor vekt på håndberegninger for å få en dypere forståelse bak beregningene.

Vi ønsker å takke Sweco Norge AS for en spennende og faglig krevende oppgave. Videre ønsker vi å rette en spesiell takk til veileder Trond Einar Martinsen, som har tatt seg god tid til hjelp med faglige utfordringer og vurderinger gjennom hele vårsemesteret.

Bergen, mai 2023



Morten Waagenes



Einar Børve Guddal

Sammendrag

Eidsvåg Skole skal totalrenoveres og Bergen kommune har i den sammenheng bestemt at det også skal bygges en ny idrettshall i området. Den er under bygging og Sweco AS har detaljprosjektert et bæresystem bestående av en massiv tungt armert betongvegg og et kraftig fagverk i stål, som bæring for taket. Målsettingen med denne oppgaven er å vurdere om alternative bæresystemer kan gi redusert materialbruk og dermed et mer bærekraftig bygg. Med bærekraft menes i denne oppgaven kun redusert CO₂ avtrykk, bærekraft med hensyn til økonomi eller sosiale forhold er ikke vurdert.

Opgaven starter med teori rundt bærekraft i byggebransjen og påvirkningskraften ingeniører har i prosjekteringsfasen. Etter en idémyldring ble tre alternative bæresystemer skissert med fokus på å minimere kreftene i konstruksjonen, som gjør det mulig å redusere tverrsnitts-dimensjoner og materialforbruk. Etter en sammenligning og vurdering ble ett av alternativene valgt for fullstendig dimensjonering.

Idrettshallen er dimensjonert for alle laster det kan bli utsatt for i brukstiden, etter bestemmelser i Eurokode. Betongveggen blir utsatt for store horisontalkrefter fra jordtrykk. Dette er ugunstig siden betong har lav strekkfasthet i forhold til trykkfasthet. Det å finne løsninger der jordtrykk blir redusert har vært en viktig del av oppgaven.

Alle last- og dimensjoneringer er utført ved håndberegninger i Mathcad og kontrollert med beregningsprogrammer fra Ove Sletten og i ISY-design. Dimensjoneringen er utført etter bestemmelser i Eurokode. Arkitektfiler og data mottatt fra Sweco er brukt som grunnlag for oppgaven.

Bæresystemets totale klimagassutslipp er regnet ut ved hjelp av livssyklusanalyse. Fordeler og ulemper med det alternative bæresystemet er vurdert og sammenlignet opp mot det brukt i prosjektet. Livsløpsvurderingene viser at det alternative bæresystemet har 52% lavere CO₂-ekvivalent utslipp enn prosjektets bæresystem. Dette viser at valg av bæresystem har stor betydning for miljøavtrykket og bør tas hensyn til i prosjektfasen.

Abstract

Eidsvåg School is to be completely renovated and Bergen municipality has decided in that context that a new sports hall will also be built in the area. It is under construction and Sweco AS has designed in detail a support structure consisting of a massive heavily reinforced concrete wall and a strong steel truss, as a support for the roof. The aim of this task is to assess whether alternative support systems can reduce material use and thus a more sustainable building. In this thesis, sustainability means only a reduced CO2 footprint, sustainability with respect to the economy or social conditions has not been assessed.

The assignment starts with theory about sustainability in the construction industry and the influence engineers have in the design phase. After brainstorming, three alternative support systems were outlined with a focus on minimizing the forces in the construction, which makes it possible to reduce cross-sectional dimensions and material consumption. After a comparison and assessment, one of the alternatives was chosen for complete dimensioning.

The sports hall is designed for all loads it may be exposed to during its service life, according to provisions in the Eurocode. The concrete wall is exposed to large horizontal forces from earth pressure. This is unfavorable since concrete has low tensile strength compared to compressive strength. Finding solutions where soil pressure is reduced has been an important part of the task.

All load and dimensioning are carried out by hand calculations in Mathcad and checked with calculation programs from Ove Sletten and in ISY design. Dimensioning has been carried out according to provisions in the Eurocode. Architect files and data received from Sweco are used as a basis for the thesis.

The carrier system's total greenhouse gas emissions have been calculated using life cycle analysis. The advantages and disadvantages of the alternative support system have been assessed and compared against the one used in the project. The life cycle assessments show that the alternative support system has 52% lower CO2-equivalent emissions than the project's support system. This shows that the choice of support system is of great importance for the environmental footprint and should be taken into account during the design phase.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	III
Abstract	IV
Innholdsfortegnelse	V
Figurliste	VII
Tabelliste	IX
Formelliste	IX
1. Innledning	1
1.1 Prosjekt Eidsvåg skole	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Avgrensinger.....	2
1.4 Bakgrunn	2
1.5 Metode	3
1.5.1 Norsk standard	3
1.5.2 Faglitteratur.....	4
1.5.3 Programvare	4
2. Teori	5
2.1 Lovverk og forskrifter	5
2.2 Grunnleggende om byggematerialer	6
2.2.1 Betong	6
2.2.2 Stål.....	6
2.2.3 Tre.....	7
2.3 Hva er bærekraft?	7
2.4 Hva kan ingeniører gjøre?	12
3. Bæresystem	12
3.1 Eksisterende system	12
3.1.1 Fundament	13
3.2 Valg av fundament	14
3.3 Fremgangsmåte/tankegang	15
3.4 Konstruksjonsteori	16
3.4 System 1: Betongvegg med utkrager	18
3.4 System 2: Betongsøyler med utkrager	19
3.5 System 3: Betongsøyler med lokk	20
3.6 Valg av bæresystem	21

4. Laster	22
4.1 Grunnlag	22
4.2 Egenlast	22
4.3 Nyttelast	23
4.4 Snølast	23
4.5 Vindlast	24
4.6 Seismisk last	25
4.7 Lastkombinasjoner og grensetilstander	28
4.7.1 Bruddgrense (ULS)	29
4.7.2 Bruksgrense (SLS)	29
4.7.3 Ulykkestilstand (ALS)	30
4.8 Oppsummering av laster	30
5. Dimensjonering	31
5.1 Fagverksbjelke	31
5.2 Lokk	32
5.3 Drager	34
5.4 Søyler	37
5.5 Fundament	42
5.6 Støttevegg	44
6. Klima og sammenligning av bæresystem	48
6.1 Livsløpsvurdering	48
6.2 Langsiktige faktorer	50
7. Diskusjon	51
8. Konklusjon	52
9. Videre arbeid	53
10. Referanser	54

Figurliste

Figur 1: Illustrasjon av prosjekt Eidsvåg skole og markert idrettshall	1
Figur 2: Lovhiearki (BFOBrann.no, u.å.).....	5
Figur 3: Breeam sertifiseringsklasser (Vision Energy, 2020)	8
Figur 4: Klimagassutslipp for vanlig konstruksjonsbetong (Norsk Betongforening, 2020)	9
Figur 5: Klimagassutslipp for ulike betongklasser fra NB37 (Hokksund Betong, 2021)	9
Figur 6: Armeringsstål (Celsa, u.å.).....	10
Figur 7: Konstruksjonsvirke (Moelven, u.å.).....	11
Figur 8: Oversikt opprinnelig bæresystem	12
Figur 9: Statisk system og formler fritt opplagt bjelke jevnt fordelt last (SINTEF 421.051,2019).....	13
Figur 10: Utdrag fra premissrapport for idrettshall	14
Figur 11: Skalltaket i Odda (Kraftmuseet, 2016)	16
Figur 12: Statisk system og formler for fritt opplagt bjelke med utkraging (SINTEF 421.051, 2019) ...	17
Figur 13: Snitt bæresystem 1.....	18
Figur 14: Illustrasjon bæresystem 2 - Søylar og dragere markert med gult.....	19
Figur 15: Snitt bæresystem 2.....	19
Figur 16: Snitt bæresystem 3.....	20
Figur 17: Brukscategori og karakteristisk nyttelast (EC0, 2008).....	23
Figur 18: Potensielle vindretninger og avstand til fjord (Kartverket, 2023).....	24
Figur 19: Valg av seismisk klasse (EC8, 2021).....	26
Figur 20: Valg av grunntype (EC8, 2021)	27
Figur 21: Verdier for partialfaktor (Ψ).....	28
Figur 22: Oversikt konstruksjonsdeler.....	31
Figur 23: Betonglokk markert med gult	32
Figur 24: Snitt armering lokk	33
Figur 25: Kontroll av nedbøyning lokk.....	33
Figur 26: Kontroll av rissvidde lokk.....	33
Figur 27: Betongdrager markert med gult	34
Figur 28: Armering og oversikt betongdrager, fra ISY-design	35
Figur 29: Nedbøyning drager.....	36
Figur 30: Rissvidde drager	36
Figur 31: Søylar markert med gult.....	37
Figur 32: Innfestning søyle – drager	37
Figur 33: Utdrag fra simulering av momentoverføring til søyle fra ISY-statikk.....	38

Figur 34: Knekkformer og knekk lengde ved ulike innfestninger (EC2)	39
Figur 35: Knekk lengde søyle	39
Figur 36: M-N diagram for rektangulær betongsøyle (Betongkompendium, u.å)	40
Figur 37: Utnyttelse for aksial- og momentkapasitet	40
Figur 38: Kontroll biaksial moment søyle, formel (5.39) i EC2	41
Figur 39: Innlagt armering søyler	41
Figur 40: Fundament markert med gult	42
Figur 41: Bæreevne kontroll	42
Figur 42: Krefter fundament og armerings plassering	43
Figur 43: Kontroll forankring	43
Figur 44: Støttevegg markert med gult	44
Figur 45: Utglidning- og vippingsscenario	44
Figur 46: Graf dimensjonerende jordtrykkskoeffisient (figur E.2 NS3479)	45
Figur 47: Fordeling av krefter på støttevegg	45
Figur 48: Illustrasjon armering støttevegg	46
Figur 49: Livsløp for produkter fra råvare til gjenbruk	48
Figur 50: CO ₂ -ekv utslipp opprinnelig bæresystem, fra vedlegg D1.1	49
Figur 51: CO ₂ -ekv utslipp forslag bæresystem, fra vedlegg D1.2	49

Tabelliste

Tabell 1: Oversikt brukte eurokoder 1	3
Tabell 2: Oversikt brukte programmer	4
Tabell 3: Brukte verdier til utregning grunnakselerasjon	27
Tabell 4: Sammenligning spissverdier for EC8 og NORSAR	28
Tabell 5: Oversikt lastfaktorer bruddgrense	29
Tabell 6: Oversikt lastfaktorer bruksgrense	29
Tabell 7: Oversikt lastfaktorer ulykkestilstand	30
Tabell 8: Opptredende karakteristiske laster påført idrettshallen.....	30
Tabell 9: Valgt armering lokk.....	32
Tabell 10: Sammenligning av laster påført drager	35
Tabell 11: Sammenligning av armering for drager mellom håndberegning og ISY-design	35
Tabell 12: Oversikt valgt armering fundament	43
Tabell 13: Oversikt valgt armering støttevegg	47

Formelliste

Formel 1: Karakteristisk egenlast	22
Formel 2: Snølast.....	24
Formel 3: Vindkasthastighetstrykk.....	25
Formel 4: Krav til lav seismisitet.....	27
Formel 5: Utregnet seismisitet med EC8 verdier	27
Formel 6: Utregnet seismisitet med oppdaterte NORSAR verdier	28

1. Innledning

1.1 Prosjekt Eidsvåg skole

Bystyret i Bergen Kommune vedtok i 2018 at Eidsvåg skole skulle rehabiliteres. Skolen skulle bli en ren barneskole og dimensjoneres for 300 elever med mulig utvidelse til 350 elever. Sammen med barneskolen skal det også bygges en ny stor idrettshall. Denne skal bygges inn i terrenget og taket skal bli en del av uteområdet til skolen. Både nybygget og idrettshallen skal ha passivhus-standard. Hele prosjektet har en kostnadsramme på 516 millioner kroner og er planlagt ferdig bygd i 2. kvartal 2024. Totalentreprenør på prosjektet er OBAS Vest AS, arkitekt er LINK arkitektur og prosjekterende er Multiconsult AS (Målsnes, 2019). Sweco Norge AS, heretter Sweco, fikk oppdraget med å detaljprosjekttere idrettshallen.



Figur 1: Illustrasjon av prosjekt Eidsvåg skole og markert idrettshall

1.2 Problemstilling

Et ferdigprosjektert bæresystem er utarbeidet av Sweco, og bygging av idrettshallen er godt i gang. Alternative bæresystem vil bli sammenlignet opp mot hverandre med hovedvekt på klimaavtrykk. Valgt bæresystem blir dimensjonert gjennom håndberegninger og kontrollert i beregningsprogram. Det blir videre sammenlignet opp mot opprinnelig bæresystem gjennom livsløpsvurdering. Målsettingen med oppgaven er å prosjektere et alternativt bæresystem som gir mindre materialbruk og klimaavtrykk enn eksisterende. Problemstillingen til oppgaven er følgende:

“Dimensjonering- og sammenligning av alternativt bæresystem for idrettshall sett i et bærekraftig perspektiv”.

1.3 Avgrensinger

For å begrense omfanget av oppgaven med hensyn til tidsbruk, er det valgt følgende avgrensninger:

- Det er kun bakveggen til idrettshallen som blir dimensjonert. Den regnes som frittstående og påvirkes ikke av andre bygg. Andre bygg på byggeplassen blir ikke kontrollert.
- Alle forbindelser som ikke er sett på antas å ha tilstrekkelig kapasitet.
- Ulykkeslaster som brann og eksplosjon blir ikke dimensjonert for.

1.4 Bakgrunn

Innen 2030 skal klimagassutslippene reduseres med minst 50% i forhold til 1990. Siste oppdaterte tall fra 2021 viser at reduksjonen er på kun 4,7% (Energi og klima, 2021). Innen 2050 skal Norge være et lavutslippssamfunn. Det betyr at klimagassutslippene skal reduseres så mye at det ikke oppstår skader på miljøet fra global oppvarming. Målet er at utslippene skal reduseres med minst 90% sammenlignet med 1990 (Klimaloven, 2017). Byggebransjen står for 15% av alt CO₂-utslipp i Norge, og har dermed stor påvirkningskraft for å nå klimamålene ved å redusere klimaavtrykket sitt.

Sweco presenterte gruppen et forslag til oppgave som handlet om optimalisering av en massiv betongvegg. Den omtrent 9 m høye betongveggen ble tilbakefylt med sprengstein. Dette skaper et stort horisontalt jordtrykk på veggen. Det å finne måter å redusere, fjerne eller bruke jordtrykket til konstruksjonens fordel er en viktig del av oppgaven.

På bakgrunn av det økte miljøfokus vil oppgaven se på ulike bæresystem som gir reduserte klimagassutslipp. Dette løses ved å sette opp et optimalisert bæresystem slik at kreftene som virker på veggen blir minst mulig. Resultatet er at tverrsnitt og materialforbruk reduseres. Redusert materialforbruk gir redusert klimaavtrykk og en mer bærekraftig konstruksjon.

1.5 Metode

Mottatte filer fra ekstern veileder hos Sweco er brukt som grunnlag for prosjektering og lastberegning. Dimensjonering ble hovedsakelig utført for hånd, og kontrollert i beregningsprogram. Problemer på veien ble drøftet og løst med veileder og bekjente. Alle løsninger som er utført i oppgaven oppfyller tekniske krav etter Norsk Standard.

1.5.1 Norsk standard

Alle håndberegninger og andre utregninger er utført etter bestemmelser i standarder, forskrifter og tillegg. Norsk Standard produseres av Standard Norge. Eurokodene NS-EN er utviklet av den europeisk standardiseringsorganisasjonen CEN. Se oversikt over brukte standarder i tabell 1.

Tabell 1: Oversikt brukte eurokoder 1

Standard	Forkortelse
NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1991: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner	EC1
NS-EN 1992: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner	EC2
NS-EN 1995: Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner	EC5
NS-EN 1997: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering	EC7
NS-EN 1998: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning	EC8

1.5.2 Faglitteratur

Publikasjoner fra Norsk Betongforening er brukt for å tallfeste klimautslipp. Oppdatert rapport fra NORSAR er brukt til jordskjelvkontroll. Formler fra «*Betongkonstruksjoner*» av Svein Ivar Sørensen er brukt til dimensjonering av lokk og drager. SINTEF Byggforskserien og Byggteknisk forskrift (TEK17) er brukt til å utfylle bestemmelser i Norsk standard.

1.5.3 Programvare

Det er valgt å føre håndberegninger i Mathcad. Programmet har et oversiktlig brukergrensesnitt og fungerer som et regneark der variabler enkelt kan endres på. Dette er gjør det enkelt å gjenbruke variabler til andre beregninger. Solibri er et enkelt BIM-program som er brukt til å studere 3D-modellen av idrettshallen. Livsløpsvurderinger av de forskjellige bæresystemene er utført ved simulering i One Click LCA. Vurderingen tar hensyn til alle utslipp gjennom livsløpet til konstruksjonen. OS-prog er en samling av enkle beregningsprogrammer fra Ove Sletten. OS-prog Lastberegning er brukt til å kontrollere håndberegningene av snø- og vindlast. OS-prog K-bjelke er brukt til å kontrollere armering for den kontinuerlige betongbjelken. Betongdokumentene i ISY-design er brukt til å kontrollere håndberegninger. ISY-statikk er brukt for å simulere samvirke mellom bjelke og søyle, slik at momentoverføring kan kvantifiseres. Skisser av bæresystem og forbindelser er tegnet for hånd. Se ellers tabell 2 for oversikt over brukte programmer.

Tabell 2: Oversikt brukte programmer

Produsent	Navn	Versjon
PTC	Mathcad Express Prime	8.0.0.0
Solibri	Anywhere	2023
Finnish Bionova Ltd	One Click LCA	0.14.0
OS-prog	Lastberegning	2023
	K-Bjelke	2023
Norconsult Informasjonssystemer AS	ISY-design	8.4.1

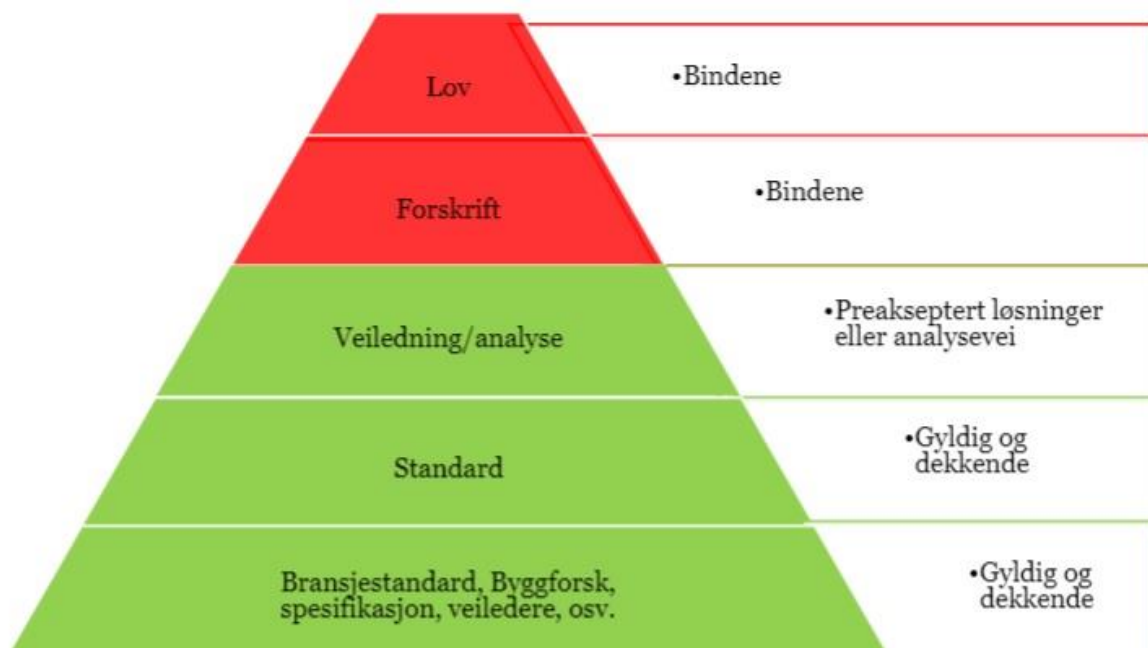
2. Teori

2.1 Lovverk og forskrifter

Plan- og bygningsloven gir bestemmelser om hvordan arealer skal brukes. Loven stiller blant annet krav til material, utførelse og kontroll. Loven er viktig for å sikre at byggverk er trygge, bærekraftige og samfunnsøkonomiske. Detaljerte krav gis i byggt teknisk forskrift (Plan- og bygningsloven, 2008).

Byggt teknisk forskrift (TEK) er fastsatt etter hjemmel i plan- og bygningsloven av direktoratet for byggkvalitet (DiBK). Den viser de tekniske minimumskravene for byggverk som lovlig skal settes opp i Norge. Dokumenterte løsninger og anbefalinger gis i Byggforskserien, utgitt av SINTEF. Serien er et godt verktøy for ingeniører i prosjekteringsfasen av bygningskonstruksjoner. Alle løsninger i Byggforskserien oppfyller minimumskravene i TEK17 (DiBK, 2017).

Utfyllende bestemmelser er gitt i standardene til Norsk Standard (NS). En standard er en felles «oppskrift» med oversikt over minimumskrav som skal følges (Standard Norge, 2021). Eurokodene er utgitt av Norsk standard og brukes til dimensjonering og dokumentasjon for å vise at et en oppnår kravene i byggt teknisk forskrift (Standard Norge, u.å.).



Figur 2: Lovhierarki (BFOBrann.no, u.å.)

2.2 Grunnleggende om byggematerialer

2.2.1 Betong

Betong er sterkt materiale som for seg selv har gode egenskaper til å ta opp trykk, men dårlige til å ta strekk. Dette gjør at det må armeres med stålstenger for å øke strekkapasiteten (Brørs, u.å.).

Kvaliteten av betongen klassifiseres etter fasthet-, bestandighet- og eksponeringsklasse.

Fasthetsklassen beskriver trykkfastheten. Bestandighetsklassen gir krav til materialsammensetning for å tåle miljøpåkjenningen, mens eksponeringsklasse klassifiserer miljøpåkjenningen (SINTEF 520.026, 2004). Betong brukes i alt fra vegger, søyler, fundament, dekker med mer.

Armert betong er det mest brukte byggemateriale og står for omtrent halvparten av verdens byggematerialer. Det er fleksibelt og kan brukes til både plastøppte konstruksjoner og i prefabrikkerte element. Betong har lang levetid samt lave vedlikeholdskostnader. Den lave varmeledningsevnen gjør betong motstandsdyktig mot brann (Wikipedia, 2022).

2.2.2 Stål

Stål som byggemateriale har god trykk- og strekkapasitet, og blir regnet som det viktigste konstruksjonsmateriale i verden på grunn av høy styrke i forhold til vekt (Eriksson, u.å.). Den lave egenvekten og gode styrken gir mulighet for store spennvidder. Stålkvalitet klassifiseres etter bruddstyrke, flytegrense og strekkfasthet. Vanlige bruksområder for stål kan være bjelker, søyler, plater, armeringsjern, bolter og wirer.

Ståltypen bestemmes hovedsakelig av jern- og karboninnholdet. I Norge brukes vanligvis kamstål i teknisk klasse B500NC, fremstilt etter krav i NS 3576-3, som armering. Kamstålet har en karakteristisk flytegrense opptil 500 MPa og leveres i diametere fra 6 mm til 40 mm (Celsa, 2000).

Ubeskyttet stål er utsatt for korrosjon når det kommer i kontakt med luft og fuktighet. For å hindre korrosjon kan stål overflatebehandles eller legeres gjennom galvanisering samt andre metoder (Bygg og bevar, 2019). Stål har høy varmeledningsevne som gjør den lite motstandsdyktig mot branntilstander. Ved 500 °C er bærekapasiteten halvert, og stål bør i mange tilfeller brannisoleres for å oppnå branntekniske krav (Rockwool, u.å.).

2.2.3 Tre

Tre er et bygningsmateriale som har høy styrke i forhold til vekt. Dette gjør det mulig med store spennvidder. Det har gode egenskaper til å ta opp strekk i fiberretning, men dårlige på tvers av fiberretningen. Trykkfastheten er mye lavere enn strekkstyrken, fordi fibre presses fra hverandre ved trykk i lengderetning. Norsk konstruksjonsvirke er hovedsakelig laget av gran eller furu og klassifiseres etter fasthetsklasse. Fasthetsklassen angir bøyefastheten, som er en kombinasjon av strekk og trykk. Fasthetsklassen brukes til dimensjonering av bærende konstruksjoner (SINTEF 571.524, 2015).

Trevirke kan trykkimpregneres ved å presse inn kjemikalier i trevirket. Dette øker holdbarheten betydelig. Under brann blir overflaten forkullet. Dette gir et beskyttende lag og gjør at bæreevnen til konstruksjonen varer lengre. Tre er et rent naturprodukt som tar opp og lagrer CO₂ gjennom levetiden (Trefokus, 2004). Tilveksten av nye trær i Norge er 35 % større enn avvirkningen, så tilgangen til materialet er veldig god (NIBIO, 2021). Trevirke brukes til bindingsverk, bjelker, stendere, kledning, plater med mer. Det er lett å bearbeide og kan enkelt tilpasses til ulike formål (Trefokus, 2004).

2.3 Hva er bærekraft?

Bærekraft kan beskrives som balansen mellom å møte dagens behov, uten å ødelegge for behovene til fremtidige generasjoner. Det handler i bunn og grunn om å ta vare på klimaet og planlegge hvordan det skal tas vare på fremover. For å oppnå dette må CO₂-utslippene reduseres (FN, 2021).

Når drivhusgasser fanger opp langbølget varmestråling fra jorden, fører det til økt temperatur på jordkloden. CO₂-utslipp er en viktig drivhusgass og blir regnet som hovedårsaken til global oppvarming (Mamen & Benestad, 2023). Det skjer ved utslipp av karbondioksid gjennom naturlige prosesser og menneskelig aktivitet. Store mengder CO₂ slippes ut gjennom forbrenning av kull, olje og naturgass. Andre klimagasser som metan, lystgasser og fluorgasser bidrar også til klimaendringer. For å kunne sammenligne utslippene regnes klimagassene om til CO₂-ekvivalenter (CO₂-ekv). Størrelsen på CO₂-ekv avhenger av mengde, densitet og utslippsfaktor. Utslippsfaktoren sammenligner 100-års oppvarmingspotensialet (GWP₁₀₀) til klimagassen med CO₂ sitt GWP₁₀₀, som er lik 1. CO₂-ekv gir ut et mål på det totale klimagassutslippet. Et tonn CO₂ er lik en CO₂-ekv (Toutain, 2022).

For å bevisse at et byggeprosjekt tilfredsstiller klimakrav, kan det miljøsertifiseres. Denne er frivillig, men blir sett på som et stort kvalitetsstempel. Den mest brukte miljøsertifiseringen for byggeprosjekt i Norge er BREAAAM-NOR. Den retter seg hovedsakelig mot større rehabilitering og nybygg. Prosjektene blir vurdert ut fra et livsløpsperspektiv og klassifisert etter oppnådd poengsum. Det blir sett på materialbruk, arealbruk, transport, helse og innemiljø. Prosjektet blir tildelt stjerne etter oppnådd poengsum. Figur 3 viser skalaen som går fra 1 stjerne («Unclassified») til 6 stjerner («Outstanding») etter hvor bærekraftig prosjektet er (Karlsen, 2023). For å oppsummere miljøprofilen til et produkt kan det miljødeklarerer, også kjent som Environmental Product Declaration (EPD). EPDene lages etter en livsløpsanalyse (LCA) og følger bestemmelser i ISO-standarder. Alt fra prosesser til møbler til konstruksjonsdeler kan miljødeklarerer (EPD Norge, u.å.).

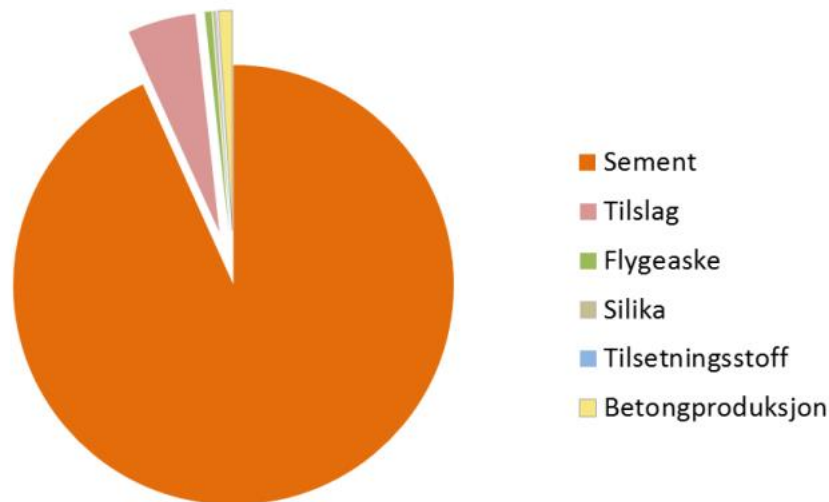


Figur 3: Bream sertifiseringsklasser (Vision Energy, 2020)

Byggebransjen er fastlands-Norges største næring etter omsetning og arbeidsplasser, og står for hele 15% av totalt CO₂-utslipp i Norge. På globalt nivå er det regnet ut at byggebransjen står for 40% av totalt CO₂-utslipp, 40% av energiforbruk og 40% av avfall (Tekna, 2022). For å nå klimamålene er byggebransjen nødt til å gjøre endringer. Bransjen kan bruke mer bærekraftige materialer, resirkulere mer, rive mindre og gjenbruke materialer på en bedre måte (Codex Advokat, u.å.).

Betong

Betong krever minimalt med vedlikehold og har en lang levetid sammenlignet med andre byggematerialer. Det produseres ved bruk av naturmaterialene vann, sand og stein. Betong kan resirkuleres og brukes som tilslag i nye konstruksjoner (Betong Norge, u.å.). Dagens betong blir ikke sett på som bærekraftig på grunn av store utslipp fra produksjonen av sement. Sementproduksjonen står for hele 90% av total utslippene, se figur 4.



Figur 4: Klimagassutslipp for vanlig konstruksjonsbetong (Norsk Betongforening, 2020)

Ved å tilsette silikastøv og flygeaske eller andre hydrauliske bindemidler får man lavkarbonbetong. Denne betongen har vesentlig lavere CO₂-utslipp pr kubikk (CO₂-ekv/m³) enn vanlig betong, se figur 5 for sammenligning. Klimagassutslippene blir utregnet for 1 m³ betong og dekker hele livsløpet, fra råvareuttak til ferdigblandet betong som forlater fabrikk (Hokksund Betong, 2021). Det er viktig å velge riktig fasthet og bestandighetsklasse. Miljøavtrykket kan reduseres ved å gå over til lavkarbonbetong, men bruk kan være utfordrende da det øker kostnadene, forlenger herdetiden og påvirker støpeevnen (Martinsen & Nilsen, 2020).

Fasthetsklasse ¹⁾ og lavkarbonklasse	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65
Maksimalt tillatt klimagassutslipp [kg CO ₂ -ekv. pr m ³ betong]							
Bransjereferanse	240	260	280	330	360	370	380
Lavkarbon B	190	210	230	280	290	300	310
Lavkarbon A	170	180	200	210	220	230	240

Figur 5: Klimagassutslipp for ulike betongklasser fra NB37 (Hokksund Betong, 2021)

Etter betongen er støpt, vil den ta opp CO₂ gjennom karbonatisering. Prosessen består av at CO₂ trekker inn i vannlommer i betongen, kalsiumoksidene reagerer så med CO₂ + vann og tar opp CO₂-utslipp. Dette skjer fra overflaten, som betyr at større overflate gir mer karbonatisering. Gjennom levetiden tar betongen opp 15% av utslippene som kommer fra sementproduksjonen gjennom karbonatisering (Norsk Betongforening, 2018). Bruk av lavkarbonbetong gir økt fare for armeringskorrosjon siden motstanden mot karbonatisering er redusert. Levetiden til konstruksjonen har stor betydning for livsløpsvurderingen, forkortelse LCA. For tidlig rivning eller rehabilitering vil ha sterk negativ miljøeffekt (Norsk Betongforening, 2020).

Stål

Stål er et av få materialer som kan brukes om igjen uten tap av kvalitet eller styrke. Det er 100% resirkulerbart og står for omtrent 7% av verdens totale CO₂-utslipp (Tata Steel, u.å.). For europeiske stålprodusenter slippes det i snitt ut 1,4 tonn CO₂-ekv per tonn stål. Utslipet varierer fra type stål, legering og hvor det er produsert (Norsk Stål, 2022). Norsk armeringsstål, vist i figur 6, er et av de mest miljøvennlige i Europa. Celsa Steel Service er en stor Nordisk produsent av armeringsstål. Stålet de produserer har et klimaavtrykk på 339 kg CO₂-ekv per tonn stål (Celsa, 2021).

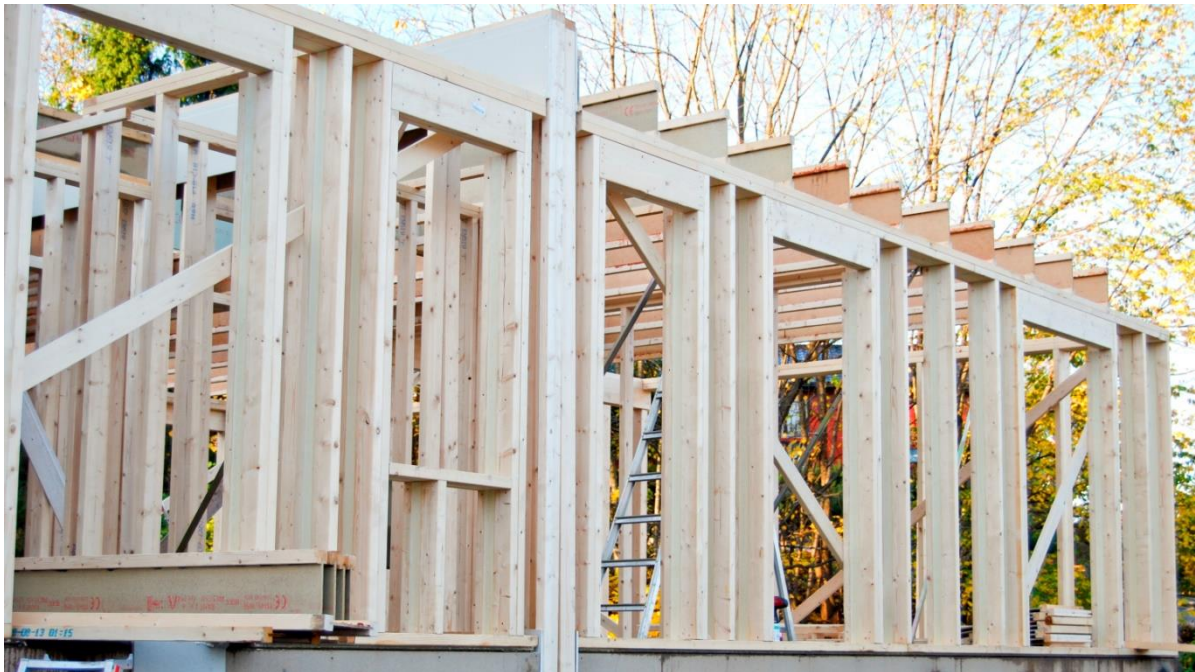


Figur 6: Armeringsstål (Celsa, u.å.)

Tre

Tre blir regnet som et av de mest bærekraftige byggematerialene i Norge. Det er en fornybar naturressurs som enkelt kan gjenvinnes og gjenbrukes. Produksjonen av trematerialer baseres på bruk av fornybar energi. Når trær vokser omdanner de CO₂ til biomasse gjennom fotosyntese. Etter treet brytes ned eller brennes slippes det ut igjen CO₂. Ved å bruke tre i konstruksjoner forsetter det og ta opp CO₂ og fungerer som et karbonlager. En kubikk trevirke i en bygnings-konstruksjon lagrer hele 0,8 tonn CO₂. Jorden inneholder to til tre ganger så mye karbon som atmosfæren og endringer i karbonlagrene vil føre til økning av CO₂-nivået i atmosfæren. Over sin livssyklus er tre det eneste byggematerialet som fjerner mer CO₂ fra atmosfæren enn det tilfører (Trefokus, 2004).

Mengde av karbon som blir lagret i treprodukter, øker jo lengre produktet er i bruk. Det er derfor viktig å legge til rette for lang levetid. Konstruksjoner bygget med trevirke av høy kvalitet kan stå i mange hundre år. Eksempler på dette er gamle stavkirker som ble bygget med malmfuru med mye kjerneved. Kjerneveden har en naturlig impregnering som motvirker råte. I dag presses kobber inn i trevirke for å beskytte det, se figur 7. Dette har stor innvirkning på levetiden, og hvor bærekraftig det er (Trefokus, u.å.).



Figur 7: Konstruksjonsvirke (Moelven, u.å.)

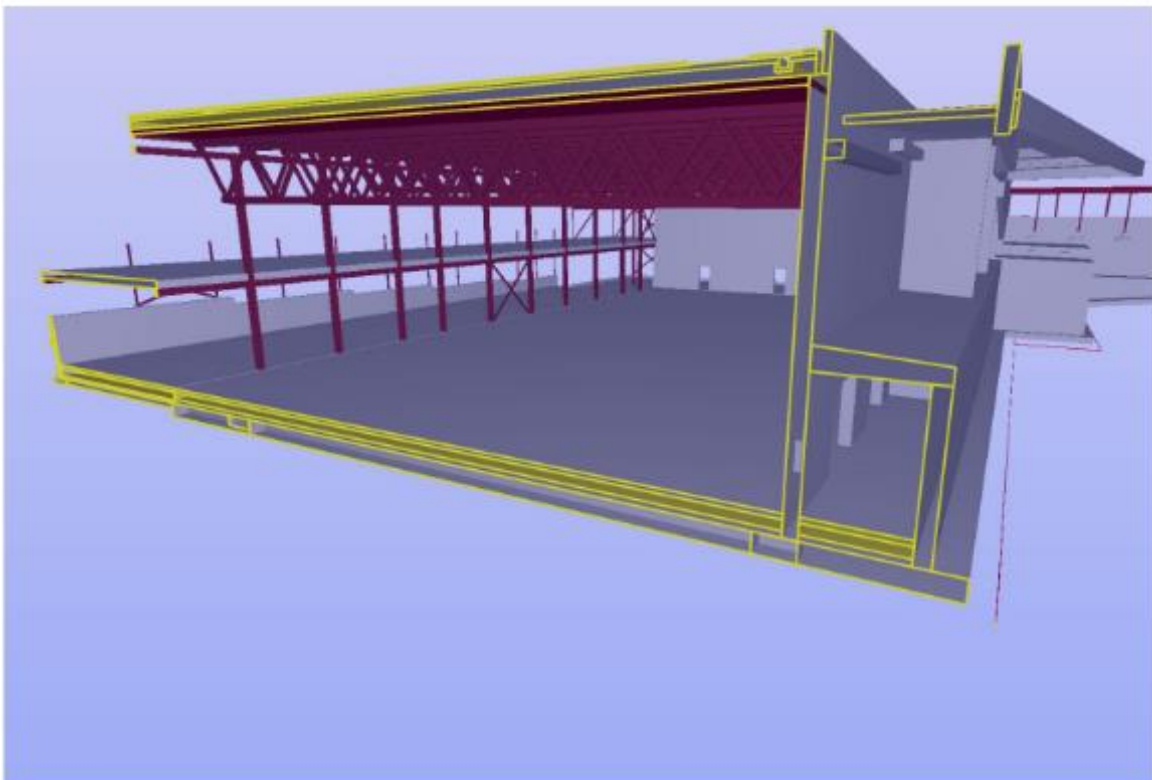
2.4 Hva kan ingeniører gjøre?

Det viktigste tiltaket for å få ned klimaavtrykket, er å redusere bruken av materialer. Rådgivende ingeniører bygg (RIB) har stor påvirkningskraft under prosjekteringsfasen. Optimalisering av bæresystem med gunstige spenn og tverrsnitt, kan gi store materialbesparelser (Godfrey, u.å.).

3. Bæresystem

Bæresystemet sin funksjon er å føre alle lastene ned i grunnen. Det er det som gjør at en konstruksjon står oppreist. Et bæresystem kan bestå av bjelker, søyler, vegger, dekker samt kombinasjoner av disse (Thue, 2022).

3.1 Eksisterende system

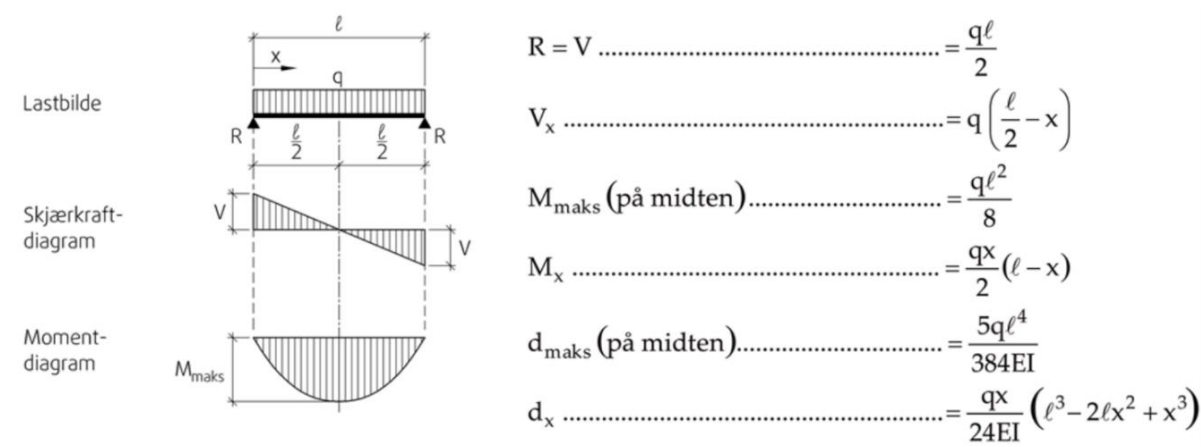


Figur 8: Oversikt opprinnelig bæresystem

Et ferdigprosjektet bæresystem for idrettshallen er utarbeidet av Sweco, se figur 8. Bæresystemet blir bygget i stål og betong dert taket blir bært av kraftige 25.56 m lange fagverksbjelker i stål. Disse ligger med en senteravstand på 2 m. Oppå fagverksbjelkene monteres det selvbærende takplater,

130 mm Q-dekke. Dette er antageligvis gjort for å få en lett takkonstruksjon som ikke har lange spenn i tverretning. Fagverksbjelkene hviler på en 9 m høy massiv betongvegg. Betongveggen er tilbakefylt med sprengstein, som gjør at det oppstår jordtrykk på konstruksjonen. Jordtrykket virker som en trekantlast horisontalt på veggen. Utvendig er veggen kledd med 200 mm trykkfast isolasjon XPS300.

Materialrom er bygd inn i veggen med skillevegger som fungerer som avstivende ribber. Disse, i lag med taket til materialrommet, stiver av veggen. Fagverksbjelker er fritt opplagt og belastet med jevnt fordelt last fra taket. Dette gir formler for skjær, moment og nedbøyning som vist i figur 9.



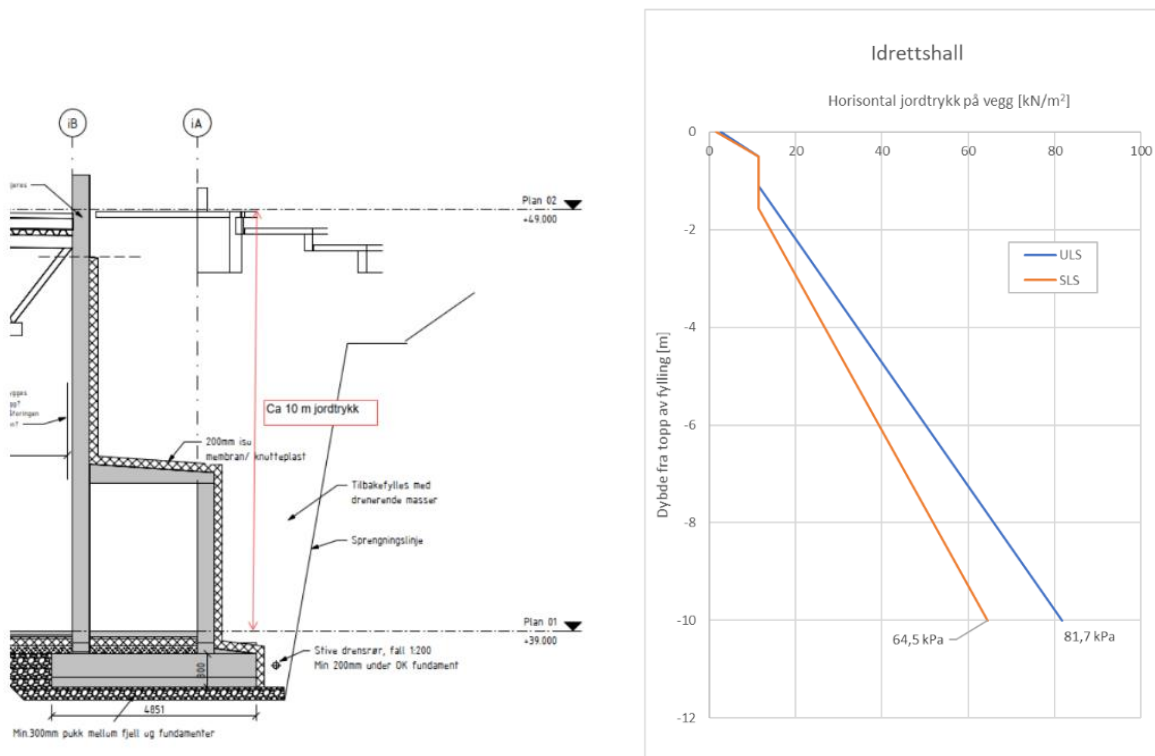
Figur 9: Statisk system og formler fritt opplagt bjelke jevnt fordelt last (SINTEF 421.051, 2019)

3.1.1 Fundament

Fundamentet skal støtte opp, og overføre lastene som virker på konstruksjonen ned til bakken. Lastene som føres ned i et fundament kan enten virke sentrisk eller eksentrisk. Fundamentet får en bestemt bæreevne som avhenger av lasten, materialfaktor, bæreevnefaktor og udrenert skjærstyrke. Denne bæreevnen sier noe om hvor mye belastning grunnen tåler før den gir etter (SINTEF 511.101, 2012).

For å velge fundament er man avhengig av å vite noe om grunnforholdene på byggeplassen. Under detaljprosjekteringsfasen utarbeidet Sweco en geoteknisk rapport for byggeplassen, se vedlegg C1.4. Multiconsult utførte grunnundersøkelser på tomten i 2018. Undersøkelsene viste at det er kort vei ned til berg. Idrettshallen ble etter premissrapport direktefundamentert på minimum 300 mm komprimert sprengsteinspute. Maksimalt grunntrykk på fundamenter er oppgitt til 500 kN/m². Rapporten anbefaler å beregne jordtrykk som hviletrykk, siden det antas at veggen i liten grad

forskyves. Horisontalt jordtrykk på veggen er $81,7 \text{ kN/m}^2$ og dynamisk jordskjelvlaster er på $10,7 \text{ kN/m}^2$, uten lastfaktorer. Se figur 10 for utregnet jordtrykk.



Figur 10: Utdrag fra premissrapport for idrettshall

Under fundamentet til bakveggen vil det virke både moment- og aksiallaster. Aksiallaster vil trykke det ned og være med å stabilisere, mens momenter prøver å rotere fundamentet. Dette fører til strekkrefter i under- og overkant av fundament, som må tas opp av armering. Laster ned i fundamentet er fordelt over to vegger og virker som to punktlaster. Dette kan føre til gjennomlokkingsproblematikk, som må kontrolleres.

3.2 Valg av fundament

Ved å endre belastningen på et sammentrykkbart materiale, vil det oppstå deformasjoner. Lastpåføring fører til setninger, som vil si at terrenget synker. Lastavlastning fører til svelling, som betyr at terrenget hever seg. Setninger i seg selv er uproblematisk, men det er forskjeller i setninger for ulike deler av bygget som gir skader. Dette kalles differansesetninger og kan oppstå når en del av bygget står på fjell, mens en annen er på sprengstein. Dette kan føre til store skader på et bygg (Thue, 2023). Når fjell blir sprengt ut kan det føre til sprekker, bevegelser og ujevnheter i fjellet. Dette kan også påvirke stabiliteten til konstruksjonen.

I opprinnelig system er det ingenting som holder bygget fast fra å gli bort fra fjellet. Jordtrykk vil presse det bort og moment forsøke å velte det. Siden bygget har høy egenvekt, vil det bidra til å motvirke dette noe. Utglidning og rotasjon må tas hensyn til. Rotasjon er løst ved å bygge konstruksjonen på en 5000x622 mm tykk såle. Dette øker stabilitet og bæreevne, siden grunntrykk fra fundamentet til sprengstein minker. For å hindre utglidning må det plasseres en konstruksjon som hindrer bygget i å gli bort fra veggen, noe som ikke er gjort for opprinnelig bæresystem.

Det er kort vei til fjell i området og tomten til idrettshallen skal sprenges ut. Dette gjør at en står åpen til valg av fundament. For å unngå rotasjon- og utglidningsproblematikk velger vi å fundamentere direkte på fjell. Dette gjør at størrelsen på fundamentet kan reduseres, da det er fjellet som tar kreftene og ikke fundamentet. Bæreevnen til fjell er betydelig større enn bæreevnen til sprengsteinsmasser. Siden fjell ikke er komprimerbart, unngås all setningsproblematikk.

Videre blir alle presenterte system fundamentert **direkte på fjell**.

3.3 Fremgangsmåte/tankegang

Tidlig fokus var å finne et bæresystem som reduserte kreftene på veggen. Da det kom store krefter fra jordtrykket, ble det sett på ulike måter å redusere disse. Blant annet ble det vurdert å bruke lettere tilbakefyllingsmasser, som Leca Lettklinker. Dette er et rent naturprodukt som kan gjenbrukes tilnærmet uendelig, og kan gi inntil 80% reduksjon av jordtrykk (Leca Norge AS, 2022).

Gjennom ekstern veileder ble det formidlet at egenfrekvens var utfordrende for de lange fagverksbjelkene. Egenfrekvens er beregnet til ca. 5,4 Hz, noe som er større enn kravet på 8 Hz. Løsninger som reduserte spennlengder ble vurdert. Blant annet ved å sette opp skråavstivere fra vegg og opp til tak. En slik løsning ble vurdert som begrensende for bruken av idrettshallen. For å begrense omfanget på oppgaven er det valgt å gå videre med opprinnelig løsning for fagverksbjelkene.

I møter med veileder fra HVL ble ideer for alternative bæresystem diskutert og vurdert. For å begrense oppgaven ble det valgt å vurdere videre de tre alternativene antatt mest aktuelle.

3.4 Konstruksjonsteori

Spennarmert betong

Tidlig i prosjektet ble det hentet inspirasjon fra ulike bygg, blant annet skalltaket i Odda. Skalltaket ble bygget i etterkrigstiden, en periode med dårlig tilgang på materialer. Dette førte til at nye løsninger måtte til for å spare på materialbruken. Skalltaket er en åpen konstruksjon med tak bæret av betongsøyler, vist i figur 11. Taket er bygd med spennarmering, noe som gjorde det mulig å ha et tverrsnitt på kun 8 cm (Kraftmuseet, 2016).

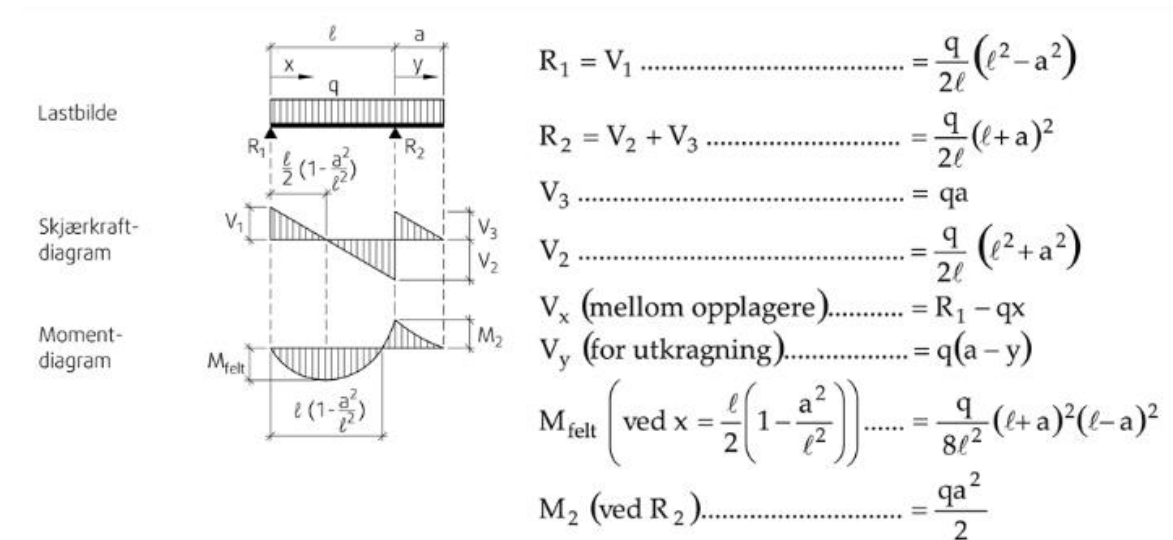


Figur 11: Skalltaket i Odda (Kraftmuseet, 2016)

En konstruksjon med spennarmering gjør det mulig å ha et stort takspenn som hviler på noen få støttepunkt. Det er en bortimot selvbærende konstruksjoner som er svært sterk. Dette gjør bygget meget fleksibelt i forhold til bruksendringer. For taket på idrettshallen ville dette kunne redusere materialforbruket betydelig. Med spennarmering ville taket fått en buet form. Bruk av spennarmering for idrettshallen ble sett på som ugunstig siden taket skal brukes til lek og dans. For andre konstruksjoner der takarealer ikke skal brukes til aktiviteter, kan spennarmering være et godt alternativ.

Utkrager bjelke

Ved å krage ut enden av en bjelke vil moment og nedbøyning mellom oppleggene bli redusert. Samtidig øker skjærkraften i opplegg nærmest enden av bjelken. Betong tåler mye trykk, dermed vil økt skjærkraft ned i betongveggen være uproblematisk. For de lange fagverksbjelkene kan dette være gunstig, grunnet det lange spennet. Dimensjonerende lasttilfelle vil være all nytte og snølast plassert mellom oppleggene. For denne lastsituasjonen vil ikke utkragerdelen hjelpe mye, se figur 12.



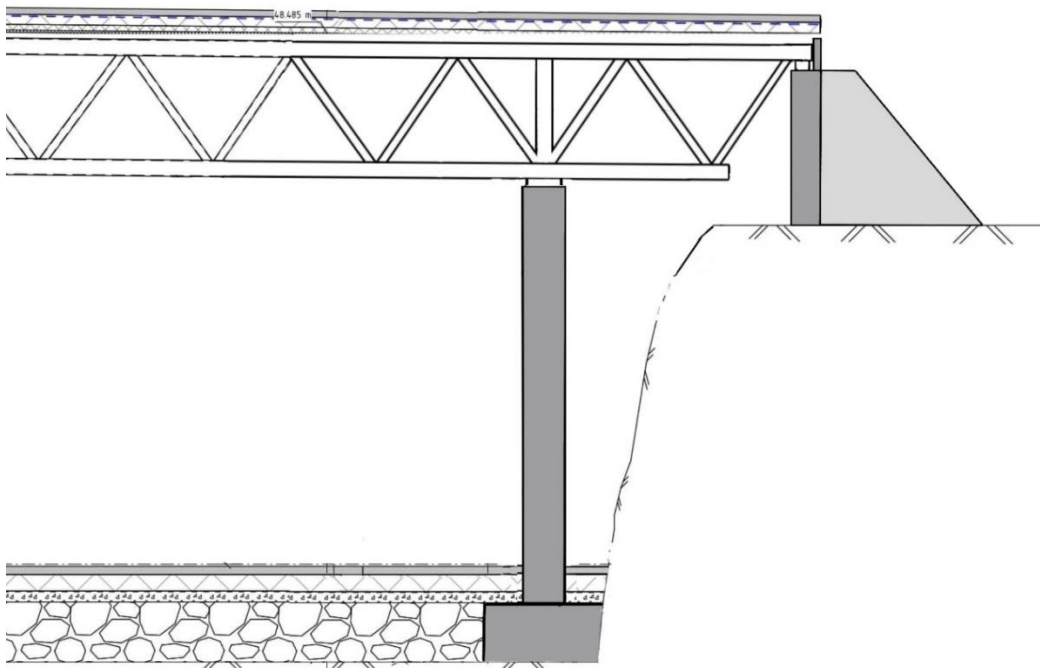
Figur 12: Statisk system og formler for fritt opplagt bjelke med utkraging (SINTEF 421.051, 2019)

Forankring

Det finnes flere løsninger for å føre strekkrefter ned i fjell. En metode er å forankre konstruksjon ved å føre armeringsjern langt inn i fjellet. Sammenkoblingen mellom konstruksjonen og jernene blir da sett på som fast, og eventuelle momenter fra konstruksjonen tas opp av fjellet. Fjell har høy bæreevne og god kapasitet til å ta momenter. Dette gjør at tverrsnitt til fundamenter kan reduseres betydelig. Det er viktig å ta hensyn til korrosjon av jern som føres ned i fjell på denne måten. Dette kan føre til utfordringer, siden en slik løsning skal kunne stå i bruksgrense selv uten innvirkning av jernenes kapasitet.

3.4 System 1: Betongvegg med utkrager

I det første systemet er det valgt å bruke en enkel betongvegg, og krage fagverksbjelken inn over fjellet. Den hviler på en støttevegg støpt på berg, som hindrer masser fra og gli ned bak veggen. Dermed fjernes de store horisontalkreftene fra jordtrykket. Fagverksbjelken blir omtrent 4 m lengre, se figur 13. Dette vil være ugunstig for egenfrekvens. Forlenging av fagverksbjelker øker aksiallasten ned i veggen, men reduserer feltmomentet til bjelken. For mest ugunstig lastplassering med all nytte og snølast i felt, vil utkrageren ha redusert funksjon. Det er utarbeidet to delalternativ til system 1 avhengig av innfestning av utkragerdel.



Figur 13: Snitt bæresystem 1

Fri utkragerdel

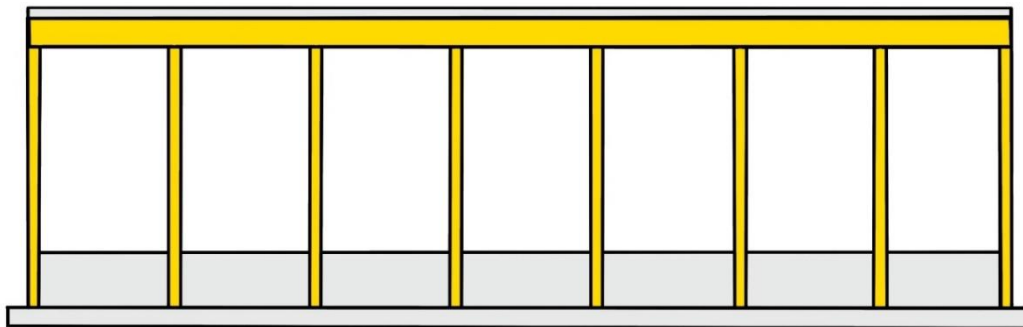
Her kan enden av fagverksbjelken bevege seg fritt i y-retningen, siden den ikke blir innfestet. Enden får stor vertikal forskyvning. Uten fastholding i y-retning vil kun egenvekt av utkragerdelen være med å redusere feltmomentet til fagverksbjelkene.

Innspent utkragerdel

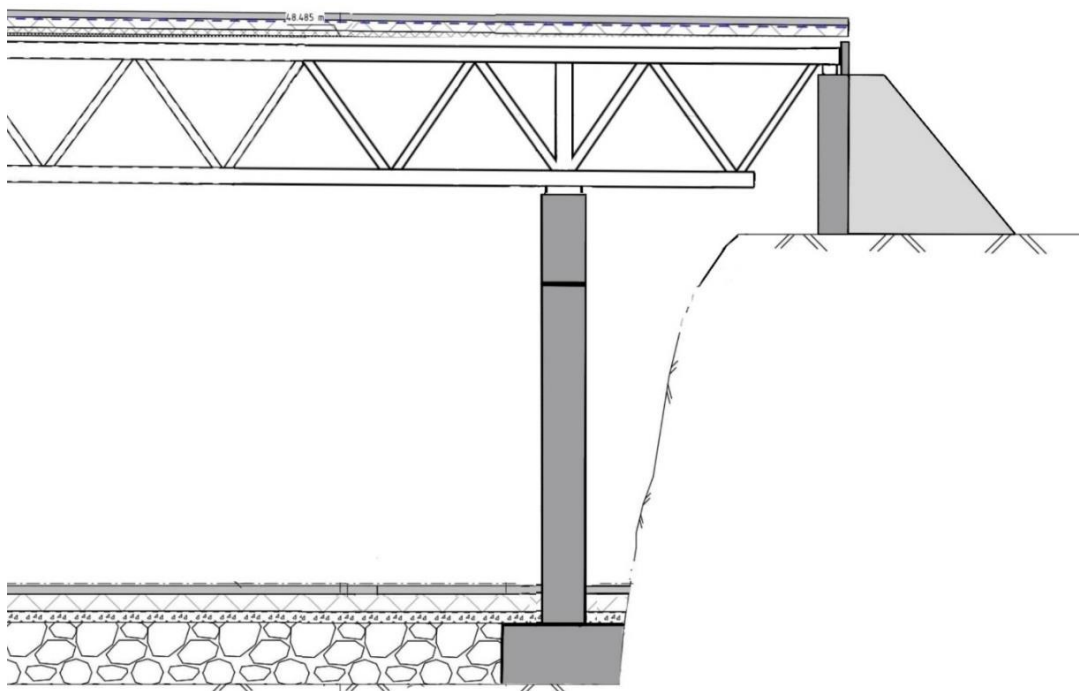
Enden av fagverksbjelken blir fastholdt i x og y-retning, som gir vertikale krefter ned i enden av utkrager. Denne løsningen hadde ført til økte laster ned betongveggen, men vært gunstig for fagverksbjelkene, da det hadde gitt mindre moment i felt som reduserer nedbøyning. Antageligvis ville tverrsnitt på fagverksbjelkene blitt redusert. Eventuell besparelse er ikke kontrollert.

3.4 System 2: Betongsøyler med utkrager

Dette systemet er bygget opp med søyler og dragere i betong som bærer fagverksbjelkene. Fagverksbjelkene vil hvile på toppen av en betongdrager, og krager omtrent 4m bak inn over fjellet. Betongforbruket reduseres betydelig sammenlignet med å ha en kontinuerlig vegg. Mellom søylene blir det de første 2.5 meterne fra bunn støpt en 150 mm bakvegg i betong. Bakveggen regnes som en frittstående konstruksjon og virker ikke inn på søylene. Dette er gjort for å lage en beskyttende bakvegg og bæring for taket til materialrommet. Materialrom bygges i bindingsverk med takbjelker av tre. Resterende konstruksjon opp mot drager bygges i bindingsverk av tre. Utsiden mot fjell kles med aluminiumsplater, som gir en bærekraftig og vedlikeholdsfri overflate (Norsk Metallfasader, u.å.). Innvendig vegg kles med spilevegg eller andre passende materialer. Bak veggen er det passasje for inspeksjon av tilstand til fjellet, se figur 14 og 15.



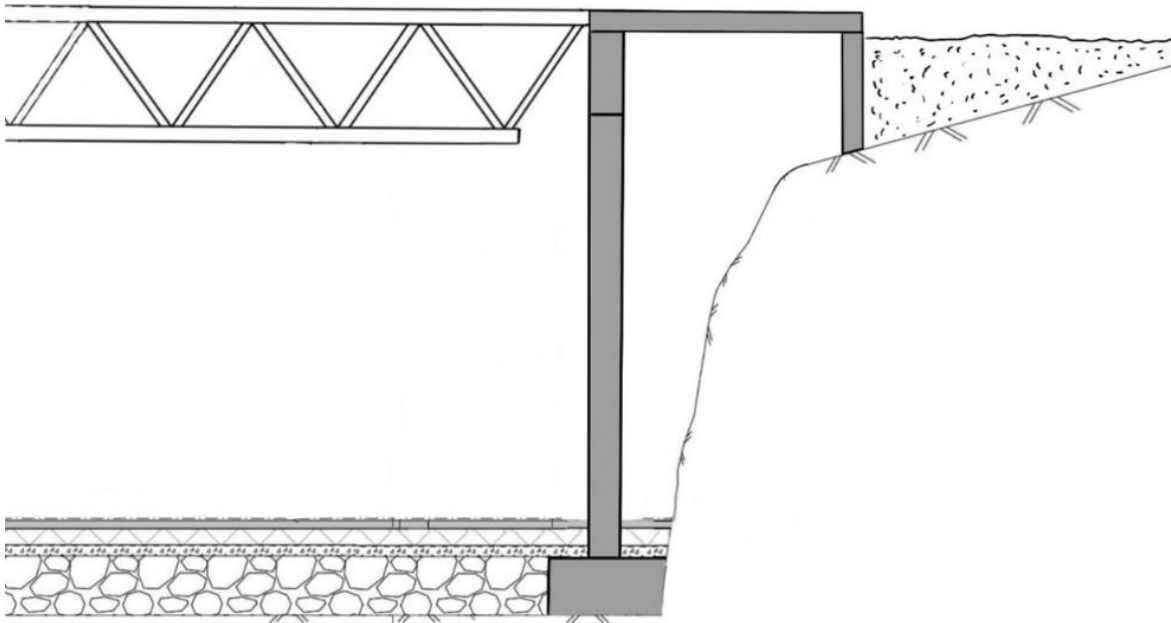
Figur 14: Illustrasjon bæresystem 2 - Søylene og dragere markert med gult



Figur 15: Snitt bæresystem 2

3.5 System 3: Betongsøyler med lokk

System 3 har likheter med system 2. Forskjellen er at fagverksbjelken ikke er kraget ut. Mellom støttevegg på fjell og drager bygges det et betonglokk. Lokket fungerer som gangbro inn til taket. Støtteveggen er tilbakefylt med sprengstein, og går langs hele bredden av hallen. Den tar alle horisontalkrefter fra jordtrykk, slik at ingen horisontalkrefter føres videre inn i konstruksjonen. Både lokk og fagverksbjelke får lik høyde. Dette gjør det enkelt å bygge gangvei og inngangsparti opp på taket. Bruken av drager og søyle kontra en massiv vegg, vil redusere betongforbruket drastisk. Materialrom og resterende konstruksjon bygges i bindingsverk av tre, likt som for system 2. Se figur 16 for snitt av bæresystemet.



Figur 16: Snitt bæresystem 3

3.6 Valg av bæresystem

Ved vurdering av de tre bæresystemene ble det lagt vekt på lavt materialforbruk, oversiktlige statiske system og enkle byggeprosesser. Hovedmålet var å finne et optimalisert bæresystem der tverrsnitt kunne reduseres.

Det ble gjort et enkelt dimensjoneringsoverslag for de aktuelle systemene for å finne materialforbruk. Det ble tydelig at søyler og dragere har betydelig mindre materialforbruk enn en massiv vegg har. System 1 ble derfor sett på som ugunstig. Overslaget viste også at system 2 med utkrager var mindre gunstig enn antatt. Det var problematisk at enden av utkrageren fikk stor vertikal forskyvning. Dette gjorde valg av opplager vanskelig. Ved fastlager oppsto det store skjærkrefter ned i drager og søyler, noe som gjorde at drager og søyler måtte vesentlig opp i tverrsnitt. Forlengningen på 4 m økte også stålforbruket betydelig. Systemet gav store krefter som kan bli utfordrende å oppta i konstruksjonen.

Basert på vurderingene som er gjort, ble bæresystem 3 sett på som det mest gunstige. Det har et enkelt og oversiktlig statisk system. Ved å fjerne jordmassene bak veggen, blir kreftene på konstruksjonen redusert. Det er valgt å utføre fullstendig dimensjonering av bæresystem 3.

4. Laster

Idrettshallen blir utsatt for mange ulike lastepåvirkninger fra vind, snø, aktivitet, bruk med mer. Den skal dimensjoneres slik at den har nok kapasitet til å tåle alle laster gjennom hele brukstiden.

4.1 Grunnlag

De grunnleggende forutsetningene for dimensjonering av konstruksjoner er gitt etter bestemmelser i EC0. Det skal fastsettes dimensjonerende brukstid, konsekvensklasse og pålitelighetsklasse med mer. Bygget plasseres i brukskategori 4 med en dimensjonerende brukstid på 50 år, etter tabell 2.1 i EC0. Idrettshallen faller inn under kategorien «Byggverk med store ansamlinger av mennesker ...» og klassifiseres som pålitelighetsklasse 3, etter tabell NA.A1(901) i EC0. Valg av dimensjonerende brukstid bestemmer blant annet krav til overdekning for betongkonstruksjonene.

4.2 Egenlast

Egenlast er definert som konstruksjonsdelene sin egenvekt og klassifiseres som en permanent last, altså en last som virker på konstruksjonen gjennom hele levetiden. Egenlaster er funnet gjennom Byggforsk detaljblad 471.031 og verdier mottatt fra Sweco. Karakteristisk egenlast er beregnet etter formel 1. Størrelsen på egenlasten varierer ut fra tyngdetettheten og dimensjonen til konstruksjonsdelen. Egenlast langs et stavelement blir:

$$g_k = b * t * \gamma$$

Formel 1: Karakteristisk egenlast

b = bredde

t = tykkelse

γ = tyngdetetthet

Det er i hovedsak fundament, søyler og dragere i betong som får størst påført egenlast.

Tyngdetettheten til armert betong er satt til 25 kN/m³ (SINTEF 471.031, 2013).

4.3 Nyttelast

Nyttelast er variabel last som avhenger av hva konstruksjonen brukes til. Karakteristisk nyttelast står i EC1-1 tabell NA.6.2 og avhenger av brukskategori, som er gitt i NA.6.1 (EC1, 2008). Idrettshallen sine arealer skal brukes til fysiske aktivitet som dans og lek, og plasseres i kategori C4 «Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter». Dette gir en karakteristisk nyttelast på 5 kN/m² for areal på tak, samt gangbro til tak.

Tabell NA.6.2 – Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer ¹⁾	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
Kategori B		
	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0
¹⁾ Takterrasse, se kategori I		

Figur 17: Brukskategori og karakteristisk nyttelast (EC0, 2008)

4.4 Snølast

Etter EC1-3 klassifiseres snølaster som variable, bundne påvirkninger. Den gir vertikale krefter på bygget og vil variere med årstidene. Snølast har to dimensjonerende situasjoner; normale forhold og eksepsjonelle forhold. Byggeplassen ligger ca. 45 m.o.h, og området regnes spesielt snørikt. Etter tabell NA.4.1(901) har Bergen en karakteristisk snølast ($S_{k,0}$) lik 2,0 kN/m² (EC1, 2008). Det kan oppstå områder med oppsamling av snø på taket grunnet snømåking og fonning inntil teknisk bygg. Sannsynlig plasseringen av lastene er kant av tak og rundt teknisk bygg, men dette er vanskelig å vite på forhånd. Snølasten regnes som jevnt fordelt over hele taket, og det tas hensyn til oppsamling av store snømengder ved å plasser snø og nyttelast mest ugunstig for hver konstruksjonsdel.

For Eidsvåg Skole er snølasten regnet etter formel (5.1) i EC1-3, se vedlegg A1 for fullstendig beregning. Kontroll i OS-prog Lastberegning er vist i vedlegg A2.

$$S := \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.6 \frac{kN}{m^2}$$

Formel 2: Snølast

Beregningene gir en snølast på taket lik 1,6 kN/m². Denne er grunnlag for videre beregninger.

4.5 Vindlast

Vindlast er en variabel nyttelast med kort virkningstid. Den beregnes etter EC1-4 som en øyeblikklast, og bidrar med trykk- eller sugkrefter. Størrelsen bestemmes blant annet av referansevindhastighet, terrengruhet, topografi og formen til konstruksjonen (EC1, 2008).

Byggeplassen ligger inne i enden av vågen. Området rundt består av boligbebyggelse og varierende skogsområder. Dette plasserer byggeplassen i terrengruhetskategori III etter tabell NA.4.1 i EC1-4. Referansevindhastighet for Bergen Kommune er 26 m/s.



Figur 18: Potensielle vindretninger og avstand til fjord (Kartverket, 2023)

Det vurderes vind innover Eidsvågen, en 2.5 km lang fjord fra Eidsvågsneset inn til Eidsvåg samt fallvind fra Eidsvågsfjellet i sørvest. På grunn av at hele sørøst og deler av sørvest-veggene er bygd ned i terrenget, vil fallvind påvirke bygget i liten grad. Det vil eventuelt gi trykk på taket. Det er mer sannsynlig at vind inn vågen vil påvirke bygget siden veggene i nordvest og nordøst er lite beskyttet.

Fallvind fra Eidsvågsfjellet i sørvest er vurdert og beregnet. Skråningen har en vinkel på 23 grader og kommer utenom krav for økning av terrengformfaktor. Området rundt fjellet ligger i kat II, som gjør at stedsvindhastigheten blir høyere enn for byggeplassen. Turbulens økning fra fjellet øker stedsvindhastigheten, og formfaktorene bestemmer andel som gir trykk på taket.

Plasseringen i enden av Eidsvågen fører til at det oppstår vindlast økning fra fjorden med lavere terrengruhet enn området rundt byggeplassen. Fjorden er kat I, mens byggeplassen ligger i kat III. Dette gir lavere terrengruhetsfaktor enn for fallvindhastigheten. Vindretningen fra glatt til ru sone gir større overgangsfaktor. Figur 18 viser målt at målt avstand er lik 1 km.

$$q_{kast} := \left[1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V \right] \cdot q_m \cdot K_3 = \left[1.048 \right] \frac{kN}{m^2}$$

Formel 3: Vindkasthastighetstrykk

Beregningene viser at vind inn Eidsvågen blir dimensjonerende. Det gir en vindkasthastighetstrykk lik 1.05 kN/m², vist i formel 3 og vedlegg A5. Kontroll i OS-prog gir vindkasthastighetstrykk lik 0.97 kN/m², se vedlegg A6 for utregning.

4.6 Seismisk last

Jordskjelv oppstår når plater i jordskorpen beveger seg og frigir store mengder energi. Dette oppleves som rystelser i bakken og påfører konstruksjoner store krefter. Norge har lav seismisk aktivitet i forhold til andre Europeiske land, men regnes som det mest jordskjelvutsatt området i Nord-Europa. I 2012 ble det målt et jordskjelv med styrke på 6.6 på Richters skala (NORSAR, 2018).

Dimensjonering for seismisk last følger bestemmelser i EC8. Ved å følge standarden sikres menneskers liv, og skadeomfang på byggverk i tilfelle jordskjelv. Vestlandet regnes som et av de mest jordskjelvutsatte områdene i Norge, og det er derfor nødvendig å kontrollere for seismisk last. I NA.3.2.1(5) gis det fem utelatelseskriterier som kontrolleres for å finne ut om en konstruksjon ikke trenger dimensjoneres for seismisk last. Om idrettshallen oppfyller ett av disse kriteriene, vil det ikke være behov å dimensjonere for jordskjelv (EC8, 2021).

Kriterium 1: Seismisk klasse

Etter EC8 NA.3.2.1(5) trenger ikke konstruksjoner i seismisk klasse 1 dimensjoneres for seismisk last. Idrettshallen plasseres i seismisk klasse II: «Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribune, sportshaller» etter NA.4(902). Kriterium 1 oppfylles ikke og videre utelateliskriterier må vurderes.

Tabell NA.4 (902) — Veiledende valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg	x	(x)			
Støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse.					
a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges.					
b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg					
c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA.					
d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg					

Figur 19: Valg av seismisk klasse (EC8, 2021)

Kriterium 2: Svært lav seismisitet

Etter NA.3.2.1(5) trenger ikke konstruksjoner med grunntype A-E og grunnakselerasjon på mindre enn 0.5 m/s^2 dimensjoneres for seismisk last, se formel 4. Idrettshallen fundamenteres direkte på fjell, som gir grunntype A etter tabell NA.3.1. Dette er den mest gunstige grunntypen i forhold til jordskjelv, da den ikke gir forsterkning av jordskjelvkraftene gjennom jordmasser (Fremtidens Byggenæring, 2023). Grunntypen bestemmer parametere i tabell NA.3.3. Se tabell 3 for brukte verdier. Formel 4 viser krav til lav seismisitet. Utreget seismisitet er vist i formel 5.

Tabell NA.3.1 — Grunntyper

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/ 30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	> 100	-	10-20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

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

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

c Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

d Ved bestemmelse av grunntype E kan følgende alternative beskrivelse benyttes: Et jordprofil bestående av et overflatelag med $v_{s,30}$ - verdier av type C eller D og tykkelse varierende mellom ca. 5 m og 20 m over et underliggende stivere materiale med $v_{s,30} > 500$ m/s.

Figur 20: Valg av grunntype (EC8, 2021)

$$a_g S := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0.5 \frac{m}{s^2}$$

Formel 4: Krav til lav seismisitet
Tabell 3: Brukte verdier til utregning grunnakselerasjon

Verdier for seismisk faktor Tabell NA.4(901)	Grunnforholdets forsterkningsfaktor 3.2.2.2(2)P Tabell 3.3	Spissverdi bergrunns- akselerasjon Tabell NA.3.2(907)
$\gamma_1 = 1.0$	$S = 1.0$	$A_{gR} = 0.55 \text{ m/s}^2$

$$a_g S := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 0.55 \frac{m}{s^2} > 0.5 \frac{m}{s^2}$$

Formel 5: Utregnet seismisitet med EC8 verdier

Med verdier fra EC8 oppfylder konstruksjonen akkurat ikke kravet for lav seismisitet. I 2020 publiserte NORSAR en rapport med oppdaterte seismiske sonekart (NORSAR, 2020). Den gir redusert spissverdi for berggrunns-akselerasjon, se tabell 4.

Tabell 4: Sammenligning spissverdier for EC8 og NORSAR

Bergen Kommune	EC8 (2004)	NORSAR (2020)
Spissverdi for berggrunns-akselerasjon, a_{gR}	0,55 m/s ²	0,50 m/s ²

$$a_g S := \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 0.5 \frac{m}{s^2} \leq 0.5 \frac{m}{s^2}$$

Formel 6: Utregnet seismisitet med oppdaterte NORSAR verdier

Med oppdaterte verdier oppfylder konstruksjonen akkurat kravet for lav seismisitet etter NA.3.2.1(5), se formel 6. Siden kravet er at konstruksjonen må oppfylle kun ett av utelatelseskriteriene, trenger ikke resterende kriterier gjennomgås. Idrettshallen blir dermed ikke dimensjonert for seismisk last.

4.7 Lastkombinasjoner og grensetilstander

Bestemmelser av lastene er basert på EC0. Tabell NA.A1.2.2 gir oversikt over lastfaktorer som lastene skal multipliseres med. Lastfaktoren øker lastpåkjenningen med oppgitt faktor. Ved å regne med lastfaktorer og dimensjonere for alle lastkombinasjonene, vil konstruksjonen ha kapasitet til å tåle belastningen gjennom hele brukstiden.

Tabell NA.A1.1 – Verdier for ψ -faktorer for bygninger

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):			
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 ≤ 30kN og høyst 8 seter utenom førersete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt ≤ 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾

¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter

Figur 21: Verdier for partialfaktor (ψ)

Idrettshallen klassifiseres som forsamlingslokale og plasseres i kategori C. Konstruksjoner skal etter ECO dimensjoneres i flere grensetilstander. Det skal dimensjoneres for den grensetilstanden som gir det mest ugunstige utfallet.

4.7.1 Bruddgrense (ULS)

I bruddgrensetilstanden finnes kapasiteten til konstruksjonen før den går til brudd. Dette har stor betydning for sikkerheten til konstruksjonen og menneskene som skal bruke den (ECO, 2016). For å sikre dette må riktig sett med lastfaktorer brukes. Sett A er kombinasjon for global likevekt (EQU), gitt i tabell NA.A1.2(A) i ECO. Sett B er kapasitet (STR/GEO), som deles inn i 6.10, 6.10a og 6.10b i tabell NA.A1.2(B). Det skal dimensjoneres med den lastfaktoren som gir det mest ugunstige utfallet, vist i tabell 5.

Tabell 5: Oversikt lastfaktorer bruddgrense

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster Ugunstig / gunstig	Dominerende variable laster	Andre variable laster
EQU Global likevekt (Sett A)	1.2 / 0.9	1.5	1.5 ψ_0
STR/GEO Kapasitet (Sett B) 6.10a	1.35 / 1.0	1.5 ψ_0	1.5 ψ_0
STR/GEO Kapasitet (Sett B) 6.10b	1.2 / 1.0	1.5	1.5 ψ_0

4.7.2 Bruksgrense (SLS)

I bruksgrensetilstand skal det dokumenteres at konstruksjonen oppnår krav knyttet til normal bruk og formål. Tilstanden skal sikre konstruksjonens utseende, i forhold til riss, deformasjoner og nedbøyning med mer (ECO, 2016). Bruksgrensetilstand deles opp i tre dimensjonerings-situasjoner, se tabell 6. Nedbøyning blir for drager og lokk kontrollert for situasjon ofte forekommende.

Tabell 6: Oversikt lastfaktorer bruksgrense

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster	Dominerende variable laster	Andre variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	1.0 ψ_0
Ofte forekommende	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2
Tilnærmet permanent	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2

4.7.3 Ulykkestilstand (ALS)

Ulykkestilstand er en bruddgrensetilstand med lite sannsynlige hendelser og er ikke dimensjonerende. Dette kan være skred, kollisjon, brann, jordskjelv eller eksplosjon. (ECO, 2016). Idrettshallen er plassert i et område med lite trafikk og lav fartsgrense. Eventuell påkjørsel fra kjøretøy vil påvirke stålsøyler i nordvest. Sannsynligheten for denne lastpåkjenningen anses som liten. Ved fullstendig dimensjonering av hele idrettshallen, må det dimensjoneres for støt.

Etter krav i TEK17 skal konstruksjoner ha tilfredsstillende sikkerhet ved branntilløp. Idrettshallen har en etasje og plasseres i risikoklasse 3 etter tabell 13 i byggforsklad 321.022. Dette gir brannklasse 1. Brannklassen sier hvor lenge konstruksjonsdelene har bæreevne og stabilitet ved branntilløp.

I brannklasse 1 skal de bærende konstruksjonsdelene ha bæreevne og stabilitet i 30 minutters branntilløp (R30). Det betyr at drager og søyler minst skal oppfylle krav til R30. For å unngå at søylene går til brudd før drager, bør de dimensjoneres til R60. Det blir ikke foretatt fullstendig branndimensjonering for idrettshallen.

Tabell 7: Oversikt lastfaktorer ulykkestilstand

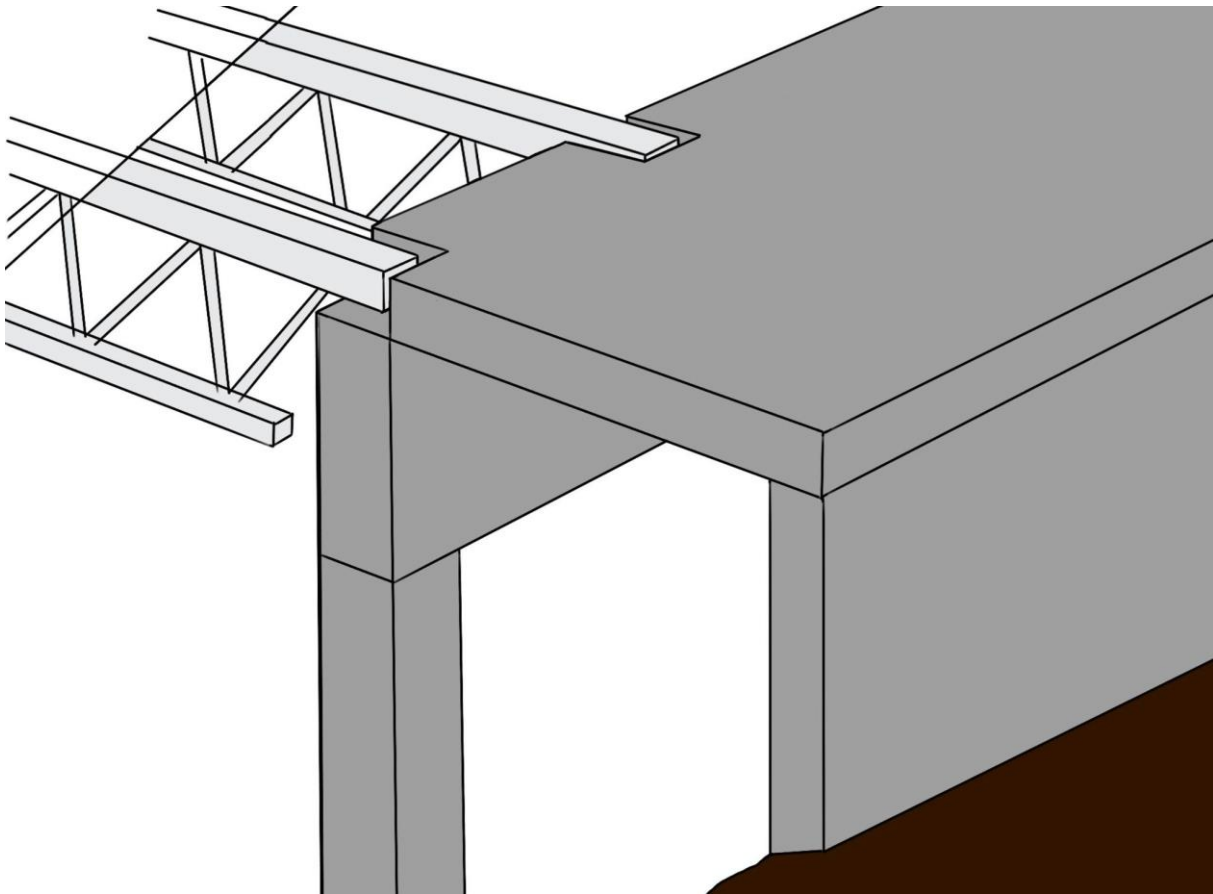
Dimensjoneringsituasjon	Permanente laster	Dominerende variable laster	Andre variable laster	Ulykkeslaster
Ulykkesituasjon	1.0	1.0 ψ_1	1.0 ψ_2	1.0
Seismisk situasjon	1.0	1.0 ψ_2	1.0 ψ_2	1.0

4.8 Oppsummering av laster

Tabell 8: Opptredende karakteristiske laster påført idrettshallen

Last	q_k [kN/m ²]	Konstruksjonsdel
Nyttelast, kat C4	5,0 kN/m ²	Gulv og tak
Snølast	1,6 kN/m ²	Tak
Vindlast	1,05 kN/m ²	Yttervegg og tak

5. Dimensjonering



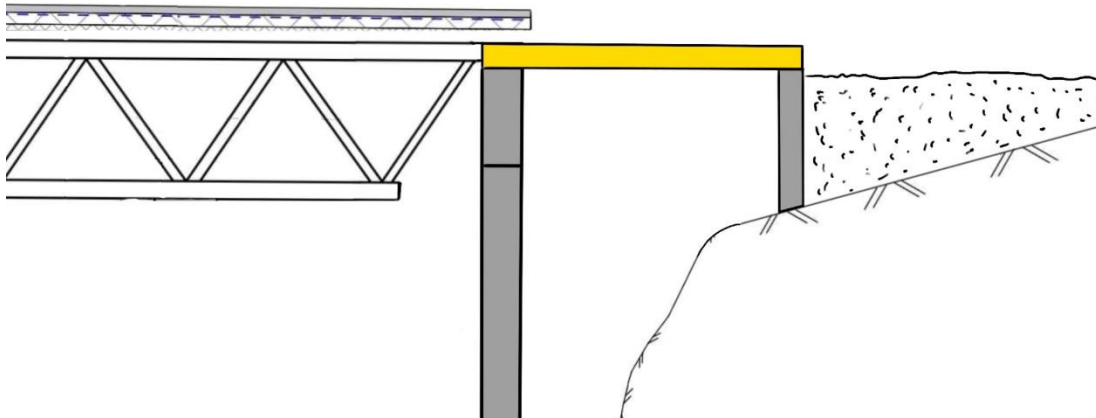
Figur 22: Oversikt konstruksjonsdeler

5.1 Fagverksbjelke

Egenfrekvens er utfordrende for de lange fagverksbjelkene. Aktiviteter på taket fører til at fagverksbjelkene blir satt i bevegelse. Egenfrekvens er den svingebevegelsen konstruksjonen får når den beveger seg ut av likevektsstilling. Størrelsen på egenfrekvens bestemmes av massen og kreftene som trekker det tilbake i likevekt (Ormestad & Hofstad, 2023). Oppnådd egenfrekvens for fagverksbjelkene er omtrent 5,4 Hz. Det er formidlet gjennom ekstern veileder at dette er tilstrekkelig for et utendørs lekeområde (Sweco, u.å.).

Da fagverksbjelker ikke skal dimensjoneres er det valgt å fortsette med samme dimensjoner på fagverksbjelkene som i opprinnelig bæresystem. Laster og spenn er likt for begge bæresystem og det antas at dimensjonene er tilstrekkelige. Kontroll av egenfrekvens er utført, se vedlegg B1.

5.2 Lokk



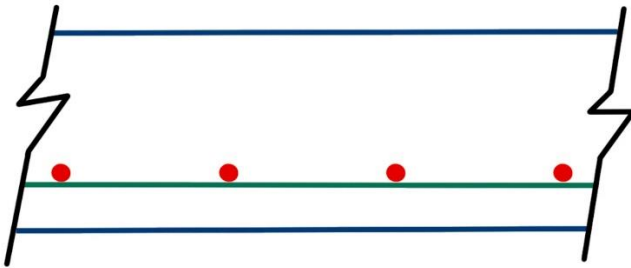
Figur 23: Betonglokk markert med gult

Lokket fungerer som gangbro fra terreng opp på taket, se figur 23. Det velges lik nyttelast som for på taket. Nyttelast og snølast belaster drager og støttevegg med skjærkrefter. Se vedlegg A8 for utregning av krefter. Det antas at fjellet får en ujevn form etter utsprenging. Dermed dimensjoneres lokket med en spennlengde på 5 m, selv om faktisk spennlengde kan være helt ned i 2 m. Lokket vil ha nok kapasitet til spennlengder fra 2-5 m som gir stor fleksibilitet i byggefasen. Lokket regnes fritt opplagt mot drager og støttevegg. Det støpes på stedet med en tykkelse på 300 mm og i betongkvalitet B30. Se vedlegg B2 for håndberegninger av lokket.

Lokket oppfyller krav til enveisplate, etter EC2 5.3.1(5), siden den har to parallelle sidekanter som er fri. Det armeres for moment i bæreretning over det korteste spennet. I lengderetningen armeres det med minimumsarmering, også kallet svinn- og fordelingsarmering (SDF). Innlagt SDF-armering er noe større enn minimumsarmering, som blir regnet som god design. Det er ikke behov for skjærarmering etter 6.2.2 i EC2. Se tabell 9 og figur 24 for valgt armering.

Tabell 9: Valgt armering lokk

Lokk Vedlegg nr B2			
	Nødvendig armering (mm ²)	Innlagt armering (mm ²)	Valgt kamstål
Underkant (UK)	560	670	Ø16 c300
Svinn- og fordelingsarmering (SDF)	372	393	Ø10 c200



Figur 24: Snitt armering lokk

Nedbøyning

Nedbøyning av lokket er kontrollert med nedbøyningsformler fra Byggforskblad 421.051 i tilstand «ofte forekommende». Håndberegninger viser at lokket oppfyller krav til nedbøyning på $L/250$, og trenger ikke støpes med overhøyde.

$$\zeta_{Egenvekt} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{SLS} \cdot L_x^4}{EI} = 12.1 \text{ mm}$$

$$\zeta_{Nytte.snø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{SLS} \cdot L_x^4}{EI} = 6.5 \text{ mm}$$

$$Tot.nedbøyning := \zeta_{Egenvekt} + \zeta_{Nytte.snø} = 18.6 \text{ mm} < \frac{L_x}{250} = 20 \text{ mm}$$

Figur 25: Kontroll av nedbøyning lokk

Rissvidde

Det er kontrollert for hånd om riss i betongen er store nok til at det kan oppstå armeringskorrosjon. Kryptall er lik 2.3 etter figur 3.1 i EC2. Eksponeringsklasse for lokket er XC4 som i «tilnærmet permanent» tilstand gir en grenseverdi på $0,3 \cdot K_c$ etter tabell NA.7.1N i EC2. Spenning i hovedarmering fra moment er på 225 MPa. Tabell 7.2N og tabell 7.3N gir grenseverdier for maksimal spenning i armeringen. Lokket kommer innenfor kravet for tillatt rissvidde.

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \sigma_h = 16 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max1} := 280 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.2N}$$

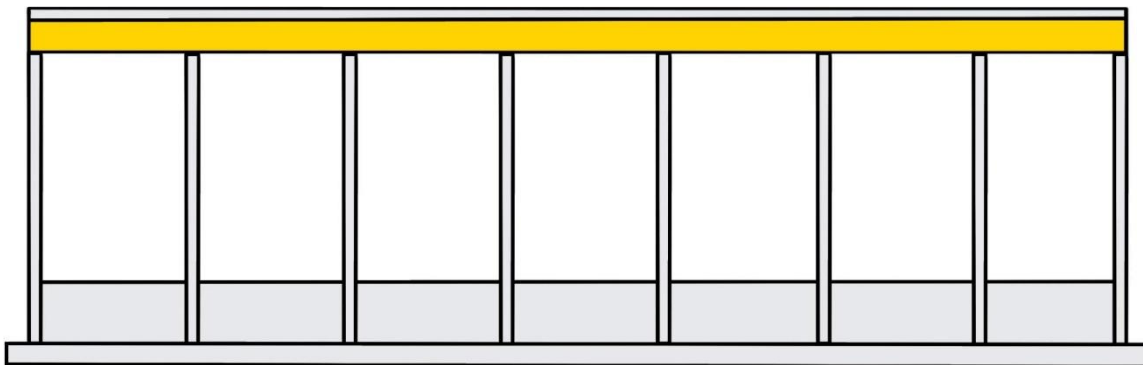
$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad S200 \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max2} := 280 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.3N}$$

$$> \quad \sigma_s = 225 \text{ MPa}$$

Figur 26: Kontroll av rissvidde lokk

5.3 Drager

En drager er en bærende bjelke som støtter og bærer andre bygningsdeler. Drageren har som oppgave å støtte og bære de tversgående fagverksbjelkene. Den viderefører laster fra taket ned til søyler og sidevegger, se figur 27. Drageren regnes som en kontinuerlig bjelke med tilnærmet leddvirkning mot søylene. Dette er valgt fordi det i praksis er vanskelig å få et leddopplegg med plasstøpt betong. Ved å støpe armeringsjern fra topp søyle inn i drager, gir dette en tilnærmet leddvirkning. Se kapittel 5.4 for forklaring rundt valg av innfestning.



Figur 27: Betongdrager markert med gult

Det ble vurdert ulike antall søyler. Målet var å ikke få for store momenter i drageren, men samtidig ikke bruke flere søyler enn nødvendig. Det er valgt seks søyler, noe som gir en spennlengde på 6.5 m mellom hver søyle. Fem søyler ble også vurdert, men det hadde gitt en spennlengde på 7.6 m. Dette øker feltmoment og skjærkrefter betydelig. I tillegg måtte høyden til drager opp i minst 1000 mm, noe som gjør at det måtte kontrolleres mot vipping etter krav i EC2 5.9(3). For å unngå vipping samt ha god plass i materialrommet ble det valgt å gå for 6 søyler. Forhånds-dimensjonering og kontroll i ISY-design viste at et tverrsnitt på 400x900 mm var tilstrekkelig.

Lastene fra tak blir påført drager som punktlaster for hver 2 m. Det er valgt å regne lasten som jevnt fordelt last. Mest ugunstig lastplassering er brukt for å finne størst belastning. Ved å plassere snø og nyttelast i feltet mellom søylene blir feltmomentet størst. Maks skjærkraft og støttemoment er funnet ved å plassere snø og nyttelast jevnt fordelt. Dette er gjort for å ta hensyn til snømåking og store mengder menneske i et lite område. Sammenligning av utregnet laster påført drager viser noe differanse, se tabell 10. Forskjellene ligger trolig i at ISY-design tar hensyn til rotasjonsfjærer som gjør at søyler tar moment. Velger å bruke gjennomsnitt av utregnet laster ved håndberegning.

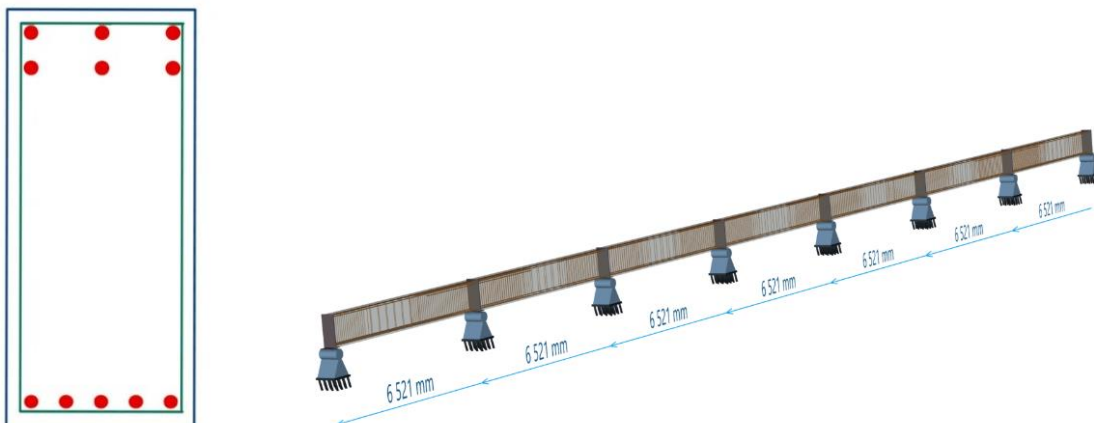
Tabell 10: Sammenligning av laster påført drager

Laster påført drager	Last fra håndberegning	Last fra ISY-design	Differanse (%)	Valgt
Feltmoment	694 kNm	681 kNm	2%	700kNm
Støttemoment	1008 kNm	889 kNm	12%	950 kNm
Maks skjærkraft	1068 kN	895 kN	16%	1000 kN

Dimensjonering av drager er utført for hånd i vedlegg B3, samt kontrollert i ISY-design i vedlegg B3.1. ISY-design foreslår noe mindre armering i under- og overkant, se tabell 11 for sammenligning. Forskjellen ligger i ulike lastberegninger, samt at ISY-design avtrapper armering mellom opplegg. Skjærutnyttelse til drageren er høy og det legges inn $\varnothing 10$ c300 bøylearmering.

Tabell 11: Sammenligning av armering for drager mellom håndberegning og ISY-design

Drager 400x900, B35 betong Vedlegg B3					
		Nødvendig armering (mm ²)	Innlagt armering (mm ²)	Valgt kamstål	Skjærutnyttelse
Håndberegning	Underkant	2069	2454	5 $\varnothing 25$	0,93
	Overkant	2894	2945	6 $\varnothing 25$	
ISY-design	Underkant	1964	1964	4 $\varnothing 25$	0,96
	Overkant	2454	2454	5 $\varnothing 25$	



Figur 28: Armering og oversikt betongdrager, fra ISY-design

Nedbøyning

Det er kontrollert nedbøyning av drager for hånd og i ISY-design etter «ofte forekommende» lastsituasjon. Det er brukt nedbøyningsformler fra SINTEF Byggforskblad 421.051. Nedbøyning for drager er 10.5mm, se figur 27. Tillatt nedbøyning er L/250, etter 7.4.1(4) i EC2. Kontroll i ISY-design gir en total nedbøyning på 9 mm. Drageren oppfyller kravet L/250 og trenger ikke støpes med overhøyde. Se vedlegg B3.1 for utfyllende beregning.

$$\zeta_{Egenvekt} := \frac{1}{185} \cdot \frac{g_{SLS} \cdot L^4}{EI} = 3.3 \text{ mm}$$

$$\zeta_{Nytte.snø} := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{SLS} \cdot L^4}{EI} = 7.2 \text{ mm}$$

$$Tot.nedbøyning := \zeta_{Egenvekt} + \zeta_{Nytte.snø} = 10.5 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 26.1 \text{ mm}$$

Figur 29: Nedbøyning drager

Rissvidde

For drager er det beregnet rissvidde for å ha kontroll på eventuell armeringskorrosjon og frostsprengning. Kryptall er funnet til 2.25 etter figur 3.1 i EC2. Eksponeringsklasse for drageren er XC4 som i tilnærmet permanent tilstand gir en grenseverdi på $0,3 \cdot K_c$ etter tabell NA.7.1N i EC2. Spenning i hovedarmering fra moment er på 197 MPa. Tabell 7.2N og tabell 7.3N gir grenseverdier for maksimal spenning i armeringen. Drageren kommer innenfor tillatt krav for rissvidde, vist i figur 28.

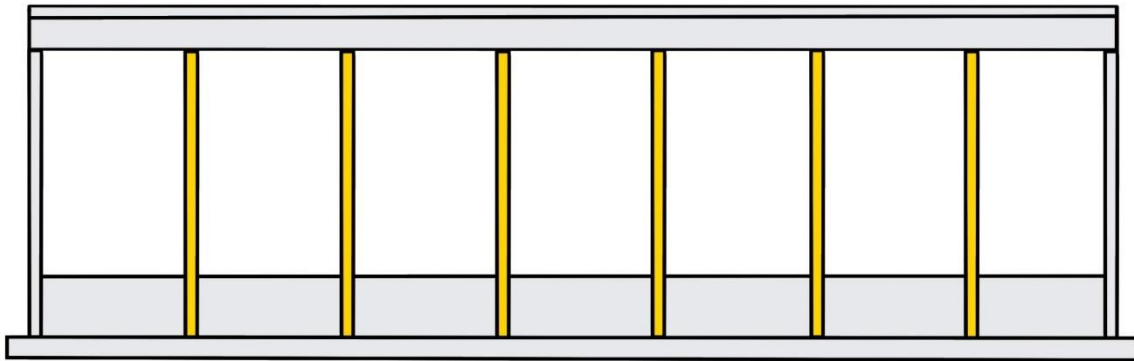
$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad \emptyset_h = 25 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max1} := 240 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.2N}$$

$$W_k := 0.4 \text{ mm} \quad S200 \quad \rightarrow \quad \sigma_{s,max2} := 280 \text{ MPa} \quad \text{Tabell 7.3N}$$

$$> \sigma_s = 197 \text{ MPa}$$

Figur 30: Rissvidde drager

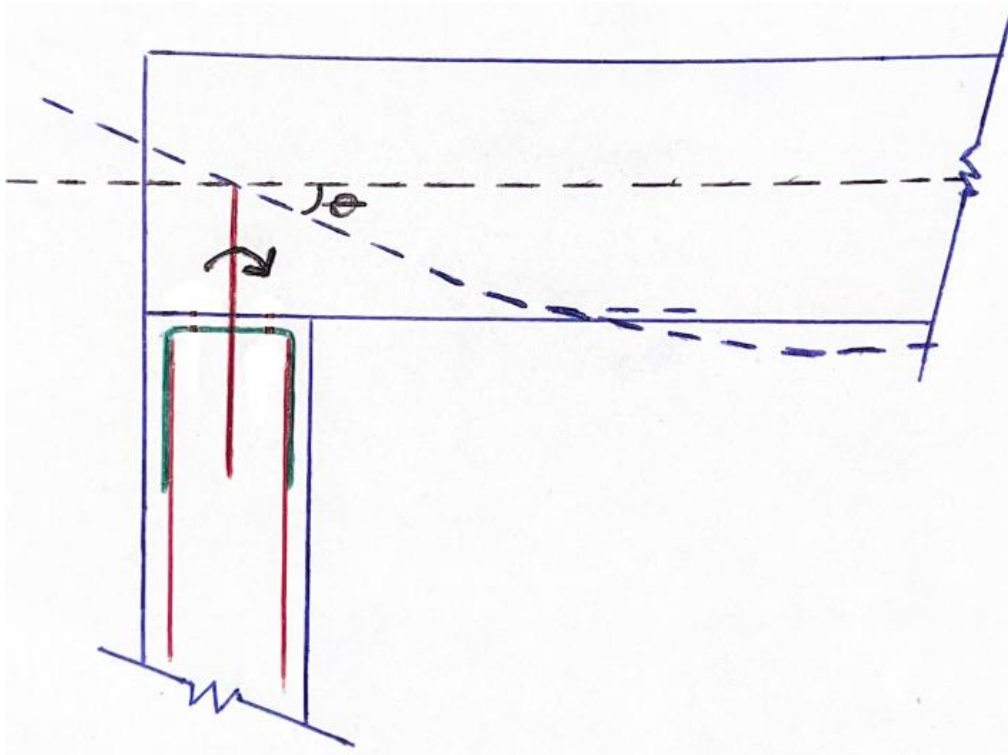
5.4 Søyler



Figur 31: Søyler markert med gult

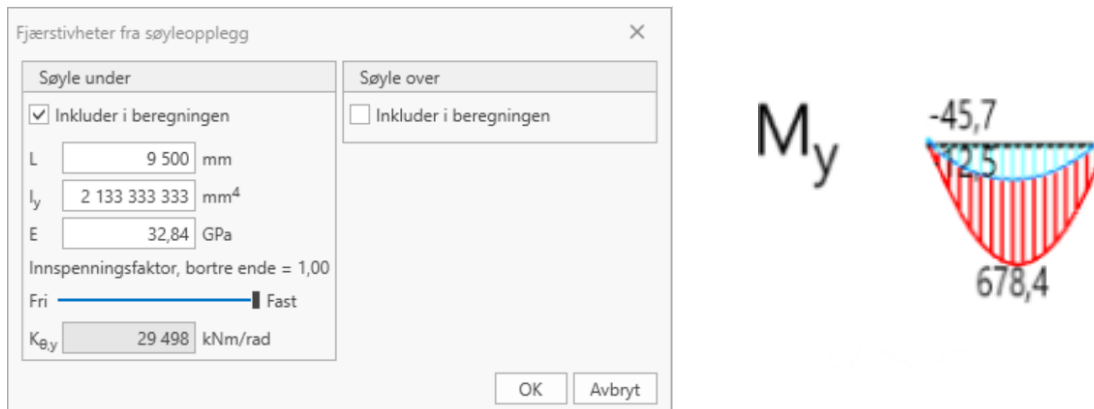
5.4.1 Valg av innfestning

Det er vurdert ulike innfestningsmetoder for søylene. En metode er å regne søyler som leddet i topp og bunn. Dette fører til at det ikke tas opp moment i søylen, og minste eksentrisitet blir dimensjonerende. Med plasstøpt betong er det i praksis vanskelig å få til et rent leddlager som ikke overfører momenter. Drageren vil bøye seg ned i felt slik at det virker et moment i topp av søyle, se figur 30. Det vil ved plasstøpt betong alltid bli ført noe moment ned i søylene, og dette er tatt hensyn i valgt modell.



Figur 32: Innfestning søyle – drager

Det er valgt å føre armeringsjern fra midten av søyle opp i drager, som gir delvis leddvirking, se figur 32. ISY-design er brukt for å simulere samvirket mellom drager og søyle ved å innføre rotasjonsfjærer under opplegget, se figur 33. På denne måten kan momentoverføringen til søylen kvantifiseres og søylen dimensjoneres. Nedre del av søylen blir støpt sammen med fundament. Dette gir en fast innspenning i bunn, se figur 37.



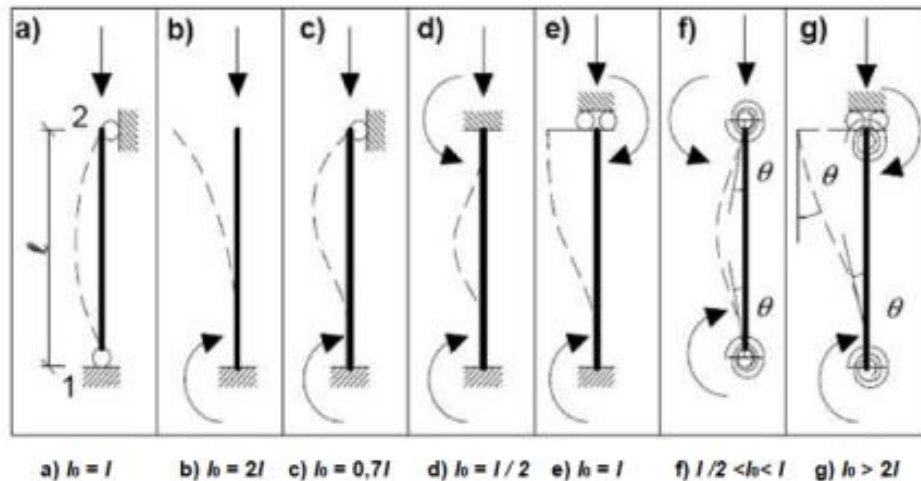
Figur 33: Utdrag fra simulering av momentoverføring til søyle fra ISY-statikk

Laster

Kreftene i søylene er funnet ved hjelp av ISY-design og kontrollert for hånd, se vedlegg A6.3. Det er tatt hensyn til mest ugunstig lastplassering. På grunn av rotasjonsfjærene oppstår det et moment på 46kNm ned i hver endesøyle. Moment ned i resterende søyler er omtrent 1/5 av moment i endesøyler. Skjærkraft på 1500 kN overføres som aksialkrefter ned i søylene. For å ta hensyn til kryp, svinn og temperaturendringer Det kan tenkes at denne aksiallasten ikke treffer sentrisk på grunn av feilplasseringen av overliggende konstruksjonsdeler, slik at det oppstår ekstra momenter i søylene. Det er på grunnlag av dette valgt å bruke 46 kNm moment ned i alle søyler.

Knekk lengde

Knekking er utfordrende for lange og slanke søyler som blir utsatt for trykkrefter. Søyler kan bli ustabil og knekke ut. Dette kan gi store deformasjoner og konstruksjonssvikt. Knekkingen avhenger av innfestningsmetode i topp og bunn, vist i figur 34 (Meccanica, u.å.).



Figur 34: Knekkformer og knekk lengde ved ulike innfestninger (EC2)

Siden søyle og drager blir støpt sammen med armeringsjern, vil også drageren knekke ut samtidig med søylen. Knekkformen havner en plass midt mellom 0,7L og 0.5L. Det til sikker side valgt en knekk lengde lik 0.7L, se figur 35.

$$L_0 := 0.7 \cdot (L_{Søyle} + H_{Drager}) = 7280 \text{ mm}$$

Figur 35: Knekk lengde søyle

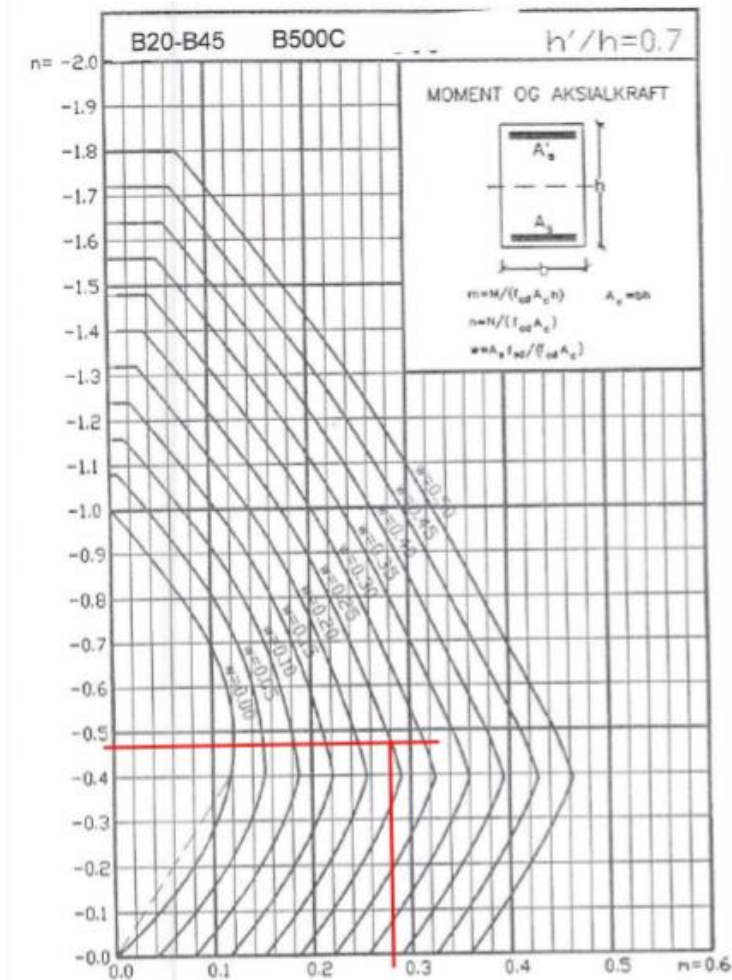
Slank søyle

Hvis en søyle er slank, må det tas hensyn til 2. ordens momenter. Dette kontrolleres gjennom slankhetskriterier, punkt NA.5.8.3.1 i EC2. Kryptall inngår i formler for utregning av slankhet, og er funnet gjennom kurvene i figur 3.1 i EC2, se vedlegg C1.3. Det er valgt å bruke kryptall for RH mellom 50 og 80%. Dette fordi luften på utsiden av søylene vil ha høyere luftfuktighet enn luften på innsiden. Valgt kryptall er 2.45.

Søylene er funnet til å være slanke og det tas hensyn til 2. ordens momenter. Søylene får lav belastning for betongspenning på kun 9.4 N/mm², som er omtrent 50% av dimensjonerende trykkfasthet for B35 betong. Dette gir et godt utgangspunkt for normal armerings mengde.

MN-diagram

MN-diagram brukes for å finne momentkapasiteten. Vertikal akse viser relativ aksialkraft, n . Den horisontale akse viser momentkapasiteten, m . Grafene indikerer det mekaniske armeringsforholdet, w . Søylen er lav utnyttet lavt for aksial- og momentkapasitet, vist i figur 37. Dette gir normal armeringsbehov i forhold til tverrsnitt og belastning.



Figur 36: M-N diagram for rektangulær betongsøyle (Betongkompendium, u.å)

$$U_M := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.47 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

$$U_N := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.37 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

Figur 37: Utnyttelse for aksial- og momentkapasitet

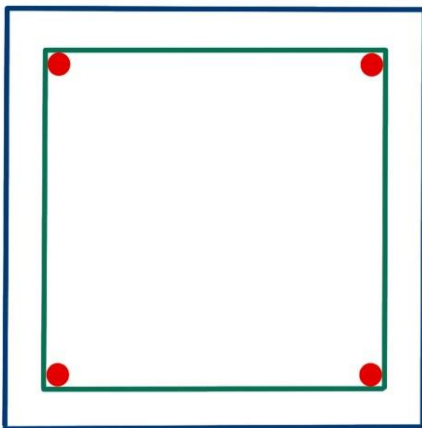
Kombinert virkning

I søyler som er belastet med moment om to akser, kan det oppstå biaksial bøyning. (EC2, 2021) Utelatelteskriterier i 5.8.9(3) er ikke oppfylt og søylene må kontrolleres for biaksial bøyning etter formel (5.39). Eksponent (a) i figur 38 er funnet til å være 1.227 ved interpolasjon av forhold mellom Ned/Nrd.

$$Uf := \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^a + \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right)^a = 0.698 < 1.0 \quad \text{--> OK}$$

Figur 38: Kontroll biaksial moment søyle, formel (5.39) i EC2

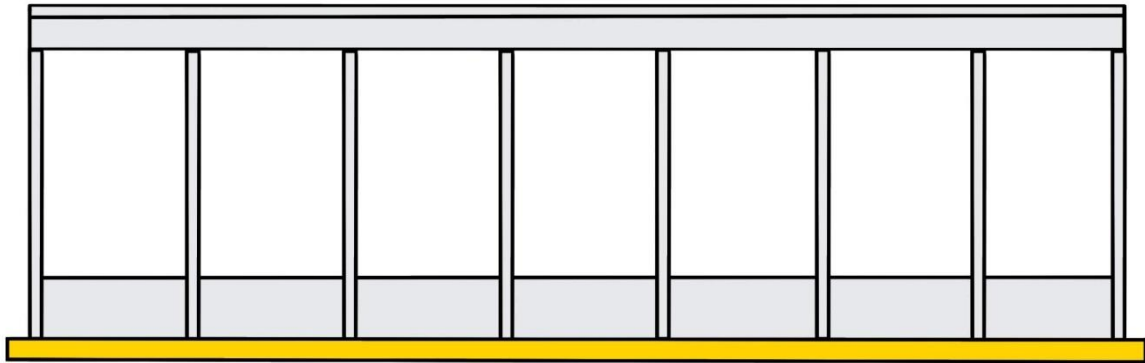
Det gir en kombinert utnyttelse på 70%. Kontroll i ISY-design gir en kombinert utnyttelse på 74%. Søyelene med 400x400 mm tverrsnitt armeres med 4 Ø25 samt Ø10 c300 bøylearmering, vist i figur 39. Se vedlegg B5 for fullstendig dimensjonering av søylene.



Figur 39: Innlagt armering søyler

Som en tilleggskontroll er det undersøkt om ledd i topp og bunn ville gitt større utnyttelse enn modellen med delvis innspenning, se vedlegg B5. Det er brukt samme aksialkraft og minste eksentrisitet som tidligere. Denne tilleggskontrollen gir en utnyttelse på 85%, som er 15% høyere enn for modellen med innfesting. Modellen med ledd i begge ender vurderes som veldig konservativ, men er tatt med for sammenligningen skyld og som en ekstra kontroll.

5.5 Fundament



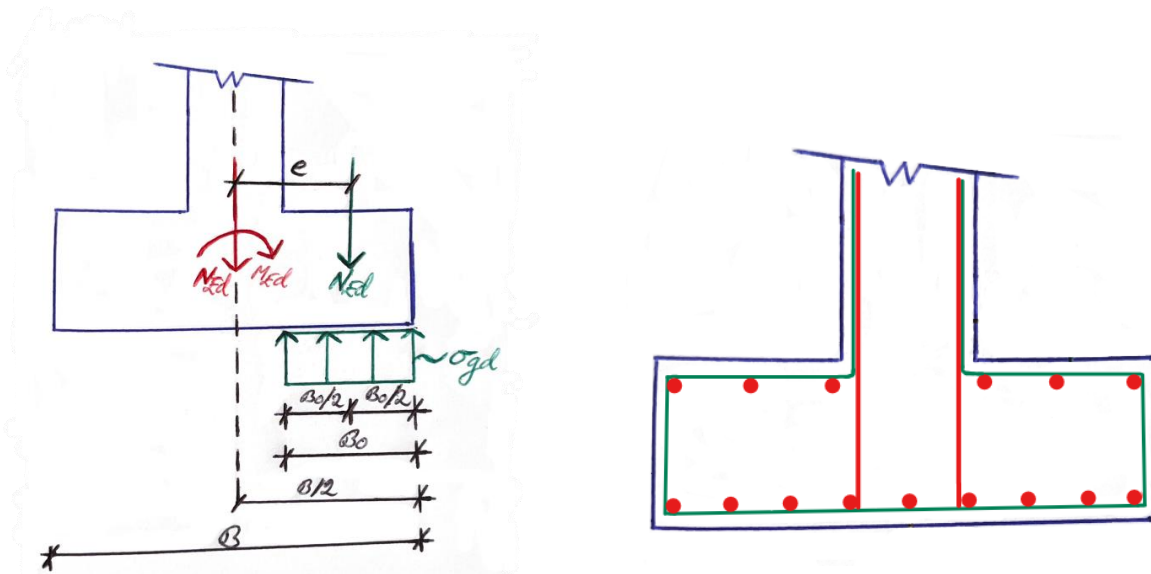
Figur 40: Fundament markert med gult

For idrettshallen er det prosjektert med et langsgående fundament som bærer søyler samt innendørs gulv, se figur 40. Det blir ført armering fra fundament opp i søyler. Dette gir en fast innspenning mellom fundament og søyler, som gjør at momenter fra overliggende konstruksjon føres ned og tas opp av fundamentet. Det blir regnet som at fundamentet får lik belastning og armering over hele lengden, selv om det kan avtrappes mellom søylene. Fundamentet er 500 mm tykt, 1500 mm bredt og i betongkvalitet B35.

Fundamentet støpes direkte på bergarten øyegneis, en undergruppe av granitt (NGU, 2023). Granitt har en høy trykkfasthet, vanligvis fra 50 MPa opp til 200 MPa (SINTEF 571.105, 2018). Det tas hensyn til at fjell ikke er en ensartet masse og det kan forandre seg ved sprenging og lastavlastning. Forandringer i fjellet kan gi svekket bæreevne. Det valgt å regne med at fjellet har en kapasitet på 5 MPa. Grunntrykk fra valgt fundament overstrider ikke kapasiteten til berget, og bæreevnen er tilstrekkelig. Dette er vist i figur 41.

$$\sigma_{gd} := 5000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > \sigma_g = 810.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figur 41: Bæreevne kontroll



Figur 42: Krefter fundament og armerings plassering

Armering i underkant er funnet ved å bruke mobilisert grunntrykk som en jevnt fordelt kraft oppover på fundamentet. Fundamentet armeres med Ø25 c100 i underkant. Armering i overkant er funnet ved å bruke grunntrykk fra fundamentet som last, se figur 42. Det armeres med Ø25 c150 i overkant, tabell 12 viser valgt armering. Fundamentet har ikke tilstrekkelig kapasitet til å ta opp skjærkrefter fra grunntrykk og må skjærarmeres. Det legges inn Ø12 c50 langs hele fundamentet for å ta opp skjærkrefter fra grunntrykk. Kunne vært redusert mellom søylene, men velger til sikker side å bruke det over hele lengden. Se vedlegg B7 for fullstendig dimensjonering og tabell 12 for valgt armering.

Tabell 12: Oversikt valgt armering fundament

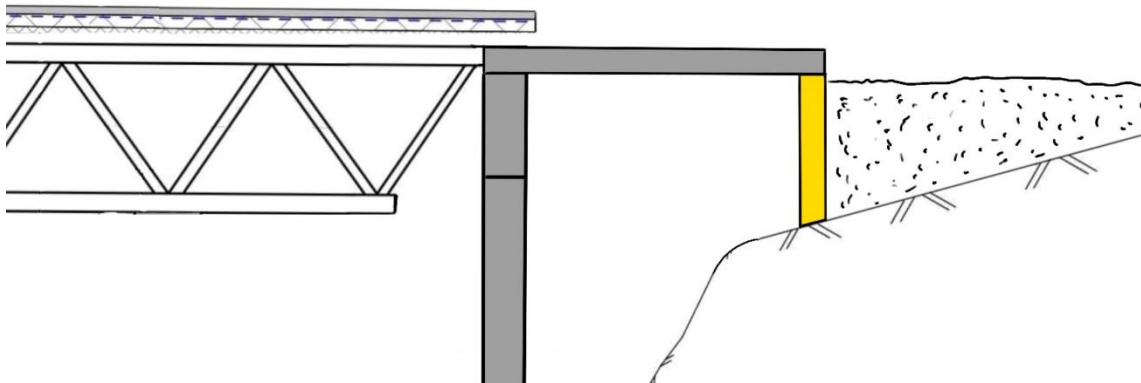
Armering fundament Vedlegg nr B7			
	Nødvendig armering (mm ²)	Innlagt armering (mm ²)	Valgt kamstål
Overkant (OK)	2477	3272	Ø25 c150
Underkant (UK)	4331	7263	Ø25 c100

Siden egenvekt er større enn kreftene fra moment er det ikke beregningsmessig behov for forankring av fundamentet, vist i figur 43.

$$1.5 \cdot M_{Ed} = 244.5 \text{ kN} \cdot \text{m} < G \cdot 0.9 \cdot \text{arm} = 1038.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

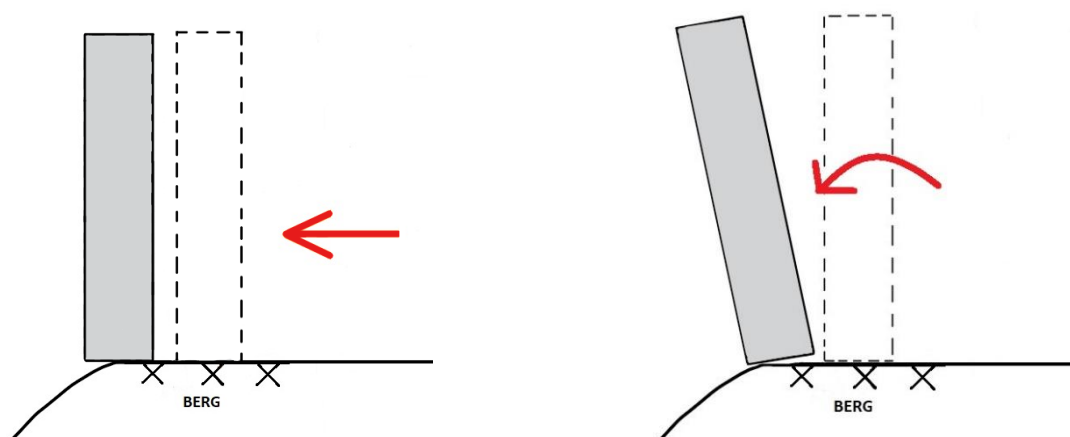
Figur 43: Kontroll forankring

5.6 Støttevegg



Figur 44: Støttevegg markert med gult

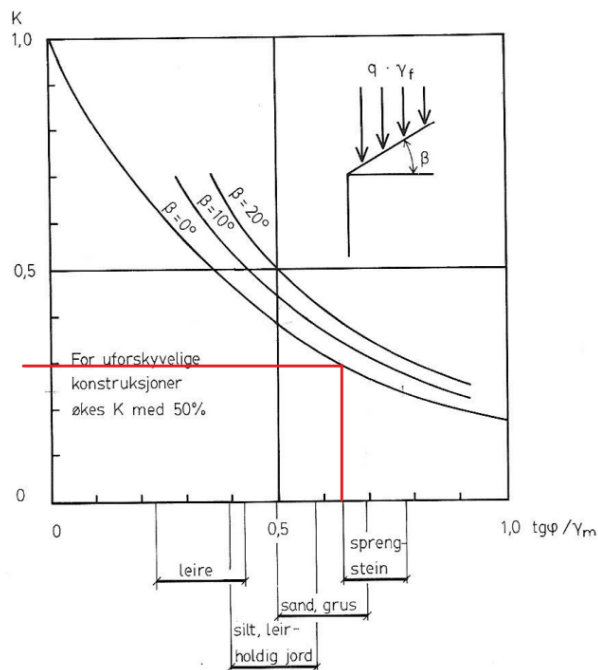
For å hindre at jordmasser sklir inn bak idrettshallen, er det prosjektert med en langsgående støttevegg. Støtteveggen blir tilbake fylt med sprengstein opp til samme høyde som lokk, vist i figur 44. Veggen tar alle horisontallaster fra jordtrykk, samt aksiallasten fra lokket. Den dimensjoneres for 2 m høyde, for å ta hensyn til ujevn form på fjellet etter utsprenging. Siden egenlasten til veggen ikke er stor nok til at støtteveggen er stabil, må den forankres med fjellbolter. Støtteveggen regnes fast innspent mot fjell, ved at den forankres ned i fjell. Potensielle stabilitetsproblemer for støttevegg er vist i figur 45. Mot lokk regnes den fritt opplagt. Støtteveggen er 350 mm tykk, 2000 mm høy og i betongkvalitet B35.



Figur 45: Utglidning- og vippingsscenario

Jordtrykk

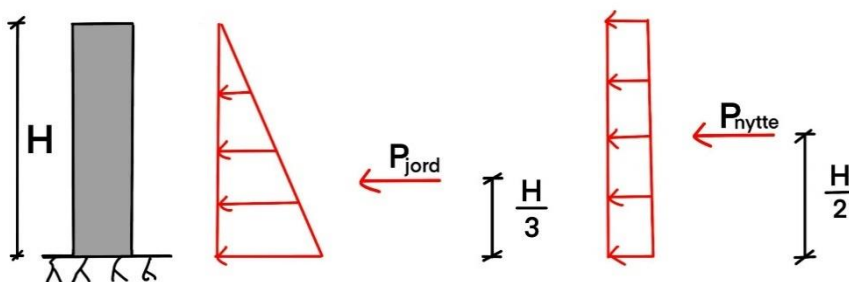
Beregninger av jordtrykk er gjort forenklet etter Byggeforsklad 511.101 og NS3479. Det er gjort flere antagelser til sikker side. Dimensjonerende jordtrykkskoeffisient, K er funnet til 0,3, vist i figur 46. Støtteveggen antas som ikke forskyvelig slik at koeffisienten multipliseres med 1.5. Endelig dimensjonerende jordtrykkskoeffisient, K er lik 0.5. Det er til sikker side valgt en høy verdi siden dette gir større jordtrykk. Det antas en karakteristisk nyttelast på terreng på 5 kN/m^2 . Denne multipliseres med lastfaktor for nyttelast slik at dimensjonerende nyttelast blir 7.5 kN/m^2 . Tyngdetettheten til tilbakefylt sprengstein er 19 kN/m^3 etter premissrapport, vist i vedlegg C1.4. Grunnvannsnivå (GV) antas å ligge i underkant av vegg, siden det dreneres godt bak veggen.



Figur 46: Graf dimensjonerende jordtrykkskoeffisient (figur E.2 NS3479)

Det ses forenklet på som at jordtrykket belaster støtteveggen med horisontalkrefter.

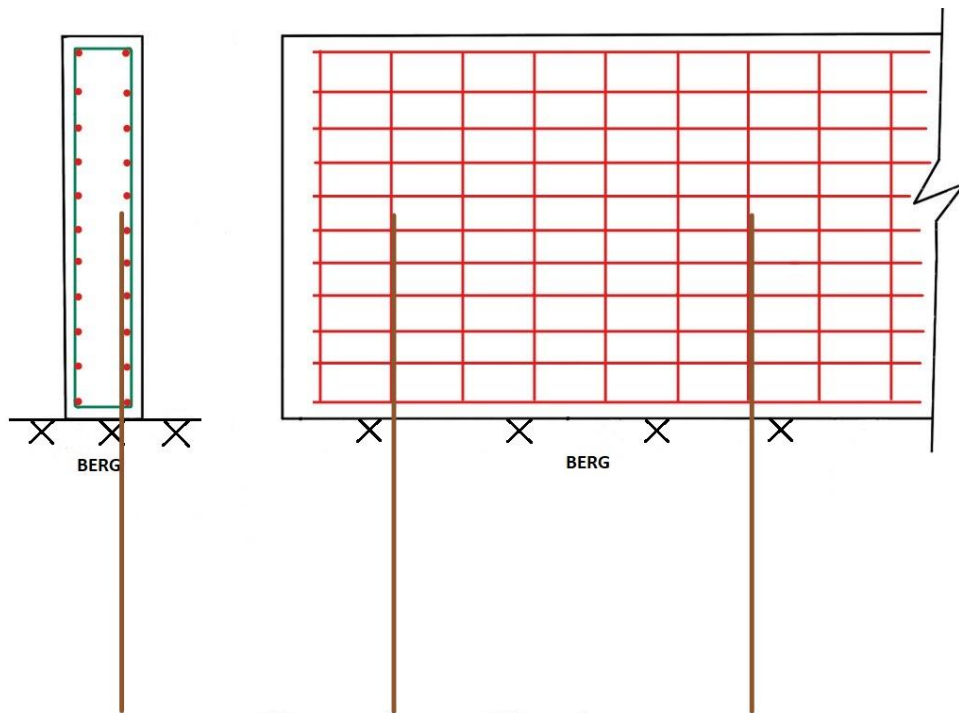
Sprengsteinsmassene virker som en trekantlast som øker nedover langs veggen. Resultantkraften ligger $H/3$ fra bunn av vegg. Nyttelast virker som en jevnt fordelt med en resultantkraft $H/2$ fra bunn av vegg. Figur 47 viser hvordan kreftene virker på støtteveggen.



Figur 47: Fordeling av krefter på støttevegg

Støtteveggen blir påført et moment på 28.8 kNm og en horisontal skjærkraft på 38.3 kN. Se vedlegg B8 for utregning av krefter.

Til dimensjonering av forankringsbolter er det brukt interrapport nr.2374 «Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg» fra Statens Vegvesen (Pedersen & Knutson, 2004). NVE sine retningslinjer for betongdammer er også brukt (NVE, 2005). NVE stiller flere krav til fjellbolter som skal inngå som permanent konstruksjonsdel.



Figur 48: Illustrasjon armering støttevegg

Det velges å legge inn $\varnothing 25$ c1000 som forankringsbolter. Det betyr at det bores og forankres ned et $\varnothing 25$ kamstål hver meter langs veggen, se figur 48. Disse gyses fast med ekspanderende mørtel og det brukes strømpe i overgang mellom støttevegg og fjell for å forlenge levetiden. Det armeres vertikalt og horisontalt med svinn- og fordelingsarmering. Kontroll i ISY-design foreslår $\varnothing 12$ c210. For å ta hensyn til samsvar mellom forankringsbolter og vertikal SDF-armering, velges $\varnothing 12$ c200. Se vedlegg B8 for utfyllende beregninger og tabell 13 for valgt armering.

Tabell 13: Oversikt valgt armering støttevegg

Støttevegg Vedlegg B8			
	Nødvendig armering (mm ²)	Innlagt armering (mm ²)	Valgt kamstål
Forankringsbolter	253	491	Ø25 c1000
Svinn- og fordelingarmering (SDF)	458	565	Ø12 c200

Kontroll av forankringsbolter er gjort etter krav i NVE «*retningslinjer for betongdammer*».

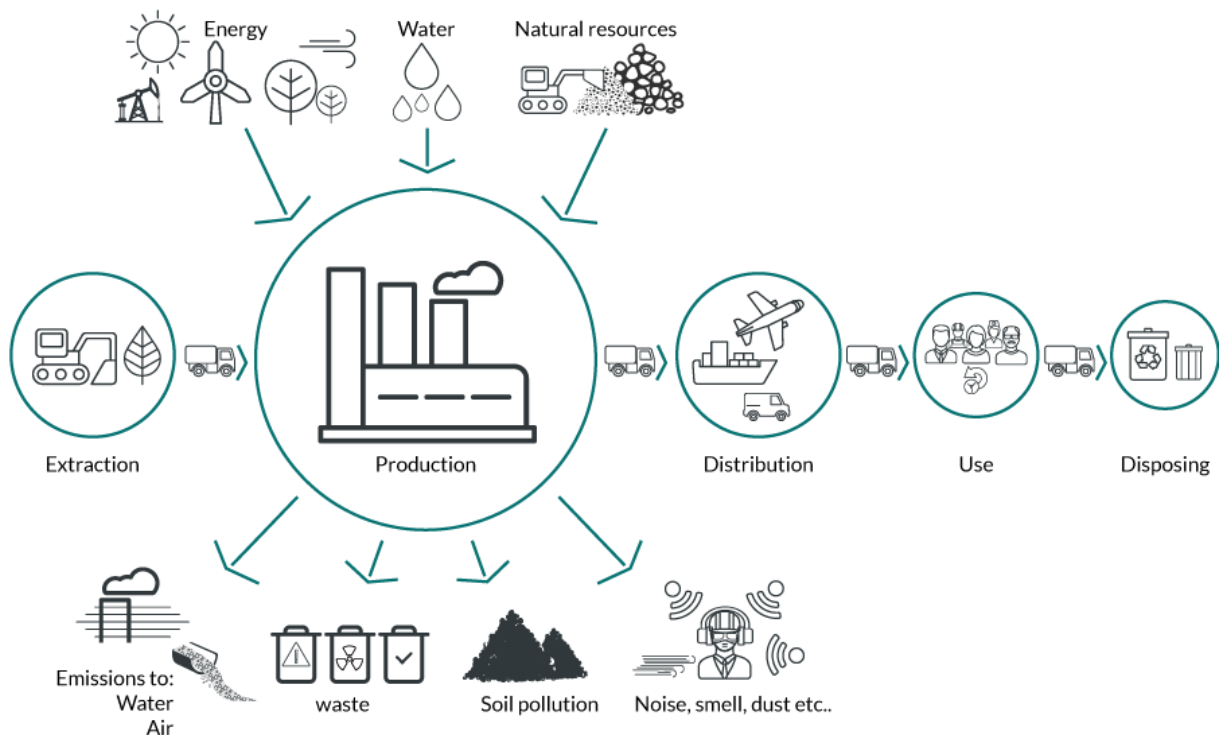
Retningslinjene fra NVE baserer seg på NS3473, tidligere betongstandard. Det er derfor gjort flere antagelser til sikker side. Ved faktisk prosjektering må kontroll av forankring utføres etter nyeste standard. Ø25 c1000 oppfyller krav fra NVE til bruk som permanent konstruksjonsdel for støtteveggen.

Inngysningslengde for forankringsbolter er estimert til 3m. Det mangler detaljerte data om bergtilstand for å bestemme nøyaktig inngysningslengde. Støtteveggen får en fast innspenning mot berget. Dette kan føre til tøyningdifferanser på grunn av kryp, svinn og temperaturdifferanser. Siden berget er stivere enn betongen, gir betongen etter og det oppstår riss. Disse rissene gir ekstra spenning i armeringen (Betongelementforeningen, u.å.). Støtteveggen bør på grunn av dette, støpes i seksjoner med fuge mellom hver seksjon. Tøyningene tas da opp i skjøtene og riss blir redusert. Det er ikke utført kontroll av tøyningdifferansene. Ved fullstendig detaljprosjektering må dette tas hensyn til.

6. Klima og sammenligning av bæresystem

6.1 Livsløpsvurdering

Livsløpsvurdering (LCA) beregner den totale miljøbelastningen gjennom hele livsløpet til et produkt. Dette gjelder helt fra råvare til det blir til avfall. Vurderingen er en ISO-standardisert metode. Livsløpsvurdering brukes som grunnlag for å lage en miljødeklarasjon (EPD). Faktorene som bestemmer et produkt sin totale miljøbelastning vises i figur 49. For betong er det produksjonen av sement som står for største delen av utslippene, se kapittel 2.3. Levetiden til konstruksjonen har stor betydning for livsløpsvurderingen. Livsløpsvurderingen gir svar på hvor de store miljøproblemene ligger og kan komme med forslag til forbedringer (LCA.no AS, u.å.).

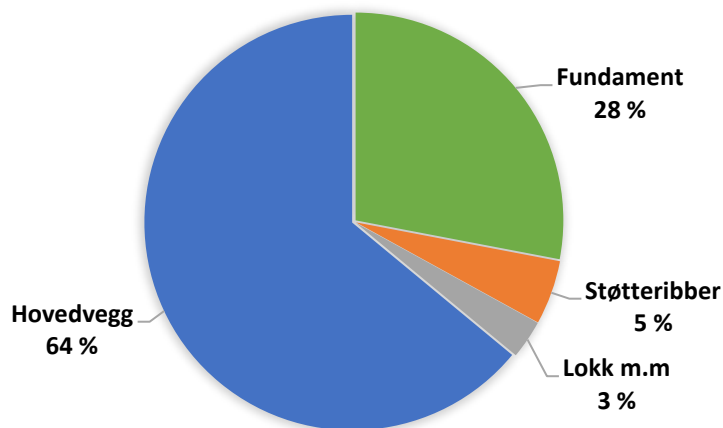


Figur 49: Livsløp for produkter fra råvare til gjenbruk

Det vurderes kun utslipp fra selve byggefasen i livsløpsvurderingen. Alle utslipp fra vedlikehold, energiforbruk og drift sees bort fra. Livsvurderingene som er utført er kun av veggkonstruksjonen og tar ikke for seg fagverksbjelkene eller andre detaljer. Det tas ikke med innlagt armering, siden det mangler data på det for opprinnelig bæresystem. Det antas at det er armert normalt utfra krefter og dimensjoner. Ved normal dimensjonering brukes det mindre armering ved mindre tverrsnitt.

Det er i opprinnelig system brukt B30 M60 betong for alle betongkonstruksjoner. I forslaget vårt er det valgt å bruke B35 M45 i enkelte konstruksjonsdeler. Det er for å forenkle simulering lagt inn B35 M45 betongkvalitet for alle konstruksjonsdeler. For å få korrekte tall under simulering i One Click LCA, er utslipp pr m³ betong kontrollert gjennom EPD. B35 gir 15% høyere klimaavtrykk enn B30, etter tabell fra NB 37 (Norsk Betongforening, 2020). Det er brukt EPD som gir 204 kg CO₂-ekv/m³ for B30 betongen og 243 kg CO₂-ekv/m³ for B35 betongen, forskjell 16%.

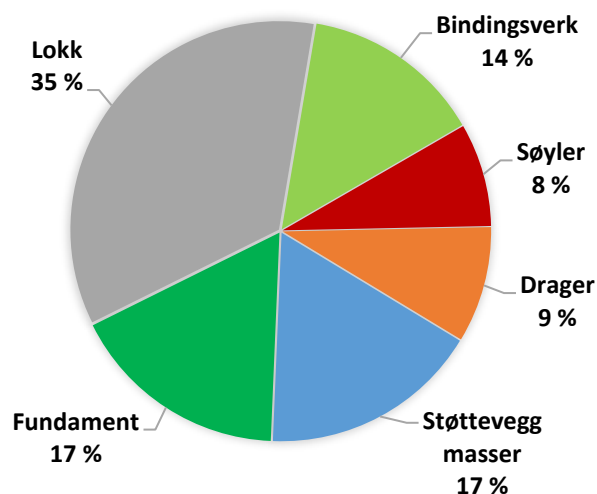
KLIMAGASSUTSLIPP OPPRINNELIG BÆRESYSTEM



Figur 50: CO₂-ekv utslipp opprinnelig bæresystem, fra vedlegg D1.1

Det opprinnelige bæresystemet har et totalt klimagassutslipp på 114 tonn CO₂-ekv. Den massive betongveggen står for hele 64% av utslippet. Fundamentet står 28% og resterende konstruksjoner står 8% av utslippene, se figur 50 og vedlegg D1.1.

KLIMAGASSUTSLIPP FORSLAG BÆRESYSTEM



Figur 51: CO₂-ekv utslipp forslag bæresystem, fra vedlegg D1.2

Forslag til bæresystem har et totalt klimagassutslipp på 55 tonn CO₂-ekv. Den største andelen kommer fra lokket med 35%. Bæresystemet av søyler og dragere står for totalt 18% av utslippene. Fundamentet står for 17%, mens støtteveggen står for 17%. Bindingsverk og konstruksjon til materialrom står for 14%, se figur 51 og vedlegg D1.2.

Sammenligning av bæresystemene viser at bæresystemet med søyler og dragere har 52% lavere CO₂-ekv utslipp enn bæresystemet med betongvegg, vist i vedlegg D1.3. Betongforbruket minker fra 469 m³ til 165 m³. Dette halverer transportutslippene, livsløpsutslippene og utslipp ved endt levetid. Det er viktig å merke seg at det er regnet svært konservativt for lokk og støttevegg. Disse stor for over halvparten av utslippene til bæresystemet. Avhengig av hvordan fjellet ser ut etter utsprenging, kan det spares opp til 30% betong ved å redusere spennet for lokket fra 5 m til 2.5 m. Noe som ville hatt stor påvirkning på totalt klimaavtrykk.

For begge bæresystemene har valg av betongkvalitet stor betydning. One Click LCA foreslår å gå over til lavkarbonbetong for å redusere klimaavtrykket videre. B35 betong sitt klimaavtrykk er på 243 kg CO₂-ekv/m³. Programmet anbefaler å bruke B35 lavkarbon ekstrem, som har et klimaavtrykk på kun 91 kg CO₂-ekv/m³. Dette hadde gitt 62% reduksjon i totalt klimautslipp. Det er mange hensyn å ta ved bruk av lavkarbon ekstrem. Blant annet kan det være utfordrende å støpe, herder langsomt og er ikke egnet til frostutsatte konstruksjon (Unicon, u.å.).

6.2 Langsiktige faktorer

Langsiktige faktorer som bruksendringer eller ombygging tas med i vurderingen. Bæresystemene har omtrent likt innvendig areal, men er noe større med systemet med søyler og dragere på grunn av åpne arealer mellom søylene. Materialrommet bygget i bindingsverk av tre er ikke bærende og er enkelt å bygge om ved behov. Opprinnelig system har materialrom i betong som er bærende, som gjør det lite fleksibelt for bruksendringer. Betongforbruket for forslaget er 1/3 av opprinnelig system. Dette gir en stor reduksjon av betongavfall ved for tidlig rehabilitering eller rivning av bygget. Ved rehabilitering eller forsterking av konstruksjonen, vil bæresystemet med søyler og drager være mest egnet. Dette fordi søylene og drageren er lett tilgjengelig fra alle sider. Betongveggen er tilbakefylt, noe som gjør rehabilitering eller forsterkning vanskelig, siden massene må fjernes først.

7. Diskusjon

Det er potensiale for å redusere klimaavtrykket til idrettshallen ytterligere ved videre optimalisering av tverrsnitt. For fundament, støttevegg og lokk er det regnet svært konservativt. Med bedre grunnlagsdata kunne tverrsnitt blitt ytterligere redusert. Tilstand på fjell etter utsprengning er særlig interessant, fordi det blant annet bestemmer hvor bredt lokket blir samt høyden til støtteveggen. Om bæresystemet hadde vært fundamentert på sprengsteinsmasser ville fundamentbredden måtte økes vesentlig for å ikke få et større grunntrykk enn bæreevnen til sprengstein, som er rundt 400 kN/m^2 . Selv med fundament direkte på fjell som det er valgt i forslag til bæresystem, står fundamentet for 17% av totalt utslipp. Fundamentet er lavt utnyttet og regnet svært konservativt. Det er potensial til ytterligere reduksjon av tverrsnitt med bedre grunndata.

Veileder påpekte at formfaktor for tak var feil. Den skulle vært lik 1.0 ikke 0.8 som er valgt. Dette ville gitt en snølast på 2.0 kN/m^2 . Riktig snølast ville gitt 2% lastøkning. Alle konstruksjonsdeler har en lav utnyttelse og vil ha tilstrekkelig kapasitet selv med økt snølast.

Livsløpsvurderingen som er gjort tar i hovedsak for seg utslipp fra materialproduksjon og oppføring av bygget. Virkning av karbonatisering er ikke tatt med. Det kan absorberes opp til $111 \text{ kg CO}_2\text{ekv}$ pr tonn betong. Mengden av CO_2 som tas opp gjennom karbonatisering avhenger hovedsakelig av overflatearealet (Godfrey, u.å.). Det hadde vært interessant å se hvor mye dette utgjør for opprinnelig bæresystem, siden det består av nesten 3 ganger så mye betong og har betydelig større overflateareal.

8. Konklusjon

Det har i oppgaven blitt prosjektert et alternativt bæresystem for idrettshallen på Eidsvåg Skole. Det alternative bæresystemet av søyler og dragere gir hele 65% reduksjon i betongforbruk sammenlignet med opprinnelig bæresystem. Livsløpsvurderingen tydeliggjør de store utslippsforskjeller mellom bæresystemene. Bæresystemet med søyler og dragere har 52% lavere klimaavtrykk sammenlignet med systemet med en massiv vegg. Støttevegger og andre konstruksjoner i kontakt med jord, står for halvparten av totalutslippene for bæresystemene som er vurdert.

Valg av betongkvalitet kan ha stor betydning for klimaavtrykket. Det skiller 15% forskjell i klimaavtrykk mellom vanlig B30 og B35 betong. Det bør brukes tid på å redusere utnyttelse slik at lavere betongkvalitet kan brukes om prosjektet tillater det. Bruk av lavkarbonbetong kan gi store klimabesparelser, men det kan være utfordrende for enkelte prosjekter. Det er viktig at ingeniører får være med å bestemme design i tidlig fase, siden det er avgjørende for videre optimalisering av bæresystemet.

Med bakgrunn i den store forskjellen i klimaavtrykk, konkluderes det med at det ligger store klimabesparelser i valg av bæresystem. For konstruksjoner i kontakt med jord bør det vurderes løsninger som reduserer høyden på tilbakefyllinger til et minimum.

9. Videre arbeid

Det har i oppgaven blitt gjort flere antagelser og avgrensinger ved kontroll av bæresystemet. For videre prosjektering bør det gjøres en grundig geoteknisk analyse av grunnforholdene på byggeplassen. Dette gir grunnlag for optimalisering av tverrsnitt for fundament, lokk og støttevegg.

Hovedfokuset for oppgaven har vært veggen og bygningsdelene tilhørende den. Ved fullstendig prosjektering må fagverksbjelke og yttervegg dimensjoneres. Bak idrettshallen blir det bygget et stort skolebygg. Det ville vært interessant og sett om vekten av dette bygget kunne blitt brukt som motvekt for utkraging av fagverksbjelken i system 2, som ville vært gunstig for å redusere belastningen til fagverksbjelken. Dette måtte blitt sett i sammenheng med prosjektering av skolebygget og ville medført mange interessante problemstillinger.

Kostnadsforskjellene mellom bæresystemene er ikke vurdert. Ved videre arbeid ville økonomiske hensyn vært naturlig å se nærmere på. Innlagt armering og virkning av karbonatisering er ikke tatt med i livsløpsanalysene grunnet manglende informasjon. En detaljert livløpsvurdering som inkluderer alle parametere, bør utføres for å få et bedre sammenligningsgrunnlag.

10. Referanser

Betong Norge. (u.å.). *Fakta om betong*. Hentet 26. april 2023, fra <https://www.betong.no/fakta-om-betong/>

Betongelementforeningen. (u.å.). *Betongelementboken—2020*. Hentet 18. mai 2023, fra https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=41&DocumentId=Bin dB/Del_1/B4/4_1.pdf&BookId=B

Brørs, K. (u.å.). *Hva er armering?* ndla.no. Hentet 6. april 2023, fra <https://ndla.no/subject:1:0d67724e-d9fa-4365-9839-4cc91c012855/topic:1:eaf487bb-a2ad-4725-8e57-fd709dd4cade/topic:2:158640/resource:1:141146>

Bygg og bevar. (2019). *Konstruksjonsstål*. Hentet 6. april 2023, fra <https://www.byggogbevar.no/enok/groenne-materialvalg/konstruksjonsmaterialer/konstruksjonsstaa>

Celsa. (2000). *Kamstål B500NC*. <https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/kamstaa.pdf>

Celsa. (2021). *NY EPD FOR CELSA STEEL SERVICE NORGE*. <https://celsa-steelservice.no/ny-epd/>

Codex Advokat. (u.å.). *Bærekraft i byggebransjen – Ombruk av byggevarer*. Codex Advokat. Hentet 21. mai 2023, fra <https://codex.no/bedrift/entrepriserett/baerekraft-ombruk-byggevarer>

DiBK. (2017). *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*. Direktoratet for byggkvalitet. <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17>

EC0—NS-EN 1990 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. (2016).

EC1—NS-EN 1991 - Laster på konstruksjoner. (2008).

EC2—NS-EN 1992 - Prosjektering av betongkonstruksjoner. (2021).

EC8—NS-EN 1998 - prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. (2021).

Energi og klima. (2021). *Norges utslipp*. Hentet 26. april 2023, fra <https://energiogklima.no/klimavakten/norges-utslipp/>

Energiverket. (2019). *Hva er passivhus, nullhus og plusshus?*. Hentet 6. april 2023, fra <https://www.energiverket.no/hva-er-passivhus-nullhus-og-plusshus/>

EPD Norge. (u.å.). *EPD Norge Forsiden*. EPD Norge. Hentet 6. april 2023, fra <https://www.epd-norge.no/>

Eriksson, M. (u.å.). *Jern og stål*. SINTEF. Hentet 6. april 2023, fra <https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-industri/materialer-og-nanoteknologi/jern-og-stal/>

FN. (2021). *Bærekraftig utvikling*. Hentet 6. april 2023, fra <https://www.fn.no/tema/fattigdom/baerekraftig-utvikling>

Fremtidens Byggenæring. (2023). *Er Norge trygt for jordskjelv? Fremtidens Byggenæring*. Hentet 10. april 2023, fra <https://www.fremtidensbygg.no/er-norge-trygt-for-jordskjelv/>

- Godfrey, M. (u.å.). *Betong som byggemateriale*.
<https://d21dbafykfdck9.cloudfront.net/1509967175/betong-som-byggemateriale-i-et-miljperspektiv-asplan-viak.pdf>
- Hokksund Betong. (2021). *Lavkarbonbetong*. Hentet 6.april 2023, fra
<https://hokksundbetong.no/lavkarbonbetong/>
- Karlsen, T. (2023). SNL - miljøsertifisering. I *Store norske leksikon*. Hentet 6.april 2023, fra
https://snl.no/milj%C3%B8sertifisering_-_bygg_og_anlegg
- Klimaloven. (2017). *Lov om klimamål* (LOV-2017-06-16-60). Lovdata. <https://lovdata.no/lov/2017-06-16-60>
- Kraftmuseet. (2016). *Skalltaket—Råstofflageret*. Kraftmuseet.
<https://www.kraftmuseet.no/historie/odda-sin-industrihistorie/infotavler/skalltaket-rastofflageret-article677-1003.html>
- LCA.no AS. (u.å.). *Hva er LCA?* Hentet 7. mai 2023, fra <https://lca.no/hva-er-lca/>
- Leca Norge AS. (2022). *Lett fyllmasse—Leca lettklinker*.
https://www.leca.no/sites/leca.no/files/pdf/Leca%20Lett%20Fyllmasse%20brosjyre_infrastruktur%20og%20anlegg_TilNett.pdf
- Mamen, J., & Benestad, R. (2023). Drivhuseffekten. I *Store norske leksikon*. Hentet 7.mai 2023, fra
<https://snl.no/drivhuseffekten>
- Martinsen, K. C., & Nilsen, N. I. (2020). *Erfaringer med betong klasse «lavkarbon ekstrem»*.
<https://www.futurebuilt.no/content/download/17761/111652>
- Meccanica. (u.å.). *Knekking*. Hentet 12. mai 2023, fra <http://meccanica.no/fasthet/knekking.htm>
- Målsnes, O. H. (2019). *Bergen kommune—Eidsvåg skole*. Hentet 20.mars 2023, fra
<https://www.bergen.kommune.no/hvaskjer/tema/vi-bygger-bergen/byggeprosjekter/skolebygg/byggeprosjekt-eidsvag-skole>
- NGU. (2023). *Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase*. Hentet 25.mars 2023, fra
https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/
- NIBIO. (2021). *Tilvekst og skogavvirkning*. Hentet 25.mars 2023, fra
<https://www.skogbruk.nibio.no/tilvekst-og-skogavvirkning>
- NORSAR. (2018). *Hva er et jordskjelv?* Hentet 25.mars 2023, fra <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>
- NORSAR. (2020). *Oppdatert seimsisk sonekart*. Hentet 25.mars 2023, fra
<https://www.norsar.no/getfile.php/139593-1585573121/norsar.no/Services/soneringskart/Multiconsult-10216470-RIB-RAP-001.pdf>
- Norsk Betongforening. (2018). *Betong og miljø – karbonatisering*. <https://betong.net/wp-content/uploads/6-NBweb-Betong-og-milj%C3%B8-%E2%80%93-karbonatisering.pdf>
- Norsk Betongforening. (2020). *37 PDF LAVKARBONBETONG (2020)*.
<https://betong.net/nettbutikk/nb-publikasjoner/37-pdf-lavkarbonbetong-2015-gratis-nedlasting-klikk-les/>

Norsk Metallfasader—*Aluminium og miljø*. (u.å.). Hentet 10. mai 2023, fra <https://metallfasader.no/aluminium-og-miljo/>

Norsk Stål. (2022, mai 18). *Reduser CO2- utslippene dine med Miljømetall™*. Hentet 10.mai 2023, fra <https://www.norskstaal.no/Default.aspx?ID=7592>

NVE. (2005). *Retningslinjer for betongdammer*. Hentet 1.mai 2023, fra <https://www.nve.no/media/8103/retningslinjer-for-betongdammer-med-3-tillegg-april-2023.pdf>

Ormestad, H., & Hofstad, K. (2023). *Egenfrekvens*. I *Store norske leksikon*. Hentet 1.mai 2023, fra <https://snl.no/egenfrekvens>

Pedersen, K. B., & Knutson, Å. (2004). SVV—Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg. 35. <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/190137>

Plan- og bygningsloven. (2008). *Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven)* (LOV-2008-06-27-71). Lovdata. <https://lovdata.no/lov/2008-06-27-71>

Rockwool. (u.å.). *Brannsikring av stål*. Hentet 6. april 2023, fra <https://www.rockwool.com/no/produkter-og-konstruksjoner/passiv-brannbeskyttelse/stal/>

SINTEF 471.031 *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler—Byggforskserien*. (2013). SINTEF. https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler

SINTEF 511.101 *Byggegrunn og terreng—Byggforskserien*. (2012). SINTEF. https://www.byggforsk.no/dokument/240/byggegrunn_og_terreng

SINTEF 520.026 *Viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner*. (2004). SINTEF. https://www.byggforsk.no/dokument/285/viktige_parametere_for_prosjektering_og_utfoerelse_av_bestandige_betongkonstruksjoner#i81

SINTEF 571.105 *Naturstein. Egenskaper, produkter og bruksområder—Byggforskserien*. (2018). SINTEF. https://www.byggforsk.no/dokument/4041/naturstein_egenskaper_produkter_og_bruksomraader#i68

SINTEF 571.524 *Trelast. Typer og egenskaper—Byggforskserien*. (2015). SINTEF. https://www.byggforsk.no/dokument/3236/trelasttyper_og_egenskaper#i32

Standard Norge. (u.å.). *Eurokoder*. Hentet 3. april 2023, fra <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>

Standard Norge. (2012). *NS 3701:2012—Kriterier for passivhus og lavenergibygninger—Yrkesbygninger*. <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=587802>

Standard Norge. (2021). *Standardisering*. <https://www.standard.no/standardisering/>

Sweco. (u.å.). *Muntlig formidling fra ekstern veileder*.

Tata Steel. (u.å.). *Bærekraftig bygging i stål*. Tata Steel in Europe. Hentet 28. april 2023, fra <https://www.tatasteeleurope.com/no/byggesystemer/b%C3%A6rekraft/b%C3%A6rekraftig-bygging-i-st%C3%A5l>

Tekna. (2022). *Aktuell forskning innenfor bygg- og anleggsbransjen*. <https://www.tekna.no/fag-og-nettverk/bygg-og-anlegg/byggbloggen/aktuell-forskning-innenfor-bygg--og-anleggsbransjen/#:~:text=CO2%2Dutslippene%20fra%20bygg%2D%20og,15%25%20av%20norske%20Klimautslipp>.

Thue, J. V. (2022). *SNL - element*. I *Store norske leksikon*. Hentet 2.mai 2023, fra <https://snl.no/elementbygging>

Thue, J. V. (2023). *SNL - fundament*. I *Store norske leksikon*. Hentet 2.mai 2023, fra <https://snl.no/fundament>

Toutain, J. (2022, juni 3). *Hva er CO2-ekvivalenter?*. Hentet 5.mai 2023, fra <https://www.ungklima.no/t/Hva-er-CO2-ekvivalenter-44>

Trefokus. (u.å.). *Trevirkets holdbarhet*. Hentet 2. mai 2023, fra <http://www.trefokus.no/proff/artikler/materialer/tre-utendørs/artikkel-2>

Trefokus. (2004). *Tre og miljø*. <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>

Unicon. (u.å.). *UNICON LAVKARBONBETONG*. Hentet 8. mai 2023, fra <https://www.unicon.no/produkter-tjenester/lavkarbonbetong/>

Wikipedia. (2022). *Betong*. Hentet 5.april 2023, fra <https://no.wikipedia.org/w/index.php?title=Betong&oldid=23098174>