

Sammenligning av materialer og metoder for dekker i råbygg

Comparison of materials and methods for floor slabs in raw construction

Trondheim Mai 2023

Navn studenter:

Andreas Kjøsnes

Christoffer Bolstad

Joakim Horten Bakken

Intern veileder:

Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:

AF Gruppen

Prosjektnr.:

2023 – 6

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Problemdefinering og resultatmål

Råbygg er et bygg som er lukket og oppført i sin ytre form uten innredning, tekniske installasjoner, kledning eller overflatebehandling (Nordal, 2019). Problemstillingen for bacheloroppgaven er å sammenligne ulike råbyggsmetoder, se på løsningene rundt materialvalg, metode og materialegenskaper for påvirkningsfaktorene byggekostnad, byggetid, byggbarhet, HMS, levetid og miljø.

Bachelorgruppen har fått tildelt oppgaven basert på et pågående prosjekt på Kværnerhøyden med AF Gruppen som totalentreprenør. Kværnerhøyden ligger ved Svartdalsparken i Oslo. Prosjektet består av to boligblokker på henholdsvis fem og tolv etasjer med totalt 71 leiligheter, parkeringskjeller, takterrasse samt et adskilt townhouse. Bacheloroppgaven tar utgangspunkt i boligblokk A på tolv etasjer.

Med bacheloroppgaven ønsker bachelorgruppen å gi en innføring i 'bestep praksis' for ulike dekkelsesninger. Dekkene vil dimensjoneres for hånd opp mot FEM-analyseprogram i forhold til opptredende laster og gjeldene krav ut ifra standarder som plan og bygningsloven (PBL), byggt teknisk forskrift (TEK17), Eurokode samt Norsk Standard (NS). Ut ifra beregningene og resultatene med hensyn på byggets bruksområde og funksjonalitet, vil bachelorgruppen skape et kompendium som vil hjelpe AF Gruppen med å optimalisere valg i tidlig fase av prosjekter. Kompendiet vil bidra til godt samspill på byggeplass med fleksible detaljer og forhindre feilvalg som forplanter seg videre i prosjekter. Kompendiet er tiltenkt å være et underlag til opplæring og oppslagsverk i AF Gruppen ved senere prosjekter og fagkurs.

Stikkord	Keywords
Råbygg	Raw construction
Dimensjonering	Design
Materialer	Materials
Programvare	Software
Illustrasjoner	Illustrations
Kompendium	Compendium

Tabell 1: Stikkord for oppsummering av rapport/keywords for summarizing the report

Forord

Bacheloroppgaven er utført av tre byggstudenter våren 2023 ved institutt for konstruksjonsteknikk ved fakultet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng av en bachelor i ingeniørfag, bygg med faglig fordypning i konstruksjonsteknikk. Bacheloroppgaven skal være en kobling mellom utdanningen og arbeidslivet/videre studier.

Proessen med bacheloroppgaven startet høsten 2022 ved å kontakte ulike eksterne bedrifter relatert til byggebransjen. AF Gruppen kom med forslag til en oppgave som omhandlet optimalisering av ulike råbyggmetoder som kompendium i prosjekter og senere fagkurs. Problemstillingen tar i bruk kompetanse fra statikk-egnene og stål- og betongkonstruksjoner i et reelt prosjekt. Oppgaven gir samtidig mulighet til å utfordre ukjente områder innen konstruksjonsteknikk.

Prosjektperioden fra oppstart høst 2022 til levering mai 2023 har vært en spennende og utfordrende prosess hvor læringsutbyttet har vært stort. I januar var kun slakkarmerte betongdekker et kjent materiale, og gruppen hadde lite kunnskap om massivtre, spennarmerte betongdekker, hulldekker og plattendecker før begynnelsen på bacheloroppgaven. Gjennom betongboken til Sørensen, kommunikasjon med dyktige produsenter over e-post og hjelp fra veiledere, fikk gruppen god kunnskap om prefabrikkerte dekker.

Gruppen vil rette en stor takk til intern veileder og universitetslektor Arne Mathias Selberg fra institutt for konstruksjonsteknikk på NTNU for god oppfølging og hjelp. Takk også til eksterne veiledere fra AF Gruppen ved AF Byggfornyelse med KS-sjef Geir Hansen, HR-manager Sif Løvdal og prosjekteringsleder på Kværnerhøyden, Erlend Pettersen, for å være tilgjengelig for spørsmål og gode råd gjennom prosjektperioden.

Gruppemedlemmene har bidratt i tilsvarende lik grad gjennom prosjektperioden med planlegging, innhenting av informasjon, beregning, analyse og tolkning av resultater. Medlemmene har kontrollert beregninger og vært behjelpelige slik at gruppen har hatt en god og jevn flyt i arbeidet med oppgaven.

Trondheim, mai 2023

Andreas Kjosnes

Christoffer Bolstad

Joakim H. Bakken

Andreas Kjosnes

Christoffer Bolstad

Joakim Horten Bakken

Sammendrag

AF Gruppen har etterspurt en generell innføring i 'bestepraksis' for valg av materialer og metoder i råbyggsfasen av et prosjekt, samlet i et kompendium. Ved hjelp av kompendiet ønsker AF Gruppen å ha bedre forutsetninger for å ta rette valg i tidlig fase for å skape et godt samspill fra start og forhindre feilvalg som forplanter seg videre i prosjekter.

Rapporten omhandler å sammenligne ulike materialer og metoder for dekkeløsninger i råbygg. Gruppen har utført kapasitetskontroll av kritisk søyle og bjelke ut ifra eksisterende prosjektering for boligblokk A på Kværnerhøyden, som grunnlag til videre dimensjonering av dekker. Bachelorgruppen har dimensjonert for de prefabrikkerte løsningene *massivtredekke*, *spennarmert betongdekke* og *forspent hulldekke* samt de plasstøpte løsningene *slakkarmert betongdekke* og *plattendekker*. Metodene og materialene vil sammenlignes opp mot påvirkningsfaktorene *byggekostnad*, *byggetid*, *byggbarhet*, *HMS*, *levetid* og *miljø*. Fordeler og ulemper med foreslåtte løsninger diskuteres for hvert materiale for å skape et kompendium til underlag ved senere fagkurs hos AF Gruppen. Gruppen har gjennom perioden knyttet beregninger spesifikt opp mot prosjektet på Kværnerhøyden, men også vært mer generelle for å tilfredsstillere at AF Gruppen kan benytte kompendiet flere steder i Norge. Det er viktig å merke seg at et hvert prosjekt har prosjektspesifikke omstendigheter som vil påvirke betydningen av de nevnte påvirkningsfaktorene.

Spennarmerte betongdekker, forspente hulldekker, slakkarmerte betongdekker og plattendekker ville tilfredsstilt krav til prosjekterte dekker for boligblokken på Kværnerhøyden. Hver betongtype tilfredsstiller krav til lyd, brann, vibrasjon og tekniske føringer ut ifra tilgjengelig plass av etasjeskiller fra BIM-modell. Massivtredekker vil ikke tilfredsstillere alle de byggetekniske kravene ved største prosjekterte spennvidde (C-C) 7860 mm. Trekonstruksjoner krever mer tilpasninger og ekstra materiale, men er til gjengjeld mer miljøvennlig. Spennarmerte betongdekker gir mulighet for slanke dekker med store spenn. Forspente hulldekker kan gi mindre fundamentutfordringer på grunn av 40 % lavere vekt enn et massivt betongdekke. Plattendekker gir stor tilpasningsdyktighet ved at det består av et prefabrikkert dekke med behov for påstøp på byggeplass. Prefabrikkerte elementer vil ha kortere byggetid på byggeplass enn plasstøpte, men krever tilleggskonstruksjon på grunn av at tekniske installasjoner ikke kan legges i rådekket. Ved kompliserte prosjekter med mye detaljprosjektering og usikkerhet, kan plasstøpte betongdekker være et bedre alternativ.

Det er lagt mest vekt på beregninger med tanke på at bacheloroppgaven er utarbeidet fra institutt for konstruksjonsteknikk. Oppgaven skal generalisere byggeprosjekter, men alle prosjekter er ulike. Dette medfører at resultatene er knyttet til noe usikkerhet og må settes i prosjektavhengig kontekst.

Abstract

AF Group has requested a general introduction to best practices for selecting materials and methods in the raw construction phase of a project, compiled in a compendium. With the help of the compendium, AF Group aims to have better prerequisites for making the right choices in the early stages to create a good interaction from the start and prevent wrong choices that propagate further in projects.

The report aims to compare different materials and methods for floor slab solutions in raw construction. The group has performed capacity control of the critical column and beam based on existing design for residential block A at Kværnerhøyden, as a basis for further dimensioning of the floor slabs. The bachelor group has dimensioned for the prefabricated solutions *cross-laminated timber (CLT) flooring*, *pre-tensioned concrete flooring*, and *prestressed hollow-core flooring*, as well as the cast-in-place solutions reinforced concrete flooring and partially precast concrete floor system. The methods and materials will be compared against the influencing factors of *construction cost*, *construction time*, *buildability*, *HSE (health, safety and environment)*, *lifespan*, and *environment*. The advantages and disadvantages with proposed solutions are discussed for each material to create a compendium as a basis for later professional courses at AF Group. The group has, throughout the period, linked calculations specifically to the project at Kværnerhøyden but has also been more general to satisfy that AF Group can use the compendium in several places in Norway. It is important to note that each project has project-specific circumstances that will affect the importance of the mentioned influencing factors.

Pre-tensioned concrete flooring, prestressed hollow-core flooring, reinforced concrete flooring, and partially precast concrete floor systems would have met the requirements for designed floor slabs for the residential block at Kværnerhøyden. Each type of concrete meets the requirements for sound, fire, vibration, and technical guidelines based on available floor space from the BIM model. CLT flooring will not meet all the construction requirements at the largest designed span (C-C) 7860 mm. Timber structures require more adjustments and additional material but are more environmentally friendly in return. Pre-tensioned concrete floors allow for slender floors with large spans. Hollow-core floors can result in fewer foundation challenges due to a 40 % lower weight than a solid concrete floor. Partially precast concrete floor system provides great adaptability as it consists of a prefabricated floor with a need for on-site topping. Prefabricated elements will have a shorter construction time on site than cast-in-place but require additional construction because technical installations cannot be placed in the raw floor. For complex projects with a lot of detailed design and uncertainty, cast-in-place concrete floors may be a better option.

The calculations have been given the most weight in the bachelor's thesis as it is developed from the Department of Structural Engineering. The thesis aims to generalize construction projects, but all projects are different. This means that the results are associated with some uncertainty and must be placed in a project-specific context.

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	iii
Abstract	iv
Tabelliste	viii
Figurliste	xi
1 Innledning	1
1.1 Oppgavebeskrivelse	1
1.2 Stedsbeskrivelse	1
1.3 Avgrensninger og forutsetninger	2
1.3.1 Statisk modell av stål	2
1.3.2 Felles for alle dekker	2
1.3.3 Beregning av massivtredekke	2
1.3.4 Beregninger av betongdekker	3
1.4 Oppgavens oppbygning	4
2 Metode	5
2.1 Forskningsmetode	5
2.2 Kvalitetssikring	5
2.3 Arbeidssteg	7
3 Bakgrunnsstoff	8
3.1 Statisk system i stål	8
3.1.1 Fordeler og ulemper	9
3.1.2 Beregningsgrunnlag	9
3.2 Tekniske føringer i dekker	16
3.3 Massivtredekker	18
3.3.1 Fordeler og ulemper	19
3.3.2 Teori	20
3.4 Betongdekker	23
3.4.1 Fordeler og ulemper	24
3.5 Spennarmerte betongdekker	25
3.5.1 Fordeler og ulemper	26
3.5.2 Teori	26
3.6 Forspente hulldekker	28
3.6.1 Fordeler og ulemper:	29
3.6.2 Teori	29
3.7 Slakkarmerte betongdekker	31
3.7.1 Fordeler og ulemper	32

3.7.2	Teori	32
3.8	Plattendecker	34
3.8.1	Fordeler og ulemper	34
3.8.2	Teori	35
4	Forklarende tekst med resultater for vedlegg C og D	36
4.1	Massivtredekker, vedlegg C.1	36
4.2	Massivtredekker, vedlegg C.2	37
4.3	Massivtredekker, vedlegg C.3	39
4.4	Spennarmerte betongdekker, vedlegg D.1	40
4.5	Forspente hulldekker, vedlegg D.2	43
4.6	Slakkarmerte betongdekker, vedlegg D.3	45
5	Resultater	47
5.1	Massivtredekker	47
5.2	Betong	48
5.2.1	Spennarmerte betongdekker	48
5.2.2	Forspente hulldekker	50
5.2.3	Slakkarmerte betongdekker og plattendecker	52
5.2.4	Sammenligning av betongdekker	54
6	Påvirkningsfaktorer	55
6.1	Byggekostnad	55
6.2	Byggetid	56
6.3	Byggbarhet	58
6.4	HMS	59
6.5	Levetid	60
6.6	Miljø	61
7	Diskusjon	64
7.1	Massivtredekke	64
7.2	Betongdekker	66
7.2.1	Spennarmerte betongdekker	66
7.2.2	Forspente hulldekker	66
7.2.3	Slakkarmerte betongdekker	67
7.2.4	Plattendecker	68
7.2.5	Sammenligning av betongdekker	68
7.3	Sammenligning av massivtredekker og betongdekker	70
8	Konklusjon	72
9	Videre arbeid	75

Referanser	77
Vedlegg	82
1 Plakat	82
2 Artikkel	83
3 Revit	85
3.1 Arkitektonisk 3D-visning	85
3.2 Plantegning 2. etasje	86
3.3 Fasade Nord	87
A Laster	88
A.1 Nyttelast	88
A.2 Snølast	89
A.3 Vindlast	90
B Kapasitetskontroll	99
B.1 Stålsøyle	99
B.2 Stålbjelke	102
C Massivtredekker (kun lengste spennvidde)	105
C.1 5-sjikt med standard elementbredde	105
C.2 5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss	119
C.3 7-sjikt med standard elementbredde	136
D Betongdekker (kun lengste spennvidde)	151
D.1 Spennarmerte betongdekker	151
D.2 Forspente hulldekker	176
D.3 Slakkarmerte betongdekker	195
E Beregningsgrunnlag	206
E.1 Kontroll mot FEM-programmet Focus konstruksjon	206
E.2 Prisoverslag for de ulike dekketyper for boligblokk A på Kværnerhøyden	209
E.3 Miljøberegninger	212
E.4 Lydisolasjon av tekniske føringer	214
E.5 Beregning av nødvendig armeringsdybde i branntilstand for forspente hulldekker	215

Tabelliste

1	Stikkord for oppsummering av rapport/keywords for summarizing the report	i
2	Symbolliste for symboler brukt i rapport.	xiii
3	Begrepsforklaring for begreper brukt i rapport.	xiv
4	Oppbygging og struktur av rapporten.	4
5	Oversikt over programvarer brukt i rapporten.	5
6	Oversikt over standarder brukt i rapporten.	6
7	Fordeler og ulemper for stål	9
8	Nyttelastverdi for boligblokk A på Kværnerhøyden.	10
9	Oppsummering av verdier fra beregninger av snølast hentet fra tabell NA.4.1(901) i Eurokode, 1-3.	10
10	Oppsummering av utvalgte verdier fra beregninger av vindlast hentet fra Eurokode, 1-4.	11
11	Oppsummering av permanente og variable laster brukt i beregninger.	12
12	Plassbehov for tekniske føringer i dekker.	17
13	Fordeler og ulemper for massivtredekker.	19
14	Lydkrav mot lydklasse C for laboratoriemålte verdier med CLT 200 uten tilleggskonstruksjon (Byggforskserien, 2009, 522.891).	22
15	Lydkrav mot lydklasse C for laboratoriemålte verdier med CLT 200 og tilleggskonstruksjon (Byggforskserien, 2009, 522.891).	22
16	Fordeler og ulemper for betongdekker.	24
17	Fordeler og ulemper for prefabrikkert vs plasstøpt.	25
18	Fordeler og ulemper for spennarmerte betongdekker.	26
19	Lydkrav mot lydklasse C for et rådekke for massiv betong 200 mm (Byggforskserien, 2015, 522.513).	27
20	Lydkrav mot lydklasse C for massiv betong 200 mm med vinyl og PVC-skum (Byggforskserien, 2015, 522.514).	28
21	Fordeler og ulemper for forspente hulldekker.	29
22	Lydkrav mot lydklasse C for forspent hulldekke på 200 mm med 10 mm sementbasert gulvavrettingsmasse (Byggforskserien, 2015, 522.513).	30
23	Lydkrav mot lydklasse C for et forspent hulldekke 200 mm med vinyl (PVC) og PVC-skum (Byggforskserien, 2015, 522.514).	31
24	Fordeler og ulemper for slakkarmerte betongdekker.	32
25	Lydkrav mot lydklasse C for et rådekke med massiv betong 250 mm (Byggforskserien, 2015, 522.513).	33
26	Lydkrav mot lydklasse C for massiv betong 250 mm med vinyl og PVC-skum (Byggforskserien, 2015, 522.514).	33
27	Fordeler og ulemper for plattendekker.	34
28	5-sjikt med standard elementbredde.	36

29	Kontroll i bruddgrense for vedlegg C.1.	36
30	Kontroll i bruksgrense for vedlegg C.1.	36
31	Kontroll av vibrasjon for vedlegg C.1.	37
32	Kontroll av brannbelastning R 90 for vedlegg C.1.	37
33	5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss.	37
34	Kontroll i bruddgrense for vedlegg C.2.	38
35	Kontroll i bruksgrense for vedlegg C.2.	38
36	Kontroll av vibrasjon for vedlegg C.2.	38
37	Kontroll av brannbelastning REI 90 og REI 60 for vedlegg C.2.	38
38	7-sjikt med standard elementbredde.	39
39	Kontroll i bruddgrense for vedlegg C.3.	39
40	Kontroll i bruksgrense for vedlegg C.3.	39
41	Kontroll av vibrasjon for vedlegg C.3.	39
42	Kontroll av brannbelastning R 90 for vedlegg C.3.	40
43	Oppsummering av effektiv tverrsnittshøyde og armeringsmengde.	40
44	Oppsummering av tap av spennkraft	41
45	Kontroll av spenningsberegning av uopprisset betong - stadium 1.	41
46	Kontroll av nedbøyning.	42
47	Kontroll av moment- og skjærkapasitet.	42
48	Oppsummering av tap av spennkraft.	44
49	Kontroll av spenningsberegning av uopprisset betong - stadium 1.	44
50	Kontroll av nedbøyning.	44
51	Kontroll av moment- og skjærkapasitet.	45
52	Oppsummering av tverrsnittshøyde og armeringsmengde.	45
53	Kontroll av nedbøyning.	46
54	Kontroll av rissvidde opp mot spenning i armering.	46
55	Kontroll av moment- og skjærkapasitet.	46
56	Resultater fra beregningene av massivtredekker.	47
57	Resultater fra beregningene av spennarmerte betongdekker med største spennvidde (C-C).	48
58	Resultater fra beregningene av spennarmerte betongdekker med minste spennvidde (C-C).	49
59	Resultater fra beregningene av forspente hulldekker med største spennvidde (C-C).	50
60	Resultater fra beregningene av forspente hulldekker med minste spennvidde (C-C).	51
61	Resultater fra beregningene av slakkarmerte betongdekker/plattendekker med største spennvidde (C-C).	52
62	Resultater fra beregningene av slakkarmerte betongdekker med minste spennvidde (C-C).	53
63	Prosentvis forskjell mellom de ulike spennviddene (C-C) ved ulik påføring av egen-/nyttelast med betongkvalitet B35.	54
64	Prosentvis forskjell mellom de ulike spennviddene (C-C) ved ulik betongklasse med lastpåføring 3/28.	54

65	Prosentvis forskjell på armeringsmengde for betongklasse B20 mellom de ulike spennviddene (C-C).	54
66	Prosentvis forskjell på armeringsmengde for betongklasse B35 mellom de ulike spennviddene (C-C).	54
67	Prosentvis forskjell på armeringsmengde for betongklasse B45 mellom de ulike spennviddene (C-C).	54
68	Estimert kostnadsoversikt over de ulike materialene til råbygget, prisestimert for boligblokk A på Kværnerhøyden.	55
69	Oversikt over estimert transportkostnader for de ulike materialene/metodene.	56
70	Oversikt over faktorer med størst påvirkning på byggetid for de ulike metodene.	57
71	Oversikt over byggbarfaktorer for de ulike materialene.	58
72	Oversikt over HMS-faktorer for de ulike materialene og metodene.	59
73	Oversikt over levetidsfaktorer for de ulike materialene og metodene.	60
74	Oversikt over miljøfaktorer og resultater for de ulike materialene og metodene for boligblokk A på Kværnerhøyden.	62
75	Oppsummerende resultater for materialer/metoder for en fleretasjes boligblokk.	72
76	Vurdering av dekkelsesninger opp mot ulike faktorer.	73
77	Fire faser av byggets levetid (Massivtre, 2017, s. 13).	75

Figurliste

1	Beliggenheten til prosjektet (Google Earth, 2023).	1
2	Pågående byggeprosjekt (AF gruppen, 2022).	1
3	Målsatt modell i Revit av bæresystem [verdier i mm]	8
4	Råbygg i stål og betong (Skanska, u.å.)	8
5	Illustrasjon av nyttelast i 1. etasje fra SkyCiv.	10
6	Illustrasjon av snølast i 3D fra SkyCiv.	11
7	Illustrasjon av snølast i planvisning fra SkyCiv.	11
8	Illustrasjon av vindtrykket sett i fasade.	11
9	Illustrasjon av soner gjengitt i legg A.3 hentet fra SkyCiv.	11
10	Lastkombinasjoner hentet ut fra SkyCiv brukt i dimensjonering av bæresystem.	12
11	Kritisk søyle med aksialkraft.	13
12	Kritisk bjelke med påkjent moment.	13
13	Illustrasjon av søyle med høyde og randbetingelser.	13
14	Illustrasjon av bjelke med lengde, randbetingelser og momentdiagram.	14
15	Spennvidder (C-C) illustrert i Revit fra boligblokk A på Kværnerhøyden.	15
16	Randbetingelser og innfesting av dekke for de ulike spennviddene (C-C).	15
17	Total brutto etasjehøyde i boligblokken på Kværnerhøyden hentet fra Revit.	16
18	Diagram for plassbehov av tekniske føringer i dekker (Byggforskserien, 2002, 379.320) . .	17
19	Illustrasjon av et krysslitt massivtreelement (Alsen, 2019).	18
20	Forslag til oppbygging av etasjeskiller for et massivtredekke med nedfôret himling, tegnet i Archicad.	23
21	Betongdekker i et råbygg (Råbyggas, u.å.).	23
22	Illustrasjon av et fôrøppspent betongdekke (Designing Buildings, u.å.).	25
23	Forslag til oppbygging av etasjeskiller med spennarmerte betongdekker, tegnet i Archicad.	28
24	Illustrasjon av et forspent hulldekke (Folkesson, 2010).	28
25	Forslag til oppbygging av etasjeskiller med forspent hulldekke, tegnet i Archicad.	31
26	Plasstøpt dekke over parkeringskjeller på Thon Hotell SNØ (Foto: Privat fra sommer 2022).	31
27	Forslag til oppbygging av etasjeskiller med et slakkarmert betongdekke, tegnet i Archicad.	33
28	Illustrasjon av plattendekker (Globaldom, 2023).	34
29	Forslag til oppbygging av etasjeskiller med plattendekker, tegnet i Archicad.	35
30	Illustrasjon av et spennarmert betongdekke.	40
31	Skissert M-N diagram fra Excel.	42
32	Frekvenser ved menneskelige aktiviteter	43
33	Illustrasjon av et forspent hulldekke fra beregninger i vedlegg D.2 med utgangspunkt hentet fra NOBI.	43
34	Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (langt spenn).	48
35	Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (kort spenn).	49

36	Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (langt spenn).	50
37	Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (kort spenn).	51
38	Armeringsmengde for ulike betongklasser og lastpåføring (langt spenn).	52
39	Armeringsmengde for ulike betongklasser og lastpåføring (kort spenn).	53
40	Prefabrikkert tidslinje (Massivtre, 2017, s. 7).	58
41	Plasstøpt tidslinje (Massivtre, 2017, s. 7).	58
42	Oversikt over klimautslippet for byggematerialene tre og betong for et kontorbygg med varierende antall etasjer (Norsus, 2019).	63

Symbolliste

Symboler	Forklaring
$S_{k,0}$	Karakteristisk snølast på mark
H_u	Høyde over havet
H_g	Angir en grenseverdi for makshøyde uten en sikkerhetsfaktor ΔS_k
ΔS_k	Sikkerhetsfaktor 0,5kN/m ² -1,0kN/m ² per 100 m avhengig av lokasjon
$S_{k,maks}$	Maksimal verdi for snølast
w_{fin}	Endelig nedbøyning
w_{inst}	Umiddelbar nedbøyning
f_x	Egenfrekvensverdi
R_w	Feltmålt, veid lydreduksjonstall
$L_{n,w}$	Feltmålt, veid trinnlydnivå
$C_{50-5000}$	Korreksjonsfaktor som gir strengere bedømmelse av lydisolasjon
$C_{1,50-2500}$	Korreksjonsfaktor som gir strengere bedømmelse av lydisolasjon
A_p	Areal spennarmering
$T_{p,armering}$	Tyngdepunkt til armering
CLT	Cross-laminated timber (krysslimt tre)
C_{nom}	Betongoverdekningen, avstand mellom overflaten av armeringen som ligger nærmest betongoverflaten og den nærmeste betongoverflaten. Minste overdekning(c_{min}) + et avvik(ΔC_{dev})

Tabell 2: Symbolliste for symboler brukt i rapport.

Begrepsforklaring

Begreper	Forklaring
TEK17	Byggeforskrift, sett med regler og minimumskrav for hvordan bygninger skal bygges og/eller ombygges.
NS-EN	Europeisk standard som er utviklet internasjonalt og fastsatt som Norsk Standard.
FEM-analyseprogram	Analyseprogram som analyserer og simulerer fysiske fenomener etter behov. Ved gitte kommandoer kan analyseprogrammet angi brudd i konstruksjon.
Forkulling	Oksygen får ikke tilgang til det brennbare materialet.
C-C	Senter-senter.
Prefabrikkert	Produktet blir produsert på forhånd i en fabrikk i kontrollerte fabrikkinnstillinger og forhold. Produktet er kvalitetssjekket med spesialisert og nøyaktig utstyr.
Plasstøpt	Produktet blir laget på stedet der det skal benyttes. I byggebransjen er plasstøpt betong eller andre materialer, materialer som blir blandet, plassert og herdet på byggeplassen.
Stempling	Støttebjelke som benyttes på tvers av spennlengde i monteringsfase til betongen har oppnådd høy nok styrke.
SJA	Sikker jobb analyse. Systematisk gjennomgang av alle risikoelementer for å opplyse/identifisere uønskete hendelser.
RUH	Rapportering av uønskete hendelser for å dokumentere avvik og lære av feil.
Harmonisk impuls	Kortvarig støt som gir en periodisk bevegelse eller vibrasjon.
Karbonisering	Prosess mellom herdet betong og CO ₂ medfører lavere pH-verdi i betong slik at egenskapene ved fjerning av rust forsvinner.
Massiv betong	Inkluderer spennarmert betong, slakkarmert betong og plattendekker.
Ekvivalent høyde	Defineres som forholdet mellom netto betongareal og elementbredde.

Tabell 3: Begrepsforklaring for begreper brukt i rapport.

1 Innledning

1.1 Oppgavebeskrivelse

Hensikten med bacheloroppgaven er å gi en innføring i 'bestep praksis' for ulike dekkeløsninger. Gruppen skal gjennomføre en forenklet kontroll av et statisk bæresystem system i stål, som grunnlag for videre dimensjonering av dekke. Bacheloroppgaven skal sammenligne ulike dekkeløsninger i et råbygg med løsninger rundt ulike materialvalg og materialegenskaper for påvirkningsfaktorer. Fordeler og ulemper med foreslåtte løsninger vil diskuteres for å skape et kompendium til AF gruppen. Hovedhensikten med kompendiet vil være å hjelpe AF Gruppen med å ta raske og korrekte beslutninger i tidlig fase for å forhindre feilvalg som forplanter seg videre i prosjektet. Kompendiet er samtidig tiltenkt å være underlag til opplæring ved senere fagkurs.

Bachelorgruppen vil gjennomføre en beregningsgang som følger:

1. I felleskap modellere råbygget i 'Finite Element Method' (FEM) analyseprogrammet SkyCiv og/eller Focus konstruksjon.
2. Håndberegninger i henhold til byggetekniske forskrifter, krav og standarder. Sammenligne resultat med hverandre internt og opp mot SkyCiv, Focus konstruksjon, Splitkon sin tekniske godkjenning og resultater fra RIB for prosjektet på Kværnerhøyden.
3. Diskutere og kvalitetssikre resultater med intern veileder.

1.2 Stedsbeskrivelse

Bacheloroppgaven tar utgangspunkt i boligblokk A på Kværnerhøyden, lokalisert på Nygårdshøyden ved Svartdalsparken i Oslo (se figur 1). Nygård Boligutvikling Holdning, eid av Fredensborg Bolig, står bak prosjektet med AF Gruppen som oppdragsgiver. Området var før byggestart mars 2021 et industriområde som nå skal forvandles til grønne utearealer og et attraktivt boområde (se figur 2).



Figur 1: Beliggenheten til prosjektet (Google Earth, 2023).



Figur 2: Pågående byggeprosjekt (AF gruppen, 2022).

1.3 Avgrensninger og forutsetninger

1.3.1 Statisk modell av stål

- Regner ikke med balkonger som er på Kværnerhøyden.
- Alle bjelker og søyler er tegnet ovenfor hverandre for å få krefter direkte ned i fundamentet. (Opprinnelig modell går fra fire til fem leiligheter i de to øverste etasjene.)
- Bjelkene er i dimensjon USP 270, utenom HE 260B som er tegnet i akse 2 og 5 fordi det legges dekker fra begge sider av bjelken (se vedlegg 3.2).
- Bæreveggene er prosjektert som lukket, mens AF Gruppen har laget utsparinger i bærevegg for tilgang til rom/vinduer.
- Ikke tatt med heissjakt og annet teknisk på tak.
- Tegnet vest og øst side symmetrisk (tegn ut ifra vest side i modell fra Dalux).
- Sikkerhetsfaktorer 1,35 for egenlast og variable laster (Verste lastkombinasjon ut ifra SkyCiv for nyttelast, snølast og vindlast, se figur 10).

1.3.2 Felles for alle dekker

- FEM-analyseprogrammet SkyCiv viser at beregnet snølast og vindlast ikke vil ha noen betydning for beregning av dekke fordi lastene primært vil følge bærekonstruksjonen og ikke påvirke dekke i stor grad. Det vil dermed kun benyttes jevnt fordelt nytte- og egenlast i både bruksgrense- og bruddgrensetilstand i verste lastkombinasjon.
- For boligblokken på Kværnerhøyden, vil risikoklasse 4 være gjeldene (Direktoratet for byggekvalitet, 2017a). For boligblokker med flere enn fem etasjer, vil brannklassen BKL 3 være gjeldende for nevnte risikoklasse (Direktoratet for byggekvalitet, 2017b). I henhold til Byggforskserien vil preakseptert ytelse for krav til brannmotstand for BKL 3 for bærende etasjeskiller være R 90 (Byggforskserien, 2020, 520.321). Dette betyr 90 minutters lastbærende egenskap. E (integritet) og I (isolasjonsevne) er ikke hensyntatt i bacheloroppgaven.
- Det er ikke hensyntatt plass for nedlekting for ventilasjon i figurene for oppbygging av etasjeskiller av de ulike dekkeløsningene.

1.3.3 Beregning av massivtredekke

- Skjæranalogimetoden er benytte som beregningsmetode.
- Verdier for E-modul og densitet er hentet fra Splitkon sin tekniske godkjenning.

-
- Antatt klimaklasse 1, som vil si tørt inneklima.
 - Ved bruddgrensekontroll, må totalspenningen (aksial og moment) for hvert snitt delt på dimensjonerende bøyefasthet, være mindre enn 1. Der størst totalspenning for aktuell bøyefasthet og kritisk sjikt ikke overskrider kravet, vil det ikke være nødvendig å kontrollere andre sjikt.
 - Ved bruksgrensekontroll, sjekkes både umiddelbar og endelig nedbøyning, der nedbøyningskravet er henholdsvis $L/300$ og $L/250$.
 - Ved kontroll av vibrasjon, følges kriterium gitt av Hu (2007) ligning [2.1] i prosjektrapport av Anders Homb (Homb, 2008). SINTEF sitt krav til komfortkriterium av vibrasjon stiller strenge krav for beregning av egenfrekvensverdi for et massivtredekke. Det forutsettes at sjenerende vibrasjoner ikke oppstår ved normal gange, hopping etc. I praksis vil eventuelle innervegger hjelpe positivt på vibrasjoner, selv om dette ikke er hensyntatt i beregningene.

1.3.4 Beregninger av betongdekker

- Dimensjonert etter største momentpåkjenning i ytterkant av platen. Konservativt fordi momenter vil være mindre lengre inn mot opplagere.
- Antatt eksponeringsklasse X0.
- Antatt tilstrekkelig forankring og full heft mellom betong og armering.
- Nedbøyningskrav satt til $L/250$.
- Antatt tilnærmet null svinn i slakkarmert betong (armering i topp og bunn).
- For spennarmering er det antatt 120 kN spennkraft per tau (kan være større eller mindre).
- Det er antatt at oppspenningstilstanden blir håndtert av fabrikant (beregninger uten laster gir brudd i betongen).
- Antatt spennarmering med flytespenning 1550 MPa og armering B500NC.
- Slakkarmert betong dimensjoneres for nødvendig armering i lengderetning, dette blir videre tatt med i resultat og diskutert i diskusjonen. Armering i tverretning blir ikke tatt med i resultat, men er vist i beregnet slakkarmert dekke i vedlegg D.3.

1.4 Oppgavens oppbygning

Kapittel	Innhold
1. Innledning	Beskriver bakgrunn, omfang, premisser, forutsetninger og målsettinger med bacheloroppgaven.
2. Metode	Presenterer og dokumenterer de ulike metodene som er tatt i bruk under arbeidet.
3. Bakgrunnsstoff	Fordeler og ulemper med foreslåtte løsninger for de ulike materialene. Teoretisk grunnlag som har blitt utført for å optimalisere dekkeløsningene i råbygg.
4-6. Rapportens hoveddel	Gjør rede for prosedyre rundt materialvalg, beregninger og dimensjonering, målemetoder og datainnsamling. Presenterer data med figurer og tabeller med beskrivende tekst opp mot påvirkningsfaktorer.
7. Diskusjon	Kritisk egenanalyse med drøfting av resultat med usikkerhetsmomenter og feilkilder. Sammenligner data opp mot påvirkningsfaktorene kostnad, byggetid, byggharhet, HMS, levetid og miljø. Se på trender, tendenser og sentrale observasjoner for å optimalisere valg av dekkeløsninger i et råbygg.
8. Konklusjon	Oppsummering av de viktigste resultatene og målsettingen med oppgaven.
9. Videre arbeid	Evaluerer av oppgave og forslag til videre arbeid.
Referanser	Opprømsing av kilder tatt i bruk i bacheloroppgaven.
Vedlegg	Beregninger med antagelser, begrunnelser med oppklarende bilder og figurer. Henviinger for underbyggelse i henhold til standarder og forskrifter.

Tabell 4: Oppbygging og struktur av rapporten.

2 Metode

2.1 Forskningsmetode

Bacheloroppgaven er et litteraturstudium, der det er brukt forskningsmetoder for å kvalitetssikre resultater og begrunnelser. Forskningsbaserte metoder benyttes for å allmenngjøre resultater slik at de ikke kun er gjeldene for prosjektet på Kværnerhøyden, men også ved andre prosjekter og fagkurs. Resultatene beregnes for hånd, analyseres og kontrolleres opp mot FEM-analyseprogrammene Focus konstruksjon og SkyCiv. Splitkon sin tekniske godkjenning og resultater fra RIB for prosjektet på Kværnerhøyden benyttes også som kontroll som vil danne grunnlaget for de kvantitative metodene. Ved støtte fra faglitteratur og kontakt med fagpersoner, vil de kvalitative metodene i rapporten omhandle fordeler og ulemper med foreslåtte løsninger for de ulike materialene og metodene.

2.2 Kvalitetssikring

Bachelorgruppen har i startfasen utarbeidet en samarbeidsavtale med avtaler, prosess, møtetidspunkt, møteprosedyrer og forventinger. Gruppen vil oppnå gjensidig enighet og forventning til arbeidet med avtalen. Møteleder rulleres hver uke og har som oppgave å utarbeide agenda og møtereferat. Ved hyppig rulling av møteleder, oppnår gruppen at alle medlemmer til enhver tid har god oversikt og er på likt nivå gjennom prosessen. Dette vil øke den faglige kvaliteten i diskusjonen innad i gruppen og opp mot veiledning.

For å øke kvaliteten og kontrollsjekk i arbeidet, er det blitt benyttet programvarer og standarder som oppsummeres i tabell 5 og 6:

Programvarer	Benyttet i oppgaven
Revit	Visualisere statisk bæresystem
Archicad	Detaljtegning av etasjeskillere for de ulike materialene i et dekke
Dalux	Prosjektplattform for Kværnerhøyden
SkyCiv	Kontrollere beregninger
Focus konstruksjon	Kontrollere beregninger
Mathcad	Utføre håndberegninger
Microsoft Teams	Samle arbeidsdokumenter
Microsoft Project	Oversikt over arbeidsoppgaver og frister
Overleaf	Skrive bacheloroppgaven i LaTeX-format

Tabell 5: Oversikt over programvarer brukt i rapporten.

Eurokode 0	Standard
Laster	NS-EN 1991-1:1990+NA:2018: <i>Laster på konstruksjoner. Grunnleggende dimensjoneringsregler for bygninger.</i>
Eurokode 1	Standard
Egenlast	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. (Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger).</i>
Nyttelast	NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. (Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger).</i>
Snølast	NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2018: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster. (Snølast).</i>
Vindlast	NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: <i>Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster. (Vindlast).</i>
Eurokode 2	Standard
Betong	NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 <i>Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.</i>
Brann	NS-EN 1992-1-2: 2004+NA:2010 <i>Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering.</i>
Eurokode 3	Standard
Stål	NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021: <i>Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.</i>
Eurokode 4	Standard
Tre	NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010: <i>Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.</i>

Tabell 6: Oversikt over standarder brukt i rapporten.

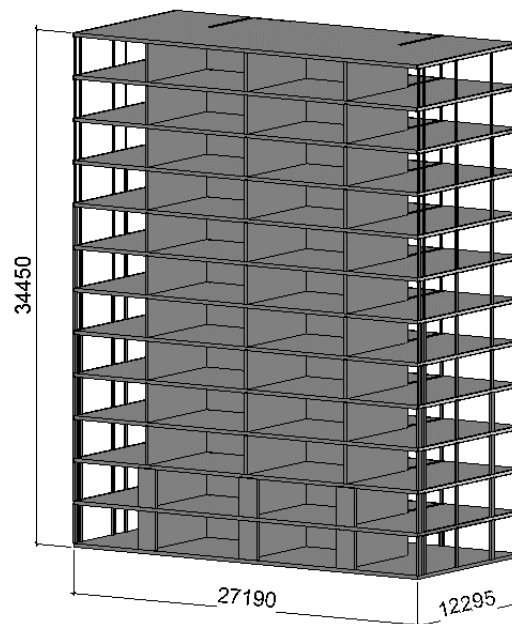
2.3 Arbeidssteg

Bachelorgruppen mottok i starten av februar invitasjon til Dalux, som er et bygningsinformasjonsmodelleringsprogram (BIM) som AF Gruppen bruker i sine prosjekter. Gruppen fikk tilgang til mappene *prosjektering* og *BIM-koordinering* som gir sanntid oversikt over det pågående byggeprosjektet på Kværnerhøyden.

Ut ifra modeller i Dalux fikk gruppen tegnet og dimensjonert et statisk bæresystem i stål. Nyttelast, snølast og vindlast ble beregnet i henhold til Eurokode. FEM-analyseprogram SkyCiv analyserte modellen, og presenterte kritisk søyle og bjelke. Kapasitetskontroll av søylen og bjelken ble utført i Mathcad. Videre ble sammenligning av dekkeløsninger i et råbygg studert med materialene massivtre og betong. Massivtredekker ble analysert i henhold til Splitkon sin tekniske godkjenning fra SINTEF med fasthetsklasse T for limtre. Betongberegninger ble utført i henhold til Eurokode og lærebok (Sørensen, 2020). Resultatene ble analysert og presentert i tabeller og figurer med utgangspunkt i prosjektet på Kværnerhøyden. Materialer og metoder ble sammenlignet opp mot påvirkningsfaktorene kostnad, byggetid, byggbarhet, HMS, levetid og miljø. Til slutt ble resultatene sammenlignet og drøftet før en konklusjon ble presentert.

3 Bakgrunnsstoff

Det statiske bæresystemet av stål er modellert i Revit (se vedlegg 3.1; 3.2; 3.3) med utgangspunkt fra reel modell i Dalux (se figur 3). Revit-modellen ble grunnlaget for sammenligning av ulike dekkelsesninger. Bacheloroppgaven vil belyse fordeler og ulemper med tiltak for å motvirke ulempene for de ulike løsningene. Gjennomtenkte valg av materialer og metoder, kan bidra til lavere kostnader og miljøutslipp samt raskere fremdrift og produksjon.



Figur 3: Målsatt modell i Revit av bæresystem [verdier i mm]

3.1 Statisk system i stål

Stål er et materiale med stor stivhet, styrke og seighet som sammen med lav egenvekt gjør det godt egnet som bæresystem i konstruksjoner sammen med betong (se figur 4).



Figur 4: Råbygg i stål og betong (Skanska, u.å.)

3.1.1 Fordeler og ulemper

Fordeler	Ulemper
Styrke	Korrosjon
Slankt og 'spenstig'	Brannbeskyttelse
Lav vekt	Sprøbrudd
Bestandig/ lang levetid	Termisk ledningsevne
Miljøvennlig	Stabilitet
Formbart/fleksibelt	Utmatting

Tabell 7: Fordeler og ulemper for stål

Fordeler:

Stål er et prefabrikkert materiale som gir kort byggetid og rask montasje. Stålelementer kan ta store spenn med relativt små tverrsnitt. Materialet har høy styrke per vektenhet som gir lav kostnad, enkel transport og montasje. Ved korrekt montasje og vedlikehold vil det ikke oppstå svelling, krymping og oppsprekking som gjør at materialet har en høy bestandighet. Stålet har lang levetid, er enkel å vedlikeholde og montere samt 100 % resirkulerbart. Ombygging etter montasje er vanligvis lite problematisk (se tabell 7).

Ulemper med tiltak:

Stål er utsatt for korrosjon i fuktig miljø med tilførsel av oksygen der jernet omdannes til jerndioksidhydrater. For å hindre denne prosessen kan stålet overflatebehandles med for eksempel galvanisering eller pulverlakkering. Merk at rustfritt stål også kan korrodere i saltvann. Stålet får lavere E-modul og flytespenning ved temperaturer rundt 400 °C. For å beskytte stålet kan en isolere med brannmaling eller isolasjon. Ved lave temperaturer blir stålet sprøtt, og brudd uten varsler kan forekomme. Derfor er det viktig å velge materialkvalitet som er seigt og duktilt for slike temperaturer. Legeringselementet nikkel i autentisk rustfritt stål gjør stålet egnet for lavtemperaturer (Standard Norge, 2021b; SINTEF, 2015). Stålkonstruksjoner har dårlige brannisolerende egenskaper, fordi stål er en effektiv varmeleder. Tiltak vil være å isolere med glassfiber og panelbord eller bryte kuldebroen. Med sin store styrke er stålet ofte slank som gjør den sårbar for knekking ved trykkpåkjenning. Det er viktig å utføre en nøye dimensjonering og legge inn avstivinger. Utmatting ved en påkjent sprekk under variabel last vil kunne føre til brudd. Ved slike tilfeller er det viktig å gjennomføre utmattingstester med faste spennvidder for å se antall vekslinger. Antall spenningsvekslinger opp mot antall spenninger i en SN-kurve avgjør utmatting og levetid før brudd (se tabell 7).

3.1.2 Beregningsgrunnlag

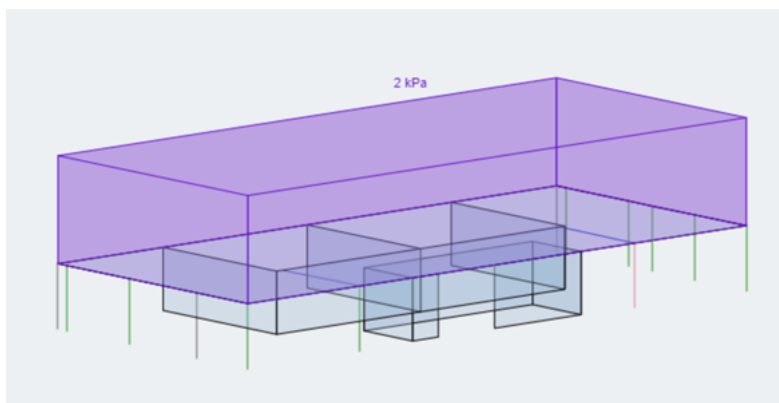
I dimensjoneringene er det benyttet permanente laster i nytte- og egenlast og variable laster i naturlastene vind og snø. Bacheloroppgaven tar ikke hensyn til andre typer laster i dimensjoneringen som termiske, seismologiske og dynamiske laster. Omfanget på oppgaven ville da blitt for stor. SkyCiv og Revit er brukt til visualisering og kontrollregning opp mot håndberegning utført i Mathcad.

Nytte- og egenlast

Nyttelast $\frac{kN}{m^2}$	2,0
----------------------------	-----

Tabell 8: Nyttelastverdi for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Beregning av dimensjonerende nyttelast er utført etter Eurokode 1, 1-1. Nyttelasten er beregnet ut ifra bruksområdet og er standardisert i *tabell 6.1 – Brukskategori* (se tabell 8). Kværnerhøyden består av leiligheter som skal benyttes til boenheter som tilsier kategori A. *Tabell NA.6.2 - Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger* angir jevnt fordelt last over innvendig gulv (se figur 5) (se vedlegg A.1).



Figur 5: Illustrasjon av nyttelast i 1. etasje fra SkyCiv.

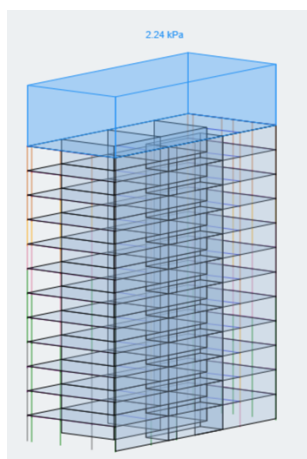
SkyCiv beregner automatisk egenvekten for de ulike elementene basert på volumet og materialet sin densitet. Verdiene for densiteten brukt i programvaren er kontrollert opp mot rådgivende ingeniør bygg (RIB) for Kværnerhøyden, hentet fra Dalux. De aktuelle densitetene er 2500 kg/m^3 for armert betong og 7800 kg/m^3 for stål.

Snølast

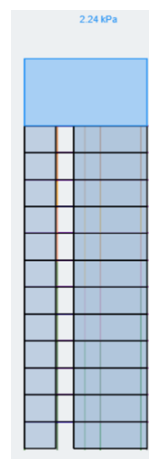
Kommune	$S_{k,0} \left(\frac{kN}{m^2}\right)$	$H_u \text{ (m)}$	$H_g \text{ (moh.)}$	$\Delta S_k \left(\frac{kN}{m^2}\right)$	$S_{k,maks} \left(\frac{kN}{m^2}\right)$
Oslo	3,5	57,7	0 - 150	-	-

Tabell 9: Oppsummering av verdier fra beregninger av snølast hentet fra tabell NA.4.1(901) i Eurokode, 1-3.

Snølast er tyngden av snø som konstruksjonen utsettes for og varierer ut ifra stedslokasjon (se tabell 9). Beregningsgrunnlaget for snølast er Eurokode 1, 1-3. ($S_{k,0}$) angir karakteristisk snølast på mark inntil en høydegrense (H_g). Kværnerhøyden har en kotehøyde på 57,7 moh. og snølasten vil dermed være den karakteristiske snølasten på $3,5 \text{ kN/m}^2$. Karakteristisk snølast med dimensjonerende faktorer gir en snølast på $2,24 \text{ kN/m}^2$ (se legg A.2) (se figur 6 og 7).



Figur 6: Illustrasjon av snølast i 3D fra SkyCiv.



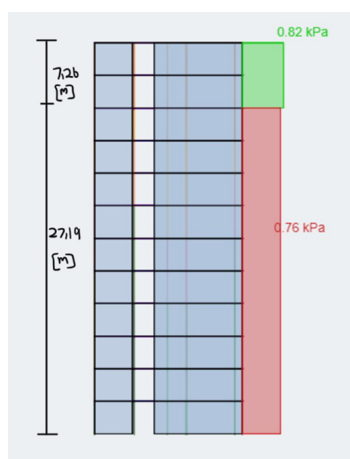
Figur 7: Illustrasjon av snølast i planvisning fra SkyCiv.

Vindlast

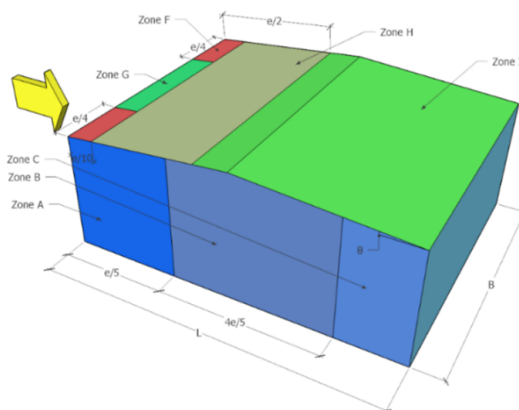
Referansevindhastighet ($\frac{m}{s}$)	Terrengkategori	Turbulens [-]	Vindkasttrykk ($\frac{kN}{m^2}$)
$V_{b,0} = 22 \frac{m}{s}$	III	0,211	$V_{kast} = 0,817$
		0,222	$V_{kast} = 0,760$

Tabell 10: Oppsummering av utvalgte verdier fra beregninger av vindlast hentet fra Eurokode, 1-4.

Vindlasten er lasten konstruksjonen utsettes for på grunn av vind. Beregningsgrunnlaget for vindlast er Eurokode 1, 1-4. Tabell NA.4(901.1) gir referansevindhastighet lik 22 m/s (se tabell 10). Ut ifra terreng-, ruhetsfaktorer og turbulens blir stedsvindhastigheten estimert til 0,817 kN/m² og 0,760 kN/m². Fra figur 7,4 i Eurokode blir $b \leq h \leq 2b$ dimensjonerende slik at vindlasten blir 0,760 kN/m² opp til 27,19 m og 0,817 kN/m² opp til 34,45 m (se figur 8). Vindtrykk på vegg med vindretning fra 0° og 90° samt på tak med parapet, ble beregnet (se legg A.3). Se figur 9 for visualisering av soneinndelingene benyttet i beregningene.



Figur 8: Illustrasjon av vindtrykket sett i fasade.



Figur 9: Illustrasjon av soner gjengitt i legg A.3 hentet fra SkyCiv.

Lastkombinasjoner

Eurokode krever at lastene oppsummert i tabell 11 sjekkes for ulike kombinasjoner kapasitetsberegning, for å dimensjonere for den verste kombinasjonen. SkyCiv genererer automatisk ulike lastkombinasjoner i bruks- og bruddgrensetilstand med ulike lastfaktorer i henhold til Eurokode 1 (se figur 10). Tabellen angir lastkombinasjon nummer 31 som den mest kritiske, og er dermed dimensjonerende for videre dimensjonering av bæresystem og dekker.

Lasttype	Dimensjonerende verdi [kN/m ²]
Nyttelast	2,00
Vindlast	0,760 og 0,817
Snølast	2,24
Total dimensjonerende last	5 og 5,067

Tabell 11: Oppsummering av permanente og variable laster brukt i beregninger.

LOAD COMBINATIONS

ID	Name	Nyttelast Factor	Snølast Factor	SW1 Factor	Vindlast Factor
2	ULS: EQU (Favourable)	0.900	0.000	0.900	0.000
6	ULS: STR (Favourable)	1.000	0.000	1.000	0.000
10	ULS: GEO (Favourable)	1.000	0.000	1.000	0.000
14	ALS: ACC-a	1.000	0.000	1.000	0.000
15	ALS: ACC-a	1.000	0.200	1.000	0.000
17	ALS: ACC-b	1.000	0.000	1.000	0.000
18	ALS: SEI	1.000	0.000	1.000	0.000
22	SLS: Frequent	1.000	0.000	1.000	0.000
23	SLS: Frequent	1.000	0.200	1.000	0.000
25	SLS: Quasi-permanent	1.000	0.000	1.000	0.000
26	LC4_Vindlast only	1.500	1.500	1.200	1.500
27	ULS: EQU (Favourable/Unfavourable)_Vindlast only	1.100	0.750	1.100	0.750
28	ULS: EQU (Favourable/Unfavourable)_Vindlast only	1.100	1.500	1.100	0.750
29	ULS: EQU (Favourable/Unfavourable)_Vindlast only	1.100	0.750	1.100	1.500
30	ULS: STR (Unfavourable)_Vindlast only	1.350	0.750	1.350	0.750
31	ULS: STR (Unfavourable)_Vindlast only	1.350	1.500	1.350	0.750
32	ULS: STR (Unfavourable)_Vindlast only	1.350	0.750	1.350	1.500
33	ULS: GEO (Unfavourable)_Vindlast only	1.000	0.650	1.000	0.650
34	ULS: GEO (Unfavourable)_Vindlast only	1.000	1.300	1.000	0.650
35	ULS: GEO (Unfavourable)_Vindlast only	1.000	0.650	1.000	1.300
36	ALS: ACC-a_Vindlast only	1.000	0.000	1.000	0.200
37	SLS: Characteristic_Vindlast only	1.000	0.500	1.000	0.500
38	SLS: Characteristic_Vindlast only	1.000	1.000	1.000	0.500
39	SLS: Characteristic_Vindlast only	1.000	0.500	1.000	1.000
40	SLS: Frequent_Vindlast only	1.000	0.000	1.000	0.200

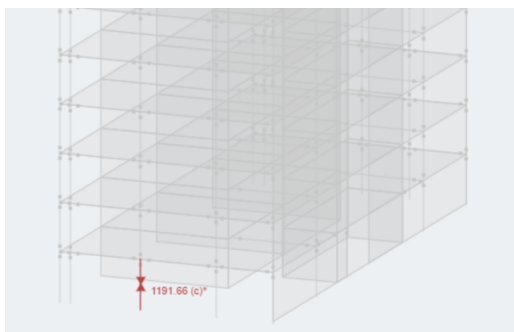
Figur 10: Lastkombinasjoner hentet ut fra SkyCiv brukt i dimensjonering av bæresystem.

Kapasitetskontroll av stålelementer

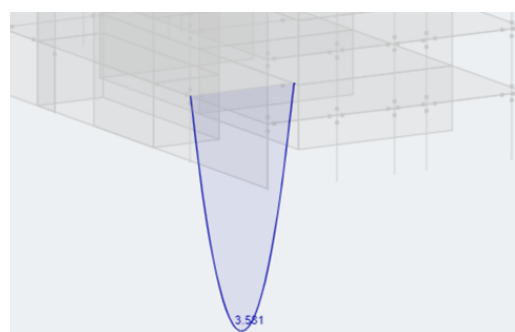
Kapasitetskontroll av mest kritiske stålsøyle og stålbjelke ble utført for å se om statikken for gjeldene Eurokode er tilfredsstillende til videre dimensjonering av dekker. SkyCiv er benyttet for å skissere og kontrollere den lineære analysen av kapasitetskontrollen opp mot håndberegninger utført i Mathcad.

Det statiske systemet for bygget er valgt for å fordele kreftene fra lastene ned mot fundamentet som aksial-

krefter. Heissjakt er plassert mitt i bygget, går helt ned til fundamentet og stiver av bygget for å håndtere vindlast. I første etasje er søyler og bærevegger fast innspent til fundament (se figur 13). Fast innspenne søyler har momentmotstand for å motvirke laster og sammen med heissjakt øke stivheten til bygget. Forbindelsene mellom bjelker og søyler er utført som leddforbindelser. å benytte slike forbindelser unngår en store og komplekse momenter som krever mye av et tverrsnitt. Løsningen med leddete forbindelser er også hensiktsmessig fordi det i praksis er vanskelig, samtidig dyrt å oppnå faste forbindelser mellom elementer. Som oftest vil en forbindelse fungere som en mellomting mellom leddet og fastholdt. SkyCiv illustrerer den mest kritiske søyle påkjent aksialkraft og bjelken påkjent moment å se på lastvirkninger med verste lastkombinasjon (se figur 11 og 12).



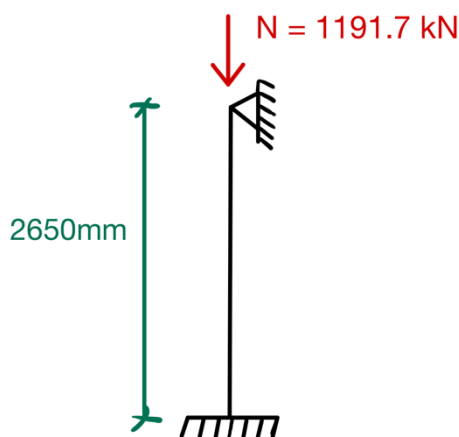
Figur 11: Kritisk søyle med aksialkraft.



Figur 12: Kritisk bjelke med påkjent moment.

Kapasitetskontroll av søyle

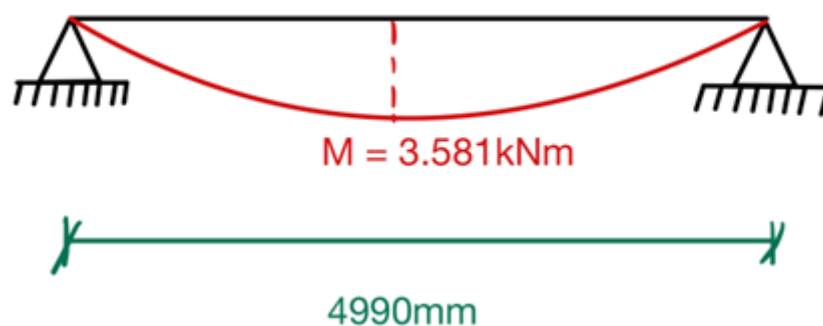
For kapasitetskontroll av søyle ble Eurokode 3, 1-1, benyttet. Det er forutsatt konstruksjonsstål med fasthetsklasse S355. Dimensjonerende lastvirkning for aksialkraft i trykk vil være avgjørende for kapasiteten for søylen i første etasje med tanke på knekking (se figur 13). legg B.1 viser framgangsmåte og utregning av kapasitet til et rektangulært hulprofil (RHS 250x150x10). Kapasitetskontrollen viser at søylen er ca. 50 % utnyttet og har tilstrekkelig kapasitet. Fast innspent søyle er valgt for å øke motstand og stivhet i bygget. Siden søylen har ca. 50 % kapasitetsutnyttelse, kunne denne vært leddet i bunn.



Figur 13: Illustrasjon av søyle med høyde og randbetingelser.

Kapasitetskontroll av bjelke

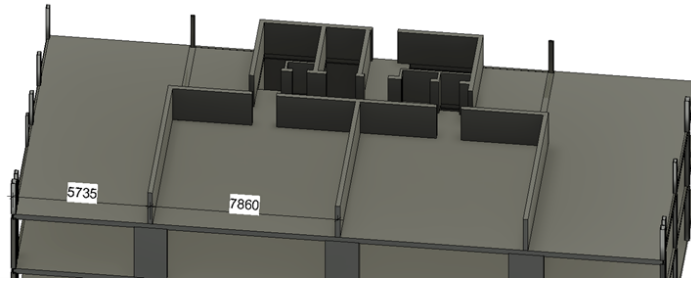
Kapasitetskontroll av HE 260B bjelke ble beregnet ut ifra Eurokode 3, 1-1. En enkel fremvisning av bjelken er vist i figur 14. Tverrsnittet er påkjent moment, skjærkraft og aksialkraft slik at det må tas hensyn til virkningen av skjær og aksialkraft på den dimensjonerende momentkapasiteten. Lastvirkninger som bjelken blir utsatt for samt kontroll er vist i legg B.2. Beregningene konkluderer med at bjelken har mer enn god nok kapasitet for å håndtere opptredende krefter. Utnyttelsesgraden er under 10 % og det er da benyttet mye større tverrsnitt enn det som er kapasitetsmessig nødvendig. HE-B bjelker er praktisk å benytte bruk av betongdekker, da dekke legges imellom topp- og bunnflensene. Betongdekke i boligblokken på Kværnerhøyden er 250 mm tykt slik at det er plass til HE-B bjelken i steget. Kapasitetsmessig er bjelken mer enn stor nok, men bjelken er valgt med hensyn på praktisk og estetisk gjennomføring.



Figur 14: Illustrasjon av bjelke med lengde, randbetingelser og momentdiagram.

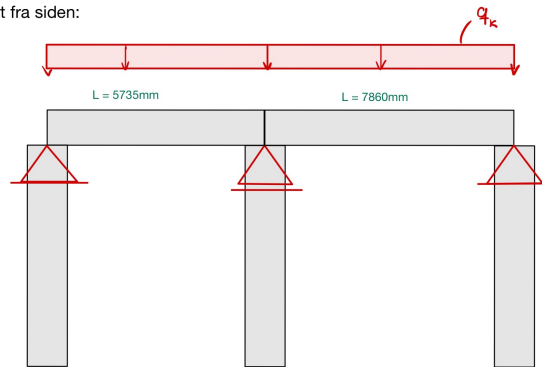
Grunnlag for videre beregning av dekke

Konstant nyttelast på $2,0 \text{ kN/m}^2$ opp mot spennvidder (C-C) 7860 mm og 5735 mm (se figur 15) vil være faste størrelser for de ulike metodene og materialene. Dekkeelementene er beregnet som fritt opplagte toveisplater. Figuren under viser at tre av fire sider vil være fritt opplagt for spennvidde (C-C) 7860 mm (se figur 16). Dette er hensyntatt i betongberegningene fordi en reduksjon av opptredende moment vil utgjøre betydelige endringer i armeringsmengde. Opptredende, maksimalt momentet er beregnet som en enveisplate i massivtreberegningene. Dette vil være en konservativ beregning, siden opptredende moment inngår kun i kontroll av kapasitet i bruddgrense som ikke er dimensjonerende. Separate, fritt opplagte dekker i hver boenhet sørger for at vibrasjoner blir isolerte hver for seg (se figur 16). Et kontinuerlig dekke kan skape ubehagelige rystelser som kommer av at vibrasjoner overføres fra en boenhet til en annen, noe som ikke er ønskelig (Institutt, 2017).

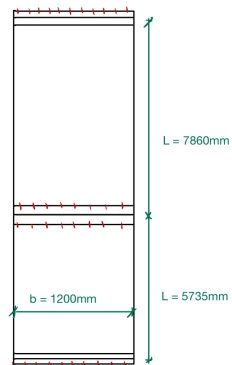


Figur 15: Spennvidder (C-C) illustrert i Revit fra boligblokk A på Kværnerhøyden.

Sett fra siden:



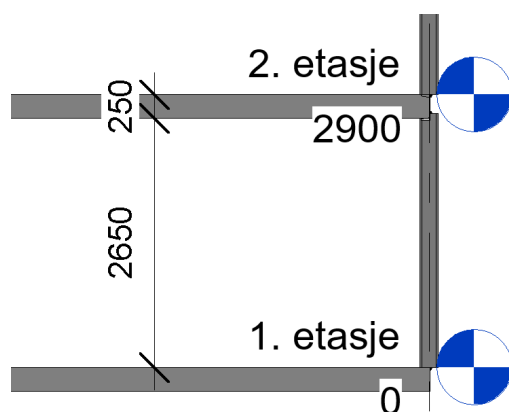
Sett ovenfra:



Figur 16: Randbetingelser og innfesting av dekke for de ulike spennviddene (C-C).

3.2 Tekniske føringer i dekker

Optimalisering av dekketykkelse med tanke på tekniske føringer kan bidra til å finne den rette balansen mellom byggharhet, styrke og vekt. Dette kan redusere risikoen for brudd og tidsbruk for montasje, som vil være en økonomisk besparelse for et prosjekt. Optimaliserte dekker kan gi flere boenheter og større inntekter. I boliger er det krav om fri himlingshøyde for varig opphold på 2400 mm fra undergulv til himling og stedsavhengige arealbestemmelser for maksimal utvendig høyde ut ifra reguleringsplan for området (Direktoratet for byggekvalitet, 2017c). For boligblokken på Kværnerhøyden er brutto etasjehøyde på 2900 mm (se figur 17). Dette vil bety at tilgjengelig plass for etasjeskiller, inkludert dekket, tekniske føringer og tilleggskonstruksjoner, er 500 mm.



Figur 17: Total brutto etasjehøyde i boligblokken på Kværnerhøyden hentet fra Revit.

Optimalisering av tekniske føringer i dekker krever god prosjektering, valg av rette dimensjoner og en nøyaktig utførelse. Det settes større og større krav til yteevnen til bygget som gir økt oppmerksomhet rundt de tekniske føringene. Faktorer som kostnader, egenskaper og plass for føringer i dekker og muligheter for inspeksjoner/vedlikehold senere anledninger, er sentrale i prosjekteringsfasen. Fra teknisk rom føres tekniske installasjoner i vertikale og horisontale føringsveier frem til brukssonen. Ut ifra Byggforskserien 379.320, er det tre ulike prinsipper som benyttes for horisontale føringer for bygg: *standardløsning*, *oppsplittet fordeling* og *krysningsfri fordeling* (Byggforskserien, 2002, 379.320). Bacheloroppgaven tar for seg dekker med krysningsfrie fordelinger fordi denne metoden krever lavest dekketykkelse.

Krysningsfri fordeling er horisontale føringer uten kryssning, der vertikale kanaler føres yttervegg slik at dekkehøyden minimeres. Kryssende føringer vil ta mer plass i høyden, slik at parallelle føringer så langt det lar seg gjennomføre, anbefales. Rektangulære kanaler vil gi besparelse i dekkehøyde, men krever større plass i bredden og høyere trykkfall med en lavere tetthetsklasse (Byggforskserien, 2002, 379.320). I større bygg er det viktig med god kommunikasjon og rett plassering av de tekniske føringene. Store rørføringer og rør med lite likehold plasseres høyt oppe i dekket. Mindre føringer som krever hyppigere tilsyn plasseres langt ned i dekket for lett tilgang for service og likehold.

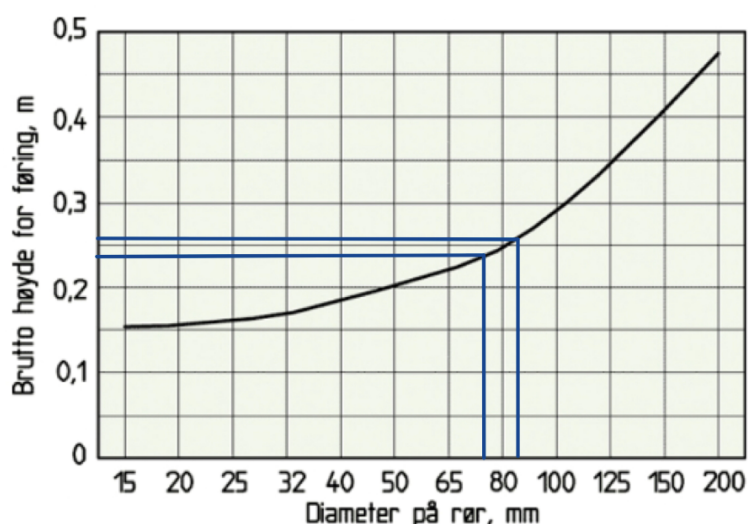
Tekniske installasjoner plasseres i dekket og/eller i nedføret himling og/eller i oppføret gulv. Plassering av tekniske føringer må planlegges med ulike fagdisipliner for at det skal bli praktisk gjennomførbart.

Brannkrav etter Byggforskserien 520.342 viser til at det må være tett mellom brannskillende bygningsdel og rør. Installasjoner som går igjennom brannskillere, må ikke svekke konstruksjonen sin brannmotstand. Rørene må branntettes med ubrennbar isolasjon i minimum klasse A2-s1, d0 for å hindre spredning av brann som følge av varmeledning i rør eller kanaler. For å ikke svekke bæreevnen unødige, bør gjennomføringer legges sentrisk gjennom dekket. Utsparing større enn ca. 200 mm bør utføres produksjon før levering på byggeplass for å etterkontrollere bæreevne (Byggforskserien, 2014, 520.342).

Informasjonsplattformen Dalux har blitt benyttet for å angi plassbehov for tekniske føringer med utgangspunkt i dekker for boligblokk A på Kværnerhøyden. Dalux viser total diameter på 78-84 mm for de tekniske føringene (se tabell 12). Ut ifra modell på Dalux, ligger det noen steder trekkerør for hoføringer (40 mm) og avløpsrør (110 mm) i dekket. Slike rør ligger få steder i hver etasje, og vil typisk ligge nær teknisk sjakt/vegg. Det er derfor valgt å se bort ifra de nevnte rørene i dimensjoneringen. For plasstøpte betongdekker blir alle tekniske føringer lagt i dekket, mens for prefabrikkerte elementer legges alle tekniske føringer under som tilleggskonstruksjon. Figur 312 b fra Byggforskserien 379.320 viser krav til brutto høyde for føringer ut ifra total diameter rør i figur 18. Figuren viser brutto høyde for føringer for verste tilfelle med alle tre rørene som ligger ovenfor hverandre i dekket på mellom 240 mm og 255 mm (Byggforskserien, 2002, 379.320). Der rør ikke ligger ovenfor hverandre vil et rør med diameter 32 mm gi plassbehov på omtrent 170 mm. Brutto høyde for tekniske føringer settes til 245 mm for dimensjonering videre i bacheloroppgaven.

Type rør	Diameter [mm]
Fjernvarmerør (isolert)	30
Sprinkelrør	32
Trekkerør kurser	16-22
Total	78-84

Tabell 12: Plassbehov for tekniske føringer i dekker.



Figur 18: Diagram for plassbehov av tekniske føringer i dekker (Byggforskserien, 2002, 379.320)

Optimalisering av plassering i himling avhenger av ulike prosjektføretninger og helhetsvurdering i det enkelte prosjekt. Under følger et eksempel for et pågående hotellprosjekt Thon Hotel SNØ i Lørenskog utført av Consto ØST AS sin plassering av tekniske føringer i korridor (F.L. Johnsen, personlig kommunikasjon, 15. mars 2023):

- VENT inn for å henge opp unit
- VVS for oppkobling av unit + sprinkler
- Elektriker monterer trekkerør
- Tømrer nedlekter himling
- VVS henger opp/monterer aktuatorer
- VVS henger opp sprinkler
- Brannetter brannisolere rørføringer fra korridor inn til hotellrom på grunn av rømningsvei

Både AF Gruppen, med boligblokken på Kværnerhøyden, og Consto, med hotellkomplekset Thon Hotel SNØ, legger de største rørføringene som krever minst likehold og service øverst i himlingen. Frittstående rør legges med god innbyrdes avstand for å tilfredsstille brann- og lydkrav. De aller fleste prosesser avhenger av flere tekniske fagfelt samtidig. Felles for alle fagfelt blir å prøve og oppnå plassering av de tekniske installasjonene der det er null moment i dekket. Koordinering og samhandling er sentralt for at plassering blir gjort korrekt og fremdriften opprettholdes.

3.3 Massivtredekker

Massivtre er et sunt, unikt og solid materiale bestående av lameller satt sammen til elementer (se figur 19). Elementene kan suppleres med isolasjon, påstøp av betong, himlingsplater og/eller kledning.



Figur 19: Illustrasjon av et krysslåst massivtrelement (Alsén, 2019).

3.3.1 Fordeler og ulemper

Fordeler	Ulemper
God brannmotstand	Tekniske installasjoner
Miljøvennlig	Lydakustikk
Fornybart råstoff	Vibrasjon
Kort byggetid	Standardisert
Stort bruksområde	Pris

Tabell 13: Fordeler og ulemper for massivtredekker.

Fordeler:

Massivtre er bygd opp av kompakte treelementer som gjør at det har god brannmotstand sett i forhold til konvensjonelt konstruksjonstrevirke. På grunn av stor robusthet og forkullingsevne, vil innenforliggende sjikt få uendrede fasthets- og stivhetsegenskaper (Splitkon, u.å. Byggforskserien, 2009, 522.891). Det er imidlertid viktig at konstruksjonen er tett for å unngå gjennomtrenging av flammer og/eller varme gasser. Massivtre er det eneste byggematerialet som har fornybart råstoff. Elementene består av bærekraftig virke som er kortreist med 100 % materialutnyttelse (Norskmassivtre, u.å.). Massivtre kan gjenbrukes på en rekke måter etter endt bruksperiode som bærekonstruksjon (K.A. Johansen, personlig kommunikasjon, 13. februar 2023). Dette inkluderer blant annet resirkulering til møbler eller papirproduksjon, energiutvinning som brensel i energiproduksjon, materialgjenvinning isolasjon i bygg og kompostering til produksjon av næringsrik jord. Massivtreelementer produseres som prefabrikkerte elementer, og settes sammen på byggeplass slik at bygget raskt kan lukkes. Bruksområdet for massivtreelementer er stort, og kan brukes som bærende elementer i tak, vegger, etasjeskillere og andre konstruksjonsdeler (Byggforskserien, 2009, 522.891) (se tabell 13).

Ulemper med tiltak:

Massivtreelementer krever oftest store hulrom i nedfôret himling og/eller oppbygd gulv for plass til tekniske installasjoner. Det er i praksis mulig å frese spor og hull i massivtreelementer for å gi plass til tekniske installasjoner, men dette forutsetter nøyaktige dimensjonerings, god koordinering og prosjektering. Et svekket tverrsnitt på grunn av spor og hull vil føre til problemer med lydkrav og vibrasjon. På grunn av at massivtre har lav tyngdetetthet vil lydakustikk være et reelt problem. Dette krever hulrom og isolasjon som nedfôret himling og/eller oppbygd gulv. Et eksempel på løsning med nedfôret himling er visualisert ved Archicad (se figur 20). E-modulen til trevirke og limtre er lav, som gir lav bøyestivhet av et massivtredekke. Dette gjør at vibrasjon kan være et problem d dimensjonering. I beregninger av massivtredekker vil vibrasjon være dimensjonerende 99 % av tilfellene (O. E. Bakkom, personlig kommunikasjon, 13. april 2023). Tiltak for å motvirke vibrasjon er å ha mindre spenn, større lameller eller større tykkelse i dekket (se vedlegg C.1; C.2; C.3). Anvendeligheten vil generelt være en ulempe med massivtre. Produksjon av massivtre krever at materialmengde og spenn i prosjekteringen samstemmer med tilgjengelig trelast fra sagbruk for å unngå svinn. På byggeplass er ikke massivtre like enkel å tilpasse og krever stor nøyaktighet ved detaljløsninger. Hvert

prosjekt forutsetter dermed god koordinering med produsent/leverandør og tilpasning til statistisk modell av konstruksjonen. Massivtre har en generell kubikkpris på 9000 kr (P. R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023), noe som er kostbart. Prisen vil avhengig av hvert prosjekt. Mengden av massivtre er en viktig faktor for total kostnad. En større bestillingsmengde av massivtre vil gi en lavere kubikkpris (se tabell 13).

3.3.2 Teori

I Norge er Splitkon eneste industrielle produsent av massivtre og har en av verdens største fabrikker (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). Splitkon har utarbeidet egen standard for krysslimt tre (CLT) som er sertifisert av SINTEF i teknisk godkjenning. Standarden inneholder produktbeskrivelse, bruksområder, egenskaper, miljømessige forhold, betingelser for bruk, produkt- og produksjonskontroll, grunnlag for godkjenning, merking og ansvar (Ramstad, 2022). Splitkon kjøper trelast av høy kvalitet fra norske sagbruk (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). Tretypen klassifiseres som fasthetsklasse T i henhold til NS-EN 338 (Standard Norge, 2020), som vil si norsk høykvalitets limtrelameller. Konstruksjonstrevirke vokser i sydligere strøk enn Norge og klassifiseres som fasthetsklasse C i henhold til NS-EN 338 (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). Norsk trelast har generelt høyere kvalitet, sammenlignet med tre sør for Norge, på grunn av kaldere klima som gir saktevoksende trær med høy tetthet og styrke. Høye trekvaliteter gir høye priser. Norsk tre er derfor mer kostbart enn tre som vokser i varmere klima i Europa.

I Splitkon sin produksjon av krysslimt tre limes hvert lamellsjikt med norskprodusert melamin-urea-formaldehyd lim (MUF-lim). Dette er et varmebestandig og miljøvennlig kunstharpikslim (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). MUF-lim har en innbrenningshastighet på 0,7 mm/min, som er tilnærmet det samme som treverk (Splitkon, u.å.). Utenlandske produsenter bruker som regel ikke-varmebestandig polyurethane (PU-lim) (Åsnes, u.å.). PU-lim brukes på grunn av kort herdetid i produksjon, som gir kortere produksjonstid og lavere kostnad (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). I motsetning til MUF-lim, har PU-lim en innbrenningshastighet på 1,35 mm/min. Ved en innbrenningshastighet på nesten det dobbelte av MUF-lim, tilsier det at det norskproduserte MUF-limet har betydelige bedre brannegenskaper i forhold til de utenlandske produsentene.

Flere massivtreelementer kobles sammen ved not- og fjærløsninger mellom hvert element. Dette betyr i praksis spor og utstikking vekselvis langs kanten, som kobles inn i hverandre (Wikipedia, 2019). Koblingen vil primært ta opp skjærkrefter, som vil gi en fordeling av statiske punktlaster til naboelementene. Dette vil i praksis ha liten betydning, da det gir en minimal endring av egenfrekvenser ved dynamiske laster (Byggforskserien, 2009, 522.891). Store spennvidder (C-C) vil føre til lite påvirkning av skjærdeformasjoner. Etter NS-EN 408, hvor det ble utført mekanisk testing av forholdet mellom spennvidde og tykkelse på elementet, vil bøyedeforasjoner utgjøre rundt 90 % ved et forholdstall lik 30 (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a). Skjærdeformasjoner utgjør siste 10 %.

Det finnes ulike metoder ved beregning av massivtreelementer. De vanligste metodene er *kompositteori*,

kryssbelagt elementer og skjæranalogimetode, avhengig av forholdet mellom spennvidde og elementtykkelse (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a). Det ble valgt å beregne massivtredekker etter skjæranalogimetoden, også kalt «Schubanalogieverfahren», av Heinrich Kreuzinger. Dette er en metode som gir presise beregninger av krysslimte massivtreelementer og gode resultater for dekker med store spenn. Metoden forutsetter 100 % statisk samvirke mellom sjiktene som er limt sammen. For massivtredekker vil oftest statiske og dynamiske stivheter være dimensjonerende (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a).

Kontroll av vibrasjon sjekkes ved formel

$$\Lambda < \left(\frac{f_0}{18.7} \right)^{2.27}$$

Formelen er et kriterium [2.1] fra Hu (2007) gitt i prosjektrapport *vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre* (Homb, 2008). Nedbøyning (Λ) beregnes ved punktlast $F = 1$ kN, og anbefales å være under 1,3 mm. Egenfrekvensverdi (f_0) beregnes med ligning 7.5 i Eurokode 5, 1-1. Kriterium [2.1] er basert på laveste egenfrekvensverdi på ca. 12,5 Hz ved formel ovenfor (Homb, 2008). En egenfrekvensverdi i området 8-12,5 Hz, gir noe usikkerhet for kontroll av vibrasjon ved nevnte kriterium. Gulvkonstruksjoner frarådes laveste, beregnet egenfrekvensverdi under 8 Hz. Fjerde harmoniske impulsen av gangfrekvensen (ca. 2 Hz) kan sammenfalle med egenfrekvensen i dekket (4×2 Hz = 8 Hz), og kan gi økt utsving og egenskaper som oppleves ugunstige. Opplevd ubehag på grunn av vibrasjon er en subjektiv vurdering. Formlene for kontroll av vibrasjon antas som konservative.

For brannklasse BKL 3 finnes det ingen standard metode som beskriver hvordan brannsikkerheten i materialene skal oppfylles (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b, s. 16). Forsøk viser imidlertid at ved å beskytte massivtredekker slik at forkulling ikke starter, dvs. at temperaturen på overflaten ikke overstiger 300 °C gjennom hele brannforløpet, kan krav til bæreevne og stabilitet for et fullstendig brannforløp oppfylles. Dette kan oppnås ved å benytte et lag 13 mm gipsplate samt to lag 15 mm branngipsplater (se figur 20).

I henhold til TEK17, § 13-6. *Lyd og vibrasjoner*, skal lydforhold være tilfredsstillende for personer som oppholder seg i byggverk (Direktoratet for byggekvalitet, 2017d). Krav til lydforhold kan oppfylles ved å tilfredsstille lydklasse C i NS 8175. For dekker er bruksområdet *mellom boenheter* aktuelt ved dimensjonering i en boligblokk. Tabell 1 i NS 8175 angir luftlydisolasjon $R'_w + C_{50-5000} \geq 54$ dB for lydklasse C (se tabell 14) (Standard Norge, 2019, s. 12). Tabell 2 i NS 8175 angir trinnlydisolasjon $L'_{n,w} + C_{l,50-2500} \leq 54$ dB for lydklasse C (se tabell 14). Ved elementtykkelse av et massivtredekke på 200 mm, angir tabell 61 i Byggforskserien laboriemålte verdier for luft- og trinnlydisolasjon til krysslimte massivtreelementer (CLT) uten betraktning av tilleggskonstruksjon på over- eller undersiden (Byggforskserien, 2009, 522.891). De laboriemålte verdiene viser total luftlydisolasjon på 40-44 dB, og total trinnlydisolasjon på 86-80 dB (se tabell 14). Dette tilfredsstiller ikke kravene for lydklasse C.

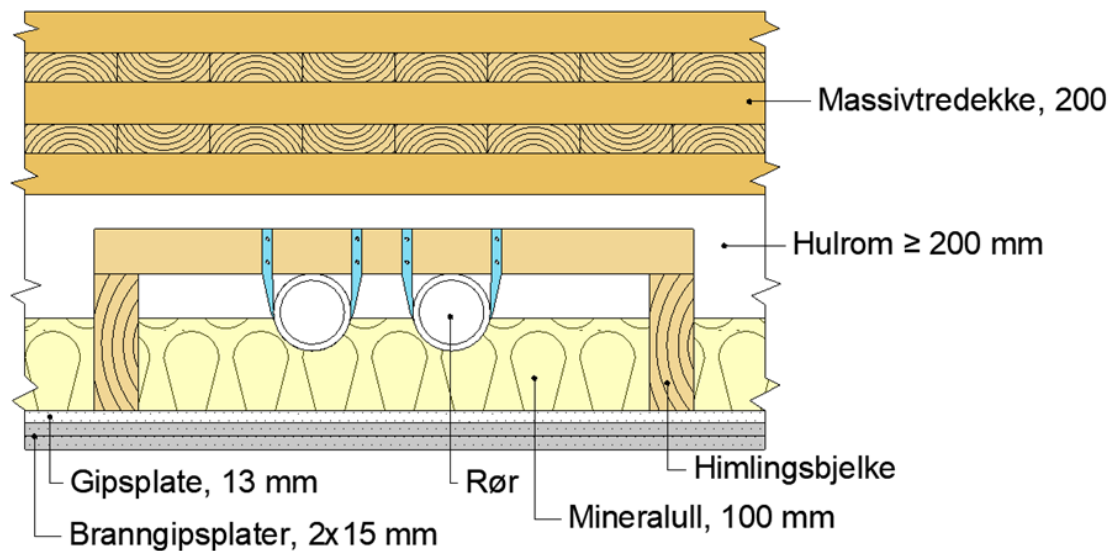
	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	<i>R_w</i> [dB]	<i>C₅₀₋₅₀₀₀</i> [dB]	<i>Total</i> [dB]	<i>Ln,w</i> [dB]	<i>Cl,50-2500</i> [dB]	<i>Total</i> [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Laboratiemålte verdier for CLT 200 mm uten tilleggskonstruksjon	40-44	0	40-44	86-80	0	86-80

Tabell 14: Lydkrav mot lydklasse C for laboratiemålte verdier med CLT 200 uten tilleggskonstruksjon (Byggforskserien, 2009, 522.891).

Ved å legge tilleggskonstruksjoner på over- og/eller undersiden, vil lydisoleringen bedres betraktelig (Byggforskserien, 2009, 522.891). Det finnes flere ulike oppbygninger av etasjeskiller i henhold til Byggforskserien. For oppbygning på oversiden må hulrommet være ca. 150 mm, mens for nedføret himling må den være over 200 mm. For boligblokken på Kværnerhøyden er det valgt å benytte tilleggskonstruksjon på undersiden av massivtredekkene med nedsenket himling for å tilfredsstille krav til lyd og gi plass til tekniske føringer. Gulvoverflaten vil da være slepet massivtreoverflate. Ved dekketykkelse av et massivtrelement på 200 mm, vil det være igjen 300 mm til nedføret himling med tekniske føringer og lydisolering med 100 mm mineralull på Kværnerhøyden (se figur 20). Hulrom mellom underkant av et massivtredekke på 200 mm og overkant av himling må være større eller lik 200 mm. Hulrom inkluderer plass til mineralull, men ikke 13 mm gips og 2x15mm branngips. Oppbyggingen vil være tilsvarende for laboratiemålte verdier av *separat himlingsbjelke* gitt i tabell 63 i Byggforskserien (Byggforskserien, 2009, 522.891). Tabell 15 viser laboratiemålt total luftlydisolasjon på 66-69 dB, og total trinnlydisolasjon på 54-49 dB. Dette vil tilfredsstille kravene for lydklasse C.

	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	<i>R_w</i> [dB]	<i>C₅₀₋₅₀₀₀</i> [dB]	<i>Total</i> [dB]	<i>Ln,w</i> [dB]	<i>Cl,50-2500</i> [dB]	<i>Total</i> [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Laboratiemålte verdier for CLT 200 mm med separat himlingsbjelke på undersiden	67-72	-1 til 3	66-69	53-46	+1 til +3	54-49

Tabell 15: Lydkrav mot lydklasse C for laboratiemålte verdier med CLT 200 og tilleggskonstruksjon (Byggforskserien, 2009, 522.891).



Figur 20: Forslag til oppbygging av etasjeskiller for et massivtredekke med nedføret himling, tegnet i Archicad.

Det er verdt å merke at verdiene for lydakustikk gjelder for etasjeskilleren alene. Det kan være andre lydoverføringsveier som kan ha sterke begrensingsfaktorer (Byggforskserien, 2009, 522.891). God og nøyaktig tetting i knutepunkter, og nøyaktig koblingen mellom dekket og vegg, må utføres for å tilfredsstille lydkrav. Dette er ikke sett nærmere på i bacheloroppgaven.

3.4 Betongdekker

Betong er verdens mest brukte bygningsmateriale. Betong er et kompositt-bygningsmateriale bestående av sement med ulike kornstørrelser, tilslag vann og tilsetningsstoffer. Ulike tilsetningsstoffer gjør betongen tilpassningsdyktig i de aller fleste forhold, som gjør den vanlig som dekke i et råbygg (se figur 21).



Figur 21: Betongdekker i et råbygg (Råbyggas, u.å.).

3.4.1 Fordeler og ulemper

Fordeler	Ulemper
Trykkfasthet	Strekkfasthet
Energieffektivt materiale	Miljø
Brannsikkert	Avfall
Lang levetid	Byggetid
Vibrasjon	Lydisolering

Tabell 16: Fordeler og ulemper for betongdekker.

Fordeler:

Betong er et sterkt materiale som tåler store mengder trykk. Materialet er energieffektivt med sin termiske masse som betyr at betongen absorberer varme fra solen om dagen og avgir varme når temperaturen synker. Dette kan redusere varme- og kjølesystemet med opptil 50 % (Kontrollrådet, 2022). Betong er et ikke-brennbart materiale som er effektivt mot brann og brannspredning i bygg på grunn av sin gode motstandsdyktighet. Materialet har lang levetid med lite vedlikehold. Betong har høy tetthet som gjør at den har gode egenskaper mot vibrasjoner (se tabell 16).

Ulemper med tiltak:

Betong tåler lite strekk, som gjør den avhengig av armering. Armering i stål tar opp strekkrefter og gjør betongen sterk. Armeringsstålet er sårbar mot korrosjon, som krever tilstrekkelig overdekning av armering i betongen på grunn av karboniseringen. Produksjon av sement medfører store CO₂-utslipp. Sementen i betongen kan erstattes med mer miljøvennlige alternativer. Unicon erstatter sementen med flygeaske, FutureCem og klinker med kalsinert leire som har et lavere CO₂-utslipp (Unicon, u.å.). Det arbeides samtidig med resirkulert betong som tilslag i nye betong for å minimere avfall. Herding av betong er temperaturavhengig og kan være utfordrende på en byggeplass med stort tidspress. Ved å tilsette akselererende tilsetningsstoffer reduseres herdetiden, men allikevel opprettholde styrken til betongen. Herdingsakselerator reduserer ikke størkningsegenskapene, men krever ofte forholdsvis høye betongtemperaturer for å øke effekten av tilsetningsstoffet. Akseleratoren inneholder ikke klorider slik at det ikke vil påvirke styrken til armeringen i negativ grad (Norecem, 2016, s. 5). Dette gir også en effektiv og tidsbesparende prosess ved støpning på vinterstid. Spennarmerte betongdekker, slakkarmerte betongdekker og plattendekker krever noe ekstra tiltak for å tilfredsstille krav til lydisolering gitt i Byggforskserien 522.514. Spesielt trinnlyd er viktig å redusere. Trinnlyd kan for eksempel reduseres ved å legge belegg av vinyl (PVC) med PVC-skum på dekkene (Byggforskserien, 2015, 522.514) (se tabell 16).

Prefabrikkert vs plasstøpt

Fordeler		Ulemper	
Prefabrikkert	Plasstøpt	Prefabrikkert	Plasstøpt
Kort byggetid	Produksjon kan begynne før prosjektering er ferdig	Krever mye planlegging	Lengre byggetid, trenger tid til å herde
Tar opp lite plass på byggeplass	Tilpasningsdyktig	Kuldebroproblematikk	Stor lagringsplass og logistikkproblemer
Produksjon i sikre og tørre omgivelser	Redusert behov for veitransport med tanke på tyngde og størrelse	Vanninntrenging i svake soner	Stor bemanning på byggeplass

Tabell 17: Fordeler og ulemper for prefabrikkert vs plasstøpt.

Valg av betongløsning avhenger av flere forutsetninger i et prosjekt. Tilstrekkelig plass til lagring av materialer, tilgjengelig tid/arbeidskraft og kompetanse er alle avgjørende faktorer. Både prefabrikkert og plasstøpt betong kan anvendes i de fleste prosjekter, men riktig valg av type element for bygget vil forenkle byggeprosess og fremdrift i et prosjekt. I et komplisert bygg med begrenset prosjekteringstid vil plasstøpt betong være gunstig på grunn av sin fleksibilitet (se tabell 17).

3.5 Spennarmerte betongdekker

Spennarmert betong er betongelementer som har oppspent armering. Armeringen vil gi betongen en innledende trykkraft som deles inn i to undertyper, etteroppspent og føroppspent. Bacheloroppgaven tar for seg føroppspente spennarmerte betongdekker (se figur 22).



Figur 22: Illustrasjon av et føroppspent betongdekke (Designing Buildings, u.å.).

3.5.1 Fordeler og ulemper

Fordeler	Ulemper
Byggekostnader	Mye planlegging i god tid før utførelse
Spennlengde	Begrensing ved transport
Nedbøyning	Skader på elementer kan medføre byggestopp
Riss	Ikke tilpasningsdyktig
Armeringen er mindre utsatt for rust	Mange skjøter

Tabell 18: Fordeler og ulemper for spennarmerte betongdekker.

Fordeler:

Spennarmerte betongelementer er en kostnadseffektiv byggemetode på grunn av mindre materialbruk og enkel montering. I tillegg vil spennarmeringen gi muligheter for lengre spennvidder og minimal nedbøyning sammenlignet med slakkarmerte betongdekker (se vedlegg D.1; D.3). Økte spennlengder gir større frihet til rominndeling og mindre krav til bærende elementer under dekker. Ved komplekse momentdiagrammer kan armeringen legges slik at den gir et motsatt momentdiagram og dermed motvirker krefter optimalt. På grunn av den minimale nedbøyningen, vil betongen være mindre utsatt for riss som vil gjøre armeringen mindre utsatt for korrosjon (se tabell 18).

Ulemper med tiltak:

Spennarmerte betongløsninger krever mer omfattende kompetanse og planlegging før montasje. Grundig prosjektering og dimensjonering vil gi en god prosess fra produksjon, transport og montering. God oversikt og rett dimensjonering vil kunne gi håndterbare bestillinger for å minimere vekt og fare for skader under transport. Prefabrikkerte elementer vil ikke ha mulighet for innstøping av tekniske installasjoner. Tiltak vil være nedfôret himling eller oppfôret gulv med rom for de tekniske installasjonene. Siden spennarmerte betongdekker gir lave dekketykkelser, kan dette gjennomføres uten for stor totaltykkelse. Lekkasje kan oppstå i skjøtene mellom elementene. Tiltak mot lekkasje i skjøtene er å tilsette en kjemisk injeksjon av polyuretan. Polyuretan vil reagere kjemisk med vannet og herde slik at det gir en permanent tetting. Middelet inneholder ingen helsefarlige tilsetningsstoffer (NOR entreprenør, 2020) (se tabell 18).

3.5.2 Teori

I Norge er det over 300 betongprodusenter fordelt over hele landet (Miljødirektoratet, 2023). De aller fleste tilbyr spennarmerte løsninger. Spennarmerte elementer har gode styrkeegenskaper ved høye spenn og lave tverrsnittstykkelser. Spennstålet er kaldtrukket og ikke varmvalset slik at det har større fasthet enn vanlig armeringsstål (Thue, 2019). Armeringen blir påført en ytre strekkraft før den oppnår heft med betongen. Når denne strekkraften fjernes, vil kraften gå fra en strekkraft til å virke som trykk på betongen. Armeringen blir lagt i underkant av tverrsnittet som medfører at trykkraften resulterer i to krefter. Kreftene er en

aksialkraft samt et moment som tilsvarer aksialkraften ganger avstanden mellom ($T_{p,armering}$) og tverrsnittets nøytralakse. Dette momentet påfører betongen en oppbøyning. Elementer kan dimensjoneres slik at opp- og nedbøyningene er like store, og dermed oppnås null nedbøyning totalt.

Betong har brannteknisk klasse A1 i henhold til NS-EN 13501-1, som tilsier at det er et ubrennbart materiale (Byggforskserien, 2020, 520.321). I henhold til tabell 62 i Byggforskserien 520.321 vil bestemmelsen av C_{nom} i Eurokode 2 og minimum tverrsnitttykkelse på 100 mm tilfredsstillende brannmotstand REI 90. Dette vil være konservativt ut ifra 90 minutter lastbærende egenskap R 90.

På grunn av betongen sin høye masse har den god motstand mot vibrasjoner. Resonansfrekvensen sammenlignes med grunnfrekvensen fra vibrasjonskilder. For en boligblokk er det antatt vibrasjonskilder fra normal gange og opphold fra overliggende etasjer. Resonansfrekvensen anbefales ikke å være mindre enn det dobbelte av grunnfrekvensen (Betongelementforeningen, 2018). Fra Betongelementboka tabell C 1.7, gir normal gange mellom 1,4 og 2,6 Hz, som vil bety at dekket ikke bør ha en resonansfrekvensverdi under 5,2 Hz. De aller fleste betongdekker vil tilfredsstillende denne anbefalingen uten videre tiltak. Ved andre aktiviteter, som for eksempel løping eller hopping, vil anbefalt verdi være på omtrent 7 Hz.

Krav til lydegenskaper i betongdekker går ut ifra samme lydklasse som for massivtredekke (se teori 3.3.2). Ved elementtykkelse av et spennarmert betongdekke på 200 mm, angir tabell 54 i Byggforskserien 522.513 laboratoriemålte verdier for et rådekke for massiv betong (Byggforskserien, 2015, 522.513). De laboratoriemålte verdiene angir middels flankeoverføring for luftlydisolasjon på 55 dB, og trinnlydisolasjon på 75 dB (se tabell 19). Verdien for luftlydisolasjon tilfredsstiller lydklasse C, mens trinnlydisolasjon tilfredsstiller ikke lydklasse C.

	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	R_w [dB]	$C_{50-5000}$ [dB]	$Total$ [dB]	$L_{n,w}$ [dB]	$Cl_{50-2500}$ [dB]	$Total$ [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Rådekke for massiv betong 200 mm	55	-	55	75	-	75

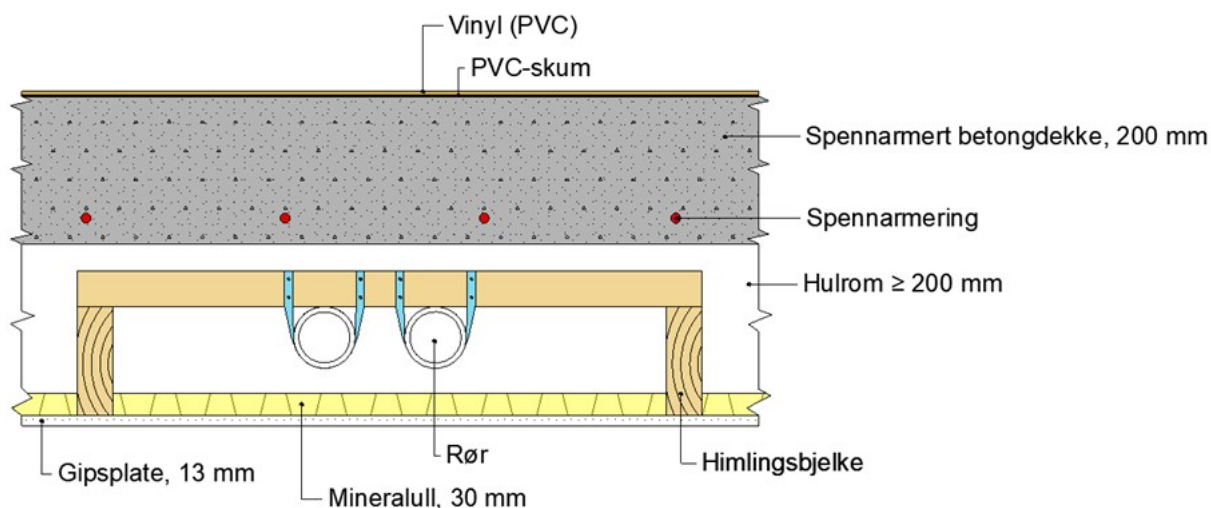
Tabell 19: Lydkrav mot lydklasse C for et rådekke for massiv betong 200 mm (Byggforskserien, 2015, 522.513).

For å tilfredsstillende lydkrav for (massiv betong) for boligblokken på Kværnerhøyden, er det valgt å benytte vinyl (PVC) og PVC-skum på overflaten av et spennarmert betongdekke i henhold til tabell 52 i Byggforskserien 522.514. Dette vil redusere trinnlyden betraktelig, men gi dårligere luftlydisolasjon (se tabell 19). Både trinnlyd og luftlyd er akkurat ikke tilfredsstillende for et spennarmert betongdekke med tykkelse på 200 mm ved foreslått tiltak. Tekniske føringer kan ikke legges inn i et prefabrikkert, spennarmert betongdekke og det må prosjekteres for tilleggskonstruksjon på over- og/eller undersiden. Det må samtidig prosjekteres en tilleggskonstruksjon beskrevet E.4 for å tilfredsstillende lydoverføringer fra tekniske installasjoner. Ved å prosjektere med 245 mm hulrom i nedføret himling, med samme oppbygging som for et massivtredekke (se figur 20), vil det tilfredsstillende plassbehov for tekniske føringer (se figur 20 og 23). Ekstra hulrom under betongdekke antas å bedre både luftlyd og trinnlyd nok til at lydklasse C blir tilfredsstillende. Dette er en

konservativ antagelse på grunnlag av endringene for luftlyd- og trinnlydisolasjon, med og uten tilleggskonstruksjon i et massivtredekke (se tabellene 14 og 15).

	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	R_w [dB]	$C_{50-5000}$ [dB]	Total [dB]	$L_{n,w}$ [dB]	$C_{l,50-2500}$ [dB]	Total [dB]
	-					
Massiv betong 200 mm med vinyl og PVC-skum	53-56	-3	50-53	57-55	0	57-55

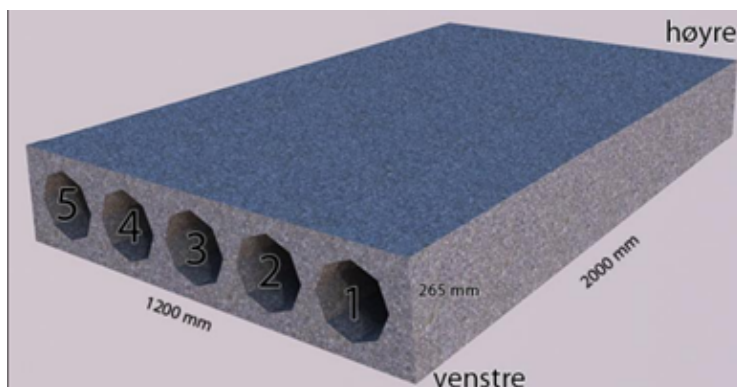
Tabell 20: Lydkrav mot lydklasse C for massiv betong 200 mm med vinyl og PVC-skum (Byggforskserien, 2015, 522.514).



Figur 23: Forslag til oppbygging av etasjeskiller med spennarmerte betongdekker, tegnet i Archicad.

3.6 Forspente hulldekker

Forspente hulldekker er spennarmerte betongdekker med hull som er støpt mekanisk med en standard elementbredde på 1200 mm (se figur 24).



Figur 24: Illustrasjon av et forspent hulldekke (Folkesson, 2010).

3.6.1 Fordeler og ulemper:

Fordeler	Ulemper
Lange spenn	Vanskelig/umulig å støpe komponenter i dekke
Vekt	Utkraging
Kostnadseffektiv	Utsparing
Fleksibelt	Krever oppbygginger for å tilfredsstillende lydkrav
Oppfyller brannkrav	Tunge elementer, krever kran

Tabell 21: Fordeler og ulemper for forspente hulldekker.

Fordeler:

Forspente hulldekker gir lange spenn på opptil 17 m ved last 3 kN/m^2 uten unødvendige bærevegger og søyler (Dekkesystemer AS, 2019, s. 3). Hulldekker vil gi en betydelig reduksjon i vekt på grunn av mindre betongmengde. Denne vektreduksjonen er ca. 40 % fra massiv betong (se vedlegg D.2). Elementene leveres ferdig på byggeplass med kran og krever kort tid og lav bemanning for å få på plass bæresystemet. Lettvegger kan enkelt monteres i ettertid om behovet i boligen sitt livsløp endres, som gir fleksible løsninger uten å påvirke bærekonstruksjonen. Kort montasjetid gir mulighet for å komme raskt videre i byggeprosjektet. Standard hulldekker med elementtykkelse 200 mm og armeringsdybde 40 mm tilfredsstiller REI 60 ut ifra tabell 65b i Byggforskserien 520.321 (Byggforskserien, 2020, 520.321). For å tilfredsstillende REI 90 med samme elementtykkelse og armeringsdybde forutsetter særskilt dimensjonering i grensetilstanden brann (se tabell 21).

Ulemper med tiltak:

Tekniske utstyr er ikke mulig å støpe inn i dekket, noe som kan løses ved å ha nedfôret himling, oppfôret gulv eller legge det tekniske inn i de allerede eksisterende kanalene. Ved utkraging vil det oppstå kuldebro-problematikk. For å unngå dette må man isolere på undersiden. For å motvirke mulig kuldebroproblematikk ved utkraging blir det ofte benyttet skråstag. Skråstaket forutsetter mulig forsterkning i yttervegg for innfesting. Det krever god planlegging for små utsparinger i dekket. Hulltaking må utføres gjennom kanaler og det må benyttes egne opplegg ved større utsparinger. Lydkravet er et problem, men kan løses ved oppbygging av dekke (se figur 25). Tunge elementer som løftes med kran på byggeplass krever god planlegging og sikringsarbeid for å unngå skader på materialer og arbeidere (se tabell 21).

3.6.2 Teori

Hulldekker er forspente, prefabrikkerte dekkelementer med en standard elementbredde på 1200 mm. Dekkelementet kan tilpasses til annen geometri og har ca. 40 % av betongmengden sammenlignet med massiv betong (se vedlegg D.2). Siden forspente hulldekker har mindre masse per enhet enn massive tverrsnitt med lik høyde vil dekkene være mer utsatt for vibrasjoner enn øvrige betongelementtyper. I de fleste tilfeller vil ikke vibrasjoner være et problem, spesielt i boligblokker. Vibrasjon er likevel en faktor som må medregnes

i prosjekteringsfasen. Sett bort fra vektreduksjonen vil forspent hulldekke ha samme mekaniske egenskaper som beskrevet i spennarmert betongdekke (se teori 3.5.2).

For brannkrav må elementene dimensjoneres etter NS-EN 1168, eller etter betongelementforeningen Bind D (Betongelementforeningen, 2018). For bestemmelse av nødvendig elementhøyde, må en ekvivalent høyde bestemmes (Byggforskserien, 2020, 520.321). I henhold til tabell 65 i Byggforskserien 520.321 kan brannkrav REI 90 tilfredsstilles ved standard elementtykkelse på 200 mm med armeringsdybde 45 mm. Kravet kan reduseres ved skjærstilt dimensjonering i grensetilstanden brann ut ifra betongelementforeningen Bind D (Betongelementforeningen, 2018).

Tabell 54 i Byggforskserien 522.513 angir laboratoriemålte verdier for et forspent hulldekke på 200 mm med 10 mm sementbasert gulvavrettingsmasse (Byggforskserien, 2015, 522.513). De laboratoriemålte verdiene angir middels flankeoverføring for luftlydisolasjon på 52 dB, og trinnlydisolasjon på 82 dB (se tabell 22). Dette tilfredsstiller ikke lydklasse C.

	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	<i>R_w</i> [dB]	<i>C</i> ₅₀₋₅₀₀₀ [dB]	<i>Total</i> [dB]	<i>L_{n,w}</i> [dB]	<i>C</i> _{l,50-2500} [dB]	<i>Total</i> [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Forspent hulldekke 200 mm + 10 mm	52	-	52	82	-	82

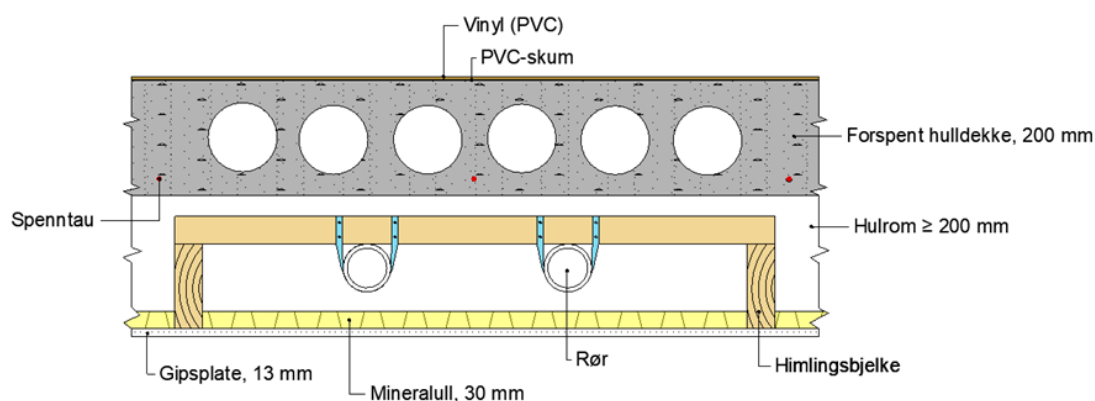
Tabell 22: Lydkrav mot lydklasse C for forspent hulldekke på 200 mm med 10 mm sementbasert gulvavrettingsmasse (Byggforskserien, 2015, 522.513).

Tilleggskonstruksjon kan legges på over og/eller undersiden for å tilfredsstille lydklasse C. Byggforskserien angir flere ulike forslag på oppbygging av etasjeskiller med verdier for lydisolasjon og trinnlyd ut ifra laboratorieforsøk (Byggforskserien, 2015, 522.514). I bacheloroppgaven velges samme oppbygging av etasjeskiller av forspent hulldekke som for spennarmert betongdekke (se figur 25). Belegg med vinyl (PVC) og PVC-skum vil redusere trinnlyd med rundt 20 dB. Likevel vil verken luftlydisolasjon eller trinnlydisolasjon tilfredsstille lydklasse C. Luftlydisolasjon vil være 4-7 dB unna minimumskravet, mens trinnlydisolasjon vil være 4-8 dB unna minimumskravet (se tabell 23).

Alle tekniske føringer legges under dekket, på lik måte som en etasjeskiller med spennarmert betongdekke (se teori 3.5.2). Det antas at ekstra hulrom under et forspent hulldekke vil bedre både luftlyd og trinnlyd nok til at lydklasse C blir tilfredsstilt. Dette er en konservativ antagelse på grunnlag av endringene for luftlyd- og trinnlydisolasjon, med og uten tilleggskonstruksjon i et massivtredekke (se tabellene 14 og 15).

	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	R_w [dB]	$C_{50-5000}$ [dB]	$Total$ [dB]	Ln,w [dB]	$Cl,50-2500$ [dB]	$Total$ [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Forspent hulldekke 200 mm med vinyl (PVC) og PVC-skum	50-53	-3	47-50	62-58	0	62-58

Tabell 23: Lydkrav mot lydklasse C for et forspent hulldekke 200 mm med vinyl (PVC) og PVC-skum (Byggforskserien, 2015, 522.514).



Figur 25: Forslag til oppbygging av etasjeskiller med forspent hulldekke, tegnet i Archicad.

3.7 Slakkarmerte betongdekker

Slakkarmert betong er en betongkonstruksjon der armeringsstålet ikke er oppspent når det støpes inn i konstruksjonen. Betongen påføres dekket ved hjelp av en betongpumpe (se figur 26).



Figur 26: Plasstøpt dekke over parkeringskjeller på Thon Hotell SNØ (Foto: Privat fra sommer 2022).

3.7.1 Fordeler og ulemper

Fordeler	Ulemper
Tilpasningsdyktig	Lavere kapasitet ved momentpåkjenninger
Iverksette produksjon før ferdig prosjektering	Tar stor plass og mye bemanning på byggeplass
Lett å produsere skjulte løsninger	Herdetid
Lite skjøter	Høy krymping
Vanntett	Ujevn overfalte

Tabell 24: Fordeler og ulemper for slakkarmerte betongdekker.

Fordeler:

Slakkarmert betong er lett å tilpasse under prosjektering og utstøping. Påstøping kan starte før prosjektering er ferdig, noe som gir muligheter for tilpasninger både for utførende og prosjekterende. Flexibiliteten til metoden gjør det enklere å skjule ulike løsninger eller produksjonsfeil. Plasstøpt betong gir lite skjøter som er positivt for kuldebroproblematikk og vanninntrenging i konstruksjoner (se tabell 24).

Ulemper med tiltak:

Plasstøpt slakkarmert betong har lavere styrke per materialmengde enn oppspente elementer ved momentpå-
kjenning. Tiltak vil være å legge inn større armeringsmengder, øke tversnittet, endre spennlengde, ha høyere betongklasse og/eller påføre egen- og nyttelast på riktig tidspunkt. Slakkarmert betong krever et stort plass- og bemanningsbehov på byggeplass på grunn av forskaling og utstyr. Med god planlegging og rutiner, vil dette være uproblematisk. Om det er behov for lite betong, er det ofte lurt å gjennomføre så mye som mulig av produksjonen på en gang. Prosjekter med mye betong bør avsette egen plass for kran med lett tilgjengelighet for betongbilen og gode rutiner med utførende. Tørke- og herdetid kan motvirkes med akselererende stoffer. Herdingsakselerator minimerer herdetid uten å gå utover styrken til betongen. Akseleratoren krever høye betongtemperaturer for å øke sin effektivitet, men inneholder ingen klorider slik at armeringen eller styrken til betongen påvirkes i negativ grad (Norecem, 2016, s. 5). Plasstøpt betong kan krympe som følge av klimapåkjenninger, som kan medføre skader og sprekker på konstruksjonen. Tiltak vil være å sikre god fuktkontroll for å redusere uttørking. Ujevne overflater vil motvirkes ved jevn utforming, rett verktøy og god behandlingsprosess med den ferske betongen i det den kommer ut av betongbilen (se tabell 24).

3.7.2 Teori

Slakkarmert betong støpes sammen med armering på byggeplass. Betongen ankommer med betongbiler som holder betongen fersk under transport. På byggeplassen benyttes forskaling til å forme betongen under herding. Betong som er herdet i 28 dager, defineres som betong med fullstendig kapasitet. I prosjekteringen kan det bestemmes at herdetiden skal være kortere, men da vil betongen ha mindre kapasitet ved beregning av nedbøyninger.

Brannkrav for et slakkarmert betongdekke vil være det samme som for et spennarmert betongdekke (se

teori 3.5.2), gitt i tabell 62 i Byggforskserien 520.321. REI 90 tilfredsstilles ved minimum tverrsnitttykkelse på 100 mm og C_{nom} i Eurokode 2.

På grunn av stort tverrsnitt og høy masse vil slakkarmerte betongdekker ha god motstand mot vibrasjoner. Vibrasjoner vil oftest ikke være dimensjonerende, men må kontrolleres opp mot resonansfrekvens som for spennarmerte betongdekker (se teori 3.5.2). Tykkere dekker av slakkarmerte betongdekker bidrar til bedre lyd kvalitet. Likevel vil ikke et rådekke av betong med standard tykkelse på 250 mm tilfredsstillende byggtekniske kravene (Byggforskserien, 2015, 522.513). De laboratoriemålte verdiene angir middels flankeoverføring for luftlydisolasjon på 60 dB, og trinnlydisolasjon på 70 dB (se tabell 25). Verdien for luftlydisolasjon tilfredsstillende lydklasse C, mens trinnlydisolasjon tilfredsstillende ikke lydklasse C.

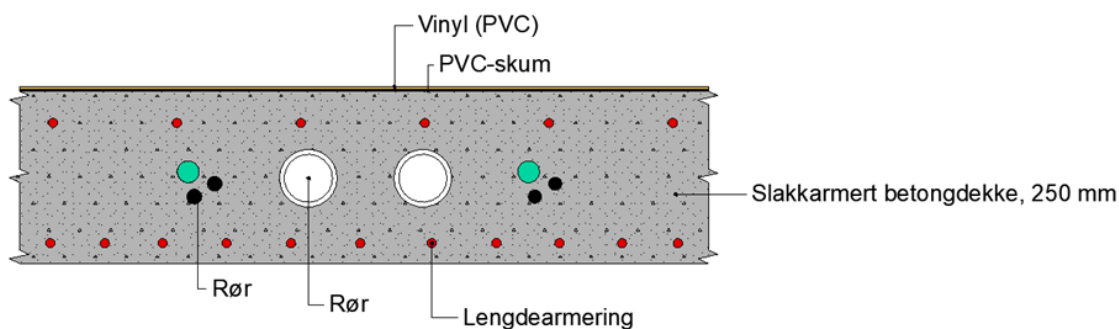
	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	R_w [dB]	$C_{50-5000}$ [dB]	Total [dB]	$L_{n,w}$ [dB]	$C_{l,50-2500}$ [dB]	Total [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Forspent hulldekke 200 mm med tilleggskonstruksjon	60	-	60	70	-	70

Tabell 25: Lydkrav mot lydklasse C for et rådekke med massiv betong 250 mm (Byggforskserien, 2015, 522.513).

For slakkarmerte betongdekker er det valgt å benytte samme lyd tiltak som for spennarmerte betongdekker (se teori 3.5.2). Massiv betong med tverrsnitttykkelse på 250 mm med vinyl (PVC) og PVC-skum, vil akkurat tilfredsstillende lydklasse C (se tabell 26). Tekniske føringer kan legges inn i det plasstøpte betongdekke, slik at ekstra tilleggskonstruksjon ikke er nødvendig (se figur 27).

	Luftlydisolasjon			Trinnlydisolasjon		
	R_w [dB]	$C_{50-5000}$ [dB]	Total [dB]	$L_{n,w}$ [dB]	$C_{l,50-2500}$ [dB]	Total [dB]
Krav for lydklasse C	-	-	≥ 54	-	-	≤ 54
Forspent hulldekke 200 mm med tilleggskonstruksjon	55-60	-3	53-57	53-50	0	53-50

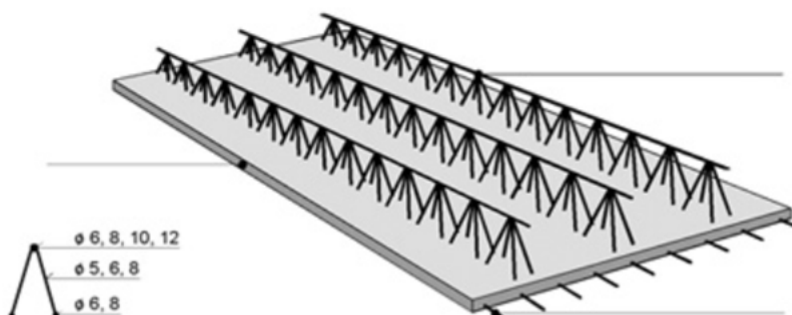
Tabell 26: Lydkrav mot lydklasse C for massiv betong 250 mm med vinyl og PVC-skum (Byggforskserien, 2015, 522.514).



Figur 27: Forslag til oppbygging av etasjeskiller med et slakkarmert betongdekke, tegnet i Archicad.

3.8 Plattendekker

Plattendekker er et plasstøpt betongelement der en del av dekket kommer prefabrikkert til byggeplass med lengdearmoring og armeringsbøyler (se figur 28). Teknisk og sanitært utstyr legges på overflaten av det prefabrikkerte elementet før det legges tilleggsarmoring, og resterende betong støpes ut.



Figur 28: Illustrasjon av plattendekker (Globaldom, 2023).

3.8.1 Fordeler og ulemper

Fordeler	Ulemper
Reduserer behov for forskaling	Skjøter
Tekniske føringer	Monteringstid
Hulltaking og utsparinger	Rigg- og driftskostnader
Spesialtilpasset	Begrenset spennlengde
God tilpasningsdyktighet	Stempling

Tabell 27: Fordeler og ulemper for plattendekker.

Fordeler:

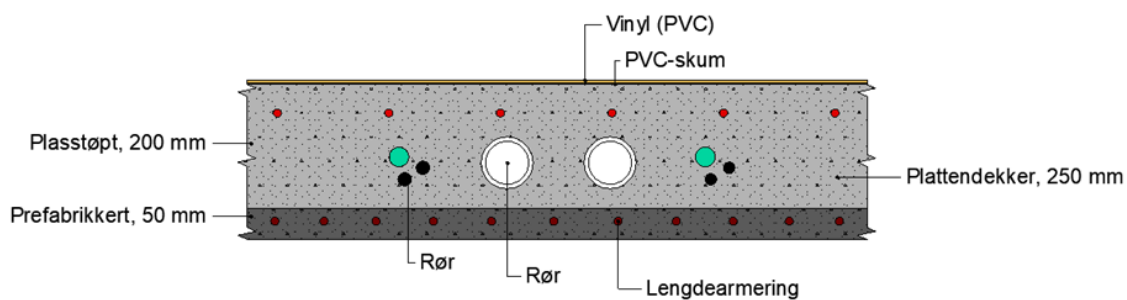
Ved bruk av plattendekker vil behovet for forskaling reduseres, da dekket fungerer som forskaling. Plattendekker har ferdig innstøpte gitterbjelker som gir plass til trekkerør slik at behovet for innkassinger og nedføret himling i dekket reduseres (Betongkonsept, u.å.). Dekket har gode lastfordelingsegenskaper ved forankringsbøyler og armering i hjørnene, som gjør den godt rustet for utsparinger og hulltagning. Plattendekker produseres på bestilling, noe som betyr at de kan tilpasses spesifikke prosjekter. Dekkene produseres i samsvar med NS-EN 13747 (Standard Norge, 2021a). Plattendekker har god brukervennlighet ved at det lett lar seg kombinere med andre materialer som betong, tre og stål samt sammen med ulike metoder som prefabrikkerte og plasstøpte konstruksjonsdeler. Dekket støpes på vibrasjonsbord som gir en porefri og glatt underside slik at en kun trenger å sparkle og male etter montasje (Systemblokk, u.å.) (se tabell 27).

Ulemper med tiltak:

Plattendekker består av elementer som må kobles sammen ved skjøter. Skjøtene kan være kilder til lekkasje. Tiltak vil være å gjennomføre en rett installasjon med god forsegling. Plattendekker må tilleggsarmes og støpes ved adkomst på byggeplass. God logistikk, planlegging og at betongbil, armering og bemanning er på plass ved ankomst, er viktig for kort monterings tid. Påstøp gjør at det må påberegnes kostnader, spesielt på vinteren med mye snø og kulde som ikke er optimalt for utstøping. Gode rutiner og planlegging for enten snøfrie eller oppvarmede soner kan gjøre at kostnadene ikke blir for store. Dekket tåler kontinuerlige spenn på mellom 5 og 8 meter, men kan forspennes for å tåle spenn opp til 13 meter (Fabeko, u.å.). Plattendekker må stemples opp i monteringsfasen, som gjør innvendig arbeid utfordrende og krevende. Dette er ofte et lite problem siden tømmerarbeidet går raskt i forhold til resten av råbygget (Eriksen, 2016, s. 35) (se tabell 27).

3.8.2 Teori

Plattendekker karakteriseres som plasstøpt betong, og er armerte betongplater som leveres tilpasset hvert enkelt prosjekt. Et prefabrikkert dekke er ofte 50 mm tykt med opptil 2,4 m bredde og 12 m lengde. Elementene har en ferdig armert betongplate med innstøpte gitterbjelker (Elementsalg, u.å.). I bacheloroppgaven dimensjoneres og omtales kun vanlig slakkarmerte plattendekker. Plattendekker ankommer byggeplass med et ferdig støpt dekke med bøyler, men dimensjoneres på tilsvarende metode som et slakkarmert betongdekke. Se teori 3.7.2 og vedlegg D.3 for beskrivelse av dimensjonering, brann-, lyd- og vibrasjonskrav. Oppbyggingen av etasjeskiller med plattendekker blir tilsvarende som for slakkarmerte betongdekker (se figur 29).



Figur 29: Forslag til oppbygging av etasjeskiller med plattendekker, tegnet i Archicad.

4 Forklarende tekst med resultater for vedlegg C og D

4.1 Massivtredekker, vedlegg C.1

5-sjikt med standard elementbredde

Dimensjoneringen av krysslimte massivtrelementer tar utgangspunkt i en toveis plate med ulik styrke og stivhet i de to hovedretningene og med forskjellig statisk samvirke mellom sjikt og skjærstivhet i virtuell bjelke A og bjelke B (se vedlegg C.1). Tabell 28 viser data for hvert sjikt i et massivtredekke, der hver rad beskriver tykkelse, fasthetsklasse og E-modul for et sjikt ut ifra Splitkon sin tekniske godkjenning. Moment- og normalkraftfordelingen, bøye- og aksialspenning og totalspenning er beregnet med utgangspunkt i dimensjonerende lasttilfelle på boligblokken på Kværnerhøyden. I beregningene kontrolleres forholdstallet mellom bøye- og skjærdeformasjoner i begynnelsen for å se om det er nødvendig å regne med skjær (se vedlegg C.1). For et massivtredekke med 5-sjikt standard elementbredde, er bøyedeforasjoner dominerende. Skjærdeformasjoner er dermed neglisjert.

Sjikt	Tykkelse [mm]	Fasthetsklasse	E-modul [N/mm ²]	M [kNm]	N [N/mm ²]	σ_M [N/mm ²]	σ_N [N/mm ²]	σ_T	
								+	-
1	45	T22	13000	0,279	128,23	0,689	2,375	3,064	1,685
2	32	T15	230	0,002	0,812	0,009	0,021	0,03	0,012
3	45	T15	11500	0,247	0	0,61	0	0,61	-0,61
4	32	T15	230	0,002	-0,812	0,009	-0,021	-0,012	-0,03
5	45	T22	13000	0,279	-128,23	0,689	-2,375	-1,685	-3,064

Tabell 28: 5-sjikt med standard elementbredde.

Bruddgrense

Totalspenning og dimensjonerende bøyefasthet for hvert sjikt avgjør om kapasitet i bruddgrense er tilfredsstillt. Tabell 29 viser kontroll av kritisk sjikt 1.

Sjikt	Fasthetsklasse	f_{md} [N/mm ²]	σ_T/f_{md}	$\sigma_T/f_{md} < 1$
1	T22	12,32	0,179	OK

Tabell 29: Kontroll i bruddgrense for vedlegg C.1.

Bruksgrense

Umiddelbar nedbøyning (w_{inst}) ved jevnt fordelt last kontrolleres mot nedbøyningskrav $L/300$. Endelig nedbøyning (w_{fin}) ved ligning (2.3) i Eurokode 5, 1-1 kontrolleres mot nedbøyningskrav $L/250$. Nedbøyningskravene er valgt ut ifra tabell 7.2 i samme Eurokode. Kapasitet i bruksgrensen er tilfredsstillt ved OK kapasitet for begge kravene (se tabell 30).

W_{inst} [mm]	$w_{inst} < L/300 = 19,9$ mm	w_{fin} [mm]	$w_{net.fin} < L/250 = 23,88$ mm
6,482	OK	10,371	OK

Tabell 30: Kontroll i bruksgrense for vedlegg C.1.

Vibrasjon

Nedbøyning (Λ_{maks}) ved punktlast $F = 1$ kN anbefales å være under 1,3 mm. Tilfredsstilt vibrasjon krever at beregnet egenfrekvensverdi er over 8 Hz og nedbøyning er mindre enn kriterium [2.1] fra Hu (2007) (se tabell 31).

Λ_{maks} [mm]	Λ_{maks} [mm] < 1, 3mm	$f_1 = 13,848 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$
		$\Lambda_{maks} < \left(\frac{f_1}{18.7}\right)^{2.27} = 0.506$
0,504	OK	OK

Tabell 31: Kontroll av vibrasjon for vedlegg C.1.

Brann

For beregning av brannmotstand R 90 til et massivtredekke, finnes det lite informasjon rundt hvilke krav som må tilfredsstilles. Brannbelastning i 90 minutter dimensjoneres med utgangspunkt fra eksempler i Treteknisk håndbok og Canadian CLT handbook (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b; Karacabeyli, 2019). Tabell 32 sammenligner dimensjonerende momentbelastning ($M_{y,d}$) med momentkapasitet ($M_{R,y,d}$), og umiddelbar nedbøyning (δ_{brann}) med nedbøyningskrav $L/300$ og $L/250$.

Brannbelastning i 90 min (R 90)			
$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{y,d} < M_{R,y,d} = 86\,470,66$ kNm	δ_{brann} [mm]	$\delta_{brann} < L/300 = 19,9$ mm eller $\delta_{brann} < L/250 = 23,88$ mm
13,49	OK	22,89	OK

Tabell 32: Kontroll av brannbelastning R 90 for vedlegg C.1.

4.2 Massivtredekker, vedlegg C.2

5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 33. Skjærdeformasjoner neglisjeres som beskrevet i vedlegg C.2.

Sjikt	Tykkelse [mm]	Fasthetsklasse	E-modul [N/mm ²]	M [kNm]	N [N/mm ²]	σ_M [N/mm ²]	σ_N [N/mm ²]	σ_T	
								+	-
1	45	T22	13000	0.774	355.39	0.955	3.291	4.246	2.335
2	32	T22	13000	0.278	127.18	0.679	1.656	2.335	0.977
3	45	T15	230	0.014	0	0.017	0	0.017	-0.017
4	32	T22	13000	0.278	-127.18	0.679	-1.656	-0.977	-2.335
5	45	T22	13000	0.774	-335.39	0.955	-3.291	-2.335	-4.246

Tabell 33: 5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss.

Bruddgrense

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 34. Kritisk sjikt 1 kontrolleres (se vedlegg C.2).

Sjikt	Fasthetsklasse	f_{md} [N/mm ²]	σ_T/f_{md}	$\sigma_T/f_{md} < 1$
1	T22	17.08	0.249	OK

Tabell 34: Kontroll i bruddgrense for vedlegg C.2.

Bruksgrense

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 35.

W_{inst} [mm]	$w_{inst} < L/300 = 19,9$ mm	w_{fin} [mm]	$w_{net,fin} < L/250 = 23,88$ mm
14.404	OK	23.046	OK

Tabell 35: Kontroll i bruksgrense for vedlegg C.2.

Vibrasjon

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 36.

Λ_{maks} [mm]	Λ_{maks} [mm] < 1, 3mm	$f_1 = 13,848$ Hz > 8 Hz
		$\Lambda_{maks} < \left(\frac{f_1}{18.7}\right)^{2.27} = 0.506$
0.438	OK	OK

Tabell 36: Kontroll av vibrasjon for vedlegg C.2.

Brann

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 37. For dette massivtredekket kontrolleres også brannbelastning R 60. 5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss, har ikke god nok kapasitet for brannbelastning i verken 90 minutter eller 60 minutter.

Brannbelastning i 90 min (REI 90)			
$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{y,d} < M_{R,y,d} = 203\ 541, 88$ kNm	δ_{brann} [mm]	$\delta_{brann} < L/300 = 25,2$ mm eller $\delta_{brann} < L/250 = 30,24$ mm
43,63	OK	86,81	IKKE OK
Brannbelastning i 60 min (REI 60)			
$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{y,d} < M_{R,y,d} = 500\ 619,57$ kNm	δ_{brann} [mm]	$\delta_{brann} < L/300 = 25,2$ mm eller $\delta_{brann} < L/250 = 30,24$ mm
50,68	OK	39,72	IKKE OK

Tabell 37: Kontroll av brannbelastning REI 90 og REI 60 for vedlegg C.2.

4.3 Massivtredekker, vedlegg C.3

7-sjikt med standard elementbredde

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 38. Skjærdeformasjoner neglisjeres som beskrevet i vedlegg C.3.

Sjikt	Tykkelse [mm]	Fasthetsklasse	E-modul [N/mm ²]	M [kNm]	N [N/mm ²]	σ_M [N/mm ²]	σ_N [N/mm ²]	σ_T	
								+	-
1	45	T22	13000	0.179	135.44	0.443	2.508	2.951	2.065
2	40	T15	230	0.002	1.42	0.007	0.03	0.037	0.023
3	45	T15	11500	0.159	39.94	0.392	0.74	1.131	0.348
4	40	T15	230	0.002	0	0.007	0	0.007	-0.007
5	45	T15	11500	0.159	-39.94	0.392	-0.74	-0.348	-1.131
6	40	T15	230	0.002	-1.42	0.007	-0.03	0.023	-0.037
7	45	T20	11000	0.179	-135.44	0.443	-2.508	-2.065	-2.951

Tabell 38: 7-sjikt med standard elementbredde.

Bruddgrense

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 39. Kritisk sjikt 1 kontrolleres (se vedlegg C.3).

Sjikt	Fasthetsklasse	f_{md} [N/mm ²]	σ_T/f_{md}	$\sigma_T/f_{md} < 1$
1	T22	17.08	0.173	OK

Tabell 39: Kontroll i bruddgrense for vedlegg C.3.

Bruksgrense

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 40.

w_{inst} [mm]	$w_{inst} < L/300 = 19.9$ mm	w_{fin} [mm]	$w_{net,fin} < L/250 = 23.88$ mm
6.744	OK	10.790	OK

Tabell 40: Kontroll i bruksgrense for vedlegg C.3.

Vibrasjon

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 41.

Λ_{maks} [mm]	Λ_{maks} [mm] < 1, 3mm	$f_1 = 13,848$ Hz > 8 Hz
		$\Lambda_{maks} < \left(\frac{f_1}{18.7}\right)^{2.27} = 0.506$
0.356	OK	OK

Tabell 41: Kontroll av vibrasjon for vedlegg C.3.

Brann

Se 4.1 for forklaring av tilsvarende tabell 42.

Brannbelastning i 90 min (R 90)			
$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{y,d} < M_{R,y,d} = 86\,470,66$ kNm	δ_{brann} [mm]	$\delta_{\text{brann}} < L/300 = 25,33$ mm eller $\delta_{\text{brann}} < L/250 = 30,4$ mm
13,49	OK	22,89	OK

Tabell 42: Kontroll av brannbelastning R 90 for vedlegg C.3.

4.4 Spennarmerte betongdekker, vedlegg D.1

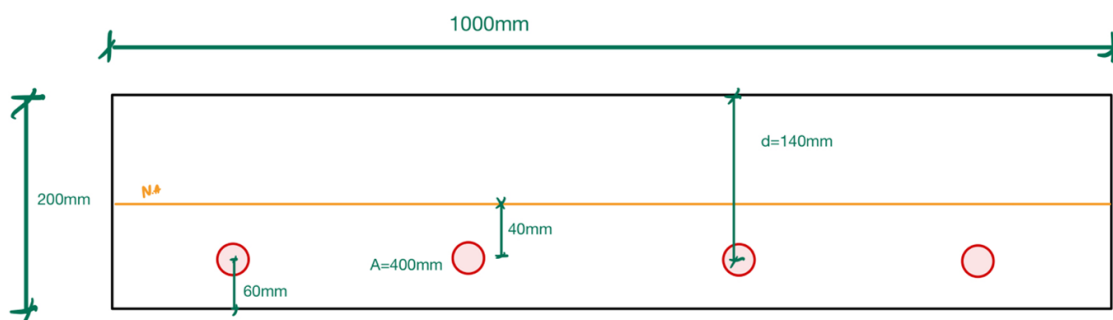
Initielle forutsetninger

I vedlegg D.1 er det gjort forutsetninger om betongklasse B35, sementklasse N og tverrsnittshøyde 200 mm. Ut ifra forutsetningene ble det foretatt en enkel dimensjonering basert på «normalarmert» tverrsnitt. Dette tilsier en betongtøyning mindre enn bruddtøyning $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ og tøyningen i spennstålet to ganger flytetøyning $\epsilon_y = 2\epsilon_{yu}$. Resultater for denne dimensjoneringen er oppsummert i tabell 43.

Nødvendig effektiv tverrsnittshøyde	$d = 116$ mm
Valgt effektiv tverrsnittshøyde	$d = 140$ mm
Nødvendig armeringsmengde	$A_p > 454$ mm ²
Valgt armeringsmengde	$A_p = 400$ mm ²

Tabell 43: Oppsummering av effektiv tverrsnittshøyde og armeringsmengde.

Det ble valgt å benytte 140 mm avstand til armeringens tyngdepunkt slik at en utnytter tverrsnittet sin evne til å oppta opptredende moment. Det er også valgt å benytte fire $\phi 11,3$ mm spenntau som gir en total armeringsmengde på 400 mm². Dette er mindre armering enn et normalarmert tverrsnitt, men beregninger viser at fire spenntau er tilstrekkelig (se vedlegg D.1). Minimum overdekning er beregnet til 35 mm og dermed er dette kravet innfridd som vist i figur 30.



Figur 30: Illustrasjon av et spennarmert betongdekke.

Tap av spennkraft

Ved oppspenning vil det oppstå umiddelbare og tidsavhengige tap av spennkraft på grunn av ulike faktorer. Det er viktig å beregne tapene slik at senere beregninger blir gjort med realistisk spennkraft. I dette tilfellet er det beregnet låsetap, tap på grunn av friksjon og temperaturrendring som umiddelbare tap. Det er også beregnet tidsavhengige tap på grunn av kryp, svinn og relaksasjon. Tabell 44 viser tapene for de respektive faktorene.

	Tap	Tap av spenning [MPa]	Tap i prosent [%]
Umiddelbare tap	Låsetap	132	11
	Friksjonstap midtsnitt	14	1,4
	Temperaturtap	84	7
	Kryp	9	0,74
Tidsavhengige tap	Svinn	89	7,41
	Relaksasjon	21	2,2
SUM		349	29,75

Tabell 44: Oppsummering av tap av spennkraft

Brukgrensetilstand

Spenningsberegning av uopprisset betong – Stadium 1

For å sjekke trykk- og strekkspenninger på grunn av spennkraft, er det gjennomført en spenningsberegning i stadium 1, uopprisset betong. På grunn av parabelformet spennarmering, vil den ekvivalente kraften være en jevnt fordelt oppoverrettet last. Den oppoverrettede lasten sammen med egenlasten av betongen utgjør grunnlaget for beregningene av spenninger. Spenningene er beregnet konservativt i midtsnittet, der maksimalt moment er opptredende. Det er beregnet spenning i tre punkter: topp, bunn og ved armeringens tyngdepunkt. Dette er kontrollert mot betongens trykk- og strekkfasthet. Strekkspenning er definert som positiv og trykkspenning negativ. Konklusjonen er at det virker i hovedsak kun trykkspenninger. Spenningen overskrider ikke betongens trykkfasthet og dermed er beregning i stadium 1 tilfredsstillende (se tabell 45).

	Posisjon	Spenning [MPa]	Avstand fra bunn [mm]	
Kort tid	Topp	-5,08	200	OK
	Bunn	-2,04	0	OK
	Tp armering	-2,95	60	OK
Lang tid	Topp	-7,15	200	OK
	Bunn	0,21	0	OK
	Tp armering	-2,00	60	OK

Tabell 45: Kontroll av spenningsberegning av uopprisset betong - stadium 1.

Kontroll av nedbøyning

For kontroll av nedbøyning, er det beregnet nedbøyning etter lang tid på grunn av permanente laster. Grunnlaget for beregninger er en midlere E-modul, langtidslaster og spennkraft. Resultatet viser at kravet på maksimal nedbøyning er tilfredsstillt (se tabell 46).

	Nedbøyning [mm]	Krav $\delta < L/250$
Langtidslaster	16,06	OK
Svinn	3,09	OK
Total nedbøyning	19,15	OK

Tabell 46: Kontroll av nedbøyning.

Bruddgrensetilstand

Moment- og skjærkapasitet

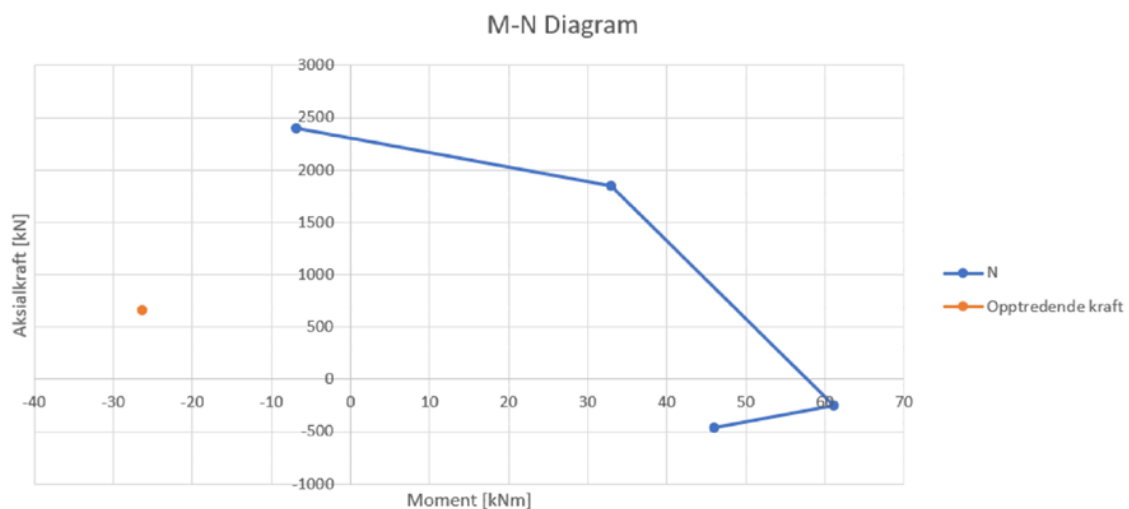
Tverrsnittets momentkapasitet ble beregnet ved bruk av en effektiv tøyingsdifferanse (forhåndstøyning i spennstålet) utregnet i bruksgrensetilstanden. Ved kontroll av skjærkrefter, ble ekvivalente laster på grunn av spennarmeringen beregnet. Deretter ble lastvirkningen utregnet som en sum av både krefter fra spennstålet og ytre laster. Resultatene er oppsummert i tabell 47, og viser at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet.

	Opptredende krefter	Kapasitet	
Moment	58,3 kNm	68,1 kNm	OK
Skjær	22 kN	132 kN	OK

Tabell 47: Kontroll av moment- og skjærkapasitet.

Kontroll av oppspenningstilstand

Ved oppspenning vil det virke umiddelbare krefter på bjelken som kontrolleres mot brudd. For en kombinasjon av aksialkraft og moment, er det illustrert et M-N diagram ut ifra beregninger for kontroll (se figur 31). Diagrammet viser tydelig at bjelken ikke har kapasitet mot oppspenning, da det oppstår strekkspenninger i topp der det ikke ligger noe armering. I lærebok blir dette beregnet kun med hensyn på oppspenningskraften og tar ikke hensyn til egenlastens virkning (Sørensen, 2020, s. 287–289). Ved inkludering av egenlasten sin virkning, vil det totale momentet gi strekk i underkant, og dermed har betongen god nok kapasitet. I vanlig praksis er dette kravet sett bort ifra ved dimensjonering.



Figur 31: Skissert M-N diagram fra Excel.

Vibrasjon

Resonansfrekvensverdien f_1 for dekket er beregnet til 8,56 Hz. En vanlig tilnærming til vibrasjonsdimensjonering er at dekket sin resonansfrekvens bør være høyere enn det dobbelte av grunnfrekvensen (Betongelementforeningen, 2020, s. 22). Figur 32 viser en oversikt over vanlige grunnfrekvenser. Resonansfrekvensverdi på 8,56 Hz vil derfor tilfredsstillere krav i de aller fleste tilfeller.

Tabell C 1.7. Frekvenser ved menneskelige aktiviteter.

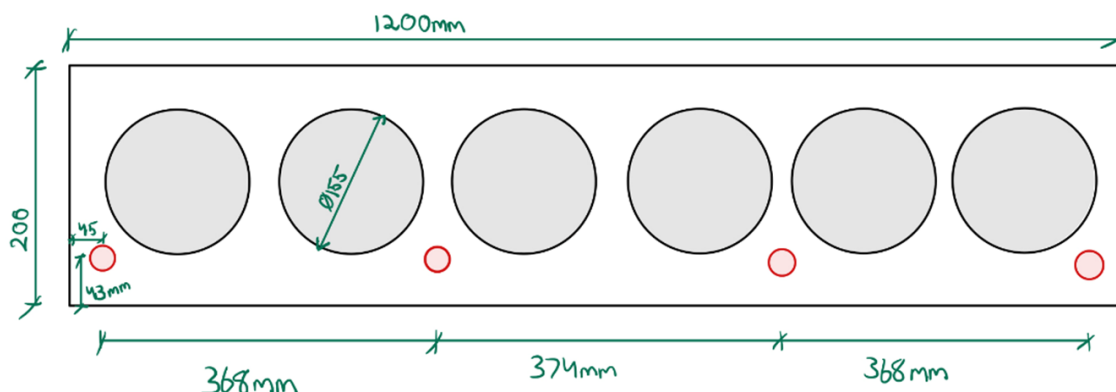
Aktivitet	Beskrivelse	Grunnfrekvens f , Hz
Gange	Gange med kontinuerlig gulvkontakt	1,4 – 2,6
Løping	Løping med diskontinuerlig gulvkontakt	2,0 – 3,5
Hopping	Rytmisk hopping på stedet, f.eks. aerobic	1,8 – 3,4
Dansing	Klassisk og moderne dans, f.eks. vals, rumba	1,5 – 3,0
Popkonsert	Rytmisk hopping av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

Figur 32: Frekvenser ved menneskelige aktiviteter

4.5 Forspente hulldekker, vedlegg D.2

Initielle forutsetninger

I vedlegg D.2 er det gjort forutsetninger om betongklasse B35, sementklasse N og tverrsnittets høyde 200 mm. Forspente hulldekker er standardiserte, og det er derfor tatt utgangspunkt i en HD200 bjelke. Det ble valgt å benytte 157 mm avstand til armeringens tyngdepunkt slik at man utnytter tverrsnittets evne til å oppta momentet. Det er også valgt å benytte tre $\phi 11,3$ mm spenntau som gir en total armeringsmengde på 300 mm^2 . Minimum overdekning C_{nom} er beregnet til 35 mm og dermed er dette kravet innfridd som vist i figur under (se figur 33).



Figur 33: Illustrasjon av et forspent hulldekke fra beregninger i vedlegg D.2 med utgangspunkt hentet fra NOBI.

Tap av spennkraft

Se 4.4 for forklaring av tilsvarende tabell 48.

	Tap	Tap av spenning [MPa]	Tap i prosent [%]
Umiddelbare tap	Låsetap	134	11
	Friksjonstap midtsnitt	8,9	0,7
	Temperaturtap	84	7
	Kryp	3,6	0,3
Tidsavhengige tap	Svinn	89	7,41
	Relaksasjon	21	2,2
SUM		341	25,61

Tabell 48: Oppsummering av tap av spennkraft.

Bruksgrensetilstand

Spenningsberegning av uopprisset betong – Stadium 1

For å sjekke trykk- og strekkspenninger på grunn av spennkraft er det gjennomført en spenningsberegning i stadium 1, uopprisset betong. Spennkraften vil gi et jevnt moment over hele spennet. Denne kraften, kombinert med egenlasten av betongen, utgjør grunnlaget for beregningene av spenninger. Det er beregnet spenning i tre punkter: topp, bunn og ved armeringens tyngdepunkt. Dette er kontrollert mot betongens trykk- og strekkfasthet. Strekkspenning er definert positiv og trykkspenning negativt. Konklusjonen er at ingen av spenningene overskrider fastheten til betongen og dermed er beregning i stadium 1 tilfredsstillende (se tabell 49).

	Posisjon	Spenning [MPa]	Avstand fra bunn [mm]	
Kort tid	Topp	-5,08	200	OK
	Bunn	-2,04	0	OK
	Tp armering	-2,95	60	OK
Lang tid	Topp	-7.15	200	OK
	Bunn	0.21	0	OK
	Tp armering	-2.00	60	OK

Tabell 49: Kontroll av spenningsberegning av uopprisset betong - stadium 1.

Kontroll av nedbøyning

Se 4.4 for forklaring av tilsvarende tabell 50.

	Nedbøyning [mm]	Krav $\delta < L250$
Langtidslaster	9,36	OK
Svinn	1,68	OK
Total nedbøyning	11	OK

Tabell 50: Kontroll av nedbøyning.

Bruddgrensetilstand

Moment- og skjærkapasitet

Tverrsnittets momentkapasitet ble beregnet ved bruk av en effektiv tøyingsdifferanse (forhåndstøyning i spennstålet) utregnet i bruksgrensetilstanden. På grunn av rettlinjert spennstål vil ikke spennkraften bidra med en reduksjon av den totale skjærkraften. Resultatene er oppsummert i tabell 51 og viser at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet.

	Opptredende krefter	Kapasitet	
Moment	43 kNm	59 kNm	OK
Skjær	22 kN	161 kN	OK

Tabell 51: Kontroll av moment- og skjærkapasitet.

Vibrasjoner

Resonansfrekvensverdien for et forspent hulldekke er beregnet til å være 7,07 Hz for det lengste spennet. Se 32 for grenseverdier. I dette tilfellet vil vibrasjon ikke overskride krav.

4.6 Slakkarmerte betongdekker, vedlegg D.3

Bruksgrensetilstand

Kontroll av nedbøyning

For slakkarmerte betongdekker vil nedbøyning være dimensjonerende. Det ble gjennomført prøving og feiling ved å endre armeringsmengde helt til oppfylt nedbøyningskrav på $L/250$ for plate med jevnt fordelt last ble tilfredsstilt (se vedlegg D.3). Resultatene fra dette ga parametere som er oppsummert i tabell 52.

Tverrsnittshøyde	$h = 250 \text{ mm}$
Armeringsmengde	$A_s = 3529 \text{ mm}^2$

Tabell 52: Oppsummering av tverrsnittshøyde og armeringsmengde.

Nedbøyningen på grunn av kryp og svinn er dimensjonerende for dekket. Ved gjeldende tverrsnitt vil kravet være tilfredsstilt (se tabell 53). Derimot er marginen mot kravet veldig liten, siden tverrsnittet er optimalisert for nedbøyning. Det er antatt nedbøyning på grunn av svinn tilnærmet lik null på grunn av at det ligger armering både i topp og i bunn. Nøyaktig null oppnås ved symmetrisk armering, som ikke er tilfelle i denne oppgaven. Dette er en forenkling, men resulterende nedbøyning inkludert bidrag fra svinn ville ikke overskride nedbøyningskravet.

	Nedbøyning [mm]	Krav $\delta < L/250$
Langtidslaster	27,43	OK
Svinn	~0	OK
Total nedbøyning	27,43	OK

Tabell 53: Kontroll av nedbøyning.

Kontroll av rissvidde

For å kontrollere rissvidde, ble det gjennomført en forenklet kontroll i henhold til Eurokode 2, 7.3.3(2). Ved bruk av tabeller ble det lineært interpolert for å beregne verdier. Resultatene viser at kontroll mot rissvidde er tilfredsstillt (se tabell 54). Derfor ble det bestemt å ikke foreta en mer nøyaktig kontroll etter Eurokode 2, 7.3.4.

Armeringsspenning σ_s [MPa]	Maksimal spenning σ_s tillatt [MPa]	$\sigma_s > \sigma_s$ tillatt
145	222	OK

Tabell 54: Kontroll av rissvidde opp mot spenning i armering.

Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden er tverrsnittet kontrollert mot skjær- og momentkrefter. Hypotesen var at kontroll i bruddgrensetilstand ville vise at tverrsnittet har mye større kapasitet enn nødvendig fordi nedbøyningen er dimensjonerende. Resultatene viser at hypotesen stemte. Resultatene er vist i tabell 55.

	Opptredende krefter	Kapasitet	
Moment	69 kN	234 kNm	OK
Skjær	35 kN	200 kNm	OK

Tabell 55: Kontroll av moment- og skjærkapasitet.

Vibrasjon

Resonansfrekvensverdien for dekket er beregnet til å være 12 Hz for det lengste spennet. Den høye verdien kommer av at dekket er større og mer massivt enn for et spennarmert dekke. Ved kortere spenn vil denne verdien øke betraktelig. Se tabell 32 for grenseverdier. Med denne antakelsen vil dekket tilfredsstillte vibrasjonskrav.

5 Resultater

5.1 Massivtredekker

Beregningene av massivtredekker viste at vibrasjon var dimensjonerende for bestemmelse av maksimalt tillatt spennvidde (C-C) ut ifra standardelementer fra Splitkon sin tekniske godkjenning. Skjærdeformasjoner er neglisjert i beregningene på grunn av dominerende bøyedeformasjoner. For krysslimte elementer er det vanlig med elementbredde på 1200 mm (Byggforskserien, 2009, 522.891). Tabell 56 viser prosentvis utnyttet kapasitet av statisk stivhet ved brudd- og bruksgrense når dynamisk stivhet ved vibrasjon er fullt utnyttet. For kolonnen med vibrasjon betyr bemerkningen «OK» at kriterium [2.1] i henhold til Hu (2007) er tilfredsstillt (Homb, 2008). Beregningene for rad nr. 1, 4 og 13 er vist i henholdsvis vedlegg C.1; C.2; C.3.

Nr.	Parametere								% utnyttet kapasitet		Vibrasjon
	#s	l	b	t	d1	d2	d3	d4	Bruddgrense	Bruksgrense	
1	5	5970	1200	200	45	32	45	32	17,9	43,4	OK
2*	5	6210	1200	200	45	32	45	32	16,8	42,2	OK
3	5	7260	2400	200	45	32	45	32	26,5	78,1	OK
4*	5	7560	2400	200	45	32	45	32	24,9	76,2	OK
5	7	6680	1200	240	45	20	45	20	17,2	38,8	OK
6*	7	6860	1200	240	32	32	40	32	16,6	38,5	OK
7	7	8130	2400	240	45	20	45	20	25,4	69,9	OK
8*	7	8350	2400	240	32	32	40	32	24,6	69,5	OK
9	7	7000	1200	260	45	34	34	34	17,3	37,9	OK
10*	7	7370	1200	260	45	34	34	34	16,0	36,7	OK
11	7	8520	2400	260	45	34	34	34	25,7	68,3	OK
12*	7	8970	2400	260	45	34	34	34	23,6	66,2	OK
13	7	7600	1200	300	45	40	45	40	17,3	35,5	OK
14*	7	8140	1200	300	45	45	40	40	15,5	34,1	OK
15	7	9210	2400	300	45	40	45	40	25,7	64,1	OK
16*	7	9910	2400	300	45	45	40	40	23,0	61,6	OK

Tabell 56: Resultater fra beregningene av massivtredekker.

#s = Antall sjikt

l = Maksimal spennvidde (C-C) i mm

b = Elementbredde i mm

t = Elementtykkelse i mm

d1 = Sjikttykkelse nr. én i mm (d1 = d7)

d2 = Sjikttykkelse nr. to i mm (d2 = d6)

d3 = Sjikttykkelse nr. tre i mm (d3 = d5)

d4 = Sjikttykkelse nr. fire i mm

* Doble langsgående yttersjikt

5.2 Betong

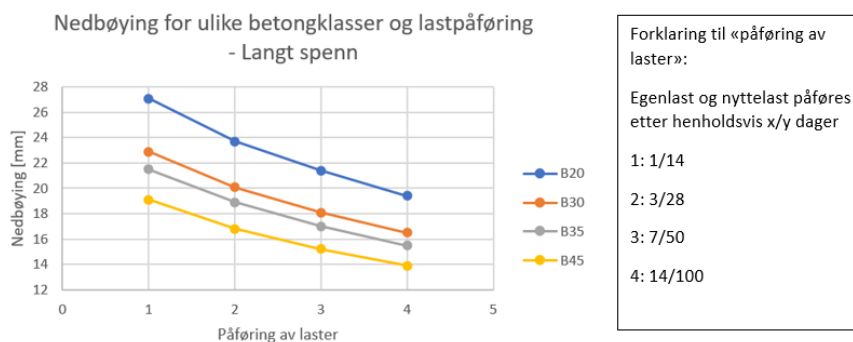
5.2.1 Spennarmerte betongdekker

Beregninger utført fra vedlegg D.1 viser at momentkapasitet er dimensjonerende for valg av armeringsmengde. Tabell 57 viser minimum mengde armering og nedbøyning ut ifra dimensjonerende moment. Rad nr. 1-4 viser resultater for betongklasse B20 med ulik tid for påført egen- og nyttelast. Rad nr. 5-16 viser tilsvarende med andre betongklasser. Beregningene for rad nr. 10 er vist i vedlegg D.1. For å gjøre det enklere å forstå betydningen av parameterne, er tabell 57 illustrert som en graf i figur 34 i Excel.

Spennvidde (C-C), L = 7860 mm

Nr.	Parametere			Armeringsmengde [mm ²]	Momentkapasitet [kNm]	Nedbøyning [mm]
	Betongklasse	Egenlast påført [d]	Nyttelast påført [d]			
1	B20	1	14	400	62,7	27,1
2	B20	3	28	400	62,7	23,7
3	B20	7	50	400	62,7	21,4
4	B20	14	100	400	62,7	19,4
5	B30	1	14	400	66,9	22,9
6	B30	3	28	400	66,9	20,1
7	B30	7	50	400	66,9	18,1
8	B30	14	100	400	66,9	16,5
9	B35	1	14	400	68,2	21,5
10	B35	3	28	400	68,2	18,9
11	B35	7	50	400	68,2	17
12	B35	14	100	400	68,2	15,5
13	B45	1	14	400	69,8	19,1
14	B45	3	28	400	69,8	16,8
15	B45	7	50	400	69,8	15,2
16	B45	14	100	400	69,8	13,9

Tabell 57: Resultater fra beregningene av spennarmerte betongdekker med største spennvidde (C-C).



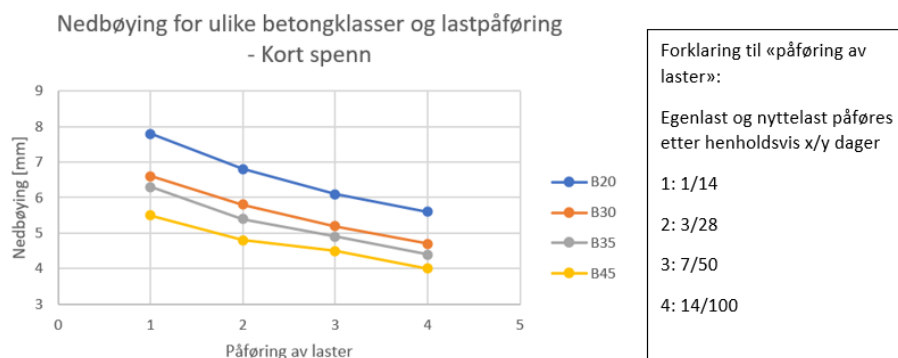
Figur 34: Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (langt spenn).

Tabell 58 presenterer minimumsmengden av armering og nedbøyning ut ifra dimensjonerende moment for en plate med jevnt fordelt last. For minste spennvidde (C-C) er de samme parameterne som i tabell 57 benyttet. For å gjøre det enklere å forstå betydningen av parameterne, er tabell 58 plottet som en graf i Excel, som vist i figur 35.

Spennvidde (C-C), l = 5735 mm

Nr.	Parametere			Armeringsmengde [mm ²]	Momentkapasitet [kNm]	Nedbøyning [mm]
	Betongklasse	Egenlast påført[d]	Nyttelast påført[d]			
17	B20	1	14	200	34,5	7,8
18	B20	3	28	200	34,5	6,8
19	B20	7	50	200	34,5	6,1
20	B20	14	100	200	34,5	5,6
21	B30	1	14	200	35,6	6,6
22	B30	3	28	200	35,6	5,8
23	B30	7	50	200	35,6	5,2
24	B30	14	100	200	35,6	4,7
25	B35	1	14	200	35,9	6,3
26	B35	3	28	200	35,9	5,4
27	B35	7	50	200	35,9	4,9
28	B35	14	100	200	35,9	4,4
29	B45	1	14	200	36,3	5,5
30	B45	3	28	200	36,3	4,8
31	B45	7	50	200	36,3	4,5
32	B45	14	100	200	36,3	4

Tabell 58: Resultater fra beregningene av spennarmerte betongdekker med minste spennvidde (C-C).



Figur 35: Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (kort spenn).

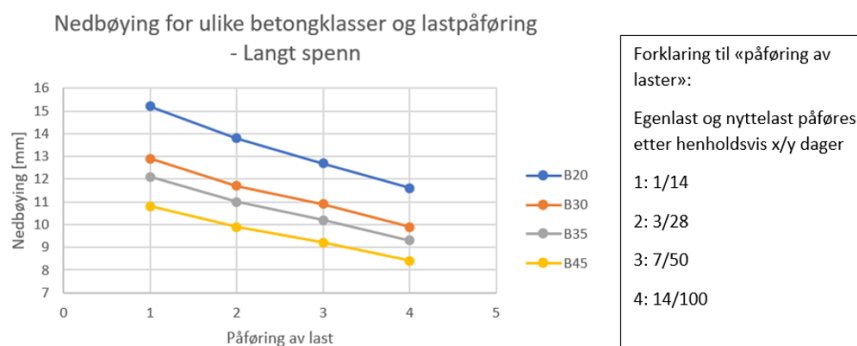
5.2.2 Forspente hulldekker

Beregninger utført fra vedlegg D.2 viser at momentkapasitet er dimensjonerende for valg av armeringsmengde. Tabell 59 viser minimum mengde armering og nedbøyning ut ifra dimensjonerende moment. Rad nr. 1-4 viser resultater for betongklasse B20 med ulik tid for påført egen- og nyttelast. Rad nr. 5-16 viser tilsvarende med andre betongklasser. Beregningene for rad nr. 10 er vist i vedlegg D.2. For å gjøre det enklere å forstå betydningen av parameterne, er tabell 59 illustrert som en graf i figur 36 i Excel.

Spennvidde (C-C), L = 7860

Nr.	Parametere			Armeringsmengde [mm ²]	Momentkapasitet [kNm]	Nedbøyning [mm]
	Betongklasse	Egenlast påført [d]	Nyttelast påført [d]			
1	B20	1	14	300	56,8	15,2
2	B20	3	28	300	56,8	13,8
3	B20	7	50	300	56,8	12,7
4	B20	14	100	300	56,8	11,6
5	B30	1	14	300	58,8	12,9
6	B30	3	28	300	58,8	11,7
7	B30	7	50	300	58,8	10,9
8	B30	14	100	300	58,8	9,9
9	B35	1	14	300	59,4	12,1
10	B35	3	28	300	59,4	11
11	B35	7	50	300	59,4	10,2
12	B35	14	100	300	59,4	9,3
13	B45	1	14	300	60,2	10,8
14	B45	3	28	300	60,2	9,9
15	B45	7	50	300	60,2	9,2
16	B45	14	100	300	60,2	8,4

Tabell 59: Resultater fra beregningene av forspente hulldekker med største spennvidde (C-C).



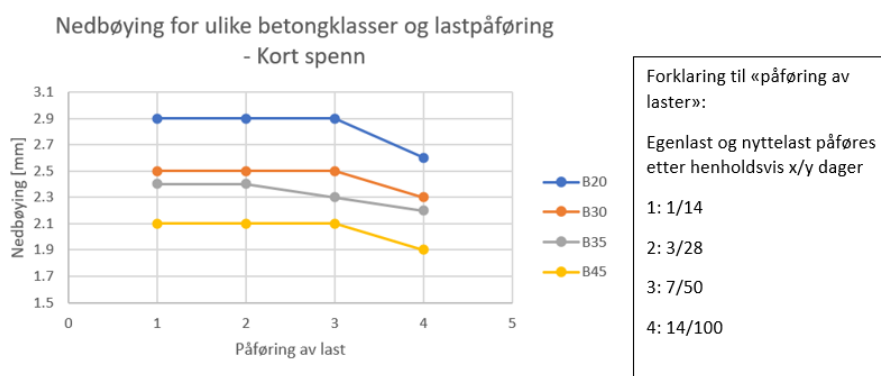
Figur 36: Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (langt spenn).

Tabell 60 presenterer minimumsmengden av armering og nedbøyning ut ifra dimensjonerende moment for en plate med jevnt fordelt last. For minste spennvidde (C-C) er de samme parameterne som i tabell 59 benyttet. For å gjøre det enklere å forstå betydningen av parameterne, er tabell 60 plottet som en graf i Excel, som vist i figur 37.

Spennvidde (C-C), l = 5735 mm

Nr.	Parametere			Armeringsmengde [mm ²]	Momentkapasitet [kNm]	Nedbøyning [mm]
	Betongklasse	Egenlast påført [d]	Nyttelast påført [d]			
17	B20	1	14	200	39,2	2,9
18	B20	3	28	200	39,2	2,9
19	B20	7	50	200	39,2	2,9
20	B20	14	100	200	39,2	2,6
21	B30	1	14	200	40,1	2,5
22	B30	3	28	200	40,1	2,5
23	B30	7	50	200	40,1	2,5
24	B30	14	100	200	40,1	2,3
25	B35	1	14	200	40,4	2,4
26	B35	3	28	200	40,4	2,4
27	B35	7	50	200	40,4	2,3
28	B35	14	100	200	40,4	2,2
29	B45	1	14	200	40,7	2,1
30	B45	3	28	200	40,7	2,1
31	B45	7	50	200	40,7	2,1
32	B45	14	100	200	40,7	1,9

Tabell 60: Resultater fra beregningene av forspente hulldekker med minste spennvidde (C-C).



Figur 37: Nedbøyning for ulike betongklasser og lastpåføring (kort spenn).

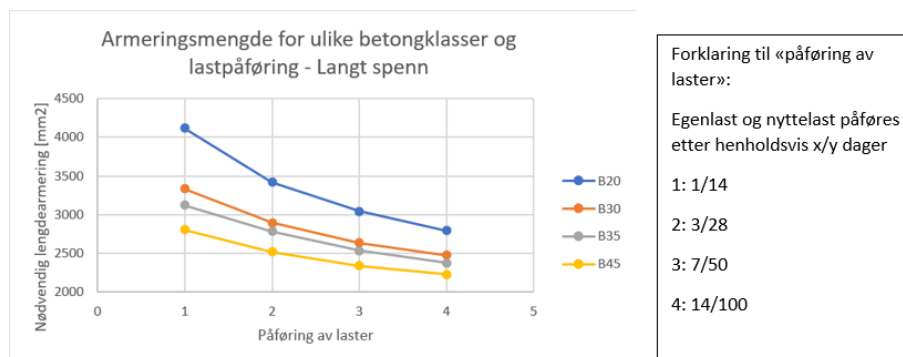
5.2.3 Slakkarmerte betongdekker og plattendekker

Beregninger utført fra vedlegg D.3 viser at nedbøyningskravet $L/250$ er dimensjonerende for valg av armeringsmengde. Tabell 61 viser minimum mengde armering og moment ut ifra nedbøyningskravet. Rad nr. 1-4 viser resultater for betongklasse B20 med ulik tid for påført egen- og nyttelast. Rad nr. 5-16 viser tilsvarende bare med endret betongklasse. Beregningene for rad nr. 10 er vist i vedlegg D.3. For å gjøre det enklere å forstå betydningen av parameterne, er tabell 61 illustrert som en graf i figur 38 i Excel.

Spennvidde (C-C), $L = 7860$ mm

Nr.	Parametere			Armeringsmengde [mm ²]	Momentkapasitet [kNm]	Nedbøyning
	Betongklasse	Egenlast påført [d]	Nyttelast påført [d]			
1	B20	1	14	4117	259,6	OK
2	B20	3	28	3416	235,4	OK
3	B20	7	50	3042	219,1	OK
4	B20	14	100	2794	207	OK
5	B30	1	14	3336	263	OK
6	B30	3	28	2895	235,4	OK
7	B30	7	50	2635	218	OK
8	B30	14	100	2477	207,1	OK
9	B35	1	14	3121	257,6	OK
10	B35	3	28	2782	234,1	OK
11	B35	7	50	2533	216,1	OK
12	B35	14	100	2375	204,4	OK
13	B45	1	14	2805	244	OK
14	B45	3	28	2522	222,1	OK
15	B45	7	50	2341	207,7	OK
16	B45	14	100	2228	198,6	OK

Tabell 61: Resultater fra beregningene av slakkarmerte betongdekker/plattendekker med største spennvidde (C-C).



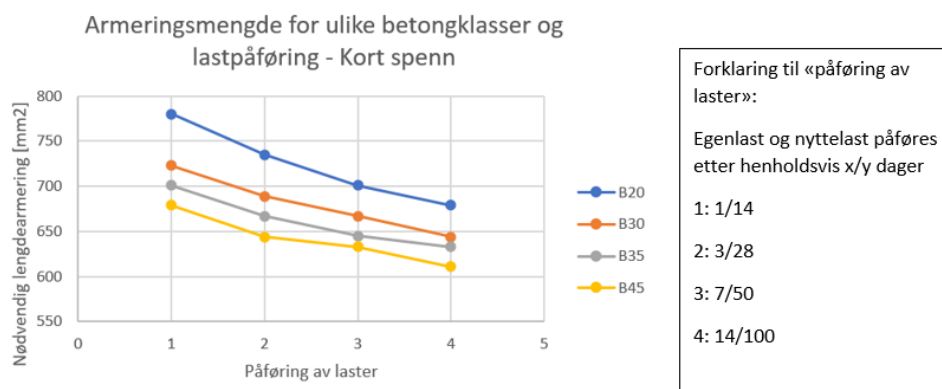
Figur 38: Armeringsmengde for ulike betongklasser og lastpåføring (langt spenn).

Tabell 62 viser minimum armeringsmengde og momentkapasitet ut ifra nedbøyningskrav på L/250 for plate med jevnt fordelt last. Like parametere som tabell 61, men for minste spennvidde (C-C). For å gjøre det enklere å forstå betydningen av parameterne, er tabell 62 plottet som en graf i Excel, som vist i figur 39.

Spennvidde (C-C), l = 5735 mm

Nr.	Parametere			Armeringsmengde [mm ²]	Momentkapasitet [kNm]	Nedbøyning
	Betongklasse	Egenlast påført [d]	Nyttelast påført [d]			
17	B20	1	14	780	70,9	OK
18	B20	3	28	735	67,1	OK
19	B20	7	50	701	64,2	OK
20	B20	14	100	679	62,2	OK
21	B30	1	14	723	67,6	OK
22	B30	3	28	689	64,5	OK
23	B30	7	50	667	62,5	OK
24	B30	14	100	644	60,5	OK
25	B35	1	14	701	65,9	OK
26	B35	3	28	667	62,9	OK
27	B35	7	50	645	60,8	OK
28	B35	14	100	633	59,8	OK
29	B45	1	14	679	64,4	OK
30	B45	3	28	644	61,2	OK
31	B45	7	50	633	60,2	OK
32	B45	14	100	611	58,1	OK

Tabell 62: Resultater fra beregningene av slakkarmerte betongdekker med minste spennvidde (C-C).



Figur 39: Armeringsmengde for ulike betongklasser og lastpåføring (kort spenn).

5.2.4 Sammenligning av betongdekker

Påføring av last [Egenlast/Nyttelast]	Slakkarmert		Spennarmert		Hulldekke	
	Reduksjon av armeringsmengde		Reduksjon av nedbøyning		Reduksjon av nedbøyning	
	Kort spenn	Langt spenn	Kort spenn	Langt spenn	Kort spenn	Langt spenn
1/14	0	0	0	0	0	0
3/28	-5.8 %	-17.0 %	-12.8 %	-12.5 %	0.0 %	-9.2 %
7/50	-10.1 %	-26.1 %	-21.8 %	-21.0 %	0.0 %	-16.4 %
14/100	-12.9 %	-32.1 %	-28.2 %	-28.4 %	-10.3 %	-23.7 %

Tabell 63: Prosentvis forskjell mellom de ulike spennviddene (C-C) ved ulik påføring av egen-/nyttelast med betongkvalitet B35.

Betongklasse	Slakkarmert		Spennarmert		Hulldekke	
	Reduksjon av armeringsmengde		Reduksjon av nedbøyning		Reduksjon av nedbøyning	
	Kort spenn	Langt spenn	Kort spenn	Langt spenn	Kort spenn	Langt spenn
B20	0	0	0	0	0	0
B30	-7.3 %	-19.0 %	-15.4 %	-15.5 %	-13.8 %	-15.1 %
B35	-10.1 %	-24.2 %	-19.2 %	-20.7 %	-17.2 %	-20.4 %
B45	-12.9 %	-31.9 %	-29.5 %	-29.5 %	-27.6 %	-28.9 %

Tabell 64: Prosentvis forskjell mellom de ulike spennviddene (C-C) ved ulik betongklasse med lastpåføring 3/28.

Betongklasse B20	Lastpåføring	
	Egenlast etter 1 dag	Nyttelast etter 3 dager
<i>Betongmetode</i>	<i>Redusert armeringsmengde</i>	
Spennarmert	50,00 %	
Hulldekke	33,33 %	
Slakkarmert	81,05 %	

Tabell 65: Prosentvis forskjell på armeringsmengde for betongklasse B20 mellom de ulike spennviddene (C-C).

Betongklasse B35	Lastpåføring	
	Egenlast etter 3 dager	Nyttelast etter 28 dager
<i>Betongmetode</i>	<i>Redusert armeringsmengde</i>	
Spennarmert	50,00 %	
Hulldekke	33,33 %	
Slakkarmert	76,02 %	

Tabell 66: Prosentvis forskjell på armeringsmengde for betongklasse B35 mellom de ulike spennviddene (C-C).

Betongklasse B45	Lastpåføring	
	Egenlast etter 14 dager	Nyttelast etter 100 dager
<i>Betongmetode</i>	<i>Redusert armeringsmengde</i>	
Spennarmert	50,00 %	
Hulldekke	33,33 %	
Slakkarmert	72,58 %	

Tabell 67: Prosentvis forskjell på armeringsmengde for betongklasse B45 mellom de ulike spennviddene (C-C).

6 Påvirkningsfaktorer

6.1 Byggekostnad

Kostnader varierer fra prosjekt til prosjekt og avhenger av faktorer som materialvalg, tilgjengelighet, kompleksitet etc. I bacheloroppgaven er framstillingen av byggekostnader i tabell 68 forenklet. Beregningen av rådekket er basert på volumet. Transportkostnader tar kun hensyn til transporten fra leverandøren til prosjekt. Montasje inkluderer kun heising fra lastebil til råbygg.

I tabell 68 er det estimert pris ut ifra volum i boligblokk A på Kværnerhøyden for et rådekk av de ulike materialene (se vedlegg E.2). Estimert pris av transport er tatt utgangspunkt fra nærmeste leverandør til Kværnerhøyden. Følgende leverandører er valgt:

- Massivtredekker: Splitkon (Industriveien 3, 3340 Vikersund)
- Spennarmerte betongdekker/forspente hulldekker/slakkarmerte betongdekker: Gjelleråsen betongfabrikk (Trondheimsveien 640, 0964 Oslo)
- Plattendecker: Elementsalg AS (Vogellund 31, 1394 Nesbru)

Montasjekostnader er hentet fra masteravhandlingen til Hjelseng og bacheloroppgaven til Eriksen & Sjørdal (Hjelseng, 2014, s. 40) (Eriksen, 2016, s. 23, 38). Oppgavene tar utgangspunkt fra henholdsvis AF Gruppen sin kalkulasjonsavdeling og prosjektutvikler/kalkulator Holter i Ø.M. Fjeld. Montasjeskostnader er også hentet fra personlig kommunikasjon (T. Bakke, personlig kommunikasjon, 30. mars 2023).

Estimert pris		Prefabrikkert			Plasstøpt	
		Massivtredekker (200*1200mm)	Spennarmerte betongdekker (200*1000mm)	Forspente hulldekker (200*1200mm)	Slakkarmerte betongdekker (250*1000mm)	Plattendecker (55*1000mm + 195mm påstøp)
Rådekket	[kr/m ³]	9 000	3000	2500	5000	2700
	[kr]	7 080 000	2 350 000	1 170 000	5 010 000	2 710 000
Transport	[kr/km/m ³]	3	12	12	15	12
	[km]	83	12	12	12	23
	[m ³]	780	780	470	1000	1000
	[kr]	194 000	110 000	70 000	180 000	270 000
Montasje	[kr/m ³]	200	200	200	400	250
	[kr]	157 000	150 000	90 000	400 000	250 000
Totalt	[kr]	7 431 000	2 600 000	1 400 000	5 500 000	3 200 000

Tabell 68: Estimert kostnadsoversikt over de ulike materialene til råbygget, prisestimert for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Riktige valg og metoder av materialer kan medføre store besparelser i et prosjekt. Tallene i tabell 68 viser at forspente hulldekker kan gi besparelser på ca. 81 % i byggekostnad fremfor massivtredekker for boligblokk A på Kværnerhøyden. Prefabrikkerte dekker må ha tilleggskonstruksjoner for å tilfredsstille krav til brann, lyd og vibrasjon. Dette er ikke hensyntatt i prisestimeringen.

Tabell 69 viser en oversikt over transportkostnader for ulike metoder og materialer for ulike steder i Norge. Avstand til de ulike byene er gitt ut ifra nærmeste produsent for de ulike metodene/materialene. AF Gruppen og andre store totalentreprenører har prosjekter over hele Norge. Sammenligning av de ulike landsdelene, gir totalentreprenøren mulighet til å ta rette materialvalg uavhengig av lokasjon. Ulike metoder og materialer avhenger av tilgjengelighet, kvalitet og nytte/kostnad.

	Prefabrikkert			Plasstøpt	
	Massivtredekke	Spennarmert betongdekke	Forspent hulldekke	Slakkarmert betongdekke	Plattendekker
Transport [kr/km/m ³]	3	12	12	15	12
Kristiansand [km]	313	48	43	10	20
Oslo [km]	80	13	13	13	20
Bergen [km]	430	30	38	15	38
Trondheim [km]	520	93	93	4	12
Tromsø [km]	1648	88	88	2	88

Tabell 69: Oversikt over estimert transportkostnader for de ulike materialene/metodene.

Tabell 69 viser at det er billigst å frakte massivtredekker. Siden det for øyeblikket kun er én produsent av massivtredekker i Norge, medfører dette avstander som øker kostnader for et prosjekt. Derfor er det primært Innlandet og Østlandet som bygger med dette materialet. I Norge finnes det over 300 betongprodusenter utover hele landet, noe som gir en lett tilgjengelighet og lave transportkostnader (Miljødirektoratet, 2023).

Total byggekostnad, sammenlignet med kundens betalingsvilje, er en viktig faktor i byggebransjen. Valg av materiale i dekket har mest å si for byggekostnad. Per i dag har massivtre høy kubikkmeterpris, sammenlignet med de ulike betongtypene. Estimeringen av priskostnader viser at et rådekke av forspente hulldekker er rimeligst. Pris avhenger også av tydelige og kommuniserte rutiner med god planlegging.

6.2 Byggetid

Byggetid er i hovedsak avhengig av om en bygger på byggeplass eller benytter prefabrikkerte elementer. En trang byggeplass med lite areal for oppbevaring, og tilfeller der det kreves kompliserte forskalinger, vil maksimere tidsbesparelse med prefabrikkerte elementer. Ved større prosjekter kan byggetiden reduseres med flere måneder (NOBI, 2022).

En casestudie gjennomført ved ingeniørfaglig fakultet ved universitet *Mercu Buana* i Jakarta, utgitt av ADRI, sammenligner faktorer som har størst betydning i valg av byggemetode i forhold til byggetid på byggeplasser. Tabellen 70 tar utgangspunkt i casestudien (Nurfitriani, 2021).

	Prefabrikkert			Plasstøpt	
Byggetid	Massivtredekker	Spennarmerte betongdekker	Forspente hulldekker	Slakkarmerte betongdekker	Plattendekker
Arbeidskraft	Ekspertkompetanse			Antall arbeidere	
Montasje parallelt med andre prosesser	Montasje parallelt med andre prosesser går fint og helt uten problemer med god planlegging			Tar stor bemanning og plass på byggeplass slik at montasje parallelt med andre prosesser ofte ikke er effektivt	
Beliggenhet	Stor fleksibilitet			Avstand til betongprodusent	
Teknisk	Færre muligheter for hulltaking i spennarmerte elementer. Problem ved endring av arbeidstegninger			Veldig tilpasningsdyktig i forhold til teknisk utstyr og endringer i løpet av prosjektet	

Tabell 70: Oversikt over faktorer med størst påvirkning på byggetid for de ulike metodene.

For plasstøpt betong er det antall arbeidere som har størst påvirkning på byggetiden, men for prefabrikkerte elementer er det den samlede kompetansen som betyr mest. Avstanden fra byggeplass til betongleverandøren har også betydning for plasstøpt betong. Store prosjekter med plasstøpt betong krever flere leveranser av betong. Transport på over to timer kan medføre problemer med for tidlig herding, beskyttelse mot kulde og rett konsistens i betongen ved ankomst (Nordland, 2022). Prefabrikkerte elementer transporteres med konvensjonelle semi-trailere og har dermed større frihet og fleksibilitet i tid. Prefabrikkerte elementer produseres parallelt og uavhengig av annen produksjon på byggeplassen. Det er potensielt mye tid å spare ved bruk av prefabrikkerte elementer, men for å oppnå dette kreves det ekstra god planlegging og kommunikasjon slik at uforutsette utfordringer minimaliseres. Plasstøpte betongdekker har god fleksibilitet slik at avgjørelser og justeringer på byggeplassen kan gjennomføres effektivt og uten store komplikasjoner.

Fra en casestudie i USA ble syv ulike massivtre-prosjekter sammenlignet mot mer tradisjonelle metoder som stål og betong (Smith et al. 2017, s. 9). Studien så på byggetid for ulike typer bygg både i omfang og størrelse. Resultatet viste en tidsbesparelse på byggetid på 20 % for massivtre, sammenlignet med materialene stål og betong. Fra masteravhandlingen til Finstad ble det gjort undersøkelse som viste 30-40 % raskere montasje av massivtre som bæresystem (Finstad, 2014, s. 40).

Hvilken metode innenfor prefabrikkerte elementer eller plasstøpte elementer som er fordelaktig å velge, avhenger av ulike faktorer. For prosjekter med vanskelige tidsbegrensninger for ferdigstilling, vil forspente hulldekker være fordelaktig sett mot plattendekker (Eriksen, 2016, s. 53). Dette gjelder spesielt om montasje skjer på vinterhalvåret. For prosjekter med god tidsramme for ferdigstilling og lite komplekse fundamenteringer, vil valget av materiale og metode avhenge i større grad av funksjonskrav, estetikk og kvalitet. Plattendekker vil da være å foretrekke i de aller fleste tilfeller (Eriksen, 2016, s. 53).

Til tross for at prefabrikkerte elementer resulterer i betydelige tidsbesparelser på byggeplassen, er det viktig å påpeke at disse besparelsene ikke nødvendigvis reflekteres i prosjektet sin totale varighet. Ved å benytte ferdige elementer, omfordelles tidsressursene slik at det kreves mindre tid til montering på byggeplass. Samtidig blir en større del av tidsressursene brukt i prosjekterings- og produksjonsfasen. Ved plasstøping

brukes mesteparten av tiden på byggeplassen (Hjelseng, 2014, s. 45). Allokering av tidsressurser mellom de to ulike metodene er illustrert i flytskjemaer nedenfor (se figur 40 og 41).



Figur 40: Prefabrikkert tidslinje (Massivtre, 2017, s. 7).



Figur 41: Plasstøpt tidslinje (Massivtre, 2017, s. 7).

‘Tid er penger’ er et kjent uttrykk i arbeidslivet, men også i byggebransjen. Det er en stor sammenheng mellom byggetid og byggekostnader. Materialhåndtering på byggeplassen kan ta 14 % av arbeidstid og 80 % av total tidsplan for prosjektet (Fremtidens byggenæring, 2020). Det er store kostnader i rigg og drift. Å utarbeide en god riggplan er avgjørende for å opprettholde flyt, sikkerhet og kostnadskontroll i prosjektet. Gode fremdriftsplaner er sentralt for å sette mål, unngå forsinkelser samt planlegge rekkefølge og tidspunkt for arbeidere. Problemer må avdekkes før de oppstår, og må forebygges med god planlegging, oversikt og gode rutiner. Kortere byggetid gir raskere ferdigstilling som reduserer prisstigning i byggetid, byggelånsrente og at en kan gå raskere over i neste prosjekt.

6.3 Byggbarhet

Materialer som ankommer byggeplass må være lette å håndtere og effektivisere byggeprosessen slik at tid, kostnad og plassmangel på byggeplass motvirkes. Sentralt for et prosjekt er å motta rette materialer med effektive leveringsprosesser som er enkle å bygge i byggeprosessen (se tabell 71).

	Prefabrikkert			Plasstøpt	
Byggbarhet	Massivtredekker	Spennarmerte betongdekker	Forspente hulldekker	Slakkarmerte betongdekker	Plattendekker
Fleksibilitet	Mindre tilpasningsdyktig			Kan tilpasses på byggeplass	
Transport inn/ut	Krever stor plass til trailere. Må kunne snu trygt på byggeplass			Betongbil krever mindre plass	
Lagring	Lite lagring av elementer på byggeplass			Stor lagring på byggeplass	

Tabell 71: Oversikt over byggbarhetsfaktorer for de ulike materialene.

Plasstøpte betongelementer gir stor fleksibilitet i form og størrelse. Betongen kan støpes og tilpasses på byggeplassen raskt og effektivt. Dette gir muligheter for å løse uforutsette hendelser og prosjektspesifikke behov. Prefabrikkerte elementer har begrenset fleksibilitet, og eventuelle tilpasninger kan medføre betydelige tids- og kostnadmessige konsekvenser. Prosjekter med prefabrikkerte elementer krever mer ekspertise, planlegging og kontrollering.

Plasstøping krever generelt sett mindre plass på byggeplass for transport inn og ut på grunn av størrelse på kjøretøy. Samtidig krever det stor plass på byggeplass på grunn av lagring av forskalingslementer, betongpumpe og diverse utstyr for utstøping. Ved plattendekker reduseres forskalingsbehovet. For prefabrikkerte elementer kan store og tunge kjøretøy kreve spesielle tilpasninger. God logistikk medfører at prefabrikkerte elementer kan monteres samme dag som ankomst. Dette minimerer krav til lagringsplass.

Kontroller i gjennomføringsprosessen, og produksjonskontroller med gode utarbeidede kvalitetssikrings-systemer (KS), gir entreprenør oversikt og mulighet til å gjøre endringer. Oversikt over tegninger og raske oppdateringer med god kommunikasjon gjør at det ikke oppstår prosjekteringsfeil som påvirker kvalitet og effektivisering.

6.4 HMS

Helse, miljø og sikkerhet (HMS) er lovpålagt i alle bygg- og anleggsvirksomheter (Arbeidstilsynet, u.å.). God HMS bidrar til trygge arbeidsplasser med godt arbeidsmiljø som ivaretar miljøet. Arbeidsplasser som er oversiktlige og ryddige bidrar til god HMS. Det er viktig å utvikle en god HMS-kultur for å opprettholde og skape gode holdninger til HMS i bygg- og anleggsvirksomheten. God HMS-kultur kjennetegnes ved at den er fleksibel, rettferdig, velinformert og forebyggende. For å skape god HMS, er det viktig med planlegging og spesifikk kommunikasjon fra oppstart i prosjektet. Underveis i prosjekter er det sentralt med gode rutiner for sikker jobb analyse (SJA) og rapport om uønskete hendelser (RUH). Samtidig er det sentralt å ha erfaringsovervekslinger fra prosjekt til prosjekt slik at en tar med seg gode erfaringer fra tidligere prosjekter. HMS-faktorer på byggeplass kan fordeles mellom prefabrikkerte og plasstøpte metoder (se tabell 72).

	Prefabrikkert			Plasstøpt	
HMS	Massivtredekker	Spennarmerte betongdekker	Forspente hulldekker	Slakkarmerte betongdekker	Plattendekker
Utstyr	Krever lite utstyr			Krever mye utstyr	
Bemanning	Lav bemanning			Stor bemanning	
Sikring	Mye tunge løft			Arbeid i høyden med flere som jobber over og under hverandre	
Fysisk arbeid	Lite fysisk arbeid			Mye fysisk arbeid	

Tabell 72: Oversikt over HMS-faktorer for de ulike materialene og metodene.

Prefabrikkerte elementer er ofte tunge slik at kran benyttes for montasje. Dette medfører mindre fysisk arbeid og lav bemanning. Bruken av kraner krever strenge sikkerhetstiltak og planlegging. Det er viktig å minimere løft over private eiendommer utenfor byggeområdet eller arbeidere på byggeplass. Løftene bør utføres over råbygget slik at byggekroppen tar mye av skadene ved uhell. Det er sentralt å gjennomgå riggplan, SJA og ha gode rutiner før alle løft.

Plasstøpte metoder krever mindre bruk av kran, men stor bemanning med arbeid i høyden og ovenfor hverandre. Arbeid ovenfor hverandre bør unngås, da det ofte er mye utstyr for plasstøpte metoder som kan gjøre stor skade. Primært er det arbeidere på byggeplass som utfører jobben. Alle kritiske arbeidssituasjoner bør sikres med doble barrierer. Hvis en sikring ryker, er en fortsatt sikret med én barriere.

Hjelm, refleksvest og vernesko er pålagt og må alltid benyttes ved arbeid på byggeplass. Hvilken metode innenfor prefabrikkerte elementer eller plasstøpte elementer som er fordelaktig å velge, avhenger av ulike faktorer. Sikkerheten til arbeidere og private områder rundt byggeplass er viktig. God kommunikasjon og gode rutiner er sentralt for å unngå uhell og opprettholde personsikkerheten på byggeplass.

6.5 Levetid

Levetiden til en bygningsdel eller et helt bygg, er definert som tiden til bygget eller bygningsdelen ikke lenger tilfredsstiller minimumskravet (Bjørberg og Listerud, 2009, s. 5). Levetiden til et bygg er en grunnlagsinformasjon for både entreprenør, byggherre og forbruker. Per i dag er det et begrenset antall kilder på levetidsdata. I bygg- og anleggsbransjen omhandler begrepet levetid ofte funksjonell-, teknisk -, estetisk- og økonomisk levetid. Bygg- og anleggsbransjen etterstreber produkter som kan opprettholde høy standard i lang tid med lite vedlikehold uansett klimapåvirkning. Slike produkter, med økt levetid, vil sannsynligvis medføre lave byggekostnader. Hvert materiale har ulike faktorer som spiller inn på levetid (se tabell 73).

	Prefabrikkert			Plasstøpt	
Levetid	Massivtredekker	Spennarmerte betongdekker	Forspente hulldekker	Slakkarmerte betongdekker	Plattendekker
Faktorer	Fukt, sollys, slitasje	Beskyttelse, kontroll, overflatebehandling		Klima, fylling av sprekker, unngå steinreir	

Tabell 73: Oversikt over levetidsfaktorer for de ulike materialene og metodene.

Massivtredekker har utfordringer med fuktighet, sollys og slitasje. Fuktighet og temperaturendringer kan medføre krymping og ekspansjon. Tiltak mot dette vil være å legge fuktsperre eller et ventilert undergulv. Det er sentralt at massivtredekker tildekkes ved transport, ved lagring på byggeplass, og at eksponerte flater under byggeprosess tildekkes for ikke å bli eksponert for sollys. Sollys tørker ut treet som kan medføre sprekke-dannelser, slik at dekket får en lavere elastisitet. Dekket er utsatt for slitasje med riper og hakk, som kan være vanskelig å reparere. For å minimere skader, er det viktig å gjøre mest mulig, tidligst mulig. Ved å etablere et slitelag med hardvoksolje, vil motstand mot fukt og slitasje motvirkes.

Det er sentralt å beskytte de prefabrikkerte materialene mot skader og slitasje ved transport og håndtering på byggeplass. Elementene bør plasseres i tørre områder for å unngå skadelige kjemikaler og andre stoffer. Dekkene må kontrolleres jevnlig for skader som kan påvirke materialegenskapene. Prefabrikkerte elementer kan påføres belegg for å øke levetiden.

For plasstøpte betongkonstruksjoner er det sentralt å beskytte mot klima i utføringsfasen. På sommeren må ikke betongen tørke ut, noe som unngås ved å legge plastduk, herdemembran eller påføre vann. Om

vinteren må ikke betongen bli kald slik at vannet fryser før betongen får tilstrekkelig fasthet. Dette unngås ved å påføre herdemembran før isolasjon. Blir det ikke utført rett arbeid for rett årstid, vil betongen sprekke og miste kvalitet samt levetid. Sprekkene i betongen kan motvirkes med betongfyllingsmasse og ved å la den tørke etter produsenten sine anvisninger. Betongen kan også bli utsatt for steinreir. Steinreir er steder der det er hulrom mellom steinene i betong. Det er sentralt å benytte stokker/slanger med vibrator på enden som gjør at finstoffet i betongen kommer ned til hulrommene mellom steinene og gjør betongen tett.

Eksponeeringsklasse X0 for betong innendørs i oppvarmede og tørre rom i tabell NA.4.4N, gir lik overdekning for 50 og 100 år (Standard Norge, 2021a, s. 7 i NA). For andre klasser i tabellen vil en økning i overdekning på 10 mm øke dimensjonerende levetid med 50 år.

Valg av materiale og metode avhenger av flere faktorer. Det er viktig å utføre prosess og etterarbeid på en nøyaktig og kvalitetsmessig måte slik at levetiden maksimeres. Hvor mye levetiden øker med, avhenger av design, materialkvalitet, miljøforhold og bruk. Ved å utføre vedlikehold av byggematerialer, vil materialet opprettholde god tilstand og vare lengre, som bidrar til reduserte kostnader og forbedret kvalitet på ferdig byggverk.

6.6 Miljø

Miljø og bærekraftig utvikling er sentralt i byggebransjen. Bærekraftig utvikling er en utvikling som imøtekommer dagens behov uten å ødelegge mulighetene for kommende generasjoner til å dekke sine egne behov. Prosjekter er lovpålagt å etterfølge anskaffelsesloven §5 i *Lov om offentlig anskaffelse (anskaffelsesloven)*. Loven pålegger at alle offentlige byggeprosjekter skal regne ut livssyklus-kostnader, ha en oversikt over miljømessige konsekvenser for prosjektet og fremme klimavennlige løsninger der det er relevant (*Anskaffelsesloven, 2017, §5*).

Byggebransjen har et ansvar for miljøet. I Norge står byggebransjen for 15 % av det totale klimautslippet, mens 40 % på verdensbasis når det kommer til utslipp av CO₂, avfall og energiforbruk (Hindklev, 2020). Transport av maskiner, utstyr, materialer, masser og avfall står for 0,77 millioner CO₂-ekvivalenter som til sammenligning tilsvarer 25 % av tungtransporten i Norge. Transportutslippene fordeles på 11 % maskiner og utstyr, 30 % materialer, 56 % masser og 3 % avfall (Byg21, 2019).

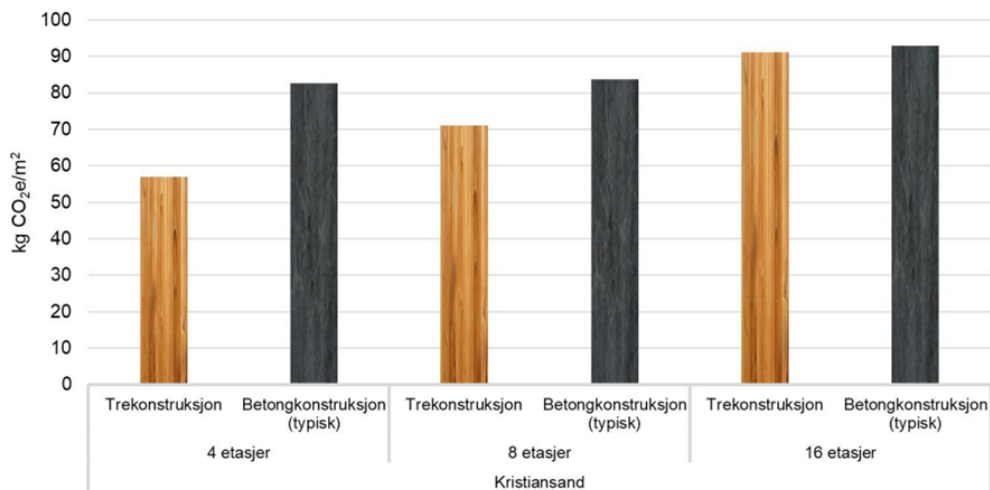
Tallene i tabell 74 er utregnet basert på eibrowser for NTNU studenter. Utregningene i tabell 74 er utført i vedlegg E.3. Eibrowser inneholder datasett for livsløpsvurdering (LCI) for mange prosesser og produkter, alt fra materialer, energi, transport, drivstoff og avfallsbehandling. Programmet inneholder også livsykluspåvirkningsvurderinger (LCIA) med effektfaktorer basert på menneskelig helse, økosystemskader og ressursuttømming.

Klimatall for miljøpåvirkning av massivtre er tatt utgangspunkt i *impact of solid wood in Europe og treatment for waste wood in Norway*. Klimatall for de ulike betongtypene er tatt utgangspunkt i *impact of concrete global og treatment of waste concrete*, der totalt volum avgjør miljøpåvirkningen. Vedlegg E.3 viser miljøberegninger av betongklasse B20, B25 og B35, mens tabell 74 presenterer klimaverdier for betongtypene med betongklasse B35. Materialene gir ikke et direkte og presist sammenligningsgrunnlag med materialene og metodene i bacheloroppgaven. Miljøberegningene er ment som en grov veiledning av klimapåvirkning for de ulike materialene i et rådecke. Klimatall for transport er beregnet ved *impact of transport global*. Avstand fra leverandør til Kværnerhøyden avgjør miljøpåvirkninger av transport. Det er brukt samme leverandør som i 6.1.

CO ₂ -utslipp	Prefabrikkert			Plasstøpt	
	Massivtredekker	Spennarmerte betongdekker	Forspente hulldekker	Slakkarmerte betongdekker	Plattendekker
Utvinning og produksjon [tonn*CO ₂ -Eq]	36 066	673 460	404 080	862 520	862 520
Transport [tonn*km*CO ₂ -Eq]	0,025	0,005	0,005	0,005	0,009
Avfall [tonn*CO ₂ -Eq]	64,6	16,5	9,9	21,2	21,2
Totalt [tonn*CO₂-Eq]	35 954	673 477	404 090	862 541	862 541

Tabell 74: Oversikt over miljøfaktorer og resultater for de ulike materialene og metodene for boligblokk A på Kværnerhøyden.

For et miljøregnskap med utvinning og produksjon, transport og avfall for et rådecke, kommer massivtredekker best ut i en miljøsammenheng. Tabell 74 viser at et rådecke av forspente hulldekker vil ha 53 % lavere totalt miljøutslipp enn plasstøpte metoder, mens 91 % høyere miljøutslipp enn massivtredekker for boligblokk A på Kværnerhøyden. Plasstøpte metoder har større miljøutslipp enn prefabrikkerte på grunn av at det krever mer betongmasse, samtidig som prefabrikkerte elementer har mindre avfall på byggeplass. Transport av materialene har minimal betydning på det totale klimaets utslipp.



Figur 42: Oversikt over klimautslippet for byggematerialene tre og betong for et kontorbygg med varierende antall etasjer (Norsus, 2019).

En studie gjennomført av Norsk institutt for bærekraftsforskning, sammenligner utslipp av klimagasser for et kontorbygg med fire, åtte og 16 etasjer. I studien er det sett på materialproduksjon og transport for et kontorbygg. Resultatene i figur 42 gjelder for et råbygg med tilleggskonstruksjoner, som oppfyller krav til lyd og brann. Figuren viser at et fireetasjes bygg av tre ha ca. 30 % lavere miljøutslipp enn ved tilsvarende bygg av betong. Samtidig vil denne besparelsen avta med økende høyde.

Miljøutslipp er sentralt for byggebransjen. Tabell 74 og figur 42 viser stor forskjell for klimautslipp for massivtre og betong. Tabell 74 gir kun klimautslipp for et rådekk, mens tabell 42 gir klimautslipp for et råbygg som tilfredsstiller krav til lyd og brann. Figur 42 viser at totalt klimautslipp for et 16-etasjes bygg er tilnærmet likt mellom materialene massivtre og betong. Dette har sammenheng med at et massivtredekker krever større tykkelse, flere tilpasninger og mer tilleggskonstruksjon for å oppfylle de byggtekniske kravene sammenlignet med betong. Dette er et eksempel som viser hvor viktig det er å se på prosjektet som en helhet, og ikke kun på utslipp av råmaterialer.

7 Diskusjon

7.1 Massivtredekke

Et massivtredekke ble først analysert i forhold til Norsk standard med fasthetsklasse C for konstruksjonstrevirke, og med Splitkon sin tekniske godkjenning fra SINTEF med fasthetsklasse T for limtre. For fasthetsklasse C ble yttersjikt dimensjonert med C24 og C30, mens innersjikt ble dimensjonert med C14 og C24. Konstruksjonstrevirke har generelt lavere fasthet enn limtre lameller med fasthetsklasse T, noe som resulterte i mindre spennvidder (C-C) ved fasthetsklasse C. Resultatene fra beregningene med fasthetsklasse C ble senere sett på som uinteressante for bacheloroppgaven. Massivtredekker med fasthetsklasse C brukes kun av utenlandske produsenter, og vil kreve import av massivtredekker til Norge. Med Splitkon som eneste industrielle produsent av massivtredekker i Norge, ble det valgt å beregne med kun fasthetsklasse T i henhold til Splitkon sin tekniske godkjenning. Prisestimat i tabell 68 og miljøpåvirkning i tabell 74 er hentet ut ifra Splitkon sine materialer og metoder.

Resultatene fra tabell 56 viser at det vil være en utfordring å benytte massivtredekker i boligblokken på Kværnerhøyden. Med utgangspunkt i figur 20 for oppbygging av etasjeskiller med et massivtredekke, kan dekketykkelsen maksimalt være 212 mm for å tilfredsstille tilgjengelig plass av tekniske føringer ($500 \text{ mm} - 245 \text{ mm} - 43 \text{ mm} = 212 \text{ mm}$). Et massivtredekke med tverrsnitttykkelse på 200 mm gir maksimal spennvidde (C-C) på 6210 mm, for standard elementbredde med doble langsgående yttersjikt. Dette elementet vil være tilstrekkelig for den minste beregnede spennvidden (C-C), 5735 mm. Et dekke av massivtre vil være en utfordring å prosjektere for ved større spennvidder. Med største tverrsnitttykkelse ut ifra Splitkon sin tekniske godkjenning på 300 mm, vil lengste spennvidde på rådekket være på 8140 mm (se rad 14* i tabell 56). Spennvidden gjelder for standard elementbredde og doble langsgående yttersjikt. Et massivtredekke med tykkelse 300 mm vil ha bedre lydegenskaper enn et massivtredekke på 200 mm. En kan anta at det ikke er nødvendig med like stor tilleggskonstruksjon på grunn av lyd. Likevel vil krav til tekniske føringer være det samme for et større tverrsnitt. 300 mm tykkelse på massivtredekke gir en total etasjeskiller på 588 mm ($300 \text{ mm} + 245 \text{ mm} + 43 \text{ mm}$).

Vibrasjon ble dimensjonerende for alle 16 forskjellige beregnede massivtredekker (se tabell 56). Ved å doble elementbredden, ble kapasiteten mot vibrasjon forbedret. Dobbel standard elementbredde gjør at nedbøyning ved punktlast reduseres og egenfrekvensverdi økes på grunn av økt bøyestivhet. Samtidig skjer nesten en dobling av prosentvis utnyttet kapasitet i bruksgrense. Denne sammenhengen viser at ved større elementbredder, vil kapasitet i bruksgrense bli dimensjonerende. For rad nr. 1 og 3 i tabell 56 vil samme tverrsnitt, med ulike elementbredder, gi en økning på 35 % utnyttet kapasitet i bruksgrense. Ved å dimensjonere etter standard elementbredde på 1200 mm, vil imidlertid beregningene være på konservativ side og tilfredsstille SINTEF sine anbefalinger gitt i Byggforskserien (Byggforskserien, 2009, 522.891). I vedlegg C.3 er beregnet egenfrekvensverdi på 11,871 Hz under anbefalt laveste egenfrekvensverdi på 12,5 Hz. Egenfrekvensverdiområdet 8-12,5 Hz gir usikkerhet i beregningene av vibrasjoner, på grunn av den fjerde

harmoniske impulsen av gangfrekvensen (se 3.3.2).

I beregningene av massivtredekker (se vedlegg C.1; C.2; C.3), og i resultatene i tabell 56, ser en at størrelse og retning på yttersjikt har stor betydning. For rad nr. 1 og 2 er eneste forskjellen retning på sjiktene. Spennvidden (C-C) kan økes med over 200 mm ved å legge doble langsgående yttersjikt. Rad nr. 13 og 14 viser at ved å endre fra enkle til doble langsgående yttersjikt, øker spennvidden (C-C) med over 500 mm. Økning i langsgående yttersjikt fra 45 mm til 90 mm (45 mm + 45 mm), gir bedre kapasitetssegenskaper. Siden et tverrsnitt får størst moment lengst unna nøytralakse, som er i topp og bunn, vil det lønne seg å ha stor bøyestivhet i yttersjiktene for å ta opp momentkreftene. Stor bøyestivhet kan oppnås ved høy fasthetsklasse og tykke sjikt. E-modulen til et tverrgående sjikt er ca. 1/48 av E-modulen til et langsgående sjikt (se vedlegg C.1).

Ettersom at oppbygging av beregnede massivtredekker er hentet fra Splitkon sin tekniske godkjenning, vil anbefalte maksimale spennvidder i tabell 7 fungere som kontroll av beregningene (Ramstad, 2022). Rad nr. 1 er beregnet med maksimal spennvidde (C-C) 5970 mm, som tilsvarer standardelement 200 (5s) med anbefalt maksimal spennvidde 5800 mm. Rad nr. 10* er beregnet med maksimal spennvidde 7370 mm. Dette tilsvarer element med doble langsgående yttersjikt 260 (7ss) med anbefalt spennvidde 6900 mm. Det er noen forskjeller mellom beregnede og tabellerte verdier. I de tabellerte verdiene i Splitkon sin tekniske godkjenninger er det tillagt en egenlast på 0,5 kN/m² i tillegg til egenlast for massivtredekket. Ekstra tilleggslast er medregnet på grunn av tilleggskonstruksjon for lydisolasjon. Tilleggslasten vil føre til noen ulikheter mellom beregningene i vedlegg C.1;C.2;C.3 og beregningene til Splitkon. Det vil kreve egne beregninger ut ifra prosjektspesifikke krav til tilleggslast ved nedfôret himling eller oppfôret gulv, som følger av tekniske installasjoner og lyd.

For dimensjoneringen av brannbelastning på massivtredekker, var momentkapasiteten langt innenfor kravet (se 4.1,4.2 og 4.3). For standard elementbredde på 1200 mm, ble nedbøyningen tilfredsstillt innenfor valgt nedbøyningskrav L/300 eller L/250. Alle beregnede dekker med standard elementbredde tilfredsstiller brannbelastning på R 90 (se vedlegg C.1; C.3). For dobbel standard elementbredde på 2400 mm, ble nedbøyningen et problem. Brannbelastning R 90 ble ikke tilfredsstillt. Dimensjonerende last ved brannbelastning fordobles ved dobbel standard elementbredde, sammenlignet med standard elementbredde. Effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt på grunn av brann, har ikke like stor økning for et massivtredekke fra standard elementbredde til dobbel standard elementbredde. Ved å regne med brannbelastning R 60, blir nedbøyningene halvert for dobbel standard elementbredde (se vedlegg C.2). Likevel vil ikke nedbøyningen tilfredsstillt valgt nedbøyningskrav. Brannbelastning ble dermed en dimensjonerende faktor for massivtredekker med doble standard elementbredder. Dette kan være en årsak for at standard elementbredde er valgt som 1200 mm, og ikke 2400 mm. Med forutsetning om at vibrasjon er dimensjonerende i 99 % av tilfellene, blir dimensjoneringen av brannbelastning en usikker faktor. Det er derfor ikke valgt å betrakte beregnet brannbelastning på massivtredekker som en dimensjonerende faktor i tabell 56.

7.2 Betongdekker

7.2.1 Spennarmerte betongdekker

I spennarmerte betongdekker er momentkapasitet som oftest dimensjonerende. Vedlegg D.1 viser at momentkapasiteten er nær opptredende moment, som indikerer at materialet er fullt utnyttet. Tabell 57 viser at forskjellen i momentkapasitet mellom B30 og B45 betong er ca. 4 %, på grunn av at B45 har høyere E-modul enn B30. Ved beregninger i bruddgrensetilstand er ikke påføringstidspunkt en faktor. Derfor vil ikke endring i lastpåføring endre tverrsnittet sin momentkapasitet.

Spennarmeringen sine stivhetsegenskaper gjør at nedbøyning ofte ikke er dimensjonerende. Betongkvalitet og lastpåføringstidspunkt har en innvirkning på nedbøyningen. Fra tabell 63 ser en at forskjeller i nedbøyning mellom lastpåføring 3/28 dager og 7/50 dager er ca. 9 %. Grunnen til dette er at betongen ikke har full fasthet rett etter herding, men vil få en høyere fasthet etter lengre tid. Høyere betongkvalitet har stor innvirkning på nedbøyningen med ca. 17 % reduksjon ved B45 kontra B30. Se tabell 63 og 64 for flere parametere knyttet til nedbøyning. Alle kombinasjoner av lastkombinering i bacheloroppgaven gir tilstrekkelig motstand mot nedbøyning. I visse tilfeller vil det være ønskelig å redusere denne nedbøyningen utover minstekravet. Da vil endring i lastpåføring og betongkvalitet være effektive tiltak som ikke krever økning av materialmengde.

Resultatene i tabell 57 viser at et langt spenn krever ca. 400 mm² armering. Ved beregninger er det antatt et gitt antall spenntau som hver har areal 100 mm². Endring i antall tau vil gi en betydelig endring i totalt areal, derfor vil ikke endring i betongklasse eller ulik lastpåføring gi endring i armering. Om armeringsmengden endres med mindre inkremerter, som for eksempel spenntau 50 mm², kunne det gitt ulikheter i armeringsmengde basert på betongklasse og ulik lastpåføring.

Spennarmering kan legges i betongen motsatt av momentdiagrammet for å motvirke kreftene som tverrsnittet opplever. AF Gruppen fikk på Kværnerhøyden en utfordring på grunn av at de to øverste etasjene skulle ha ulik rominndeling enn øvrige etasjer. Dette medførte at lastbærende vegger lå eksentrisk over underliggende vegger, som medførte større momenter og endret momentdiagram. I en slik situasjon kunne spennarmering blitt lagt slik at den utlignet dette momentdiagrammet og mulig unngått økt tverrsnittshøyde eller armeringsmengde.

7.2.2 Forspente hulldekker

Et forspent hulldekke er et spennarmert betongdekke som tilsier at momentkapasiteten ofte blir dimensjonerende. I dimensjonering gir elementet mindre krav til kapasitet på grunn av betydelig reduksjon i egenvekt. Forspente hulldekker veier omtrent 40 % mindre enn dekker i massiv betong. I en boligblokk vil dekker være dimensjonert med nyttelast 2,0 kN/m² (se vedlegg A.1). Egenvekten for betongelementer vil ligge mellom 1,5-2,5 ganger nyttelasten. Ut ifra dette er det tydelig at en 40 % reduksjon av egenlast vil bety en

vesentlig reduksjon av opptredende krefter og moment. På lik måte som for spennarmerte elementer, øker armeringsmengden med store inkreenter. Dette er grunnen til at alle betongklasser og lastpåføring krever lik armeringsmengde (se tabell 59).

Tabell 65 i Byggforskserien viser minimum armeringsdybde 45 mm for brannkrav REI 90 (Byggforskserien, 2020, 520.321). Denne dybden kan korrigeres ved en særstilt dimensjonering ut ifra betongelementboken, bind D (Betongelementforeningen, 2020). Dimensjonering utført i vedlegg D.2 viser en armeringsdybde på 35 mm. Ved særstilt dimensjonering i vedlegg E.5, reduseres armeringsdybden med 8 mm ut ifra prosjekterte dekker på Kværnerhøyden. Dette vil gi minimum armeringsdybde på 37 mm (45 mm – 8 mm) som er 2 mm over det som ble dimensjonert for i vedlegg D.2. Beregnet forspent hulldekke har 16 kNm mer momentkapasitet enn opptredende moment, slik at 2 mm økning av C_{nom} ikke vil redusere momentkapasiteten nok til at det oppstår brudd (se 4.5).

Betongkvalitet og lastpåføringstidspunkt har innvirkning på dimensjonerende nedbøyning. Tabell 63 og 64 viser hvilke reduksjoner på nedbøyning som kan oppnås ved å endre på lastpåføringen og betongkvaliteten. Forskjellen mellom B30 og B45 er på ca. 14 %. Ved å endre lastpåføringen fra 3/28 dager til 7/50 dager, oppnås ca. 7 % mindre nedbøyning. Alle kombinasjoner av lastkombinering i bacheloroppgaven gir tilstrekkelig motstand mot nedbøyning. Det er mulig å redusere nedbøyningen utover minstekravet. Da vil endring i lastpåføring og betongkvalitet være effektive tiltak som ikke krever økning av materialmengde.

I prosjekteringen av boligblokk A på Kværnerhøyden ble betongveggene i kjelleren et problem. På grunn av utsparinger, ble risikoen for knusing av betongen for stor. Løsning ble en spesialbestilt konsoll, sveiset armeringsjern i en stålsøyle og endringer lokalt i en klimavegg. Med en vektreduksjon på 40 % med hulldekker fremfor massive elementer, kunne problemet vært unngått ved å prosjektere med forspente hulldekker fremfor plattendekker som ble gjort på Kværnerhøyden.

7.2.3 Slakkarmerte betongdekker

For slakkarmerte betongdekker vil nedbøyning være en dimensjonerende faktor, spesielt for lengre spenn. Resultatene i tabell 55 viser at momentkapasiteten til dekket er mellom 3-4 ganger større enn opptredende moment, noe som indikerer at materialene ikke utnyttes fullstendig (se vedlegg D.3). Derfor er det hensiktsmessig å se på faktorer som reduserer nedbøyningen. Valg av tidspunkt for påføring av laster og betongkvalitet er to faktorer som har innvirkning på nedbøyningen.

Fra tabell 61 ser en at for lengste spennvidde (C-C) 7860 mm, vil momentkapasiteten på ca. 200-260 kNm avhengig av parametere som betongklasse og påføringstidspunkt. Opptredende moment i vedlegg D.3 er på 68,8 kNm, som vil si en utnyttelse på 26,5-34,4 %. Dette viser at slakkarmerte betongdekker ikke utnyttes maksimalt, og egner seg ofte for mindre spenn.

Armeringsmengden i et slakkarmert betongdekke er viktig for å motvirke nedbøyningen. Armering i lengderetning er dimensjonerende i forhold til tverretningen i bacheloroppgaven (se vedlegg D.3). Dette betyr at

en fortsatt må ha armering i tverrretningen for en plate, siden det oppstår moment om to akser. Oftest er det lengderetningen som får størst moment og dermed størst armeringsmengde. Ut ifra resultater fra tabell 64 ser en at det er ca. 13 % lavere armeringsmengde med B45 enn B30 ved likt lastpåføringstidspunkt. Betongklasse B35 har ca. 24 % lavere armeringsmengde for lastpåføring 14/100 enn ved 1/14. Høyere betongkvalitet gjør at betongen får høyere styrke. Sterk betong krever lavere armeringsmengde. Betongen blir sterkere over tid, dermed vil også lastpåføringstidspunkt ha en stor innvirkning på armeringsmengde i slakkarmerte betongdekker siden nedbøyning er den dimensjonerende faktoren.

Ved korte spenn kan dekketykkelse reduseres og materialet utnyttes i større grad. Det er viktig å ta hensyn til at korte spenn ofte gir flere detaljer og mer materiale. Ofte er dette prosjektbasert slik at de ulike prosjektene må veie for og imot for å beregne sin optimale løsning.

7.2.4 Plattendekker

Beregningene av plattendekker utføres identisk som beregningene av slakkarmerte betongdekker. I praksis utføres dimensjoneringen av RIB og sendes til leverandør av plattendekker som tilpasser produktet. I bacheloroppgaven vil fordelingsarmering og et 200 mm tykt betongdekke, plasstøpes direkte på et 50 mm prefabrikkert betongdekke. Dette er grunnen til at beregningene for plattendekker er identiske med ordinære plasstøpte betongdekker. Plattendekker gir en raskt og enkel byggeprosess med store tilpasningsmuligheter rundt tekniske føringer og utsparinger.

7.2.5 Sammenligning av betongdekker

Resultatene viser at tverrsnittshøyden for spennarmerte betongdekker kan reduseres med minst 50 mm for å oppnå samme spenn, sammenlignet med slakkarmerte betongdekker (se vedlegg D.1; D.2; D.3). Større reduksjon kunne betydd lavere kostnader og et bedre miljøregnskap. Det er viktig å unngå og bygge for tynne dekker slik at det oppstår problemer i forhold til lyd, vibrasjon og brann. Ofte kan reduksjoner på dekketykkelse medføre større totale kostnader for et prosjekt.

Bruk av slakkarmert betong for dekker med lengre spenn gir en dårligere materialutnyttelse enn ved spennarmerte betongdekker (se vedlegg D.1; D.2). I slakkarmerte betongdekker er det nedbøyning som er dimensjonerende, og tverrsnittene blir ofte overdimensjonert i forhold til momentkapasiteten (se tabell 61). Spennarmerte betongdekker blir ofte dimensjonert ut ifra bruddgrense i form av momentkapasitet som ofte blir dimensjonerende slik at en får utnyttet en større del av kapasiteten til materialet. Ved å spennarmere betongdekkene, reduseres nedbøyningene, og tverrsnittet sin strekk- og trykkapasitet, utnyttes i større grad (se vedlegg D.1). Fordelen med å spennarmere er at mengde betong og armering reduseres. Forspente hulldekker gir lavere pris og er et bedre miljøalternativ, sammenlignet med slakkarmerte eller spennarmerte betongdekker for boligblokken på Kværnerhøyden (se tabell 68 og 74).

Tabell 63, 64, 65, 66 og 67 viser en oversikt over betydningen av spennvidde, betongkvalitet og lastpåførin-

gen sin innvirkning på armeringsmengden for de ulike betongmetodene. Det er store forskjeller i armeringsmengde basert på beregningene i vedlegg D.1; D.2; D.3 som en kan se i de overnevnte tabellene. Reduksjon av armering medfører lavere kostnader, men også større dekker for å tilfredsstille krav til nedbøyning, lyd, vibrasjon, brann og momentkapasitet. Betongklasse B45 inneholder mer sement enn B20, men siden B45 har en høyere E-modul trenger den mindre armering enn B20. Armeringsstål B500NC er ofte dyrere enn betongen. En avveing mellom betongklasse og armeringsmengde kan gi gevinster med tanke på miljø og økonomi. Imidlertid vil total kostnad av prosjektet avhenge av spesifikke krav og design.

Byggekostnader varierer med kompleksiteten til prosjektet som både er sentralt og avgjørende. Beregninger i vedlegg E.2 viser at forspente hulldekker er det rimeligste alternativet, og massivtredekker er det dyreste alternativet når en kun ser på rådekker for boligblokk A på Kværnerhøyden. Prisene er kun basert på materialmengden og det er ikke hensyntatt kostnader ved prosjektering, produksjon, eksport, montasje og ferdigstillelse. For prosjekter med dårlige grunnforhold, der fundamentering blir kostbar, vil forspente hulldekker bidra til en lettere konstruksjon. Forspente hulldekker vil medføre besparelser knyttet til fundamentering, sammenlignet med bruk av plattendekker (Eriksen, 2016, s. 53).

I et spennarmert betongdekke er det ca. 44 % større nedbøyning enn beregnet for forspente hulldekker, selv med 33 % mer armeringsmengde. Dette er et resultat av at total last for forspente hulldekker er 26 % lavere enn spennarmerte betongdekker med tilsvarende høyde på 200 mm. Selv om betongarealet reduseres med 40 % på forspente hulldekker, sammenlignet med spennarmerte betongdekker, blir momentkapasiteten 10 % lavere. Kanalene på et forspent hulldekke ligger rundt nøytralaksen, og vil dermed ikke ha stor innvirkning på momentkapasiteten for dekket. Betong står for 7-8 % av verdens klimautslipp (SINTEF, 2020). Det er viktig for samfunnet å gjøre tiltak som minimerer unødvendig ressursforbruk. Bruk av slakkarmerte betongdekker er tradisjonelt sett den mest brukte metoden, men det er realistisk at ingeniører i fremtiden blir pålagt å velge mer miljøvennlige løsninger. Da vil miljøgevinsten, ved å redusere betongarealet med 40 %, bli mer dagsaktuelt og gunstig sett mot et klimaperspektiv.

Endringer av ulik lastpåføring og betongkvalitet, kan potensielt gi betydelige gevinster i nedbøyning for de ulike materialene og metodene. Ut ifra tabell 63 ser en at ulik lastpåføring, uavhengig av betongkvalitet for spennvidde (C-C) 7860 mm, vil gi en reduksjon på ca. 28 % nedbøyning for betongklasse B35. Tabell 64 gir en reduksjon på nedbøyning i forhold til betongkvalitet på ca. 29 % for samme spenn med lastpåføring på 3/28. Fordelen med å se på disse faktorene er at det ikke krever noe ekstra materialmengde. Bruk av bedre betongkvalitet vil gi høyere kapasitet, men økte kostnader. Senere lastpåføring vil sannsynligvis bety lengre prosjekttid siden dekket ikke kan benyttes eller belastes før tilstrekkelig fasthet. Dette vil medføre større kostnader, og er dermed mindre attraktivt for byggherre. Tilsetningsstoffer kan benyttes for å gjøre betongen sterkere, skape bedre støpelighet, frostbestandig og fremskynding av herdetiden etc. Det er viktig å legge merke til at tilsetningsstoffer medfører høyere risiko for sprekkdannelse, redusert langtidstyrke og potensiell mer aggressiv reaksjon mellom betong og overflatebehandlinger (Byggforskserien, 2010, 527.207).

7.3 Sammenligning av massivtredekker og betongdekker

For betongdekker vil krav til nedbøyning og momentkapasitet oftest være dimensjonerende. Vibrasjoner er et mindre problem i betongdekker enn massivtredekker, der vibrasjoner er dimensjonerende faktor i 99 % av tilfellene (se teori 3.3.2). Armerte betongkonstruksjoner har på grunn av høy tyngdetettheten, god motstand mot vibrasjonresonans. Massivtre betraktes som et lett materiale i forhold til betong og stål. Massivtre med fasthetsklasse T22 har tyngdetetthet 470 kg/m^3 , mens konstruksjonsstål har 7800 kg/m^3 og normalbetong har 2500 kg/m^3 . Forskjellen i tyngdetetthet mellom massivtre og stål/betong er henholdsvis på ca. 1600 % og 500 %. E-modul til massivtre er $13\,000 \text{ N/mm}^2$ for fasthetsklasse T22, $210\,000 \text{ N/mm}^2$ for konstruksjonsstål og $34\,000 \text{ N/mm}^2$ for normalbetong. Dette viser en forskjell på henholdsvis over 1500 % og 150 % mellom massivtre og stål/betong. Forskjellen i tyngdetetthet og E-modul mellom tre, stål og betong, viser tydelig svakheten til tre som bærende konstruksjonsdel.

E-modul beskriver materialet sine stivhetsegenskaper ved deformasjon. For et dekke, vil nedbøyning være eneste deformasjon ved jevnt fordelt last. Betong har stor forskjell i fasthet i trykk og i strekk. Tre har ikke like stor forskjell i fasthet i trykk og i strekk, sammenlignet med betong. Materialet tre er ikke avhengig av andre materialer for å ta opp krefter, i motsetning til betong som er avhengig av armering for å fungere som et dekke. Forskjellen mellom E-modulen i tre og stål indikerer stålet sine gode stivhetsegenskaper ved nedbøyning. Betongen vil knuse før stålet flyter ved brudd, da stålet har mye høyere stivhet enn betong. Kombinasjon av betongen sine trykkegenskaper, og stålet sine strekkegenskaper, gir et sterkt materiale.

Tyngdetetthet og E-modul er nøkkelparametere i beregning av egenfrekvensverdi for kontroll av vibrasjon. Resonansfrekvensen reduseres med lavere fasthet og bøyestivhet, derfor vil et massivtredekke være sårbar for vibrasjoner. I bacheloroppgaven er det antatt normal gange og personopphold (se tabell 32). Om annen bruk, som for eksempel dansestudio forutsettes, kan forspente hulldekker og spennarmerte betongdekker med lavere dekketykkelse også være sårbare mot vibrasjoner. Slakkarmerte betongdekker vil, på grunn av stor dekketykkelse for å oppfylle de dimensjonerte kravene, ha betydelig større motstand mot vibrasjoner.

Betong er et ubrennbart materiale og svært motstandsdyktig mot brann. Dette forutsetter minimumskrav for overdekning på grunn av smelting av armeringsstål som medfører at betongen mister bæreevnen. Tre-elementer er antenkelige og dermed mindre brannmotstandsdyktig sammenlignet med betong. Massivtre med limtre lameller kan betraktes som motstandsdyktig mot brann sett i forhold til trekonstruksjonsvirke. Massivtre har stor robusthet og forkullingsevne slik at innenforliggende sjikt ikke endrer sine stivhets- og fasthetsegenskaper. Det er sentralt at både betongdekker og massivtredekker er tette for å hindre spredning av varme gasser og flammer.

Et massivtredekke krever brannberegninger ut ifra Treteknisk håndbok og CLT Handbook, der dimensjonerende momentbelastning må sammenlignes opp mot momentkapasitet etter et brannforløp. Ved krav til brannmotstand R 90, har de fleste betongdekker god nok brannmotstand i henhold til byggeteknisk forskrift. Ved en betongdekketykkelse på minimum 100 mm og armeringsdybde minimum 20 mm, vil slakkarmerte betongdekker oppfylle brannkrav. Spennarmerte betongdekker vil oppfylle brannkrav ved å øke

overdekning med 10 mm fra minimum armeringsdybde. For at et forspent hulldekke HD200 skal oppfylle krav til R 90, må det særstilt dimensjoneres i grensetilstanden brann. For Kværnerhøyden med spennvidde (C-C) 7860 mm viser beregninger at minimum armeringsdybde kan reduseres med 8 mm (se vedlegg E.5). Minimum armeringsdybde vil da være 37 mm. Krav til armeringsdybde for forspente hulldekker REI 90 vil være 45 mm for en enveisplate ved bruk av spenntau. I beregninger utført i D.2 vil forspente hulldekker har 16 kNm større momentkapasitet enn opptredende moment. En økning av C_{nom} på 2 mm fra beregninger i vedlegg D.2 vil dermed ikke ha noe dimensjonerende betydning.

Det er stor forskjell i tykkelse på etasjeskiller mellom prefabrikkerte metoder og plasstøpte metoder for å tilfredsstille lydkrav og plass til tekniske føringer. Lyd og plass til tekniske føringer er dimensjonerende for massivtredekker. For boliblokken på Kværnerhøyden, vil plassbehov for tekniske installasjoner bestemme tykkelse på tilleggskonstruksjonen. Et massivtredekke krever dermed 245 mm med hulrom for tekniske føringer (se teori 3.3.2). Prefabrikkerte betongdekker krever i likhet med massivtredekker 245 mm med hulrom. På overflaten legges vinyl (PVC) og PVC-skum for å motvirke høy trinnlyd, samtidig som 13 mm gipsplate og 30 mm mineralull behøves for reduksjon av lydoverføring av tekniske installasjoner (se teori 3.5.2 og 3.6.2) (se vedlegg E.4). Det er mulig å øke armeringsmengden i det spennarmerte dekket slik at dekketykkelsen reduseres fra 200 mm til ca. 150 mm. Da vil total tykkelse for en komplett etasjeskiller være på ca. 400 mm. Ekstra armering kontra 50 mm med ekstra tilleggskonstruksjon, må vurderes ut ifra byggekostnad og byggbarhet. Plasstøpte betongdekker krever kun beleg med vinyl (PVC) og PVC-skum (se teori 3.7.2 og 3.8.2). Denne sammenligningen viser et mye større plassbehov for prefabrikkerte dekker siden plass for tekniske føringer ikke kan legges i det prefabrikkerte dekke, men må legges som nedføret himling eller opphøyd gulv.

Byggforskserien 379.320 viser krav til brutto høyde for føringer ut ifra total diameter rør. I bacheloroppgaven er det antatt verste tilfelle der alle rørene (isolert fjernvarme, sprinklerør og trekkerør) ligger ovenfor hverandre i dekket. Med totalt rørdiameter på 78-84 mm, blir det en nødvendig brutto høyde på føringer i dekket mellom 240-255 mm (se tabell 12 og figur 18). Disse antagelsene er veldig konservativ da Byggforskserien er veiledende for bruk i tidlig prosjekteringsfase. Samtidig er det svært få steder der alle de tre nevnte rørene ligger rett ovenfor hverandre i et dekke. I boligblokker vil ulike rør stort sett ligge med god avstand til hverandre. Hadde det blitt hensyntatt at det ikke var noen rør som lå over hverandre i dekket, ville brutto høyde på føringer blitt redusert fra 245 mm til 170 mm. En slik reduksjon ville fortsatt medført at et massivtredekke ikke ville tilfredsstilt de byggtekniske kravene som en etasjeskiller for boligblokk A på Kværnerhøyden.

8 Konklusjon

For boligblokk A på Kværnerhøyden, med etasjeskiller på 500 mm og plass til tekniske føringer på 245 mm, vil alle betongmetodene som prosjektert for i bacheloroppgaven tilfredsstillende lyd-, brann og vibrasjonskrav samt maksimal spennvidde (C-C) 7860 mm. Massivtredekker vil, på grunn av lav vekt, ikke tilfredsstillende prosjektert etasjeskiller opp mot maksimal spennvidde på Kværnerhøyden siden krav til vibrasjon ikke tilfredsstilles. Et massivtredekke krever også store tilleggskonstruksjoner for å tilfredsstillende lydkrav.

Bacheloroppgaven viser forslag til oppbygging av komplette etasjeskillere ut ifra prosjektet på Kværnerhøyden (se figur 23, 25, 27 og 29). Oppbyggingen tilfredsstiller krav til lyd, tekniske føringer, brann og vibrasjon med maksimal spennvidde ut ifra dekketykkelse i tabell 75. Prefabrikkerte dekker krever tilleggskonstruksjoner for å få plass til tekniske føringer, noe som medfører at lydkravet tilfredsstilles for boligblokk A på Kværnerhøyden. Plasstøpte metoder har mulighet for å legge tekniske føringer i rådekket, slik at det kun er behov for tilleggskonstruksjon på 10 mm (vinyl (PVC) + PVC-skum). Brannbelastning må beregnes for et massivtredekke, mens for betong er det standarder/metoder/tabeller som må følges for å oppfylle de ulike brannkravene. Vibrasjon må beregnes for både et massivtredekke og et betongdekke, men ofte er vibrasjon kun dimensjonerende for et massivtredekke på grunn av lavere tyngdetetthet i tre enn betong.

Resultater er ut ifra en fleretasjes boligblokk								
Tykkelse på tilleggskonstruksjon								
Materiale	Tykkelse på rådekket [mm]	Lyd [mm]	Tekniske føringer [mm]	Brann [mm]	Himling [mm]	Tykkelse på nødvendig tilleggskonstruksjon [mm]	Total tykkelse [mm]	Maksimal spennvidde [m]
Massivtredekker	200	≥ 200	245	30	13	288	488	6,2
Spennarmerte betongdekker	200	≥ 200	245	0	13	258	458	8,4
Forspente hulldekker	200	≥ 200	245	0	13	258	458	9,2
Slakkarmerte betongdekker/Plattendekker	250	10	0	0	13	23	273	7,86

Tabell 75: Oppsummerende resultater for materialer/metoder for en fleretasjes boligblokk.

Sammenligningen i tabell 75 viser et større plassbehov for prefabrikkerte dekker. Tekniske føringer kan ikke legges i det prefabrikkerte dekket, men må legges som nedfôret himling eller opphøyd gulv. I bacheloroppgaven er det gjort konservative antagelser om at alle rør ligger parallelt ovenfor hverandre i dekket, slik at brutto plassbehov avsatt til tekniske føringer er for det verste tilfelle i et prosjekt. God planlegging og nøye prosjektering kan medføre at plassbehov for tekniske føringer reduseres med ca. 75 mm. En spennvidde på over 7500 mm vil uansett være vanskelig å tilfredsstillende med et massivtredekke på opptil 300 mm tykkelse. Etasjeskilleren ville da fått en dekketykkelse på 588 mm (se 7.1). En slik reduksjon av plass for tekniske installasjoner hadde medført at lydkravet ikke lenger hadde vært tilfredsstilt. Hulrom på ≥ 200 mm ville da vært dimensjonerende for å tilfredsstillende krav til lydklasse C. Bacheloroppgaven har antatt normal gange, og selv om vibrasjon ofte ikke er et problem for betong, må en uansett beregne for vibrasjon i prosjekteringsfasen i prosjekter, spesielt i prosjekter med annen aktivitet som dansing, løping etc.

Tabellen viser at slakkarmerte betongdekker og massivtredekker har lavere maksimale spennvidder enn prefabrikkerte betongdekker. Maksimal spennvidde av et massivtredekke avgjøres av kapasitet mot vibrasjon. Slakkarmerte betongdekker har nedbøyning som dimensjonerende faktor. Nedbøyningen begrenser spennvidden og gjør at tverrsnittet blir overdimensjonert for moment. Spennarmerte betongdekker har momentkapasitet som dimensjonerende faktor, som gir høyere maksimale spennvidder. Det er mulig å øke armeringsmengden med 100 mm² i det spennarmerte dekket slik at dekketykkelsen reduseres fra 200 mm til ca. 150 mm for boligblokken på Kværnerhøyden. Da vil total tykkelse for en komplett etasjeskiller være på ca. 400 mm. Ekstra armering kontra 50 mm med ekstra tilleggskonstruksjon må vurderes ut ifra byggekostnad, byggbarhet og plassbehov for tekniske føringer.

Valg av materiale og metode har sterk tilknytning til påvirkningsfaktorer og prosjektet sin kompleksitet. Det er ikke mulig å følge kun en standard eller forskrift for å oppnå den beste mulige løsningen. Tabell 76 viser en oppsummering av alle dekketyper sine egenskaper mot ulike faktorer. Resultatene i tabellen er basert på egenskapene til kun dimensjonerte rådekker og tar ikke hensyn til eventuelle tilleggskonstruksjoner. Det er viktig å merke seg at et hvert prosjekt har prosjektspesifikke omstendigheter som vil påvirke faktorene i liten eller stor grad. Derfor må disse vurderes i prosjektavhengig kontekst.

Resultater er ut ifra en fleretasjes boligblokk sett bort fra tilleggskonstruksjon					
	Massivtredekker	Spennarmerte betongdekker	Forspente hulldekker	Slakkarmerte betongdekker	Plattendecker
Byggekostnad	Dårlig	Middels	God	Dårlig	Middels
Byggetid	God	God	God	Dårlig	Dårlig
Byggbarhet	Middels	Middels	Middels	God	God
HMS	Middels	Middels	Middels	Dårlig	Dårlig
Levetid	Middels	God	God	God	God
Miljø	God	Dårlig	Dårlig	Dårlig	Dårlig
Spennlengder	Dårlig	God	God	Middels	Middels
Dekketykkelser	Dårlig	Middels	God	Middels	Middels
Vibrasjon	Dårlig	Middels	Middels	God	God
Lyd	Dårlig	God	Middels	God	God
Brann	Middels	God	God	God	God

Tabell 76: Vurdering av dekkeløsninger opp mot ulike faktorer.

Påvirkningsfaktorene byggekostnad, byggetid, byggbarhet, HMS, levetid og miljø vil med gode rutiner og kommunikasjon være viktige faktorer for valg av materiale som vil være med på å optimalisere prosjekter. Det er også normalt at ulike entreprenører er godt kjent med et mindre antall løsninger og praksiser. Konkurransen er tøff og markedet utfordrende, derfor vil raske, kjente løsninger ofte være rimeligere totalt sett og fordelaktig å velge.

AF Gruppen etterspurte en generell innføring i 'bestep praksis' for valg av materialer og metoder i råbyggfasen for å minimere feilvalg på et tidlig stadium i et prosjekt. Gruppen mener å ha utarbeidet et kompendium som viser oversikt over de ulike materialene og metodene på en ryddig og systematisk fremstilling.

Bacheloroppgaven er både basert spesifikt for boligblokk A på Kværnerhøyden, og generelt slik at AF Gruppen har mulighet til å benytte kompendiet i senere fagkurs ulike steder i landet.

9 Videre arbeid

Bachelorgruppen mener oppgaven tilfredsstillende ønsket om et kompendium fra AF Gruppen. Kompendiet skal være et oppslagsverk der det er lett å orientere seg og å få raske svar på det en ønsker. Det er prioritert å fremstille både tekst og beregninger på en oversiktlig og strukturert måte for å tilfredsstille krav til et kompendium. Gruppen mener utførte beregninger er gode og troverdige. Dekkemethodene er dimensjonert etter Eurokode, kontrollert mot forskrifter og standarder med kontroller opp mot FEM-analyseprogram, fagpersoner over e-post, pensumlitteraturer og intern veileder. Samtidig har det blitt nøye spesifisert når antagelser/avgrensinger/forutsetninger har blitt gjort.

Det er store usikkerhetsmomenter rundt påvirkningsfaktorer på valg av materialer og metoder, da prosjektspesifikke omstendigheter vil påvirke betydningen av de ulike påvirkningsfaktorene. Flere av påvirkningsfaktorene krever tidligere erfaringer fra prosjekter. Gruppen har lite arbeidserfaring fra byggebransjen, og store deler av teksten i kapittel 6 er hentet fra litteraturkilder og kommunikasjon med erfarne fagpersoner.

Bærekraft i bygg er noe gruppen gjerne kunne jobbet videre med. Resirkulerbare og fornybare materialer kunne blitt tatt i bruk for å minimere det totale miljøfotavtrykket. Avfallsreduksjon, ombruk, materialgjenvinning, energiutnyttelse og deponi i dagens byggebransje, kunne blitt sett nærmere på. Det kunne vært av interesse å evaluere miljømessige konsekvenser knyttet opp mot de ulike materialene og metodene som er diskutert i bacheloroppgaven. Ved en Life Cycle Assessment (LCA) har en mulighet til å sammenligne material- og energiforbruk fra utvinning- til avhendingsprosessen. LCA vil vurdere hele livsløpet til materialene som vil gi en brukerforståelse og betydning av konsekvensene på hva rette valg av materialer, vedlikehold og metoder har av betydning i et råbygg, men også i byggebransjen og samfunnet generelt (se tabell 77).

Produktfasen	Byggefase	Bruksfasen	Sluttfasen
Råvarer Produksjon	Transport Montering	Bruk Vedlikehold Reparasjon Utskifting Oppussing	Riving Transport Avfallshåndtering Avhending

Tabell 77: Fire faser av byggets levetid (Massivtre, 2017, s. 13).

I dag er det ulike armeringstyper som fiberarmering og glassfiberarmering som kunne vært interessant å sammenligne med vanlig armering av jern/kamstål. Fiberarmering bidrar til god heft, ferdig armert betong direkte fra betongbilen, ingen skjøter, kort monteringssted med lav arbeidsmengde og er miljøgunstig da det ofte består av gjenvunnet metall (Betongsentrum, u.å.). Glassfiberarmering er et lett materiale som ikke har behov for overdekning. Strekkfastheten er to ganger høyere enn vanlig armeringsjern, og glassfiberarmering mister ikke egenskaper ved lave temperaturer (Glassfiber, u.å.). Om slike egenskaper ville gitt en stor forskjell fra utregninger og valgte påvirkningsfaktorer i bacheloroppgaven, hadde vært interessant i videre arbeid.

Som nevnt tidligere i bacheloroppgaven, tar ikke dimensjoneringen utgangspunkt i laster som termiske, seismologiske og dynamiske laster. Selv om dette ikke er de mest sentrale lastene for innvendig dekker, er det uansett viktige laster som i en videreføring av bacheloroppgaven kunne vært av interesse og sett videre på. Disse lastene kunne krevd andre tiltak for dekkene som ville gitt andre resultater.

I større konstruksjoner kan plattendecker dimensjoneres som et 'bubbledeck' som reduserer den totale konstruksjonen sin vekt. Bubbledeck benytter opptil 35 % mindre betong i dekket uten at det går utover materialet sin stivhet og bæreevne. Råbyggkostnader reduseres med 15 %, men brann-/lydegenskaper og tykkelsen på dekket, er et problem med dekkelementet (BubbleDeck, 2023). Det hadde vært interessant å se om brann-, vibrasjon- og lydegenskaper hadde vært tilfredsstillende for et dekke tilsvarende det på Kværnerhøyden.

For å motvirke slakkarmerte betongdekker sin svake motstand mot nedbøyning, hadde det vært interessant å se på forspente plattendecker. Plattendecker kan ha en initiell oppbøyning slik at mye av nedbøyningen kan reduseres, samtidig som fordelene med plasstøping opprettholdes. Dermed kan fordelene med både slakk- og spennarmering komplementere hverandre og motvirke hverandres ulemper.

Byggebransjen er i stadig utvikling og materialer laget av jord, leire og halm, kalt ultra lavkarbon byggelementer, skal nå utfordre prefabrikkerte elementer som massivtre og betong. Betong står for 7-8 % av det totale klimautslippet. Sementen i betongen utgjør 90 % av totalt klimautslipp til betong (SINTEF, 2020). Ved å ta i bruk andre materialer som jord, leire og halm vil det redusere det totale klimautslippet på verdensbasis. Ultra lavkarbon byggelementer har de siste 10-20 årene blitt testet og utviklet i land som Tyskland, England og Frankrike. Prefabrikeringen av slike materialer gjør de svært klimavennlig og konkurransedyktige med et negativt energiregnskap. Om Parisavtalemålene fram mot 2050 skal oppnås, er det ikke nok med nyutviklede materialer og metoder, som for eksempel lavkarbonbetong. Ubrente minerale materialer som leire og sand, eller biogene materialer som halm, er materialer som gir et negativt totalregnskap for miljøet (Bjørheim, 2021). Slike materialer vil være et tiltak mot å nå målene i Parisavtalen og må implementeres i byggebransjen. I Norge står byggebransjen for 15 % av det totale klimautslippet, mens hele 40 % på verdensbasis (Hindklev, 2020). Byggebransjen er nødt til å gjøre tiltak og få redusert sine utslipp, noe som hadde vært interessant å se på i en masteroppgave.

Referanser

- Alsen, K.W.L. (apr. 2019). *Åpnet ny produksjons-katedral i massivtre*. URL: <https://skogeier.no/apnet-ny-produksjonskatedral-i-massivtre/> (sjekket 23. mar. 2023).
- Anskaffelsesloven (2017). *Lov om offentlig anskaffelse (LOV-2016-06-17-73)*. URL: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2016-06-17-73> (sjekket 30. mar. 2023).
- Arbeidstilsynet (u.å.). *HMS*. URL: <https://www.arbeidstilsynet.no/hms/> (sjekket 14. mar. 2023).
- Betongelementforeningen (2018). *Betongelementboken, Bind D: Brannmotstand, bestandighet og tetting*. Oslo: Betongelementforeningen. URL: <http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindD/Forord.pdf&BookId=D> (sjekket 4. mai 2022).
- (2020). *Betongelementboka*. URL: https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=143&DocumentId=BindC/Del_1/C1/1_4_3.pdf&BookId=C (sjekket 18. apr. 2023).
- Betongkonsept (u.å.). *Plattendekker (Prefabrikkerte Plattendekker)*. URL: <https://www.betongkonsept.no/plattendekker/> (sjekket 1. mar. 2023).
- Betongsentrum (u.å.). *Ferdigarmert betong*. URL: <https://www.betongsentrum.no/ferdigarmert-betong/#:~:text=Ferdigarmert%5C%2C%5C%20eller%5C%20fiberarmert%5C%20betong%5C%20er%5C%20betong%5C%20som%5C%20er,jevnt%5C%20i%5C%20massen%5C%2C%5C%20noe%5C%20som%5C%20sikrer%5C%20god%5C%20styrke.> (sjekket 12. apr. 2023).
- Bjørberg, S. og A. Listerud C.A. & Kampsæter (2009). *Levetid i praksis- prinsipper og bruksområde*. URL: https://dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider_i_praksis.pdf (sjekket 30. mar. 2023).
- Bjørheim, K. (mai 2021). *Byggematerialer av halm, jord og leire tar opp kampen med massivtre og betong*. I: TU. URL: <https://www.tu.no/artikler/byggematerialer-av-halm-jord-og-leire-tar-opp-kampen-med-massivtre-og-betong/510397> (sjekket 14. mar. 2023).
- BubbleDeck (2023). *Fleksible løsninger (Fordeler med BubbleDeck)*. URL: <https://bubbledeck.no/> (sjekket 1. mar. 2023).
- Byg21 (mar. 2019). *Bygg- og eiendomssektorens betydning for klimautslipp*. URL: <https://bygg21.no/rapporter-og-veiledere/bygg-og-eiendomssektorens-betydning-for-klimagassutslipp/byggsektoren-kan-reducere-utslipp-i-transportsektoren-gjennom-riktig-lokalisering-og-krav-til-fossilfri-transport/> (sjekket 30. mar. 2023).
- Byggforskserien (2002, 379.320). *379.320 Plassbehov for føringsveier til tekniske installasjoner*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/3070/plassbehov_for_foeringsveier_til_tekniske_installasjoner (sjekket 8. mar. 2023).
- (des. 2020, 520.321). *520.321. Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere_av_tre_og_betong (sjekket 13. mar. 2023).

-
- Byggforskserien (okt. 2014, 520.342). *520.342 Branntetting av gjennomføringer*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/316/branntetting_av_gjennomfoeringer (sjekket 9. mar. 2023).
- (nov. 2015, 522.513). *522.513. Lydisolerende, tunge etasjeskillere*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/340/lydisolerende_tunge_etasjeskillere (sjekket 13. mar. 2023).
- (nov. 2015, 522.514). *522.514. lydisolerende, tunge etasjeskillere. Konstruksjonseksempler*. URL: <https://www.byggforsk.no/dokument/2566> (sjekket 20. apr. 2023).
- (nov. 2009, 522.891). *522.891. Etasjeskillere i massivtre*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/3367/522891_etasjeskillere_i_massivtre (sjekket 21. apr. 2023).
- (sep. 2010, 527.207). *527.207 Tilsetningsstoffer i betong. 527.207*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/590/tilsetningsstoffer_for_betong (sjekket 18. apr. 2023).
- Dekkesystemer AS (2019). *Hulldekke*. URL: <https://dekkesystemer.no/wp-content/uploads/hulldekke-brosjyre-dekkesystemer-as-nettversjon2.pdf> (sjekket 22. mar. 2023).
- Designing Buildings (u.å.). *Prestressed concrete*. The Construction Wiki. URL: <https://www.designingbuildings.co.uk/wiki/File:Prestressedconcrete.jpg> (sjekket 26. apr. 2023).
- Direktoratet for byggekvalitet (2017a). § 11-2. *Risikoklasser*. URL: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-2> (sjekket 8. mar. 2023).
- (2017b). § 11-3. *Brannklasser*. URL: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/i/11-3> (sjekket 8. mar. 2023).
- (2017c). § 12-7. *Krav til utforming av rom og annet oppholdsareal*. URL: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/12/ii/12-7> (sjekket 8. mar. 2023).
- (2017d). § 13-6. *Lyd og vibrasjoner*. URL: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/13/iv/13-6> (sjekket 8. mar. 2023).
- Elementsalg (u.å.). *Dekker*. URL: <https://elementsalg.no/dekker/> (sjekket 13. apr. 2023).
- Eriksen M. F. & Sørdsdal, O. J. (2016). *Hulldekke vs plattendekke i boligprosjekter*. Bacheloravhandling. Norges tekniske-naturvitenskapelige universitet, avdeling for teknologi, økonomi og ledelse Ingeniørfag – Konstruksjonsteknikk. URL: <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2410871> (sjekket 1. mar. 2023).
- Fabeko (u.å.). *Plattendekker*. URL: <https://fabeko.no/betongdekker/plattendekker/#> (sjekket 13. mar. 2023).
- Finstad, F. (2014). *Økonomisk Lønnsomhet ved bruk av bæresystemer i massivtre*. Master's thesis. Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, Institutt for matematiske realfag og teknologi – IMT. URL: <https://nmbu.brage.unit.no/nmbu-xmlui/bitstream/handle/11250/198939/Finstad2014.pdf?sequence=1&isAllowed=y> (sjekket 25. feb. 2023).
- Folkesson J. & Martinsen, A. (2010). *Brannteknisk dokumentasjon av gjennomføringer i hulldekker og Leca byggeplank*. Bacheloroppgave, Høgskolen Stord/Haugesund. HVL Open. URL: <https://hvlopen.brage.unit.no/hvlopen-xmlui/handle/11250/151856>.
- Fremtidens byggenæring (mai 2020). *Lett tre reduserer transportkostnader og stress på byggeplassen*. URL: <https://www.fremtidensbygg.no/lett-tre-reduserer-transportkostnader-og-stress-pa-byggeplassen/> (sjekket 11. apr. 2023).
-

-
- Glassfiber (u.å.). *Armeringsjern i glassfiber*. URL: <https://www.glassfiber.no/armeringsjern-i-glassfiber/> (sjekket 12. apr. 2023).
- Globaldom (2023). *Hus fra fundament til tak*. URL: <https://globaldom.sk/?go=clanok2&id=68> (sjekket 22. mar. 2023).
- Hindklev, J. (aug. 2020). *Byggenæringen kan kutte utslipp tilsvarende 2,3 millioner bensinbiler: Vi er den verste næringen*. URL: <https://www.bygg.no/byggenæringen-kan-kutte-utslipp-tilsvarende-2-3-millioner-bensinbiler-vi-er-den-verste-naeringen/1439709/> (sjekket 14. mar. 2023).
- Hjelseng, G.V. (jun. 2014). *Plasstøpt vs. prefabrikkert betong*. Master's thesis. Norges tekniske- naturvitenskapelige universitet, NTNU. URL: https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/233214/755526_FULLTEXT01.pdf?sequence=2&isAllowed=y (sjekket 12. apr. 2023).
- Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. URL: https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinpopubutgivelserprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prrapp24pdf (sjekket 12. apr. 2023).
- Institutt, Norsk Treteknisk (feb. 2017). *Treteknisk håndbok – bygge med massivtre. Hefte 5 – lyd*. URL: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-5-Lyd.pdf> (sjekket 23. mar. 2023).
- Karacabeyli E. & Gagnon, S. (2019). *CLT Handbook*. URL: <https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf> (sjekket 6. apr. 2023).
- Kontrollrådet (sep. 2022). *6 fordeler med å bygge bolig i betong*. URL: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/artikler/6-fordeler-med-a-bygge-bolig-i-betong/> (sjekket 23. feb. 2023).
- Massivtre (okt. 2017). *5 faser for byggets levetid*. URL: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/aktuelt/brd-foredrag/Massivtre.pdf> (sjekket 12. apr. 2023).
- Miljødirektoratet (jan. 2023). *Betong: Nytt regelverk for forurensing fra produksjon*. URL: <https://www.miljodirektoratet.no/aktuelt/fagmeldinger/2023/januar-2023/nytt-kapittel-33-forurensning-fra-produksjon-av-betong/> (sjekket 23. mar. 2023).
- NOBI (2022). *Hvorfor velge prefabrikerte betongelementer*. URL: <https://nobi.no/hvorfor-velge-prefabrikerte-betongelementer/> (sjekket 24. apr. 2023).
- NOR entreprenør (aug. 2020). *Utbedring av vannlekkasje og fuktskader i betongkonstruksjoner som heis-sjakter, garasjeanlegg, kjeller, fasader, balkonger, kaianlegg og siloer*. URL: <https://norentrepreneur.no/tetting-av-vannlekkasje-i-betong/> (sjekket 21. mar. 2023).
- Nordal, O. (jul. 2019). *Råbygg*. URL: <https://snl.no/r%C3%A5bygg>.
- Nordland, E. (nov. 2022). *Unntaket fra kjøre- og hviletidsreglene for betongfrakt uteblir*. URL: <https://lastebil.no/Aktuelt/Nyhetsarkiv/2022/Unntaket-fra-kjoere-og-hviletidsreglene-for-betongfrakt-uteblir> (sjekket 23. mar. 2023).
- Norecem (feb. 2016). *Herdeteknologi*. URL: https://www.sement.heidelbergmaterials.no/sites/default/files/assets/document/bb/11/herdeteknologi_lav.pdf (sjekket 23. mar. 2023).
- Norsk Treteknisk Institutt (okt. 2006a). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - dimensjonering*. Norsk Treteknisk Institutt. URL: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf> (sjekket 23. mar. 2023).
-

-
- Norsk Treteknisk Institutt (mai 2006b). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann*. URL: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf> (sjekket 23. mar. 2023).
- Norskmassivtre (u.å.). *Norsk massivtre AS – massivtre til hus og hytte*. URL: <https://norskmassivtre.no/> (sjekket 28. mar. 2023).
- Norsus (2019). *Klimagassberegning for kontorbygninger – en oppfordring til å utvikle innovative løsninger for å redusere klimagassutslipp uavhengig av materialvalg*. URL: <https://norsus.no/publikasjon/klimagassberegning-for-kontorbygninger-en-oppfordring-til-a-utvikle-innovative-losninger-for-a-reducere-klimagassutslipp-uavhengig-av-materialvalg/> (sjekket 25. apr. 2023).
- Nurfitriani, N. (mai 2021). *Analysis of The Most Affecting Factors in The Selection of Conventional and Precast Concrete Floor Slabs on Time Performance (Case Study : IKEA Jakarta Garden City Project)*. URL: <https://adrijournal.org/index.php/AdriJSTE/article/view/463/261> (sjekket 29. mar. 2023).
- Ramstad, T. (2022). *Teknisk godkjenning*. URL: <https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf> (sjekket 23. feb. 2023).
- Råbyggas (u.å.). *Byggekamera*. URL: <https://rabygg.as/wp-content/uploads/2021/10/rabygg-slider-Torjusbakken1.jpg> (sjekket 21. apr. 2023).
- SINTEF (jan. 2015). *Seige materialer for Arktis*. URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2015/seige-materialer-for-arktis/#:~:text=Til%5C%20det%5C%20er%5C%20dagens%5C%20materialer%5C%20for%5C%20lite%5C%20robuste.,modeller%5C%2C%5C%20forutsi%5C%20egenskaper%5C%20i%5C%20materialet%5C%20og%5C%20gj%5C%2C%5C%B8re%5C%20> (sjekket 23. feb. 2023).
- (apr. 2020). *Betong er en del av klimaløsningen*. URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/betong-er-en-del-av-klimalosningen/#:~:text=Betong%5C%20er%5C%20et%5C%20av%5C%20verdens%5C%20mest%5C%20anvendte%5C%20materialer%5C%2C,betydelig%5C%20innsats%5C%20for%5C%20%5C%2C%5C%A5%5C%20reducere%5C%20utslippene%5C%20fra%5C%20sementproduksjon.> (sjekket 25. feb. 2023).
- Smith, R. E. et al. (Jan. 2017). *Mass timber: evaluating construction performance*. I: 13.1, s. 1–12. URL: <https://www.tandfonline.com/doi/epdf/10.1080/17452007.2016.1273089?needAccess=true&role=button> (sjekket 20. apr. 2023).
- Splitkon (u.å.). *Massivtre fra Splitkon*. URL: <https://splitkon.no/massivtre/> (sjekket 10. feb. 2023).
- Standard Norge (2019). *Lydforhold i bygninger – Lydklasser for ulike bygningstyper*. URL: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1045700> (sjekket 7. mar. 2023).
- (2020). *Konstruksjonstrevike. Fasthetsklasser*. URL: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=824287> (sjekket 8. mar. 2023).
- (2021a). *Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+AI+NA*. URL: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk>.
- (2021b). *Statoil*: Sprøtt stål ved 60 minus ISO/TC 67/SC 8/WG*. URL: <https://www.standard.no/standardisering/suksesshistorier/suksesshistorie-statoil1/> (sjekket 10. feb. 2023).
-

-
- Systemblokk (u.å.). *Plattendekke*. URL: <https://systemblokk.no/proff/dekkeretasjeskillere/plattendekke/> (sjekket 8. mai 2022).
- Sørensen, S.I. (2020). *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Fagbokforlaget. (Sjekket 1. apr. 2023).
- Thue, J.V. (jul. 2019). *Armeringsstål*. URL: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l> (sjekket 25. apr. 2023).
- Unicon (u.å.). *En mer miljøvennlig betongbransje*. URL: <https://www.unicon.no/diverse/betong-og-baerekraft/> (sjekket 23. feb. 2023).
- Wikipedia (sep. 2019). *Not og fjær*. URL: https://no.wikipedia.org/wiki/Not_og_fj%C3%A6r (sjekket 24. apr. 2024).
- Åsnes (u.å.). *Cascol PU-lim (POLYURETHANE) 300ml*. URL: <https://www.asnes.com/produkt/cascol-pu-lim-polyurethane-300ml/> (sjekket 14. mar. 2023).

1 Plakat



Institutt for konstruksjonsteknikk



Prosjektnr 2023-06

Andreas Kjøsnes, Christoffer Bolstad, Joakim Horten Bakken



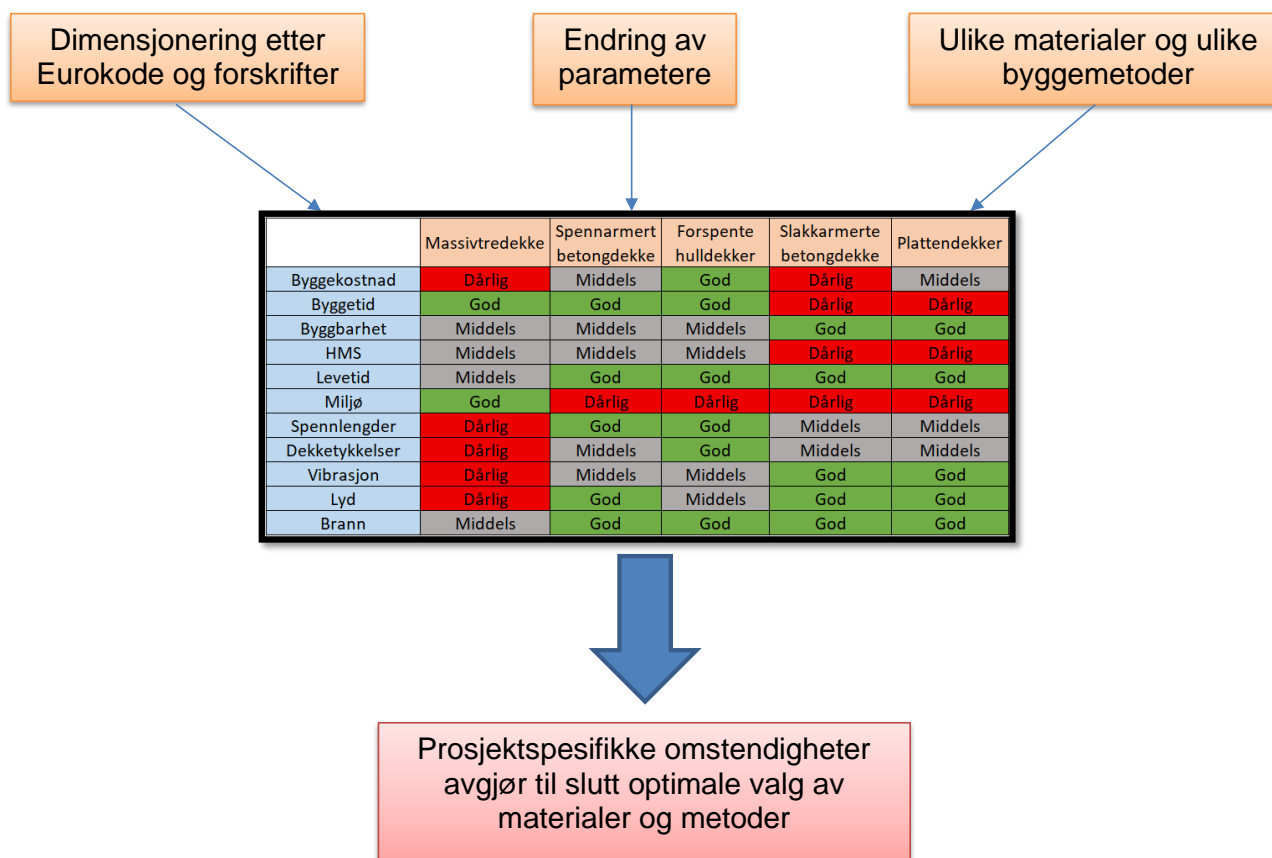
Intern veileder: Arne Mathias Selberg

Ekstern kontakt: AF Gruppen

Sammenligning av materialer og metoder for dekker i råbygg

Comparison of materials and methods for floor slabs in raw construction

Hensikten med oppgaven er å lage et kompendium som skal forenkle valg av dekkeløsninger i tidlig planleggingsfase



2 Artikkel

Sammenligning av materialer og metoder for dekker i råbygg

Med noen tilpasninger kan massivtredekke benyttes som dekke på Kværnerhøyden.

Forfattere: Andreas Kjøsnes, Christoffer Bolstad og Joakim Horten Bakken

Introduksjon

Kværnerhøyden er et boligblokkprosjekt ved Svartdalsparken i Oslo med AF Gruppen som oppdragsgiver.

Område var før byggestart mars 2021 et industriområde som nå skal forvandles til grønne utearealer og et attraktivt boområde. Tre studenter fra NTNU har fått i oppgave å sammenligne materialer og metoder opp mot prosjektet på Kværnerhøyden.

Hensikten med oppgaven er å gi en innføring i 'bestep praksis' for ulike råbyggsmetoder. Utarbeide et kompendium til AF Gruppen slik at de får en enkel oversikt over fordeler og ulemper med de ulike materialene og metodene. Kompendiet kan også fungere som et oppslagsverk ved senere fagkurs.

Metode

Gruppen har gjennomført en forenklet dimensjonering av et statisk bæresystem i stål til grunnlag for videre dimensjonering av dekke. Bacheloroppgaven skal sammenligne metodene (*prefabrikkert og plasstøpt*) og materialene (*massivtre, spennarmert, forspent hulldekke, slakkarmert og plattendekker*) ved to spennvidder 5735 mm og 7860 mm. Dekkene sammenlignes opp mot påvirkningsfaktorene *byggekostnader, byggetid, byggbarhet, HMS, levetid og miljø*. Dekkene er dimensjonert etter Eurokode, kontrollert mot forskrifter og standarder



Figur 1 – Visualisering av Kværnerhøyden (hentet fra <https://fredensborgbolig.no/kvaernerhoyden/>).

med kontroller opp mot FEM-analyseprogram, tekniske godkjenninger, fagpersoner over e-post, pensumlitteratur og intern veileder.

Resultat

Spennarmert betongdekke, forspent hulldekke, slakkarmert betongdekke og plattendekker ville fungert som dekker for boligblokken på Kværnerhøyden. Hver betongtype tilfredsstillt krav til lyd, brann, vibrasjon og tekniske føringer ut ifra prosjektert plass. Massivtre vil ikke tilfredsstillt alle krav ut ifra tilgjengelig plass av etasjeskiller ved største spennvidde på Kværnerhøyden.

Diskusjon

Valg av metode/materiale er sterkt tilknyttet prosjektspesifikke omstendigheter som vil påvirke betydningen av materialer og metoder opp mot ulike påvirkningsfaktorer.

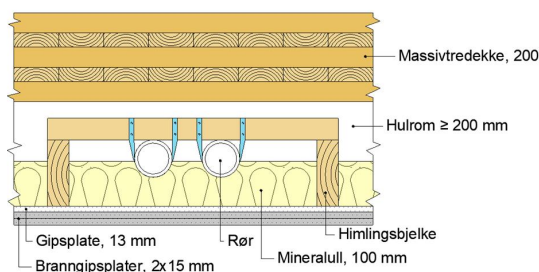
Påvirkningsfaktorene omhandler i stor grad å ha gode rutiner og kommunikasjon for å utnytte påvirkningsfaktorene best mulig.

Det er stor forskjell i tykkelse på dekke mellom massivtre og betong for å tilfredsstillt krav til vibrasjon, lyd, brann og tekniske føringer.

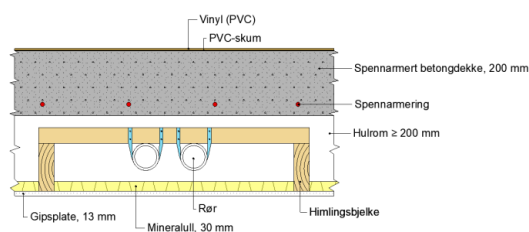
For tilleggskonstruksjon på undersiden, kreves mer enn 200 mm med hulrom for et massivtredekke med tykkelse på 200 mm.

Oppbygging av etasjeskillere, som vist under, tilfredsstiller krav til lyd, brann, vibrasjon og tekniske føringer.

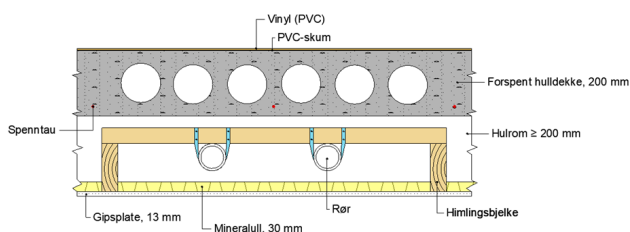
Massivtredekke



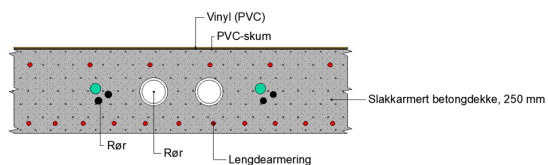
Spennarmert betongdekke



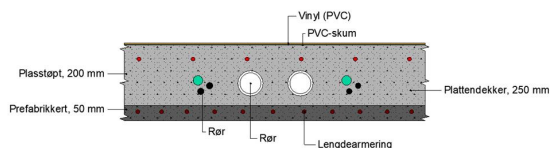
Forspent huldekke



Slakkarmert betongdekke



Plattendekker



Sammenligningen av de ulike etasjeskillerene viser et mye større plassbehov for prefabrickerte elementer kontra plasstøpte elementer.

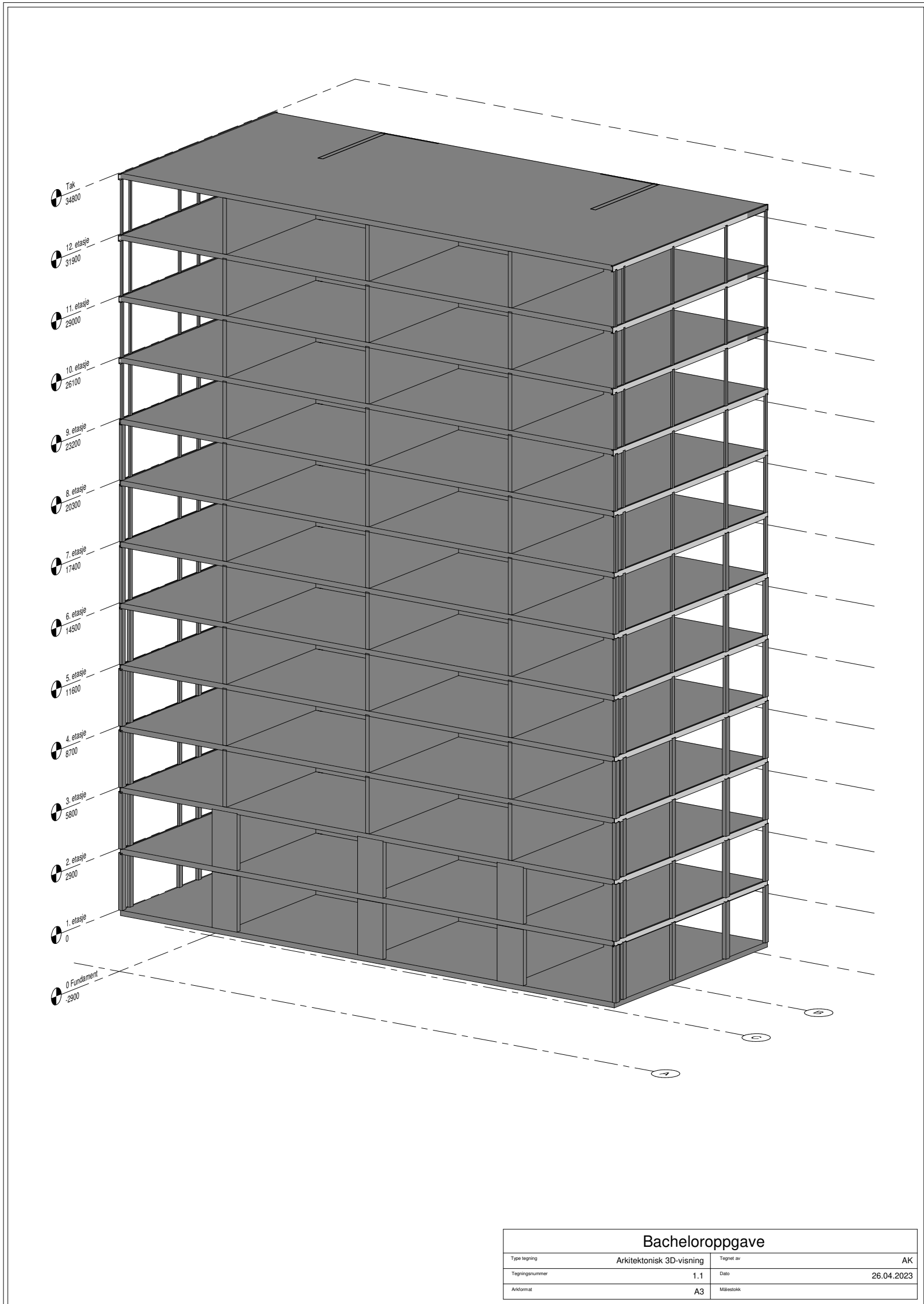
Det er normalt at ulike entreprenører er godt kjent med et mindre antall løsninger og praksiser. Konkurransen er tøff og markedet utfordrende, derfor vil raske, kjente løsninger ofte være rimeligere totalt sett og fordelaktig å velge.



Logo AF Gruppen (hentet fra <https://www.bygg.no/prosjektcontroller/1513759/>)

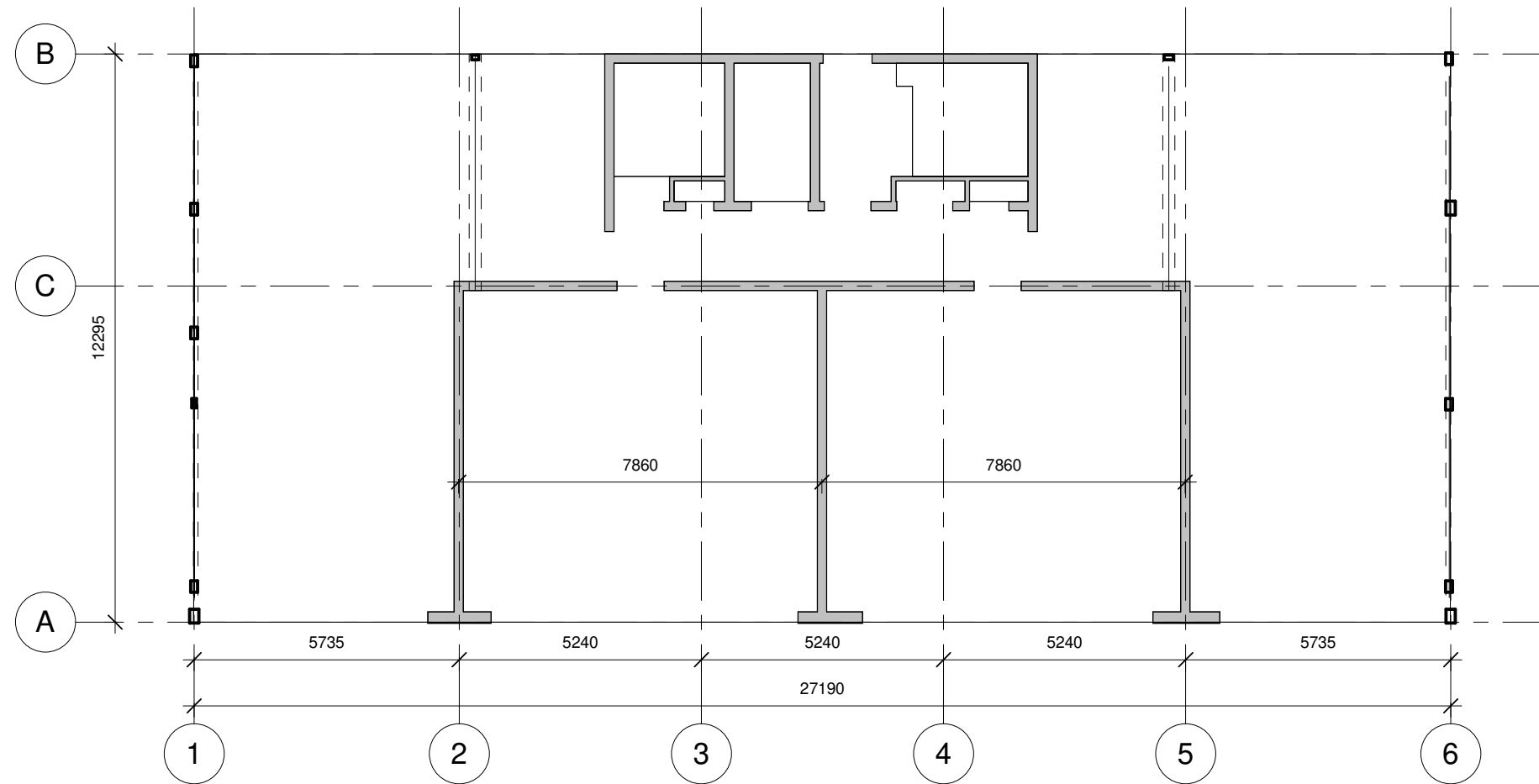
3 Revit

3.1 Arkitektonisk 3D-visning



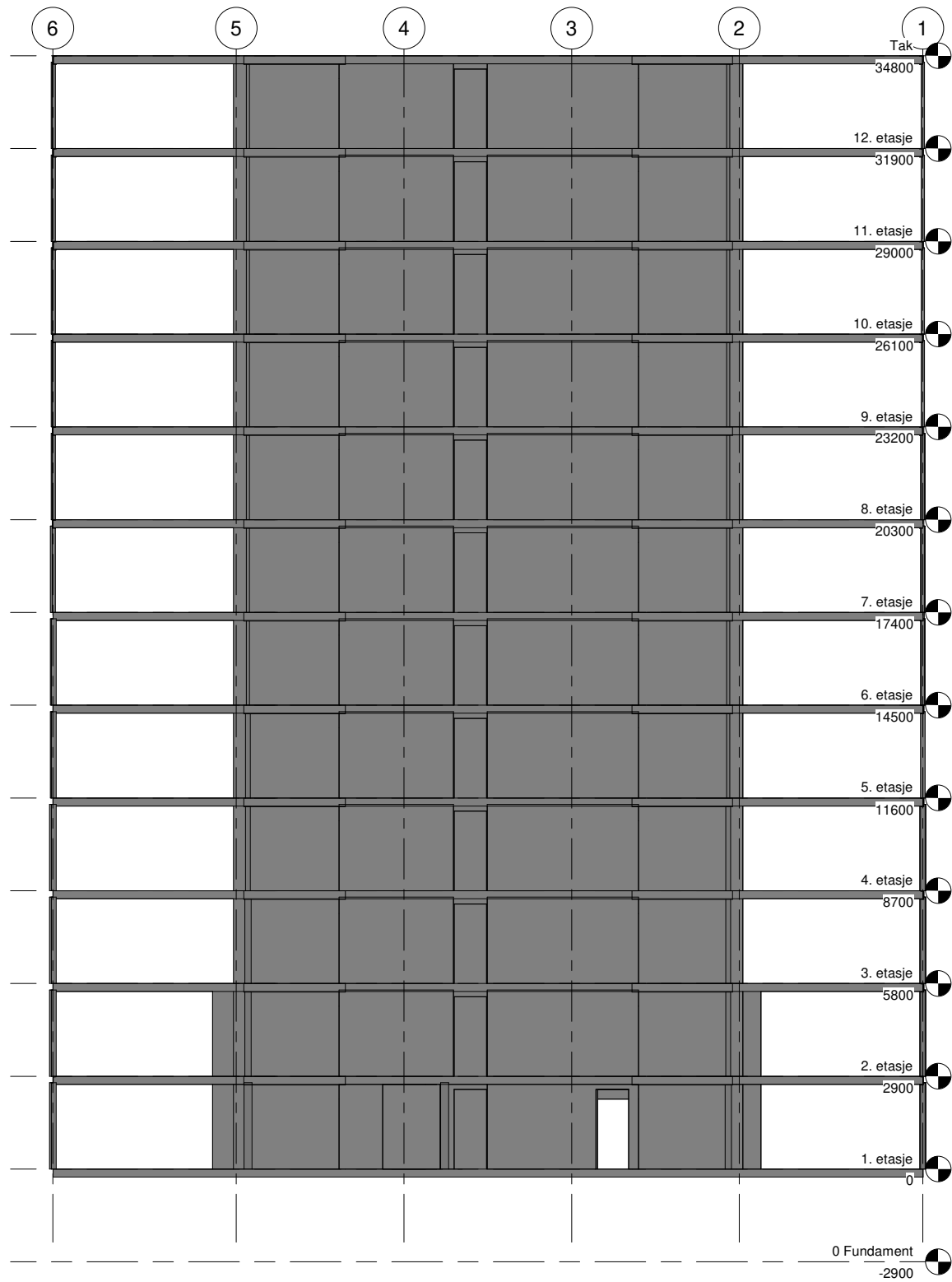
Bacheloroppgave			
Type tegning	Arkitektonisk 3D-visning	Tegnet av	AK
Tegningsnummer	1.1	Dato	26.04.2023
Arkformat	A3	Målestokk	

3.2 Plantegning 2. etasje



Bacheloroppgave			
Type tegning	Plantegning 2. etasje	Tegnet av	AK
Tegningsnummer	1.2	Dato	26.04.2023
Arkformat	A3	Målestokk	1 : 100

3.3 Fasade Nord



Bacheloroppgave			
Type tegning	Fasade Nord	Tegnet av	AK
Tegningsnummer	1.3	Dato	26.04.2023
Arkformat	A3	Målestokk	1 : 100

A Laster

A.1 Nyttelast

A.1 NYTTELAST

Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

Tabell NA 6.1 - Brukskategorier

Leser av *kategori A* for boligblokk

Tabell NA.6.2 - Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger

For kategori A er fordelt nyttelast på innvendig gulv, $q_k := 2.0 \frac{kN}{m^2}$

A.2 Snølast

A.2 SNØLAST

Henviser til:

NS-EN 1991-1-3, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster

Tabell NA.4.1(901) - Karakteristisk snølast på mark for kommuner og Svalbard

Oslo kommune: $s_{k,0} := 3,5 \frac{kN}{m^2}$ (0-150 m.o.h.)

$s_k := s_{k,0}$

Kommune	$s_{k,0}$ kN/m ²	H_g m	Δs_k kN/m ²	$s_{k,maks}$ kN/m ²
Oslo				
0-150 m.o.h.	3,5	—	—	—
151-250 m.o.h.	4,5	—	—	—
251-350 m.o.h.	5,5	—	—	—
> 350 m.o.h.	6,5	—	—	—

Dimensjonerende faktorer for snølast på tak

$\mu_i := 0.8$ (flatt tak) (Tabell 5.2, EC1-1-3)

$C_e := 0.8$ (vindutsatt topografi, høyt byggverk) (Tabell 5.1, EC1-1-3)

$C_t := 1.0$ (konservativ antagelse) (EC1-1-3, 5.2(8))

Dimensjonerende snølast på tak (EC1-1-3, 5.1)

$s := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 2,24 \frac{kN}{m^2}$

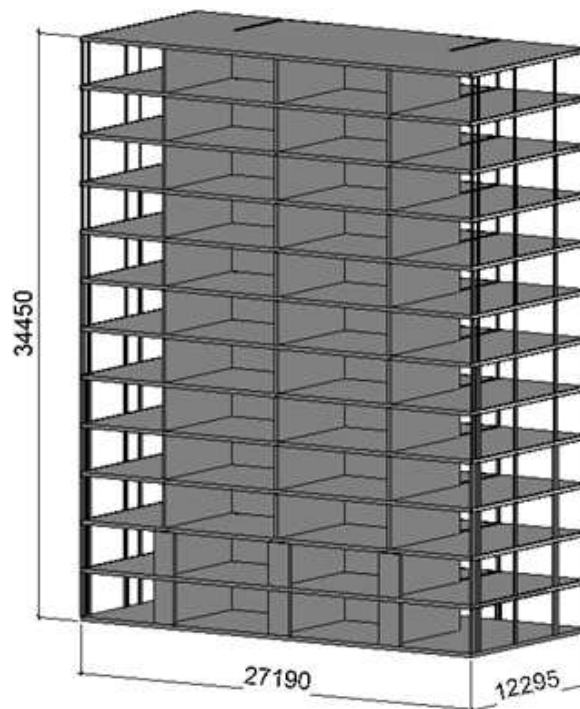
A.3 Vindlast

A.3 VINDLAST

Henviser til:

NS-EN 1991-1-4, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster

Målsatt boligblokk i 3D



Input

Lengde, $l := 12.295$ *m*

Bredde, $b := 27.19$ *m*

Høyde, $h := 34.45$ *m* (h = z)

Antall etasjer: 12

Sted: Svartdalsparken, Oslo kommune

Type tak: Flatt

Meter over havet, *m.o.h.* := 57.7 *m*

Kotehøyde, $kote := m.o.h. + h = 92.15 \text{ m}$

Dimensjonerende vindhastighet

Referansevindhastighet, $v_{b,0} := 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ (Tabell NA.4(901.1))

Nivåfaktor, $C_{alt} := 1.0$ (Tabell NA.4(901.2))

Retningsfaktor, $C_{dir} := 1.0$ (konservativ antagelse) (Tabell NA.4(901.4))

Årstidsfaktor, $C_{års} := 1.0$ (konservativ antagelse) (Tabell NA.4(901.5))

Returperiodefaktor, C_{prob} :

- Returperiode := 50 (år) (3.4)

- Overskridelsesansynlighet, $P := \frac{1}{\text{Returperiode}} = 0.02$

- $k := 0.2$ (NA.4.2(2)P Merknad 2)

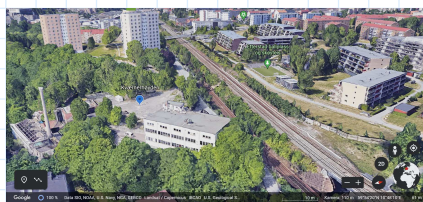
- $m_{prob} := 0.5$

$$C_{prob} := \left(\frac{(1 - k \cdot \ln(-\ln(1 - P)))}{1 - k \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^{m_{prob}} = 1.0$$

Ruhetsfaktor, C_r :

- Terrengvirkninger (Tillegg A.1)

Velger *terrengkategori III* ut ifra bilder hentet fra google earth og google.



- Terrengruhetskategori

(Tabell NA.4.1)

$$k_r := 0.22$$

$$z_0 := 0.3 \text{ m}$$

$$z_{min} := 8 \text{ m}$$

$$C_r(h) = k_r \cdot \ln\left(\frac{h}{z_0}\right) = 1.044 \quad (4.4)$$

$$C_{r,h} := 1.044$$

$$C_r(b) = k_r \cdot \ln\left(\frac{b}{z_0}\right) = 0.992 = C_{r,b} := 0.992$$

$$\text{Topografifaktor, } C_o := 1.0$$

(4.3.1)

Middelvindhastighet, v_s

(NA.4.1)

$$v_s(h) = v_{s,h} := v_{b,0} \cdot C_{alt} \cdot C_{dir} \cdot C_{års} \cdot C_{prob} \cdot C_{r,h} \cdot C_o = 22.968 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_s(b) = v_{s,b} := v_{b,0} \cdot C_{alt} \cdot C_{dir} \cdot C_{års} \cdot C_{prob} \cdot C_{r,b} \cdot C_o = 21.824 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Statisk vindtrykk

$$\text{Densitet luft, } \gamma := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (\text{NA.4.5(1)})$$

$$\text{Vindtrykk midlere, } v_m \quad (8.2)$$

$$v_m(h) = v_{m,h} := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot v_{s,h}^2 = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$v_m(b) = v_{m,b} := \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot v_{s,b}^2 = 0.298 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Turbulens, I_v

$$k_1 := 1.0 \quad (\text{anbefalt verdi}) \quad (4.7)$$

$$I_v(h) = \left(\frac{k_1}{C_o \cdot \ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \right) = 0.211$$

$$I_{v,h} := 0.211$$

$$I_v(b) = \left(\frac{k_1}{C_o \cdot \ln\left(\frac{b}{z_0}\right)} \right) = 0.222$$

$$I_{v,b} := 0.222$$

Vindkasthastighet, v_{kast} :

$$k_p := 3.5 \quad (\text{NA.4.5})$$

$$v_{kast}(h) = v_{kast,h} := v_{s,h} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,h}} = 36.148 \frac{m}{s}$$

$$v_{kast}(b) = v_{kast,b} := v_{s,b} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,b}} = 34.877 \frac{m}{s}$$

Stedsvindhastighetstrykk, q_{kast} : (NA.4.5)

$$q_{kast}(h) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (v_{kast}(h))^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(36.148 \frac{m}{s} \right)^2 = 0.817 \frac{kN}{m^2}$$

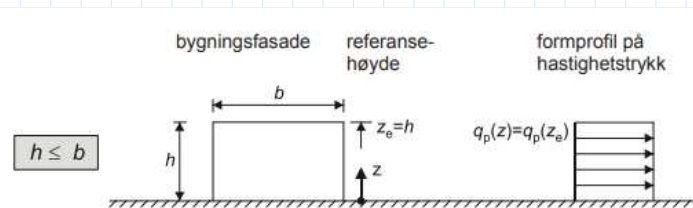
$$q_{kast}(b) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (v_{kast}(b))^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot \left(34.877 \frac{m}{s} \right)^2 = 0.76 \frac{kN}{m^2}$$

Beregner vindtrykk på veggen

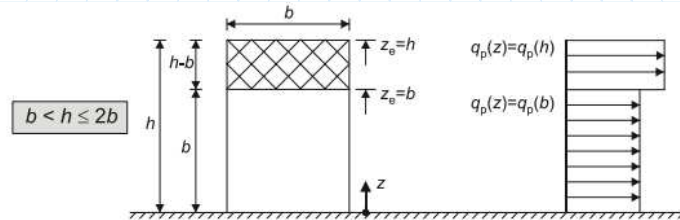
7.2.2 Vertikale vegger på rektangulære bygninger

Figur 7.4 i EC1-1-4:

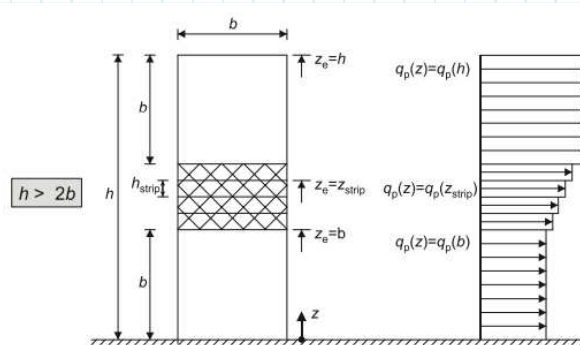
Alternativ 1



Alternativ 2



Alternativ 3



MERKNAD Hastighetstrykket bør forutsettes å være uendret over hver horisontale stripe som vurderes.

if $h < b$ = "Bruk alternativ 2"
 || "Bruk alternativ 1"
 else if $b < h < 2 \cdot b$
 || "Bruk alternativ 2"
 else if $h > 2 \cdot b$
 || "Bruk alternativ 3"

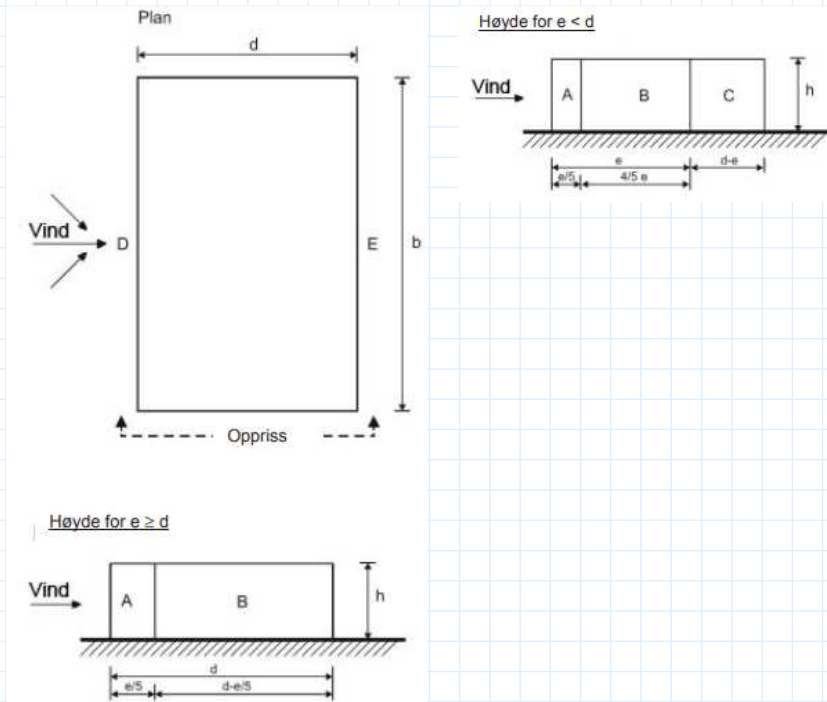
$$q_p(h) = q_{kast}(h) \cdot h = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 34.45 m = 28.146 \frac{kN}{m}$$

$$q_p(b) = q_{kast}(b) \cdot b = 0.76 \frac{kN}{m^2} \cdot 27.19 m = 20.664 \frac{kN}{m}$$

Formfaktor vegger med vindfallsretning = 0 grader

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = 27.19 \text{ m}$$

Figur 7.5 i EC1-1-4:



Høyde for $e \geq d$

(Figur 7.5)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.45 \text{ m}}{12.295 \text{ m}} = 2.802$$

Betrakter flate $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe,10}$

(Tabell 7.1)

Vindlaster

$$q_A = q_{kast}(h) \cdot s_{one_A} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -1.2 = -0.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_B = q_{kast}(h) \cdot s_{one_B} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -0.8 = -0.654 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_C = q_{kast}(h) \cdot sone_C = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 0 = 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D = q_{kast}(h) \cdot sone_D = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.8 = 0.654 \frac{kN}{m^2}$$

Interpolerer for utvendig formfaktor:

$$sone_E = \frac{(5 - 2.802)}{5 - 1} \cdot -(0.5) + \frac{(1 - 2.802)}{1 - 5} \cdot (-0.7) = -0.59$$

$$q_E = q_{kast}(h) \cdot sone_E = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.59 = -0.482 \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktor vegger med vindfallsretning = 90 grader

$$e = \min(l, 2 \cdot h) = 12.295 \text{ m}$$

Høyde for $e < d$

(Figur 7.5)

$$\frac{h}{d} = \frac{34.45 \text{ m}}{27.19 \text{ m}} = 1.267$$

Betrakter flate $> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe,10}$ (Tabell 7.1)

Vindlaster

$$q_A = q_{kast}(h) \cdot sone_A = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -1.2 = -0.98 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_B = q_{kast}(h) \cdot sone_B = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.8 = -0.654 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_C = q_{kast}(h) \cdot sone_C = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.5 = -0.409 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_D = q_{kast}(h) \cdot sone_D = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot 0.8 = 0.654 \frac{kN}{m^2}$$

Interpolerer for utvendig formfaktor:

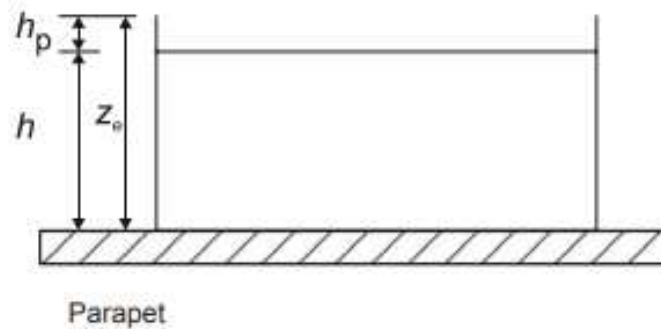
$$sone_E = \frac{(5 - 1.267)}{5 - 1} \cdot -(0.5) + \frac{(1 - 1.267)}{1 - 5} \cdot (-0.7) = -0.513$$

$$q_E = q_{kast}(h) \cdot sone_E = 0.817 \frac{kN}{m^2} \cdot -0.513 = -0.419 \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktor for flatt tak med parapet

$$e = \min(b, 2 \cdot h) = 27.19 \text{ m}$$

Figur 7.6 i EC1-1-4:



$$H_{\text{parapet}} := 0.750 \text{ m}$$

$$H_{\text{uten.parapet}} := h - H_{\text{parapet}} = 33.7 \text{ m}$$

$$\frac{H_{\text{parapet}}}{H_{\text{uten.parapet}}} = 0.022$$

Antar globalt $> 10 \text{ m}^2$ $\rightarrow C_{pe,10}$ (Tabell 7.2)

Vindlaster

$$q_F = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{one_F} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -1.6 = -1.307 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_G = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{one_G} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -1.1 = -0.899 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_H = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{one_H} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -0.7 = -0.572 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_I = q_{\text{kast}}(h) \cdot s_{one_I} = 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.2 = 0.163 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ og } 0.817 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot -0.2 = -0.163 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Konklusjon:

Dimensjonerende vindtrykk på boligblokken er $0.760 \frac{kN}{m^2}$ opp til høyden lik $b = 27.19 \text{ m}$
og $0.817 \frac{kN}{m^2}$ fra $b = 27.19 \text{ m}$ til $h = 34.45 \text{ m}$.

B Kapasitetskontroll

B.1 Stålsøyle

B.1 STÅLSØYLE

Henviser til:

NS-EN 1993-1-1, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for bygninger

Larsen, P.K., Clausen, A.H. & Aalberg, A. (2022). *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler* (3. utg.). Fagbokforlaget

Larsen, P.K. (2020). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* (3. utg.). Fagbokforlaget

6.3.1 Staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk

Antar tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3

Tverrsnittsdata for varmformede rektangulære hulprofil

RHS 250x150x10 (Tabell 1.5, Larsen et al.)

Stålmateriale S355

$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$ (Karakteristisk flytegrense)

$\gamma_{m1} := 1.05$ (EC3-1-1, NA.6.1(1)2B)

$f_d := \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$ (Dimensjonerende flytegrense)

$l := 2650 \text{ mm}$ (Lengde)

$A := 7.45 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ (Areal)

$i_y := 90.4 \text{ mm}$ (Arealtreghetsradius om sterk akse)

$i_z := 60.5 \text{ mm}$ (Arealtreghetsradius om svak akse)

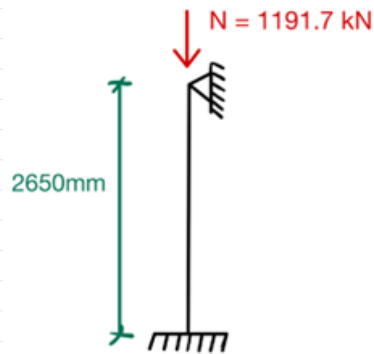
$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$ (Elastisitetsmodul for stål)

Optredende aksialkraft for kritisk søyle

$N_{Ed} := 1191.7 \text{ kN}$

Beregner kritisk søyle sin kapasitet

1. Krefter på søyle (trykk)



2. Knekkform

Se tabell 5.1 i Stålkonstruksjoner.

3. Knekk lengde

- Søylene har samme knekk lengde om begge akser $\rightarrow L_{cr,y} = L_{cr,z}$

- $L_{cr,y} := 0.7 \cdot l = 1.855 \text{ m}$ (Tabell 5.1, Larsen)

- $L_{cr,z} := L_{cr,y}$

4. Relativ slankhet

(EC3-1-1, 6.3.1.3)

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$$

Sterk akse

$$\bar{\lambda}_{_y} = \lambda_y := \frac{L_{cr,y}}{i_y \cdot \lambda_1} = 0.269 \quad (\text{EC3-1-1, ligning (6.50)})$$

Svak akse

$$\bar{\lambda}_{_z} = \lambda_z := \frac{L_{cr,z}}{i_z \cdot \lambda_1} = 0.401$$

5. Knekkurver

(EC3-1-1, 6.3.1.2)

- Leser av knekkurve a

(Tabell 6.2, EC3-1-1)

- Leser av imperfeksjonsfaktor, $\alpha := 0.21$

(Tabell 6.1, EC3-1-1)

- Reduksjonsfaktor, χ

(EC3-1-1, ligning (6.49))

Sterk akse

$$\phi_y := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.543$$

$$\chi_y := \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.985$$

Svak akse

$$\phi_z := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2) = 0.602$$

$$\chi_z := \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.952$$

6. Dimensjonerende knekkapasitet, N_{bRd} (EC3-1-1, ligning (6.47))

Sterk akse

$$N_{bRd,y} := \chi_y \cdot A \cdot f_d = (2.48 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Svak akse

$$N_{bRd,z} := \chi_z \cdot A \cdot f_d = (2.399 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Konklusjon:

Kritisk knekklast for knekking om svak akse, $N_{bRd,z}$

if $N_{bRd,z} > N_{Ed}$	= "Søylen har god nok kapasitet"
"Søylen har god nok kapasitet"	
else	
"Søylen har ikke god nok kapasitet"	

B.2 Stålbjelke

B.2 STÅLBJELKE

Henviser til:

NS-EN 1993-1-1, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler for bygninger

Larsen, P.K., Clausen, A.H. & Aalberg, A. (2022). *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler* (3. utg.). Fagbokforlaget

6.2.10 Kombinert bøyning, skjær og aksialkraft

Antar tverrsnittsklasse 1, 2 eller 3

Tverrsnittsdata for varmvalsede HE-B - bjelker

HE 260 B (Tabell 1.3, Larsen et al.)

Stålmateriale S355

$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$ (Karakteristisk flytegrense)

$\gamma_{m1} := 1.05$ (Materialfaktor, NA.6.1(1)2B)

$f_d := \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$ (Dimensjonerende flytegrense)

$\tau_d := \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 204.959 \frac{N}{mm^2}$ (Flytegrense for skjær)

$h := 260 \text{ mm}$ (Høyde)

$b := 260 \text{ mm}$ (Bredde)

$t_w := 10 \text{ mm}$ (Stegtykkelse)

$t_f := 17.5 \text{ mm}$ (Flenstykkelse)

$h_w := 201 \text{ mm}$ (Høyde på steget)

$r := 24 \text{ mm}$ (Avrundingsradius)

$A := 11.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ (Areal)

$W_{pl} := 1150 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ (Plastisk motstandsmoment)

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$$

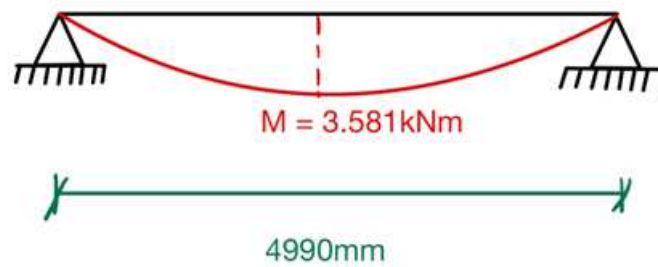
(Elastisitetsmodul for stål)

Opptredende krefter for kritisk bjelke

$$M_{Ed} := 3.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} := 7.43 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := 2.97 \text{ kN}$$



Kapasitetssjekk for skjær

$$\text{Skjærareal, } A_v \quad (\text{EC3-1-1, 6.2.6(3)})$$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = (3.715 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\text{Plastisk skjærkapasitet, } V_{pl.Rd} \quad (\text{EC3-1-1, 6.2.6(2)})$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \tau_d}{\gamma_{m1}} = 725.166 \text{ kN}$$

Sjekker om det er nødvendig å ta hensyn til skjærkraft:

$$\text{if } V_{Ed} < V_{pl.Rd} \cdot 0.5 \quad = \text{“Kan se bort ifra skjær”} \quad (\text{EC3-1-1, 6.2.10(2)})$$

|| “Kan se bort ifra skjær”

else

|| “Må ta hensyn til skjær”

Bøying og aksialkraft

(EC3-1-1, 6.2.9(4))

Aksialkapasitet, $N_{pl.Rd} := f_d \cdot A = (3.99 \cdot 10^3) \text{ kN}$

Sjekker om det er nødvendig å ta hensyn til aksialkraft:

```
if  $N_{Ed} < N_{pl.Rd}$  | = "Kan se bort ifra aksialkraft"  
  || "Neste"  
also if  $N_{Ed} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d$  |  
  || "Kan se bort ifra aksialkraft"  
else  
  || "Må ta hensyn til aksialkraft"
```

Kontroll av momentkapasitet

$M_{pl.Rd} := f_d \cdot W_{pl} = 388.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Konklusjon:

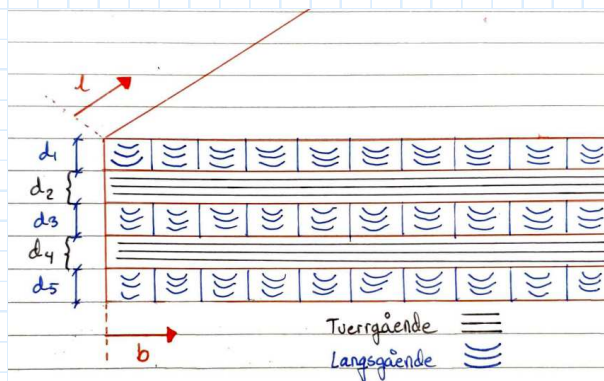
```
if  $M_{pl.Rd} > M_{Ed}$  | = "Bjelken har god nok kapasitet"  
  || "Bjelken har god nok kapasitet"  
else  
  || "Bjelken har ikke nok kapasitet"
```

C Massivtredekker (kun lengste spennvidde)

C.1 5-sjikt med standard elementbredde

C.1 5-SJIKT MED STANDARD ELEMENTBREDE	
Henviser til:	
NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	
NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	
Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). <i>Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - Dimensjonering</i> . https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf	
Larsen, P.K. (2021). <i>Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem</i> (2. utg.). Fagbokforlaget	
Ramstad, T. (2022). <i>Teknisk godkjenning</i> . (Nr. 20712). SINTEF. https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf	
Homb, A. (2008). <i>Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre</i> . SINTEF Byggforsk. https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prapp24pdf	
Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). <i>Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann</i> . https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf	
Gagnon, S & Karacabeyli, E. (2019). <i>Canadian CLT. Handbook</i> . FPInnovations. https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf	
Konstanter:	
- Bredder, $b := 1200 \text{ mm}$	(Per element)
- Nyttelast, $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	(Jevnt fordelt per element)
- Lastfaktor, $\gamma := 1.35$	(Nyttelast og egenlast)
- Benytter <i>skjæranalogimetoden</i> (Schubanalogieverfahren av Heinrich Kreuzinger)	
Denne metoden gir en presis beregning av krysslagte massivtreelementer og gir gode resultater for store spenn med størrelsesforhold > 25 .	
Parametere:	
<ul style="list-style-type: none">• Spennvidde (C-C), $L := 5970 \text{ mm}$• Elementtykkelse, $t := 200 \text{ mm}$• 5-sjikt• Fasthetsklasse T22 i yttersjikt og fasthetsklasse T15 i innersjikt	

if $\frac{L}{t} < 25$ = "Bøyedeformasjon er dominerende"
 || "Skjærdeformasjoner er dominerende"
 else
 || "Bøyedeformasjon er dominerende"



$d_1 := 45 \text{ mm}$ (Yttersjikt)

$d_2 := 32 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_3 := d_1 = 45 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_4 := d_2 = 32 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_5 := d_1 = 45 \text{ mm}$ (Yttersjikt)

E-modul (Ramstad, 2022, s. 2)

$E_{0.T15} := 11500 \frac{N}{mm^2}$ (Langsgående)

$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{mm^2}$ (Tverrgående)

$E_{0.T22} := 13000 \frac{N}{mm^2}$ (Langsgående)

$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$ (Tverrgående)

Egenlast

(Ramstad, 2022, s. 2)

Tyngdetettheten for fasthetsklassene er beregnet ut ifra midlere densitet, ρ_m , gitt i tabell 2 i teknisk godkjenning multiplisert med tyngdeakselerasjon, $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$.

$$\rho_{m.T15} := 430 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{m.T22} := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$g_k := (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_1) + (2 \cdot \rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_2) + (\rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_3) = 1.05 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende bruddlast

$$q := (g_k + q_k) \cdot \gamma = 4.657 \frac{kN}{m}$$

Maksimalt bøyemoment

Opptrer midt på elementet ved jevnt fordelt last.

$$M := \frac{q \cdot L^2}{8} = 20.748 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjæranalogimetoden

Ser på to virtuelle bjelker, *bjelke A* og *bjelke B*. Bjelkene er forbundet med uendelige, stive staver. Deformasjon og nedbøyning pga. ytre laster er lik for begge bjelker.

Bjelke A -> Ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet.

Bjelke B -> Antar samvirke mellom de ulike sjiktene og bidrag til skjærstivhet.

Beregner bøyestivheter

Bjelke A

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot \left((2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3) + (E_{0.T15} \cdot d_3^3) \right) = (3.432 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Bjelke B

z_i = avstanden fra tyngdepunktet i hvert sjikt til nøytralakse i elementtverrsnitt

$$\left(\frac{t}{2} = 100 \text{ mm} \right)$$

Velger positiv akse fra tyngdepunktet og oppover.

$$z_{d1} := \frac{t}{2} - \frac{d_1}{2} = 77.5 \text{ mm}$$

$$z_{d2} := \frac{t}{2} - \left(d_1 + \frac{d_2}{2} \right) = 39 \text{ mm}$$

$$z_{d3} := 0 \text{ mm}$$

$$EI_B := b \cdot \left((2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot z_{d1}^2) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot z_{d2}^2) + E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot z_{d3}^2 \right)$$

$$EI_B = (8.46 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total bøyestivhet

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = (8.803 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Momentfordeling i hver bjelke

$$M = M_A + M_B$$

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 0.809 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M - M_A = 19.939 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentfordeling i hvert sjikt

$$M_{A1} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T15} \cdot d_3^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.247 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := M_{A2} = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A1} = 0.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normalkraftfordeling i hvert sjikt

$$N_{B1} := \frac{(E_{0.T22} \cdot b \cdot d_1 \cdot z_{d1})}{EI_B} \cdot M_B = 128.23 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{(E_{90.T15} \cdot b \cdot d_2 \cdot z_{d2})}{EI_B} \cdot M_B = 0.812 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{(E_{0.T15} \cdot b \cdot d_3 \cdot z_{d3})}{EI_B} \cdot M_B = 0 \text{ kN} \quad (\text{Ligger i nøytralaksen})$$

$$N_{B4} := -N_{B2} = -0.812 \text{ kN}$$

$$N_{B5} := -N_{B1} = -128.23 \text{ kN}$$

Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. M_{Ai}

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_1^3\right)} \cdot \frac{d_1}{2} = 0.689 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_2^3\right)} \cdot \frac{d_2}{2} = 0.009 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_3^3\right)} \cdot \frac{d_3}{2} = 0.61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M4} := \sigma_{M2} = 0.009 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M5} := \sigma_{M1} = 0.689 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. N_{Bi}

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1} = 2.375 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2} = 0.021 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := -\sigma_{N2} = -0.021 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := -\sigma_{N1} = -2.375 \frac{N}{mm^2}$$

Total spenningsfordeling i hvert sjikt i elementet

Sjikt 1: $\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 3.064 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 1.685 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 2: $\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 0.03 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.012 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 3: $\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 0.61 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = -0.61 \frac{N}{mm^2}$$

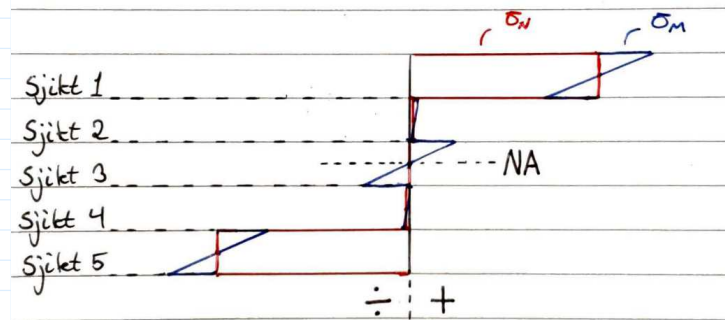
Sjikt 4: $\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = -0.012 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = -0.03 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 5: $\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = -1.685 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = -3.064 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsfordeling illustrert



Kapasitetskontroll i bruddgrense

Partialfaktor for limtre, $\gamma_M := 1.25$

(Tabell 2.3, EC5-1-1)

Fasthetsfaktor for konstruksjonstre, $k_{mod} := 0.7$

(Tabell 3.1, EC5-1-1)

Velger ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Bøyefastheter

(Ramstad, 2022, s. 2)

$$f_{mk.T15} := 22.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T15} := \frac{(f_{mk.T15} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 12.32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mk.T22} := 30.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T22} := \frac{(f_{mk.T22} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 17.08 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollerer utnyttelse av sjikt 1

$$\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} = 0.179$$

$$\text{if } \frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} < 1 \quad = \text{“Kapasiteten er OK”}$$

|| “Kapasiteten er OK”

else

|| “Ikke nok kapasitet”

Trenger kun å kontrollere den mest kritiske sjikten.

Kapasitetskontroll i bruksgrense

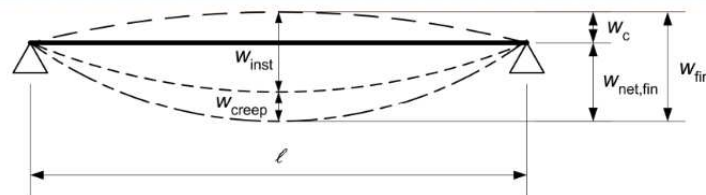
Deformasjonsfaktor for konstruksjonstre, $k_{def} := 0.6$ (Tabell 3.2, EC5-1-1)

Velges ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Finner nedbøyningsgrense ut ifra Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker i EC5-1-1.

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	ℓ/300 til ℓ/500	ℓ/250 til ℓ/350	ℓ/150 til ℓ/300
Utkragede bjelker	ℓ/150 til ℓ/250	ℓ/125 til ℓ/175	ℓ/75 til ℓ/150

Figur 7.1 - Nedbøyningskomponenter i EC5-1-1, angir nedbøyningstilfeller.



For et fritt opplagt dekke vil nedbøyningstilfellet $W_{net,fin} := \frac{L}{250} = 23.88 \text{ mm}$ være dimensjonerende.

Umiddelbar nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EI_{eff}} = 6.482 \text{ mm} \quad (\text{Jevnt fordelt last})$$

$$w_{inst} := \delta$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

Endelig nedbøyning

$$w_{fin} := \delta \cdot (1 + k_{def}) = 10.371 \text{ mm} \quad ((2.3), EC5-1-1)$$

if $w_{fin} < W_{net,fin}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke har god nok kapasitet iht. brudd- og bruksgrense.

Kontroll av vibrasjon

Beregner maksimal nedbøyning ved en punktlast $F := 1 \text{ kN}$ midt på dekke:

$$\Delta := \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI_{eff}} = 0.504 \text{ mm}$$

if $\Delta < 1.3 \text{ mm}$ = "Nedbøyning er OK"
|| "Nedbøyning er OK"
else
|| "Nedbøyning er ikke OK"

Beregner egenfrekvensverdi f_1 fra ligning 7.5 i EC5-1-1:

$$\text{Masse per arealenhet, } m_a := \frac{g_k}{b \cdot g} = (8.917 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Definerer parametere for å få ubenevnte verdier:

$$l := L \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 5970 \quad EI := EI_{eff} \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} = 8.803 \cdot 10^{12}$$

$$m := m_a \cdot \frac{1}{\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} = 8.917 \cdot 10^{-5}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = 13.848$$

Det anbefales laveste egenfrekvensverdi større enn ca. 12.5 Hz iht. Hu (2007).
Egenfrekvensverdi under 8 Hz frarådes (Homb, 2008).

Kontrollerer nedbøyning ved komfortkriterium [2.1]:

$$\Delta_{kontroll} := \Delta \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 0.504$$

$$\left(\frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} = 0.506$$

```
if  $A_{kontroll} < \left(\frac{f_1}{18.7}\right)^{2.27}$  | = "Kriteriet er tilfredsstilt"  
  || "Kriteriet er tilfredsstilt"  
else  
  || "Kriteriet er ikke tilfredsstilt"
```

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke tilfredsstiller kriterium for vibrasjon.

Kontroll av brannbelastning

I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 90 minutter (R 90).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning, $t_{brann} := 90 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet, $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde, $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 63 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde, $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$

Resttverrsnitt: $h_{brann} := t - d_{eff} = 130 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$d_{4.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 = 8 \text{ mm} \quad y_{d4} := \frac{d_{4.ny}}{2}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{0.T15} \cdot y_{d3}) + (d_{4.ny} \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d4})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{90.T15}) + (d_3 \cdot E_{0.T15}) + (d_{4.ny} \cdot E_{90.T15})}$$

$$y = 71.23 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A.y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{90.T15} \cdot d_2^3 + E_{0.T15} \cdot d_3^3 + E_{90.T15} \cdot d_{4.ny}^3)$$

$$EI_{A.y} = (2.24 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 36.27 \text{ mm} \quad y_2 := y - d_{4.ny} - d_3 - \frac{d_2}{2} = 2.23 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{4.ny} - \frac{d_3}{2} = 40.73 \text{ mm}$$

$$y_4 := y - \frac{d_{4.ny}}{2} = 67.23 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b.y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{90.T15} \cdot d_{4.ny} \cdot y_4^2)$$

$$EI_{b.y} = (1.964 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff.y} := EI_{A.y} + EI_{b.y} = (2.188 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff.y} := \frac{EI_{eff.y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (2.363 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde $b = 1.2 \text{ m}$:

$$S_{eff} := S_{eff.y} \cdot b = (2.835 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R.y.d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 86470.657 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.65$$

$$\text{Dimensjonerende last ved brannbelastning: } q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 3.027 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga. $\frac{L}{t} > 25$. Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 13.486 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

```
if  $M_{y,d} < M_{R,y,d}$  | = "God nok kapasitet"  
  || "God nok kapasitet"  
else  
  || "Ikke god nok kapasitet"
```

Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 22.886 \text{ mm}$$

```
if  $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$  | = "Nedbøyning er OK"  
  || "Nedbøyning er OK"  
else if  $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$   
  || "Nedbøyning er OK"  
else  
  || "Nedbøyning er ikke OK"
```

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer å opprettholde god nok bæreevne ved 90 minutter brannbelastning (R 90).

C.2 5-sjikt med dobbel standard elementbredde, ss

C.2 5-SJIKT MED DOBBEL STANDARD ELEMENTBREDDE, SS

Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - Dimensjonering*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

Larsen, P.K. (2021). *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem* (2. utg.). Fagbokforlaget

Ramstad, T. (2022). *Teknisk godkjenning*. (Nr. 20712). SINTEF. <https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf>

Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. SINTEF Byggforsk. https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prapp24pdf

Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf>

Gagnon, S & Karacabeyli, E. (2019). *Canadian CLT. Handbook*. FPInnovations. <https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf>

Konstanter:

- Bredder, $b := 2400 \text{ mm}$ (Per element)

- Nyttelast, $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (Jevnt fordelt per element)

- Lastfaktor, $\gamma := 1.35$ (Nyttelast og egenlast)

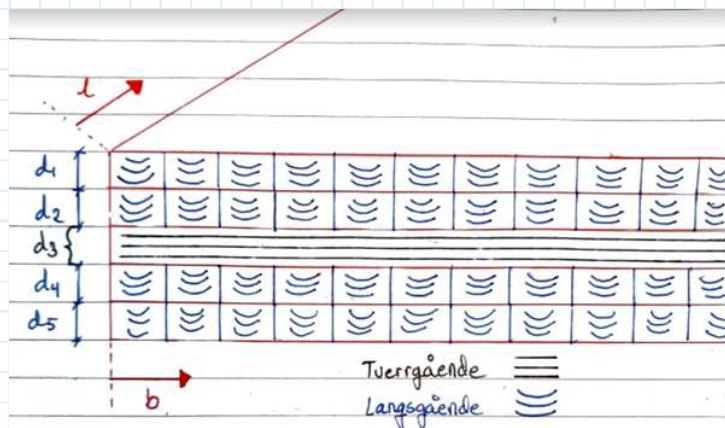
- Benytter *skjæranalogimetoden* (Schubanalogieverfahren av Heinrich Kreuzinger)

Denne metoden gir en presis beregning av krysslagte massivtreelementer og gir gode resultater for store spenn med størrelsesforhold > 25 .

Parametere:

- Spennvidde (C-C), $L := 7560 \text{ mm}$
- Elementtykkelse, $t := 200 \text{ mm}$
- 5-sjikt (doble yttersjikt)
- Fasthetsklasse T22 i yttersjikt og fasthetsklasse T15 i innersjikt

if $\frac{L}{t} < 25$ = "Bøvedeformasjon er dominerende"
 || "Skjærdeformasjoner er dominerende"
 else
 || "Bøvedeformasjon er dominerende"



$d_1 := 45 \text{ mm}$ (Yttersjikt)

$d_2 := 32 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_3 := d_1 = 45 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_4 := d_2 = 32 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_5 := d_1 = 45 \text{ mm}$ (Yttersjikt)

E-modul (Ramstad, 2022, s. 2)

$E_{0.T15} := 11500 \frac{N}{mm^2}$ (Langsgående)

$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{mm^2}$ (Tverrgående)

$E_{0.T22} := 13000 \frac{N}{mm^2}$ (Langsgående)

$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$ (Tverrgående)

Egenlast

(Ramstad, 2022, s. 2)

Tyngdetettheten for fasthetsklassene er beregnet ut ifra midlere densitet, ρ_m , gitt i tabell 2 i teknisk godkjenning multiplisert med tyngdeakselerasjon, $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$.

$$\rho_{m.T15} := 430 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{m.T22} := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$g_k := (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_1) + (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_2) + (\rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_3) = 2.16 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende bruddlast

$$q := (g_k + q_k) \cdot \gamma = 9.396 \frac{kN}{m}$$

Maksimalt bøyemoment

Opptrer midt på elementet ved jevnt fordelt last.

$$M := \frac{q \cdot L^2}{8} = 67.124 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjæranalogimetoden

Ser på to virtuelle bjelker, *bjelke A* og *bjelke B*. Bjelkene er forbundet med uendelige, stive staver. Deformasjon og nedbøyning pga. ytre laster er lik for begge bjelker.

Bjelke A -> Ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet.

Bjelke B -> Antar samvirke mellom de ulike sjiktene og bidrag til skjærstivhet.

Beregner bøyestivheter

Bjelke A

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot ((2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3) + (2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_2^3) + (E_{90.T15} \cdot d_3^3)) = (6.484 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Bjelke B

z_i = avstanden fra tyngdepunktet i hvert sjikt til nøytralakse i elementtverrsnitt

$$\left(\frac{t}{2} = 100 \text{ mm}\right)$$

Velger positiv akse fra tyngdepunktet og oppover.

$$z_{d1} := \frac{t}{2} - \frac{d_1}{2} = 77.5 \text{ mm}$$

$$z_{d2} := \frac{t}{2} - \left(d_1 + \frac{d_2}{2} \right) = 39 \text{ mm}$$

$$z_{d3} := 0 \text{ mm}$$

$$EI_B := b \cdot \left((2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot z_{d1}^2) + (2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_2 \cdot z_{d2}^2) + E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot z_{d3}^2 \right)$$

$$EI_B = (1.99 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total bøjestivhet

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = (2.055 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Momentfordeling i hver bjelke

$$M = M_A + M_B$$

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 2.118 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M - M_A = 65.006 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentfordeling i hvert sjikt

$$M_{A1} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_2^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.278 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_3^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := M_{A2} = 0.278 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A1} = 0.774 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normalkraftfordeling i hvert sjikt

$$N_{B1} := \frac{(E_{0.T22} \cdot b \cdot d_1 \cdot z_{d1})}{EI_B} \cdot M_B = 355.394 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{(E_{0.T22} \cdot b \cdot d_2 \cdot z_{d2})}{EI_B} \cdot M_B = 127.178 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{(E_{90.T15} \cdot b \cdot d_3 \cdot z_{d3})}{EI_B} \cdot M_B = 0 \text{ kN} \quad (\text{Ligger i nøytralaksen})$$

$$N_{B4} := -N_{B2} = -127.178 \text{ kN}$$

$$N_{B5} := -N_{B1} = -355.394 \text{ kN}$$

Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. M_{Ai}

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_1^3\right)} \cdot \frac{d_1}{2} = 0.955 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_2^3\right)} \cdot \frac{d_2}{2} = 0.679 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_3^3\right)} \cdot \frac{d_3}{2} = 0.017 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M4} := \sigma_{M2} = 0.679 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M5} := \sigma_{M1} = 0.955 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. N_{Bi}

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1} = 3.291 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2} = 1.656 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := -\sigma_{N2} = -1.656 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := -\sigma_{N1} = -3.291 \frac{N}{mm^2}$$

Total spenningsfordeling i hvert sjikt i elementet

Sjikt 1: $\sigma_{N1} + \sigma_{M1} = 4.246 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N1} - \sigma_{M1} = 2.335 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 2: $\sigma_{N2} + \sigma_{M2} = 2.335 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N2} - \sigma_{M2} = 0.977 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 3: $\sigma_{N3} + \sigma_{M3} = 0.017 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N3} - \sigma_{M3} = -0.017 \frac{N}{mm^2}$$

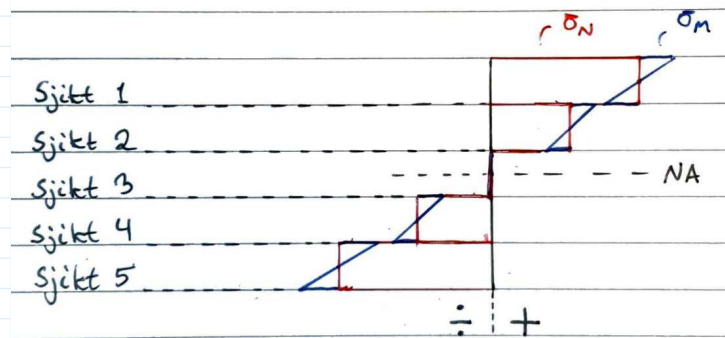
Sjikt 4: $\sigma_{N4} + \sigma_{M4} = -0.977 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N4} - \sigma_{M4} = -2.335 \frac{N}{mm^2}$$

Sjikt 5: $\sigma_{N5} + \sigma_{M5} = -2.335 \frac{N}{mm^2}$

$$\sigma_{N5} - \sigma_{M5} = -4.246 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsfordeling illustrert



Kapasitetskontroll i bruddgrense

Partialfaktor for limtre, $\gamma_M := 1.25$

(Tabell 2.3, EC5-1-1)

Fasthetsfaktor for konstruksjonstre, $k_{mod} := 0.7$

(Tabell 3.1, EC5-1-1)

Velger ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Bøyefastheter

(Ramstad, 2022, s. 2)

$$f_{mk.T15} := 22.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T15} := \frac{(f_{mk.T15} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 12.32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mk.T22} := 30.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T22} := \frac{(f_{mk.T22} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 17.08 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollerer utnyttelse av sjikt 1

$$\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} = 0.249$$

if $\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} < 1$ = "Kapasiteten er OK"
 || "Kapasiteten er OK"
 else
 || "Ikke nok kapasitet"

Trenger kun å kontrollere den mest kritiske sjikten.

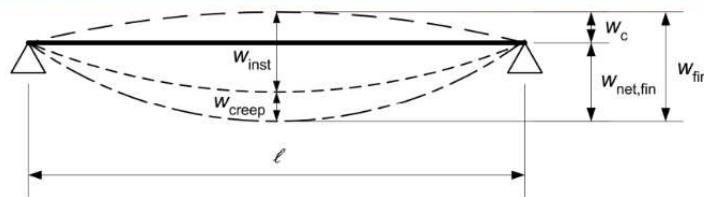
Kapasitetskontroll i bruksgrense

Deformasjonsfaktor for konstruksjonstre, $k_{def} := 0.6$ (Tabell 3.2, EC5-1-1)
 Velges ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Finner nedbøyningsgrense ut ifra Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker i EC5-1-1.

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	$\ell/300$ til $\ell/500$	$\ell/250$ til $\ell/350$	$\ell/150$ til $\ell/300$
Utkragede bjelker	$\ell/150$ til $\ell/250$	$\ell/125$ til $\ell/175$	$\ell/75$ til $\ell/150$

Figur 7.1 - Nedbøyningskomponenter i EC5-1-1, angir nedbøyningstilfeller.



For et fritt opplagt dekke vil nedbøyningstilfellet $W_{net,fin} := \frac{L}{250} = 30.24 \text{ mm}$ være dimensjonerende.

Umiddelbar nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EI_{eff}} = 14.404 \text{ mm} \quad (\text{Jevnt fordelt last})$$

$$w_{inst} := \delta$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

Endelig nedbøyning

$$w_{fin} := \delta \cdot (1 + k_{def}) = 23.046 \text{ mm} \quad ((2.3), EC5-1-1)$$

if $w_{fin} < W_{net,fin}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke har god nok kapasitet iht. brudd- og bruksgrense.

Kontroll av vibrasjon

Beregner maksimal nedbøyning ved en punktlast $F := 1 \text{ kN}$ midt på dekke:

$$\Delta := \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI_{eff}} = 0.438 \text{ mm}$$

if $\Delta < 1.3 \text{ mm}$ = "Nedbøyning er OK"
|| "Nedbøyning er OK"
else
|| "Nedbøyning er ikke OK"

Beregner egenfrekvensverdi f_1 fra ligning 7.5 i EC5-1-1:

$$\text{Masse per arealenhet, } m_a := \frac{g_k}{b \cdot g} = (9.173 \cdot 10^{-5}) \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Definerer parametere for å få ubenevnte verdier:

$$l := L \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 7560 \quad EI := EI_{eff} \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} = 2.055 \cdot 10^{13}$$

$$m := m_a \cdot \frac{1}{\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} = 9.173 \cdot 10^{-5}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = 13.009$$

Det anbefales laveste egenfrekvensverdi større enn ca. 12.5 Hz iht. Hu (2007).
Egenfrekvensverdi under 8 Hz frarådes (Homb, 2008).

Kontrollerer nedbøyning ved komfortkriterium [2.1]:

$$\Delta_{kontroll} := \Delta \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 0.438$$

$$\left(\frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} = 0.439$$

```
if  $A_{kontroll} < \left(\frac{f_1}{18.7}\right)^{2.27}$  = "Kriteriet er tilfredsstilt"  
  || "Kriteriet er tilfredsstilt"  
else  
  || "Kriteriet er ikke tilfredsstilt"
```

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke tilfredsstiller kriterium for vibrasjon.

Kontroll av brannbelastning (1/2)

I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 90 minutter (R 90).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning, $t_{brann} := 90 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet, $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde, $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 63 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde, $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$

Resttverrsnitt: $h_{brann} := t - d_{eff} = 130 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$d_{4.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 = 8 \text{ mm} \quad y_{d4} := \frac{d_{4.ny}}{2}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d3}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d4})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{0.T22}) + (d_3 \cdot E_{90.T15}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22})}$$

$$y = 82.775 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A.y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{0.T22} \cdot d_2^3 + E_{90.T15} \cdot d_3^3 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny}^3)$$

$$EI_{A.y} = (3.276 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 24.725 \text{ mm} \quad y_2 := y - d_{4.ny} - d_3 - \frac{d_2}{2} = 13.775 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{4.ny} - \frac{d_3}{2} = 52.275 \text{ mm} \qquad y_4 := y - \frac{d_{4.ny}}{2} = 78.775 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b.y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{0.T22} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny} \cdot y_4^2)$$

$$EI_{b.y} = (2.665 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff.y} := EI_{A.y} + EI_{b.y} = (2.992 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff.y} := \frac{EI_{eff.y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (2.781 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde $b = 2.4 \text{ m}$:

$$S_{eff} := S_{eff.y} \cdot b = (6.674 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R.y.d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 203541.884 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.65$$

$$\text{Dimensjonerende last ved brannbelastning: } q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 6.107 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga. $\frac{L}{t} > 25$. Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 43.631 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$ | = "God nok kapasitet"
|| "God nok kapasitet"
else
|| "Ikke god nok kapasitet"

Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 86.812 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$ | = "Nedbøyning er ikke OK"
|| "Nedbøyning er OK"
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$
|| "Nedbøyning er OK"
else
|| "Nedbøyning er ikke OK"

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer ikke å opprettholde god nok bæreevne ved 90 minutter brannbelastning (R 90) for umiddelbar nedbøyning.

Kontroll av brannbelastning (2/2)

Høy nedbøyning ved brannbelastning i 90 minutter (R 90). I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 60 minutter (R 60).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning, $t_{brann} := 60 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet, $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde, $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 42 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde, $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 49 \text{ mm}$

Resttverrsnitt: $h_{brann} := t - d_{eff} = 151 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$d_{4.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 = 29 \text{ mm} \quad y_{d4} := \frac{d_{4.ny}}{2}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d3}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d4})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{0.T22}) + (d_3 \cdot E_{90.T15}) + (d_{4.ny} \cdot E_{0.T22})}$$

$$y = 85.434 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A.y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{0.T22} \cdot d_2^3 + E_{90.T15} \cdot d_3^3 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny}^3)$$

$$EI_{A.y} = (3.897 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 43.066 \text{ mm} \quad y_2 := h_{brann} - y - d_1 - \frac{d_2}{2} = 4.566 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{4.ny} - \frac{d_3}{2} = 33.934 \text{ mm} \qquad y_4 := y - \frac{d_{4.ny}}{2} = 70.934 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b.y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{0.T22} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{90.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{0.T22} \cdot d_{4.ny} \cdot y_4^2)$$

$$EI_{b.y} = (7.206 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff.y} := EI_{A.y} + EI_{b.y} = (7.596 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff.y} := \frac{EI_{eff.y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (6.839 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde $b = 2.4 \text{ m}$:

$$S_{eff} := S_{eff.y} \cdot b = (1.641 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R.y.d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 500619.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.755$$

$$\text{Dimensjonerende last ved brannbelastning: } q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 7.094 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga. $\frac{L}{t} > 25$. Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 50.679 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$ | = "God nok kapasitet"
|| "God nok kapasitet"
else
|| "Ikke god nok kapasitet"

Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 39.722 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$ | = "Nedbøyning er ikke OK"
|| "Nedbøyning er OK"
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$
|| "Nedbøyning er OK"
else
|| "Nedbøyning er ikke OK"

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer heller ikke å opprettholde god nok bæreevne ved 60 minutter brannbelastning (R 60) for umiddelbar nedbøyning.

C.3 7-sjikt med standard elementbredde

C.3 7-SJIKT MED STANDARD ELEMENTBREDE

Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 3 - Dimensjonering*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

Larsen, P.K. (2021). *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystem* (2. utg.). Fagbokforlaget

Ramstad, T. (2022). *Teknisk godkjenning*. (Nr. 20712). SINTEF. <https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf>

Homb, A. (2008). *Vibrasjonsegenskaper til dekker av massivtre*. SINTEF Byggforsk. https://www.sintefbok.no/book/download/78/vinfopubutgivelseprosjektrapportsintef_byggforsk_prosjektrapportersb_prrapp_24nettsb_prapp24pdf

Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). *Treteknisk håndbok - bygge med massivtreelementer. Hefte 4 - Brann*. <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-4-Brann.pdf>

Gagnon, S & Karacabeyli, E. (2019). *Canadian CLT. Handbook*. FPInnovations. <https://web.fpinnovations.ca/wp-content/uploads/clt-handbook-complete-version-en-low.pdf>

Konstanter:

- Bredder, $b := 1200 \text{ mm}$ (Per element)

- Nyttelast, $q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ (Jevnt fordelt per element)

- Lastfaktor, $\gamma := 1.35$ (Nyttelast og egenlast)

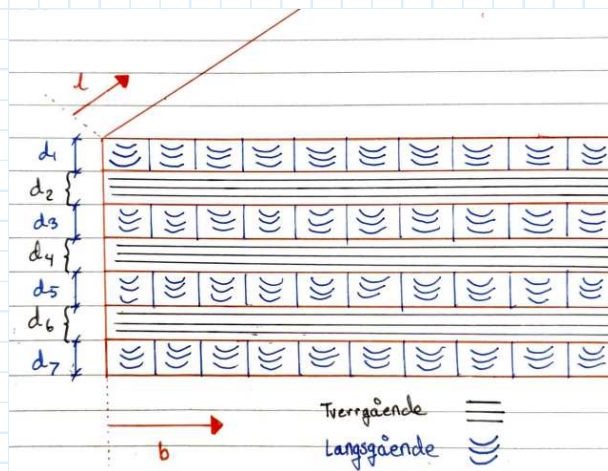
- Benytter *skjæranalogimetoden* (Schubanalogieverfahren av Heinrich Kreuzinger)

Denne metoden gir en presis beregning av krysslagte massivtreelementer og gir gode resultater for store spenn med størrelsesforhold > 25 .

Parametere:

- Spennvidde (C-C), $L := 7600 \text{ mm}$
- Elementtykkelse, $t := 300 \text{ mm}$
- 7-sjikt
- Fasthetsklasse T22 i yttersjikt og fasthetsklasse T15 i innersjikt

if $\frac{L}{t} < 25$ = "Bøyedeforrasjon er dominerende"
 || "Skjærdeforrasjoner er dominerende"
 else
 || "Bøyedeforrasjon er dominerende"



$d_1 := 45 \text{ mm}$ (Yttersjikt)

$d_2 := 40 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_3 := 45 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_4 := 40 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_5 := d_3 = 45 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_6 := d_2 = 40 \text{ mm}$ (Innersjikt)

$d_7 := d_1 = 45 \text{ mm}$ (Yttersjikt)

E-modul (Ramstad, 2022, s. 2)

$E_{0.T15} := 11500 \frac{N}{\text{mm}^2}$ (Langsgående)

$E_{90.T15} := 230 \frac{N}{\text{mm}^2}$ (Tverrgående)

$E_{0.T22} := 13000 \frac{N}{\text{mm}^2}$ (Langsgående)

$$E_{90.T22} := 430 \frac{N}{mm^2}$$

(Tverrgående)

Egenlast

(Ramstad, 2022, s. 2)

Tyngdetettheten for fasthetsklassene er beregnet ut ifra midlere densitet, ρ_m , gitt i tabell 2 i teknisk godkjenning multiplisert med tyngdeakselerasjon, $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$.

$$\rho_{m.T15} := 430 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_{m.T22} := 470 \frac{kg}{m^3}$$

$$g_k := (2 \cdot \rho_{m.T22} \cdot g \cdot b \cdot d_1) + (2 \cdot \rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_2) + (3 \cdot \rho_{m.T15} \cdot g \cdot b \cdot d_3) = 1.586 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende bruddlast

$$q := (g_k + q_k) \cdot \gamma = 5.381 \frac{kN}{m}$$

Maksimalt bøyemoment

Opptrer midt på elementet ved jevnt fordelt last.

$$M := \frac{q \cdot L^2}{8} = 38.854 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjæranalogimetoden

Ser på to virtuelle bjelker, *bjelke A* og *bjelke B*. Bjelkene er forbundet med uendelige, stive staver. Deformasjon og nedbøyning pga. ytre laster er lik for begge bjelker.

Bjelke A -> Ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet.

Bjelke B -> Antar samvirke mellom de ulike sjiktene og bidrag til skjærstivhet.

Beregner bøyestivheter

Bjelke A

$$EI_A := \frac{b}{12} \cdot \left((2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3) + (2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3) + (2 \cdot E_{0.T15} \cdot d_3^3) + (E_{90.T15} \cdot d_4^3) \right)$$

$$EI_A = (4.509 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Bjelke B

z_i = avstanden fra tyngdepunktet i hvert sjikt til nøytralakse i elementtverrsnitt
($\frac{t}{2} = 150 \text{ mm}$)

Velger positiv akse fra tyngdepunktet og oppover.

$$z_{d1} := \frac{t}{2} - \frac{d_1}{2} = 127.5 \text{ mm}$$

$$z_{d2} := \frac{t}{2} - \left(d_1 + \frac{d_2}{2} \right) = 85 \text{ mm}$$

$$z_{d3} := \frac{t}{2} - \left(d_1 + d_2 + \frac{d_3}{2} \right) = 42.5 \text{ mm}$$

$$z_{d4} := \frac{t}{2} - \left(d_1 + d_2 + d_3 + \frac{d_4}{2} \right) = 0 \text{ mm}$$

$$EI_B := b \cdot \left(2 \cdot E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot z_{d1}^2 + 2 \cdot E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot z_{d2}^2 + 2 \cdot E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot z_{d3}^2 \right)$$

$$EI_B = (2.523 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total bøyestivhet

$$EI_{eff} := EI_A + EI_B = (2.568 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Momentfordeling i hver bjelke

$$M = M_A + M_B$$

$$M_A := \frac{EI_A}{EI_{eff}} \cdot M = 0.682 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B := M - M_A = 38.172 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentfordeling i hvert sjikt

$$M_{A1} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T22} \cdot d_1^3 \right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A2} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_2^3\right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A3} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{0.T15} \cdot d_3^3\right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A4} := \frac{\left(\frac{b}{12} \cdot E_{90.T15} \cdot d_4^3\right)}{EI_A} \cdot M_A = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A5} := M_{A3} = 0.159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A6} := M_{A2} = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{A7} := M_{A1} = 0.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Normalkraftfordeling i hvert sjikt

$$N_{B1} := \frac{(E_{0.T22} \cdot b \cdot d_1 \cdot z_{d1})}{EI_B} \cdot M_B = 135.435 \text{ kN}$$

$$N_{B2} := \frac{(E_{90.T15} \cdot b \cdot d_2 \cdot z_{d2})}{EI_B} \cdot M_B = 1.42 \text{ kN}$$

$$N_{B3} := \frac{(E_{0.T15} \cdot b \cdot d_3 \cdot z_{d3})}{EI_B} \cdot M_B = 39.936 \text{ kN}$$

$$N_{B4} := \frac{(E_{90.T15} \cdot b \cdot d_4 \cdot z_{d4})}{EI_B} \cdot M_B = 0 \text{ kN} \quad (\text{Ligger i nøytralaksen})$$

$$N_{B5} := -N_{B3} = -39.936 \text{ kN}$$

$$N_{B6} := -N_{B2} = -1.42 \text{ kN}$$

$$N_{B7} := -N_{B1} = -135.435 \text{ kN}$$

Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. M_{Ai}

$$\sigma_{M1} := \frac{M_{A1}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_1^3\right)} \cdot \frac{d_1}{2} = 0.443 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{M2} := \frac{M_{A2}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_2^3\right)} \cdot \frac{d_2}{2} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M3} := \frac{M_{A3}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_3^3\right)} \cdot \frac{d_3}{2} = 0.392 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M4} := \frac{M_{A4}}{\left(\frac{b}{12} \cdot d_4^3\right)} \cdot \frac{d_4}{2} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M5} := \sigma_{M3} = 0.392 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M6} := \sigma_{M2} = 0.007 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{M7} := \sigma_{M1} = 0.443 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsfordeling i hvert sjikt pga. N_{Bi}

$$\sigma_{N1} := \frac{N_{B1}}{b \cdot d_1} = 2.508 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N2} := \frac{N_{B2}}{b \cdot d_2} = 0.03 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N3} := \frac{N_{B3}}{b \cdot d_3} = 0.74 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N4} := \frac{N_{B4}}{b \cdot d_4} = 0 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N5} := -\sigma_{N3} = -0.74 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N6} := -\sigma_{N2} = -0.03 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{N7} := -\sigma_{N1} = -2.508 \frac{N}{mm^2}$$

Total spenningsfordeling i hvert sjikt i elementet

$$\begin{aligned} \text{Sjikt 1:} \quad \sigma_{N1} + \sigma_{M1} &= 2.951 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N1} - \sigma_{M1} &= 2.065 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sjikt 2:} \quad \sigma_{N2} + \sigma_{M2} &= 0.037 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N2} - \sigma_{M2} &= 0.023 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sjikt 3:} \quad \sigma_{N3} + \sigma_{M3} &= 1.131 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N3} - \sigma_{M3} &= 0.348 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

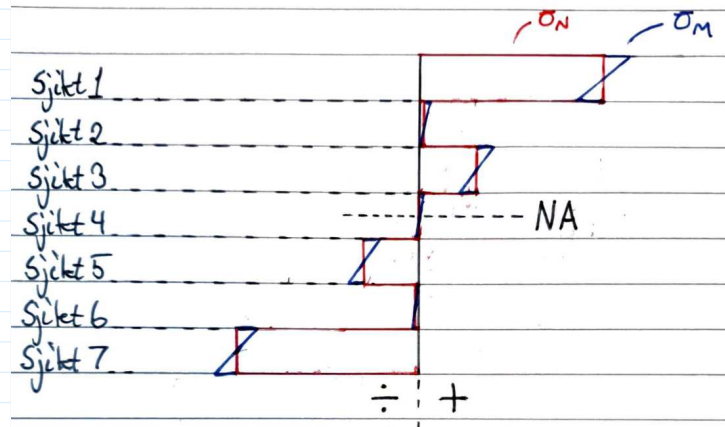
$$\begin{aligned} \text{Sjikt 4:} \quad \sigma_{N4} + \sigma_{M4} &= 0.007 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N4} - \sigma_{M4} &= -0.007 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sjikt 5:} \quad \sigma_{N5} + \sigma_{M5} &= -0.348 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N5} - \sigma_{M5} &= -1.131 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sjikt 6:} \quad \sigma_{N6} + \sigma_{M6} &= -0.023 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N6} - \sigma_{M6} &= -0.037 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sjikt 7:} \quad \sigma_{N7} + \sigma_{M7} &= -2.065 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_{N7} - \sigma_{M7} &= -2.951 \frac{N}{mm^2} \end{aligned}$$

Spenningsfordeling illustrert



Kapasitetskontroll i bruddgrense

Partialfaktor for limtre, $\gamma_M := 1.25$

(Tabell 2.3, EC5-1-1)

Fasthetsfaktor for konstruksjonstre, $k_{mod} := 0.7$

(Tabell 3.1, EC5-1-1)

Velger ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Bøyefastheter

(Ramstad, 2022, s. 2)

$$f_{mk.T15} := 22.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T15} := \frac{(f_{mk.T15} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 12.32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{mk.T22} := 30.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{md.T22} := \frac{(f_{mk.T22} \cdot k_{mod})}{\gamma_M} = 17.08 \frac{N}{mm^2}$$

Kontrollerer utnyttelse av sjikt 1

$$\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} = 0.173$$

if $\frac{(\sigma_{N1} + \sigma_{M1})}{f_{md.T22}} < 1$ = "Kapasiteten er OK"
 || "Kapasiteten er OK"
 else
 || "Ikke nok kapasitet"

Trenger kun å kontrollere den mest kritiske sjikten.

Kapasitetskontroll i bruksgrense

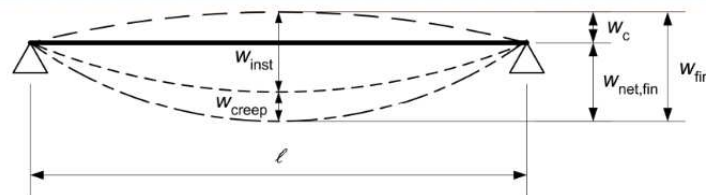
Deformasjonsfaktor for konstruksjonstre, $k_{def} := 0.6$ (Tabell 3.2, EC5-1-1)

Velges ut ifra klimaklasse 1 (tørt inneklima)

Finner nedbøyningsgrense ut ifra Tabell 7.2 – Eksempler på grenseverdier for nedbøyninger av bjelker i EC5-1-1.

	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Bjelke på to opplegg	ℓ/300 til ℓ/500	ℓ/250 til ℓ/350	ℓ/150 til ℓ/300
Utkragede bjelker	ℓ/150 til ℓ/250	ℓ/125 til ℓ/175	ℓ/75 til ℓ/150

Figur 7.1 - Nedbøyningskomponenter i EC5-1-1, angir nedbøyningstilfeller.



For et fritt opplagt dekke vil nedbøyningstilfellet $W_{net,fin} := \frac{L}{250} = 30.4 \text{ mm}$ være dimensjonerende.

Umiddelbar nedbøyning

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EI_{eff}} = 6.744 \text{ mm} \quad (\text{Jevnt fordelt last})$$

$$w_{inst} := \delta$$

if $w_{inst} < \frac{L}{300}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

Endelig nedbøyning

$$w_{fin} := \delta \cdot (1 + k_{def}) = 10.79 \text{ mm} \qquad ((2.3), EC5-1-1)$$

if $w_{fin} < W_{net,fin}$	= "Kapasiteten er OK"
"Kapasiteten er OK"	
else	
"Ikke god nok kapasitet"	

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke har god nok kapasitet iht. brudd- og bruksgrense.

Kontroll av vibrasjon

Beregner maksimal nedbøyning ved en punktlast $F := 1 \text{ kN}$ midt på dekke:

$$\Delta := \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot EI_{eff}} = 0.356 \text{ mm}$$

if $\Delta < 1.3 \text{ mm}$ = "Nedbøyning er OK"
|| "Nedbøyning er OK"
else
|| "Nedbøyning er ikke OK"

Beregner egenfrekvensverdi f_1 fra ligning 7.5 i EC5-1-1:

$$\text{Masse per arealenhet, } m_a := \frac{g_k}{b \cdot g} = (1.348 \cdot 10^{-4}) \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

Definerer parametere for å få ubenevnte verdier:

$$l := L \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 7600 \quad EI := EI_{eff} \cdot \frac{1}{\text{N} \cdot \text{mm}^2} = 2.568 \cdot 10^{13}$$

$$m := m_a \cdot \frac{1}{\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}} = 1.348 \cdot 10^{-4}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = 11.871$$

Det anbefales laveste egenfrekvensverdi større enn ca. 12.5 Hz iht. Hu (2007).
Egenfrekvensverdi under 8 Hz frarådes (Homb, 2008).

Kontrollerer nedbøyning ved kriterium [2.1]:

$$\Delta_{kontroll} := \Delta \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 0.356$$

$$\left(\frac{f_1}{18.7} \right)^{2.27} = 0.356$$

```
if  $A_{kontroll} < \left(\frac{f_1}{18.7}\right)^{2.27}$  | = "Kriteriet er tilfredsstilt"  
  || "Kriteriet er tilfredsstilt"  
else  
  || "Kriteriet er ikke tilfredsstilt"
```

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke tilfredsstiller kriterium for vibrasjon.

Kontroll av brannbelastning

I følgende dimensjonering av brannbelastning forutsettes det at bæreevnen skal opprettholdes i 90 minutter (R 90).

Redusert tverrsnitt pga. brann (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Brannbelastning, $t_{brann} := 90 \text{ min}$

Nominell forkullingshastighet, $\beta_n := 0.7 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$

Nominell forkullingsdybde, $d_{nom} := t_{brann} \cdot \beta_n = 63 \text{ mm}$

Effektiv forkullingsdybde, $d_{eff} := d_{nom} + 7 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$

Resttverrsnitt: $h_{brann} := t - d_{eff} = 230 \text{ mm}$

Nøytralakse for redusert tverrsnitt pga. brann

$$y_{d1} := h_{brann} - \frac{d_1}{2} \quad y_{d2} := h_{brann} - d_1 - \frac{d_2}{2} \quad y_{d3} := h_{brann} - d_1 - d_2 - \frac{d_3}{2}$$

$$y_{d4} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 - \frac{d_4}{2}$$

$$y_{d5} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 - d_4 - \frac{d_5}{2}$$

$$d_{6.ny} := h_{brann} - d_1 - d_2 - d_3 - d_4 - d_5 = 15 \text{ mm} \quad y_{d6} := \frac{d_{6.ny}}{2} = 7.5 \text{ mm}$$

$$y := \frac{(d_1 \cdot E_{0.T22} \cdot y_{d1}) + (d_2 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d2}) + (d_3 \cdot E_{0.T15} \cdot y_{d3}) + (d_4 \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d4}) + (d_5 \cdot E_{0.T15} \cdot y_{d5}) + (d_{6.ny} \cdot E_{90.T15} \cdot y_{d6})}{(d_1 \cdot E_{0.T22}) + (d_2 \cdot E_{90.T15}) + (d_3 \cdot E_{0.T15}) + (d_4 \cdot E_{90.T15}) + (d_5 \cdot E_{0.T15}) + (d_{6.ny} \cdot E_{90.T15})}$$

$$y = 124.44 \text{ mm}$$

Effektiv bøyestivhet (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 53 (chapter 8))

Bjelke A

$$EI_{A,y} := \frac{b}{12} \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1^3 + E_{90.T15} \cdot d_2^3 + E_{0.T15} \cdot d_3^3 + E_{90.T15} \cdot d_4^3 + E_{0.T15} \cdot d_5^3 + E_{90.T15} \cdot d_6^3)$$

$$EI_{A,y} = (3.325 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Beregner arm fra senter i hvert sjikt til nøytralakse

$$y_1 := h_{brann} - y - \frac{d_1}{2} = 83.06 \text{ mm}$$

$$y_2 := h_{brann} - y - d_1 - \frac{d_2}{2} = 40.56 \text{ mm}$$

$$y_3 := y - d_{6.ny} - d_5 - d_4 - \frac{d_3}{2} = 1.94 \text{ mm}$$

$$y_4 := y - d_{6.ny} - d_5 - \frac{d_4}{2} = 44.44 \text{ mm}$$

$$y_5 := y - d_{6.ny} - \frac{d_5}{2} = 86.94 \text{ mm}$$

$$y_6 := y - \frac{d_{6.ny}}{2} = 116.94 \text{ mm}$$

Bjelke B

$$EI_{b,y} := b \cdot (E_{0.T22} \cdot d_1 \cdot y_1^2 + E_{90.T15} \cdot d_2 \cdot y_2^2 + E_{0.T15} \cdot d_3 \cdot y_3^2 + E_{90.T15} \cdot d_4 \cdot y_4^2 + E_{0.T15} \cdot d_5 \cdot y_5^2 + E_{90.T15} \cdot d_{6.ny} \cdot y_6^2)$$

$$EI_{b,y} = (9.636 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Total effektiv bøyestivhet for redusert tverrsnitt pga. brann

$$EI_{eff,y} := EI_{A,y} + EI_{b,y} = (9.968 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv første arealmoment (Gagnon & Karacabeyli, 2019, s. 54 (chapter 8))

Antar konservativt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$S_{eff,y} := \frac{EI_{eff,y} \cdot \frac{1}{\text{mm}}}{E_{0.T22}} \cdot \frac{1}{y} = (6.162 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Effektiv første arealmoment for elementbredde $b = 1.2 \text{ m}$:

$$S_{eff} := S_{eff,y} \cdot b = (7.394 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Beregner momentkapasitet

Antar fortsatt at yttersjikt med langsgående fasthetsklasse T22 bidrar mest for kapasiteten av det reduserte tverrsnittet pga. brann.

$$M_{R,y,d} := f_{mk.T22} \cdot S_{eff} = 225528.481 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Last ved brannbelastning

(Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

$$\text{Beregner en multiplikasjonsfaktor ved brannbelastning: } \gamma_{brann} := \frac{h_{brann}}{t} = 0.767$$

Dimensjonerende last ved brannbelastning: $q_{brann} := q \cdot \gamma_{brann} = 4.126 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende momentbelastning (Norsk treteknisk institutt, 2006b, s. 18)

Bøyemomentet vil være dimensjonerende pga. $\frac{L}{t} > 25$. Dette blir sjekket.

$$M_{y,d} := \frac{q_{brann} \cdot L^2}{8} = 29.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{y,d} < M_{R,y,d}$ | = "God nok kapasitet"
|| "God nok kapasitet"
else
|| "Ikke god nok kapasitet"

Sjekker umiddelbar nedbøyning ved jevnt for delt last pga. brannbelastning

$$\delta_{brann} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{brann} \cdot L^4}{EI_{eff,y}} = 17.98 \text{ mm}$$

if $\delta_{brann} < \frac{L}{300}$ | = "Nedbøyning er OK"
|| "Nedbøyning er OK"
else if $\delta_{brann} < \frac{L}{250}$
|| "Nedbøyning er OK"
else
|| "Nedbøyning er ikke OK"

Konklusjon:

Beregnet massivtredekke klarer å opprettholde god nok bæreevne ved 90 minutter brannbelastning (R 90).

D Betongdekker (kun lengste spennvidde)

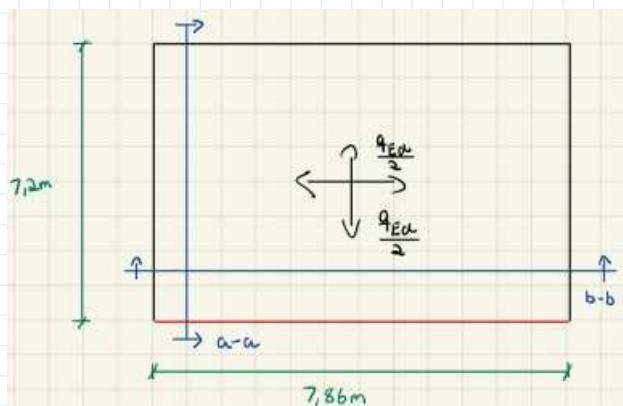
D.1 Spennarmerte betongdekker

D.1 SPENNARMERT BETONGDEKKE	
Henviser til:	
NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	
NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	
Sørensen, S.I. (2020). <i>Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2</i> . (2. utg.). Fagbokforlaget	
Antagelser:	
BETONG	
<ul style="list-style-type: none">Betongklasse B35: Karakteristisk fasthet, $f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
<ul style="list-style-type: none">$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
<ul style="list-style-type: none">$f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{N}{mm^2} = 43 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
<ul style="list-style-type: none">$E_{cm} := 34 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
<ul style="list-style-type: none">Materialfaktor (vedvarende og forbigående), $\gamma_c := 1.5$	(Tabell 2.1N, EC2-1-1)
<ul style="list-style-type: none">Dimensjonerende fasthet, $f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$	
<ul style="list-style-type: none">Tyngdetetthet normalbetong, $\gamma := 24 \frac{kN}{m^3} + 1 \frac{kN}{m^3} = 25 \frac{kN}{m^3}$	(Tabell A.1, EC1-1-1)
<ul style="list-style-type: none">Spennvidde, $L := 7860 \text{ mm}$	
<ul style="list-style-type: none">Bredde, $b := 1000 \text{ mm}$	(Per element)
<ul style="list-style-type: none">Egenvekt, $g_{k,c} := \frac{\gamma}{9.81 \frac{m}{s^2}} = (2.548 \cdot 10^3) \frac{kg}{m^3}$	
<ul style="list-style-type: none">Lastfaktor, $\gamma_{lf} := 1.35$	(Nyttelast og egenlast)
<ul style="list-style-type: none">Tverrsnittshøyde, $h := 200 \text{ mm}$	
<ul style="list-style-type: none">Eksponeringsklasse:	(Tabell 4.1, EC2-1-1)
Velger eksponeringsklasse X0 pga. betongdekke ligger inne i oppvarmede og tørt rom	
<ul style="list-style-type: none">Konstruksjonsklasse S4 (anbefalt verdi for brukstid på 50 år)	(4.4.1.2(5), EC2-1-1)
<ul style="list-style-type: none">Egenlast påføres 3 dager etter støp	
<ul style="list-style-type: none">Nyttelast påføres 28 dager etter støp	

SPENNARMERING

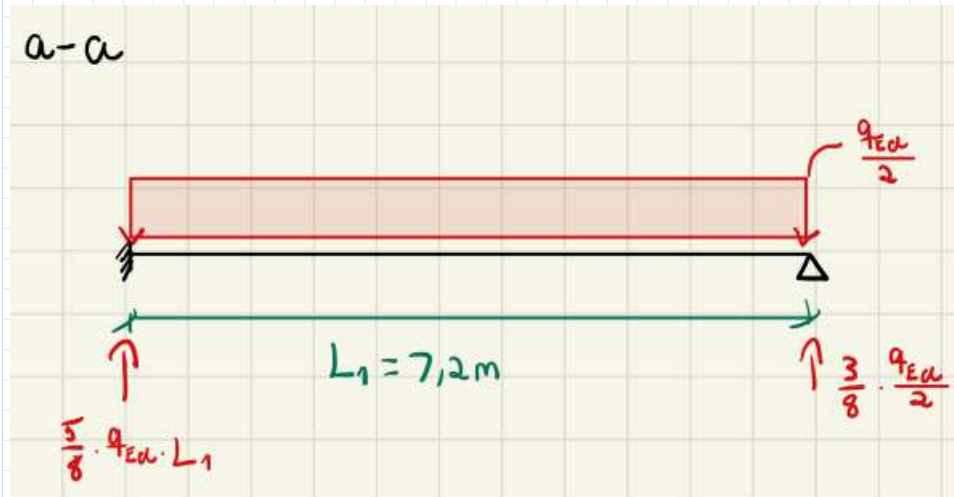
- Elastisitetsmodul stål, $E_s := 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$
- Kamstålqualität B500NC, $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$
- Materialfaktor, $\gamma_{m1} := 1.15$
- Dimensjonerende flytespenning, $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{m1}} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$
- Diameter, velger $\phi := 11.3 \text{ mm}$
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående), $\gamma_s := 1.15$ (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Areal per tau, $A_{p.tau} := 100 \text{ mm}^2$
- Antall spenntau, $n_{tau} := 4$
- Prøver med total spennarmeringsareal, $A_p := 100 \text{ mm}^2 \cdot n_{tau} = 400 \text{ mm}^2$
- Oppspenningskraft per tau, $P_{jekk.tau} := 120 \text{ kN}$
- Total oppspenningskraft, $P_{jekk} := 120 \text{ kN} \cdot n_{tau} = 480 \text{ kN}$
- Spenntau, $E_p := 1.95 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$ (3.3.6(3), EC2-1-1)
- Spennstålets "0.1 %-grense", $f_{p.0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$
- $f_{pd} := \frac{f_{p.0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$
- Spennstålets "fasthets", $f_{pk} := 1700 \frac{N}{mm^2}$
- Låseglidning, $\Delta L_{lås} := 5 \text{ mm}$
- Prøver med effektiv høyde, $d_a := 140 \text{ mm}$
- Legges som parabel med avstand til nøytralakse, $e_n := 40 \text{ mm}$

Beregning av opptrepende moment i kritisk snitt ved bruk av stripemetoden:



Snitt a-a:

Har her antatt en fordeling lik som en bjelke som er fast innspent ved en ende og er fritt opplagt på den andre siden.



Snitt b-b:



Snitt b-b med bidrag fra punktlast fra snitt a-a:



Maksimal moment i snitt b-b:

$$M_{max} = \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{16} + \frac{1}{L} * \frac{27 * (q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{80} = 6.5(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{8} = 7.72(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{6.5}{7.72} \approx 0.8 = 80\%$$

Dette tilsvarer ca. 80% av momentet man får ved å betrakte en bjelke, dermed reduseres lastene med en faktor for å oppnå riktig moment:

$$andel_2 := 0.8$$

Minimum overdekning iht. EC2, 4.4.1.2(2)P:

$$C_{min.b} := \max\left(\frac{3}{2} \cdot \phi, 10 \text{ mm}\right) = 16.95 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.2, EC2-1-1})$$

$$C_{min.dur} := C_{min.b} = 16.95 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.5N, EC2-1-1})$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 16.95 \text{ mm}$$

Beregning av minste overdekning iht. EC2, 4.4.1.1(1)P:

$$C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P, EC2-1-1})$$

$$C_{nom} := C_{min} + C_{dev} = 26.95 \text{ mm}$$

Enkel dimensjonering av tverrsnitt:

EGENLAST

$$g_k := g_{k.c} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot b \cdot h = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{Ed} := g_k \cdot \gamma_{lf} = 6.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

NYTTELAST

$$q_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := q_k \cdot \gamma_{lf} = 2.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

DIMENSJONERENDE MOMENT

$$M_{Ed} := \frac{\text{andel}_2 (q_{Ed} + q_{Ed}) \cdot L^2}{8} = 58.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig effektiv høyde

(Sørensen, 7.12 (del 2))

$$d_{nødv.} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.269 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 104.608 \text{ mm}$$

Velger $d := d_a = 140 \text{ mm}$

Nødvendig spennarmeringsmengde

(Sørensen, 7.14 (del 2))

$$z := 0.84 \cdot d = 117.6 \text{ mm}$$

$$A_{nødv.} := \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z} = 368.329 \text{ mm}^2$$

if $A_p > A_{nødv.}$ | = "Antatt spennarmeringsareal er ok"
|| "Antatt spennarmeringsareal er ok"
else
|| "Bruk nødvendig spennarmeringsmengde"

Brukgrensetilstand:

Tap av spennkraft

Største spennkraft iht. EC2, 5.10.2.1:

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p,0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Opptredende spenning pga. P_{jekk} :

$$\sigma_p := \frac{P_{jekk}}{A_p} = (1.2 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

if $\sigma_p < \sigma_{p,max}$ = "OK"
|| "OK"
else
|| "Ikke OK"

Relativ forkortelse ved tøyning:

(Sørensen, 5.1)

$$\Delta\varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{L} = 6.361 \cdot 10^{-4}$$

Spennstållets tøyning:

(Sørensen, 5.2 (del 2))

$$\varepsilon_{p,jekk} := \frac{P_{jekk}}{E_s \cdot A_p} = 0.006$$

Prosentvis låsetap:

(Sørensen, 5.3 (del 2))

$$Låsetap := \frac{\Delta\varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} = 0.111$$

Tap av spennkraft pga. låsing:

$$\Delta P_{lås} := \frac{\Delta\varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} \cdot P_{jekk} = 53.435 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{lås} := \frac{\Delta P_{lås}}{A_p} = 133.588 \frac{N}{mm^2}$$

Friksjonstap

Antar friksjonskoeffisient, $\mu := 0.19$

(Tabell 5.1, EC2-1-1)

Antar tilleggskrumning, $k := \frac{0.01}{m}$

(EC2-1-1, 5.10.5.2(3))

Spennkabelens helning ved endene:

$$\theta_A := 2 \cdot \frac{e_n}{L} = 0.02 \text{ rad}$$

$$\theta_B := \theta_A$$

Spennkabelens helning i midtsnitt:

$$\theta_m := 0$$

Vinkelendring for spennkabel:

$$\text{Midtsnitt, } x_m := \frac{L}{2} = 3.93 \text{ m}$$

$$\theta_M := \theta_A - \theta_m = 0.02 \text{ rad}$$

Ved passiv forankring, $x_l := L = 7.86 \text{ m}$

$$\theta_L := \theta_A + \theta_B = 0.041 \text{ rad}$$

Friksjonstap iht. EC2, 5.10.5.2(1):

$$P_{max} := P_{jekk} = 480 \text{ kN}$$

$$\text{Midtsnitt: } \Delta P_{\mu, x_m} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_M + k \cdot x_m)}) = 5.41 \text{ kN}$$

$$\text{Friksjonstap: } F_m := \frac{\Delta P_{\mu, x_m}}{P_{max}} = 0.011$$

$$\text{Ved passiv forankring: } \Delta P_{\mu, x_l} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_L + k \cdot x_l)}) = 10.759 \text{ kN}$$

$$\text{Friksjonstap: } F_l := \frac{\Delta P_{\mu, x_l}}{P_{max}} = 0.022$$

Tap pga. friksjon (midtsnitt aktuelt for tilfellet av dekke):

$$\Delta \sigma_f := F_m \cdot \sigma_p = 13.525 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tap på grunn av temperaturdifferanse

Må se på tap av spennkraft pga. temperaturdifferanse siden det er viktigst i sammenheng med førøppspente elementer.

Utgangstemperatur i spenntau, $T_0 := 15$ (i °C)

Temperatur etter oppvarming, $T_1 := 55$ (i °C)

Dette er antagelser gjort etter kvalifisert gjetning og med utgangspunkt fra eksempel i Sørensen. For å beregne nøyaktige temperaturer må det innhentes data fra produsent.

Opprinnelig stålspenning i spennbenk: $\sigma_{p0} := 1360 \frac{N}{mm^2}$

Beregning iht. Sørensen, 5.15:

$$\Delta\sigma_t := (T_1 - T_0) \cdot 10^{-5} \cdot E_s = 84 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Temperaturendringstap} := \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} = 0.062$$

Spenningsberegninger av urisset betong pga. forspenning - Stadium 1

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.735$$

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

$$A_{t.1} := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p = (2.019 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.1} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.1}} = 0.375 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om t_p iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.1}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.1})^2 = (6.697 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial og moment i betongens tyngdepunkt pga. oppspenningskraften F_{p0} iht. Sørensen, 6.9 (del 2):

$$N_t := -P_{max} = -480 \text{ kN}$$

$$q_p := \frac{-8 \cdot P_{max} \cdot e_n}{L^2} = -2.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_p := \frac{q_p \cdot L^2}{8} = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentbidrag fra egenlast:

$$M_g := \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 38.612 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksial om moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, t_p iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$N_t = -480 \text{ kN}$$

$$M_{t.1} := (M_p - N_t \cdot y_{t.1}) + M_g = 19.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utregninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ($y_u := 100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.u1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M_{t.1} \cdot (y_u - y_{t.1})}{I_{t.1}} = 0.537 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Strekk})$$

I overkant ($y_o := -100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.o1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M_{t.1} \cdot (y_o - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -5.314 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ($y_s := e_n$):

$$\sigma_{c.t1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M_{t.1} \cdot (y_s - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -1.218 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Tøyningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \varepsilon_p := \text{abs} \left(\frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} \right) = 3.583 \cdot 10^{-5}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta \sigma_p := \Delta \varepsilon_p \cdot E_s = 7.524 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betong:

(EC2, 5.10.2.2(5))

if $\text{abs}(\sigma_{c.u1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$ | = "Trykkspenningene er innenfor kravet"
|| "Sjekk neste"
also if $\text{abs}(\sigma_{c.t1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$ |
|| "Trykkspenningene er innenfor kravet"
else |
|| "Kravet er ikke innfridd"

Kontroll av strekkspenning:

if $\sigma_{c.o1} < f_{ctm}$ | = "Strekkspenningen er ok"
|| "Strekkspenningen er ok"
else |
|| "Strekkspenningen er ikke ok"

Tidsavhengige tap

Kryp

(EC2, B.1)

Faktorer:

(EC2, B.8c)

$$\alpha_1(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \quad \alpha_1(43) = 0.866$$

$$\alpha_2(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \quad \alpha_2(43) = 0.96$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \quad \alpha_3(43) = 0.902$$

Omkrets som er utsatt for uttørking mot atmosfæren:

$$u := 1 \cdot h + 2 \cdot b = (2.2 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Merknad: Her vil de to ytterste platene være utsatt for uttørking ved begge ender, men resterende vil bare ha omkrets $u = 2 \cdot b = (2 \cdot 10^3) \text{ mm}$. Velger å gå videre med $u = (2.2 \cdot 10^3) \text{ mm}$. Dette er en konservativ beslutning.

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 181.818 \text{ mm}$$

Antar innvendig relativ luftfuktighet, $RH := 30 \%$

Faktoren ϕ_{RH} tar hensyn til virkningen av RH på det normerte kryptallet iht. EC2, B.3b:

$$\phi_{RH}(h_0) := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1(43) \right) \cdot \alpha_2(43)$$

$$\phi_{RH}(181.818) = 1.986$$

Faktoren $\beta(f_{cm})$ tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet iht. EC2, B.4:

$$\beta_c(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \beta_c(43) = 2.562$$

Faktoren $\beta(t_0)$ tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålasting iht. EC2, B.5:

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

Egenlast påført etter 3 dager:

$$\beta(3) = 0.743$$

Nyttelast påført etter 28 dager:

$$\beta(28) = 0.488$$

Beregning av normert kryptall, $\phi_t = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ iht. EC2, B.1:

$$\phi_3 := \phi_{RH}(181.818) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(3) = 3.782$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH}(181.818) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(28) = 2.486$$

Beregning av langtids E -modul:

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = (7.111 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{28}} = (9.754 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Momentbidrag fra lastene:

$$M_{gd} := \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 38.612 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{pga. egenlast})$$

$$M_{qd} := \frac{q_k \cdot L^2}{8} = 15.445 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{pga. nyttelast})$$

Midlere E-modul iht. Sørensen, 6.14 (del 2):

$$\text{Antar } \gamma_p := 1.0 \quad (\text{EC2, 2.4.2.2(1)})$$

$$M_{pd} := M_p \cdot \gamma_p = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_i := M_{gd} + M_{qd} + M_{pd} = 34.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}} = (4.313 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^3$$

$$E_{\text{middel}} := \frac{\Sigma M_i}{\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}}} = (8.081 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenningsberegning

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_2 := \frac{E_p}{E_{\text{middel}}} = 24.13$$

$$A_{t.2} := A_c + (\eta_2 - 1) \cdot A_p = (2.093 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.2} := \frac{(\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.2}} = 1.769 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om t_p iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.2} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.2}^2 + (\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.2})^2 = (6.808 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial om moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$M_p = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.2} := M_p + M_{gd} + M_{qd} = 34.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utregninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ($y_u = 100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.u2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_u - y_{t.2})}{I_{t.2}} = 2.735 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Strekk})$$

I overkant ($y_o = -100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.o2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_o - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -7.504 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ($y_s = 40 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.t2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_s - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -0.336 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Beregner betongtøyning ved spennarmering:

Kort tid: $\epsilon_{ck.t} := \frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} = -3.583 \cdot 10^{-5}$
 $\Delta\epsilon_{pk} := \epsilon_{ck.t}$

Lang tid: $\epsilon_{cl.t} := \frac{\sigma_{c.t2}}{E_{middel}} = -4.164 \cdot 10^{-5}$
 $\Delta\epsilon_{pl} := \epsilon_{cl.t}$

Spenningsendring i spennarmering:

Kort tid: $\Delta\sigma_{pk} := \Delta\epsilon_{pk} \cdot E_p = -6.987 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Lang tid: $\Delta\sigma_{pl} := \Delta\epsilon_{pl} \cdot E_s = -8.744 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Spenningsendring pga. kryp:

$$\Delta\sigma_{p,kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = -1.757 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering:

$$Prosent_kryp := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p,kryp})}{\sigma_p} \cdot 100 = 0.146 \%$$

Svinn

Antar konservativt fri svinntøyning $\varepsilon_{cs} := -0.5 \cdot 10^{-3} = -5 \cdot 10^{-4}$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning iht. Sørensen, 6.15 (del 2):

$$N_s := \text{abs}(\varepsilon_{cs}) \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN}$$

Resulterende svinntøyning iht. Sørensen, 6.16 (del 2):

$$\Delta\varepsilon_{p,svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_{t,2}} + \frac{N_s \cdot (e_n - y_{t,2})^2}{E_{middel} \cdot I_{t,2}} = -4.666 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring pga. svinn:

$$\Delta\sigma_{p,svinn} := \Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p = -90.982 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon i kraft:

$$Prosent_svinn := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p,svinn})}{\sigma_p} \cdot 100 = 7.582 \%$$

Nedbøyning etter lang tid (kryp og svinn)

Har beregnet treghetsmomentet for transformert tverrsnitt $I_{t,2} = (6.808 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$ og

$$E_{middel} = (8.081 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir bøyestivheten etter lang tid:

$$EI_{lang} := I_{t,2} \cdot E_{middel} = (5.502 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyning:

$$\delta_{lang} := \frac{1}{384} \cdot \frac{(g_{Ed} + q_{Ed}) \cdot L^4}{EI_{lang}} = 17.072 \text{ mm}$$

Svinnets påvirkning på nedbøyning iht. Sørensen, 5.33:

$$k_s := \frac{N_s \cdot e_n}{EI_{lang}} = (2.835 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Enhetslastmetoden gir nedbøyning iht. Sørensen, eksempel 5.6 side 136:

$$\delta_{svinn} := \frac{k_s \cdot L^2}{8} = 2.19 \text{ mm}$$

Total langtidsnedbøyning:

$$\delta_{tot} := \delta_{lang} + \delta_{svinn} = 19.262 \text{ mm}$$

Sjekker mot nedbøyningskravet

if $\delta_{tot} < \frac{L}{250}$	= "Nedbøyningskravet er innfridd"
"Nedbøyningskravet er innfridd"	
else	
"Ikke OK nedbøyning"	

Relaksasjon

Definerer relaksasjonsklasse, klasse 2 tråd eller tau - lav relaksasjon, etter EC2, 3.3.2(4).

Har ikke informasjon fra produsentens sertifikat for p_{1000} -> Bruker verdien $p_{1000} := 2.5$ for klasse 2 iht. EC2, 3.3.2(7).

Beregning av relaksasjonstapet iht. EC2, 3.3.2(7) og 5.10.4(1)(i):

$$\sigma_{pi} := \sigma_p - \Delta\sigma_{l\ddot{a}s} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_t = 968.887 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.57$$

Endelig relaksasjonstap etter $t := 500000$ timer:

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot p_{1000} \cdot e^{(9.1 \cdot \mu_r)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 21.219 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap pga. relaksasjon:

$$Prosent_relaksasjon := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 2.19 \%$$

Samlet tap etter lang tid pga. kryp, svinn og relaksasjon:

$$Prosent_samlet := Prosent_kryp + Prosent_svinn + Prosent_relaksasjon = 9.918 \%$$

$$Samlet_tap := \frac{Prosent_samlet}{100} = 0.099$$

Bruddgrensetilstand:

Forspenning etter umiddelbare tap:

$$\sigma_{pi} = 968.887 \frac{N}{mm^2}$$

Initiell tøyingsdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pi}}{E_p} = 0.005$$

Tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap} := Samlet_tap \cdot \varepsilon_{p0} = 4.928 \cdot 10^{-4}$$

Effektiv tøyingsdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.004$$

Trykksonehøydefaktor iht. Sørensen, 7.7 (del 2):

$$\varepsilon_{cu1} := 0.035 \quad (\text{Tabell 3.1, EC2})$$

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu1}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu1}} = 0.935$$

Balansert armeringsmengde iht. Sørensen, 7.8 (del 2):

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d = (1.541 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

if $A_p < A_{pb}$ | = "Underarmert armering, duktilt"
|| "Underarmert armering, duktilt"
else
|| "Overarmert armering, sprøtt"

Reell alfa iht. Sørensen, 7.9 (del 2):

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.243$$

Tverrsnittets momentkapasitet iht. Sørensen, 7.5 (del 2):

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 68.151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{Rd} > M_{Ed}$ | = "Momentkapasitet OK"
|| "Momentkapasitet OK"
else
|| "Momentkapasitet ikke OK"

Kontroll av oppspenningstilstand

Antar sementklasse N og at spennarmeringen klippes etter tre døgn.

Spennstålets maksimale flytetøyning iht. EC2, NA.3.3.6:

$$\sigma_{p,max,s} := 1.04 \cdot \frac{f_{p,0.1k}}{\gamma_s} = (1.402 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{ck} := \frac{\sigma_{p,max,s}}{E_p} = 0.007$$

$$\varepsilon_{ud} := \max(0.01, 0.4 \cdot \varepsilon_{ck}) = 0.01$$

Betongens trykkfasthet etter tre døgn iht. EC2, 3.1.2(5) og 3.1.2(6):

$$s := 0.25$$

$$\beta_{cc}(t) := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)} \quad \beta_{cc}(3) = 0.598$$

$$f_{cm,t}(t) := \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad f_{cm,t}(3) = 25.724 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd,t}(t) := 0.85 \cdot \frac{f_{cm,t}(t)}{1.5} \quad f_{cd,t}(3) = 14.577 \frac{N}{mm^2}$$

Initiell spennkraft:

$$P_0 := \sigma_p \cdot A_p = 480 \text{ kN}$$

Dimensjonerende ytre aksialkraft:

$$\text{Velger } \gamma_{p, fav} := 1.1$$

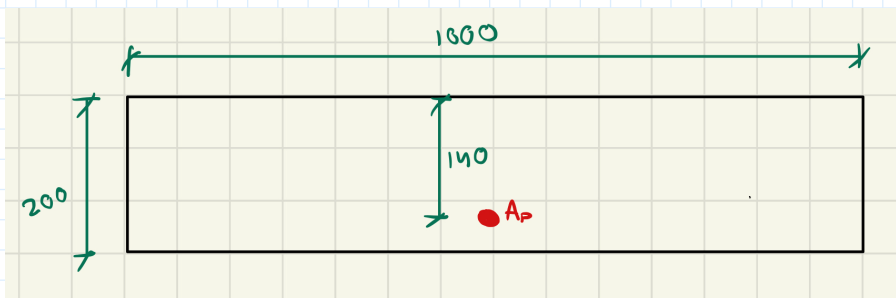
(EC2, NA.2.4.2.2(1))

$$N_{Ed} := P_0 \cdot \gamma_{p, fav} = 528 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment:

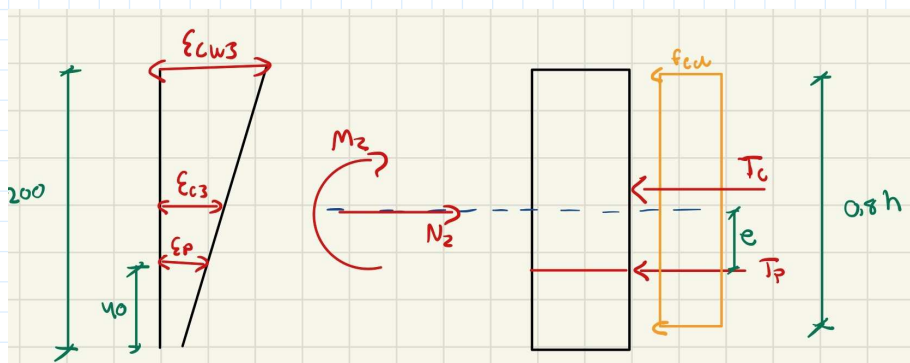
$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_n = 21.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tversnitt:



Velger tre tøyningstilstander til M-N diagram:

1. Rent trykk



$$\varepsilon_{c,1} := 1.75 \cdot 10^{-3} ; \varepsilon_{p,1} := \varepsilon_{c,1}$$

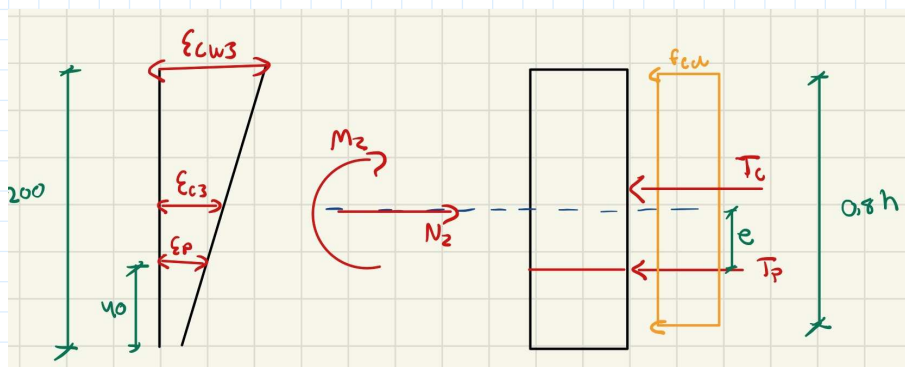
$$T_{c,1} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot h = (2.915 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$T_{p,1} := \varepsilon_{p,1} \cdot E_p \cdot A_p = 136.5 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_{c,1} + T_{p,1} = (3.052 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_1 := -T_{p,1} \cdot e_n = -5.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Trykkbrudd i betong



$$\varepsilon_{cu3} := 0.0035$$

$$\varepsilon_{c,2} := \varepsilon_{cu3} = 0.004$$

$$\varepsilon_{p,2} := \frac{e_n}{h} \cdot \varepsilon_{c,2} = 0.0007$$

(Tabell 3.1, EC2)

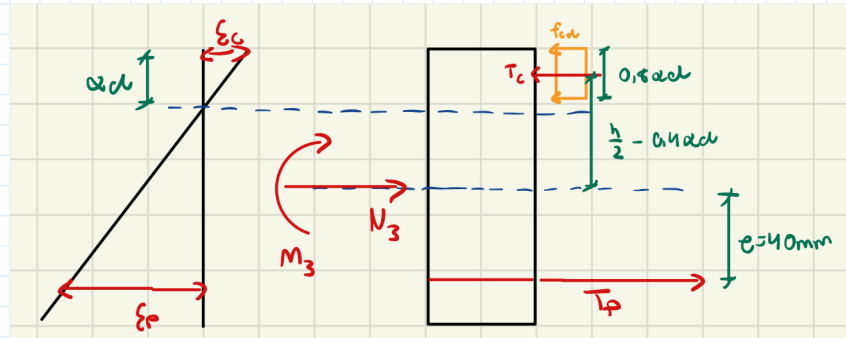
$$T_{c,2} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot (0.8 \cdot h) = (2.33 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$T_{p,2} := \varepsilon_{p,2} \cdot E_p \cdot A_p = 54.6 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_{c,2} + T_{p,2} = (2.387 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$M_2 := T_{c,2} \cdot (0.5 h - 0.4 h) - T_{p,2} \cdot e_n = 44.463 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. Balansepunkt



$$\varepsilon_{p,3} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.007$$

$$\varepsilon_{c,3} := \varepsilon_{cu3} = 0.0035$$

$$\alpha_{3,1} := \frac{\varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{p,3} + \varepsilon_{c,3}} = 0.336$$

$$\alpha_{3,1} \cdot d = 47.061 \text{ mm}$$

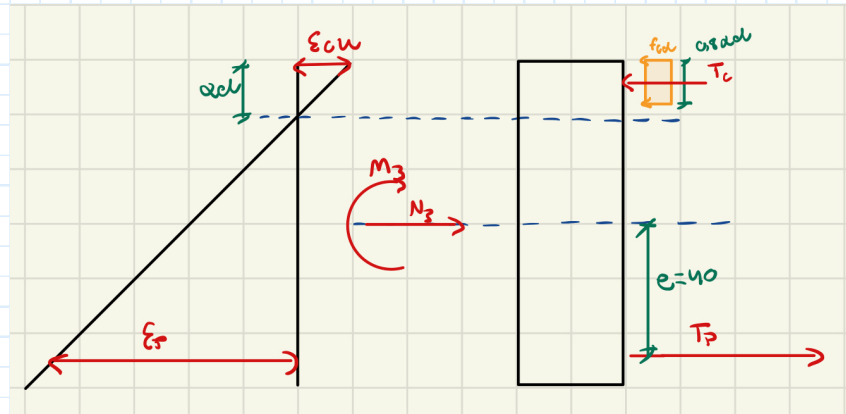
$$T_{c,3} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_{3,1} \cdot d = 548.816 \text{ kN}$$

$$T_{p,3} := -1 \cdot f_{pd} \cdot A_p = -539.13 \text{ kN}$$

$$N_3 := T_{c,3} + T_{p,3} = 9.686 \text{ kN}$$

$$M_3 := T_{c,3} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_{3,1} \cdot d \right) + \text{abs}(T_{p,3}) \cdot e_n = 66.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4. Vilkårlig punkt: Velger $\varepsilon_{c,4} := \varepsilon_{cu3} = 0.004$ og $\varepsilon_{p,4} := 2 \cdot \frac{f_{pk}}{E_p} = 0.017$



$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{c,4}}{\varepsilon_{p,4} + \varepsilon_{c,4}} = 0.167 \quad \alpha_4 \cdot d = 23.405 \text{ mm}$$

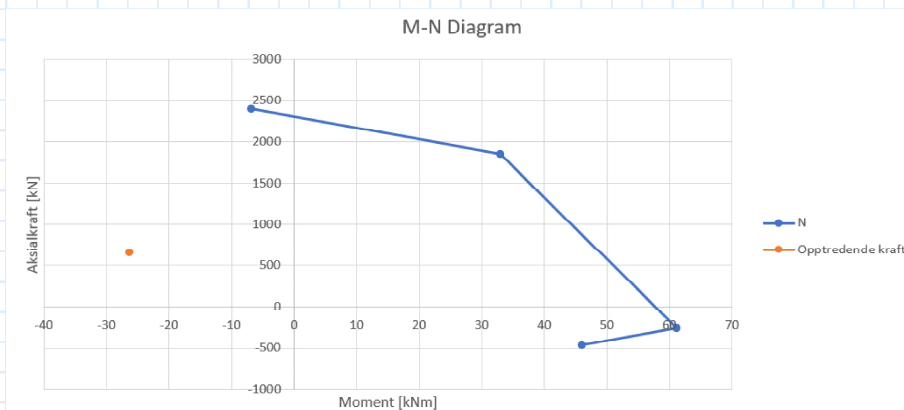
$$T_{c,4} := f_{cd,t}(3) \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha_4 \cdot d = 272.939 \text{ kN}$$

$$T_{p,4} := T_{p,3} = -539.13 \text{ kN}$$

$$N_4 := T_{c,4} + T_{p,4} = -266.191 \text{ kN}$$

$$M_4 := T_{c,4} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_4 \cdot d \right) + \text{abs}(T_{p,4}) \cdot e_n = 46.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

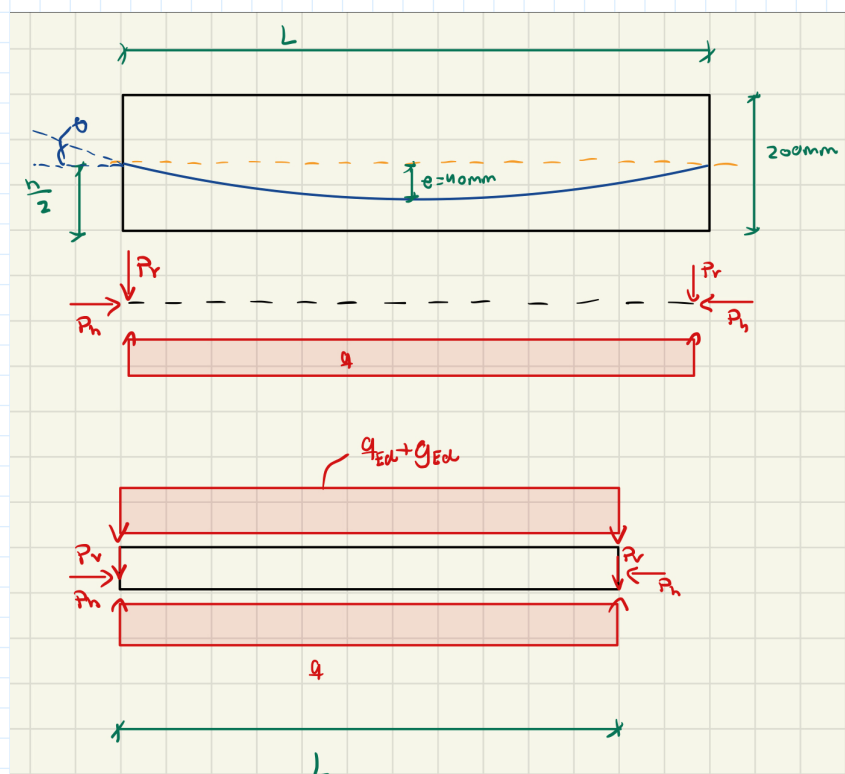
M-N diagram:



Kontroll av skjær

Her velges $\gamma_{P, fav} := 0.9$ iht. EC2, NA.2.4.2.2(1).

Bruker ekvivalente krefter fra spennarmeringen og betrakter dem som ytre laster for beregning av opptredende krefter.



Velger å benytte $P := P_0 = 480 \text{ kN}$ uten umiddelbare tap. Dette vil i praksis være et konservativt valg.

I beregningene er det antatt liten vinkel, slik at $\sin(\theta) := 0$ og $\cos(\theta) := 1$

Vertikal forankringskraft iht. Sørensen, 4.8 (del 2):

$$P_v := \gamma_{P, fav} \cdot P \cdot \frac{4 \cdot e_n}{L} = 8.794 \text{ kN}$$

Horisontal forankringskraft:

$$P_H := \gamma_{P, fav} \cdot P = 432 \text{ kN}$$

Vertikal jevnt fordelt løftkraft iht. Sørensen, 4.8 (del 2):

$$P_e := N_t \cdot e_n = -19.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$q := \frac{8 \cdot P_e}{L^2} = -2.486 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Oppoverrettet})$$

Vertikal jevnt fordelt last fra nytte- og egenlast:

$$Q := g_{Ed} + q_{Ed} = 9.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Krefter fra ytre last og fra spennarmering motvirker hverandre - gir samlet lastvirkning:

$$V_{Ed} := \frac{(Q + q) \cdot L}{2} = 27.368 \text{ kN}$$

Redusert skjærkraft pga. last nært opplegg iht. EC2, 6.2.1(8):

$$V_{Ed, red} := V_{Ed} - (Q + q) \cdot d = 26.393 \text{ kN}$$

Kontroll av skjær gjennomføres videre iht. EC2, 6.2

Oppspenningskraft inkludert tap, $P_{inkl, tap} := \sigma_{pi} \cdot A_p = 387.555 \text{ kN}$

Aksiell trykkraft, $N_{Ed} := \gamma_{P, fav} \cdot P_{inkl, tap} \cdot (1 - \text{Samlet_tap}) = 314.204 \text{ kN}$

Skjærkapasitet, $V_{Rd, c}$: (EC2, 6.2.2(1))

$$k_V := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.195$$

if $k_V < 2.0$ | = "Bruk $k_{v2} = 2.0$ videre"
|| "Bruk verdien for k_v "
else
|| "Bruk $k_{v2} = 2.0$ videre"

$$k_{V2} := 2.0$$

$$\rho_l := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.003$$

if $\rho_l < 0.02$	= "Bruk verdien for ρ_l "
"Bruk verdien for ρ_l "	
else	
"Bruk $\rho_l = 0.02$ videre"	
$k_2 := 0.18$	
$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$	
$k_1 := 0.15$	
$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.571 \frac{N}{mm^2}$	
if $\sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd}$	= "Bruk verdien for σ_{cp} "
"Bruk verdien for σ_{cp} "	
else	
"Bruk $\sigma_{cp} = 0.2 \cdot f_{cd}$ videre"	
$V_{Rd.c} = \left(C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d$	
$V_{Rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = 105.38 \text{ kN}$	
<i>Med en minste verdi iht. EC2, 6.6.2:</i>	
$v_{min} = 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$	
$v_{min} := 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 0.586 \frac{N}{mm^2}$	
$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 114.984 \text{ kN}$	
<i>Bruker den minste verdien:</i>	
if $V_{Rd.c} < V_{Rd.c.min}$	= "Bruk $V_{Rd.c}$ "
"Bruk $V_{Rd.c}$ "	
else	
"Bruk $V_{Rd.c.min}$ "	

Sjekker om det må skjærarmere:

if $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ = "Trenger ikke å skjærarmere"
|| "Trenger ikke å skjærarmere"
else
|| "Må skjærarmere"

Iht. EC2, 6.2.1 (4), trenger ikke plater minimum skjærarmering.

Beregning av resonansfrekvensverdi. Benytter "dynamisk E-modul" med en anbefalt verdi $3.5 - 4.5 \cdot 10^{10}$

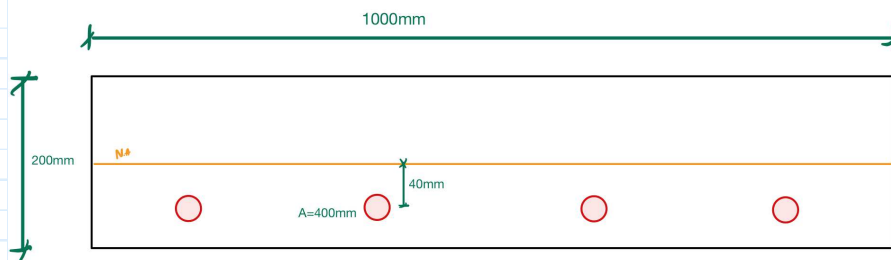
$$E_d := 4.0 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad m := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 101.97 \frac{\text{kg}}{\text{kN}} = 203.94 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (6.667 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot I}{m}} = 9.194 \text{ Hz}$$

Konklusjon:

- $4 \cdot \phi 11.3$ spennarmering med avstand $z = 60 \text{ mm}$ fra bunn til tyngdepunkt
- Tverrsnittet har tilstrekkelig motstand mot vibrasjoner



D.2 Forspente hulldekker

D.2 FORSPENT HULLDEKKE	
<u>Henviser til:</u>	
NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	
NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	
Sørensen, S.I. (2020). <i>Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2</i> . (2. utg.). Fagbokforlaget	
<u>Antagelser:</u>	
BETONG	
• Betongklasse B35: Karakteristisk fasthet, $f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
• $f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
• $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
• $E_{cm} := 34 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$	(Tabell 3.1, EC2-1-1)
• Materialfaktor (vedvarende og forbigående), $\gamma_c := 1.5$	(Tabell 2.1N, EC2-1-1)
• Dimensjonerende fasthet, $f_{cd} := 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$	
• Tyngdetetthet normalbetong, $\gamma := 24 \frac{kN}{m^3} + 1 \frac{kN}{m^3} = 25 \frac{kN}{m^3}$	(Tabell A.1, EC1-1-1)
• Spennvidde, $L := 7860 \text{ mm}$	
• Bredde, $b := 1200 \text{ mm}$	(Per element)
• Egenvekt, $g_{k,c} := 25 \frac{kN}{m^3}$	
• Lastfaktor, $\gamma_{lf} := 1.35$	(Nyttelast og egenlast)
• Tverrsnittshøyde, $h := 200 \text{ mm}$	
• Antall hull, $n_h := 6$	
• Huldiameter, $\phi_h := 155 \text{ mm}$	
• Betongareal, $A_c := b \cdot h - \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot n_h = (1.268 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$	
• Eksponeringsklasse:	(Tabell 4.1, EC2-1-1)
Velger eksponeringsklasse X0 pga. betongdekke ligger inne i oppvarmede og tørt rom	
• Konstruksjonsklasse S4 (anbefalt verdi for brukstid på 50 år)	(4.4.1.2(5), EC2-1-1)
• Egenlast påføres 3 dager etter støp	
• Nyttelast påføres 28 dager etter støp	

SPENNARMERING

- Elastisitetsmodul stål, $E_s := 210 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$
- Diameter, velger $\phi_p := 11.3 \text{ mm}$
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående), $\gamma_s := 1.15$ (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Areal per tau, $A_{tau} := \left(\frac{\phi_p}{2}\right)^2 \cdot \pi = 100 \text{ mm}^2$
- Antall tau, $n_{tau} := 3$
- Total spennarmeringsareal, $A_p := A_{tau} \cdot n_{tau} = 300.862 \text{ mm}^2$
- Oppspenningskraft per tau, $P_{jekk.tau} := 120 \text{ kN}$
- Total oppspenningskraft, $P_{jekk.tau} := P_{jekk.tau} \cdot n_{tau} = 360 \text{ kN}$
- Spenntau, $E_p := 1.95 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$ (3.3.6(3), EC2-1-1)
- Spennstålets "0.1 %-grense", $f_{p.0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$
- Spennstålets "fasthet", $f_{pk} := 1700 \frac{N}{mm^2}$
- $f_{pd} := \frac{f_{p.0.1k}}{\gamma_s} = (1.348 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$
- Låseglidning, $\Delta L_{lås} := 5 \text{ mm}$
- Beliggenhet fra nøytralakse, $e_n := 55 \text{ mm}$

Laster

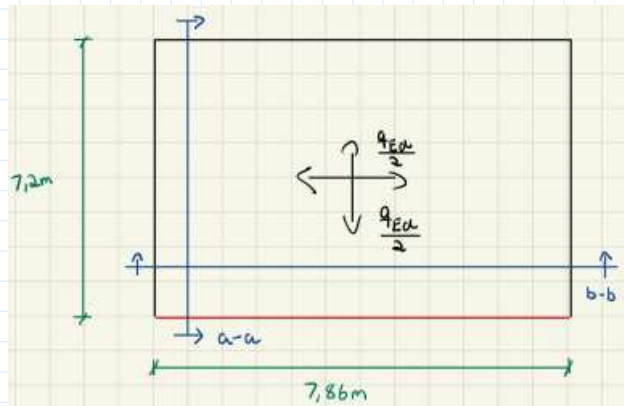
Nyttelast:

$$q_k := 2 \frac{kN}{m} \qquad q_{Ed} := q_k \cdot \gamma_{lf} = 2.7 \frac{kN}{m}$$

Egenlast:

$$g_k := g_{k.c} \cdot A_c = 3.17 \frac{kN}{m} \qquad g_{Ed} := g_k \cdot \gamma_{lf} = 4.279 \frac{kN}{m}$$

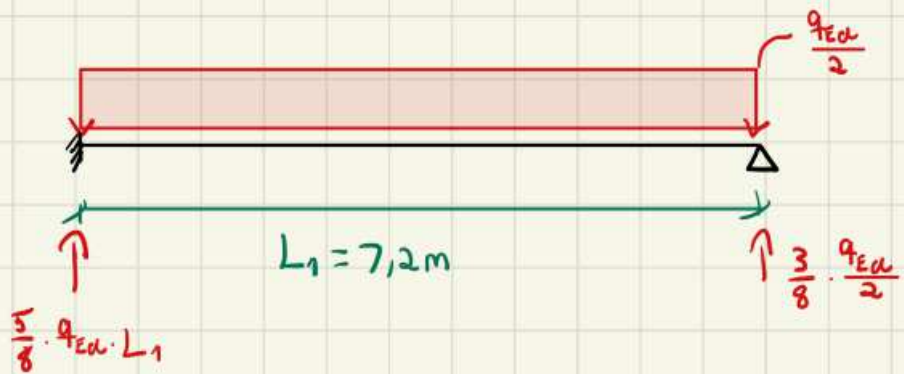
Beregning av opptredende moment i kritisk snitt ved bruk av stripemetoden:



Snitt a-a:

Har her antatt en fordeling lik som en bjelke som er fast innspent ved en ende og er fritt opplagt på den andre siden.

a-a



Snitt b-b:



Snitt b-b med bidrag fra punktlast fra snitt a-a:



Maksimal moment i snitt b-b:

$$M_{max} = \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{16} + \frac{1}{L} * \frac{27 * (q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{80} = 6.5(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{8} = 7.72(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{6.5}{7.72} \approx 0.8 = 80\%$$

Dette tilsvarer ca. 80% av momentet man får ved å betrakte en bjelke, dermed reduseres lastene med en faktor for å oppnå riktig moment:

$$andel_2 := 0.8$$

Minimum overdekning iht. EC2, 4.4.1.2(2)P:

$$C_{min.b} := \max\left(\frac{3}{2} \cdot \phi_p, 10 \text{ mm}\right) = 16.95 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.2, EC2-1-1})$$

$$C_{min.dur} := 25 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.5N, EC2-1-1})$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

Beregning av minste overdekning iht. EC2, 4.4.1.1(1)P:

$$C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P, EC2-1-1})$$

$$C_{nom} := C_{min} + C_{dev} = 35 \text{ mm}$$

Bruksgrensetilstand:

Tap av spennkraft

Største spennkraft iht. EC2, 5.10.2.1:

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p.0.1k}) = (1.36 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Opptredende spenning pga. P_{jekk} :

$$\sigma_p := \frac{P_{jekk}}{A_p} = (1.197 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

if $\sigma_p < \sigma_{p.max}$ | = "OK"
|| "OK"
else
|| "Ikke OK"

Relativ forkortelse ved tøying:

(Sørensen, 5.1)

$$\Delta \varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{L} = 6.361 \cdot 10^{-4}$$

Spennstålets tøyning:

(Sørensen, 5.2 (del 2))

$$\varepsilon_{p.jekkk} := \frac{P_{jekkk}}{E_s \cdot A_p} = 0.006$$

Prosentvis låsetap:

(Sørensen, 5.3 (del 2))

$$Låsetap := \frac{\Delta\varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p.jekkk}} = 0.112$$

Tap av spennkraft pga. låsing:

$$\Delta P_{lås} := \frac{\Delta\varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p.jekkk}} \cdot P_{jekkk} = 40.192 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{lås} := \frac{\Delta P_{lås}}{A_p} = 133.588 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Friksjonstap

Antar friksjonskoeffisient, $\mu := 0.19$

(Tabell 5.1, EC2-1-1)

Antar tilleggskrumning, $k := \frac{0.01}{m}$

(EC2-1-1, 5.10.5.2(3))

Har her rettlinjert armering, $\theta_M := 0$; $\theta_L := 0$

Midtsnitt: $x_m := \frac{L}{2} = (3.93 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Ved passiv forankring: $x_l := L = (7.86 \cdot 10^3) \text{ mm}$

Friksjonstap iht. EC2, 5.10.5.2(1):

$$P_{max} := P_{jekkk} = 360 \text{ kN}$$

Midtsnitt: $\Delta P_{\mu.xm} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_M + k \cdot x_m)}) = 2.678 \text{ kN}$

$$F_m := \frac{\Delta P_{\mu.xm}}{P_{max}} = 0.007$$

Forankring: $\Delta P_{\mu.xl} := P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta_L + k \cdot x_l)}) = 5.336 \text{ kN}$

$$F_l := \frac{\Delta P_{\mu.xl}}{P_{max}} = 0.015$$

Tap pga. friksjon (midtsnitt aktuelt for tilfellet av dekke):

$$\Delta\sigma_f := F_m \cdot \sigma_p = 8.901 \frac{N}{mm^2}$$

Tap på grunn av temperaturdifferanse

Må se på tap av spennkraft pga. temperaturdifferanse siden det er viktigst i sammenheng med førøppspente elementer.

Utgangstemperatur i spenntau, $T_0 := 15$ (i °C)

Temperatur etter oppvarming, $T_1 := 55$ (i °C)

Dette er antagelser gjort etter kvalifisert gjetning og med utgangspunkt fra eksempel i Sørensen. For å beregne nøyaktige temperaturer må det innhentes data fra produsent.

Opprinnelig stålspenning i spennbenk:

$$\sigma_{p0} := \sigma_p = (1.197 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Beregning iht. Sørensen, 5.15:

$$\Delta\sigma_t := (T_1 - T_0) \cdot 10^{-5} \cdot E_s = 84 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Temperaturendringstap} := \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} = 0.07$$

Spenningsberegninger av urisset betong pga. forspenning - Stadium 1

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_1 := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.735$$

$$A_{t.1} := A_c + (\eta_1 - 1) \cdot A_p = (1.282 \cdot 10^5) mm^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.1} := \frac{(\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.1}} = 0.611 mm$$

Arealtreghetsmoment iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.1}^2 + (\eta_1 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.1})^2 = (8.043 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial og moment i betongens tyngdepunkt pga. oppspenningskraften iht. Sørensen, 6.9 (del 2):

$$N_t := -P_{max} = -360 \text{ kN}$$

$$M_{tp.c} := -P_{max} \cdot e_n = -19.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Aksial og moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$N_t = -360 \text{ kN}$$

$$M_{t.1} := M_{tp.c} - N_t \cdot y_{t.1} = -19.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \text{andel}_2 \cdot \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 19.582 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M := M_{t.1} + M_g = 0.002 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utregninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ($y_u := 100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.u1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M \cdot (y_u - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -2.808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I overkant ($y_o := -100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.o1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M \cdot (y_o - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -2.808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ($y_s := e_n$):

$$\sigma_{c.t1} := \frac{-P_{max}}{A_{t.1}} + \frac{M \cdot (y_s - y_{t.1})}{I_{t.1}} = -2.808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Tøyingsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\varepsilon_p := \text{abs}\left(\frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}}\right) = 8.258 \cdot 10^{-5}$$

Spenningsreduksjon i spennarmeringen:

$$\Delta\sigma_p := \Delta\varepsilon_p \cdot E_s = 17.342 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av tillatt trykkspenning i betong:

(EC2, 5.10.2.2(5))

if $\text{abs}(\sigma_{c.u1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$

|| "Sjekk neste"

also if $\text{abs}(\sigma_{c.t1}) < 0.6 \cdot f_{ck}$

|| "Trykkspenningene er innenfor kravet"

else

|| "Kravet er ikke innfridd"

= "Trykkspenningene er innenfor kravet"

Tidsavhengige tap

Kryp

(EC2, B.1)

Faktorer:

(EC2, B.8c)

$$\alpha_1(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7}$$

$$\alpha_1(43) = 0.866$$

$$\alpha_2(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2}$$

$$\alpha_2(43) = 0.96$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5}$$

$$\alpha_3(43) = 0.902$$

Omkrets som er utsatt for uttørking mot atmosfæren:

$$u := 1 \cdot h + 2 \cdot b = (2.6 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 97.527 \text{ mm}$$

Antar innvendig relativ luftfuktighet, $RH := 30 \%$

Faktoren ϕ_{RH} tar hensyn til virkningen av RH på det normerte kryptallet iht. EC2, B.3b:

$$\phi_{RH}(h_0) := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1(43) \right) \cdot \alpha_2(43)$$

$$\phi_{RH}(97.527) = 2.223$$

Faktoren $\beta(f_{cm})$ tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet iht. EC2, B.4:

$$\beta_c(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad \beta_c(43) = 2.562$$

Faktoren $\beta(t_0)$ tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålasting iht. EC2, B.5:

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

Egenlast påført etter 3 dager:

$$\beta(3) = 0.743$$

Nyttelast påført etter 28 dager:

$$\beta(28) = 0.488$$

Beregning av normert kryptall, $\phi_t = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ iht. EC2, B.1:

$$\phi_3 := \phi_{RH}(97.527) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(3) = 4.233$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH}(97.527) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(28) = 2.782$$

Beregning av langtids E-modul:

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = (6.498 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{28}} = (8.99 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Momentbidrag fra lastene:

$$M_{gd} := andel_2 \cdot \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 19.582 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{pga. egenlast})$$

$$M_{qd} := andel_2 \cdot \frac{q_k \cdot L^2}{8} = 12.356 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{pga. nyttelast})$$

Midlere E-modul iht. Sørensen, 6.14 (del 2):

Antar $\gamma_p := 1.0$ (EC2, 2.4.2.2(1))

$$M_{pd} := -P_{max} \cdot e_n \cdot \gamma_p = -19.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_i := M_{gd} + M_{qd} + M_{pd} = 12.138 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}} = (1.341 \cdot 10^{-6}) \text{ m}^3$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma M_i}{\frac{M_{gd}}{E_{cl.3}} + \frac{M_{qd}}{E_{cl.28}} + \frac{M_{pd}}{E_{cl.3}}} = (9.052 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsberegning

Transformert tverrsnitt iht. Sørensen, 6.6 (del 2):

$$\eta_2 := \frac{E_p}{E_{middel}} = 21.542$$

$$A_{t.2} := A_c + (\eta_2 - 1) \cdot A_p = (1.33 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Beliggenhet av det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse iht. Sørensen, 6.7 (del 2):

$$y_{t.2} := \frac{(\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot e_n}{A_{t.2}} = 2.556 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmoment om t_p iht. Sørensen, 6.8 (del 2):

$$I_{t.2} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.2}^2 + (\eta_2 - 1) \cdot A_p \cdot (e_n - y_{t.2})^2 = (8.186 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Aksial om moment som virker i det armerte tverrsnittets tyngdepunktsakse, iht. Sørensen, 6.10a og 6.10b (del 2):

$$N_t = -360 \text{ kN}$$

$$M_{t.2} := N \cdot (e_n - y_{t.2}) + M_{gd} + M_{qd} = 31.938 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utregninger av betongspenninger iht. Sørensen, 6.12 (del 2):

I underkant ($y_u = 100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.u2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_u - y_{t.2})}{I_{t.2}} = 1.094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Strekk})$$

I overkant ($y_o = -100 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.o2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_o - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -6.709 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

I høyde med spennarmering ($y_s = 55 \text{ mm}$):

$$\sigma_{c.t2} := \frac{-P_{max}}{A_{t.2}} + \frac{M_{t.2} \cdot (y_s - y_{t.2})}{I_{t.2}} = -0.661 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Trykk})$$

Beregner betongtøyning ved spennarmering:

$$\begin{aligned} \text{Kort tid:} \quad \varepsilon_{ck.t} &:= \frac{\sigma_{c.t1}}{E_{cm}} = -8.258 \cdot 10^{-5} \\ \Delta\varepsilon_{pk} &:= \varepsilon_{ck.t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lang tid:} \quad \varepsilon_{cl.t} &:= \frac{\sigma_{c.t2}}{E_{middel}} = -7.306 \cdot 10^{-5} \\ \Delta\varepsilon_{pl} &:= \varepsilon_{cl.t} \end{aligned}$$

Spenningsendring i spennarmering:

$$\text{Kort tid:} \quad \Delta\sigma_{pk} := \Delta\varepsilon_{pk} \cdot E_p = -16.103 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Lang tid:
$$\Delta\sigma_{pl} := \Delta\varepsilon_{pl} \cdot E_s = -15.342 \frac{N}{mm^2}$$

Spenningsendring pga. kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pl} - \Delta\sigma_{pk} = 0.762 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering:

$$Prosent_kryp := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p.kryp})}{\sigma_p} \cdot 100 = 0.064 \%$$

Svinn

Antar konservativt fri svinntøyning $\varepsilon_{cs} := -0.5 \cdot 10^{-3} = -5 \cdot 10^{-4}$

Fiktiv kraft som gir armeringen samme tøyning iht. Sørensen, 6.15 (del 2):

$$N_s := \text{abs}(\varepsilon_{cs}) \cdot E_p \cdot A_p = 29.334 \text{ kN}$$

Resulterende svinntøyning iht. Sørensen, 6.16 (del 2):

$$\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_{t,2}} + \frac{N_s \cdot (e_n - y_{t,2})^2}{E_{middel} \cdot I_{t,2}} = -4.647 \cdot 10^{-4}$$

Spenningsendring pga. svinn:

$$\Delta\sigma_{p.svinn} := \Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p = -90.624 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis reduksjon i kraft:

$$Prosent_svinn := \frac{\text{abs}(\Delta\sigma_{p.svinn})}{\sigma_p} \cdot 100 = 7.574 \%$$

Nedbøyning etter lang tid (kryp og svinn)

Har beregnet treghetsmomentet for transformert tverrsnitt $I_{t,2} = (8.186 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$ og

$$E_{middel} = (9.052 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir bøyestivheten etter lang tid:

$$EI_{lang} := I_{t,2} \cdot E_{middel} = (7.41 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøyning:

$$\delta_{lang} := \frac{1}{384} \cdot \frac{(g_{Ed} + q_{Ed}) \cdot L^4}{EI_{lang}} = 9.362 \text{ mm}$$

Svinnets påvirkning på nedbøyning iht. Sørensen, 5.33:

$$k_s := \frac{N_s \cdot e_n}{EI_{lang}} = (2.177 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Enhetslastmetoden gir nedbøyning iht. Sørensen, eksempel 5.6 side 136:

$$\delta_{svinn} := \frac{k_s \cdot L^2}{8} = 1.681 \text{ mm}$$

Total langtidsnedbøyning:

$$\delta_{tot} := \delta_{lang} + \delta_{svinn} = 11.043 \text{ mm}$$

Sjekker mot nedbøyningskravet

if $\delta_{tot} < \frac{L}{250}$	= "Nedbøyningskravet er innfridd"
"Nedbøyningskravet er innfridd"	
else	
"Ikke OK nedbøyning"	

Relaksasjon

Definerer relaksasjonsklasse, klasse 2 tråd eller tau - lav relaksasjon, etter EC2, 3.3.2(4).

Har ikke informasjon fra produsentens sertifikat for p_{1000} -> Bruker verdien $p_{1000} := 2.5$ for klasse 2 iht. EC2, 3.3.2(7).

Beregning av relaksasjonstapet iht. EC2, 3.3.2(7) og 5.10.4(1)(i):

$$\sigma_{pi} := \sigma_p - \Delta\sigma_{l\ddot{a}s} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_t = 970.071 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mu_r := \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = 0.571$$

Endelig relaksasjonstap etter $t := 500000$ timer:

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot p_{1000} \cdot e^{(9.1 \cdot \mu_r)} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_r)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 21.311 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap pga. relaksasjon:

$$Prosent_relaksasjon := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 2.197 \%$$

Samlet tap etter lang tid pga. kryp, svinn og relaksasjon:

$$Prosent_samlet := Prosent_kryp + Prosent_svinn + Prosent_relaksasjon = 9.834 \%$$

$$Samlet_tap := \frac{Prosent_samlet}{100} = 0.098$$

Bruddgrensetilstand:

Dimensjonerende krefter:

$$andel_2 = 0.8$$

$$M_{Ed} := \frac{andel_2 \cdot (q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot L^2}{8} = 43.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{andel_2 \cdot (q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot L}{2} = 21.942 \text{ kN}$$

Avstand fra topprand til armeringens tyngdepunkt:

$$d := 155 \text{ mm}$$

Forspenning etter umiddelbare tap:

$$\sigma_{pi} = 970.071 \frac{N}{mm^2}$$

Initiell tøyingsdifferanse:

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pi}}{E_p} = 0.005$$

Tøyningstap:

$$\Delta\varepsilon_{tap} := Samlet_tap \cdot \varepsilon_{p0} = 4.892 \cdot 10^{-4}$$

Effektiv tøyningsdifferanse:

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.004$$

Trykksonehøydefaktor iht. Sørensen, 7.7 (del 2):

$$\varepsilon_{cu1} := 0.035 \quad (\text{Tabell 3.1, EC2})$$
$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu1}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu1}} = 0.935$$

Balansert armeringsmengde iht. Sørensen, 7.8 (del 2):

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d = (2.048 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

if $A_p < A_{pb}$ | = "Underarmert armering, duktilt"
|| "Underarmert armering, duktilt"
else
|| "Overarmert armering, sprøtt"

Reell alfa iht. Sørensen, 7.9 (del 2):

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.137$$

Tverrsnittets momentkapasitet iht. Sørensen, 7.5 (del 2):

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 59.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

if $M_{Rd} > M_{Ed}$ | = "Momentkapasitet OK"
|| "Momentkapasitet OK"
else
|| "Momentkapasitet ikke OK"

Kontroll av skjær

Her velges $\gamma_{P, fav} := 0.9$ iht. EC2, NA.2.4.2.2(1).

Her er spennarmeringen rettlinjet og vil dermed bare bidra til et ekvivalent moment. Regner videre med $V_{Ed} = 21.942 \text{ kN}$

Kontroll av skjær gjennomføres videre iht. EC2, 6.2

Oppspenningskraft inkludert tap, $P_{inkl.tap} := \sigma_{pl} \cdot A_p = 291.858 \text{ kN}$

Aksiell trykkraft, $N_{Ed} := \gamma_{P, fav} \cdot P_{inkl.tap} \cdot (1 - Samlet_tap) = 236.84 \text{ kN}$

Skjærkapasitet, $V_{Rd.c}$: (EC2, 6.2.2(1))

$$k_V := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.136$$

if $k_V < 2.0$ | = "Bruk $k_{v2} = 2.0$ videre"

|| "Bruk verdien for k_v "

else

|| "Bruk $k_{v2} = 2.0$ videre"

$$k_{v2} := 2.0$$

$$\rho_l := \frac{A_p}{b \cdot d} = 0.002$$

if $\rho_l < 0.02$ | = "Bruk verdien for ρ_l "

|| "Bruk verdien for ρ_l "

else

|| "Bruk $\rho_l = 0.02$ videre"

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 1.868 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

if $\sigma_{cp} < 0.2 \cdot f_{cd}$ | = "Bruk verdien for σ_{cp} "

|| "Bruk verdien for σ_{cp} "

else

|| "Bruk $\sigma_{cp} = 0.2 \cdot f_{cd}$ videre"

$$V_{Rd.c} = \left(C_{Rd.c} \cdot k_{v2} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d$$

$$V_{Rd.c} := \left(C_{Rd.c} \cdot k_{V2} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 35)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b \cdot d = 131.679 \text{ kN}$$

Med en minste verdi iht. EC2, 6.6.2:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_{V2}^{\frac{3}{2}} \cdot 35^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 0.586 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.c.min} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = 161.052 \text{ kN}$$

Bruker den minste verdien:

$$\begin{array}{l|l} \text{if } V_{Rd.c} < V_{Rd.c.min} & = \text{"Bruk } V_{Rd.c}\text{"} \\ \parallel \text{"Bruk } V_{Rd.c}\text{"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"Bruk } V_{Rd.c.min}\text{"} & \end{array}$$

Sjekker om det må skjærarmers:

$$\begin{array}{l|l} \text{if } V_{Ed} < V_{Rd.c} & = \text{"Trenger ikke å skjærarmere"} \\ \parallel \text{"Trenger ikke å skjærarmere"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"Må skjærarmere"} & \end{array}$$

Iht. EC2, 6.2.1 (4), trenger ikke plater minimum skjærarmering.

Beregning av resonansfrekvensverdi. Benytter "dynamisk E-modul" med en anbefalt verdi $3.5 - 4.5 \cdot 10^{10}$

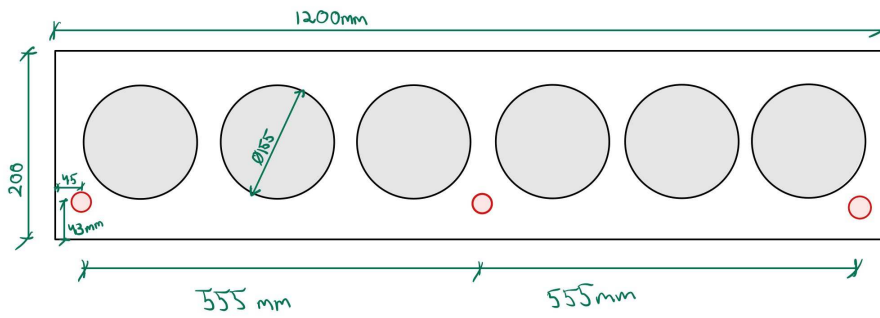
$$E_d := 4.0 \cdot 10^{10} \frac{N}{m^2} \quad m := 2.0 \frac{kN}{m} \cdot 101.97 \frac{kg}{kN} = 203.94 \frac{kg}{m}$$

$$I := 5.92 \cdot 10^{-4} m^4 \text{ (Betongelementboka tabell C.19)}$$

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot I}{m}} = 8.664 \text{ Hz}$$

Konklusjon:

- 3 stk. tau per element $A_p = 300.862 \text{ mm}^2$
- Dekke tilfredsstillende krav mot vibrasjon



D.3 Slakkarmerte betongdekker

D.3 SLAKKARMERT BETONGDEKKE

Henviser til:

NS-EN 1991-1-1, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

NS-EN 1992-1-1, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

Sørensen, S.I. (2020). *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. (2. utg.). Fagbokforlaget

Antagelser:

BETONG

- Betongklasse B35: Karakteristisk fasthet, $f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$ (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$ (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $f_{cm} := 43 \frac{N}{mm^2}$ (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- $E_{cm} := 34 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$ (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- Materialfaktor (vedvarende og forbigående), $\gamma_c := 1.5$ (Tabell 2.1N, EC2-1-1)
- Dimensjonerende fasthet, $f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.833 \frac{N}{mm^2}$
- Tyngdetetthet normalbetong, $\gamma := 24 \frac{kN}{m^3} + 1 \frac{kN}{m^3} = 25 \frac{kN}{m^3}$ (Tabell A.1, EC1-1-1)
- Spennvidde, $L := 7860 \text{ mm}$
- Bredde, $b := 1000 \text{ mm}$ (Per element)
- Høyde, $h := 250 \text{ mm}$
- Betongareal, $A_c := b \cdot h = (2.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$
- Egenvekt, $g_{k,c} := \gamma \cdot h \cdot 1 \text{ m} = 6.25 \frac{kN}{m}$
- Lastfaktor, $\gamma_{lf} := 1.35$ (Nyttelast og egenlast)
- Tøyning ved brudd, $\varepsilon_{cu3} := 0.0035$ (Tabell 3.1, EC2-1-1)
- Eksponeringsklasse: (Tabell 4.1, EC2-1-1)
Velger eksponeringsklasse X0 pga. betongdekke ligger inne i oppvarmede og tørt rom
- Konstruksjonsklasse S4 (anbefalt verdi for brukstid på 50 år) (4.4.1.2(5), EC2-1-1)
- Egenlast påføres 3 dager etter støp
- Nyttelast påføres 28 dager etter støp
- Sementklasse N

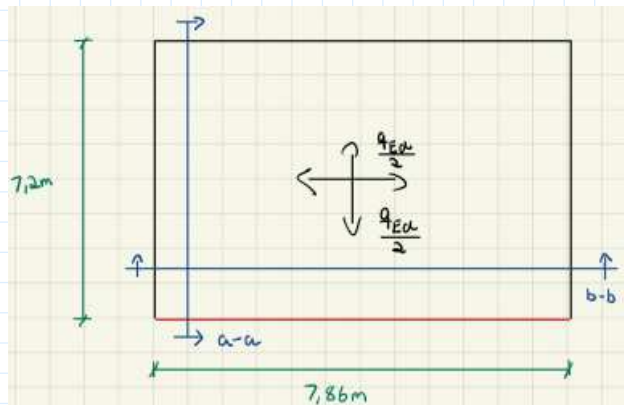
ARMERING

- Elastisitetsmodul stål, $E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$
- Kamstålqualität B500NC, $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$
- Materialfaktor, $\gamma_s := 1.15$
- Dimensjonerende flytespenning, $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$
- Diameter lengdearmring, $\phi := 12 \text{ mm}$
- Antall armeringstenger, $n_s := 24.6$
- Armeringsareal, $A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot n_s = (2.782 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$
- Flytetøyning, $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$

Laster

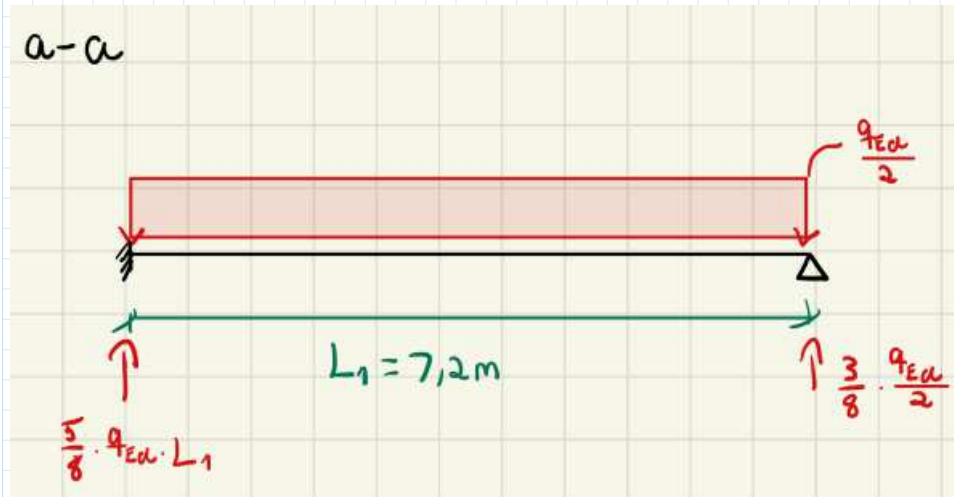
- Egenlast, $g_k := g_{k.c} = 6.25 \frac{kN}{m}$
- Nyttelast, $q_k := 2.0 \frac{kN}{m^2} \cdot b = 2 \frac{kN}{m}$

Beregning av opptredende moment i kritisk snitt ved bruk av stripemetoden:



Snitt a-a:

Har her antatt en fordeling lik som en bjelke som er fast innspent ved en ende og er fritt opplagt på den andre siden.



Snitt b-b:



Snitt b-b med bidrag fra punktlast fra snitt a-a:



Maksimal moment i snitt b-b:

$$M_{max} = \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{16} + \frac{1}{L} * \frac{27 * (q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{80} = 6.5(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) * L^2}{8} = 7.72(q_{Ed} + g_{Ed})$$

$$\frac{6.5}{7.72} \approx 0.8 = 80\%$$

Dette tilsvarer ca. 80% av momentet man får ved å betrakte en bjelke, dermed reduseres lastene med en faktor for å oppnå riktig moment:

$$andel_2 := 0.8$$

Momentet blir dermed

$$M_{Ek} := \frac{andel_2 * (q_k + g_k) * L^2}{8} = 50.968 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Minimum overdekning iht. EC2 4.4.1.2(2):

$$C_{min.b} := \max(\phi, 10 \text{ mm}) = 12 \text{ mm} \quad (\text{Tabell NA.4.2N, EC2-1-1})$$

$$C_{min.dur} := C_{min.b} \quad (\text{Tabell NA.4.4N, EC2-1-1})$$

$$\Delta C_{dev} := 10 \text{ mm} \quad (\text{NA.4.4.1.3(1)P})$$

$$C_{min} := \max(C_{min.b}, C_{min.dur}, 10 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$$

$$C_{nom} := C_{min} + \Delta C_{dev} = 22 \text{ mm}$$

Kontroll av senteravstand:

$$s := \frac{b}{n_s} = 40.65 \text{ mm}$$

$$s_{max.slabs} := \min(3 \cdot h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm} \quad (\text{NA.9.3.1.1(3), EC2-1-1})$$

```

if  $s < s_{max.slabs}$  | = "Senteravstand er ok"
|| "Senteravstand er ok"
else
|| "Senteravstand er ikke ok"

```

Beregning av maksimal avstand fra topp til strekkarmeringens tyngdepunkt:

$$d := h - 20 \text{ mm} - \frac{\phi}{2} = 224 \text{ mm}$$

Bruddgrensetilstand

Dimensjonerende laster og krefter:

$$g_{Ed} := g_k \cdot \gamma_{lf} = 8.438 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed} := q_k \cdot \gamma_{lf} = 2.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := \frac{andel_2 \cdot (q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot L}{2} = 35.016 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := M_{Ek} \cdot \gamma_{lf} = 68.807 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkapasitet

Balansert armeringstverrsnitt:

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu3}} = 0.617 \quad (\text{Sørensen, 4.20})$$

$$A_{s,b} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b = (5.043 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad (\text{Sørensen, 4.21})$$

```

if  $A_s < A_{s,b}$  | = "Underarmert"
|| "Underarmert"
else
|| "Overarmert"

```

Dette gir reell alfa:

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.34 \quad (\text{Sørensen, 4.19})$$

Kontroll av armeringstøyning:

$$\varepsilon_s := \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_{cu3} = 0.0068$$

```

if  $\epsilon_s < 0.03$  | = "Ok"
|| "Ok"
else
|| "Ikke ok"

```

Momentkapasitet:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 234.073 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

```

if  $M_{Rd} > M_{Ed}$  | = "Momentkapasiteten er ok"
|| "Momentkapasiteten er ok"
else
|| "Momentkapasiteten er ikke ok"

```

Kontroll av skjærkapasitet iht. EC2, 6.2

Skjærkapasitet, $V_{Rd,c}$ (EC2, 6.2.2(1))

$$k_V := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.945$$

```

if  $k_V < 2.0$  | = "Bruk verdien for k_v"
|| "Bruk verdien for k_v"
else
|| "Bruk k_v2 = 2.0 videre"

```

$$k_{V2} := 2.0 \quad \rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.012$$

```

if  $\rho_l < 0.02$  | = "Bruk verdien for rho_l"
|| "Bruk verdien for rho_l"
else
|| "Bruk rho_l = 0.02 videre"

```

$$k_2 := 0.18 \quad C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12 \quad k_1 := 0.15$$

$$V_{Rd,c} := C_{Rd,c} \cdot k_V \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 45)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot b \cdot d = 199.885 \text{ kN}$$

Med en minsteverdi:

$$v_{min} := 0.035 \cdot k_V^{\frac{3}{2}} \cdot 45^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{N}{mm^2} = 0.637 \frac{N}{mm^2}$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot b \cdot d = 142.65 \text{ kN}$$

Ser at tverrsnittet har veldig god margin for skjærkapasitet, og velger dermed ikke å kontrollere med en redusert skjærkraft

Brukgrensetilstand

Beregning av langtidsnedbøying.

Faktorer:

$$\alpha_1(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \quad \alpha_1(43) = 0.866$$

$$\alpha_2(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \quad \alpha_2(43) = 0.96$$

$$\alpha_3(f_{cm}) := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \quad \alpha_3(43) = 0.902$$

Omkrets som er utsatt for uttørking:

$$u := 1 \cdot h + 2 \cdot b = (2.25 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse:

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 222.222 \text{ mm}$$

Antar innvendig relativ luftfuktighet, $RH := 30\%$

Faktoren tar hensyn til virkningen av RH på det normerte kryptallet iht. EC2, B.3b:

$$\phi_{RH}(h_0) := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1(43)\right) \cdot \alpha_2(43)$$

$$\phi_{RH}(222.22) = 1.92$$

Faktoren $\beta(f_{cm})$ tar hensyn til betongfastheten på det normerte kryptallet iht. EC2, B.4:

$$\beta_c(f_{cm}) := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad \beta_c(43) = 2.562$$

Faktoren $\beta(t_0)$ tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens aldre ved pålasting iht. EC2, B.5:

$$\beta(t_0) := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})}$$

Egenlast påført etter 3 dager:

$$\beta(3) = 0.743$$

Nyttelast påført etter 28 dager:

$$\beta(28) = 0.488$$

Beregning av normert kryptall, $\phi_t = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ iht. EC2, B.1:

$$\phi_3 := \phi_{RH}(222.22) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(3) = 3.655$$

$$\phi_{28} := \phi_{RH}(222.22) \cdot \beta_c(43) \cdot \beta(28) = 2.403$$

Beregning av langtids E-modul:

$$E_{cl.3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_3} = (7.304 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cl.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{28}} = (9.992 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$$

Momenter fra hvert lastbidrag:

$$M_{gk} := \frac{andel_2 \cdot g_k \cdot L^2}{8} = 38.612 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Egenlast})$$

$$M_{qk} := \frac{andel_2 \cdot q_k \cdot L^2}{8} = 12.356 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ek} = 50.968 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Beregning av midlere E-modul:

$$E_{\text{middel}} := \frac{(M_{Ek}) \cdot 10^6}{\left(\frac{M_{gk} \cdot 10^6}{E_{cl.3}} \right) + \left(\frac{M_{gk} \cdot 10^6}{E_{cl.28}} \right)} = (7.814 \cdot 10^3) \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Sørensen, 5.25})$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{\text{middel}}} = 25.597 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.012 \quad \eta \cdot \rho = 0.318$$

Trykksonehøyde α

$$\alpha_{\text{sone}} := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.541$$

Ekvivalent arealtrehetsmoment:

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha_{\text{sone}}^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{\text{sone}}}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (1.346 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Bøystivheten:

$$EI_c := E_{\text{middel}} \cdot I_c = (1.052 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Nedbøying etter lang tid:

$$\delta_{\text{lang}} := \frac{5}{384} \cdot \frac{\text{andel}_2 \cdot (q_k + g_k) \cdot L^4}{EI_c} = 31.187 \text{ mm}$$

Virkning av svinn på nedbøyinger:

$$\delta_{\text{svinn}} := 0 \text{ mm}$$

Total nedbøying etter lang tid:

$$\delta_{\text{total}} := \delta_{\text{lang}} + \delta_{\text{svinn}} = 31.187 \text{ mm}$$

Kontroll mot krav:

if $\delta_{\text{total}} < \frac{L}{250}$	= "Nedbøying er innenfor krav"
"Nedbøying er innenfor krav"	
else	
"Nedbøyingen er for stor"	

Risskontroll iht. EC2, 7.3.3(2)

Faktor som tar hensyn til overdekning over minimum:

$$k_c := \min\left(\frac{C_{nom}}{C_{min.dur}}, 1.3\right) = 1.3 \quad (\text{NA.7.3.1(5), EC2-1-1})$$

Maksimal rissvidde, $w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.39$ (Tabell NA.7.1N, EC2-1-1)

$$\alpha = 0.34 \quad EI_c = (1.052 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$
$$M_{Ek} = 50.968 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad s = 40.65 \text{ mm}$$

Beregning av armeringsspenning:

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ek} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI_c} = 143.214 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Sørensen, 5.55})$$

Fra tabell 7.2N, EC2 (Interpolert med $\phi = 12 \text{ mm}$):

$$\text{Største tillatte armeringsspenning, } \sigma_{s.tillatt.1} := 222 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Fra tabell 7.3N, EC2 (Interpolert med $s = 40.65 \text{ mm}$):

$$\text{Største tillatte armeringsspenning, } \sigma_{s.tillatt.2} := 286 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Som gir:

$$\sigma_{s.tillatt} := \min(\sigma_{s.tillatt.1}, \sigma_{s.tillatt.2}) = 222 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

if $\sigma_s < \sigma_{s.tillatt}$ | = "Rissviddekontroll er OK"
|| "Rissviddekontroll er OK"
else
|| "Rissviddekontroll er ikke OK"

Beregning av resonansfrekvensverdi. Benytter "dynamisk E-modul" med en anbefalt verdi $3.5 - 4.5 \cdot 10^{10}$

$$E_d := 3.5 \cdot 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad m := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 101.97 \frac{\text{kg}}{\text{kN}} = 203.94 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$$

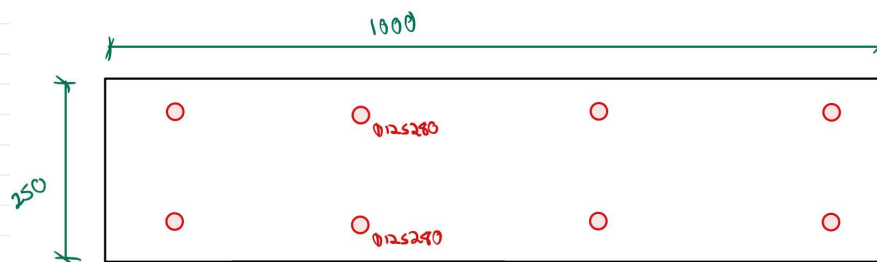
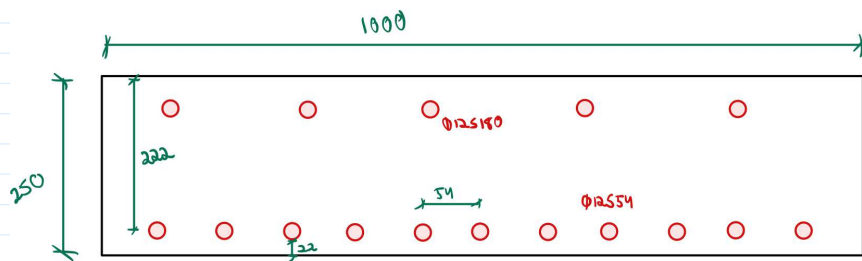
$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E_d \cdot I}{m}} = 12.019 \text{ Hz}$$

Konklusjon:

- Tverrsnitt, $h = 250 \text{ mm}$
- Dekke tilfredsstillende minimumskrav for vibrasjoner

Armering:

- Bunn i lengderetning: $\phi 12s54$
- Tverretning: $\phi 12s280$ topp og bunn
- Topp i lengderetning: $\phi 12s180$
- Total armeringsmengde: $2782 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ i lengderetning og $800 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$ i tverretning



E Beregningsgrunnlag

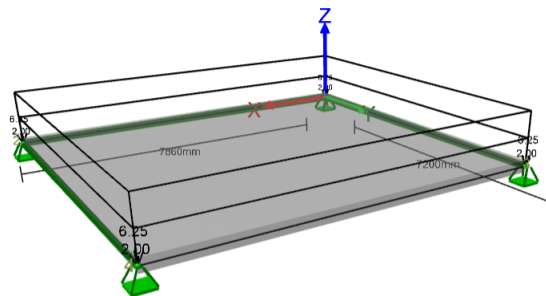
E.1 Kontroll mot FEM-programmet Focus konstruksjon

E.1 Kontroll mot FEM-programmet Focus konstruksjon

Slakkarmert betongdekke:

Modell:

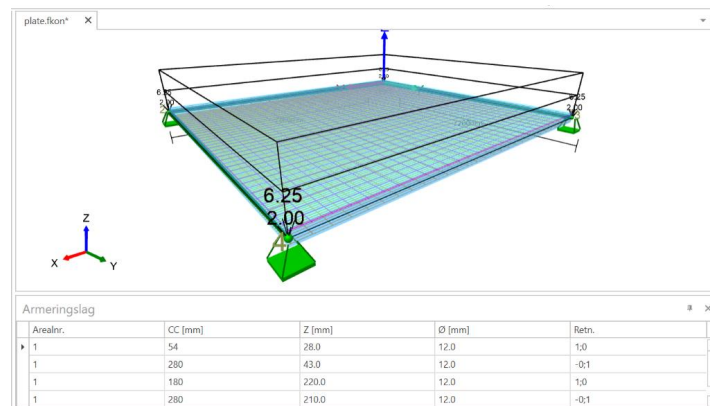
Betongplaten er tegnet med sidekanter lik 7,86 m og 7,2 m. Det er modellert med opplager langs tre av fire sidekanter. Flatelasten er delt i to, med 6,25 kN/m² som egenlast og 2,0 kN/m² i nyttelast. Utklipp fra Focus er gitt i figur 1.



Figur 1 - Modell av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Armering:

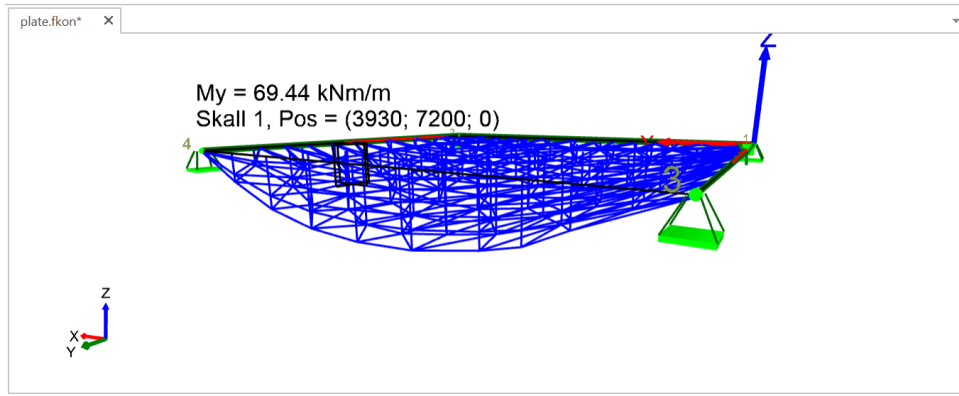
Det er lagt inn lengde- og tverrarmring i henhold til vedlegg D.3 og er illustrert i figur 2.



Figur 2 - Armeringsmodell av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Opptredende moment:

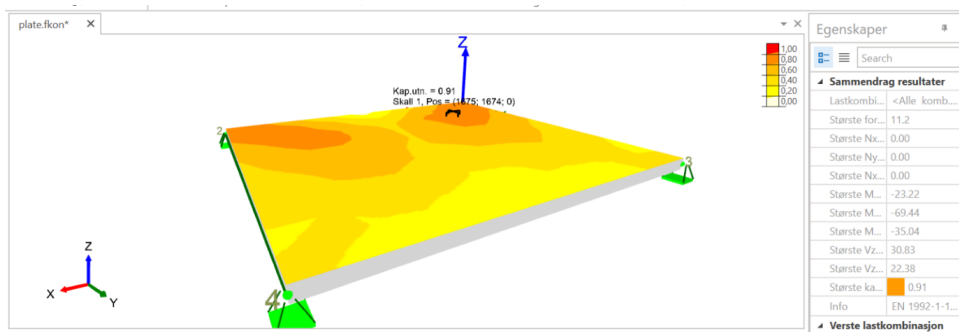
Lineær analyse av platen gir opptredende moment lik 69,44 kNm/m, se figur 3. Dette er <1 % avvik fra beregnet moment i vedlegg D.1.



Figur 3 - Opptredende moment av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Kapasitetskontroll iht. EK2:

Focus utfører en kapasitetskontroll av platen i henhold til Eurokode 2. Figur 4 viser at platen tilfredsstillt krav til kapasitet.



Figur 4 - Kapasitetskontroll iht. EK2 av slakkarmert dekke på Focus for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Forspent hulldekke:

Tabell for overslagsdimensjonering av hulldekker hentet fra Betongelementforeningen.

Denne viser at maks spennvidde er 10 m for HD200, som betyr at dimensjonering i vedlegg D.2 er ok (se figur 5).

50

A4 HJELPEMIDLER TIL OVERSLAGSDIMENSJONERING

Tabell A 4.2. Vekter og anbefalte spennvidder for hulldekker.

Elementtype B / H	Egenvekt av fuget dekke, kN/m ²	Maks. anbefalt spenn- vidde, m
1200 / 200	2,6	10
1200 / 220	3,1	10
1200 / 265	3,7	13
1200 / 285	4,2	13
1200 / 320	4,2	15
1200 / 340	4,7	15
1200 / 400	5,0	17
1200 / 420	5,5	17
1200 / 500	6,8	19
1200 / 520	7,3	19

*Figur 5 - Spennvidder for hulldekker HD200 (Betongelementforeningen, 2018).***Spennarmerte betongdekke:**

Det er ikke benyttet programvare for kontroll for spennarmerte dekker. Dette er fordi Focus konstruksjon ikke har funksjoner for det foreløpig.

E.2 Prisoverslag for de ulike dekketyper for boligblokk A på Kværnerhøyden

E.2 Prisoverslag for de ulike dekketyper for boligblokk A på Kværnerhøyden

Massivtre

Splitkon angir generell pris på massivtredekke til 9000 kr/m³ (P.R. Brox, personlig kommunikasjon, 3. mars 2023). Kolonnen *antall per etg.* i tabell 1 angir et estimat på antall dekkelementer for maksimal spennvidde (C-C) for standard elementbredde for doble langsgående yttersjikt. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for et massivtredekke fra Splitkon følgende:

Estimert pris av massivtredekke for boligblokk på Kværnerhøyden med endret statisk system							
Lengde [mm]	Antall per etg.	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Antall etg.	Totalt volum [m ³]	Pris [kr/m ³]	Totalpris [MNOK]
6210	44	200	1200	12	786,93	9000	7,08

Tabell 1 - Estimert pris av massivtredekke for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Spennarmert betongdekke

Masteroppgaven til Hjelseng angir pris for prefabrikkert betongdekke til 600 kr/m² som er ut ifra en dekketykkelse på 265 mm (Hjelseng, 2014, s.54). Tallene fra Hjelseng er hentet fra AF sin kalkulasjonsavdeling. Pris er korrigert etter dekketykkelse som i denne oppgaven er 200 mm. Kolonnen *antall per etg.* i tabell 2 angir et estimat på antall dekkelementer for aktuell bredde som behøves for minste og største spenn. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for et spennarmert dekke følgende:

Estimert pris av spennarmert dekke for boligblokk på Kværnerhøyden						
	Lengde [mm]	Antall per etg.	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Antall etg.	Sum [m ³]
Minste spenn	5735	24	200	1000	12	330,336
Største spenn	7860	24				452,736
Totalt volum [m ³]	783,072					
Pris [kr/m ³]	3000					
Totalpris [MNOK]	2,35					

Tabell 2 - Estimert pris av spennarmert dekke for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Forspent hulldekke

Pris er angitt og utregnet på lik måte som for spennarmert betongdekke, med unntak at bredden på hulldekke er på 1200 mm istedenfor 1000 mm for spennarmert dekke (se tabell 3). Merk at det også er en reduksjonsfaktor på 0,6 siden hulldekke har 40 % mindre vekt enn spennarmert dekke se vedlegg D.2.

Estimert pris av hulldekker for boligblokk på Kværnerhøyden						
	Lengde [mm]	Antall per etg.	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Antall etg.	Sum [m3]
Minste spenn	5735	20	200	1200	12	330,336
Største spenn	7860	20				452,736
Reduksjonsfaktor	0,6					
Totalt volum [m3]	469,8432					
Pris [kr/m3]	2500					
Totalpris [MNOK]	1,17					

Tabell 3 - Estimert pris av hulldekker for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Slakkarmert betongdekke

Masteroppgaven til Hjelseng angir pris for plasstøpt slakkarmert betongdekke 1250 kr/m² som er ut ifra en dekketykkelse på 265 mm (Hjelseng, 2014, s.54). Tallene fra Hjelseng er hentet fra AF sin kalkulasjonsavdeling. Pris er korrigert etter dekketykkelse som i denne oppgaven er 250 mm, mens øvrige tall er hentet fra Revit. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for et slakkarmert dekke i tabell 4 følgende:

Estimert pris av slakkarmert betongdekke for boligblokk på Kværnerhøyden			
Bredde [mm]	Lengde [mm]	Tykkelse [mm]	Antall etg.
12295	27190	250	12
Totalt volum [m3]	1002,90315		
Pris [kr/m3]	5000		
Totalpris [MNOK]	5,01		

Tabell 4 - Estimert pris av slakkarmert betongdekke for boligblokk A på Kværnerhøyden.

Plattendekker

Elementsalg som er benyttet på Kværnerhøyden angir pris for slakkarmert plattendekker til 410,-/m² for tykkelse 50 mm og 470,-/m² for tykkelse 70 mm eksklusiv frakt for ellers identiske dekker som benyttet i beregninger i oppgaven (T. Bakke, personlig kommunikasjon, 30. mars 2023). Pris er korrigert etter dekketykkelse som i denne oppgaven er 250 mm, mens øvrige tall er hentet fra Revit. Med denne prisantydningen blir totalprisen for blokk A på Kværnerhøyden estimert for plattendekker i tabell 5 følgende:

Estimert pris av plattendekker for boligblokk på Kværnerhøyden			
Bredde [mm]	Lengde [mm]	Tykkelse [mm]	Antall etg.
12295	27190	250	12
Totalt volum [m3]			
	1002,90315		
Pris [kr/m3]			
	2700		
Totalpris [MNOK]			
	2,71		

Tabell 5 - Estimert pris av plattendekker for boligblokk A på Kværnerhøyden.

E.3 Miljøberegninger

E.3 Miljøberegninger

Massivtre

Alle klimaverdier er hentet fra <https://eibrowser.indecol.no/>

Tabell 1 viser miljøpåvirkningen av avfall for massivtre og utvinning/produksjon i CO₂-Eq.

name	unit	value	
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		0,03681007	Treatment for waste wood in Norway
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		20,5523572	Impact of solid wood in Europe (without CH)

Tabell 1 - Klimatall for behandling av avfall og påvirkning av massivtre.

Tabell 2 viser midlere densitet for fasthetsklasse T22 og T15, hentet fra Splitkon sin tekniske godkjenning, samt totalt volum utregnet i vedlegg E.1.

Data for beregning av totalmasse	
rho, T22 [kg/m3]	470
rho, T15 [kg/m3]	430
Totalt volum [m3]	786,93

Tabell 2 - Data for beregning av totalmasse for massivtredekke.

Klimapåvirkningen er beregnet ut ifra et massivtredekke med 5-sjikt standard elementbredde og doble langsgående yttersjikt (se tabell 3). Klimapåvirkning og klimaavfall er beregnet ut ifra totalmasse.

Spennvidde (C-C) [mm]	Totalmasse [kg]	Total klimapåvirkning [tonn*CO2-Eq]	Total klimaavfall [tonn*CO2-Eq]
6210	1817808,30	37360,25	66,91
CLT 200 (5ss)			

Tabell 3 - Klimapåvirkning av massivtredekke.

Transport

Tabell 4 viser miljøpåvirkning av transport i CO₂-Eq.

name	unit	value	
Climate change; GWP100; kg CO2-Eq		0,35618701	Impact of transport global with metric ton*km

Tabell 4 - Klimatall for transport.

Tabell 5 viser avstand fra nærmeste leverandør av dekkeelement til boligblokk A på Kværnerhøyden. Klimapåvirkning av transport er beregnet ut ifra avstanden.

	Avstand fra leverandør til Svartdalsparken [km]	Klimapåvirkning av transport [tonn*km*CO2-Eq]	
Massivtre	71,1	0,025	Splitkon
Spennarmert	15	0,005	Norbetong Gjelleråsen
Hulldেকে	15	0,005	Norbetong Gjelleråsen
Slakkarmert	15	0,005	Norbetong Gjelleråsen
Plattendekker	24,4	0,009	Elementsalg AS

Tabell 5 - Klimapåvirkning av transport.

Betong

Tabell 6 viser miljøpåvirkningen for ulike betongklasser samt behandling av betongavfall i CO₂-Eq.

name	unit	value	
Climate change; GWP100;	kg CO2-Eq	239,520995	Impact of concrete B20 global
Climate change; GWP100;	kg CO2-Eq	243,479161	Impact of concrete B25 global
Climate change; GWP100;	kg CO2-Eq	337,528564	Impact of concrete B35 global
Climate change; GWP100;	kg CO2-Eq	0,00827552	Treatment of waste concrete

Tabell 6 - Klimatall for betong.

Tabell 7 viser egenvekt for betong og totalt volum for hver betongtype utregnet i vedlegg E.1.

	Egenvekt [kg/m3]	Totalt volum [m3]
Spennarmert	2548	783,072
Hulldekke		469,843
Slakkarmert		1003,903
Plattendekker		1003,903

Tabell 7 - Data for beregning av totalmasse for hver betongtype.

Klimapåvirkningen er beregnet ut ifra ulike betongklasser og klimaavfall for hver betongtype (se tabell 8). Klimapåvirkning og klimaavfall er beregnet ut ifra totalmasse.

	Totalmasse [kg]	Total klimapåvirkning [tonn*CO2-Eq]			Total klimaavfall [tonn*CO2-Eq]
		B20	B25	B35	
Spennarmert	1995267,456	477908,45	485806,05	673459,76	16,51
Hulldekke	1197159,964	286744,95	291483,50	404075,68	9,91
Slakkarmert	2557944,844	612681,49	622806,27	863379,45	21,17
Plattendekker	2557944,844	612681,49	622806,27	863379,45	21,17

Tabell 8 - Klimapåvirkning av betong.

E.4 Lydisolasjon av tekniske føringer

E.4 Lydisolasjon av tekniske føringer

Beregning av nødvendig lydisolasjon mot tekniske føringer for spennarmert betongdekke er gjennomført i henhold til Byggforskserien 553.182. Beregningsgangen utført i tabell 1 og er lik som tabell 721. Videre henvisninger av figurer/tabeller nedenfor er i samme blad.

Trinn	Forutsetninger	Referanse	Lydnivåer [dB]
a) + b)	Referansesituasjon c og støysvake plastrør	Figur 42/Tabell 42	50
c)	Himling med 13mm gipsplate + 30mm mineralull	Tabell 65	-20
f)	Beregningsresultat		30
	Krav	Tabell 14	32
	Kontroll	Resultat < Krav	OK

Tabell 1 - Beregning av nødvendig lydisolasjon mot tekniske føringer for spennarmert betongdekke.

E.5 Beregning av nødvendig armeringsdybde i branntilstand for forspente hulldekker

E.5 Beregning av nødvendig armeringsdybde for forspente hulldekker HD200 for brannklasse 3

Henviser til:

Betongelementforeningen, bind D – Brannmotstand, bestandighet og tetting

<http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookD.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindD/Forord.pdf&BookId=D>)

NS-EN-1990 – Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner

Forutsetninger (Verdier hentet fra vedlegg D.3):

Spennstålets fasthet:

$$f_{p0,1k} = 1550 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende last:

$$q_{Ed} = 6,98 \frac{kN}{m}$$

Indre momentarm:

$$z = 155 \text{ mm}$$

Spennstålets strekkapasitet:

$$F_p = A_p * \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 135 \text{ kN pr. tau}$$

Total strekkapasitet per element:

$$S_d = n * F_p = 404 \text{ kN}$$

Momentkapasitet per element:

$$M_d = S_d * z = 62,7 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment (hentet fra vedlegg D.3):

$$M_{Ed} = 43,1 \text{ kNm}$$

Ekvivalent høyde:

$$A = 126\,800 \text{ mm}^2$$

$$h_{ekv} = \frac{A}{1200} = 106'$$

Faktor som tar høyde for bruksområde (innendørs bostedsarealer valgt):

$$\psi_2 = 0,3 \quad (\text{NS-EN 1990, NA Tabell A1.1})$$

Dimensjonerende last i brannsituasjon:

$$q_{Ed,fi} = 3,17 + 0,3 * 2,0 = 3,77 \frac{kN}{m^2}$$

Lasteffekt i ulykkestilstanden brann (lastfaktorer og reduksjonsfaktor hentet fra vedlegg D.3):

$$E_{d,fi} = M_{Ed,fi} = q_{Ed,fi} * \frac{l^2}{8} * 1,35 * 0,8 = 31,4 \text{ kNm}$$

Kapasitet ved tiden $t = 0$ minutter (start brann, temperatur 20°C) i ulykkestilstand:

$$R_{d,fi}(0) = M_{d,fi} = n * f_{d,fi}(20^\circ\text{C}) * A_p * z = 3 * 1550 * 100 * 155 * 10^{-6} = 72,1 \text{ kNm}$$

Utnyttelsesfaktor:

$$\mu_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi}} = \frac{M_{Ed,fi}}{M_{d,fi}} = \frac{31,4}{72,1} = 0,44$$

Fra figur D 3.2:

$$k_{p0,1k} = \mu_{fi} = 0,55 \Rightarrow \theta_{krit} = 430^\circ\text{C}$$

Reduksjon av nødvendig armeringsdybde:

$$\Delta a = 0,1 * (350^\circ\text{C} - 380^\circ\text{C}) = -8\text{mm}$$

Opprinnelig nødvendig armeringsdybde i henhold til NS-EN 1992-1-2 table 5.7:

$$a_{n\ddot{o}dv} = 45\text{mm}$$

N\ddot{o}dvendig armeringsdybde inkludert beregnet reduksjon:

$$\underline{a_{n\ddot{o}dv} = 45\text{mm} - 8\text{mm} = 37\text{mm}}$$