

Vedlegg

A	Vedlegg – Byggetegninger.....	112
A.1	Fundamenter og kjellerplan	112
A.2	Dekke over kjeller	113
A.3	Dekker over 1. og 2. etasje	114
A.4	Armering i dekker.....	115
A.5	Vegger i 1., 2. og 3. etasje	116
A.6	Tverrsnitt av trapperom	117
B	Vedlegg - Modeleringsverktøy.....	118
B.1	Autodesk Revit	118
B.2	Focus Konstruksjon 3D	119
B.3	Sletten Byggdata – Lastberegning.....	120
C	Vedlegg – Revitmodellering av blokk G/J i Vestlia borettslag.....	121
D	Vedlegg - Formler og forutsetninger.....	125
D.1	Nominasjon av akser og vegger.....	125
D.2	Materialegenskaper.....	126
D.2.1	Anvendt materialegenskaper for betong	126
D.2.2	Anvendt materialegenskaper for armering	127
D.2.3	Anvendt materialegenskaper for massivtre	128
A.1.1	Anvendt materialegenskaper for limtre	129
D.3	Grunntrykk for ulike løsmasser	130
D.4	Egenlaster	131
D.4.1	Egenlast for ulike byggematerialer	131
D.4.2	Egenlast etasjeskiller	132
D.4.3	Egenlast av vegger	134
D.5	Prinsippskisser og egenlaster for trekonstruksjoner som kan inngå i treindustrielle moduler.....	136
D.5.1	Egenlast bjelkelag	136
D.5.2	Egenlast tak i trekonstruksjoner	137
D.5.3	Egenlast vegger i bindingsverk	138
D.5.4	Prinsippskisse og egenlast for etasjeskiller i massivtre.....	139
D.5.5	Prinsippskisse og egenlast for takelement i massivtre	140

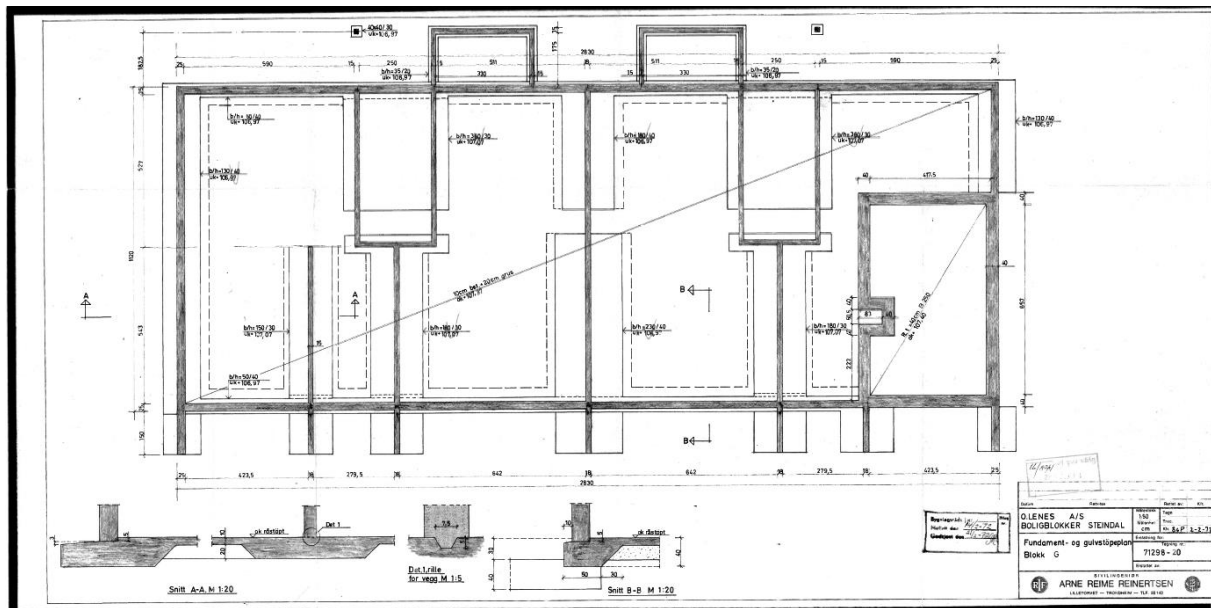
D.5.6	Prinsippskisse og egenlast for veggelement i massivtre	141
D.6	Nyttelaster.....	142
D.6.1	Brukskategori	142
D.6.2	Nyttelaster på gulv, trapper og balkong	143
D.6.3	Nyttelaster på tak.....	144
D.6.4	Karakteristisk snølast på mark	145
D.6.5	Snølast på tak	146
D.6.6	Basisvindhastighet.....	147
D.6.7	Stedsvindhastighet	148
D.6.8	Basisvindhastighetstrykk.....	149
D.6.9	Vindkasthastighetstrykk	150
D.6.10	Vindtrykk på vegger og tak	151
D.6.11	Formfaktorer for vegger	152
D.6.12	Formfaktorer for flate tak	153
D.6.13	Vindkraften på konstruksjonsdel	154
D.7	Geometriske avvik.....	155
D.8	Kraftfordeling på avstivingssystem med skiver	156
D.8.1	Bøye- og skjærstivhet for en skive	156
D.8.2	Bøye- og skjærstivhet for flere skiver	157
D.8.3	Beregning av stivhetssenteret.....	158
D.8.4	Kraftfordeling på grunn av translasjon.....	159
D.8.5	Rotasjonsmomentet	160
D.8.6	Rotasjonsstivhet	161
D.8.7	Kraftfordeling på grunn av rotasjon om stivhetssenteret	162
D.8.8	Total kraftfordeling på grunn av translasjon og rotasjon	163
D.9	Bruddgrensekontroll	164
D.9.1	Parametere for nyttelaster etter byggkategori	164
D.9.2	Dimensjonerende verdier for laster	165
D.9.3	Kontroll av stabilitet.....	166
D.9.4	Beregning av maksimalt trykk i veggen.....	167
D.9.5	Kontroll av trykkspenninger i betongen.....	168
D.9.6	Beregning av maksimalt strekk i veggen	169
D.9.7	Kontroll for nødvendig armeringen.....	170

D.9.8	Kontroll av sentrisk belastet fundament.....	171
D.9.9	Kontroll av limtrebjelke for nedbøying.....	172
D.9.10	Kontroll av limtrebjelke for skjær	173
D.10	Bruksgrensekontroll.....	174
D.10.1	Kvasi-permanent nedbøying av limtrebjelke.....	174
D.10.2	Karakteristisk kombinasjon for limtrebjelke	175
D.10.3	Kontroll for trykk på tvers av fiberretning i limtrebjelke.....	176
D.10.4	Dimensjonering av trykkfordelende plate	178
D.10.5	Beregning av forankringslengde av skrueforsterkning.....	179
E	Vedlegg – Beregninger.....	180
E.1	Karakteristiske laster	180
E.1.1	Karakteristisk egenlast fordelt på etasjeskillene	180
E.1.2	Tillegg til karakteristisk egenlast ved modellering i Focus.....	181
E.1.3	Karakteristisk nyttelaster fordelt på etasjeskillene.....	182
E.1.4	Karakteristiske snølaster på tak.....	183
E.1.5	Karakteristiske vindlaster (Lars)	185
E.1.6	Vindlast mot vegger	186
E.1.7	Vindlast mot tak	190
E.2	Laster på avstivingssystemet	192
E.2.1	Geometrisk avvik- skjevstilling	192
E.2.2	Vindlaster mot eksisterende bygg og påbygg	193
E.2.3	Vertikale laster på etasjeskillene	194
E.2.4	Vertikale laster fordelt på veggskiver i eksisterende bygg	195
E.3	Bruddgrensekontroll for midtvegg/vegg F	199
E.3.1	Beregning av linjelaster over midtvegg/vegg F uten påbygg.....	199
E.3.2	Beregning av linjelaster over midtvegg/vegg F med påbygg.....	200
E.3.3	Kontroll av stabilitet.....	202
E.3.4	Kontroll av trykk	203
E.3.5	Kontroll av trykkspenning i betongen.....	204
E.3.6	Kontroll for grunntrykk.....	205
E.3.7	Kontroll for grunntrykk med inngangsdata fra simulering i Focus konstruksjon 206	
E.3.8	Kontroll for strekk.....	207

E.3.9	Kontroll for strekk i armering	208
E.4	Kontroll av limtrebjelke.....	209
E.4.1	Forutsetninger.....	209
E.4.2	Kontroll for trykk på tvers av fiberretning	210
E.4.3	Dimisjonering av trykkfordelende plate under limtrebjelker	211
E.4.4	Kontroll av 450 mm trykkfordelende plate under limtrebjelke.....	212
E.4.5	Nødvendig forankringslengde skrue	213
E.4.6	Kontroll for kvasi-permanent nedbøying	214
E.4.7	Kontroll for nedbøying i karakteristisk kombinasjon	215
E.4.8	Kontroll av bøyemoment.....	216
E.4.9	Kontroll av skjær.....	217
F	Vedlegg – Planløsninger over Vestlia borettslag, Trondheim	218
F.1	Planløsninger	218
F.1.1	2-romsleiligheter	218
F.1.2	3-romsleiligheter	219
F.1.3	4-romsleiligheter	220
G	Vedlegg – Utdrag fra vedtekter Vestlia borettslag - §8-3 Styrets vedtak	221

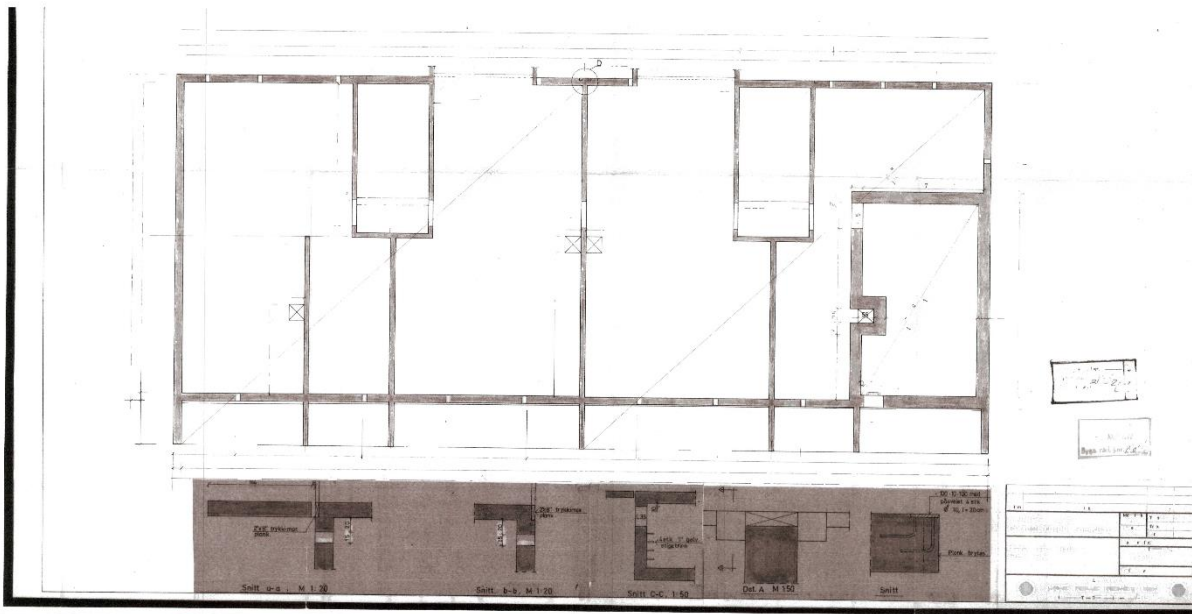
A Vedlegg – Byggetegninger

A.1 Fundamenter og kjellerplan

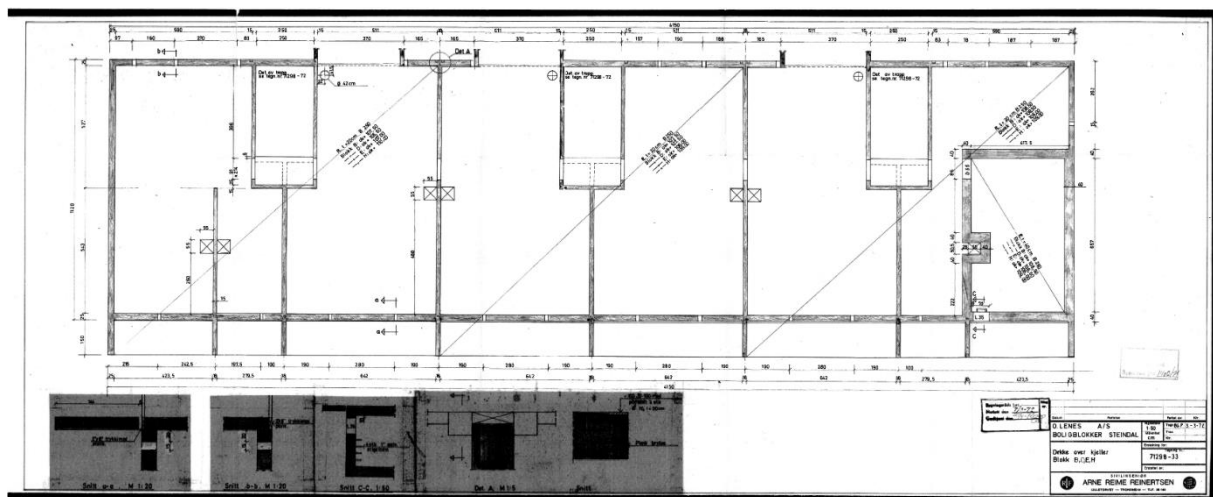


Figur 1 Fundament og Gulvstøpplan. Blokk G (ROJO arkitekter, 2014)

A.2 Dekke over kjeller

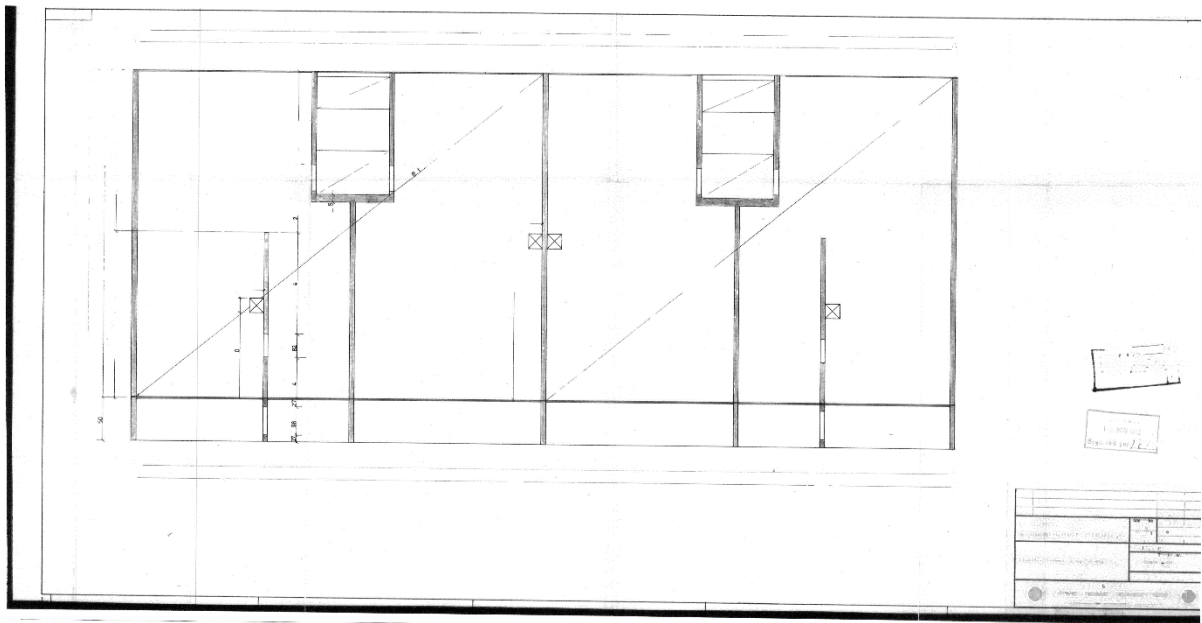


Figur 2 Dekke over kjeller. Blokk G og J (ROJO arkitekter, 2014)



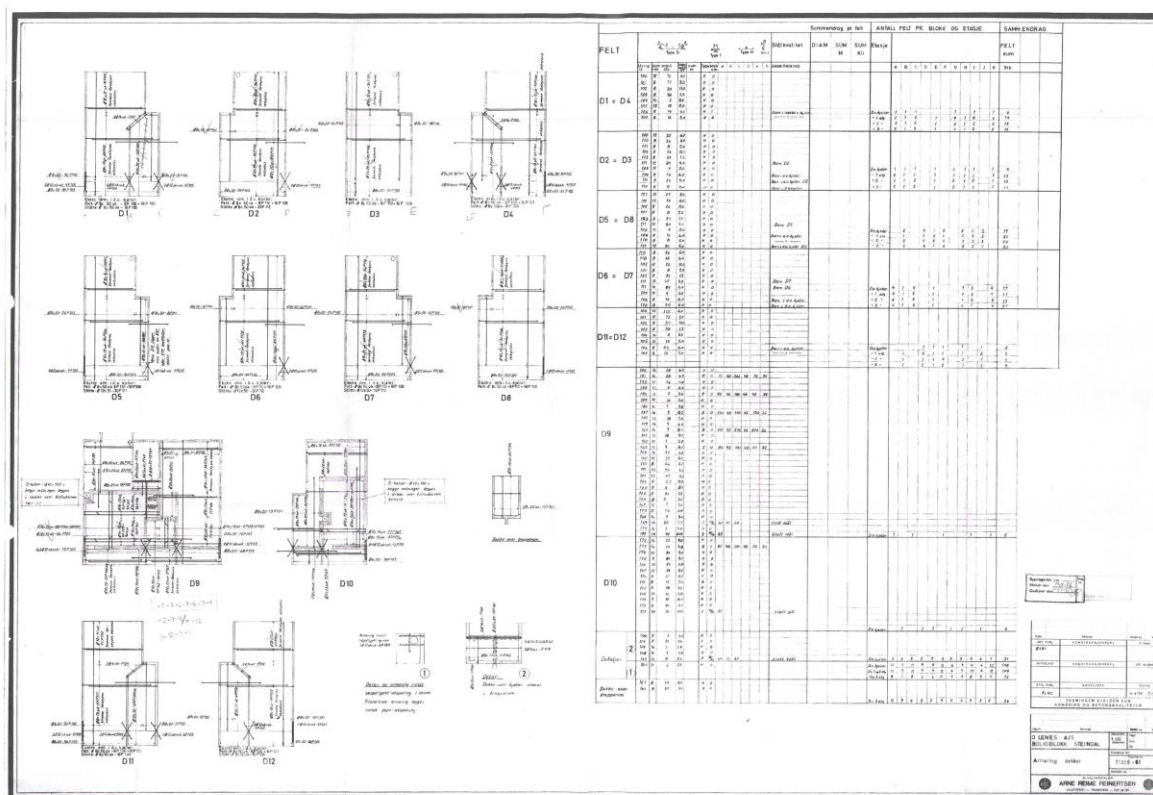
Figur 3 Dekke over kjeller. Blokk B, D, E og H (ROJO arkitekter, 2014)

A.3 Dekker over 1. og 2. etasje



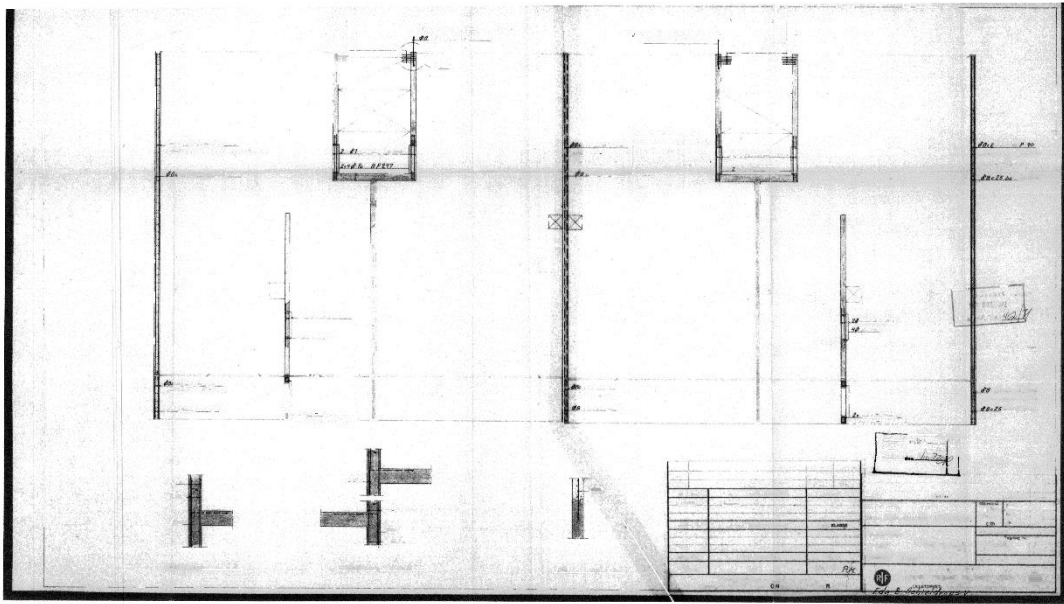
Figur 4 Dekke over 1. og 2. etg. (ROJO arkitekter, 2014)

A.4 Armering i dekker



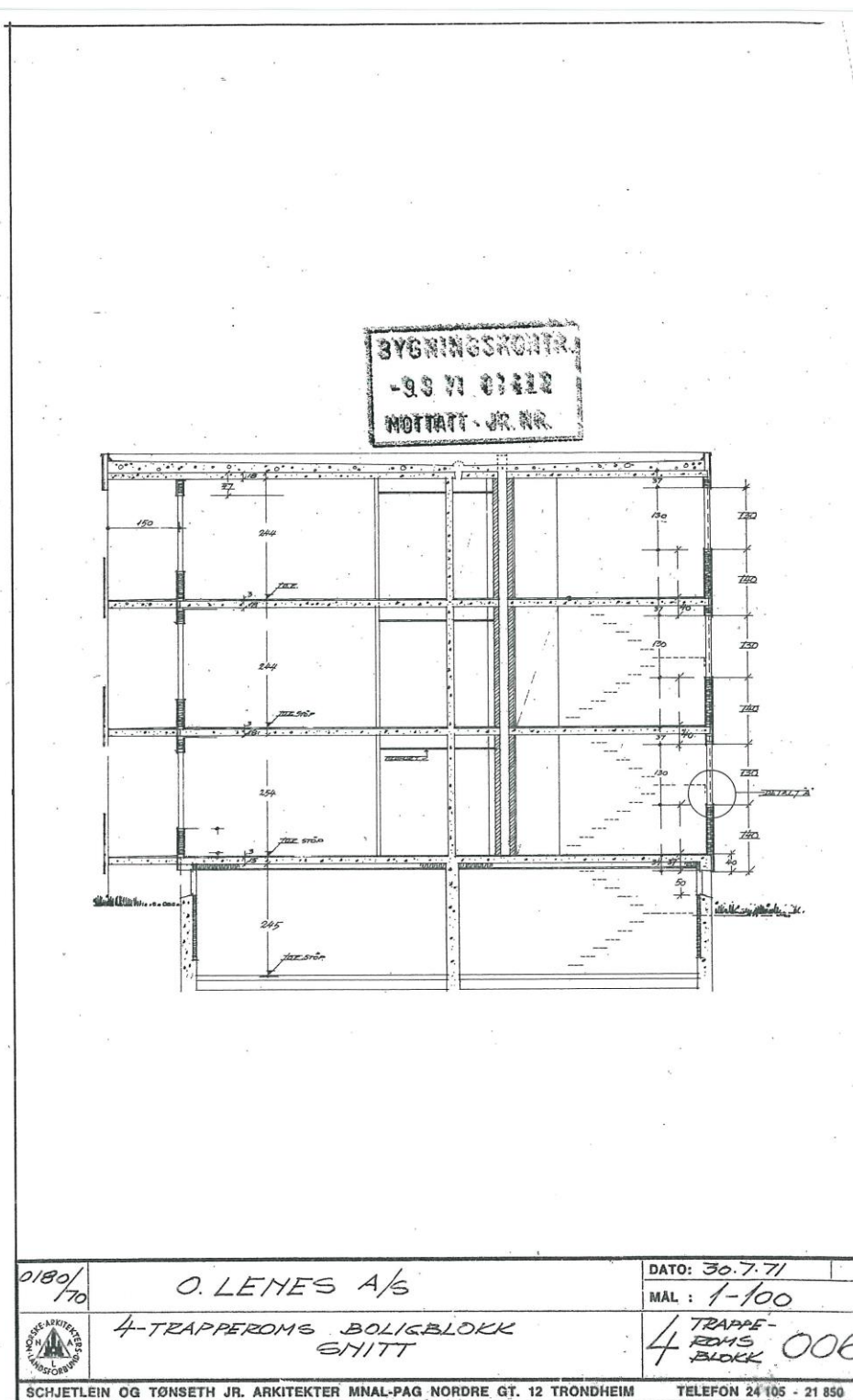
Figur 5 Armering dekker (ROJO arkitekter, 2014)

A.5 Vegger i 1., 2. og 3. etasje



Figur 6 Armeing vegger i 1. 2. og 3. etasje Blokk G og J (ROJO arkitekter, 2014)

A.6 Tverrsnitt av trapperom



Figur 7 Trapperom. Blokk (ROJO arkitekter, 2014)

B Vedlegg - Modeleringsverktøy

B.1 Autodesk Revit

Autodesk Revit er benyttet for å rekonstruere blokk G/J og gi en planmessig oversikt over casebygget. Revit-modellen er basert på en rekke eldre arbeidstegninger fra arkitekt og konstruktør som er samlet i en Revit modell.

Autodeks Revit er et Building Information Modelling (BIM) software egnet for arkitekter, ingeniører, designere og kontraktører. Programmet muliggjør i vårt tilfelle rekonstruksjon av bygget med og dets strukturer i både 3D- og 2D-modeller. Vegger og dekker kan derfor rekonstrueres med samme oppbygging som i det eksisterende bygget. I vårt tilfelle er ikke dette mer relevant enn at det kan være med på å gi et så riktig lastbilde som mulig. Det essensielle i vår vurderingen er å gjengi geometrien så riktig som mulig. Hensikten med Revit-modellen er å få et bedre geometrisk grunnlag for importering til andre programmer hvor det er mulig å simulere påkjenning av ulike laster i ulike bruks- og bruddgrensetilstander.

B.2 Focus Konstruksjon 3D

Vi har benyttet Focus for å gjøre kapasitetsberegninger på et casebygg. Focus konstruksjon 3D er Finite Element Methode (FEM) analyseprogram for Windows. FEM innebærer at programmet benytter elementmetoden for å beregne alt fra enkle til komplekse konstruksjoner i 2D og 3D. Programmet kan modellere med materialene stål, tre og betong. Den globale analysen kjøres i henhold til eurokoden med nasjonale tillegg.

Focus har videre et relativt høyt brukergrensesnitt og krever mye datakraft i takt med at byggets kompleksitet øker. Dette medfører at det er høy risiko for å legge inn feil forutsetninger inn i modellen og at oppretting av disse er tidkrevende. Elementmetoden er sårbar for falske spenningskonsentrasjoner, også omtalt som singulariteter. Fordi bygg ofte har en geometri med en rekke skarpe kanter fører det til gjentatte singulariteter. Slike er det flere av i en blokk-konstruksjon med 90 grader vinkler i overganger mellom vegger og dekker. Modellering med økt detaljgrad øker risikoen for både feilkonstruksjon og øker kravet til beregningskapasitet ekstremt. Bruk av standard bærbar PC er derfor dårlig egnet til komplekse simuleringer.

Vi har sett på bygget i nåværende form og hvordan belastningen endres ved et påbygg på opptil fem etasjer. Det skal la seg gjøre å importere et bygg fra Revit til Focus Konstruksjon men det stiller betydelig krav til hvordan man bygger modellen i Revit slik at knutepunkter havner på korrekt/sammenfallende plass slik at disse kan slås sammen i Focus. Ellers vil modellen bestå av en rekke fritthengende elementer. Vi har ikke vært i stand til dette og har derfor modellert bygget på nytt med noen forenklinger fra Revit modellen. Focus Konstruksjon forenkler oppbyggingen av ulike sjiktene, i modellen er kun bærende konstruksjoner inkludert. Denne forenklingen reduserer behovet for datakapasitet og vil intuitivt ikke redusere kvaliteten på resultatene.

Mer informasjon om Focus Konstruksjon 3D finnes her:

<https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/>

B.3 Sletten Byggdata – Lastberegning

Sletten Byggdata lastberegning er et uavhengig program også tilgjengelig gjennom Focus software. Dette er et Windows program for beregning og dimensjonering av vind- og snølast. Beregningene baserer seg på Eurokodene og er vesentlig tidsbesparende i forhold til manuelle beregninger.

Mer informasjon om Sletten Byggdata – Lastberegninger finnes her:

<http://www.ove-sletten.no/index.htm>

C Vedlegg – Revitmodellering av blokk

G/J i Vestlia borettslag

Som grunnlag for modellering er det tatt utgangspunkt armeringstegninger fundamenttegninger og snittegning Trapperoms. Blokk (vedlegg A). Der det har vært inkonsistens mellom tegningene har er det benyttet dimensjonene fra ingeniørtegningene fremfor arkitekttegningene da en antar disse dimensjonene er satt etter kapasitetsberegninger. Ingeniørtegningene er også datert etter arkitekttegningene.

Dekket i fundamentet er modellert med tykkelse 100 mm. I tillegg er det modellert linjefundament under bærende vegger på hhv. 300 mm og 400 mm. Etasjehøyden fra overkant dekke til overkant neste dekke er:

Kjeller: 2650 mm

1 etasje: 2740 mm

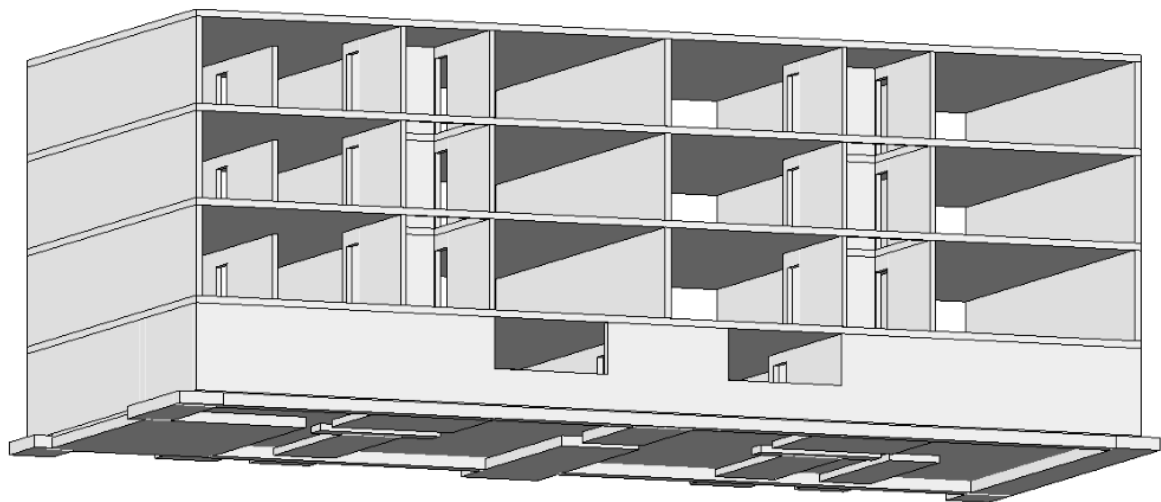
2. etasje: 2640 mm

3 etasje: 2640 mm

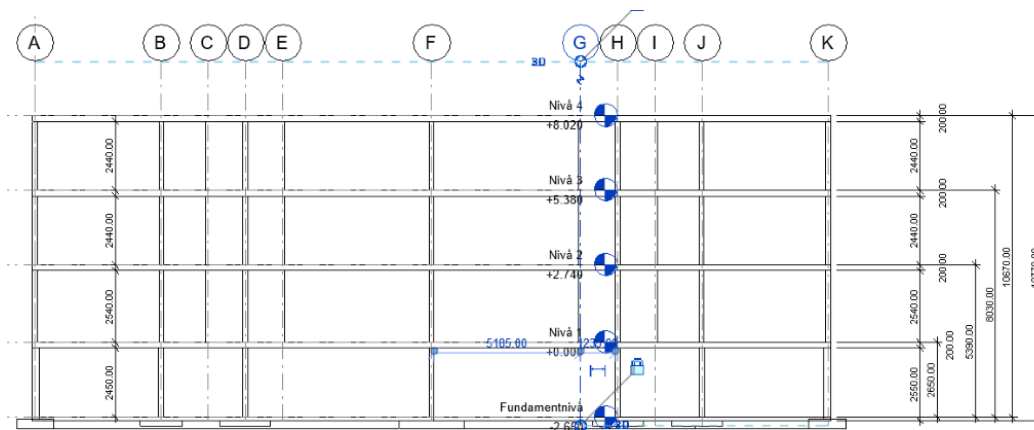
Dette gir en høyde for de tre øverste etasjene på 8020 mm som virker fornuftig i forhold til nyere tegninger, som er laget i forbindelse med rehabilitering, som gir 8050 mm/8040 mm inkludert parapet.

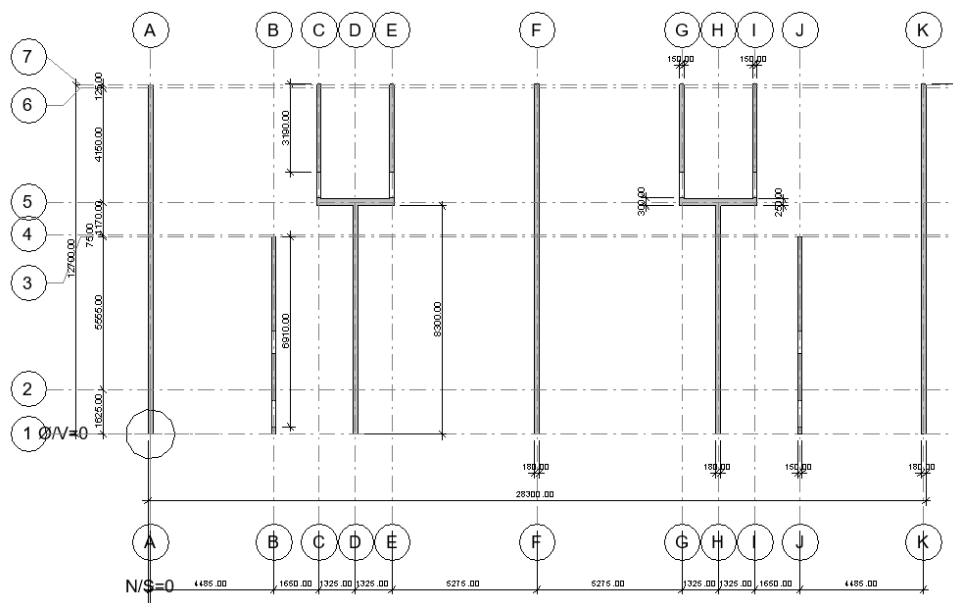
Kun bærende vegger er modellert da det er restkapasiteten for disse som er av interesse.

I kjelleren er vegger modellert med utsparing i en meters høyde for søppelrom. Nøyaktige mål finnes ikke skriftlig. Bomberommet er også forenklet. Dette påvirker i liten/ingen grad resultatet på de bærende veggene som går opp gjennom hele bygget.



Figur 8 Modell fra trappehussiden. De to trappehusene sees som to smale sjakter, symmetrisk plassert, en leilighet inn fra hver gavl. Plate og linjefundament synes under.

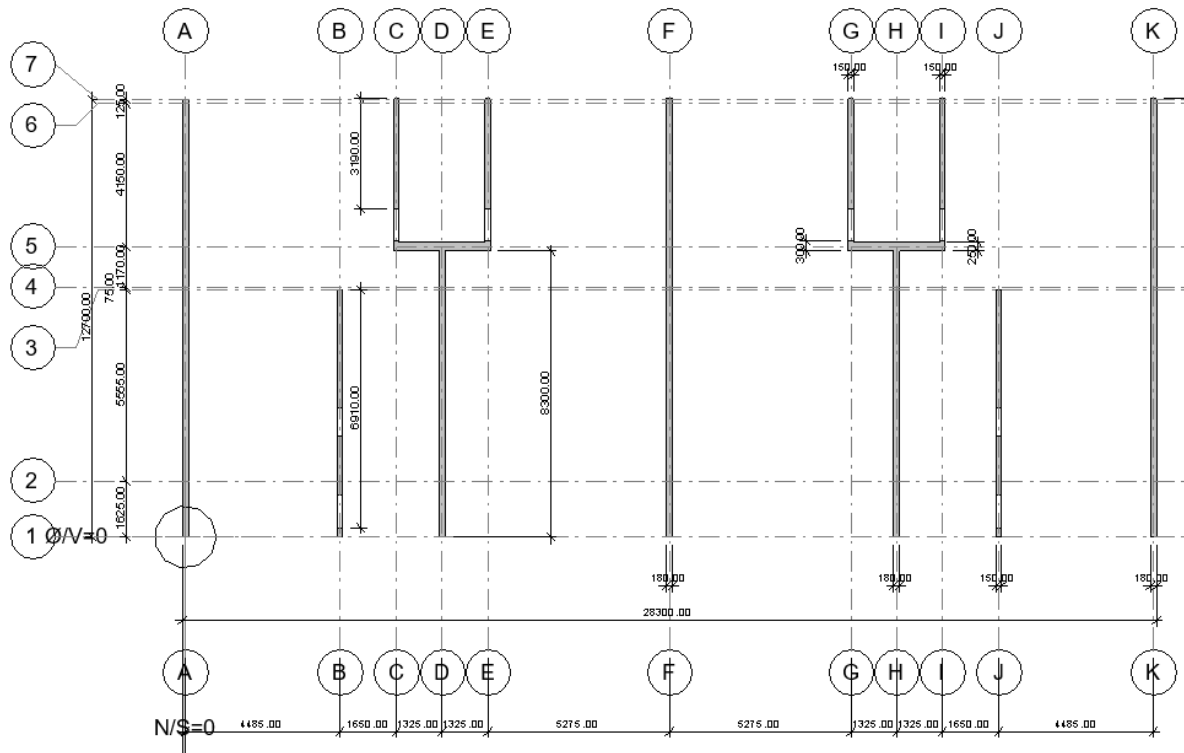




Figur 11 Symmetrisk etasjeplan for 1, 2 og 3. etasje

D Vedlegg - Formler og forutsetninger

D.1 Nominasjon av akser og vegger



Figur 12 Planløsning med nominering av bærende vegger og akser.

D.2 Materialegenskaper

D.2.1 Anvendt materialegenskaper for betong

Betongkvalitet er vurdert i kapitel 3 til B16. Materialegenskapene for B16 gjengis her:

Fasthetssklasser for betong															Analytisk sammenheng/ Forklaring
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm}=2,12 \cdot \ln(1+(f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5%-fraktil
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95%-fraktil
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{ci} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Se figur 3.2 $\epsilon_{ci}^{(1/100)} = 0,7 f_{cm}^{0.31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Se figur 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1}^{(1/100)}=2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ϵ_{cu2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Se figur 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}^{(1/100)}=2,0+0,085(f_{ck}-50)^{0.53}$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}^{(1/100)}=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	For $f_{ck} \geq 50$ MPa $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
ϵ_{cu4} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Se figur 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu4}^{(1/100)}=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
ϵ_{cu5} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu5}^{(1/100)}=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

Figur 13 Fasthetsklasser for betong. Hentet fra Eurokode 2 og representerer tabell 3.1 (Standard Norge, 2018a)

D.2.2 Anvendt materialegenskaper for armering

Vurdering av armeringskvalitet er gjennomført i kapitel 3. Armeringskvalitet KS400 er benyttet.

Lastklasse	Armerings- type	Armerings- kvalitet	Diameter (mm)	f_{sk} (N/mm ²)
Før 1958	Glattstål	St. 37	8-32	230
Fra og med 1958	Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20 25-32	400 380
		Ks 50 og Ks 50 S	8-16 20-32	500 480
		Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
		K 400 S og K400 TS	8-32	400
		K500 S og K500 TS	8-32	500
		K500 TE	8-32	500
		B500C	8-32	500

Figur 14 Armeringens karakteristiske fasthet (Statens Vegvesen, 2009)

D.2.3 Anvendt materialegenskaper for massivtre

Massivtre er flersjiktprodukter opp av lameller av konstruksjonsvirke. Yttersjiktene har ofte høyere fasthetsklasse enn de indre siden de ytre har mer betydning for styrke- og stivhetsegenskaper. Avhengig av antall sjikt benyttes C14 i de indre sjiktene, mens C24 benyttes i de ytre sjikt.

		Fasthetsklasse			
		C14	C18	C24	C30
Fastheter (N/mm ²)					
Bøyning	f_{mk}	14,0	18,0	24,0	30,0
Strekk i fiberretningen	f_{tk}	8,0	11,0	14,0	18,0
Strekk på tvers av fiberretningen	f_{t90k}	0,4	0,4	0,4	0,4
Trykk i fiberretningen	f_{ok}	16,0	18,0	21,0	23,0
Trykk på tvers av fiberretningen ¹⁾	f_{o90k}	4,3 (2,0)	4,8 (2,2)	5,3 (2,5)	5,7 (2,7)
Skjær	f_{vk}	3,0	3,4	4,0	4,0
Rulleskjær	f_{rk}	0,8	0,8	0,8	0,8
Stivhetsmodul ved stabilitetsberegninger (N/mm ²)					
E-modul i fiberretningen	E_{0k}	4 700	6 000	7 400	8 000
Stivhetsmodul ved deformasjonsberegninger (N/mm ²)					
E-modul i fiberretningen	E_0	7 000	9 000	11 000	12 000
E-modul på tvers av fiberretningen	E_{90}	230	300	370	400
Skjærmodul	G_0	440	560	690	750
Rulleskjærmodul	G_r	44	56	69	75
Densitet ²⁾ (kg/m ³)					
Karakteristisk densitet	ρ_k	290	320	350	380
Midlere densitet	ρ_m	350	380	420	460

¹⁾ Gjelder anbefalt dimensjonering for trykk på tvers av fiberretningen i henhold til [752]. Tall i parentes gjelder dimensjonering etter NS-EN 1995-1-1.

²⁾ Karakteristisk densitet anvendes ved styrkeberegning av forbindelser. Midlere densitet anvendes ved lastberegninger og beregning av forbindelsers stivhet.

Figur 15 Fasthetsklasser for konstruksjonsvirke (Byggforskserien, 2015)

A.1.1 Anvendt materialegenskaper for limtre

Det benyttes standard limtreklasser i konstruksjonen, og i vurderinger av brudd- og bruksgrensetilstand er fasthetsklasse GL30c benyttet:

Egenskap	Symbol	Limtre fasthetsklasse						
		GL20c	GL22c	GL24c	GL26c	GL28c	GL30c	GL32c
Bøyefasthet	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Strekfasthet	$f_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Trykkfasthet	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Skjærfasthet (skjær og torsjon)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rulleskjærfasthet	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elastisitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	10400	10400	11000	12000	12500	13000	13500
	$E_{0,g,05}$	8600	8600	9100	10000	10400	10800	11200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Skjærmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	542						
Rulleskjærmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densitet	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

Figur 16 Fasthetsklasser for limtre (Norske limtreprodusenters forening, 2015)

D.3 Grunntrykk for ulike løsmasser

Tabell 1 Grunntrykk for ulike løsmasser (Sørensen, 2013)

Dimensjonerende grunntrykk for ulike masser				
Grus og stein	400			kN/m ²
Grov fast lagret sand	300			kN/m ²
Fin fast lagret sand	200			kN/m ²
Fin løst lagret sand	100			kN/m ²
Våt grus, våt grov/fin sand	100	til	200	kN/m ²
Tørr fast leire	200	til	300	kN/m ²
Løs mindre fast leire	50	til	200	kN/m ²
Bløt leire, sterkt leirblandet sand	20	til	100	kN/m ²

D.4 Egenlaster

D.4.1 Egenlast for ulike byggematerialer

Tabell 2 Grunnlag for beregning av spesifikke egenlaster for de ulike bygningselementene i Vestlia borettslag
(Byggforskserien, 2013)

Egenlast	Beskrivelse	Last	
Betong	Armert	25	kN/m ³
Betong	Uarmert	24	kN/m ³
Isolasjon	Steinull	0,3	kN/m ³
Vindsperre	Rullprodukter	0,003	kN/m ²
Takbelegg	Asfalt	0,05	kN/m ²
Glass		25	kN/m ³
Nedhengt himling	Systemer basert på gipsplater, treullsement, o.l.	0,15	kN/m ²
Golvavrettingsmasser		20	kN/m ³
Laminert parkett, 15 mm		0,08	kN/m ²
Byggmodul	Bindingsverk	2,5	kN/m ²
Limtre		4,7	kN/m ³

De ulike sjiktene i det eksisterende bygget er noe ulikt bygd opp og det er derfor nødvendig å beregne lasten for hvert enkelt etasjeskille og for ulike vertikalkonstruksjoner. Den vertikale konstruksjonen er forenklet ved å anta homogene veggkonstruksjoner uten dører og vinduer.

D.4.2 Egenlast etasjeskiller

Tabell 3 Egenlast og oppbygging av det kompakte taket i Vestlia

TAK	OPPBYGGING	BYGGEMATERIALE	TYKKELSE		LAST	
1	Takbelegg	Asfalt			0,05	kN/m ²
2	Isolasjon	Steinull, std.	236	mm	0,0708	kN/m ²
3	Vindsperre	Rullprodukter			0,003	kN/m ²
4	Betong	Armert	180	mm	4,5	kN/m ²
5	Himling	Gips	13	mm	0,15	kN/m ²
	Sum				4,6	kN/m²

Tabell 4 Egenlast og oppbygging av gulv i Vestlia, unntatt gulv i 1. etg.

GULV	OPPBYGGING	BYGGEMATERIALE	TYKKELSE		LAST	
1	Belegg/parkett		20	mm	0,08	kN/m ²
2	Påstøp		30	mm	0,6	kN/m ²
3	Isbjørnpapp	Rullprodukter			0,003	kN/m ²
4	Betong	Armert	180	mm	4,5	kN/m ²
5	Himling		13	mm	0,15	kN/m ²
	Sum				5,3	kN/m²

Tabell 5 Egenlast og oppbygging av gulv i 1. etg. i Vestlia

GULV 1. ETG	OPPBYGGING	BYGGEMATERIALE	TYKKELSE		LAST	
1	Belegge/parkett		20	mm	0,08	kN/m ²
2	Påstøp		50	mm	1	kN/m ²
3	Isbjørnpapp, 2 lag	Rullprodukter			0,006	kN/m ²
4	Betong	Armert	150	mm	3,75	kN/m ²
	Sum				4,8	kN/m ²

Tabell 6 Estimert egenlast for betongtrapp i Vestlia

BETONGTRAPP	OPPBYGGING	BYGGEMATERIALE	TYKKELSE		LAST	
1	Betong		320	mm	8,00	kN/m ²

D.4.3 Egenlast av vegger

Tabell 7 Oppbygging og egenlast av vegger i grunnmuren i Vestlia

GRUNNMUR	OPPBYGGING	BYGGEMATERIALE	TYKKELSE		LAST	
1	Betong	Armert	250	mm	6,25	kN/m ²
	Sum				6,3	kN/m ²

Tabell 8 Oppbygging og egenlast av den bærende midtveggen (vegg F) i Vestlia

Bærende vegg, 180 mm,	Oppbygging		Byggemateriale	TYKKELSE		LAST
1	Betong	Armert	180	mm	4,5	kN/m ²
	Sum				4,5	kN/m ²

Tabell 9 Oppbygging og egenlast av bærende 150 mm vegg i Vestlia

Bærende vegg, 150 mm,	Oppbygging		Byggemateriale	TYKKELSE		LAST
1	Betong	Armert	150	mm	3,75	kN/m ²
	Sum				3,8	kN/m ²

Tabell 10 Oppbygging og egenlast av lette fasade vegger langs langveggen i Vestlia (Byggforskserien, 2013)

YTTERVEGG M. KLEDNING	OPPBYGGING	TYKKELSE		LAST	
1	Kledning	9	mm		
2	Stenderverk med isolasjon	198	mm		
3	Innerkledning	13	mm		
	Sum			0,6	kN/m²

Tabell 11 Oppbygging og egenlast av innvendige lettvegger (Byggforskserien, 2013)

INNSENDIG LETTVEGG	Oppbygging	TYKKELSE		LAST	
1	Gips	13	mm		
2	Stenderverk med isolasjon	95	mm		
3	Gips	13	mm		
	Sum			0,4	kN/m²

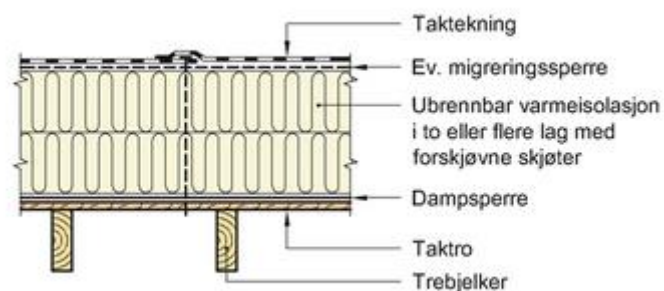
D.5 Prinsippskisser og egenlaster for trekonstruksjoner som kan inngå i treindustrielle moduler

D.5.1 Egenlast bjelkelag

Bærekonstruksjon og isolasjon	Golv og himling	Egenlast kN/m ²
Trebjelker med senteravstand 0,6 m, varmeisolasjon av 200 mm mineralull	Golv av 22 mm sponplater og himling av 13 mm gipsplate	0,5
	Lydisolerende etasjeskiller med flytende golv, to platelag som elastisk opphengt himling, tre platelag og mineralull på oversiden	1,0

Figur 17 Egenvekt til trebjelkelag (Byggforskserien, 2013)

D.5.2 Egenlast tak i trekonstruksjoner



Figur 18 Prinsippskisse for kompakte tak med trebjelkelag (Byggforskserien, 2018)

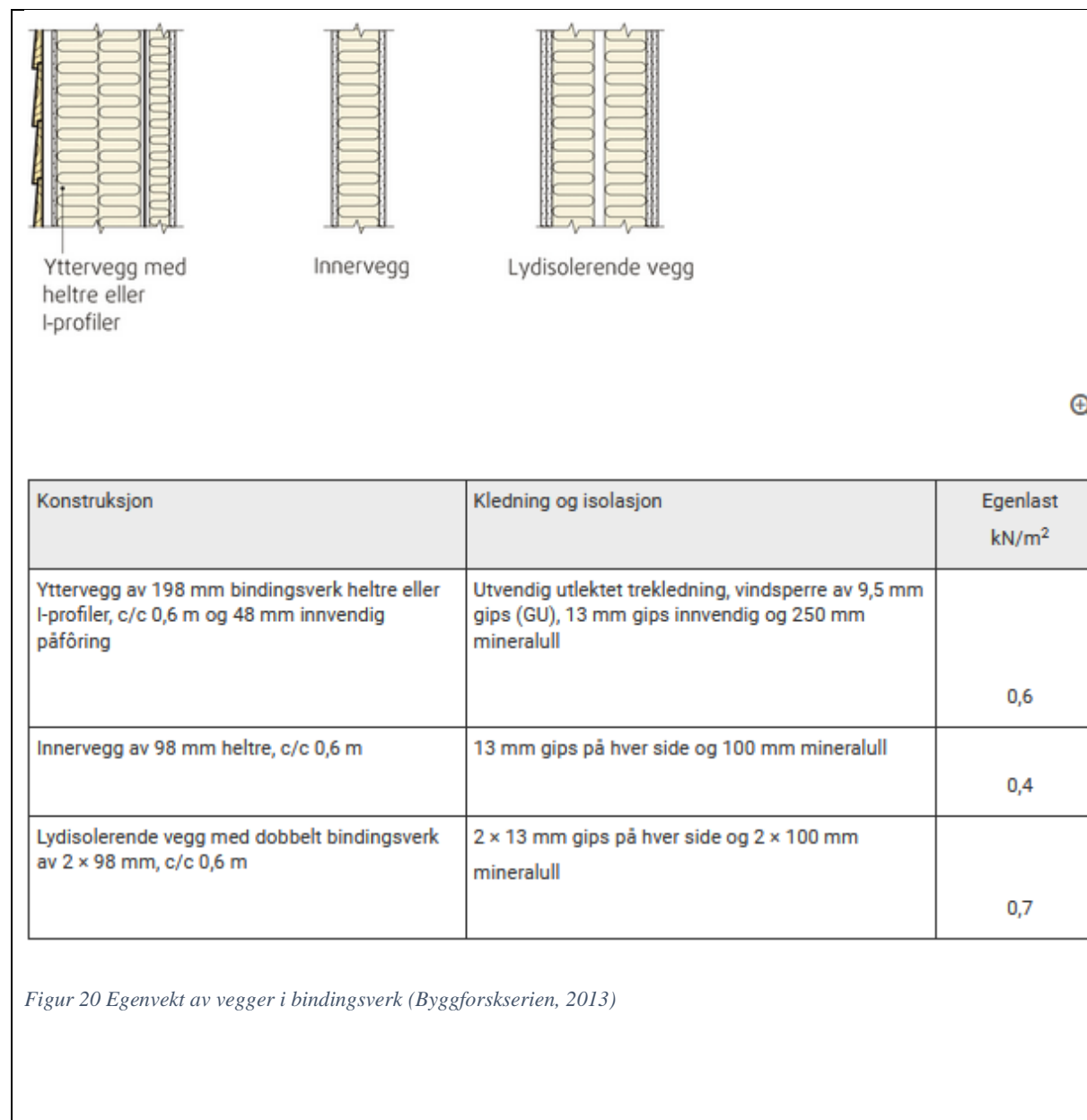


Konstruksjon	Taktekning og undertak	Egenlast ¹⁾ kN/m ²
Takstoler eller sperrer med senteravstand 0,6 m og ca. 350 mm mineralull og himling	Asfalttakbelegg eller shingel og undertak av plater eller bord av tre	0,7
	Lette plater (takpanner) og med undertak av folie, fiberplater e.l.	0,5
	Takstein og undertak av plater eller bord av tre med asfalttakbelegg	1,1
	Torv, ca. 200 mm, og undertak av plater eller bord	4,0
Reduksjon for tak uten varmeisolasjon og himling: ca. 0,23 kN/m ²		
Tillegg for nedhengt himling, se pkt. 37		

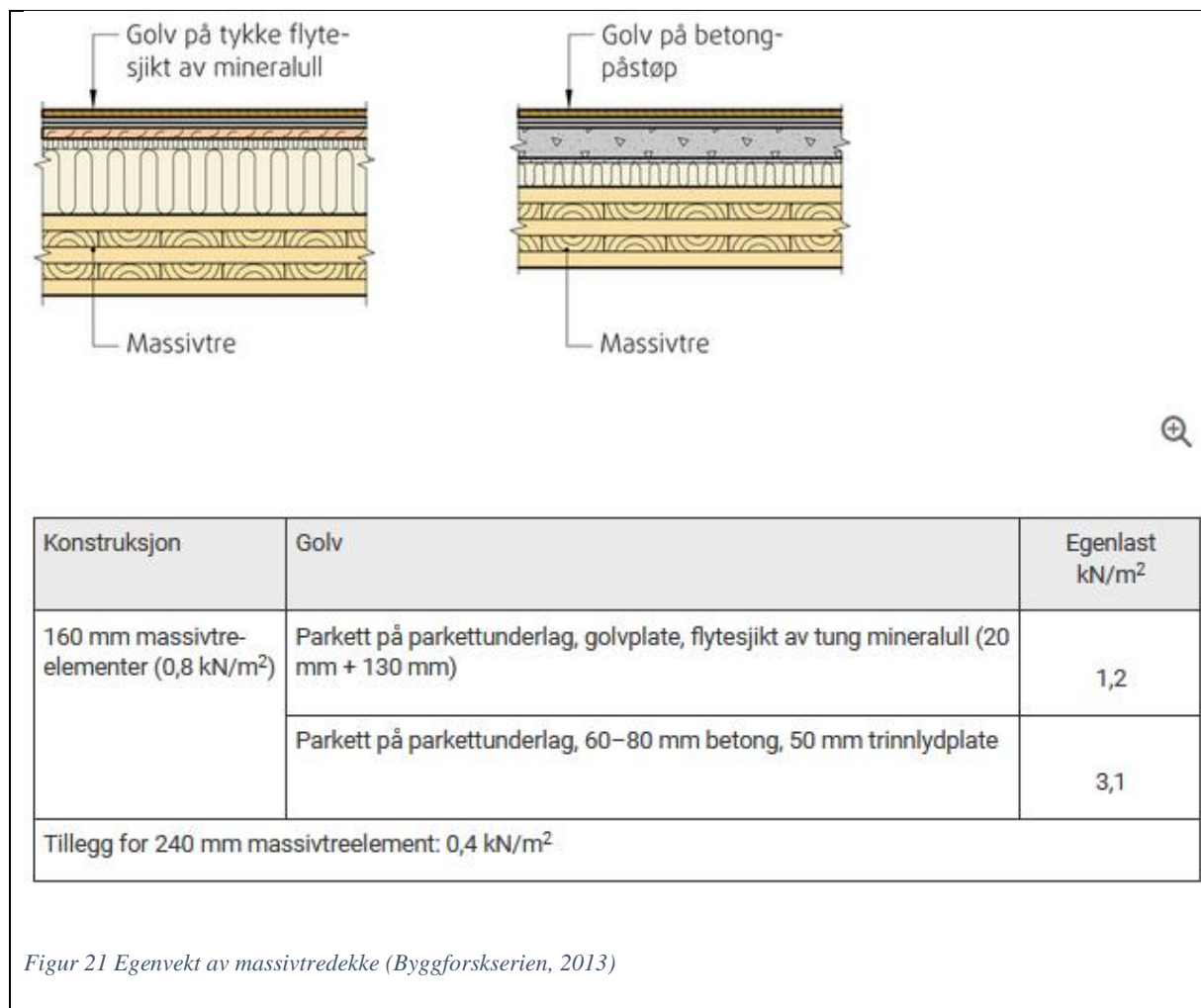
¹⁾ Egenlast er angitt for den skrå flaten. Ved omregning til horisontalprojeksjonen øker egenlasten med $1/\cos \alpha$, hvor α er takvinkelen.

Figur 19 Egenlast for skråtak i tre (Byggforskserien, 2013)

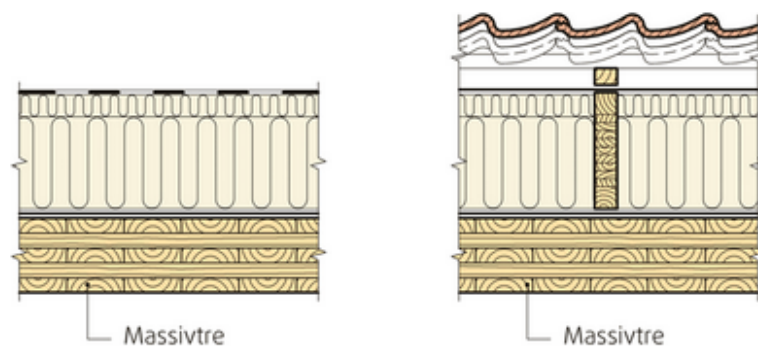
D.5.3 Egenlast vegger i bindingsverk



D.5.4 Prinsippskisse og egenlast for etasjeskiller i massivtre



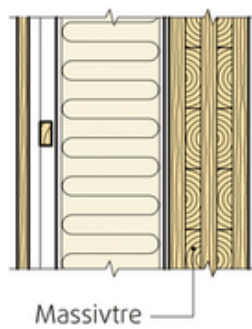
D.5.5 Prinsippskisse og egenlast for takelement i massivtre



Konstruksjon	Isolasjon	Taktekning	Egenlast kN/m ²
160 mm massivtre-elementer (0,8 kN/m ²)	250 mm trykkfast mineralull	Asfalttakbelegg	1,2
	250 mm mineralull og trebjelker med senteravstand 0,6 m	Opplettet taktekning av takstein og undertak av rullprodukt	1,4
Tillegg for 200 mm massivtreelement: 0,2 kN/m ²			
Tillegg for 240 mm massivtreelement: 0,4 kN/m ²			

Figur 22 Egenlast av tak i massivtre (Byggforskserien, 2013)

D.5.6 Prinsippskisse og egenlast for veggelement i massivtre



Bærekonstruksjon	Kledning	Isolasjon	Egenlast kN/m ²
100 mm massivtre (0,5 kN/m ²)	Utlektet trekledning med vindsperre	200 mm mineralull og stendere med senteravstand 0,6 m	0,8
140 mm massivtre (0,7 kN/m ²)			1,0
200 mm massivtre (0,7 kN/m ²)			1,3

Figur 23 Egenvekt massivtrevegger (Byggforskserien, 2013)

D.6 Nyttelaster

D.6.1 Brukskategori

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter

Figur 24 Brukskategorier (Standard Norge, 2019)

D.6.2 Nyttelaster på gulv, trapper og balkong

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer ¹⁾	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5

Figur 25 Nyttelaster på gulv, trapper og balkong (Standard Norge, 2019)

D.6.3 Nyttelaster på tak

Tak	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Takhelling < 20°	0,75	1,5

Figur 26 Nyttelaster på tak (Standard Norge, 2019)

D.6.4 Karakteristisk snølast på mark

$$(1) s_k = s_{k,0} + n \Delta s_k$$

$s_{k,0}$, Δs_k , H og H_g for kommunen er angitt i tabell NA.4.1(901) i NS-EN 1993-1-3 Allmenne laster, snølaster (Standard Norge, 2018b)

$s_{k,0}$ er grunnverdien for snølast på stedet

H er høyden over havet

H_g er høydegrensen

Δs_k er høyde korrigert tillegg til snølast

$$(2) n = (H - H_g)/100$$

n avrundes oppover til nærmeste heltall.

D.6.5 Snølast på tak

$$(1) s = \mu \times C_e \times C_t \times s_k$$

s_k er karakteristisk snølast på mark

C_e er eksponeringskoeffisient, settes lik 1,0 for normalt utsatte områder.

C_t er termiske koeffisienten, settes lik 1,0 for bygg med normal varmegjennomgangen på tak

μ er snølastens formfaktor, settes 0,8 eller større for pulttak med takvinkel mindre eller lik 30 grader.

D.6.6 Basisvindhastighet

$$(1) V_b = C_{dir} \times C_{season} \times C_{alt} \times C_{prob} \times V_{b,0}$$

$V_{b,0}$ er referansevindhastigheten, settes lik 26 m/s² for Trondheim

C_{dir} er en retningsfaktor som kan velges 1,0 for alle vindretninger, settes lik 1

C_{season} er en årstidsfaktor som kan velges lik 1,0.

C_{prop} er en faktor som brukes når returperioden velges forskjellig fra det normale som er 50 år, settes lik 1

C_{alt} er en nivåfaktor som kan settes lik 1,0 med mindre høyere verdier følger av standard, settes lik 1

D.6.7 Stedsvindshastighet

$$(1) V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b$$

$C_r(z)$ er ruhetsfaktoren gitt ved:

$$(2) c_r(z) = k_r \times \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{for } z_{\min} \leq z \leq 200$$

z_0 er ruhetslengden, settes lik 0,3 ved terrengkategori III

k_r er terrengruhetsfaktoren avhengig av ruhetslengden z_0 gitt ved:

$$(3) k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

z_0 er avhengig av terrengkategorien, settes lik 0,3m

z_{\min} er minimumshøyden, settes lik 5m

D.6.8 Basisvindhastighetstrykk

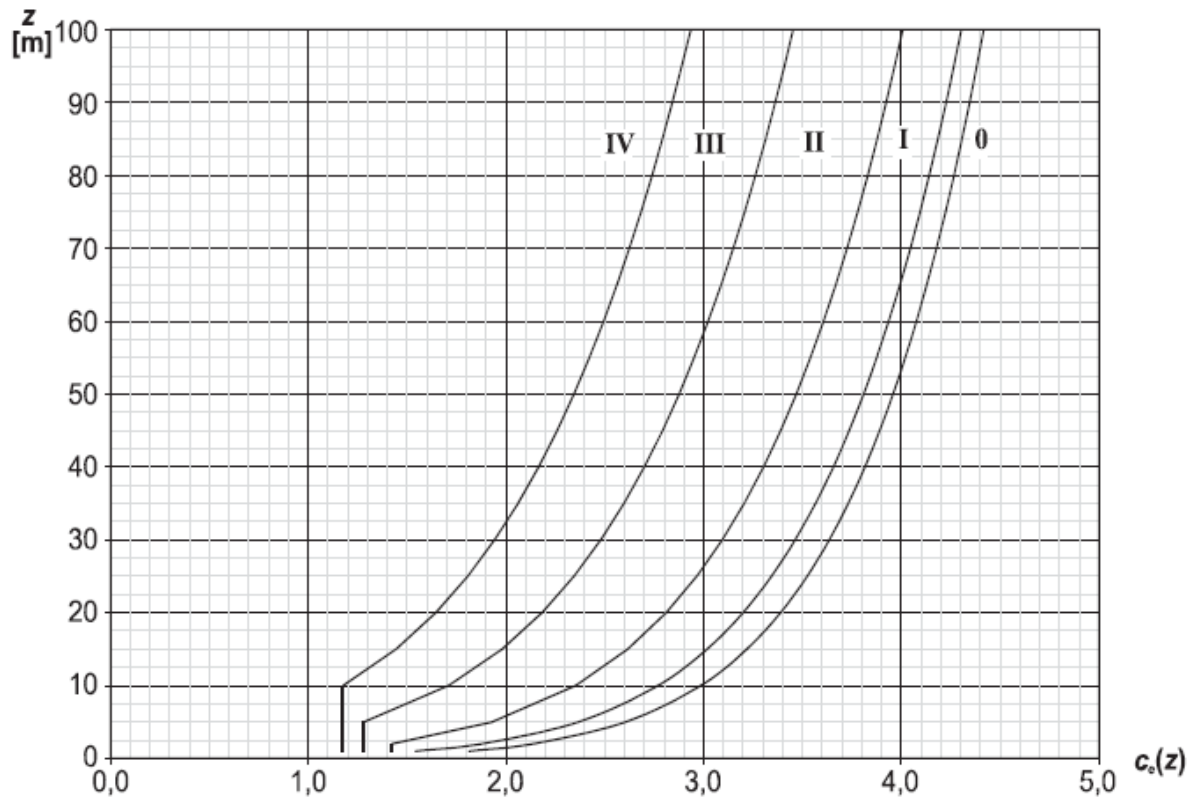
$$(1) q_b = \frac{\rho}{2} \times v_b^2$$

ρ er lufttettheten, settes lik 1,25 kg/m³

D.6.9 Vindkasthastighetstrykk

$$(1) q_p(z) = c_e(z) \times q_b$$

$c_e(z)$ er eksponeringsfaktoren gitt ved:



Figur 27 $C_e(z)$ vist som funksjon av høyde over terrenget og terrengkategori (Standard Norge, 2009)

settes lik 1,75 og 2,40 ved $z = 11,2\text{m}$ og 27m

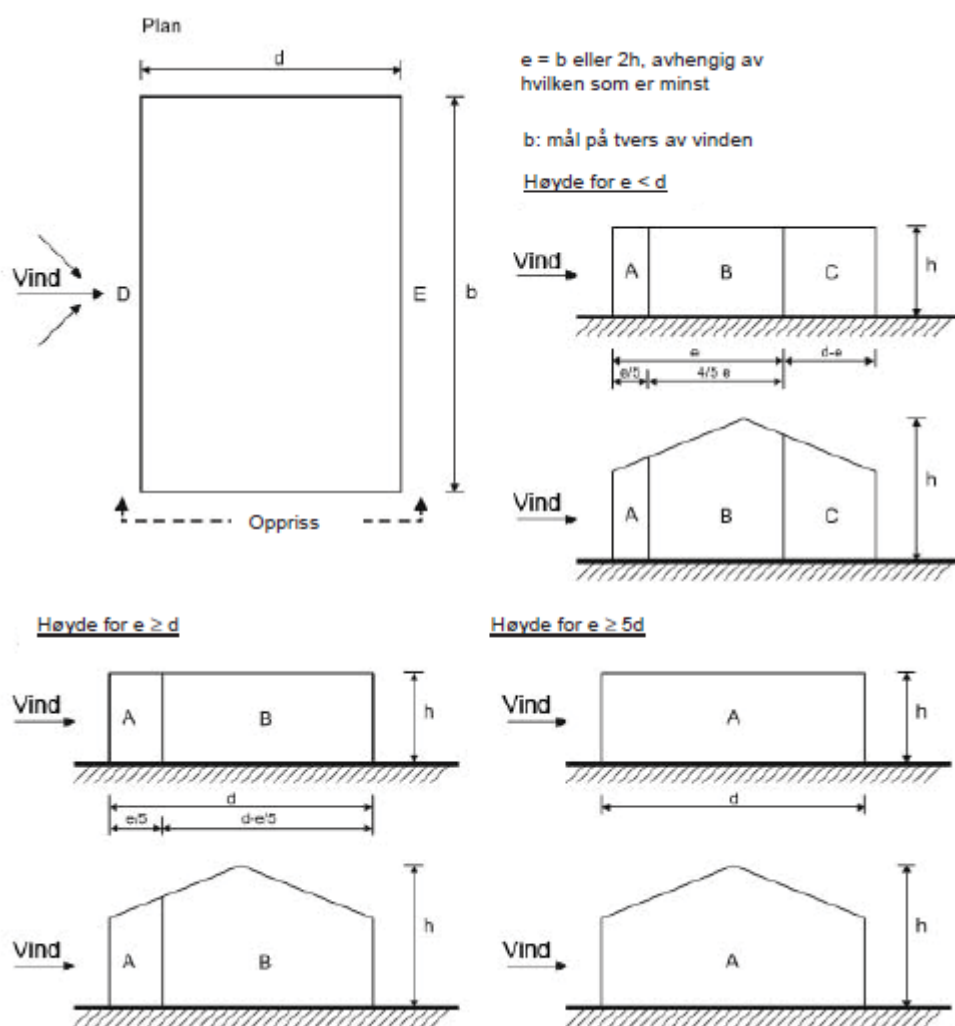
D.6.10 Vindtrykk på vegger og tak

$$(1) w_e = C_{pe} \times q_p(z_e)$$

C_{pe} er det utvendige formfaktoren, settes lik $C_{pe,10}$

z_e er referansehøyden, settes lik høyden h , 11,2m og 27m. Beregner ikke soneinndeling som funksjon av høyden.

D.6.11 Formfaktorer for vegger

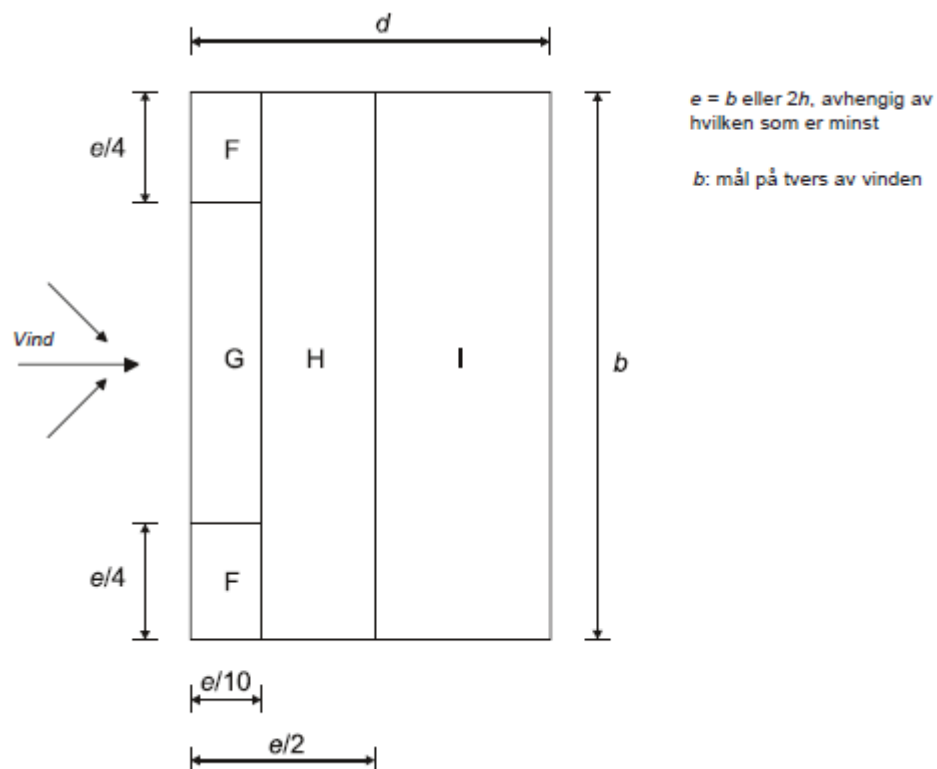


Figur 28 Formfaktorer for vertikale vegger (Standard Norge, 2009)

Sone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figur 29 Anbefalte verdier for formfaktorer for vertikale vegger i rektangulære bygg (Standard Norge, 2009)

D.6.12 Formfaktorer for flate tak



Figur 30 Formfaktorer for flate tak (Standard Norge, 2009)

Taktype	Sone							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Skarp takavslutning	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

Figur 31 Utvendig formfaktor for flate tak (Standard Norge, 2009)

D.6.13 Vindkraften på konstruksjonsdel

$$(1) F_{w,e} = C_s C_d \times w_e \times A_{ref}$$

C_s er en konstruksjonsfaktor som tar hensyn til vindpåvirkninger fra ikke-samtidige vindkasthastighetstrykk på overflaten, settes lik 1

C_d er en konstruksjonsfaktor som tar hensyn til svingninger i konstruksjonen som følge av turbulens, settes lik 1

A_{ref} er referansearealet av den enkelte overflaten

D.7 Geometriske avvik

Avvik ved helning θ_i er gitt ved:

$$(1) \theta_i = \theta_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

θ_0 er basisverdien og er 1/200

α_h er reduksjonsfaktor for lengde eller høyde:

$$(2) \alpha_h = \frac{2}{l}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

l er lengde

α_m er reduksjonsfaktor for antall konstruksjonsdeler:

$$(3) \alpha_m = 0,5(1 + \frac{1}{m})$$

m er antallet vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til den samlede virkningen

D.8 Kraftfordeling på avstivningssystem med skiver

D.8.1 Bøye- og skjærstivhet for en skive

$$(1) K_i = \frac{K_{b,i} \times K_{s,i}}{K_{b,i} + K_{s,i}}$$

K_i er skivens totale stivhet

$K_{b,i}$ er skivens bøyestivhet gitt ved:

$$(2) K_{b,i} = \frac{K_b \times E_i \times I_i}{l_i^3}$$

K_b er stivhetskoeffisient, settes for flere etasjer lik 8

E_i er elastisitetsmodul av vegg i

I_i er treghetsmoment av vegg i

l_i er høyde av veggsegmentet

$K_{s,i}$ skivens skjærstivhet gitt ved:

$$(3) K_{s,i} = \frac{K_s \times A_i \times E_i}{l_i}$$

K_s er stivhetskoeffisient, settes for flere etasjer lik 2/3

A_i er arealet av vegg i

D.8.2 Bøye- og skjærstivhet for flere skiver

$$(1) K_x = \sum K_{x,i}$$

K_x er samlet stivhet i x-retning

$K_{x,i}$ er skive i sin stivhet i x-retning

$$(2) K_y = \sum K_{y,i}$$

K_y er samlet stivhet i y-retning

$K_{y,i}$ er skive i sin stivhet i y-retning

D.8.3 Beregning av stivhetssenteret

$$(1) x_t = \sum \frac{a_i \times K_{yi}}{K_y}$$

x_t er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret

$a_{i,x}$ er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret i skive i

K_y er samlet stivhet i y-retning

$K_{y,i}$ er skive i sin stivhet i y-retning

$$(2) y_t = \sum \frac{a_i \times K_{xi}}{K_x}$$

y_t er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret

$a_{i,y}$ er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret i skive i

K_x er samlet stivhet i x-retning

$K_{x,i}$ er skive i sin stivhet i x-retning

D.8.4 Kraftfordeling på grunn av translasjon

$$(1) H_{y,i,translasjon} = \frac{K_{y,i} \times H_y}{K_y}$$

$H_{y,i,translasjon}$ er kraftfordeling på skive i

H_y er samlet ytre last

K_y er samlet stivhet i y-retning

$K_{y,i}$ er skive i sin stivhet i y-retning

D.8.5 Rotasjonsmomentet

$$(1) M_z = (H_x \times e_x) + (H_y \times e_y)$$

H_x er samlet ytre kraft i x-retning

e_x er eksentrisiteten mellom stivhetssenter og kraftsenter i x-retning

H_y er samlet ytre kraft i y-retning

e_y er eksentrisiteten mellom stivhetssenter og kraftsenter i y-retning

D.8.6 Rotasjonsstivhet

$$(1) I = \sum (y_i^2 + K_{x,i}) + \sum (x_i^2 + K_{y,i})$$

I er samlet rotasjonsstivhet

$K_{x,i}$ er skive i sin stivhet i x -retning

$K_{y,i}$ er skive i sin stivhet i y -retning

y_i er avstanden fra skive i sitt stivhetssenter til stivhetssenteret gitt ved:

$$(2) y_i = a_{i,y} - y_t$$

$a_{i,y}$ er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret i skive i

y_t er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret

x_i er avstanden fra skive i sitt stivhetssenter til stivhetssenteret gitt ved:

$$(3) x_i = a_{i,x} - x_t$$

$a_{i,x}$ er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret i skive i

x_t er avstanden fra et punkt P til stivhetssenteret

D.8.7 Kraftfordeling på grunn av rotasjon om stivhetssenteret

$$(1) H_{y,i,rotasjon} = x_i \times K_{y,i} \frac{M_z}{I}$$

$H_{y,i,rotasjon}$ er kraftfordeling på skive i

x_i er avstanden langs x-akse fra stivhetssenteret til skive i sitt stivhetssenter

$K_{y,i}$ er skive i sin stivhet i y-retning

I er samlet rotasjonsstivhet

M_z er rotasjonsmomentet

$$(2) H_{x,i,rotasjon} = y_i \times K_{x,i} \frac{M_z}{I}$$

$H_{x,i,rotasjon}$ er kraftfordeling på skive i

y_i er avstanden langs y-akse fra stivhetssenteret til skive i sitt stivhetssenter

$K_{x,i}$ er skive i sin stivhet i x-retning

D.8.8 Total kraftfordeling på grunn av translasjon og rotasjon

$$(1) H_{y,i,total} = H_{y,i,translasjon} + H_{y,i,rotasjon}$$

$$(2) H_{x,i,total} = H_{x,i,translasjon} + H_{x,i,rotasjon}$$

$H_{i,total}$ er total kraftfordeling i en akse

$H_{i,translasjon}$ er translasjonskomponenten av kraftfordeling i en akse

$H_{i,rotasjon}$ er rotasjonskomponenten av kraftfordeling i en akse

D.9 Bruddgrensekontroll

D.9.1 Parametere for nyttelaster etter byggkategori

Last	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$ og høyst 8 seter utenom fører sete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$ på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾
¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

Figur 32 Verdier for ψ -faktorer for bygninger (Standard Norge, 2016)

D.9.2 Dimensjonerende verdier for laster

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{Q, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{Q, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} \psi_{0, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, j} \psi_{0, j} Q_{k, j}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{Q, sup} G_{k, sup}$	$\gamma_{Q, inf} G_{k, inf}$	$\gamma_{Q, 1} Q_{k, 1}$	$\gamma_{Q, j} \psi_{0, j} Q_{k, j}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NAA1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{Q, sup} = 1,35$;
 $\gamma_{Q, inf} = 1,00$;
 $\gamma_{Q, 1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\gamma_{Q, j} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);
 $\xi = 0,89$,
 (I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_{Q, 1} = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{Q, sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{Q, inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_Q og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_D og γ_L og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Figur 33 Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Standard Norge, 2016)

D.9.3 Kontroll av stabilitet

$$(1) \frac{M_{stab}}{M_{velt}} > 2$$

M_{stab} er stabiliserende moment gitt ved:

$$(2) M_{stab} = 0,9 \times q_k \times l \times \frac{l}{2}$$

q_k er karakteristisk egenlast

l er veggens lengde, settes lik 12,7 meter

M_{velt} er veltemoment fra horisontale laster (vindlast og skjevstillingslast)

$$(3) M_{velt} = \sum_i H_{y,i} \times (i \times h_{etasje})$$

$H_{y,i}$ er resultant horisontal last mot etasjeskille i

h_{etasje} er gjennomsnittlig etasjehøyde

D.9.4 Beregning av maksimalt trykk i veggen

$$(1) N_T = (q_{ED} \times \frac{y}{2}) + \frac{M_{velt}}{y}$$

q_{ED} er dimensjonerende vertikale laster på veggen

y er lengden av veggen, settes lik 12,7 meter

M_{velt} er veltemoment av horisontale laster (vind- og skjevstillingslaster) som gir trykk på lesiden.

D.9.5 Kontroll av trykkspenninger i betongen

$$(1) f_{cd} \geq \sigma_{D,T}$$

f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet:

$$(2) f_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet, settes lik 16 N/mm²

α er en faktor som tar hensyn til at virkning av langtidslast reduserer trykkfastheten, og ugunstige virkninger som følge av måten lasten påføres, settes lik 0,85

γ_c er materialkoeffisient, settes lik 1,5

$\sigma_{D,T}$ er dimensjonerende trykkspenninger som følge av dimensjonerende laster:

$$(3) \sigma_{D,T} = \frac{N_T}{A_{x,y}}$$

N_T er beregnet maksimalt trykk

$A_{x,y}$ er arealet av veggen i xy-planet

D.9.6 Beregning av maksimalt strekk i veggen

$$(1) N_s = \left(0,9 \times q_{EL,k} \times \frac{y}{2}\right) - \frac{M_{velt}}{y}$$

$q_{EL,k}$ er karakteristisk egenlast på veggen

y er lengden av veggen

M_{velt} er veltemoment av horisontale laster (vind- og skjevstillingslaster) som gir løft på leside

D.9.7 Kontroll for nødvendig armeringen

$$(1) A_s = \frac{N_s}{f_{yd}}$$

f_{yd} er dimensjonerende fasthet for armeringen:

$$(2) f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

f_{ck} er karakteristisk fasthet, settes lik 400 N/mm²

γ_s er materialkoeffisient, settes lik 1,15

D.9.8 Kontroll av sentrisk belastet fundament

$$(1) \sigma_{gd} \geq \frac{N_T}{A_{fund}} \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

σ_{gd} er grunnens bæreevne også omtalt som dimensjonerende grunntrykk, settes lik min 300 N/mm²

A_{fund} er fundamentets areal

e er eksentrisitet mellom grunntrykk og normalkraften i bygget

B er bredden av fundamentet

D.9.9 Kontroll av limtrebjelke for nedbøying

$$(1) W_y \geq W_y^{min}$$

W_y er motstandsmoment gitt ved:

$$(2) W_y = \frac{b \times h^2}{6}$$

W_y^{min} er minimum motstandsmoment gitt ved:

$$(3) W_y^{min} = \frac{M_{ED,y}}{f_{m,g,y,d}}$$

$M_{ED,y}$ er momentet på bjelken

$f_{m,g,y,d}$ er dimensjonerende bøyefasthet gitt ved:

$$(4) f_{m,g,y,d} = f_{m,g,y,k} \times k_{sys} \times k_{vipp} \times k_h \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

$f_{m,g,y,k}$ er karakteristisk bøyefasthet, settes lik 30 N/mm²

k_{sys} er en lastfordelingsfaktor som tar hensyn til flere like konstruksjonselementer i samme system, settes lik 1,1

k_{vipp} er en vippefaktor, settes lik 1 da bjelkene er fastholdt mot vipping

k_{mod} er modifikasjonsfaktor for fasthet som tar hensyn til virkning av lastvarighet og fuktighet, settes for limtre, klimaklasse II og mellomlangtidslast lik 0,8

γ_m er materialfaktor, settes lik 1,15

k_h er en høydefaktor avhengig av volumeffekter, for limtre gitt ved:

$$(5) k_h = \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1}$$

h er bjelkehøyden

D.9.10 Kontroll av limtrebjelke for skjær

$$(1) A \geq A_{min}$$

A er effektivt tverrsnittareal, gitt ved:

$$(2) A = h \times b_{ef}$$

h er bjelkehøyden

b_{ef} er effektiv bredde gitt ved:

$$(3) b_{ef} = b \times k_{cr}$$

k_{cr} er sprekkefaktor som reduserer den effektive bredden til bjelken, settes lik 0,8

A_{limtre}^{min} er minimum effektivt tverrsnittareal av en bjelke, gitt ved:

$$(4) A_{limtre}^{min} = \frac{15}{8} \times \frac{V_{ED}}{f_{v,g,d}}$$

V_{ED} er dimensjonerende skjærkraft på bjelken

$f_{v,g,d}$ er dimensjonerende skjærfasthet gitt ved:

$$(5) f_{v,g,d} = f_{v,g,k} \times k_{sys} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

$f_{v,g,k}$ er karakteristisk skjærfasthet, settes lik 3,5 N/mm²

k_{sys} er en lastfordelingsfaktor som tar hensyn til flere like konstruksjonselementer i samme system, settes lik 1,1

k_{mod} er modifikasjonsfaktor for fasthet som tar hensyn til virkning av lastvarighet og fuktighet, settes for limtre, klimaklasse II og mellomlangtidslast lik 0,8

γ_m er materialfaktor, settes lik 1,15

D.10 Bruksgrensekontroll

D.10.1 Kvasi-permanent nedbøying av limtrebjelke

$$(1) w_{fin} = \frac{5q_{EL}L^4}{384EI} (1 + k_{def}) + \frac{5\psi_2 q_{NL}L^4}{384EI} (\psi_2 k_{def})$$

q_{EL} er karakteristisk egenlast

q_{NL} er karakteristisk nyttelast

E er elastisitet, settes lik 13000 N/mm^2

I er treghetsmomentet gitt ved:

$$(2) I = \frac{b \times h^3}{12}$$

b er bredden

h er høyden

k_{def} er deformasjonsfaktor, settes lik 0,8 for klimaklasse II

ψ_2 er parameter for nyttelaster styrt av byggekategori og type nyttelast, settes lik 0,3

D.10.2 Karakteristisk kombinasjon for limtrebjelke

$$(1) w_{fin} = \frac{5q_{EL}L^4}{384EI}(1 + k_{def}) + \frac{5q_{NL,1}L^4}{384EI}(1 + \psi_2 k_{def}) + \frac{5\psi_{0,i}q_{NL,i}L^4}{384EI}(\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{def})$$

q_{EL} er karakteristisk egenlast

q_{NL} er karakteristisk nyttelast

E er elastisitet, settes lik 13000 N/mm²

I er treghetsmomentet:

$$(2) I = \frac{b \times h^3}{12}$$

b er bredden

h er høyden

k_{def} er deformasjonsfaktor, settes lik 0,8 for klimaklasse II

ψ_0 er parameter for nyttelaster styrt av byggkategori og type nyttelast, settes lik 0,7

ψ_2 er parameter for nyttelaster styrt av byggkategori og type nyttelast, settes lik 0,3

D.10.3 Kontroll for trykk på tvers av fiberretning i limtrebjelke

$$(1) k_{c,90}^* \times f_{c,90,g,d} \geq \sigma_{c,90,d}$$

$f_{c,90,g,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett på fibreene gitt ved:

$$(2) f_{c,90,g,d} = f_{c,90,g,k}^* \times \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

$f_{c,90,g,k}^*$ er karakteristisk trykkfasthet gitt etter anbefalte verdier iht. ASTM-D143, settes lik 5,5 N/mm² (Eide, 2013)

k_{mod} er modifikasjonsfaktor for fasthet som tar hensyn til virkning av lastvarighet og fuktighet, settes for limtre, klimaklasse II og mellomlangtidslast lik 0,8

γ_m er materialfaktor, settes lik 1,15

$k_{c,90}^*$ er faktor, som tar hensyn til at kapasiteten øker for korte belastningslengder (avhengig av lastkonfigurasjonen), settes lik 1.

Konfigurasjon (Fig. 1 og 2)	$k_{c,90}^*$ for $l_1 < 150$ mm	$k_{c,90}^*$ for $l_1 > 150$ mm	
		$a \geq 100$ mm	$a < 100$ mm
$l \geq 150$ mm	1,0	1,0	1,0
$150 > l \geq 15$ mm	1,0	$1 + \frac{150-l}{170}$	$1 + \frac{a(150-l)}{17000}$
15 mm $> l$	1,0	1,8	$1 + \frac{a}{125}$

Figur 34 Faktor $k_{c,90}^*$ avhengig av lastkonfigurasjon (Eide, Glasø og Aasheim, 2013)

l er kontaktflatens lengde, settes lik 190 til 240 mm for bjelke og 140 mm for sville

l_1 er avstanden mellom opplegg, settes større enn 150 mm

a er avstanden til ende, sette lik 0

$\sigma_{c,90,d}$

$$(3) \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{net,t}}$$

$F_{c,90,d}$ er dimensjonerende kraft vinkelrett på fiberretningen, gitt ved:

$$(4) F_{c,90,d} = Q_{ED} + \frac{M_{velt}}{y}$$

Q_{ED} er dimensjonerende last på punktet

M_{velt} er veltemoment av horisontale laster (vind- og skjevstillingslaster) som gir trykk på lesiden.

y er lengden av veggen i y -retning

$A_{net,t}$ er kontaktflate under trykk vinkelrett på fiberretning:

$$(5) A_{net,t} = l \times b$$

D.10.4 Dimensjonering av trykkfordelende plate

$$(1) \quad l \geq \frac{F_{c,90,d}}{b \times \sigma_{f,c,90,d}}$$

l er lengden av stålplaten

b er bredden på stålplate/bjelkebredde

$f_{c,90,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett på fibre

$F_{c,90,d}$ er dimensjonerende kraft vinkelrett på fiberretningen

t_p er platens tykkelse gitt ved:

$$(2) \quad t_p = \sqrt{\frac{4 \times f_{c,90,d} \times u^2}{2 \times f_d}}$$

u er differansen mellom lengden på plata og bredde på underliggende sville

$$(3) \quad u = \frac{l - b_{sville}}{2}$$

b_{sville} er svillens bredde, settes lik 140 mm og 165 mm

f_d er platens dimensjonerende trykkfasthet gitt ved:

$$(4) \quad f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

f_k er karakteristisk fasthet, settes lik 355 N/mm²

γ_M er materialkoeffisient, settes lik 1,05

D.10.5 Beregning av forankringslengde av skrueforsterkning

$$(1) l_{ad} = \frac{l_{ef,2} - l + (n_o - 1) \times a_1}{2}$$

l er bjelkens bredde, settes lik 190 mm og 240 mm

n_o er antall skruer

a_1 er avstand i fiberretning

$l_{ef,2}$ er fiktiv lengde gitt ved:

$$(2) l_{ef,2} = \frac{F_{c,90,d}}{f_{c,90,g,d} \times b}$$

$f_{c,90,g,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett på fibre

b er svillens bredde, settes lik 145 mm og 160 mm

$F_{c,90,d}$ er dimensjonerende kraft vinkelrett på fiberretningen

E Vedlegg – Beregninger

E.1 Karakteristiske laster

E.1.1 Karakteristisk egenlast fordelt på etasjeskillene

Den karakteristiske egenlasten ved manuell beregning tar utgangspunktet til egenlastene til etasjeskillene. Egenlastene av de bærende indre og ytre vegger, samt ikke bærende yttervegger og fordeles jevnt utover etasjeskillene. Trapperommet behandles som det var etasjeskiller istedenfor trapper. Balkongene inngår som en del av etasjeskillene.

Tabell 12 Egenlast av det eksisterende bygget

Total egenlast		
Egenlast (Q)	12708,3	kN
Egenlast pr etg (Q)	3177,1	kN
Egenlast pr etg (Q)	8,8	kN/m²

Tabell 13 Egenlast med fem etasjer påbygg med moduler

Total egenlast		
Egenlast (Q)	18858,8	kN
Egenlast pr etg (Q)	2095,4	kN
Egenlast pr etg (Q)	5,8	kN/m²

E.1.2 Tillegg til karakteristisk egenlast ved modellering i Focus

I datasimulering gjennom bruk av Focuskonstruksjon må tilleggskonstruksjoner i egenlasten legges til manuelt for å få lastbildet som representerer det faktiske lasten. Fordeling over etasjeskiller er ikke nødvendigvis konservativt da lastene fra disse i utgangspunktet er konsentrert. Lastarealet som disse fordeles på er redusert til å kun gjelde gulvarealet, samt at veggarealene benyttet ikke er fratrasket tykkelsen på gulvet. Dette gjelder for lettveggene.

Tabell 14 Arealer av trapper, lettvegger og yttervegger

Konstruksjonsdel	Areal		Merknad
Trappeareal	22,0	m ²	2 trapperom pr etg
Areal av lettvegger	308,0	m ²	
Areal av yttervegger i bindingsverk	158,5	m ²	

Tabell 15 Totale egenlast av forskjellige ikke-bærende konstruksjoner i hver etasje

Last av konstruksjonsdel	Egenlast for konstruksjonsdel	Totalt egenlast	
Trapper*	8	176,0	kN
Lettvegger	0,4	123,2	kN
Yttervegger i bindingsverk	0,6	95,1	kN
Sum last per etasje		394,3	kN

*(Trapp er en estimering basert på armert betong 25kN/m³ fra Byggforsk 471.031)

Tabell 16 Total nyttelast fordelt over etasjeskille

Totalt tillegg i egenlast fordelt over etasjeskille	Last	
Egenlastlast pr etasjeskille (trapperom fratrasket i fordeling)	1,2	kN/m ²

E.1.3 Karakteristisk nyttelaster fordelt på etasjeskillene

I både datamodelleringen og manuelle beregninger er summen av nyttelaster fordelt over hele etasjeskillen slik det også er beregnet for egenlaster.

Tabell 17 Arealer

Konstruksjonsdel	Areal		Merknad
Trappeareal	22,0	m ²	2 trapperom pr etg
Balkongareal	46,0	m ²	
Gulvareal	291,4	m ²	
Sum areal per etasje	359,4	m ²	

Tabell 18 Totale nyttelaster på forskjellige konstruksjoner i hver etasje

Last på konstruksjonsdel	Nyttelast for konstruksjonsdel	Total nyttelast	
Last på trappeareal	3	66,0	kN
Last på balkonger	4	184,0	kN
Last på gulv	2	582,9	kN
Sum last per etasje		832,8	kN

Tabell 19 Total nyttelast fordelt over etasjeskille

Total nyttelast fordelt over etasjeskille	Last	
Nyttelast pr etasjeskille (trapperom fratrasket i fordeling)	2,5	kN/m ²

Dette gir et tillegg på 0,5 kN/m² i tillegg til 2,0 kN/m² som er vanlig nyttelast for gulv i bygningskategori A som er boliger. Tillegget på 0,5 kN/m² er benyttet i både manuell- og datamodellering

E.1.4 Karakteristiske snølaster på tak

Dimensjonering av snø på tak tar utgangspunkt i snølast på mark og korregerer for faktorer som sier noe om hvordan snøen legger seg på taket. Dette er bestemt av både takets form og egenskaper, men også termiske egenskaper og lokale meteorologiske forhold. Vestlia borettslag ligger i Trondheim og anslått høyde ved mark er 78.8 moh. (Kartverket, 2021). Boligblokken har en takvinkel på 0 grader i dag. Et eventuelt påbygg forutsettes å ha kompakt tak, og takvinkelen på 0 grader videreføres.

Tabell 20 Karakteristisk snølast på mark for Trondheim

KOMMUNE	$S_{k,0}$	H_g	ΔS_k	$S_{k,maks}$
	kN/m ²	m	kN/m ²	kN/m ²
Trondheim	3,5	150	1,0	-

Formfaktor for snølast på tak korregerer snølasten som legger seg på taket. Eksponerings- og termiske koeffisienter settes til normalt.

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Figur 35 Formfaktorer for snølast på tak (Standard Norge, 2018b)

Ove Sletten er benyttet for å beregne snølasten på tak. Snølasten vil være 2,8 kN/m² både på eksisterende og med påbygg. Beregningene er gjort etter NS-EN 1991-1-3 Snølaster (Standard Norge, 2018b; Sletten Byggdata, 2010)

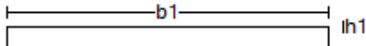
Snølast []

☒ Norge
 ☐ Sverige


Fylke: Trøndelag
 Snølast S_k [kN/m²]: 3.5

Kommune: Trondheim
 Juster snølast (høydeøkning)

Sted:
 Eksponeringskoeff.: C_e 1.0
 Termisk koeff.: C_t 1
☐ Snøfanger



Geometri (mm)	
b1	12700
h1	0



Beregnet last (kN/m ²)	
Lt.nr	1
q1	2,80

Figur 36 Snølastberegninger hentet ut fra sletten byggdata (Sletten Byggdata, 2010)

E.1.5 Karakteristiske vindlaster (Lars)

Vindlaster er utregnet ved bruk av Sletten Byggdata sitt lastprogram iht. Eurokode 1, del 1-4 Allmenne laster, vindlaster. Vindlasten tar utgangspunkt en referansevindhastighet som er stegen for Trondheim. Dette er middelvinden 10 meter over bakken:

Tabell 21 Referansevindhastighet for Trondheim (Standard Norge, 2009)

Kommune	$V_{b,0}$ (m/s)
Trondheim	26

Vindkasthastighetstrykk og vindkasthastighet beregnes etter regler i NA4.1. Referansevinden korrigeres for høyde over havet og terrengets ruhet. Ruhetsfaktoren tar høyde for høyden over havet og terrengruheten på lesiden av konstruksjonen.

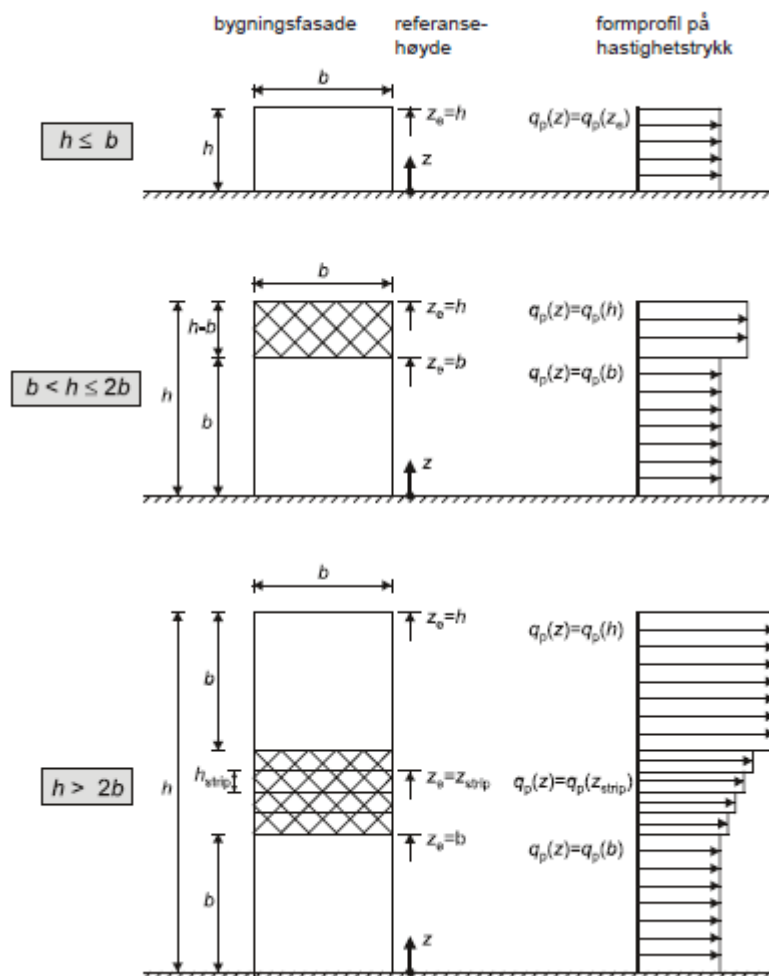
Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

Figur 37 Terrengruhetskategorier i nasjonalt tillegg til Eurokode 1, del 1-4 (Standard Norge, 2009)

Lavere terrengruhetsfaktor vil gi større vindpåkjenning. I det videre er terrengruhetskategori III valgt som best gjengivende av det omkringliggende området.

E.1.6 Vindlast mot vegger

Beregningene er gjort uten soneinndelinger av bygget. Eurokode 1 setter forholdstallet mellom bredden og høyden av bygget som bestemmende for om det skal foretas soneinndeling i høyden eller ikke.



Figur 38 Ved konstruksjon av høye og smale bygg kan vindpåvirkningen deles opp i soner (Standard Norge, 2009)

Det eksisterende bygget er 12,7 meter i bredde og i overkant av 11 meter høyt, og faller derfor inn under én helhetlig formprofil på hastighetstrykket. Skulle bygget utvides med fem etasjer ville den totale høyden bli mer enn to ganger bredden og vi kunne etter standarden regnet med et avtagende vindhastighetstrykk nedover i konstruksjonen. Konservativt velger vi å holde på en jevn profil i hele høyden.

Vindtrykket påvirkes også av en utvendig formfaktor, C_{pe} . Størrelsen på denne avhenger av det totalt belastede arealet som vindpåvirkningen skal beregnes for. $C_{pe,1}$ gjelder normalt for små konstruksjonsdeler, mens $C_{pe,10}$ benyttes for konstruksjonsdeler. Det er i lastberegningsprogrammet benyttet $C_{pe,10}$.

➔ Vindhastighet og vindkasthastighet (Qkast)

☒ Norge ☐ Sverige

Fylke: **Sør-Trøndelag** Kommune: **Trondheim** Referansevind $V_{b,0}$: **26** m/s

Faktorer for beregning av basisvindhastighet, V_b

Høyde over havet: **72** m → C-alt: **1**
 Returperiode (år): ☒ 50 ☐ 100 C-prob: **1**
 Årstidsfaktoren: C-season: **1** Hele året

Region (dimensjonerende vindretning)

Bruk retningsfaktor C-dir = **1** C-dir: **1**

Terrengruhetskategori og tilhørende parametre

Kategori: ☐ 0 ☐ I ☐ II ☒ III ☐ IV
 Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder

☐ Overgangssone (Nabosone A)

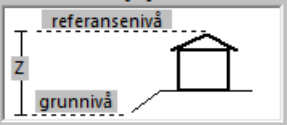
Terrengformfaktor $C_o(z)$ og turbulensfaktor K_I

Ingen topografisk påvirkning. $C_o(z)=1$ og $K_I=1$
 Skjema for beregning av $C_o(z)$ -->

Terrengformfaktor $C_o(z)$	1
Turbulensfaktor K_I	1

Høyde fra grunnivå til referansenivå [m]

Ze: **11.2** m



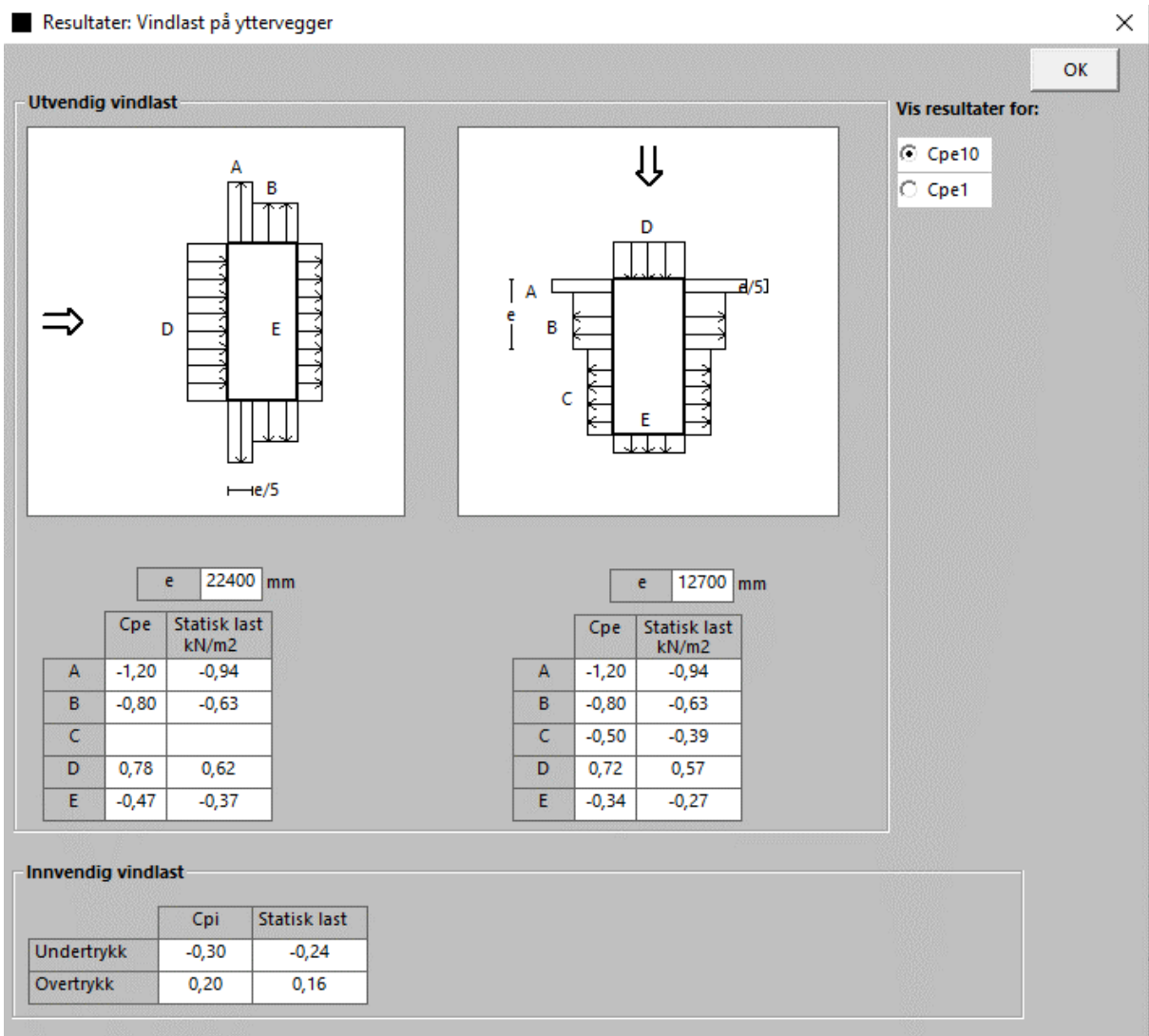
☐ Vis mellomregning

Beregnet vindhastighet

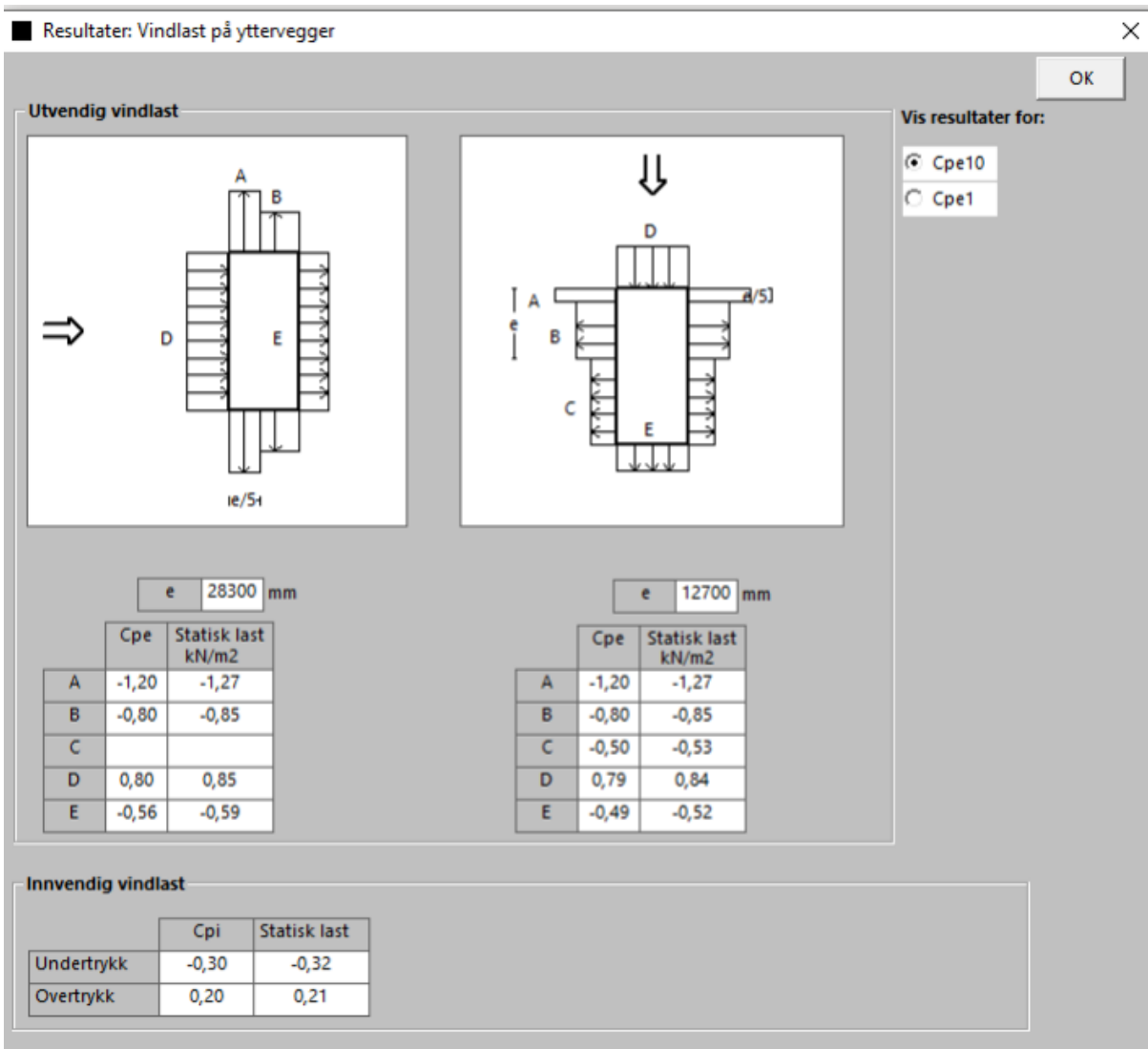
Vkast	35,5	m/s
Qkast	,79	kN/m ²

Figur 39 Forutsetninger for beregning av vindtrykket til det eksisterende bygget skjembilde fra sletten bygdata (Sletten Bygdata, 2010)

Det er kjørt beregninger for to forskjellige bygghøyder. En for det opprinnelige bygget og en for påbygg med fem etasjer. Den totale høyden på bygget med påbygg er om lag 27 meter.



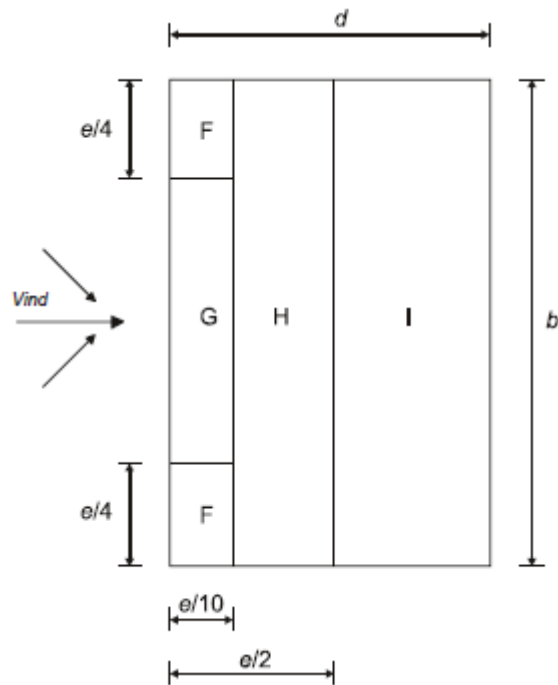
Figur 40 Vindlast på eksisterende bygg skjembilde fra sletten byggdata (Sletten Byggdata, 2010)



Figur 41 Vindlast på bygg med påbygg skjembilde fra sletten bygdata (Sletten Bygdata, 2010)

E.1.7 Vindlast mot tak

Vindtrykk mot tak deles på lik linje som den vertikale konstruksjonen inn i soner



Figur 42 Soneinndeling av vindtrykk mot tak (Standard Norge, 2009)

Vind mot flate tak vil gi et sug og ikke trykk. Taket vil derfor få et løft og strekke konstruksjonen.

Taktype		Sone							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
Skarp takavslutning		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
Med parapet	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
Krum takavslutning	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
Skrå, rett takavslutning	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2 -0,2	
								+0,2 -0,2	

MERKNAD 1 For tak med parapeter eller krumme takavslutninger kan lineær interpolasjon brukes for mellomliggende verdier av h_p/h og r/h .

MERKNAD 2 For tak med skrå, rette takavslutninger kan lineær interpolasjon mellom $\alpha = 30^\circ$, 45° og $\alpha = 60^\circ$ brukes. For $\alpha > 60^\circ$ kan lineær interpolasjon mellom verdiene for $\alpha = 60^\circ$ og verdiene for flate tak med skarp takavslutning brukes.

MERKNAD 3 I sone I, der positive og negative verdier er gitt, skal begge verdiene vurderes.

MERKNAD 4 For selve den skrå, rette takavslutningen er de utvendige formfaktorene gitt i tabell 7.4a "Utvendige formfaktorer for saltak: vindretning 0° ", sone F og G, avhengig av vinkelen på den skrå, rette takavslutningen.

MERKNAD 5 For selve den krumme takavslutningen gis de utvendige formfaktorene ved lineær interpolasjon langs kurven, mellom verdiene på veggen og taket.

Figur 43 Utvendig formfaktor for flate tak (Standard Norge, 2009)

Vindsuget på taket er av konservative hensyn ikke medregnet, da det er trykket i betongen som er av relevant. Det kan ha relevans på strekksiden av bygget, men i tilfellet med et massivt betongbygg vil den totale massen av bygget medføre at det også blir trykk i den potensielle strekksonen.

E.2 Laster på avstivingssystemet

E.2.1 Geometrisk avvik- skjevstilling

Tabell 22 Beregning av skjevstilling for eksisterende bygg og påbygg

Skjevstilling_y			Skjevstilling_y		
θ_0	0,005		θ_0	0,005	
α_h	0,67	0,60	α_h	0,67	0,38
m	13		m	13	
α_m	0,734		α_m	0,734	
θ_i	0,0024		θ_i	0,0024	
Skjevstilling_x			Skjevstilling_x		
θ_0	0,005		θ_0	0,005	
α_h	0,67	0,60	α_h	0,67	0,38
m	13		m	13	
α_m	0,734		α_m	0,734	
θ_i	0,0024		θ_i	0,0024	

E.2.2 Vindlaster mot eksisterende bygg og påbygg

Tabell 23 Beregnet vindlaster mot eksisterende bygg og påbygg med vind fra ulike retninger

Vindlast Hy (vind langvegg)			Vindlast Hy (vind langvegg)		
q _{D+E}	1,0	kN/m ²	q _{D+E}	1,4	kN/m ²
q _v (dekkeskive)	2,8	kN/m	q _v (dekkeskive)	4,3	kN/m
P _v (dekkeskive)	78,4	kN	P _v (dekkeskive)	122,3	kN
q _v (takskive)	1,4	kN/m	q _v (takskive)	2,2	kN/m
P _v (takskive)	39,2	kN	P _v (takskive)	61,1	kN
Vindlast Hx (vind gavelvegg)			Vindlast Hx (vind gavelvegg)		
q _{D+E}	0,84	kN/m ²	q _{D+E}	1,4	kN/m ²
q _v (dekkeskive)	2,4	kN/m	q _v (dekkeskive)	4,1	kN/m
P _v (dekkeskive)	29,9	kN	P _v (dekkeskive)	51,8	kN
q _v (takskive)	1,2	kN/m	q _v (takskive)	2,0	kN/m
P _v (takskive)	14,9	kN	P _v (takskive)	25,9	kN

E.2.3 Vertikale laster på etasjeskillene

Tabell 24 Dimensjonerende vertikale laster mot etasjeskiller i eksisterende bygg og med påbygg

Dimensjonerende horisontale laster ved vind langside			Dimensjonerende horisontale laster ved vind langside		
$H_{TOT, dekke}$	129,3	kN	$H_{TOT, hulldekke}$	191,8	kN
$h_{TOT, dekke}$	4,6	kN/m	$h_{TOT, hulldekke}$	6,8	kN/m
$H_{TOT, tak}$	71,4	kN	$H_{TOT, tak}$	101,1	kN
$h_{TOT, tak}$	2,5	kN/m	$h_{TOT, tak}$	3,6	kN/m
Dimensjonerende horisontale laster ved vind gavel			Dimensjonerende horisontale laster ved vind gavel		
$H_{TOT, dekke}$	56,4	kN	$H_{TOT, hulldekke}$	86,2	kN
$h_{TOT, dekke}$	4,4	kN/m	$h_{TOT, hulldekke}$	6,8	kN/m
$H_{TOT, tak}$	35,0	kN	$H_{TOT, tak}$	48,3	kN
$h_{TOT, tak}$	2,8	kN/m	$h_{TOT, tak}$	3,8	kN/m

E.2.4 Vertikale laster fordelt på veggskiver i eksisterende bygg

Tabell 25 Overføring av horisontale laster til avstivningssystemet ved vind mot langveggen i eksisterende bygg

Skive	A (y)	B-1 (y)	B-2 (y)	C (y)	D (y)	E (y)	F (y)	G (y)	H (y)	I (y)	J-1 (y)	J-2 (y)	K (y)	5-1 (x)	5-2 (x)	SUM
H_x^T	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_y^T	32,2	1,1	0,1	0,9	13,3	0,9	32,2	0,9	13,3	0,9	1,1	0,1	32,2	0,0	0,0	129,3
H_x^R	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_y^R	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$H_{x,dekke}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$H_{y,dekke}$	32,2	1,1	0,1	0,9	13,3	0,9	32,2	0,9	13,3	0,9	1,1	0,1	32,2	0,0	0,0	129,3
$H_{x,tak}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$H_{y,tak}$	17,8	0,6	0,1	0,5	7,3	0,5	17,8	0,5	7,3	0,5	0,6	0,1	17,8	0,0	0,0	71,4

Tabell 26 Overføring av horisontale laster til avstivingssystemet ved vind mot gavel veggen i eksisterende bygg

Skive	A (y)	B-1 (y)	B-2 (y)	C (y)	D (y)	E (y)	F (y)	G (y)	H (y)	I (y)	J-1 (y)	J-2 (y)	K (y)	5-1 (x)	5-2 (x)	SUM
H_x^T (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	28,2	28,2	56,4
H_y^T (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_x^R (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_y^R (kN)	-3,7	-0,1	0,0	-0,1	-0,7	0,0	0,0	0,0	0,7	0,1	0,1	0,0	3,7	0,0	0,0	0,0
$H_{x,dekke}$ (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	28,2	28,2	56,4
$H_{y,dekke}$ (kN)	-3,7	-0,1	0,0	-0,1	-0,7	0,0	0,0	0,0	0,7	0,1	0,1	0,0	3,7	0,0	0,0	0,0
$H_{x,tak}$ (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,6	15,6	31,2
$H_{y,tak}$ (kN)	-2,1	0,0	0,0	0,0	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,4	0,0	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	0,0

Tabell 27 Overføring av horisontale laster til avstivingssystemet ved vind mot langveggen med påbygg

Skive	A (y)	B-1 (y)	B-2 (y)	C (y)	D (y)	E (y)	F (y)	G (y)	H (y)	I (y)	J-1 (y)	J-2 (y)	K (y)	5-1 (x)	5-2 (x)	SUM
H_x^T	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_y^T	51,4	1,0	0,1	0,8	16,0	0,8	51,4	0,8	16,0	0,8	1,0	0,1	51,4	0,0	0,0	191,8
H_x^R	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_y^R	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$H_{x,dekke}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$H_{y,dekke}$	51,4	1,0	0,1	0,8	16,0	0,8	51,4	0,8	16,0	0,8	1,0	0,1	51,4	0,0	0,0	191,8
$H_{x,tak}$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
$H_{y,tak}$	27,1	0,5	0,1	0,4	8,4	0,4	27,1	0,4	8,4	0,4	0,5	0,1	27,1	0,0	0,0	101,1

Tabell 28 Overføring av horisontale laster til avstivingssystemet ved vind mot gavel veggen med påbygg

Skive	A (y)	B-1 (y)	B-2 (y)	C (y)	D (y)	E (y)	F (y)	G (y)	H (y)	I (y)	J-1 (y)	J-2 (y)	K (y)	5-1 (x)	5-2 (x)	SUM
H_x^T (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	43,1	43,1	86,2
H_y^T (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_x^R (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
H_y^R (kN)	-5,9	-0,1	0,0	-0,1	-0,9	0,0	0,0	0,0	0,9	0,1	0,1	0,0	5,9	0,0	0,0	0,0
$H_{x,dekke}$ (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	43,1	43,1	86,2
$H_{y,dekke}$ (kN)	-5,9	-0,1	0,0	-0,1	-0,9	0,0	0,0	0,0	0,9	0,1	0,1	0,0	5,9	0,0	0,0	0,0
$H_{x,tak}$ (kN)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	22,7	22,7	45,4
$H_{y,tak}$ (kN)	-3,1	0,0	0,0	0,0	-0,5	0,0	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	3,1	0,0	0,0	0,0

E.3 Bruddgrensekontroll for midtvegg/vegg F

E.3.1 Beregning av linjelaster over midtvegg/vegg F uten påbygg

Tabell 29 Forutsetninger og beregninger uten påbygg

EL linjelast	Tak		30,5	kN/m
	Vegg F		640,1	kN/m
	Gulv 3 etg		35,2	kN/m
	Gulv 2 etg		35,2	kN/m
	Gulv 1 etg		31,9	kN/m
	Sum		772,9	kN/m
NL linjelast	Tak		23,4	kN/m
	Gulv 3 etg		16,5	kN/m
	Gulv 2 etg		16,5	kN/m
	Gulv 1 etg		16,5	kN/m
	Sum		72,9	kN/m
6.10a	q_{ED}		1120,0	kN/m
6.10b	q_{ED}		1036,9	kN/m
	M_{ED}		741,0	kNm

E.3.2 Beregning av linjelaster over midtvegg/vegg F med påbygg

Tabell 30 Forutsetninger og beregninger med påbygg

EL linjelast	Eksisterende bygg	772,9	kN/m
	Bjelker	3,5	kN/m
	Moduler	16,5	kN/m
	q _{EL} , 4 etg	792,9	kN/m
	q _{EL} , 5 etg	809,4	kN/m
	q _{EL} , 6 etg	825,9	kN/m
	q _{EL} , 7 etg	842,4	kN/m
	q _{EL} , 8 etg	858,9	kN/m
NL linjelast	Tak	23,4	kN/m
	Etasjeskiller	16,5	kN/m
	q _{NL} , 5 etg	89,4	kN/m
	q _{NL} , 6 etg	105,9	kN/m
	q _{NL} , 7 etg	122,4	kN/m
	q _{NL} , 8 etg	138,9	kN/m
	q _{NL} , 9 etg	155,4	kN/m
6.10a	q _{ED} , 5 etg	1164,3	kN/m
6.10a	q _{ED} , 6 etg	1203,9	kN/m
6.10a	q _{ED} , 7 etg	1243,5	kN/m
6.10a	q _{ED} , 8 etg	1283,1	kN/m
6.10a	q _{ED} , 9 etg	1322,7	kN/m

	M_{ED} , 9 etg	6286,9	kNm
--	------------------	--------	-----

E.3.3 Kontroll av stabilitet

Tabell 31 Kontroll av stabilitet for eksisterende bygg og påbygg

M _{stab}		56098,2	kNm		M _{stab}		62337,4	kNm	
M _{velt} (M _{ED})		741,0	kNm		M _{velt} (M _{ED})		6286,9	kNm	
M _{stab} / M _{velt} (M _{ED})		75,7	>	2	M _{stab} / M _{velt} (M _{ED})		9,9	>	2
Kontroll		OK			Kontroll		OK		

E.3.4 Kontroll av trykk

Tabell 32 Kontroll for trykk i vegg F med og uten påbygg

$N_d/2$		7112,0	kN
$M_{\text{velt}} (M_{\text{ED}}) /L$		58,3	kN
N_T		7170,4	kN
Kontroll		TRYKK	

$N_d/2$		8399,0	kN
$M_{\text{velt}} (M_{\text{ED}}) /L$		495,0	kN
N_T		8894,0	kN
Kontroll		TRYKK	

E.3.5 Kontroll av trykkspenning i betongen

Tabell 33 Kontroll for trykkspenninger i betong uten og med påbygg

B16		
f_{ck}	16	N/mm ²
γ_c	1,5	
α	0,85	
f_{cd}	9,07	N/mm ²
Tykkelse vegg	0,18	m
$\sigma_{D,T}$	3,14	N/mm ²
Kontroll	OK	
Kap. utnyttelse	34,6 %	

B16		
f_{ck}	16	N/mm ²
γ_c	1,5	
α	0,85	
f_{cd}	9,07	N/mm ²
Tykkelse vegg	0,18	
$\sigma_{D,T}$	3,89	N/mm ²
Kontroll	OK	
Kap. utnyttelse	42,9 %	

E.3.6 Kontroll for grunntrykk

Tabell 34 Kontroll av grunntrykk uten og med påbygg

A	29,21	m ²
e	0	
B	2,3	m
σ_{fund,maks}	245,5	N/mm ²
σ_{gd}	300	
Kontroll	OK	
Kap. Utnyttelse	81,8 %	

A	29,21	m ²
e	0	
B	2,3	m
σ_{fund,maks}	304,5	N/mm ²
σ_{gd}	300	
Kontroll	BRUDD	
Kap. Utnyttelse	101,5 %	

E.3.7 Kontroll for grunntrykk med inngangsdata fra simulering i Focus konstruksjon

Tabell 35 Utleddet grunntrykk fra verdier for trykk ved simuleringer av eksisterende bygg

Kapasitetsutnytt. trykk	48 %	
$\sigma_{D,T}$, utledet	4,35	N/mm ²
N_T, utledet	9948,7	kN
$\sigma_{fund,maks}$, utledet	340,59	N/mm ²

Tabell 36 Utleddet grunntrykk fra verdier for trykk ved simuleringer av eksisterende bygg med påbygg

Kapasitetsutnytt. trykk	76 %	
$\sigma_{D,T}$, utledet	6,89	N/mm ²
N_T, utledet	15752,1	kN
$\sigma_{fund,maks}$, utledet	539,27	N/mm ²

E.3.8 Kontroll for strekk

Tabell 37 Kontroll for strekk uten og med påbygg

N_d'		8834,4	kN
$N_d'/2$		4417,2	kN
N_s		4358,8	kN
Kontroll		TRYKK	

N_d'		9816,9	kN
$N_d'/2$		4908,5	kN
N_s		4413,4	kN
Kontroll		TRYKK	

E.3.9 Kontroll for strekk i armering

Tabell 38 Kontroll for armeringsbehov uten og med påbygg. Merk at vekten av bygget fører til at det blir trykk på begge sider, og det i utgangspunktet ikke er behov for armering.

Ks40			Ks40		
f_{yk}	400	N/m ²	f_{yk}	400	N/m ²
γ_c	1,15		γ_c	1,15	
f_{yd}	347,8	N/m ²	f_{yd}	347,8	N/m ²
A_s	-12531,6	mm ²	A_s	-12688,6	mm ²
Kontroll	TRENGER IKKE ARMERING		Kontroll	TRENGER IKKE ARMERING	

E.4 Kontroll av limtrebjelke

E.4.1 Forutsetninger

Tabell 39 Dimensjoner, senteravstander og beregnet linjelaster for bjelkene

c/c	300	mm	c/c	600	mm
l	7,425	m	l	6,6	m
b	190	mm	b	240	mm
h	405	mm	h	405	mm
q _{EL,Modul}	3,8	kN/m	q _{EL,Modul}	7,5	kN/m
q _{EL,Bjelke}	0,4	kN/m	q _{EL,Bjelke}	0,5	kN/m
q _{NL,tak}	1,1	kN/m	q _{NL,snø}	2,1	kN/m
q _{NL,bolig}	3,8	kN/m	q _{NL,bolig}	7,5	kN/m

E.4.2 Kontroll for trykk på tvers av fiberretning

Tabell 40 Kontroll for trykk på tvers av fiber. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

F	252,0	kN	F	320,1	kN
Bredde sville	140	mm	Bredde sville	165	mm
A	26600	mm ²	A	39600	mm ²
$\sigma_{c,90,d}$	9,47	N/mm ₂	$\sigma_{c,90,d}$	8,08	N/mm ₂
$k_{c,90}$	1		$k_{c,90}$	1	
$f_{c,90, g,d}$	1,74	N/mm ₂	$f_{c,90, g,d}$	1,74	N/mm ₂
Kapasitet	545 %		Kapasitet	465 %	
$k^*_{c,90}$	1		$k^*_{c,90}$	1	
$f^*_{c,90, g,d}$	3,83	N/mm ₂	$f^*_{c,90, g,d}$	3,83	N/mm ₂
Kapasitet	248 %		Kapasitet	211 %	
Kontroll	GJENNOMFØR TILTAK MOT TRYKK PÅ TVERS AV FIBER		Kontroll	GJENNOMFØR TILTAK MOT TRYKK PÅ TVERS AV FIBER	

E.4.3 Dimisjonering av trykkfordelende plate under limtrebjelker

Tabell 41 Dimisjonering av trykkfordelende plate under limtrebjelker. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

F	252,0	kN	F	320,1	kN
$f_{c,90,g,d}^*$	3,83	N/mm ²	$f_{c,90,g,d}^*$	3,83	N/mm ²
b	190	mm	b	240	mm
l	346,6	mm	l	348,6	mm
f_k	355,0	N/mm ²	f_k	355,0	N/mm ²
γ_M	1,05		γ_M	1,05	
f_d	338,1	N/mm ²	f_d	338,1	N/mm ²
u	78,3	mm	u	91,8	mm
t_p	11,8	mm	t_p	13,8	mm

E.4.4 Kontroll av 450 mm trykkfordelende plate under limtrebjelke

Tabell 42 Kontroll av 450 mm trykkfordelende plate under limtrebjelker. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

F	252,0	kN
b	190,0	mm
l	450,0	mm
$\sigma_{c,90,d}$	2,9	N/mm²
$f_{c,90,g,d}^*$	3,83	N/mm ²
Kapasitet	77 %	

F	320,1	kN
b	240,0	mm
l	450,0	mm
$\sigma_{c,90,d}$	2,96	N/mm²
$f_{c,90,g,d}^*$	3,83	N/mm ²
Kapasitet	77 %	

E.4.5 Nødvendig forankringslengde skrue

Tabell 43 Beregning av nødvendig forankringslengde for skruerforsterkning mot trykk. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

F	252,0	kN
b	140	mm
$f_{c,90,g,d}^*$	3,83	N/mm ²
$l_{ef,2}$	470,4	mm
$l_{ef,2}$, modifisert m. kant	800,8	mm
l (bredde bjelke)	190,0	mm
a_5	20,0	mm
l_{ad}	325,4	mm

F	320,1	kN
b	165	mm
$f_{c,90,g,d}^*$	3,83	N/mm ²
$l_{ef,2}$	507,0	mm
$l_{ef,2}$, modifisert m. kant	774,0	mm
l (bredde bjelke)	240,0	mm
a_5	20,0	mm
l_{ad}	287,0	mm

E.4.6 Kontroll for kvasi-permanent nedbøying

Tabell 44 Kontroll for kvasi-permanent nedbøying. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

I	1051810313	mm ⁴	I	1328602500	mm ⁴
L/h	18,33		L/h	16,30	
w _s	0,0		w _s	0,0	
w _{inst,G}	11,9	mm	w _{inst,G}	11,4	mm
w _{inst,Q}	4,18	mm	w _{inst,Q}	4,13	mm
w _{fin,gp}	22,4	mm	w _{fin,gp}	21,5	mm
l/300	24,8	mm	l/300	22,0	mm
Kontroll	OK		Kontroll	OK	

E.4.7 Kontroll for nedbøying i karakteristisk kombinasjon

Tabell 45 Kontroll for nedbøying i karakteristisk kombinasjon. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

$W_{inst,G}$	11,9	mm	$W_{inst,G}$	11,4	mm
$W_{inst,Q1}$	10,9	mm	$W_{inst,Q1}$	10,7	mm
$W_{inst,Qi}$	2,2	mm	$W_{inst,Qi}$	2,1	mm
$W_{fin,G}$	21,4	mm	$W_{fin,G}$	20,5	mm
$W_{fin,Q1}$	13,5	mm	$W_{fin,Q1}$	13,3	mm
$W_{fin,Qi}$	2,0	mm	$W_{fin,Qi}$	2,0	mm
$W_{fin,gp}$	36,9	mm	$W_{fin,gp}$	35,8	mm

E.4.8 Kontroll av bøyemoment

Tabell 46 Kontroll for bøyemoment. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

q_{ED}	12,2	kN/m	q_{ED}	24,0	kN/m
$M_{ED,y}$	83,8	kNm	$M_{ED,y}$	130,6	kNm
$f_{m,g,y,d}$	23,9	N/mm ²	$f_{m,g,y,d}$	23,9	N/mm ²
W_y^{min}	3508615	mm ³	W_y^{min}	5471552	mm ³
W_y	5194125	mm ³	W_y	6561000	mm ³
Kapasitet	148 %		Kapasitet	120 %	
Kontroll	OK		Kontroll	OK	

E.4.9 Kontroll av skjær

Tabell 47 Kontroll for skjær. Spenn A til D (7,25 m) og D til F (6,6 m)

$f_{v,g,d}$	2,7	N/mm ²
$k_{cr,limtre}$	0,8	
b_{ef}	152	mm
V_{ED}	45,1	kN
A^{min}	31595	mm ²
A	76950	mm ²
Kapasitet	244 %	
Kontroll	OK	

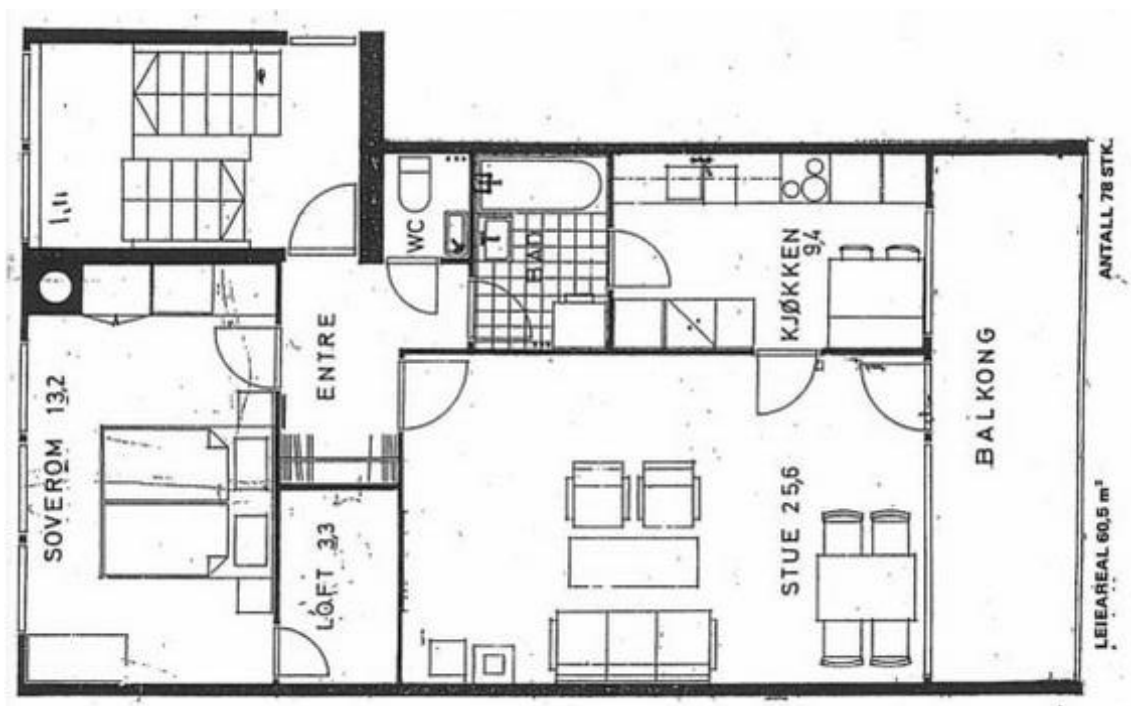
$f_{v,g,d}$	2,7	N/mm ²
$k_{cr,limtre}$	0,8	
b_{ef}	192	mm
V_{ED}	79,2	kN
A^{min}	55431	mm ²
A	97200	mm ²
Kapasitet	175 %	
Kontroll	OK	

F Vedlegg – Planløsninger over Vestlia borettslag, Trondheim

F.1 Planløsninger

F.1.1 2-romsleiligheter

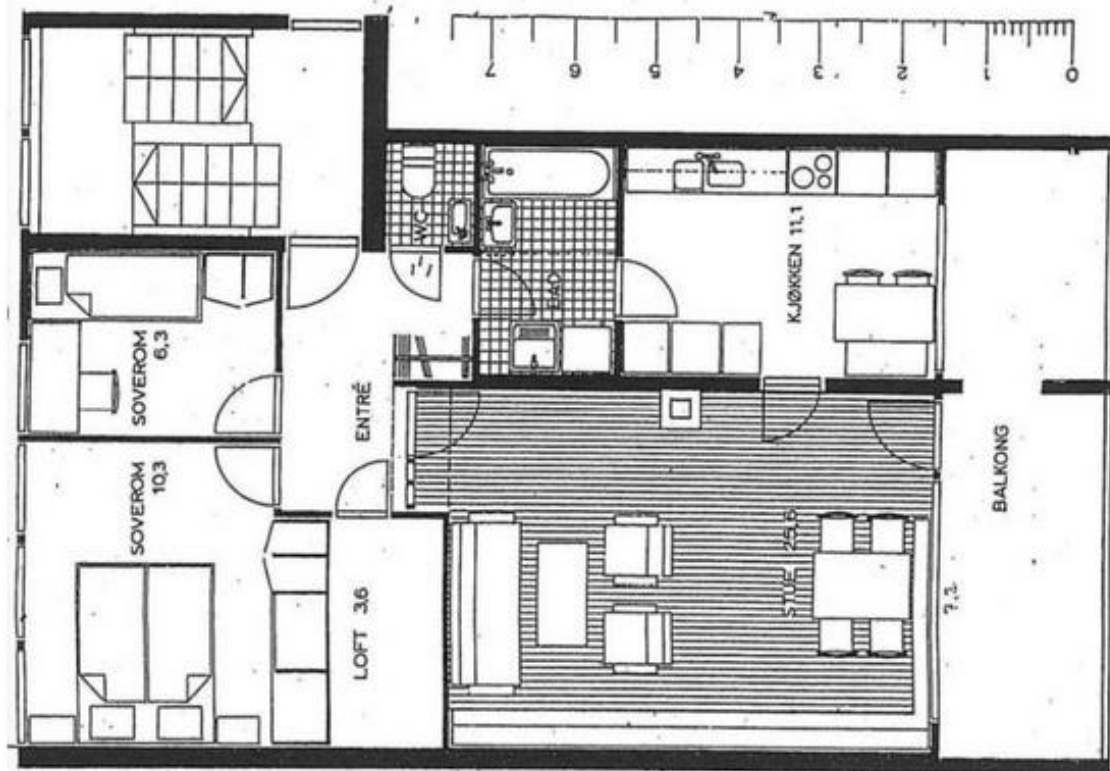
2-romsleilighetene på 61m² ligger i Edgar B. Schieldrops veg og Arne Fjellbus veg, og de ligger i alle tre etasjer. Alle 2-roms leiligheter er plassert i kjernen av blokken og ingen av disse vil ha selvstendige gavlvegger. Nedenfor er planløsningen illustrert.



Figur 44 Planløsning for 2-roms leiligheter i Vestlia borettslag (Vestlia borettslag, 2021)

F.1.2 3-romsleiligheter

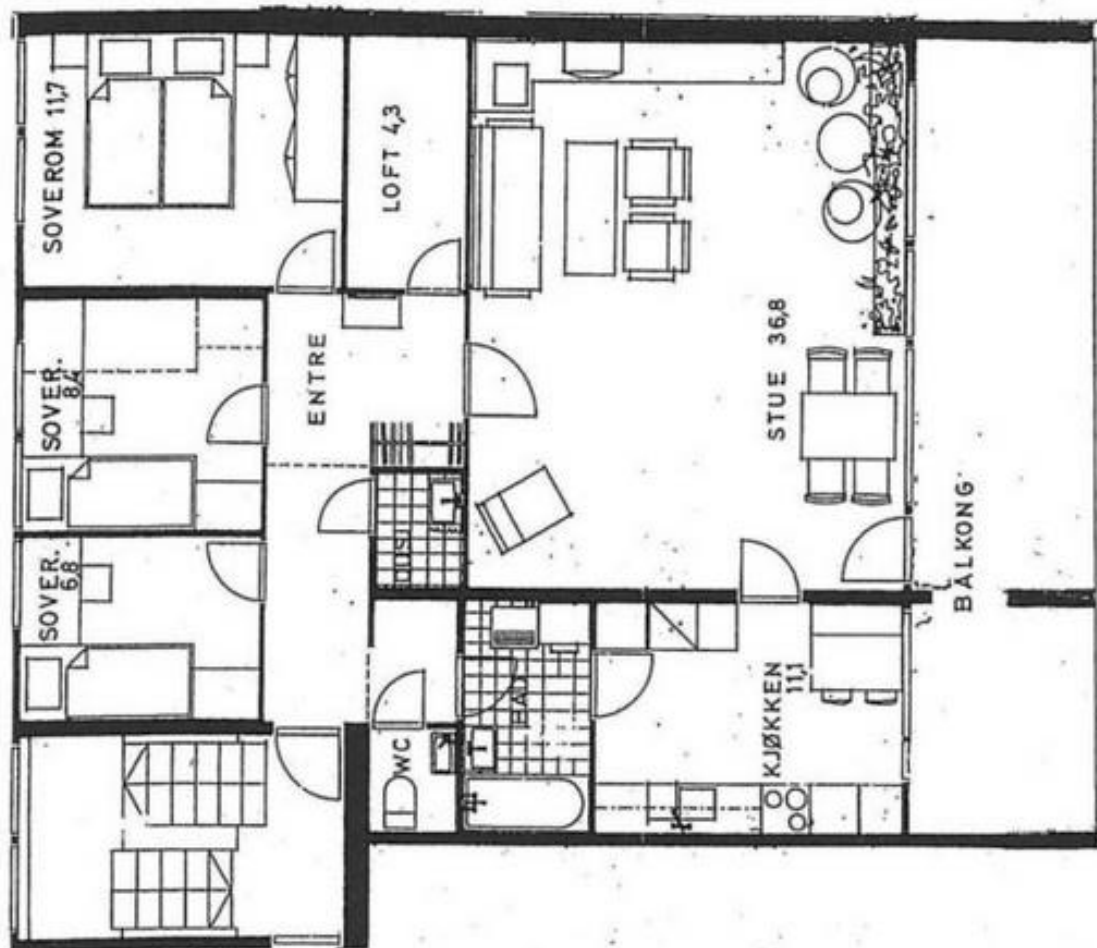
3-romsleiligheter finnes i Edgar B. Schieldrops veg og Arne Fjellbus veg 4. På lik linje med 2-romsleilighetene ligger de i alle etasjer, men disse ligger utelukkende med en gavellvegg mot utsiden.



Figur 45 Planløsning for 3-roms leiligheter i Vestlia borettslag (Vestlia borettslag, 2021)

F.1.3 4-romsleiligheter

24 stk. 4-romsleilighet finnes kun i Arne Fjellbus veg, og de er alle plassert mot gavelvegg. Leiligheter i alle tre etasjer.



Figur 46 Planløsning for 4-roms leiligheter i Vestlia borrettslag (Vestlia borettslag, 2021)

G Vedlegg – Utdrag fra vedtekter Vestlia

borettslag - §8-3 Styrets vedtak

(1) Styret er vedtaksført når mer enn halvparten av alle styremedlemmene er til stede. Vedtak kan treffes med mer enn halvparten av de avgitte stemmene. Står stemmene likt, gjør møtelederens stemme utslaget. De som stemmer for et vedtak som innebærer en endring, må likevel utgjøre minst en tredjedel av alle styremedlemmene.

(2) Styret kan ikke uten at generalforsamlingen har gitt samtykke med minst to tredjedels flertall, fatte vedtak om:

1. ombygging, påbygging eller andre endringer av bebyggelsen eller tomten som etter forholdene i laget går ut over vanlig forvaltning og vedlikehold,
2. å øke tallet på andeler eller å knytte andeler til boliger som tidligere har vært benyttet til utleie, jf. borettslagslovens g 3-2 andre ledd,
3. salg eller kjøp av fast eiendom,
4. å ta opp lån som skal sikres med pant med prioritet foran innskuddene,
5. andre rettslige disposisjoner over fast eiendom som går ut over vanlig forvaltning
6. andre tiltak som går ut over vanlig forvaltning, når tiltaket fører med seg økonomisk ansvar eller utlegg for laget på mer enn fem prosent av de årlige felleskostnadene.(Vestlia borettslag, 2005)