

Bacheloroppgave

IB303312

Borgundveien 151/153

3206, 3211, 3229, 3300

Totalt antall sider inkludert forsiden: 240

Innlevert Ålesund, 29.05.2015

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. **Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.**

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	ja <input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§30 og 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens studieforskrift §30	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input checked="" type="checkbox"/>

Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Vemund Årskog

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage HiÅ med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Høgskolen i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvl. §13](#))

Dato: 29.05.2015

Forord

Denne rapporten er vår avslutning på hovedprosjektet, med bygg konstruksjon som valgt studieretning ved Høyskolen i Ålesund våren 2015.

Hovedhensikten med prosjektet har vært å tilegne oss ny kunnskap ved å gå videre og dypere med den kunnskapen vi har opparbeidet oss gjennom tre år på høyskolen, samt ny relevant kunnskap for fagområdet. I tillegg ønsket vi å få et innblikk i problemstillinger som dukker opp i en konstruktørs hverdag.

Prosjektets utgangspunkt er en boligblokk i Borgundveien 151/153 som ble gitt til oss av vår veileder Vemund Årskog gjennom Sindre Moldskred i Moldskred AS.

Boligblokken var kun i start/skissefasen da vi startet i januar. Moldskred AS er utbygger og RIB, og som vår oppdragsgiver har vi samarbeidet med de under prosjektet.

Etter ønske fra oss og i samråd med veileder og oppdragsgiver har vårt hovedfokus hvert beregning av hovedbæresystem og prosjektering etter lavenergistandarden. Jordskjelv er også med da dette er en kritisk del av beregningene av en høy boligblokk.

Vi vil gi en stor takk til:

Vemund Årskog (veileder)

Sindre Moldskred (oppdragsgiver)

Morten Evensen (Peikko)

Liv Møller- Christensen (rådgiver)

Ålesund 29. Mai 2015

Bengt Kongsvoll

Solomon Mwamba Tshibanda

Dan Marius Stålerød

Hans Christian Giske

Sammendrag

Målet med denne oppgaven var å prosjektere bærekonstruksjonen til en 8. etasjers boligblokk. Den ble basert på skissetegningene gitt av oppdragsgiver Moldskred AS. Parallelt med dette ble det tatt hensyn til jordskjelv, samt med et sekundært hensyn til lavenergi standard hvor det kun ble sett på kravene til bygningskomponentene. Oppgaven belyser mulige løsninger i henhold til problemstillingen.

Det ble gjennomgått mye relevant litteratur og teori for de ulike temaene. Fagbøker, standarder, fagrelaterte internettsider, fag- og prosjektrapporter var en viktig del av denne informasjonsinnhenting. Dette gav oversikt og teoretisk grunnlag over grunnprinsippene for oppbygningen og prosjektering av boligblokken.

Robot ble brukt som modelleringsprogram til prosjektet. Der ble det laget en 3D modell som er grunnlaget for prosjekteringen av bæresystemet og jordskjelv i oppgaven.

Bæresystemet i Robot ble definert ut i fra de ulike lastpåkjenningene. De eksterne lastene naturlaster og nyttelaster som er lagt inn i programmet, er hentet fra tabeller og manuellberegning etter standarder og krav. Egenlastene ble definert basert på valg av materiale i programmet. Robot genererer automatisk mange ulike lastkombinasjoner der den mest ugunstige blir dimensjonerende. Ulykkestilstanden for brann er ikke med i disse kombinasjonene.

For jordskjelvberegningen ble det først laget forenklete modeller av bygget. Disse modellene ble manuelt beregnet samt beregnet i Robot. Resultatene for disse to beregningene samsvarte. Det ble da konkludert at resultater fra beregning av hovedmodellen i Robot da ville være representativ.

Therm ble brukt som beregningsprogram for varmemstrømmen gjennom bygningskomponentene.

Det ble valgt preaksepterte løsninger på hovedkomponentene til bygningen. For å kvalitetssikre disse løsningene, ble ytterveggen manuelt beregnet samt beregnet i Therm. Resultatene samsvarte og det ble da konkludert at resultatene i Therm er representative. Det ble da videre brukt Therm til beregning av de resterende bygningskomponentene, dette for visualisere varmemstrømmen termografisk samt kvalitetssikre resultatene mot krav og de valgte løsningene. På bakgrunn av resultatene fra Therm er bygningskomponentene i prosjektet innenfor kravene i henhold til lavenergi standarden.

Basert på resultater av beregninger i prosjekteringen og valgte løsninger til prosjektet er prosjektet gjennomførbart i henhold til problemstilling. Det er viktig å poengtere at problemstillingen ikke dekker en totalprosjektering. Prosjektet ikke er fullprosjektert og heller ikke kvalitetssikret av uavhengig tredjepart. Dette er oppgaver som er aktuelle for videre prosjektering av prosjektet.

Innhold

1 innledning	14
2 Beskrivelse av bygget	15
2.1 Bærekonstruksjon	15
2.2 Takkonstruksjon	15
3 Teori	16
3.1 Plasstøpt betong	16
3.1.1 Forskaling	16
3.1.2 Utstøping	16
3.1.3 Overflatebehandling	17
3.2 Hulldekker på stål bæresystem	17
3.2.1 Hulldekker	17
3.2.2 Duktilitet	17
3.2.3 Stabilitet	18
3.2.4 Montasjeforhold.....	18
3.2.5 Eksempler på gode løsninger.....	18
3.3 Knutepunkt	18
3.4 Avstivningssystemer	19
3.4.1 Rammer	19
3.5 Brann sikkerhet	20
3.5.1 Krav til dokumentasjon.....	20
3.5.2 Risikoklasser og brannklasser.....	21
3.6 Jordskjelv	21
3.6.1 Jordskjelvbølger.....	22
3.6.2 Styrke og størrelse på skjelv	22
3.6.3 Intensitet	23
3.6.4 Jordskjelv i Norge.....	23
3.6.5 Dynamikk	24
3.6.6 Frihetsgrader (degrees of freedom, DOFs)	24
3.6.7 Duktilitet	24
3.6.8 Dempning	24
3.6.8 Prosjektering av bygninger	25
3.7 Lavenergi	25
3.7.1 Lavenergibygninger	25
3.7.2 Energimerking	27
3.7.3 Energibehov	27
3.7.4 Energiforsyning	28
3.7.5 Varmetap	29
3.7.6 u-verdi.....	29
3.7.7 Kuldebroverdi (Ψ)	29
3.7.8 Normalisert kuldebroverdi (Ψ'')	30
3.8 Programmer	30
3.8.1 Therm.....	30
3.8.2 Revit.....	30
3.8.3 Robot (version: 29.01.15678(x64))	31

3.8.3	31
Frame2Dexpress	32
4 Karakteristiske laster på konstruksjonen.....	33
4.1 Vertikallaster.....	33
4.1.1 Egenlast	33
4.1.2 Nyttelast.....	33
4.2 Horisontallaster.....	34
4.2.1 Skjevstillingslast.....	34
4.2.2 Jordskjelvlast	34
4.3 Naturlaster.....	36
4.3.1 Snølast	36
4.3.2 Vindlast.....	36
4.3.3 Vindlast i robot.....	36
5 Dimensjonering av bæresystemet	36
5.1 Forutsetninger og dimensjoneringsgrunnlag	37
5.1.1 Pålitelighetsklasse.....	37
5.1.2 Kontrollklasse.....	38
5.2 Grensetilstander	38
5.2.1 Bruddgrensetilstand (ULS – Ultimate Limit State)	38
5.2.2 Bruksgrensetilstand (SLS – Serviceability Limit State)	38
5.3 Fundament/p-anlegg og betongvegg.....	39
5.3.1 Veggfundament.....	40
5.3.2 Betongvegg	41
5.3.3 Søylefundament	42
5.4 Dekke.....	43
5.4.1 Hulldekker	43
5.5 Bjelker.....	44
5.5.1 Dimensjonerende lastvirkning for bjelke.....	44
5.5.2 Valgt profil	45
5.5.3 Valg av bjelke i Robot.....	46
5.6.5 Bruksgrense	46
5.6 Søyler.....	47
5.6.1 Valg av materiale.....	47
5.6.2 Plassering.....	47
5.7 Betongsøyler	49
5.8 Stålsøyler.....	50
5.9 Tak konstruksjon.....	51
5.9.1 Valg av konstruksjonstype.....	51
5.9.2 Fall på takkonstruksjonen	52
5.10 Avstivning av bygget.....	52
5.11 Detaljer i bæresystemet	54
6 Jordskjelv beregning.....	55
6.1 Identifisering av grunntyper	55
6.2 duktilitet.....	56
6.2.1 DCL lav duktilitet. (duktilitetsklasse lav).....	56
6.2.2 DCM middels duktilitet. (duktilitetklasse middels).....	56

6.3 Lastkombinasjoner	57
6.4 Ortogonale retninger.	58
6.5 Metode etter NS-EN 1998.....	58
6.5.1 Analysemetode	58
6.5.2 Tverrkraftmetoden. (Forenklet metode).	59
6.5.3 Modal responspektrumanalyse.....	61
6.6 Regularitet i planet.....	62
6.7 Manuel beregning	63
6.7.1 Stivhetssenter og utilsiktede tosjonsvirkninger	64
6.7.2 Forskyvning i forenklet pinnemodell.....	66
6.8 Beregning i ROBOT-STRUCTURAL ANALYSIS (Robot).....	67
6.8.1 Modalanalyse.....	67
6.8.1 Inndata i robot.....	68
7 Energiberegning lavenergi	69
7.2 Valg av beregningsmetode etter ns 3031 (14)	70
7.3 Utleiding av energiberegningspunktene.....	71
7.3.1 Varmetapstall og bygningskomponenter	71
7.3.3 Oppvarmingsbehov og energibehov	72
7.3.4 Energiforsyning	74
8 Byggetekniske løsninger	75
8.1 Dampsperre	75
8.2 Vindsperre	76
8.3 Vinduer og dører.....	76
8.3.1 Tetting rund vinduer og dører.....	76
8.3.2 Vindu	77
8.4 Vegg.....	77
8.5 Etasjeskiller melom bolig og garasje.....	80
8.6 Tak.....	80
8.7 Veranda.....	81
8.7.1 Overgang veranda ved H05	81
8.8 Rassikring	82
8.9 Brann.....	82
8.9.1 Branncellebegrensende bygningsdeler	82
8.9.2 Brannvegg.....	83
8.9.3 Brannisolering.....	83
8.9.4 Søylar.....	83
8.9.5 Bjelker	83
8.9.6 Dekker	84
8.9.7 Rømning	84
9 Vurdering av resultatene	86
10 Konklusjon.....	88
Bibliografi	89
12 Vedlegg	92
12.1 Forprosjekt	92
12.1.1 Fremdriftsplan.....	102

12.2	Logg	103
12.3	3D Modell	109
12.4	Snitt og plantegninger	110
12.5	Egenvekt på komponenter	119
12.6	Snølast	120
12.7	Vindlast	121
12.8	Skjevstillingslast	126
12.9	Dimensjonering: Hulldekke	128
12.10	Dimensjonering: Stålbjelker	130
12.10.1	Beregninger fra Peikko	130
12.10.2	HEB 400 og 450 i Robot	132
12.10.3	HEB 400 og 450 i Frame	133
12.10.4	Laster på bjelker med arealreduksjon	137
12.11	Fundament og betongvegg	140
12.11.1	Veggfundament	140
12.11.2	Betongvegg	147
12.11.3	Søylefundament	154
12.12	Dimensjonering: Søylar	161
12.12.1	Betongsøylar	161
12.12.2	Stålsøylar	165
12.12.3	Knutepunkt skråstilt stålsøyle	169
12.13	Lavenergi	171
12.13.1	Tabeller brukt i manuell utregning av yttervegg	171
12.13.2	Manuell beregning vegg	174
12.13.3	U- verdi pre-akseptert vegg	176
12.13.4	U-verdi preakseptert tak	177
12.13.5	Energimerking	178
12.14	Jordskjelv	180
12.14.1	Gunstig geometrisk løsnung Mathcad	181
12.14.2	Ugunstig geometrisk løsnung Mathcad	194
12.14.3	Ugunstig geometrisk løsnung Robot	213
12.14.4	Forenklet pinnemodell	220
12.15	Brann	236
12.15.1	Risikoklasser og brannklasser	236
12.15.2	ISOVER FireProtect Calc (43)	238
12.16	Mail fra Liv Astrid Bergsager	240

Figurliste

<i>Figur 1</i>	<i>Opprinnelig bjelke-/søylesyste</i>	<i>15</i>
<i>Figur 2</i>	<i>Nytt bjelke-/søylesystem</i>	<i>15</i>
<i>Figur 3</i>	<i>Lett-tak (44)</i>	<i>15</i>
<i>Figur 4</i>	<i>Kompakttak (27)</i>	<i>15</i>
<i>Figur 5</i>	<i>Illustrasjonsbilde forskaling</i>	<i>16</i>

Figur 6 HULLdekk (47).....	17
Figur 7 Staging av søyler (1).....	18
Figur 8 Stempling av søyler (1).....	18
Figur 9 Tosidig opplegg for hatteprofil.....	18
Figur 10 Tosidig opplegg for deltabjelke.....	18
Figur 11 Leddet, kontinuerlig og semi-kontinuerlig knutepunkt (2).....	19
Figur 12 Rammesystem (4).....	19
Figur 13 Skivesystem (4).....	20
Figur 14 Bevegelse i jordskorpen (7).....	22
Figur 15 Jordskjelv i Ålesund 14. juni 2009 (46).....	23
Figur 16 Jordskjelv i Norge 2009 (45).....	23
Figur 17 Årlige strømpriser ved strømpris på 1 kr.....	26
Figur 18 Kyoto-pyramiden (12).....	26
Figur 19 Energimerking.....	27
Figur 20 Energibehov (12).....	28
Figur 21 BIM modell.....	31
Figur 22 Illustrasjonsbilde fra Robot.....	31
Figur 23 Illustrasjonsbilde fra Frame.....	32
Figur 24 Skjevstillingslast (20).....	34
Figur 25 Vind som linjelast i X-retning.....	36
Figur 26 Vind som linjelast i Y-retning.....	36
Figur 27 Plassering av vegg over fundament i 3D-modell.....	40
Figur 28 3D-modell av armering.....	40
Figur 29 Plassering av vegg i 3D-modell.....	41
Figur 30 3D-modell av veggarmoring.....	41
Figur 31 Plassering av søylefundament i 3D-modell.....	42
Figur 32 3D-modell av søylefundament.....	42
Figur 33 Deltabjelken (26).....	44
Figur 34 Illustrasjonsbilde av laster på bjelkene.....	45
Figur 35 Nedsenket veranda i Robot-modell.....	47
Figur 36 Plassering av bjelker å søyler i Robot-modell.....	48
Figur 37 3D-modell av armering i søyle.....	49
Figur 38 Plassering av søyle i 3D-modell.....	49
Figur 39 3D-modell av søyle.....	49
Figur 40 Plassering av de stålsøylene med størst utnyttelse i 3D-modellen.....	50
Figur 41 Illustrasjonsbilde av lett-tak.....	51
Figur 42 Eksempel på kompakttak.....	51
Figur 43 Illustrasjonsbilde av fall på tak.....	52
Figur 44 Detalj for fugearmering av hulldekke (29).....	52
Figur 45 Detalj for skiveforankring fra hulldekke til veggskive.....	53
Figur 46 Detalj for skiveforankring fra hulldekke.....	53
Figur 47 Moment i bjelker.....	54
Figur 48 Knutepunkt fra skrå søyle.....	54
Figur 49 Responsspekteret.....	56
Figur 50 Fordeling av krefter i konstruksjonen.....	61
Figur 51 Modal responsspektrum.....	62
Figur 52 Soft story Figur 53 Regularitet i oppriss. Heldige og uheldige løsninger.....	62
Figur 54 Regularitet i plan. Heldige og uheldige løsninger.....	63
Figur 55 Ugunstig geometrisk løsning.....	63
Figur 56 Gunstig geometrisk løsning.....	63
Figur 57 Eksentrisitet.....	64
Figur 58 Modalanalyse 1.....	67
Figur 59 Modalanalyse 2.....	68

Figur 60 Inndata i Robot.....	68
Figur 61 Inntrukket dampspærre	75
Figur 62 Dobbel vindsperre.....	76
Figur 63 Kuldebroverdier for overgang vegg - vindu.....	77
Figur 64 Oppbygning av vegg.....	77
Figur 65 Vegg horisontalt.....	79
Figur 66 Vegg vertikalt.....	79
Figur 67 Oppbygning av kompakttak.....	80
Figur 68 Overgang vegg tak.....	81
Figur 69 Overgang vegg/veranda.....	81
Figur 70 Overgang vegg/veranda.....	82
Figur 71 Rekkeviddediagram stigebil.....	84

Tabelliste

Tabell 1 Richters skala.....	23
Tabell 2 Høyeste beregnede netto energibehov til oppvarming (kWh/m ² år).....	28
Tabell 3 Varmetapstall for transmisjons- og infiltrasjonstap	29
Tabell 4 Minstekrav for bygningsdeler lavenergi og TEK 10.....	29
Tabell 5 Egenlast på konstruksjonselementer.....	33
Tabell 6 Karakteristiske nyttelaster på gulv (19).....	33
Tabell 7 NA.A1 (901) - Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	37
Tabell 8 Kontrollklasse (315).....	38
Tabell 9 Forenklet NA:A1.2(B) - Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstanden (315).....	38
Tabell 10 Lastfaktorer γ inkludert ψ – faktorer for bruksgrensetilstanden (304).....	38
Tabell 11 NA.A1.1 – Verdier for ψ -faktorer for bygninger (23).....	39
Tabell 12 Lite utdrag fra automatisk genererte kombinasjoner i Robot.....	39
Tabell 13 Oversikt over armering i fundament	40
Tabell 14 Oversikt over armering i vegg	41
Tabell 15 Oversikt over armering i søylefundament.....	42
Tabell 16 Norelement.....	43
Tabell 17 Spenncon.....	43
Tabell 18 Brannkrav og belastninger vi sendte til Peikko	44
Tabell 19 Sammenligninger mellom HEB og deltabjelken.....	46
Tabell 20 Armering av betongsøyle	49
Tabell 21 Utnyttelse av søyler.....	50
Tabell 22 Grunntyper.....	55
Tabell 23 Duktilitetklasse.....	56
Tabell 24 Kombinasjonsfaktorer med andre laster.....	57
Tabell 25 Lastfaktor avhengig av type bygg	57
Tabell 26 Material faktor ved dimensjonering for jordskjelv.....	57
Tabell 27 Valg av modell og analyse i seismisk dimensjonering	59
Tabell 28 Avstivningssystem	60
Tabell 29 Resultat svingeperiode	64
Tabell 30 Bygningskategori og energiberegning	70
Tabell 31 Minstekrav til bygningsdeler, komponenter og lekkasjetall.....	72
Tabell 32 Brannisolering av de forskjellige søylene.....	83

Terminologi

N_{Ed} – Dimensjonerende aksialkraft

V_{Ed} – Dimensjonerende skjærkraft

M_{Ed} – Dimensjonerende moment

g_k – Karakteristisk egenlast

q_k – Karakteristisk nyttelast

ξ – Kombinasjonsfaktor

ψ – Kombinasjonsfaktor

γ – Lastfaktor i bruddgrensetilstand

α_n – Etasjereduksjonsfaktor

α_A – Arealreduksjonsfaktor

Skjevstillingslast:

\emptyset_0 – Basisverdi

α_h – Reduksjonsfaktor

α_m – Reduksjonsfaktor

H_g – Horisontal karakteristisk egenlast

H_q – Horisontal karakteristisk nyttelast

Snølast:

S_{k0} – Karakteristisk snølast på mark

H_g – Høydegrense

S – Snølast på tak per m^2 horisontalprojeksjon

μ – Formfaktor

C_e – eksponeringsfaktor

C_t – Termisk faktor

S_k – Karakteristisk snølast på mark på byggestedet

Vindlast:

$V_{,0}$ – Referansevindhastighet

V_m – Stedvindhastighet

V_b – Basisvindhastigheten

C_{dir} – Retningsfaktor

C_{season} – Årstidfaktor

C_{prop} – Returperiode faktor

C_{alt} – Nivåfaktor

C_r – Terrengruhetsfaktor

C_0 – Terregformfaktor

I_v – Turbulensintensiteten

V_p – Vindkasthastighet

q_p – Hastighetstrykket fra vindkast

q_{p0} – Grunnverdi for hastighetstrykket fra vindkast

k_w – Vindlastfaktor

C_{pe} – Formfaktor for utvendig vindlast mot vegg

Jordskjelv

P bølger – Trykkbølger og primærbølger i form av lyd

S bølger – Sekundærbølger eller skjærbølger

EMS98 – Europeisk makroseismisk skala 1998

NORSAR – uavhengig forskningsinstitutt med spesialfelt innen forskning

DOFs – Degrees of freedom, frihetsgrader

S – Forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene

T – Egensvingeperioden for et lineært system med en frihetsgrad

T_B – Den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

T_C – Øvere grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

T_D – Verdien definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning

$v_{s,30}$ – Gjennomsnittsverdi av en forplantningshastighet på S bølger i de øverste 30 m av grunnprofilen ved en skjærtøyning på 10^{-5} eller mindre

h_i – Tykkelse i meter

v_i – Skjærbølgehastigheten

S_d – Dimensjoneringspekteret

DCL – Duktilitetsklasse lav

DCM – Duktilitetsklasse middels

q – konstruksjonsfaktor

E_{ax}, E_{ay} – Dimensjonerende verdier av lastvirkningene som følge av de horisontale komponentene (x og y) av den seismiske påvirkning

E_{DZ} – Dimensjonerende verdi av lastvirkningene som følge av den vertikale komponenten av den seismiske påvirkning

T – Egenperioden

C_t – Koeffisient, avhengig av konstruksjonens avstivningssystem og materiale

H – Høyde på bygning

T_c – Nedregrenseverdi av område med konstant spektralakselerasjon

a_g – Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunnforhold type A

β – Faktorem for den nedre grenseverdien for det horisontale dimensjonerende spektret

F_b – Total skjerkraft (N)

$S_d(T_1)$ – Ordinaten av det dimensjonerende spekteret for periode T_1

T_1 – Bygningens første egensvingeperiode for sidebevegelse

m – Bygningens totlae masse over fundament

λ – Korreksjonsfaktor

$\sum M_i^{eff}$ – Summen av de modale massene for svingeformene

1 INNLEDNING

Bakgrunnen for denne oppgaven er en 8. etasjes boligblokk i Ålesund, som Moldskred AS har begynt å prosjektere. De var i startfasen og det forelå kun enkle skissetegninger på prosjektet, i det vi startet denne oppgaven.

Ut i fra dette grunnlaget har vi i samarbeid med Moldskred prosjektert videre. Oppgaven fokuserer spesielt på bæresystem, lavenergibygg og jordskjelvanalyse.

Valgte temaer er veldig aktuelle i jobbsammenheng og bidrar til ønsket kunnskap.

Hovedproblemstillingen for oppgaven vil være å prosjektere bærekonstruksjonen. I tillegg til jordskjelv og de utfordringene prosjekteringen av et lavenergibygg medfører. Gjennom oppgaven prøver vi å utarbeide løsninger for:

- Valg av bæresystem
- Avstivning av bygget
- Lastsituasjonen for bygget
- Dimensjonering av søyler, bjelker og hulldekker
- Jordskjelvanalyse
- Byggetekniske løsninger for lavenergibygg

Første del av oppgaven tar for seg en beskrivelse av bygget, teori om hulldekker, jordskjelv, bæresystemer og lavenergibygg. Deretter hoveddelen som består av karakteristiske laster, beregning av bæresystemet, jordskjelvanalyse og byggetekniske utfordringer. Tilslutt kommer diskusjon av resultatene og konklusjon

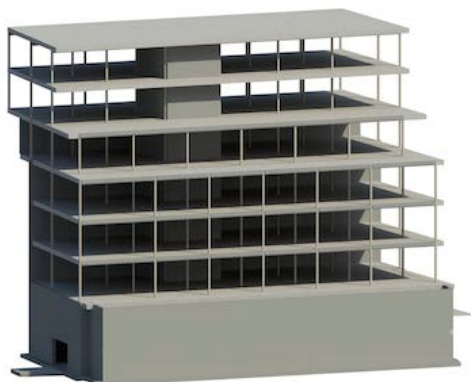
I oppgaven avgrensner vi noen temaer da de er meget omfattende og ikke direkte er knyttet til hovedproblemstillingen. Det vil kun bli sett på skallet av bygget når det gjelder lavenergi og brann. VVS, elektro, energibehov og solforhold blir ikke tatt med i denne oppgaven. Det ble heller ikke utført brannanalyse av bygget med tanke på rømningsveier og leilighetsinndeling.

2 BESKRIVELSE AV BYGGET

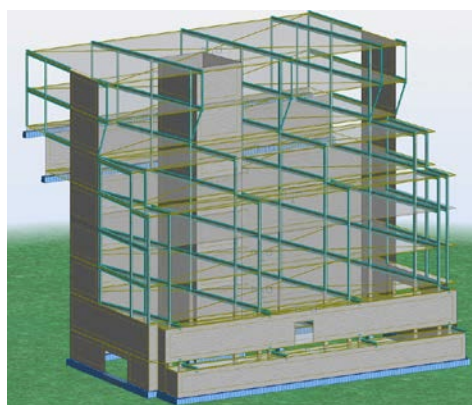
Bygget er en boligblokk i Borgundveien 151/153 som strekker seg over 8 etasjer, to går til parkering og de resterende seks er til boligformål. Bygningsformen var ikke helt bestemt av prosjekteier, den er prosjektert som en kombinasjonsblokk med elementer fra både terrasseblokk og tradisjonelt høyhus. Bygget er utformet slik at det utnytter tomten maksimalt med tanke på antall leiligheter. Se vedlegg 12.3 for 3D-modeller og 12.4 for snitt og plantegninger.

2.1 BÆREKONSTRUKSJON

Oppdragsgiver ønsket at prosjektgruppen skulle komme med nye og egne forslag til løsninger. Det ble vurdert bruk av ferdigelementer der det er mulig, for å få en enkel konstruksjon som kan føres opp relativt raskt. Bærekonstruksjonen er i hovedsak hulldekke på stålprofiler med bruk av skiver som avstivning. I parkeringsdelen er det valgt plassenbetong for vegger, og betongsøyler for å oppnå en litt mer robust konstruksjon. Problemene med konstruksjonen har hvert å lede kreftene fra inntappingene i bygningsformen ned til fundament. Noe som ble valgt å løse ved å endre retning på det opprinnelige søyle/bjelke systemet.



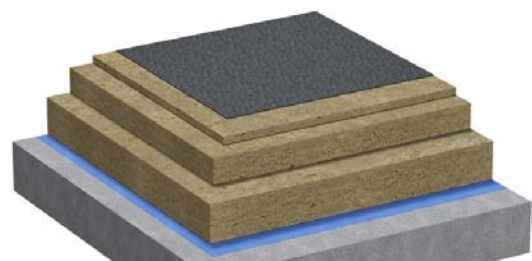
Figur 1 Opprinnelig bjelke-/søylesyste



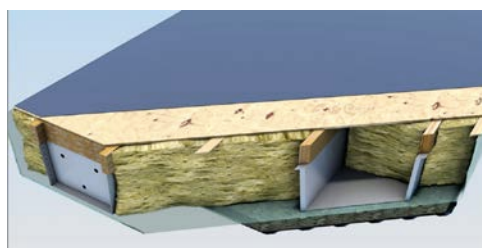
Figur 2 Nytt bjelke-/søylesystem

2.2 TAKKONSTRUKSJON

Til takkonstruksjonen ble det vurdert 2 løsninger. Kompakt tak løsning med samme prinsipp som de andre etasjeskillere, og lett-tak elementer der bærekonstruksjon er av varmforsinket tynnprofil i stål.



Figur 4 Kompakttak (27)



Figur 3 Lett-tak (44)

3 TEORI

3.1 PLASSTØPT BETONG

Betong er et allsidig bygningsmateriale og gir mange muligheter med tanke på bygging av konstruksjoner. Dens allsidighet gjør den til det mest brukte bygningsmaterialet og kan tilpasses de fleste forhold. Betong har høy trykkfasthet og lav strekkfasthet, derfor brukes det som oftest armering i betongen for å kunne ta disse strekkreftene. Betongens oppbygning gjør også at den har fordeler i forhold til lyd, brann og robusthet.

Plasstøpt betong er i hovedsak den tradisjonelle måten å bygge på. Dette gjøres ved å lage forskalingsformer som bygges eller monteres på anleggsplassen, bygge opp innvendig armering og fylle med betong. Type betong som blir brukt avhenger av tilgjengeligheten og bruksområdet til konstruksjonen.

3.1.1 FORSKALING

De mest brukte forskalingsmetodene er tradisjonell- og systemforskaling. Der tradisjonellforskaling bygges på byggestedet, mens systemforskaling er forskalingselementer som settes sammen på byggestedet. Valg av forskalingsmetode avhenger også på om den skal være bærende eller støttende konstruksjon.

Utførelsen av forskalingen er kritisk, da dårlig arbeid kan føre til at konstruksjonen ikke holder de toleransekravene som er satt. Utførelse har også et viktig aspekt med tanke på utseende og geometrien på betongens utseende rent estetisk. Derfor er valg av forskalingsmateriale også en faktor.



Figur 5 Illustrasjonsbilde forskaling

3.1.2 UTSTØPING

Fylling av forskalingsformene foregår i dag på forskjellige måter. Pumpebil og kran er vanlige metoder som har nytteverdi på hver sin måte. Valg av metode bestemmes av blant annet mengde betong som trengs og tilgjengelighet til forskalingsformen. Metoden som blir valgt setter også krav til sammensetningen i betongen.

3.1.3 OVERFLATEBEHANDLING

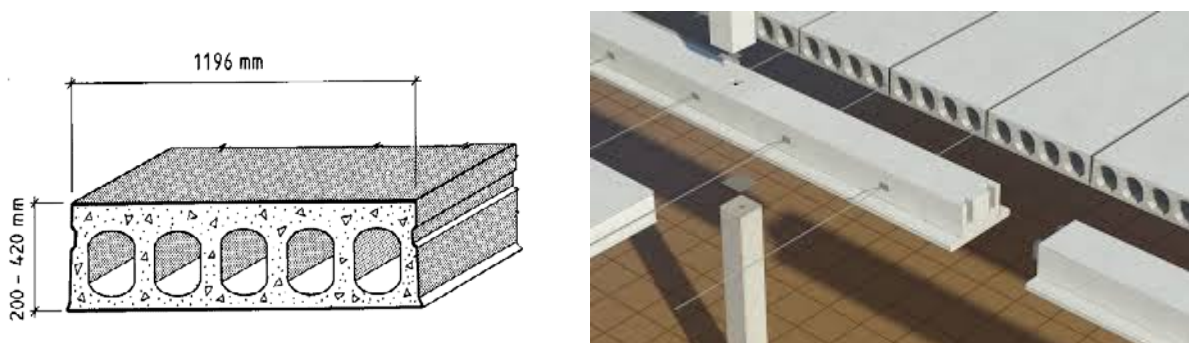
Avhengig av ønsket betongoverflate på konstruksjonen, er det vanlig å overflatebehandle betongen. Dette gjøres ofte for å støvbinde betongstøvet eller oppnå en jevn overflate på gulv. Dette gjøres henholdsvis ofte med maling og stålglatting.

3.2 HULLDEKKER PÅ STÅL BÆRESYSTEM

3.2.1 HULLDEKKER

Hulldekker er prefabrikkerte betongelementer som produseres på forhånd, før de blir transportert til byggeplass for montering. De er konstruert med runde kanaler i midten i spennretningen, man får derfor en lavere vekt i forhold til styrke og stivhet. Kanalene kan brukes til diverse rør-føringer som elektrisk og VVS installasjoner. Dekkene leveres både som slakkarmerte og forspente avhengig av bruksområde og laster.

Hulldekker har et stort bruksområde og brukes i dag ofte som bjelkelag i diverse bolighus, større industribygg, skoler, kontorbygg, hoteller og parkeringshus. Produksjons og monterings metodene gjør det ofte fordelaktig både tidsmessig og økonomisk å bruke hulldekker. Grunnet hulldekkenes lange spennvidder vil behovet for bærende konstruksjoner minke, noe som eksempelvis vil gjøre planløsninger mer fleksible (1).



Figur 6 HULLDEKK (47)

3.2.2 DUKTILITET

Knutepunktene i et bygg skal være duktile dvs. ha en seig oppførsel. Dette for å tåle eventuelle store deformasjoner før brudd. I et sikkerhets perspektiv vil enn da evt. Få evakuert bygningen før brudd, og rent byggeteknisk er dette også viktig innen jordskjelv dimensjonering av bygninger.

For å unngå en "sprø" oppførsel gis det ofte mer kapasitet i de "sprø" delene til knutepunktene eksempelvis ved å øke kapasitet i bolter og sveiser. (1)

3.2.3 STABILITET

Stabiliteten til stål- og betongelement bygninger er kritisk viktig. Avstivningssystemet skal fungere som en helhet. Hulldekkene sørger for stabiliteten horisontalt ved å fungere som en skive, som igjen overfører kreftene til de vertikale avstivede skivene/ konstruksjonene til bygningen. De vertikale skivene må tåle både horisontallast og aksiallast. Grunnet høy aksiallast vil de vertikale skivene måtte ses på som søyler og de er fast innspent i fundament.

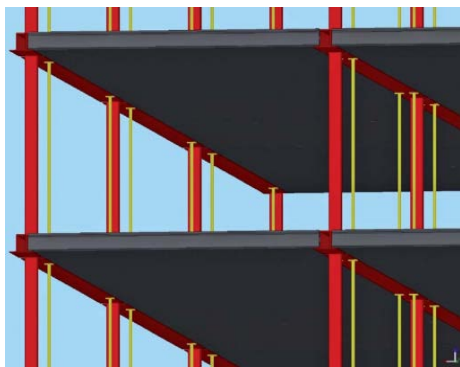
Skal hulldekkene fungere som en skive må det etableres strekkband enten ved armering i fuger, flattstål oppå dekker eller kontinuerlig forbindelse av bjelkene i bæresystemet (Dvs. at skivekrefter blir overført fra hulldekker til stålbejler, som igjen har strekkforbindelse gjennom søyler eller forbi)

3.2.4 MONTASJEFORHOLD

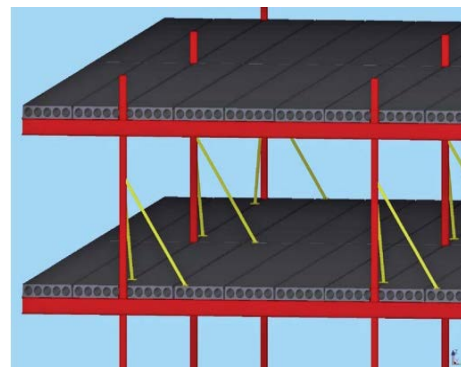
Det er viktig å sørge for at stabiliteten til bygget opprettholdes gjennom byggeprosessen. I monteringsfasen er der ofte behov for staging ved søyler (figur 8) og stempling av bjelker (figur 7) til de permanente forbindelsene både horisontalt og vertikalt er utført. Stagingen utføres ved justerbare skrånede i begge akseretninger og stempling gjøres ved vertikalt justerbare stål søyler plassert på strategiske steder for å unngå deformasjoner.

Det må gjøres en forskyvingskontroll på søyler og bjelker før fugene til hulldekkene støpes ut, dette for at det er vanskelig å utføre justeringer i etterkant.

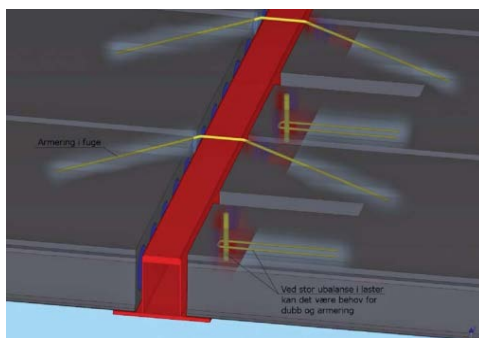
3.2.5 EKSEMPLER PÅ GODE LØSNINGER



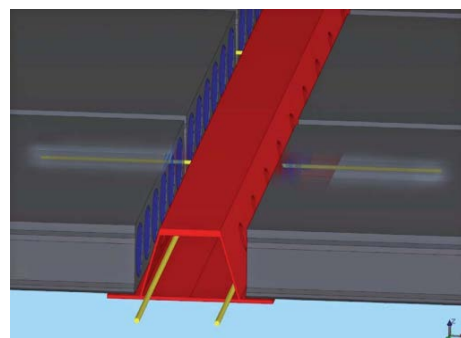
Figur 8 Stempling av søyler (1)



Figur 7 Staging av søyler (1)



Figur 9 Tosidig opplegg for hatteprofil



Figur 10 Tosidig opplegg for deltabjelke

3.3 KNUTEPUNKT

Det skilles mellom tre typer knutepunkter for bygningskonstruksjoner. De blir definert etter graden av kontinuitet som er forutsatt mellom stavene som møtes i knutepunktet, og klassifisert etter styrke og stivhet.

Leddet forbindelse:

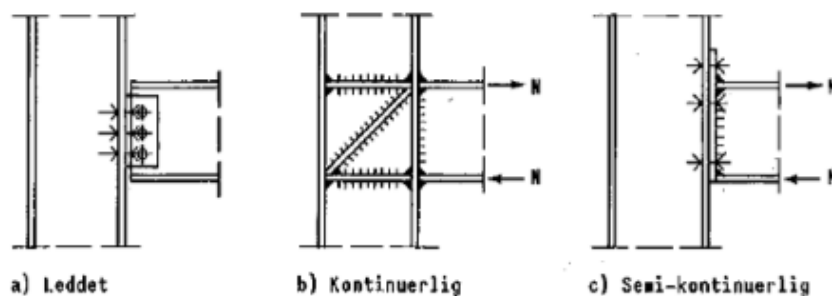
Et leddet knutepunkt skal kunne overføre stavens skjær- og normalkraft uten at det oppstår momenter av betydning, og tillate de rotasjoner som er forutsatt i lastvirkningsanalysen. (2)

Kontinuerlig forbindelse (Bøyningsstivt):

Et stivt knutepunkt skal ha tilstrekkelig stivhet til at det kan betraktes som bøystivt i lastvirkningsanalysen. (2)

Semi-kontinuerlig forbindelse (Delvis bøyningsstivt):

For semi-stive knutepunkt må det i lastvirkningsanalysen tas hensyn til dets rotasjonsstivhet, og knutepunktet skal kunne overføre de indre snittkrefter. (2)



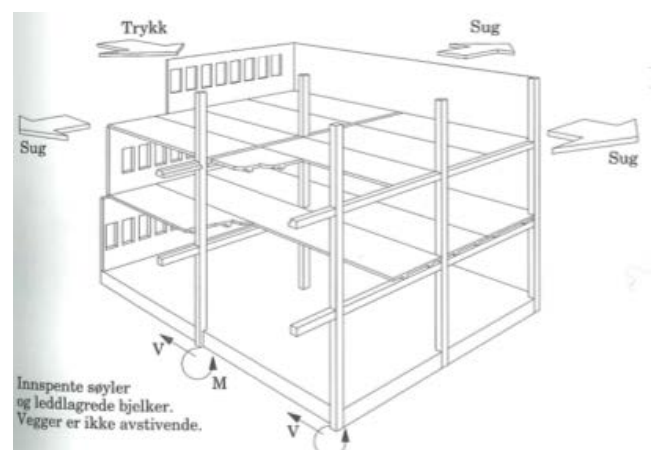
Figur 11 Leddet, kontinuerlig og semi-kontinuerlig knutepunkt (2)

3.4 AVSTIVNINGSSYSTEMER

Et bygg er stabilt når det kreves et positivt arbeid for å foreta flytting av bygningsdeler og det kan motstå de påførte kreftene. For dette bygget er de aktuelle systemene rammer og skiver

3.4.1 RAMMER

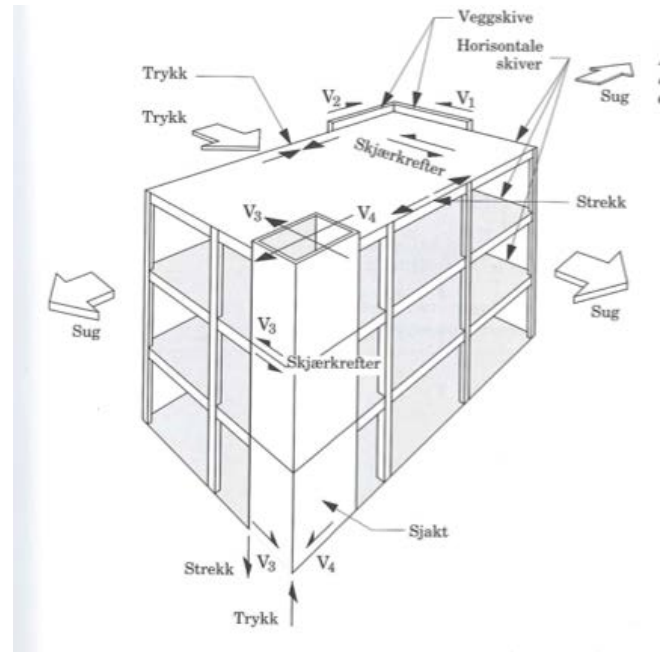
Rammesystemer også kalt skjelettsystemer har forbundet knutepunkt mellom søyle og bjelke. For bygg høyere enn tre etasjer må normalt knutepunktene utføres momentstive. Momentstive rammer er lite brukt på fleretasjes bygg i Norden. Grunnet de store skjærkreftene og momentene på søylene i de nederste etasjene, som fører til at søyledimensjonene blir upraktisk store. (3) og (4)



Figur 12 Rammesystem (4)

3.4.2 SKIVER

Skivene brukes til å stive av bygget. Horisontalkreftene blir tatt opp i dekkene og overføres til vertikalskivene som fører kreftene ned i fundamentet. Vertikalskivene består normalt av trapperom, skivevegger og heissjakter. For at dekkene skal kunne betraktes som stive elementer som belastes kun i sitt plan, må horisontale forskyvninger i byggets lengde- og tverretning samt rotasjon om byggets vertikalakse fastholdes. Fastholdelse av forskyvningene kan relativt lett oppnås, men for å forhindre rotasjon kan ikke skivene og trappe/heissjakt plasseres vilkårlig. Brukes for bygg i alle høyder og er det mest aktuelle for de høyeste byggene. (3) og (4)



Figur 13 Skivesystem (4)

3.5 BRANN SIKKERHET

Byggverk skal ha planløsning og utførelse som gir tilfredsstillende sikkerhet ved brann for personer som oppholder seg i eller på byggverket, for materielle verdier og for miljø- og samfunnsmessige forhold. Herunder skal det være forsvarlige muligheter for å redde mennesker og dyr og for slokke arbeide. Byggverk skal plasseres og utføres slik at risiko for brannspredning til andre byggverk blir akseptabel liten (5).

3.5.1 KRAV TIL DOKUMENTASJON

Oppfyllelse av kravene til sikkerhet ved brann kan dokumenteres på to måter:

- *Ved at byggverket utføres i samsvar med preaksepterte løsninger*
- *Ved analyse og eller/ beregninger som dokumentert at sikkerheten mot brann er tilfredsstillende. Analyse og/eller beregning skal simulere brannforløp og angi nødvendige sikkerhetsmarginer for de ugunstige forhold, som kan inntre ved bruk av byggverket. Det skal dokumenteres at anvendt analyse-/beregning metode er egnet til formålet og at dimensjonerende brannbelastning fremkommer ved anerkjente dokumenterbare metoder.*

(5)

I dette prosjektet er det i all hovedsak blitt benyttet preaksepterte løsninger. Der det ikke har latt seg løse med preaksepterte løsninger, har vi utarbeidet noen forslag. Det er ikke foretatt noe analyse av løsningsforslagene. Dette må eventuelt løses med eksterne brannkonsulenter som oppdragsgiver benytter.

3.5.2 RISIKOKLASSER OG BRANNKLASSER

Brannkravet i Teknisk forskrift må ligge til grunn for valg av bæresystemet. Dette er et boligprosjekt med 2 etasjer parkering og 6 etasjer med bolig. Bygget skal tilrettelegge for rask og enkel rømning. (5)

Dette gir i følge veiledning for teknisk forskrift:
(Tabeller i vedlegg 12.15.1)

- Risikoklasse 4 (bolig)
- Brannklasse 3 (5.etg eller flere)
- Brannkrav:
 - Bærende hovedsystem: R 90 A2-s1, d0
 - Sekundære bærende bygningsdeler: R 60 A2-s1, d0
 - Trappeløp: R 30 A2-s1, d0
 - Bærende bygningsdeler under øverste kjeller: R 120 A2-s1, d0
 - Utvendig trappeløp: A2-s1, d0 (ubrennbart)

Byggverk i brannklasse 3 og 4:

Bærende hovedsystem i brannklasse 3 og 4 skal utføres slik at byggverket bevarer sin stabilitet og bæreevne gjennom et fullstendig brannforløp.

Sekundære konstruksjoner og konstruksjoner som bare er bærende for en etasje, eller for tak, skal bevare sin stabilitet og bæreevne i den tiden som er nødvendig for å rømme og redde personer i og på byggverket. (6)

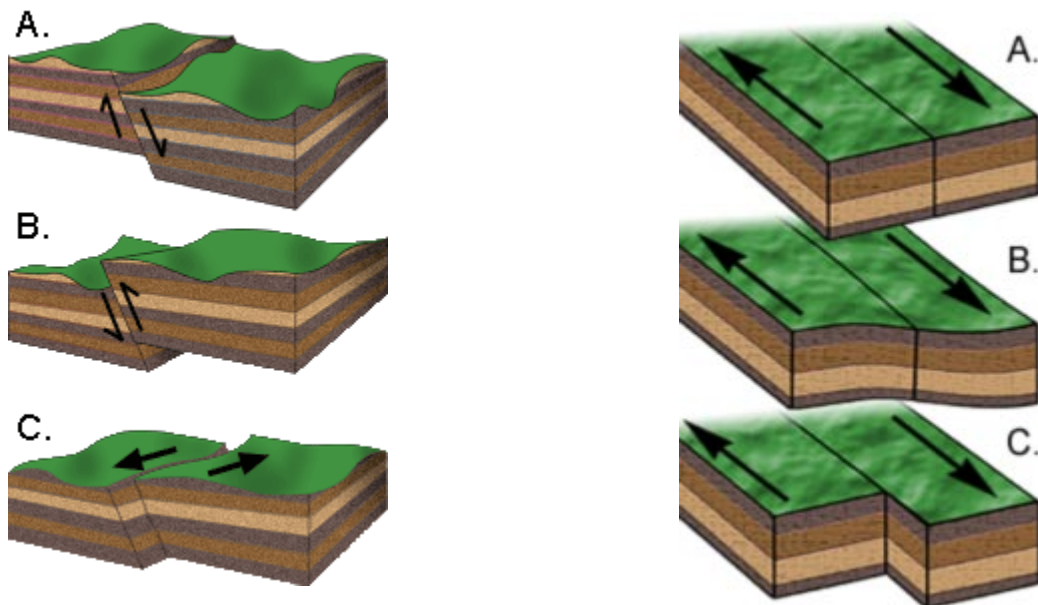
3.6 JORDSKJELV

Rundt om i verden måles det hvert år mange jordskjelv. De fleste jordskjelv er så små at en ikke merker noe til dem uten måleutstyr. Noen få av disse jordskjelvene er så store at de medfører skade og tap av menneskeliv.

Med jordskjelv menes i utgangspunktet et plutselig brudd i jordskorpen av naturlig opprinnelse som er av en slik karakter at det sendes ut bølger i form av rystelser. Størrelsen på rystelsene varierer fra umerkelige til svært kraftige, og de vil også avta med avstand fra jordskjelvets sentrum. (7)

Vanligvis oppstår jordskjelv ved at to sider av en sprekk i jordskorpen slipper i forhold til hverandre. Dette skjer fordi jordskorpen er i stadig bevegelse. Spenningen bygger seg opp

langs sprekken, og når sprekken blir stor nok vil platene bevege seg. Då oppstår det jordskjelv.



Figur 14 Bevegelse i jordskorpen (7)

Jordskjelv oppstår på et punkt kalles hyposenter. Hyposenteret kan ligge dypt nede i jordskorpa, nære overflaten eller et sted imellom. Episenteret er punktet på jordskorpa som ligger over hyposenteret. Jordskjelv gir oss tre hovedtyper bevegelse i jordskorpa som vist på figur 14 : Normalforkastning, reversforkastning og sidelengsforkastning. Forkastning er bruddflate som skiller mellom to bergartslegemer som er forflyttet i forhold til hverandre. I praksis vil et jordskjelv ofte være en kombinasjon av de tre bevegelsene.

3.6.1 JORDSKJELVBØLGER

De fire viktigste hovedtypene bølger i jordskorpen er P- og S bølger, Rayleigh og Love bølger. P og S beveger gjennom hele jordskorpa og Rayleigh og Love på overflater. P er trykkbølger og primærbølger i form av lyd. S er sekundærbølger eller skjærbølger der amplitude beveger seg vinkelrett på bevegelsesretning. Skjærbølgene kan deles opp i to komponenter, en horisontalbevegelse (SH) og en vertikal bevegelse (SV). Skjærbølgene er de en i hovedsak er opptatt av ved dimensjonering. Rayleighbølger er a kombinasjon av SV og P bølger og beveger selv i vann. (7)

3.6.2 STYRKE OG STØRRELSE PÅ SKJELV

Basert på målingene gitt av mange målestasjoner rundt i verden, er det mulig å bestemme omtrentlig episenter. Når man vet hvor de ulike jordskjelvbølgene inntreffer ved forskjellige målestasjoner, og kjenner bølgetypenes hastighet i jordskorpa, er det mulig å bestemme hvor skjelv oppstår.

Jordskjelv styrke kan angis på flere måter. Tre vanlige målemetoder er intensitet, fysisk størrelse og magnitudo. Alle typer magnitudo – målinger er logaritmiske hvor den mest vanlige er Richters skala. Skalaen ble opprettet av seismologen Charles Francis Richter fra California i 1935. I sin opprinnelige definisjon Richter skala er en logaritmisk skala med grunntall 10. Dette betyr at for hvert trinn av skalaen er den målte amplituden 10 ganger større. Under i tabell er Richters skala med virkningene. (7)

Tabell 1 Richters skala

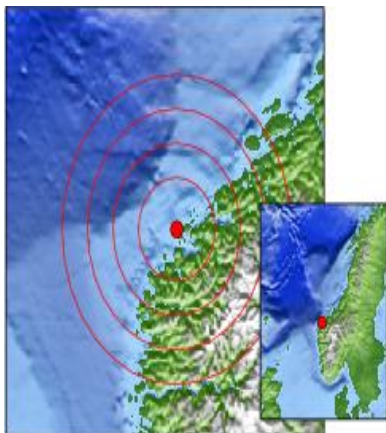
Styrke	Virkning
≤ 3	Ikke merkbart. Registreres bare på instrumenter
3,0-5,4	Lett til sterkt. Merkbart. Mindre skader.
5,5-6,0	Meget sterkt. Skader på bygninger.
6,1-6,9	Voldsomt. Bygninger styrter sammen. Store ødeleggelser.
7,0-7,9	Ødeleggende. Få bygninger står. Jorden sprekker. Jordskred.
> 8	Katastrofalt. Total ødeleggelse forekommer.

3.6.3 INTENSITET

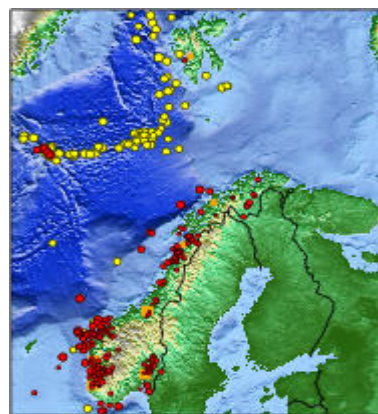
Skalaen som brukes i dag i hele verden er EMS98 skala. Europeisk makroseismisk skala 1998 har 12 punkter. De 12 punktene ble utviklet i begynnelsen av 1900 tallet. Denne skala er også akseptert i Norge.

3.6.4 JORDSKJELV I NORGE

Norge er ikke kjent for å være det stedet som er mest utsatt for jordskjelv, men er likevel det området i Nord- Europa som opplever flest jordskjelv i dag. Etter at Eurocode 8 ble innført, har fokuset på jordskjelv i Norge blitt større. Jordskjelv ble eksempelvis registrert i Ålesund 15. juni 2009 ifølge NORSARs stasjon. Skjelvet hadde en styrke 3 på Richters skala, og ble rapportert flere steder på Sunnmøre.



Figur 15 Jordskjelv i Ålesund 14. juni 2009 (46)



Figur 16 Jordskjelv i Norge 2009 (45)

Bildet på høyre viser Jordskjelv fra 1979 frem til i dag. Røde symboler er jordskjelv som ble merket av mennesker, mens gule er andre jordskjelv med styrke fire eller større. De oransje kvadratene angir større byer.

3.6.5 DYNAMIKK

Kreftene i et jordskjelv er energi som beveger grunnen gjennom bølger. Disse kreftene er dynamiske og vil bevege det som er i kontakt med grunnen. Energien overføres til konstruksjoner gjennom grunnen og vil føres til toppen av konstruksjonen før den tar veien tilbake til grunnen. Det er denne energien i form av vibrasjoner som potensielt kan føre til en kollaps av en konstruksjon. Dette grunnet svingingene i konstruksjonen påført av vibrasjonene. Størrelsen på disse svingingene er avhengig av konstruksjonens evne til å absorbere og fordele vibrasjonskreftene (8).

3.6.6 FRIHETSGRADER (DEGREES OF FREEDOM, DOFs)

Frihetsgrader er konstruksjonsmassen sin mulige bevegelighet i ulike retninger ut ifra massens opprinnelige posisjon. En konstruksjon i 3D kan forskyve seg i tre retninger og rotere i tre retninger, derav 6 frihetsgrader. (6DOF)

3.6.7 DUKTILITET

Duktilitet er evne til å deformere seg ut over elastisk grense uten å miste sin styrke eller funksjon. (8)

Dvs. evnen til å tåle deformasjoner uten tap av styrke. Man kan også snakke om duktilitet på knutepunks- bygningsmaterialet og konstruksjonsnivå.

3 betingelser må være tilfredsstillt for å beholde styrke og funksjon under jordskjelv: (8)

- *Byggematerialet må ha tilstrekkelig deformasjonsevne.*
- *Konstruksjonsdelene(knutepunkter, bjelker, søyler, plater og skiver) må kunne oppta store repeterte deformasjoner, tøyninger eller krumninger.*
- *Bærekonstruksjonen settes sammen av de duktile konstruksjonsdelene til en deformasjonsmekanisme.*

3.5.8 DEMPNING

En fri svingning får gradvis redusert amplitude, og stopper ved hjelp av dempning. Dvs. at en kan si at når en konstruksjon blir satt i svingning, vil vibrasjonsenergien gradvis bli konvertert til varme og lyd. Svingningene avtar på grunn av reduksjon av energi.

3.6.8 PROSJEKTERING AV BYGNINGER

Grunnleggende prinsipper for prosjektering:

I seismiske områder skal det tas hensyn til seismiske farer i de tidlige stadiene av prosjekteringen av en bygning, slik at det er mulig å oppnå et bæresystem som innenfor akseptable kostnadsrammer tilfredsstillende de grunnleggende krav. Dvs. krav til motstand mot sammenbrudd og krav til skadebegrensning.

De styrende prinsippene av prosjekteringen er:

- Konstruksjonsmessig enkelhet
- Regelmessighet, symmetri og redundans
- Motstand og stivhet i to retninger
- Torsjonsmotstand og -stivhet
- Skivevirkning ved etasjenivå
- Passende fundament

(9)

3.7 LAVENERGI

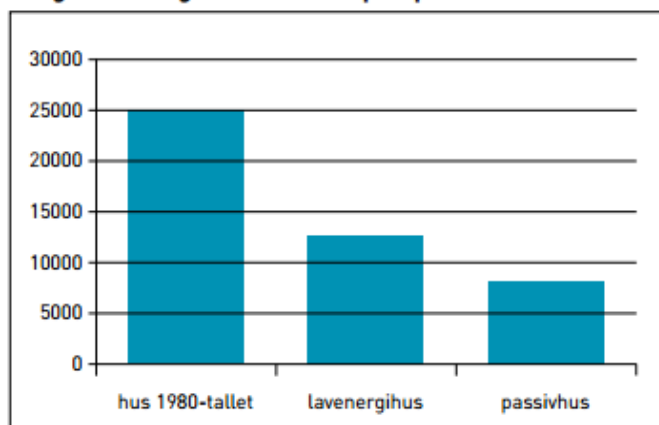
3.7.1 LAVENERGIBYGNINGER

Lavenergibygninger blir definert som bygninger med svært lavt oppvarmingsbehov. Ved oppføring av bygg i denne standarden kan energibehovet til oppvarming reduseres med opptil 75% (10). Lavenergibygninger er et mer generelt begrep med strengere krav i standarden til energibehov og energiforsyning enn TEK10, men lavere krav enn eksempelvis passivhus som har en mer satt standard, spesielt internasjonalt (11).

Energieffektive bygninger er den nye normen i bærekraftig bygging der det totale energiforbruket til bygningene skal reduseres og der fornybare energikilder prioriteres. Dette gjøres gjennom å redusere varmetapet samt bruke fornybar energi til å dekke resterende oppvarmingsbehov.

Energispareiltakene for lavenergi standarden er i hovedsak svært god isolasjon (tetthet), dette takket være svært lave u-verdier på golv, vegger, tak og vindu. Dette resulterer i redusert oppvarmingsbehov som på sin side vil føre til reduserte oppvarmingsutgifter. (se figur under)

Årlige strømutfgifter ved strømpris på 1 kr:



* Utgangspunktet er tatt for et gjennomsnittlig forbruk for et hus på 200 kvm. Forbruk til oppvarming og belysning er avhengig av boligarealet. Antall personer og deres alder har mest å si for forbruk av varmtvann, oppvask, klesvask med mer.

(Kilde: enova.no)

Figur 17 Årlige strømpriser ved strømpris på 1 kr

Kriterier for passivhus og lavenergibygninger – Boligbygninger i Norsk Standard, NS 3700;2013 (11). Der passivhus standarden er den strengeste med tanke på energiforbruk, og der lavenergibygninger er delt inn i klasse 1 og 2, der klasse 1 er den strengeste av de to.

Passiv energi design blir beskrevet gjennom Kyoto-pyramiden som er et viktig og nyttig verktøy når man eksempelvis skal prosjektere en lavenergibygning eller et passivhus og er en mal på passiv energi design av boliger (12).

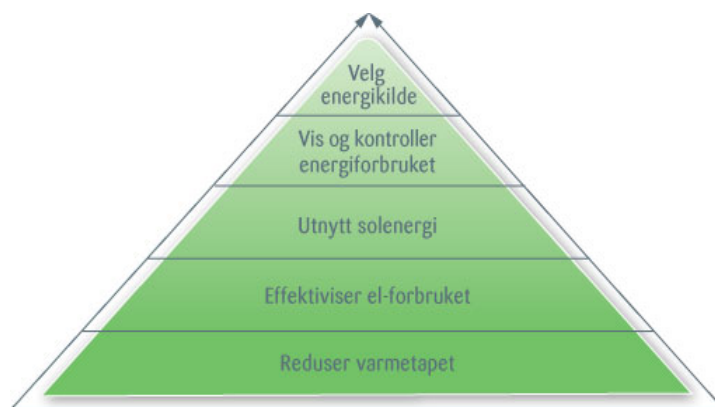
Trinn 1: Redusere varmetapet fra boligen mest mulig - arealeffektivitet, ekstra isolasjon og balansert ventilasjon.

Trinn 2: Redusere elektrisitetsforbruket til lys og utstyr - energieffektive hvitevarer og belysning.

Trinn 3: Utnytt solenergi - utnytt passiv solenergi, solskjerming og eventuelt solfangeranlegg til oppvarming av tappevann.

Trinn 4: Vis og kontroller energibruken - enkel og lettforståelig tilbakemelding til beboerne på deres energiforbruk.

Trinn 5: Velg effektiv energiforsyning - velg den energikilden som er mest energieffektiv. For eksempel fjernvarme i byene og biobrensel i distriktene.



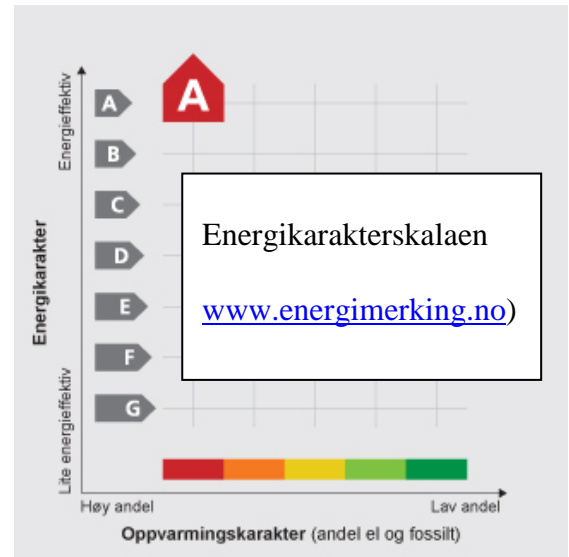
Figur 18 Kyoto-pyramiden (12)

3.7.2 ENERGIMERKING

Energimerking av boliger er en lovpålagt ordning fra 1.juli 2010 der alle nye boliger skal ha en energiattest (Energiattesten består av: *Energimerket* (energikarakter og oppvarmingskarakter), *Målt energibruk*, *Tiltaksliste* og *Sammendraget*).

Hovedpunkter i energiattesten er energikarakteren som er gitt basert på levert energi til bygningen og oppvarmingskarakteren som blir gitt basert på type og andel energiforsyning.

For energikarakteren skal beregningsmetodene beregnes iht. NS 3031.



Figur 19 Energimerking

I eksempelvis en boligblokk får både selve bygget som en helhet en egen energimerking, samt leilighetene (boenhetene) i bygget hver sin energimerking, grunnet ulikt varmetap fra de forskjellige leilighetene.

Energikarakter

Energikarakteren gir en samlet vurdering av bygningens/ boenhetens energibehov. Dette basert på behovet ved normalt bruk oppgitt i kWh/m².

Passiv- og lavenergihus ligger henholdsvis på karakter A og B basert på krav i standarden (13).

Kravene til energikarakter (A-G) er definert for ulike bygningskategorier (vedlegg 12.13.5)

Oppvarmingskarakter

Oppvarmingskarakteren gis etter hvor mye av boligen som kan varmes opp ved hjelp av andre energikilder enn elektrisitet og fossilt brensel. Det vil si bruksandel av fornybar energi.

3.7.3 ENERGIBEHOV

Energibehovet til bygninger kan i hovedsak deles inn i to poster. Oppvarmingsbehov og andre formål. Oppvarmingsbehovet er knyttet det lokale klimaet og bygningens byggetekniske egenskaper, mens andre formål gjelder de ymse behovene til brukerne bygget.

Tabell 2 Høyeste beregnede netto energibehov til oppvarming (kWh/m²år)

Høyeste beregnede netto energibehov til oppvarming (kWh/ m ² år)					
Årsmiddel-temperatur, θ _{ym}		Bygg med Afl < 250 m ²		Bygg med Afl < 250 m ²	TEK 10 boligblokk
≥ 6,3 °C	Klasse 1	$30 + 8 \times \frac{(250 - Afl)}{100}$		30	115
< 6,3 °C	Klasse 1	$30 + 8 \times \frac{(250 - Afl)}{100} + (3,3 + 0,75 \times \frac{(250 - Afl)}{100}) \times (6,3 - \theta_{ym})$		30 + 3,3 × (6,3 - θ _{ym})	115

Krav til høyeste beregnede netto energibehov til oppvarming (Afl – oppvarmet del av BRA, θ_{ym} – årsmiddel temperatur) (11)

Netto energibehov: Er bygningens energibehov uten hensyn til energisystemets virkningsgrad eller tap i energikjeden (14).



Figur 20 Energibehov (12)

3.7.4 ENERGIFORSYNING

For lavenergibygninger er det krav i henhold til NS 3700:2013 at varmesystemet i stor grad kan kunne benytte andre energikilder enn elektrisitet og fossilt brensel.

Beregnet mengde levert elektrisk og fossil energi skal være mindre enn totalt netto energibehov fratrukket 50% av netto energibehov til varmtvann, som vist i ligning.

$$E_{del,el} + E_{del,oil} + E_{del,gas} < E_t - 0,5 \times Q_{W,nd}$$

(11)

3.7.5 VARMETAP

Kravene til høyeste varmetapstall hentes fra tabell 2 i NS 3700:2013. Der varmetapstallene gjelder for transmisjons- og infiltrasjonsvarmetap (som inkluderer ventilasjonsvarmetap).

Transmisjonsvarmetap vil si varme som overføres gjennom en bygningsdel eller konstruksjon grunnet oppbygningen og/eller materialer, mens infiltrasjonsvarmetap er luftlekkasjer.

Tabell 3 Varmetapstall for transmisjons- og infiltrasjonstap

		Varmetapstall for transmisjons- og infiltrasjonstap, $H''_{tr,inf}$ W/(m ² ·K)		
		Boligbygning der $A_{fl} < 100m^2$	Boligbygning der $100m^2 < A_{fl} < 250m^2$	Boligbygning der $A_{fl} \geq 250m^2$
Passivhus		0,53	0,48	0,43
Lavenergi- bygning	Klasse 1	0,7	0,65	0,55
	Klasse 2	0,93	0,83	0,68

3.7.6 U-VERDI

Dette er varmegjennomgangskoeffisienten (u-verdi) for en konstruksjon som beskriver den varmeisolerende evnen i bygningsdeler. Denne verdien definerer mengde varme ($W/(m^2K)$) som passerer $1m^2$ av en konstruksjon når luften på hver side av konstruksjonen har en temperaturforskjell på en grad celsius eller kelvin (15).

Tabell 4 Minstekrav for bygningsdeler lavenergi og TEK 10

Bygningskomponenter	Lavenergiboliger	TEK 10
U-verdi gulv	0,10-0,12 W/m ² K	≤ 0,18 W/m ² K
U-verdi yttervegg	0,15-0,16 W/m ² K	≤ 0,22 W/m ² K
U-verdi tak	0,10-0,12 W/m ² K	≤ 0,18 W/m ² K
U-verdi vinduer	≤ 1,2 W/m ² K	≤ 1,20 W/m ² K
U-verdi dører	≤ 1,2 W/m ² K	≤ 1,20 W/m ² K
Normalisert kuldebroverdi, Ψ''	≤ 0,05 W/m ² K	≤ 0,06 W/m ² K
Virkningsgrad varmegjenvinner	≥ 70 %	≥ 70 %
SFP-faktor ventilasjonsanlegg	≤ 2,0 kW/(m ³ /s)	≤ 2,5 kW/(m ³ /s)
Lekkasjetall ved 50 Pa, n50	≤ 1,0 h ⁻¹	≤ 1,5 h ⁻¹

(U-verdiene uttrykkes som gjennomsnitt for bygningsdelen. For glass/vinduer/dører er det inkludert karm/ramme.)
(2,5)

3.7.7 KULDEBROVERDI (Ψ)

Dette er den lineære varmegjennomgangskoeffisienten og forteller oss tilleggsvarmetap pr. lengdeenhet og pr. temperaturforskjell for den aktuelle kuldebroen oppgitt med benevnningen

W/mK . Denne gjelder i hovedsak for bygningsdeler som har lavere isolasjonsevne og varmemotstand grunnet materialvariasjoner i de omliggende bygningsdelene.

3.7.8 NORMALISERT KULDEBROVERDI (Ψ'')

Denne verdien forteller oss summen av varmetapet for alle kuldebroene i et bygg dividert på oppvarmet bruksareal (BRA)

3.8 PROGRAMMER

3.8.1 THERM

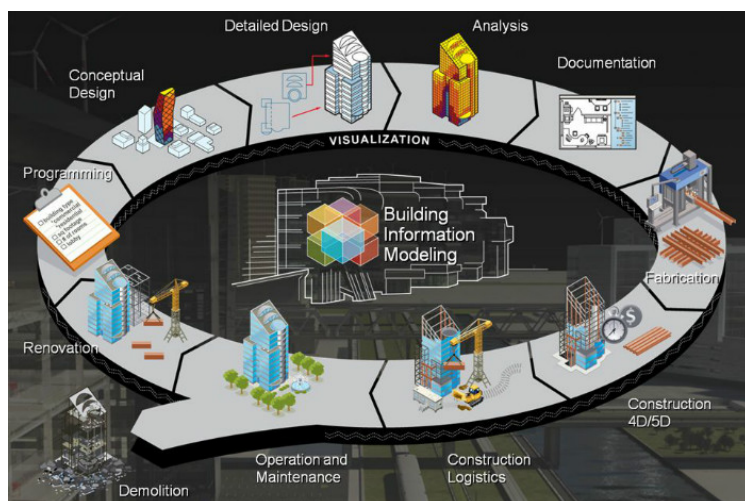
Therm 6.3 er et simulerings program for varmestrøm (u-verdi) gjennom en konstruksjon. Dette gjøres ved at den aktuelle konstruksjonen som ønskes beregnet, tegnes inn 2 dimensjonalt i programmet eksempelvis tverrsnittet til en vegg. De ulike komponentene tegnes inn med ønskede dimensjoner og plassering i forhold til hverandre som da vil danne ulike material sjikt. Herunder homogene sjikt eller sammensatte sjikt.

De ulike komponentene i den 2 dimensjonale figuren gis så parametere for hvilken materialer de skal forestille. I de homogene sjiktene vil de ulike materialenes varmekonduktivitet brukes, mens i de sammensatte sjiktene må man først beregne den prosentvise andelen av de ulike materialene for så definere en varmekonduktivitet på sammensetningen.

Etter material parametrene er gitt, trenger programmet at vi definerer grenser og flater på modellen, såkalt " Boundary Conditions". Det vil si ytre/indre varmeovergangsmotstand til flatene og ute/inne temperatur. Therm vil da ta hensyn til alle disse parametrene i simuleringen og beregner så u-verdien til konstruksjonen, med evt. tilhørende feil margin. Feil marginen er direkte knyttet til den geometriske kompleksiteten til konstruksjonen og øker dess mer kompleks konstruksjonen er.

3.8.2 REVIT

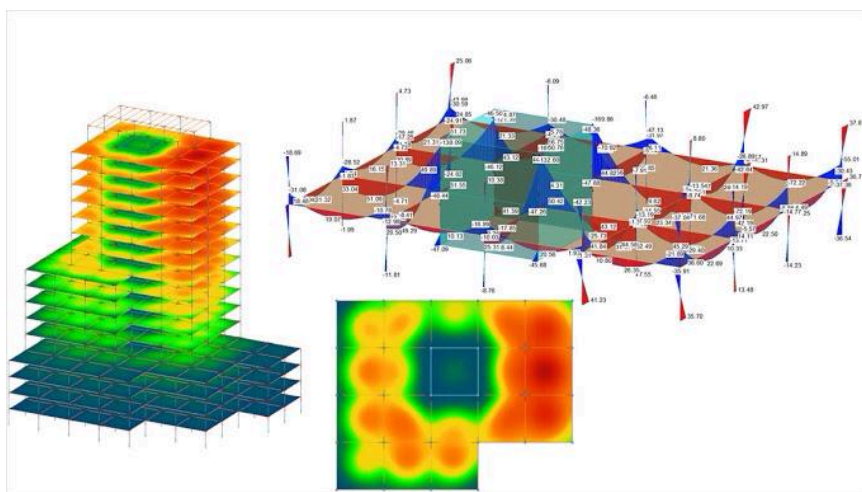
Revit 2015 er Autodesk sitt BIM (Bygning informasjons modell) verktøy for å konstruere objekt baserte 3D modeller i et bygningsprosjekt. Objektene kan inneholde informasjon om volum, pris, material kvalitet mm. «En modell» løser de fleste oppgaver. Revit gjør det mulig at ARK, RIB, RIV(rådgivende ingeniører) osv. samarbeider på den samme modellen som oppdateres gjennom en server. Revit gir brukeren mulighet til å hente ut plan, snitt og utskrift fra en og samme modell. I tillegg kan man genere tabeller med informasjon om de ulike objektene som er brukt i modellen. Oppdateres modellen i et vindu (flyttes en dør) oppdateres de andre vinduene samtidig. Detaljerte tegninger som skal skrives ut berikes med 2D objekt for den aktuelle tegningen. Dette kan for eksempel være påskrift som beskriver hvordan noe skal utføres, eller målsetting. Revit modellen kan lett eksporteres til Robot.



Figur 21 BIM modell

3.8.3 ROBOT (VERSION: 29.01.15678(x64))

Robot Structural Analysis Professional 2015 (heretter kalt "Robot"). Det ble valgt å benytte Robot da dette programmet "lett" kan integreres mot Revit om man modellerer riktig i Revit fra starten. Robot er et reit beregningsverktøy for styrkeberging, vindsimulering og jordskjelv simulering ved hjelp av final element modellering. Mulighetene er mange i denne programvaren. Det benyttes i denne oppgave to deler av softwaren, for å modellere bygg og 2D rammer. 2D rammer benyttes i hovedsak for å verifisere forståelsen av hva programvaren sier til oss. "Svarene" som Robot gir i 2D blir sammenlignet med håndberegning og Frame (16).

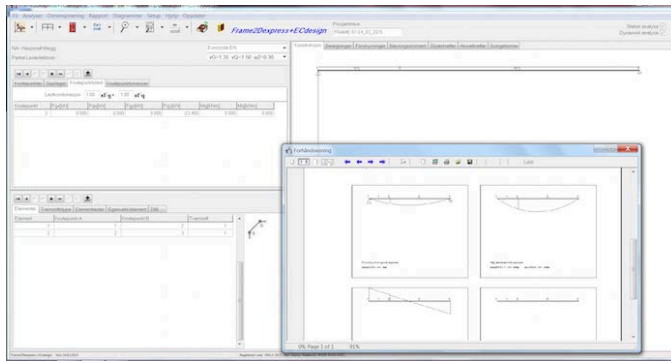


Figur 22 Illustrasjonsbilde fra Robot

3.8.3

FRAME2DEXPRESS

Frame er et program for statisk og dynamisk analyse av 2-dimensjonale rammestrukturer. Programmet utfører beregninger av interne krefter og produserer diagrammer for forskyvninger, bøyningmoment, skjærkrefter og aksialkrefter. Programmet er utviklet for å være enkelt å bruke (17).



Figur 23 Illustrasjonsbilde fra Frame

4 KARAKTERISTISKE LASTER PÅ KONSTRUKSJONEN

4.1 VERTIKALLASTER

4.1.1 EGENLAST

Tabell 5 Egenlast på konstruksjonselementer

Konstruksjonsdel	Egenlast kN/m^2
Lett-tak	0,65
Kompakt tak	4,31
Veranda	6,56
Dekke mellom boenheter	6,47
Dekke mellom bolig og garasje	6,57
Dekke mellom garasje	5,20
TV1 (Yttervegg av I-profiler)	0,63
BV1 (betongvegg i K01, tykkelse 0,25 m)	6,30
BV2 (betongvegg i U01, tykkelse 0,2 m)	5,13
BV3 (betongvegg i U01-H07, tykkelse 0,2 m)	5,31

Utregning av egenlast på alle de forskjellige konstruksjonselementene er utregnet i Excel og ligger som vedlegg 12.5 Egenvekt på komponenter. (18)

4.1.2 NYTTELAST

Tabell 6 Karakteristiske nyttelaster på gulv (19)

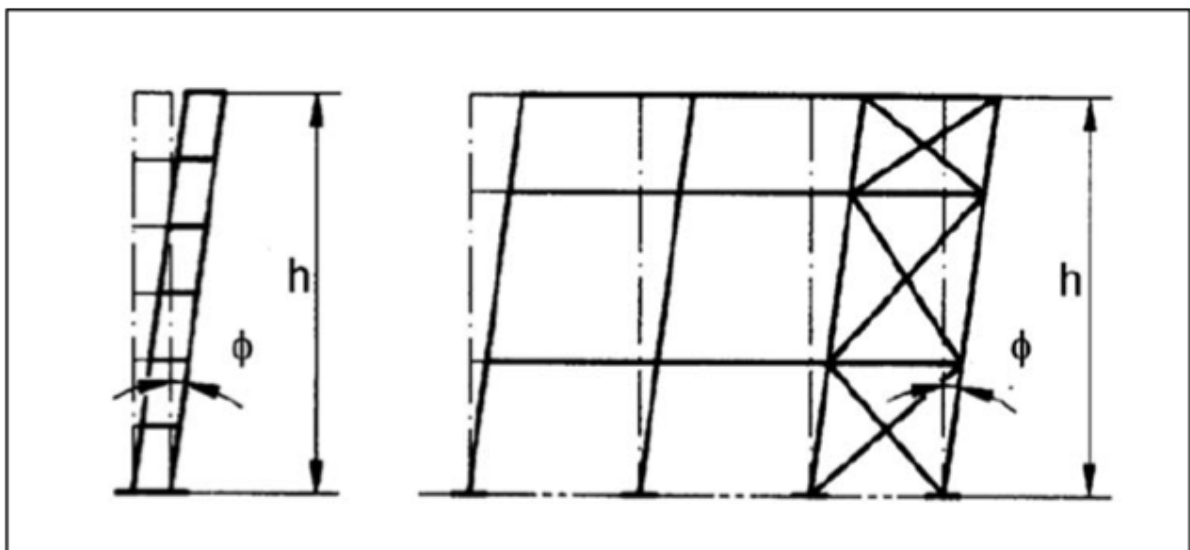
Kategori	Bruk	Eksempler	q_k (kN/m^2)	Q_k (kN)
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg		
		Gulv	2,0	2,0
		Trapper	3,0	2,0
		Balkonger	4,0	2,0
F	Parkeringsarealer for lette kjøretøyer (mindre enn 30 kN)	Garasje, parkeringsarealer, parkeringshus	2,5	20

4.2 HØRISONTALLASTER

4.2.1 SKJEVSTILLINGSLAST

Skjevstillingslast skyldes avvik i geometri og materialegenskaper. Den står beskrevet i Eurocode 3 punkt 5.3.2-3 ((20)og vedlegg 12.8). Startverdien for global skjevstilling benytter en basisverdi, som multipliseres med reduksjonsfaktor for høyde gjeldende for søyler og reduksjonsfaktor for antall søyler i en rad.

Denne startverdien (ϕ) multipliseres med de vertikale lastene på konstruksjonen. Se vedlegg 12.8 for utregning av skjevstillingslast.



Figur 24 Skjevstillingslast (20)

4.2.2 JORDSKJELVLAST

Alle laster er beregnet etter gjeldene regelverk og tilfredstiller NS-EN 1998-1:2004+NA 2008.

Egenlast

Beskrivelse	Symbol	Verdi kN/m^2
Påført egenvekt	$G_{k,påf}$	6.47
Tettheten til betong	ρ_{betong}	25.0

Karakteristiske verdier for betong av kvalitet B35

Beskrivelse	Symbol	Verdi N/mm^2
Trykkfasthet	f_{ck}	35
Elastisitetsmodul	E_{cm}	34000
Middelverdi av aksiell strekkfasthet	f_{ctm}	3.2

Lastkombinasjon

NS-EN 1990

$\gamma_f = 1$ i ulykkesgrensetilstanden

$$E_d = \sum G_{k,i} + \gamma_1 A_{EK} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Seismisk situasjonen

NS-EN 1998-1 punkt 3.2.4

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

Justeringsfaktor for kombinasjoner av den påvirkningen $\psi_{E,i}$

$$\psi_{E,i} = \varphi_i \psi_{2,i}$$

Faktor for tilnærmet permanent verdi av variabel last i ulykkesgrensetilstanden

Situasjon	$\psi_{2,nytte}$	$\psi_{2,snø}$
Seismisk	0,3	0,2

Verdier for skalaren φ

Etasje i	φ_i
1-8	1.0

4.3 NATURLASTER

4.3.1 SNØLAST

Fremgangsmåten for å finne frem til snølast på tak, er beskrevet i Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster, snølast. (21)

$S = 2,4 \text{ kN/m}^2$ (snølast på tak per m^2 horisontalprojeksjon) Se vedlegg 12.6 for utregning

4.3.2 VINDLAST

Vindlasten er beregnet etter kompendium i lastberegning (19) og på bakgrunn fra Eurokode 1: Laster på konstruksjoner: Del 1-4: Allmenne laster, vindlast. (22)

Det ble benyttet en forenklet metode til å regne ut vindlast (19). Referansevindhastighet, konstruksjonens utforming og lokalisering i terrenget er benyttet i utregningene.

Det er delt i en sone i y-retning og to soner i x-retning grunnet form på konstruksjonen.(vedlegg 12.7 figur 2)

Vindretning fra Y-retning:

Sone 1: Hastighetstrykk $q_p = 1,502 \text{ kN/m}^2$

Vindretning fra X-retning:

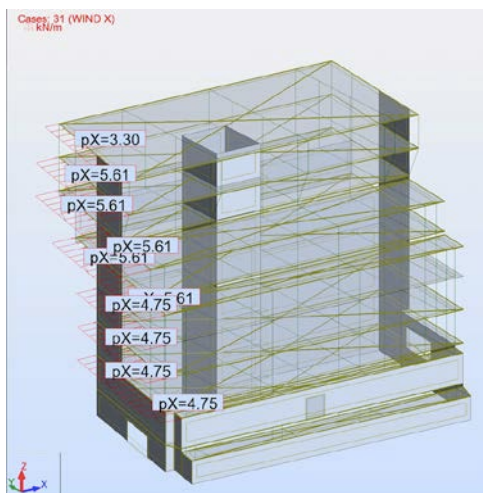
Sone 1: Hastighetstrykk $q_p = 1110 \text{ N/m}^2$

Sone 2: Hastighetstrykk $q_p = 1312 \text{ N/m}^2$

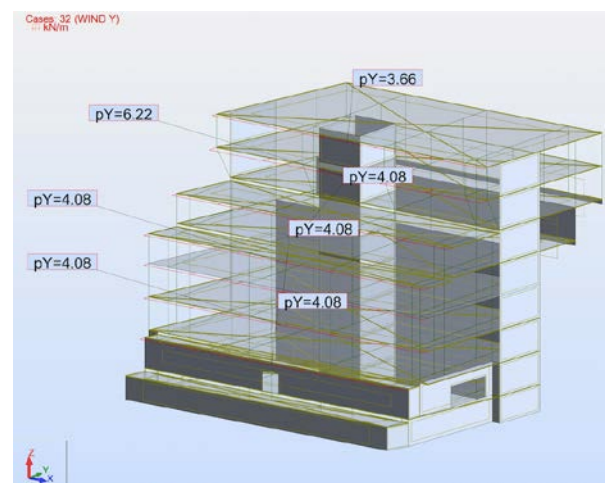
Se vedlegg 12.7 for beregning.

4.3.3 VINDLAST I ROBOT

Ut i fra hastighetstrykk har vi regnet om vindlasten til linjelast på dekkene som er lagt inn i robotmodellen. Se vedlegg 12.7 for utregning.



Figur 25 Vind som linjelast i X-retning



Figur 26 Vind som linjelast i Y-retning

DIMENSJONERING AV BÆRESYSTEMET

Robot er brukt som dimensjonerings verktøy, det gir mulighet til å hente data som beregninger, rapporter og arbeidstegning til alle bygningselementene i 3D-modellen.

5.1 FORUTSETNINGER OG DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

5.1.1 PÅLITELIGHETSKLASSE

Tabell 7 NA.A1 (901) - Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktor, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg		x	(x)	
Fiskerihavner og –anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle oversiktlige grunnforhold	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			
Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk				

Bygget er i pålitelighetsklasse 3 så det blir ingen reduksjon med faktoren k_{Fi} ($k_{Fi} = 1,0$)

5.1.2 KONTROLLKLASSE

Tabell 8 Kontrollklasse (315)

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	Kontrollklasse
1	B (begrenset)
2	N (normal)
3	U (utvidet)
4	Skal spesifiseres

5.2 GRENSETILSTANDER

Etter NS-EN 1990 er grensetilstander definert til *tilstander som definerer grensene for når konstruksjonen ikke lenger oppfyller fastsatte dimensjoneringskriterier* (23). Denne oppgaven skal påvise at dimensjonering og beregning av konstruksjonen tilfredsstillende dimensjoneringsreglenes krav til bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand

5.2.1 BRUDDGRENSETILSTAND (ULS – ULTIMATE LIMIT STATE)

Benyttes for å kontrollere konstruksjonens kapasitet mot brudd. Dette med de mest ugunstige lastvirkningene som kan føre til brudd, eller forskyvninger som kan sammenliknes med brudd (19).

Tabell 9 Forenklet NA:A1.2(B) - Dimensjonerende verdier for laster i bruddgrensetilstanden (315)

Dimensjonerings situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig	$Q_{k,1}$	$Q_{k,i}$
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\phi_{0,1}$	$\gamma_{Qi}\phi_{0,1}$
(Ligning 6.10a)	1,35	1,0	1,05	1,05(0,90)
(Ligning 6.10b)	1,2	1,0	1,50	1,05(0,90)

5.2.2 BRUKSGRENSETILSTAND (SLS – SERVICEABILITY LIMIT STATE)

Bruksgrensetilstanden brukes til å kontrollere konstruksjonens tilfredsstillende av krav til formål og bruk (funksjonsdyktighet) (19).

Tabell 10 Lastfaktorer γ inkludert ψ – faktorer for bruksgrensetilstanden (304)

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende last	Øvrige variable laster
	γ_{Gj}	γ_{Q1}	γ_i
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

5.2.3 Ψ -FAKTOR

Tabell 11 NA.A1.1 – Verdier for ψ -faktorer for bygninger (23)

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelastkategori i bygninger (NS-EN1991-1-1)			
Kategori A: bolig	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	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0,0	0	0
Snølaster (NS-EN 1991-1-3)	0,7	0,5	0,2
Vindlaster (NS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatur i bygninger (NS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

5.2.4 LASTKOMBINASJONER I ROBOT

Robotmodellen benytter mange forskjellige kombinasjoner i henhold til NS EN 1990:2002/NA:2008. Det ble valgt å se bort fra brann i robotmodellen.

Tabell 12 Lite utdrag fra automatisk genererte kombinasjoner i Robot

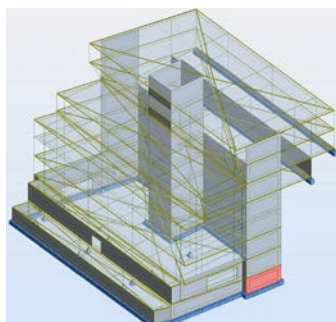
Combinations/Comp.	Definition
ULS/ 1	$1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 4*1.05$
ULS/ 2	$1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05$
ULS/ 3	$1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 4*1.05 + 31*0.90$
ULS/ 4	$1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 31*0.90$
ULS/ 5	$1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 4*1.05 + 32*0.90$
ULS/ 6	$1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 32*0.90$
ULS/ 7	$1*1.35 + 2*1.05 + 4*1.05$
ULS/ 8	$1*1.35 + 2*1.05$
ULS/ 9	$1*1.35 + 2*1.05 + 4*1.05 + 31*0.90$
ULS/ 10	$1*1.35 + 2*1.05 + 31*0.90$

5.3 FUNDAMENT/P-ANLEGG OG BETONGVEGG

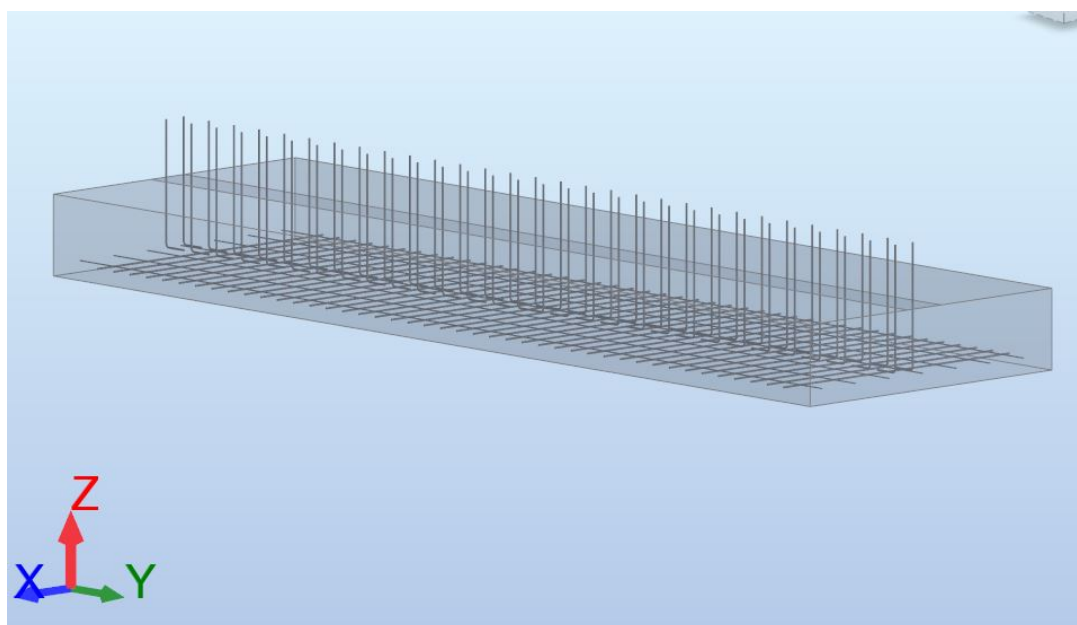
Plasstøpt betong direkte på fjell er utgangspunktet for våre beregninger i robot. Lastene som skal tas opp i fundamentene og veggene er fra beregninger i robot. Den norske standarden er ikke lagt til i robot for vegg og fundament. Fra autodesk forum ble det fortalt at ved å legge til NF EN 1992-1-1/NA:2007 (fransk eurokode 2) kunne det hentes ut beregninger fra robot. Beregningene er uten tillegg som er med i den norske standarden, men de er etter eurokode 2.

5.3.1 VEGGFUNDAMENT

Det er hentet ut veggfundamentet med størst påkjenning. Dette er fundamentet til veggskivene i y-retning i akse 8. Fra robot er det hentet ut nødvendig veggfundament med armering. Se vedlegg 12.11.1 for begninger, arbeidstegning og rapport fra robot



Figur 27 Plassering av vegg over fundament i 3D-modell



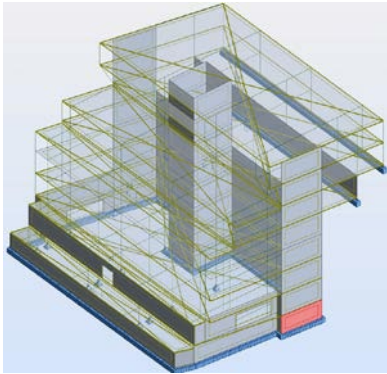
Figur 28 3D-modell av armering

Tabell 13 Oversikt over armering i fundament

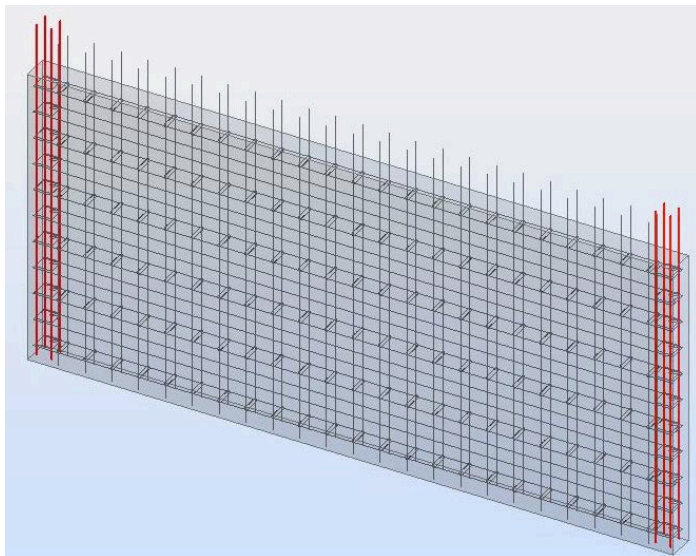
	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)
1	1	dowel bar	B500C	12	00	60	A = 0,7
2	2	bottom in the X direction	B500C	12	00	43	A = 1,6
3	3	bottom in the Y direction	B500C	8	00	7	A = 5,9
*							

5.3.2 BETONGVEGG

I denne oppgaven er det hentet ut betongveggen med størst påkjenning. Dette er nederste del av veggskiven i y-retning, akse 8 i etasje K01. Vegg er definert som 250mm armert betongvegg med betongklasse B35. Fra robot er det hentet ut nødvendig armering på vegg. Se vedlegg 12.11.2 for beregninger, rapport og arbeidstegning fra Robot.



Figur 29 Plassering av vegg i 3D-modell



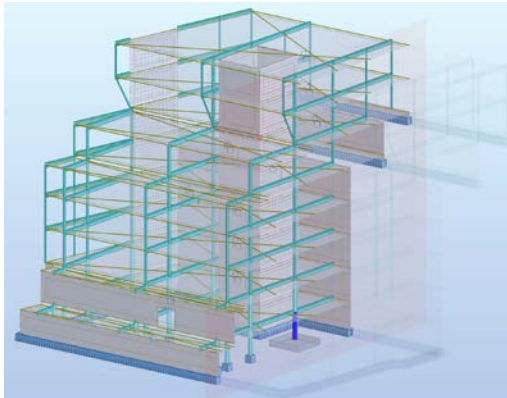
Figur 30 3D-modell av veggarmering

Tabell 14 Oversikt over armering i vegg

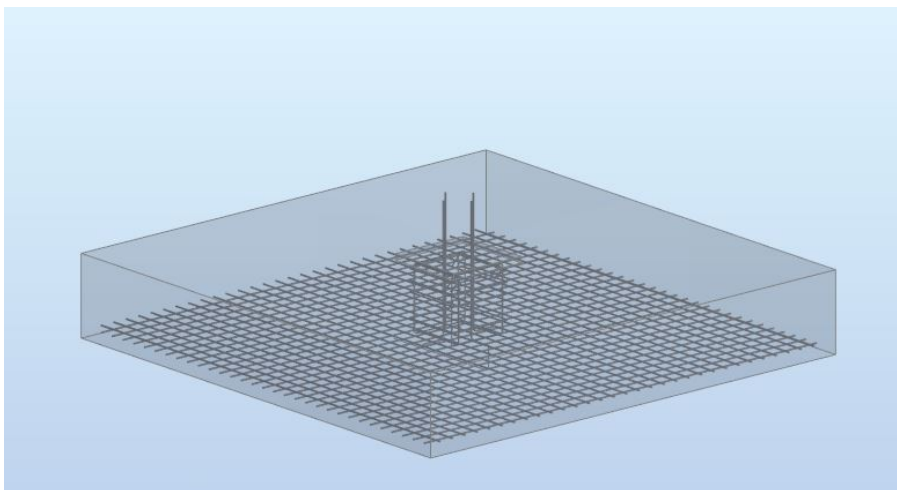
	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1	main - U bars	B500C	8	21	22	A = 0,4	B = 0,1	C = 0,4	
2	2	horizontal-main	B500C	8		22				
3	3	vertical-main	B500C	8		46				
4	4	Edge longitudinal	B500C	10		8				
5	5	Edge transversal	B500C	8	31	56	A = 0,1	B = 0,1	C = 0,1	D = 0,1
6	6	Pins	B500C	8	00	138	A = 0,1			
*										

5.3.3 SØYLEFUNDAMENT

Søylefundamentet til søylen med den største lasten er hentet ut fra robot, med nødvendig tverrsnitt og armering. Fundamentet ligger i K01 akse F13. Se vedlegg 12.11.3 for beregninger, rapport og arbeidstegning fra Robot.



Figur 31 Plassering av søylefundament i 3D-modell



Figur 32 3D-modell av søylefundament

Tabell 15 Oversikt over armering i søylefundament

	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1	dowel bar	B500C	16	00	4	A = 1,0			
2	2	<different value>	B500C	16	00	62	A = 3,7			
3	3	transversal	B500C	14	31	4	A = 0,5	B = 0,5	C = 0,5	D = 0,5
4	4	transversal	B500C	12	31	2	A = 0,5	B = 0,5	C = 0,5	D = 0,5
5	5	transversal	B500C	12	31	2	A = 0,5	B = 0,5	C = 0,5	D = 0,5
*										

5.4 DEKKE

Valg av dekke er i denne oppgaven på bakgrunn av fokus mot jordskjelvberegning og lange spenn. Lav vekt er en viktig faktor i jordskjelvberegning. Hulldekke kan oppnå lange spenn og har lavere vekt i forhold til styrke og stivhet enn plaststøpt betong, og er derfor valgt dekke.

5.4.1 HULLDEKKER

Hulldekkene blir dimensjonert ut i fra et spenn på 10 meter som er byggets største spennvidde. Tre forskjellige nyttelaster og egenlaster blir benyttet (veranda, bolig og garasje)

Tabell 16 Norelement

Bruk	Spennvidde	Nyttelast	Påført egenlast	Total last	Avlest last	HD
veranda	10	4	2,6	6,6	8,0	265
Bolig	10	2	2,5	4,5	8,0	265
Garasje	10	2,5	1,6	4,1	8,0	265

Avlest last fra vedlegg 12.9 tabell 1 (24)

Tabell 17 Spenncon

Bruk	Spennvidde	Nyttelast	Påført egenlast	Total last	Avlest last	HD	Spenntau
veranda	10	4	2,6	6,6	6,8	265	8
Bolig	10	2	2,5	4,5	4,5	265	6
Garasje	10	2,5	1,6	4,1	4,5	265	6

Avlest last fra vedlegg 12.9 tabell 2 (25)

HD-265 blir valgt til dekke i alle etasjene. Ved bruk av Spenncon hulldekke elementer er det mulig å redusere spenntau (armering i hulldekke) fra 8 til 6 på dekke som blir benyttet til bolig og garasje.

5.5 BJELKER

Bjelke ble valgt etter krav om å oppnå et spenn på opptil 7 m og ha en så liten som mulig dekke-til-dekke høyde. Etter møte med veileder og oppdragsgiver kom forslaget om å prøve deltabjelken.



Figur 33 Deltabjelken (26)

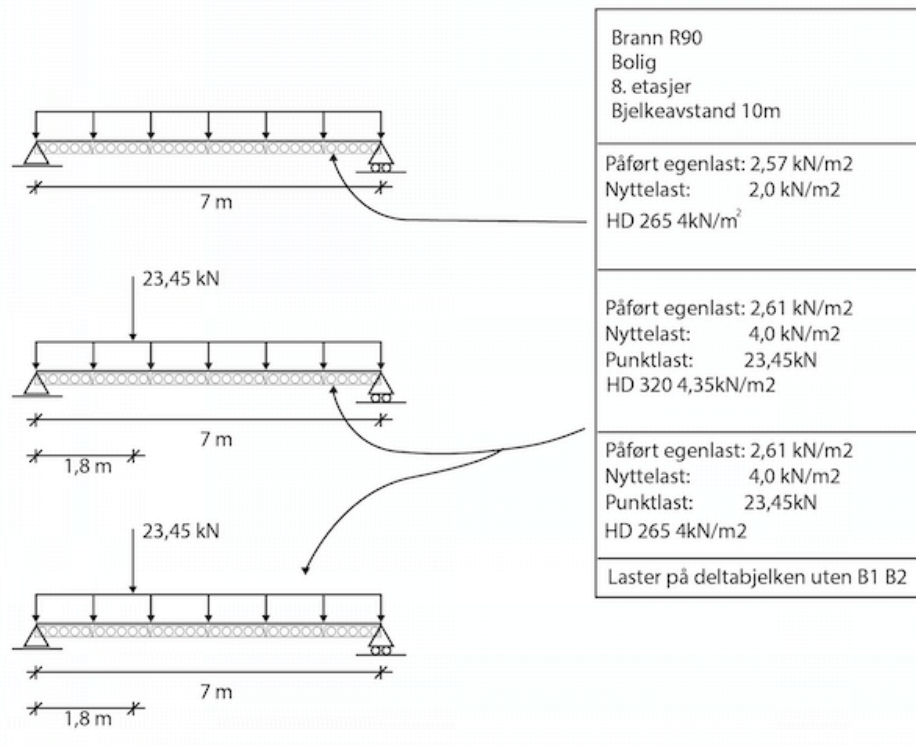
Etter positiv tilbakemelding fra Morten Evensen i Peikko (leverandør av deltabjelken) falt valget på å benytte deltabjelken (26).

5.5.1 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING FOR BJELKE

Stålbjelkene er dimensjonert etter en lengde på 7 meter og en bjelkeavstand på 10 meter, da dette er dimensjonerende. Det er satt to forskjellige belastninger som dimensjonerende, veranda- og boligdekke. Dette for å øke utnyttelsen av dem. På bjelken under verandadekke er lagt til en punktlast som skal utgjøre samme tyngde innspenningsveggen i H05 akse D-F får på bjelken.

Tabell 18 Brannkrav og belastninger vi sendte til Peikko

Bjelke	HD	Påført egenlast kN/m ²	Nyttelast kN/m ²	Punktlast kN (se tegning)	Brannmotstand
1 (Bolig)	265	2,57	2	0	R90
2 (veranda)	320	2,61	4	23,45	R90
3 (veranda)	265	2,61	4	23,45	R90



Figur 34 Illustrasjonsbilde av laster på bjelkene

Det er ikke tatt med arealreduksjon på disse beregningene, men i vedlegg 12.10.4 laster på bjelker med arealreduksjon er det tatt med. Av disse resultatene ser vi at stålbjelkene som er dimensjonerende har en arealreduksjon på 0,7. Det fører til at nyttelasten på bjelke 1 blir redusert fra 2 til 1,4 kN/m² og bjelke 2 og 3 blir redusert fra 4 til 2,8 kN/m². Det benyttes ikke arealreduksjon på bjelkene i denne oppgaven, da det var nok kapasitet med de valgte bjelkene. Reduksjonen fører bare til litt mindre utnyttelse av bjelkene.

5.5.2 VALGT PROFIL

Morten Evensen var behjelpelig og leverte beregningene kort tid etter at de nødvendige dataene var sendt over.

Til bjelke 1 blir det benyttet en D26-400-30/20 (bolig- og taketasje)

Til bjelke 2 blir det benyttet en D26-500-25/20 (Veranda- og garasjeetasje)

Bjelke 3 var bare et forslag hvis bjelke 2 ikke klarte belastningene med en bjelkehøyde som passet til HD-265 dekke. Det klarte den fint, så denne blir ikke benyttet.

For fullstendig beregning fra Peikko se vedlegg 12.10.1 for beregninger fra Peikko

5.5.3 VALG AV BJELKE I ROBOT

Det blir benyttet Delta bjelken D26400 og D26500 til bjelker i dette prosjekt. Da disse ikke er tilgjengelige i Robot ble det brukt noen som hadde tilnærmede like egenskaper. Ut i fra utvalget i Robot falt valget på HEB bjelker, som klarte bruddgrense kriteriene og ga tilnærmet lik nedbøyning i bruksgrense kriteriet. Det ble også sammenlignet med Frame.

Etter utregninger ble det valgt HEB 400 for D26400 og HEB 450 for D26500. Se vedlegg 12.10.2 for beregning av bruksgrense i Robot og 12.10.3 for beregning av bruksgrense i Frame.

Tabell 19 Sammenligninger mellom HEB og deltabjelken

Bjelke	Nedbøyning i bruksgrense	Robot	Frame	Nedbøyning av deltabjelke i bruksgrense
HEB 400	22	x		18
HEB 400	22		x	18
HEB 450	20	x		20
HEB 450	20		x	20

5.6.5 BRUKSGRENSE

Nedbøyning av bjelke i z-retning:

δ største tillatte nedbøyning

$$\delta < \frac{L}{300} \quad L = 7m$$

$$\frac{L}{300} = 23,33 \text{ mm} > 20\text{mm og } 18\text{mm (deltabjelke D26500 og D26400)}$$

5.6 SØYLER

5.6.1 VALG AV MATERIALE

Kombinasjon av betong- og stålsøyler er benyttet i denne oppgave.

Søyler i betong passer ekstra godt i såkalte «aggressive» miljøer, som for eksempel i parkeringshus, hvor betongens holdbarhet og slitestyrke er en stor fordel. Betongsøyler blir derfor benyttet i K01 og U01 da disse etasjene blir benyttet til parkering.

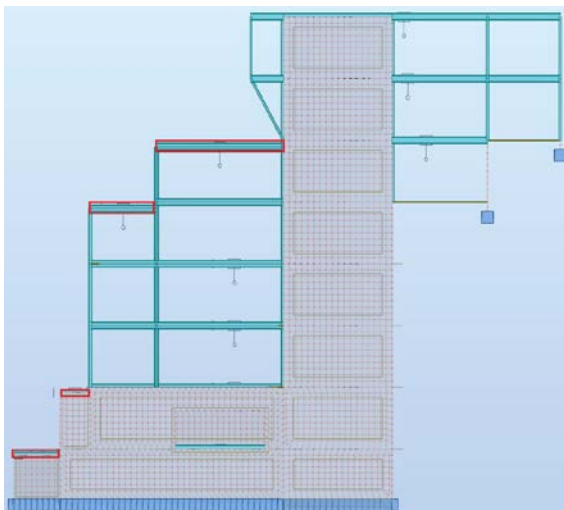
Lavenergikravet om minimalt med kuldebro førte til at hovedbæresystem blir flyttet på innsiden av bygningskallet. Grunnet relativt store tverrsnitt på betongsøylene benyttes stålsøyler i resten av bygget, for å unngå unødvendig mye tap av boligareal. Tidsbesparelse ved montering er også en viktig faktor for valget av stålsøyler.

5.6.2 PLASSERING

Dette prosjektet satte noen begrensninger for plassering av søyler:

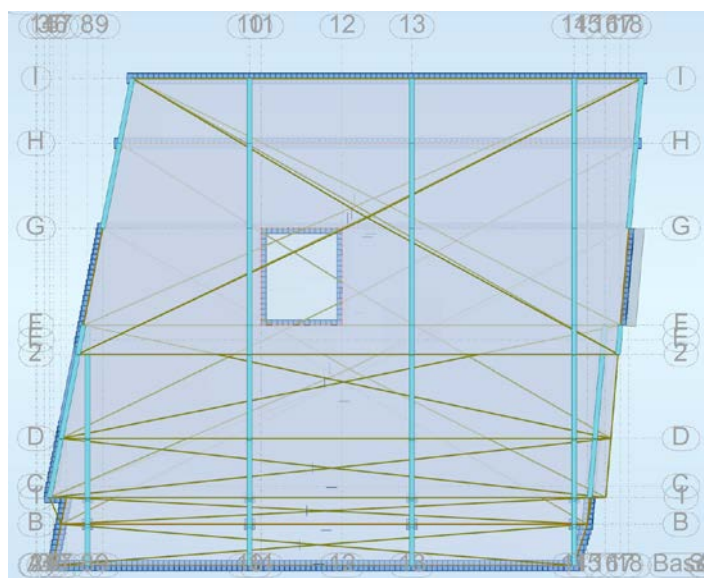
- 7 m fri kjørebane i parkeringskjeller (x-retning)
- Inntappingene i bygningsformen
- Lavenergikrav (kuldebro)

For å klare å unngå kuldebro på takverandaene er det valgt en løsning hvor søyleradene går i y-retning. Da kan verandadekkene senkes i forhold til boligdekkene for gi plass til nødvendig isolasjon. Dette fører til at ferdig takveranda vil få samme høyde på gulv som innvendig parkett. Avstanden mellom søylene i y-retning er noe låst. Det største spennet er på 7 m for å tilfredsstille kravet om fri kjørebane i kjeller, de andre søylene er plassert for å effektivt lede kreftene fra inntappingene ned til fundament.



Figur 35 Nedsenket veranda i Robot-modell

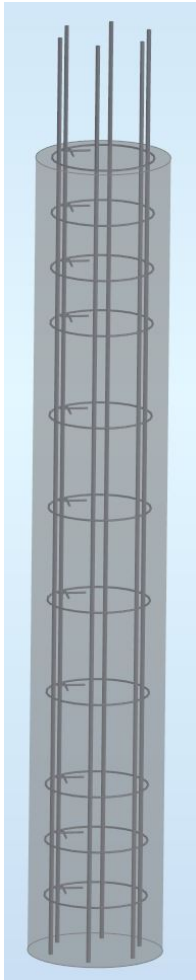
Plassering i søyler i x-retning er satt til 10 m for å få like lengder på HD-elementene. Dette vil bidra til en raskere og enklere montasje av dekkene. I tillegg er det en ekstra søylerad i hver ende av bygget, dette er et resultat av at byggets utforming.



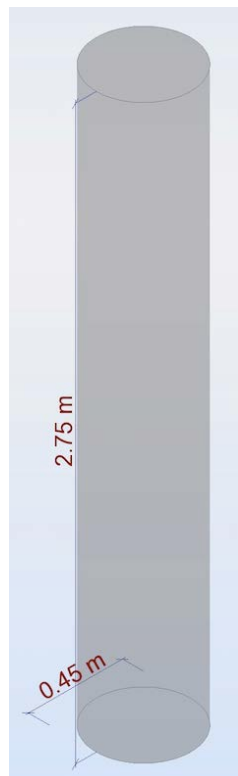
Figur 36 Plassering av bjelker å søyler i Robot-modell

5.7 BETONGSØYLER

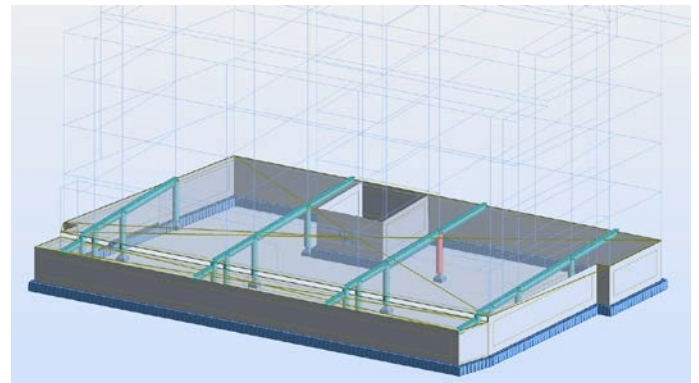
Det er hentet ut betongsøylen med størst påkjenning, den ligger i akse F13 i K01. Den er definert som en 450mm betongsøyle med betongklasse B35, fra robot er det hentet ut nødvendig armering på søylen. Se vedlegg 12.12.1 for beregninger, rapport og arbeidstegning av denne søylen.



Figur 37 3D-modell av armering i søyle



Figur 39 3D-modell av søyle



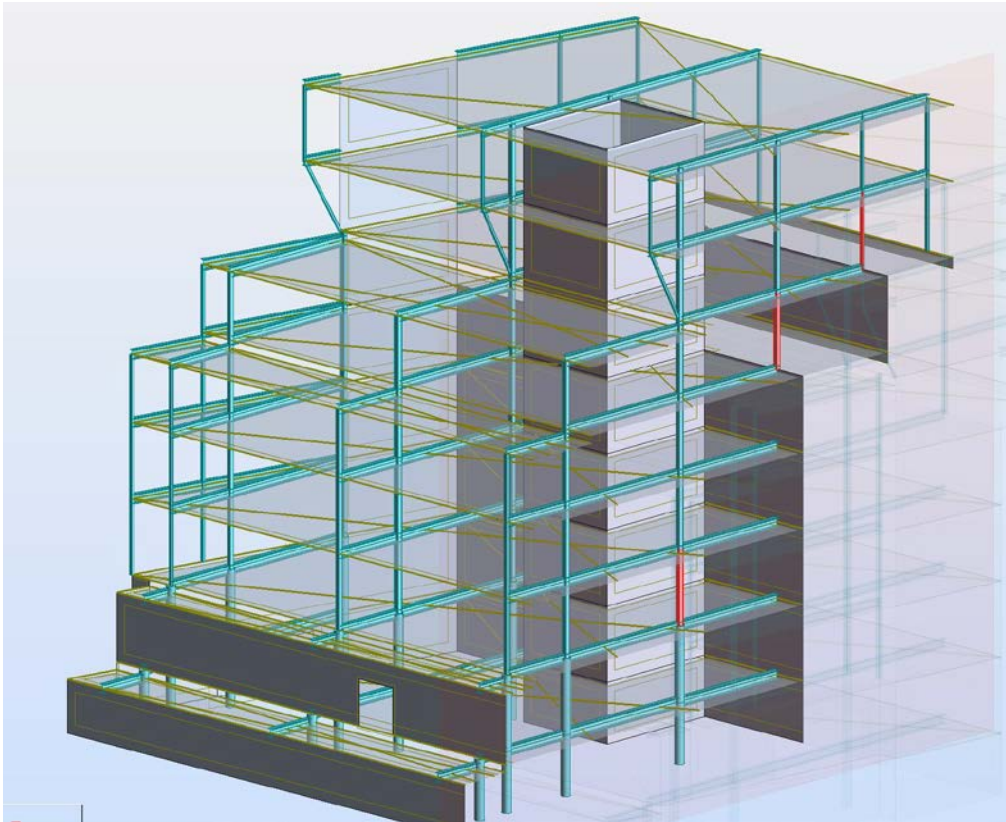
Figur 38 Plassering av søyle i 3D-modell

Tabell 20 Armering av betongsøyle

	No.	Reinforcement Type	Steel Grade	Diameter (mm)	Shape Code	Number	(m)
1	1	main	B500C	16	00	6	A = 3,1
2	2	transversal	B500C	8		11	
*							

5.8 STÅLSØYLER

Det er benyttet tre forskjellige størrelser på tverrsnitt av stålsøylene for å øke utnyttelsen. RHS 140X140X8, 200X200X8 og 250X250X12,5. Søylene med størst utnyttelse til hver av de forskjellige tverrsnittene er hentet ut fra Robot. Se vedlegg 12.12.2 for beregninger og rapport. Søylene er markert med rødt i figur 34.



Figur 40 Plassering av de stålsøylene med størst utnyttelse i 3D-modellen

Tabell 21 Utnyttelse av søyler

Søyle nr	Dimensjon (mm)	Utnyttelse (%)	Etasje	Akse
218	140X140X8	83	H05	H13
206	200X200X8	79	H04	G13
94	250X250X12,5	76	H01	F13

5.9 TAK KONSTRUKSJON

For å finne den beste løsningen er det vurdert to alternativer. Lett-tak element og kompakttak på hulldekke. Disse ble vurdert i forhold til:

- Egenlast
- Byggetid
- Levetid
- U-verdi

Fra arkitektens synspunkt vil det ikke ha noe forskjell av betydning hvilken løsning man velger.

Alternativ 1: Lett-tak elementer

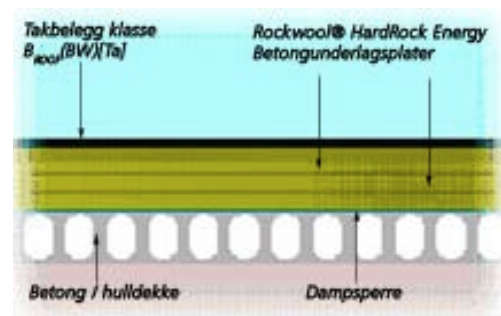
- Egenlast: $0,65 \text{ kN/m}^2$
- Byggetid: opp til 1200 m^2 ferdig tak per dag
- Levetid: Kommer an på hvilken type tekking
- U-verdi: $0,10 \text{ W/m}^2\text{K}$ på valgt element



Figur 41 Illustrasjonsbilde av lett-tak

Alternativ 2: Kompakt tak på hulldekke

- Egenlast: $4,307 \text{ kN/m}^2$
- Byggetid: En dag legging og fuging av hulldekke, så kommer isolering og tekking av dekke i tillegg.
- Levetid: Kommer an på hvilken type tekking
- U-verdi: $0,10 \text{ W/m}^2\text{K}$ på valgt løsning



Figur 42 Eksempel på kompakttak

5.9.1 VALG AV KONSTRUKSJONSTYPE

For å velge løsning er det flere hensyn som må tas, som for eksempel pris per m^2 . Med de kriteriene som er tatt hensyn til er det lett-tak som er den mest gunstige løsningen. U-verdi og levetid vil være det samme på begge løsningene, men man har klare fordeler med både byggetid og egenvekt på lett-tak. Det å få tett tak samme dag som man starter montering av takelementer er en stor fordel, spesielt på Vestlandet hvor været kan være mye regn til tider.

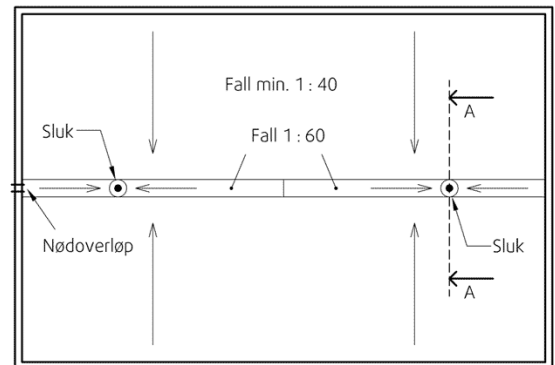
Lett-tak sammenlignet med kompakt tak, reduserer totalvekten til taket med ca 1500 kN, noe som fører til store fordeler med tanke på jordskjelvberegninger og vertikalbelastninger.

5.9.2 FALL PÅ TAKKONSTRUKSJONEN

Fall på takkonstruksjonen løses forskjellig på de to alternativene.

Hulldekke med kompakttak:

Fallet bygges opp med skråskårne plater av polystyren eller mineralull, som tosidig fall mot renne som har fall mot sluk. Denne løsningen krever innvendig nedløpssystem (27).



Figur 43 Illustrasjonsbilde av fall på tak

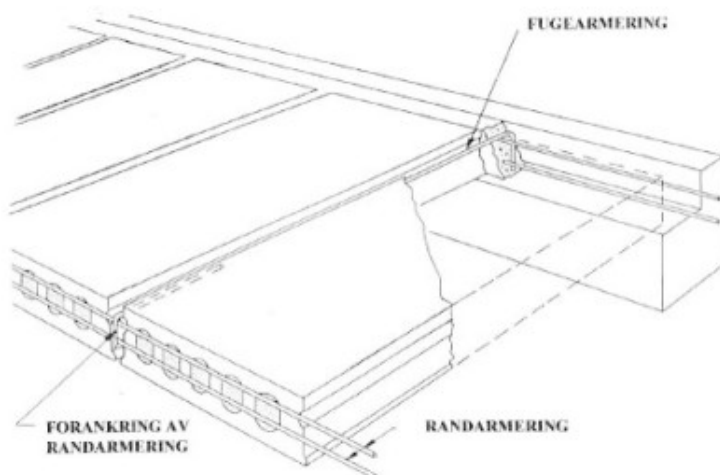
Lett-tak:

Her er det valgt å legge fallet i selve bærekonstruksjonen, som fall til bakkant av bygget ned i en takrenne. Utvendig nedløp og takrenne er valgt som nedløpssystem og er en bedre løsning etter anbefalinger fra Byggforsk (28). Med et fall på 1:40 vil det skille 35 cm fra bakkant til fremkant av bygget, dette blir skjult ved å lage en rett gesims rundt taket.

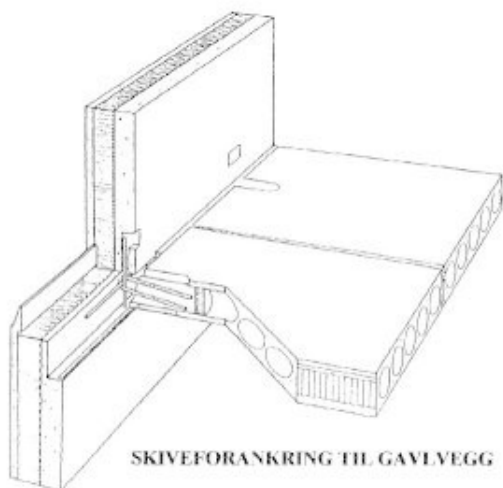
5.10 AVSTIVNING AV BYGGET

Skiver er valg som avstivning av bygget, i tillegg er bygget i bakkant forankret til fjell i H04 og H05. Hulldekke elementene vil være avstivningen i horisontal retning. For etablering av skivevirkning må det fuges med fugearmering mellom elementene.

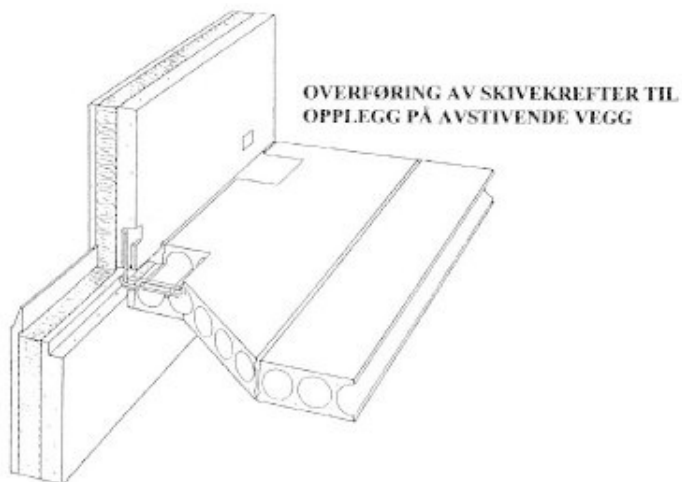
Detaljer av fugearmering og overføring av krefter til avstivende vegg (29):



Figur 44 Detalj for fugearmering av hulldekke (29)



Figur 45 Detalj for skiveforankring fra hulldekke til veggskive

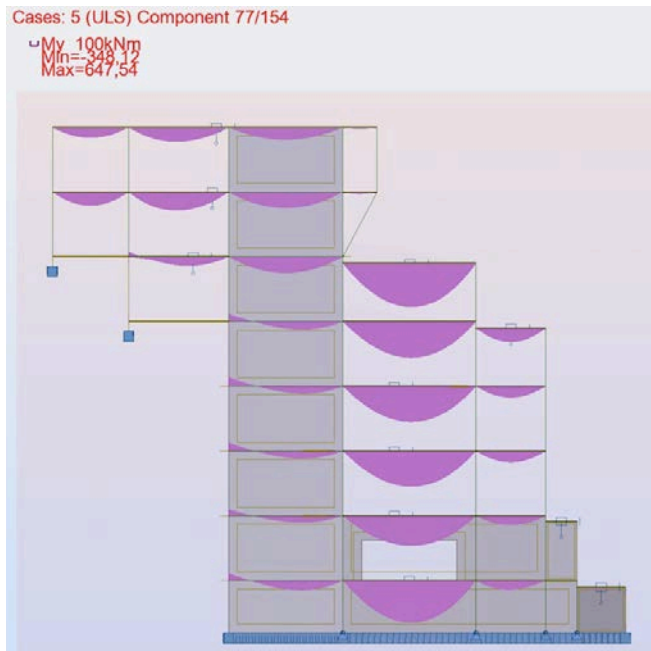


Figur 46 Detalj for skiveforankring fra hulldekke

Vertikalskivene består av trappe/ heissjakt og skivevegger. Tappe/heissjakt er plassert ganske sentrisk i bygget og vil ha en avstivende effekt både i x og y retning. Skiveveggene i y-retning er plassert hvor de kan gå kontinuerlig fra tak ned i fundament. I x-retning er bakveggen som går mot fjell benyttet som en stor skive. Se vedlegg 12.4 snitt og plantegninger.

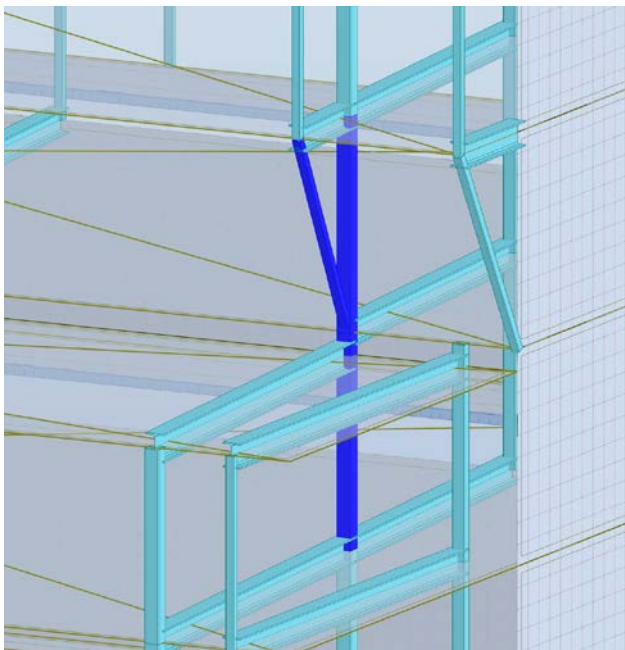
5.11 DETALJER I BÆRESYSTEMET

Bilde som viser at bjelkene er konstruert som fritt opplagt og at det ikke blir ført over moment fra bjelke til søyle i Robot.



Figur 47 Moment i bjelker

Knutepunkt mellom vertikal og skrå stålsøyle. Se vedlegg 12.12.3 for beregning.



Figur 48 Knutepunkt fra skrå søyle

6 JORDSKJELV BEREGNING

6.1 IDENTIFISERING AV GRUNNTYPER

Stratigrafiske profiler og parametere beskriver grunntyper. Man kan snakke om grunntypene A, B, C, D og E (tabell vedlegg 17). Men oversikten over klassifisering av byggegrunn som tar hensyn til geologiske forhold i dybden til bruk i et land, kan spesifiseres av i det nasjonale tillegget til dette dokumentet, medregnet verdiene av parametrene S , T_B , T_C og T_D .

Byggegrunnen bør klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten $v_{s,30}$, hvis den er tilgjengelig. Ellers bør verdien av N_{SPT} brukes. Da $v_{s,30}$ bør beregnes i samsvar med uttrykk:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

(8)

h_i og v_i angir tykkelsen i meter og skjærbølgehastigheten (ved skjærtøyningsnivå på 10^{-5} eller mindre) av den i - te av totalt formasjoner eller lag i de øverste 30 m.)

I dette prosjekt antar vi grunntype A (vedlegg 17).

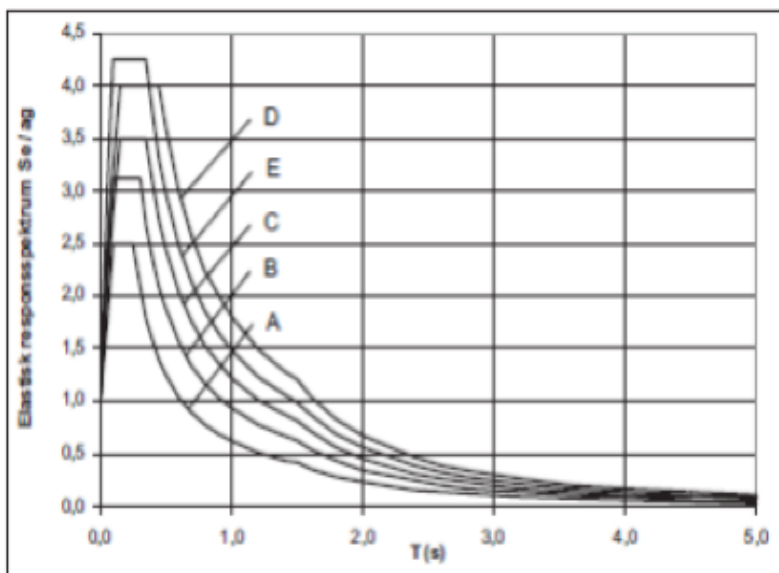
Parametrene i tabellen hjelper å bestemme knekkpunktene for elastisk responspektret som brukes i Norge.

Tabell 22 Grunntyper

Grunntype	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,10	0,25	1,5
B	1,25	0,10	0,30	1,5
C	1,4	0,15	0,35	1,5
D	1,6	0,15	0,45	1,5
E	1,7	0,10	0,35	1,5

Plotte responspektret $S_d(T_1)$.

Beregning av $S_d(T)$ hjelper man å plotte kurven. Her kan man lese egenperiode av dimensjonerende seismisk akselerasjon.



Figur 49 Responsspekteret

6.2 DUKTILITET

6.2.1 DCL LAV DUKTILITET. (DUKTILITETSKLASSE LAV)

Konstruksjonsfaktoren brukes i dimensjonering med lav duktilitet er $q \leq 1,5$. EC8 er vanlig å bruke i DCL til å beregne belastningene på bygget fra jordskjelvet.

Der q er konstruksjonsfaktorer. Avhengig av byggets duktilitetsegenskaper, q er uttrykk som viser hvor mye energi som kan absorberes og fordeles i bygget.

6.2.2 DCM MIDDELS DUKTILITET. (DUKTILITETSKLASSE MIDDELS)

Det er registrert en reduksjon av tilsvarende jordskjelvbelastningen $q > 1,5$ til 4 mens en duktil deformasjonsmekanisme for bærekonstruksjon er identifisert.

Middels duktilitet forutsetter større deformasjoner og rotasjon enn det som tillates i bruddgrensetilstand.

Tabell 23 Duktilitetklasse

Duktilitetklasse	NS-EN 1998
lav	$q \leq 1,5 - 2$
middels	$q \leq 4$
Høy	$q > 4$

6.3 LASTKOMBINASJONER

Jordskjelv er en ulykkeshendelse og en ulykkeslast, som ifølge NS3490 skal kombineres med andre laster. Det står krav til at vindlaster kan ikke regnes samtidig med jordskjelv, mens snølaster kun skal regnes med 20 % av maksimalverdi. Nyttelaster i bygninger er avhengig av type bygg. Materialfaktorer, lastfaktorer og permanent lastandel av nyttelaster er gitt i tabeller nedenfor (30).

Tabell 24 Kombinasjonsfaktorer med andre laster

	Permanente laster	Jordskjelv last variabel last	Dominerende laster	Andre variable
For krefter i konstruksjonen	1,0	1,0	0,0- 0,8 Se tabell	0,0- 0,8 Se tabell
For brudd i grunnen	1,0	1,0	1,0 eller 0,0	1,0 eller 0,0

Tabell 25 Lastfaktor avhengig av type bygg

Type bygg	Boliger	Kontorer	forsamlingslokale	Butikker	Lager
lastfaktorer	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6

Tabell 26 Material faktor ved dimensjonering for jordskjelv

FOR BETONGKONSTRUKSJONER:			
Dimensjoneringstilstand	γ_c	γ_s	Referanse
Ordinært	1,5	1,15	EC2 \2\
Seismisk DCL	1,2	1,0	EC8 \1\
Seismisk DCM	1,5	1,15	EC 8 \1\
FOR STÅLKONSTRUKSJONER GENERELT:			
Dimensjoneringstilstand	Type	$\gamma_s (\gamma_M)$	Referanse
Ordinært	Generelt	1,05	EC3 \4\ *)
	Strekkbrudd	1,25	EC8 \1\
DCL	Generelt	1,05	EC3 \4\ *)
	Strekkbrudd	1,25	EC8 \1\
DCM	Generelt	1,10	EC3 \4\ *)
	Strekkbrudd	1,25	EC8 \1\

Tabellen fortsetter på neste side

6.4 ORTOGONALE RETNINGER.

En konstruksjon som utsettes for seismiske belastning er ofte beregnes i x-y ortogonal koordinat aksiale retninger inn i horisontalplan. Retningen til skjelvet rystelser vil ikke sammenfalle med det akse-systemet. For kombinasjon lastvirkningene i konstruksjonen fra primærretningen med en faktor 1,0, en må ta hensyn til den ulike retningen av skjelvet virkning, mens sekundærretningene har multiplikator på 0,3. Hvis bygningen er symmetrisk og reglemessig både i planet og vertikalt kan faktor for sekundærretningen redusert til 0,1. NS-EN 1998 PKT. 4.3.3.5.2

a) $E_{dx} + 0,3 \times E_{dy} + 0,3 \times E_{DZ}$

b) $0,3 \times E_{dx} + E_{dy} + 0,3 \times E_{dz}$

c) $0,3 \times E_{dx} + 0,3 \times E_{dy} + E_{dz}$

Vanligvis trenger man ikke ta hensyn til vertikale rystelser i Norge. Vi setter $E_{dz} = 0$ hvis bygningen har normale spenn og befinner seg i et lavseismisk område.

6.5 METODE ETTER NS-EN 1998

- Analysemetoder
- Tverrkraftmetode
- Modal responsspektrumanalyse
- Vurdering av analyse metoder
- Robot Struktural Analysis (RSA)
- Modell

6.5.1 ANALYSEMETODE

Til bestemmelse av dimensjonerende seismiske påvirkninger på bygninger, er det fire standardiserte analysemetoder ifølge EC8-1. De er: lineær metoder og ikke-lineær metoder. For lineær metode gjelder tverrkraftmetoden og modal responsspektrumanalyse. For ikke-lineær metoder bruker man tidshistorieanalyse og ikke lineær statisk analyse.(dynamisk)

De to første metoder skal brukes i dette oppgaven, de to andre anvendes til bygninger som krever større sikkerhetsnivå.

Lineær analyse og modell skal velges etter faktorer gis av EC8 -1 regularitet i plan og oppriss. Kraver til regularitet er flere og refereres til NS-EN 1998-1.pkt 4.2.3.1

Tabell 27 Valg av modell og analyse i seismisk dimensjonering

Regularitet		Tillatt forenkling		konstruksjonsfaktor
Plan	Oppris	Modell	Lineær elastisk analyse	(For lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig	Tverrkraft	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

6.5.2 TVERRKRAFTMETODEN. (FORENKLET METODE).

Engenperioden T

Tiden som ta bygget til å forflytte seg fra start ut av først posisjon og tilbake igjen er engenperiode og regnes ut med utrykk:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

C_t er en koeffisient som er avhengig av konstruksjonens avstivningssystem og materiale.

Den metoden skal regnes for to ortogonale retninger og kan benyttes så lenge bygget er regulært i oppris (9).

For bygningen med $h \leq 40$ m

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \text{ s} \end{cases}$$

der T_c er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

Bygget er innfor regularitet og symmetri i følge NS-EN 1998 pkt 4.2.3 (9)

Bygget tilfredsstillende betingelsene avstivningssystem og material.

C_t avstivningssystem

Tabell 28 Avstivningssystem

C_t	Avstivningssystem
0,085	Momentstive romlige stålrammer
0,075	Momentstive romlige betongrammer
0,050	For andre konstruksjoner

Dimensjonerende spektrum for elastisk analyse

$S_d(T)$ med uttrykk viser nedenfor skal dimensjoneres for de horisontale komponentene av seismiske påvirkningen i henhold med NS-EN 1998 pkt 3.2.2.5 (9)

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left\langle \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right\rangle \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Konstruksjonsfaktoren q er innført for å unngå detaljerte ikke lineære analyse. Då konstruksjon er duktil og kan absorbere energi. Den tar også hensyn til ikke lineære respons. Dermed er krefter reduseres

S- verdi

S- verdi er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene. kombineres med T_B , T_C , T_D er med på å bestemme knekkpunktene til responspekteret, slik at dimensjonerende akselerasjon blir tilnærmet riktig (9).

Beregne skjærkraften i terreng – fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller.

Etter NS-EN 1998 pkt. 4.3.3.2 (9)

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

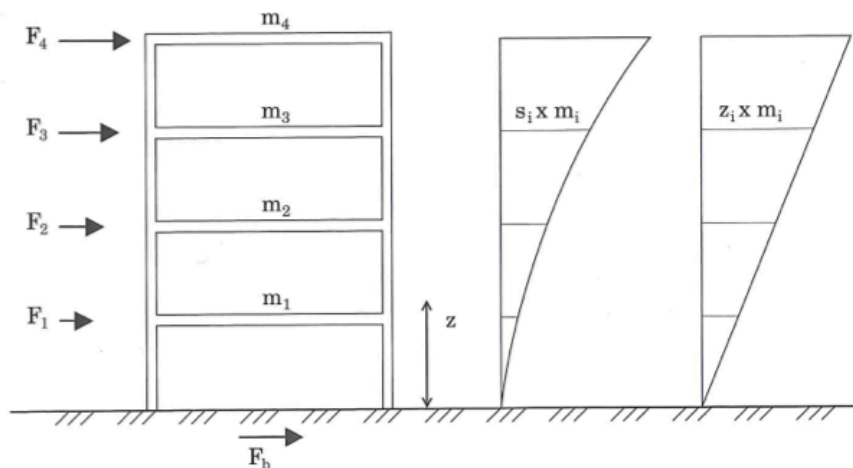
F_b :

$S_d(T_1)$: er ordinaten av det dimensjonerende spektret for periode T_1

T_1 : er bygningens første egensvingeperiode for sidebevegelse i retningen som vurderes

m : er bygningens total masse over fundamentet eller en stiv kjelleretasje.

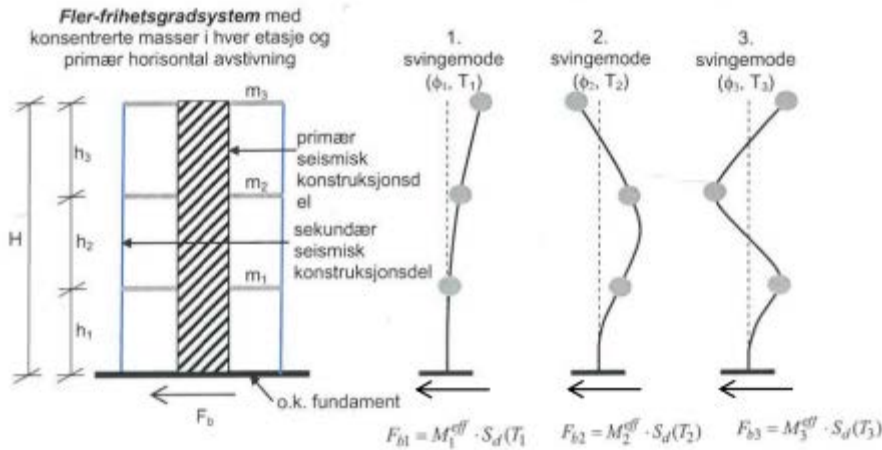
λ : er korreksjonsfaktoren der verdien er lik: $\lambda = 0,85$ hvis $T_1 \leq 2T_C$ og bygningen har flere enn etasjer, eller $\lambda = 1,0$.



Figur 50 Fordeling av krefter i konstruksjonen

6.5.3 MODAL RESPONSSPEKTRUMANALYSE

Konstruksjoner som ikke følger krav til tverrkraftmetode og ikke tilfredsstillt krav til regularitet i oppriss, trenger modal responspektrumanalyse. Metoden som brukes mest i Norge er tverrkraftmetoden og er ofte basert på programvareverktøy.



Figur 51 Modal responspektrum

Summen av de effektive modale massene for svingeformene ifølge EC 8 skal det oppfylles. kraver er at den effektive massen må beløpe seg til minst 90 % av konstruksjonens totale masse og for alle svingeformer med mer enn 5 % av den totale masse.

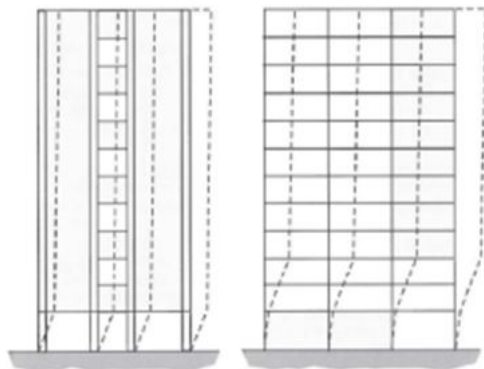
Dvs.: $\sum M_i^{eff} > 0,9 \times m$ og $\sum M_i^{eff} > 0,5 \times m$. med m seismisk masse.

6.6 REGULARITET I PLANET

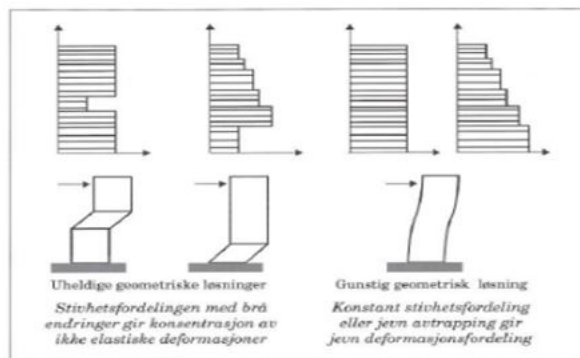
Avstivningssystemet som tar opp kreftene i vertikalretning må være kontinuerlig fra fundament til toppen av bygningen. Begge massene og stivheten til konstruksjonen bør være konstant og uten brå endring fra etasje til etasje. Konstruksjonsfaktoren som brukes i dimensjoneringen er avhengig av regulariteten i opprisset (8).

For et system som ikke er regulært i oppriss, en reduksjon av 20 % bør innføres.

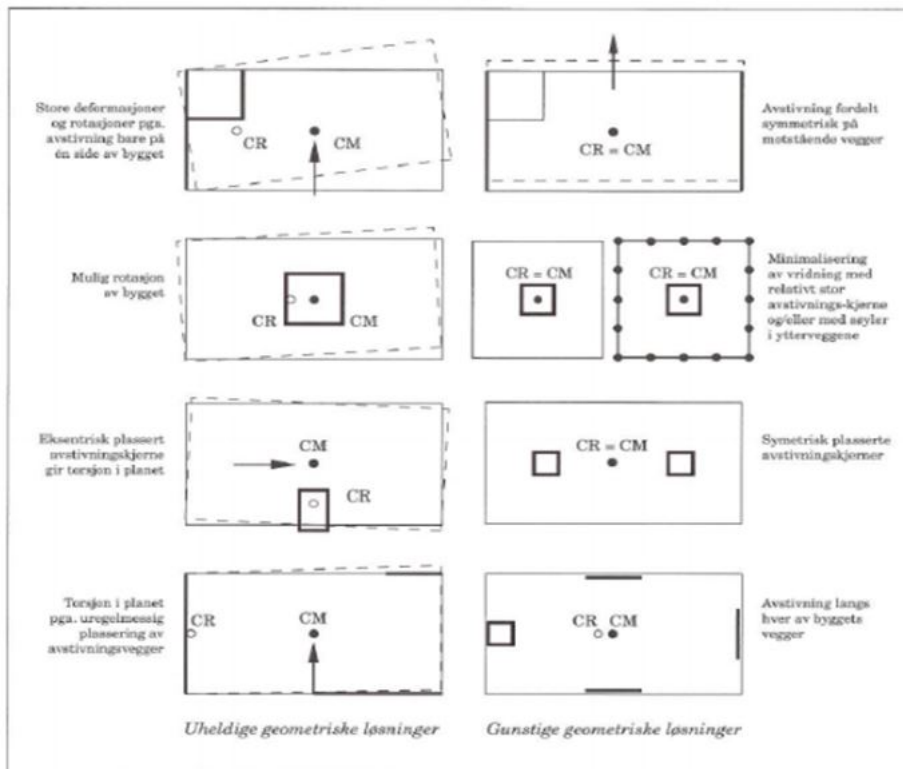
For a soft story, en konstruksjon hvor det er manglende regularitet i oppriss. Det oppstår der en etasje har lavere stivhet enn de andre og spenningene blir da konsentrert her.



Figur 52 Soft story



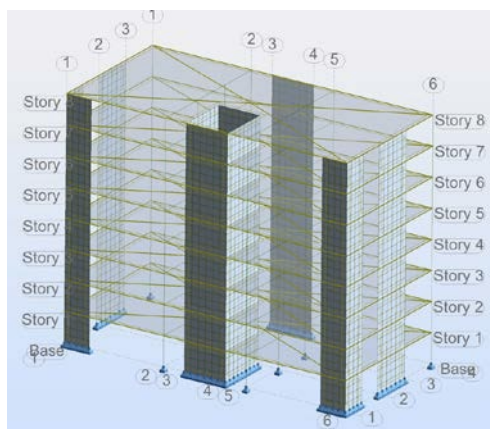
Figur 53 Regularitet i oppriss. Heldige og uheldige løsninger



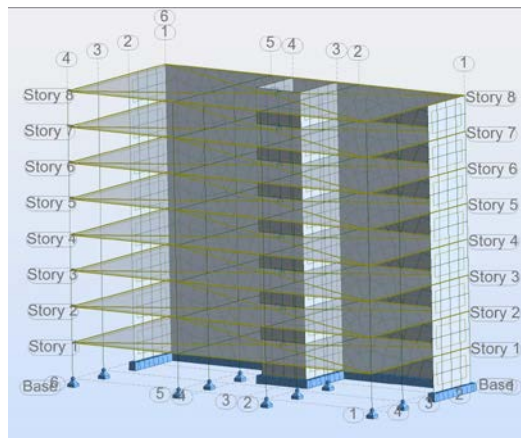
Figur 54 Regularitet i plan. Heldige og uheldige løsninger

6.7 MANUEL BEREGNING

For å få en grunnleggende forståelse ble det laget en forenklet modell av dette prosjekt. På denne modellen ble det valgt en mer gunstig geometrisk løsning (figur 56). Etter å ha fulgt fremgangsmåten for dimensjonering i DCL. Viste det seg at utelateskriteriet 2 ble oppfylt, da kan man se bort i fra seismiske påkjenninger. Se vedlegg 12.14.1 Gunstig geometrisk løsning for utregning i Mathcad. Målet var med jordskjelvberegning var å kunne sammenligne resultatene med Robot noe som ikke kunne gjøres med denne modellen.



Figur 56 Gunstig geometrisk løsning



Figur 55 Ugunstig geometrisk løsning

Det ble da laget en ny tilsvarende forenklet modell med mer ugunstig geometrisk løsning(figur 57) for å ikke komme under utelatelses kriteriet. Da kunne tverkraftmetoden fullføres for deretter å kjøre sammenligninger med robot. Resultatene fra beregningene viste at håndberegning samsvarte med Robot. Se vedlegg 12.14.2 og 12.14.3 ugunstig geometri for utregning i Mathcad og Robot.

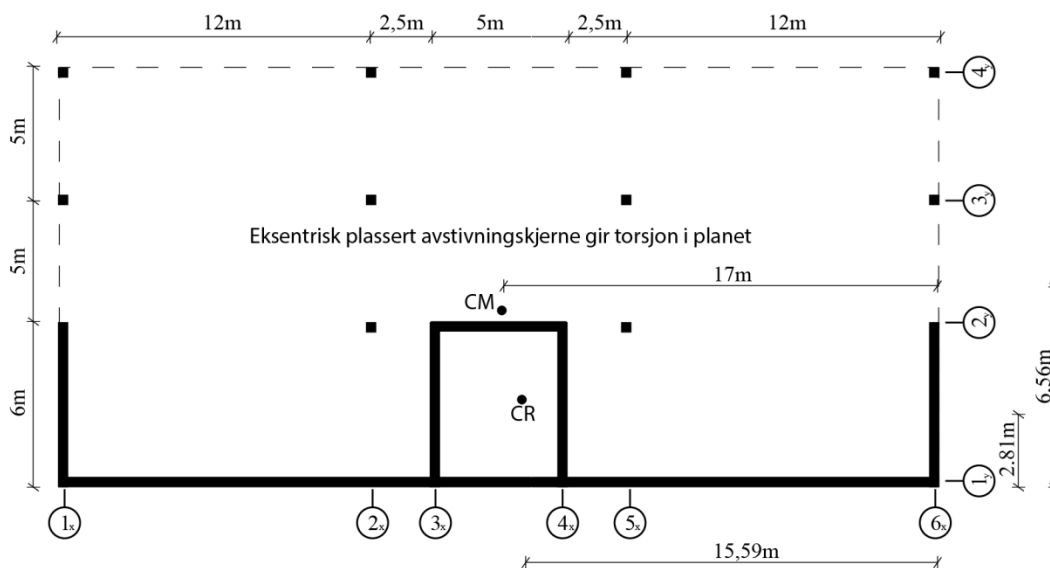
Tabell 29 Resultat svingeperiode

	$S_d(T_1)$	m_{total}	Svingeperiode T	q	S	T_B	T_C	T_D
Mathcad	0,5034	4082000,00(kg)	0,596(sec)	1,5	1	0,1	0,25	1,5
Robot	0,5	4104157,06(kg)	0,6(sec)	1,5	1	0,05	0,25	1,2

Parameterne som beskriver de anbefalte elastiske responspekterne er forskjellig, dette kommer av at Robot ikke har med det nasjonale tillegget (NA:2008). Massene viser et lite avvik dette har med at stålsøyler og bjelker ikke er beregnet manuelt. Avvikene er såpas små at resultatene er sammenlignbare.

6.7.1 STIVHETSSENTER OG UTILSIKTEDE TOSJONSVIRKNINGER

Stivhetssenter av bygningen er ikke på samme akse med massesenter (8).



Figur 57 Eksentrisitet

Utsiktede torsjonsvirkninger

Utsiktede torsjonsvirkninger er viktig gjennom regulariteten i planet for å unngå store torsjonskrefter i bygget. Når stivhetssenteret ikke sammenfaller med massesenteret vil bygget rotere under påkjenning av krefter. Plassering av punktmassen har stor betydning for kreftene i konstruksjonen. Eurokode 8 (9) forklarer usikkerheten med tanke på at massen plassering skal forskyves fra sin nominelle plassering i hver retning av en utsiktet eksentrisitet.

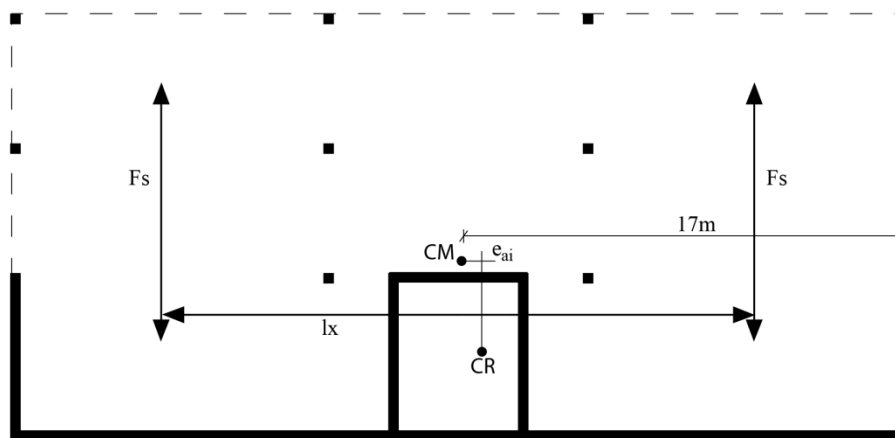
$e_{ai} = \pm 0.05 \times l_i$ hvor l_i er lengde av gulvet vinkels rett på den seismiske påkjenningen i etasje i .

$$\Delta F_{si} = \frac{e_{ai} \times F_i}{l_x}$$

l_x Er bredden mellom avstiverne.

M_{ai} : torsjonsmoment i hver etasje

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i$$



Til nå er det ikke tatt hensyn til utsiktet eksentrisitet. I den forenklede metoden kan kreftene regnes som et tillegg i hver etasje på grunn av eksentrisitetene, som blant annet kan komme av usikkerheten i plassering av masse i konstruksjon.

Stivheter av skiver i xy- retningen med $i = 1,2 \dots 8$

Etasje i	Skive akse	$b_{wj}(m)$	$l_{wj}(m)$	$h_{sj}(m)$	$K_{jx}(\frac{N}{m}).10^9$
	x_{1n}	0,25	34	3,4	2.724
	x_{2n}	0,25	5	3,4	1,462
	y_{1n}	0,25	6	3,4	2,189
	y_{3n}	0,25	6	3,4	2,189
	y_{4n}	0,25	6	3,4	2,189
	y_{6n}	0,25	6	3,4	2,189

Rotasjonsstivhet

skive	x_{1n}	x_{2n}	y_{1n}	y_{3n}	y_{4n}	y_{6n}	sum
$x = x_i - x_t(m)$	15,588	15,588	-1,287	13,088	18,088	32,463	
$y = y_i - y_t(m)$	-5,058	0,941	-2,184	-2,184	-2,184	-2,184	
$x.k_y$	0	0	$-2,817 \cdot 10^9$	-2,817	-2,184	-2,184	
$y.k_n$	25640,10	$1,376 \cdot 10^9$	0	0	0	0	
$x^2.k_y$	0	0	3,625	3,625	$7,161 \cdot 10^{11}$	$7,16 \cdot 10^{11}$	
$y^2.k_x$	$2412 \cdot 10^{10}$	$1295 \cdot 10^9$	0	0	0	0	

$$K_{rot} = \sum y_i^2 \cdot K_{xi} + \sum x_i^2 \cdot K_{yi} = 3,001 \cdot 10^{12}$$

Resultat av beregningene til denne modellen viser toleransen, det vil si rotasjonsstivheten bygget kan motstå ved påkjenning av rotasjonskrefter under jordskjelv.

6.7.2 FORSKYVNING I FORENKLET PINNEMODELL

For å finne forskyvningen i øverste etasje ble det laget en forenklet pinne modell. Denne forskyvningen ble sammenlignet i Robot og Frame. Dette resulterte i noe avvik. Frame legger ved stål automatisk, noe som Robot ikke gjør. Det viste seg vanskelig å anslå hvor mye stål som Frame legger inn.

Forskyvning max i 8. etasje.	$u_x (mm)$	$u_y(mm)$
Robot svake akse	22,12	-0,27
Robot sterke aksee	8,31	0,26
Frame Sterke akse	5,17	-0,245
Frame Svake akse	13,75	-0,245

Se vedlegg 12.14.4 forenklet pinnemodell for utregning av forskyvning.

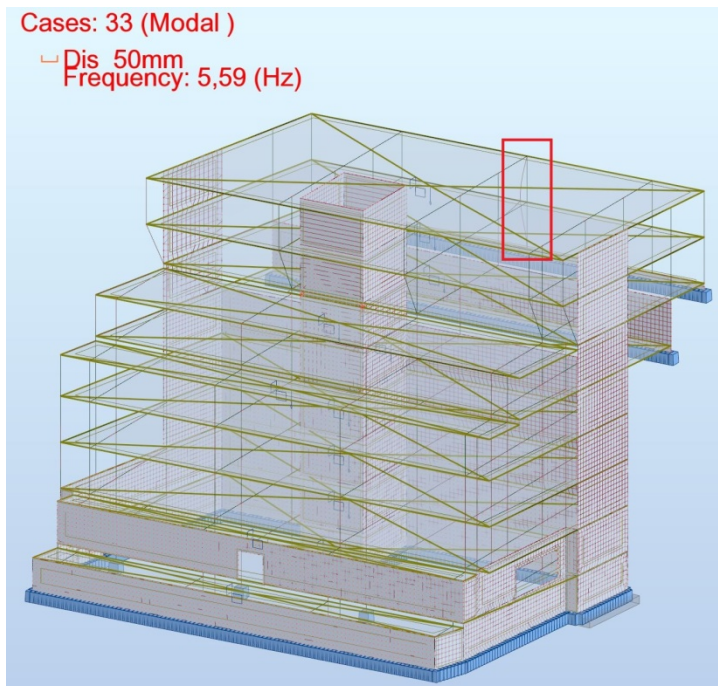
6.8 BEREGNING I ROBOT-STRUCTURAL ANALYSIS (ROBOT)

Robot gir mulighet til å utføre de fleste standardiserte seismiske analysene. I denne oppgaven ble det brukt modal responspektrumanalyse på grunn av byggets oppriss og ugunstig symmetri i planet.

Det er mulig å gjennomgå hver enkelt svingeperiode i modal- analysen. Svingeperiodene bestemmes av effektive masser og byggets egensvingeperiode. Under jordskjelvhendelser kan konstruksjons- deformasjoner studeres godt med modal- analysen.

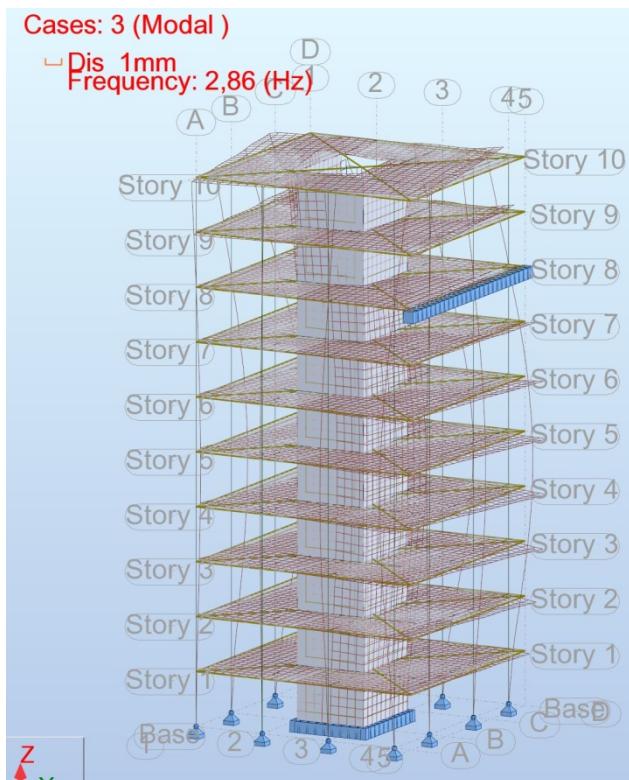
6.8.1 MODALANALYSE

Borgundveien 151/153 viste merkelig oppførsel ved modal analyse. Man så at bygget ikke får den type svingeform som en modal analyse burde gi. Så også at enkelte bjelker/søyler får all utbøyingen. Det vil si at kreftene ikke ble overført ned til bakken på riktig måte. Vi har gjennomført flere iterasjoner av modellen men resultatet blir de samme.



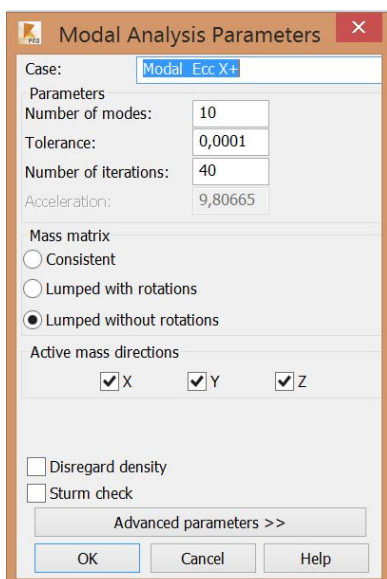
Figur 58 Modalanalyse 1

Ved sammenlikning med en annen enklere modell fikk bygget de svingeformene som er forventet av en modal analyse. Dette bygget ble modellert slik at det enklere skulle få de forventede resultatene.



Figur 59 Modalanalyse 2

6.8.1 INNDATA I ROBOT

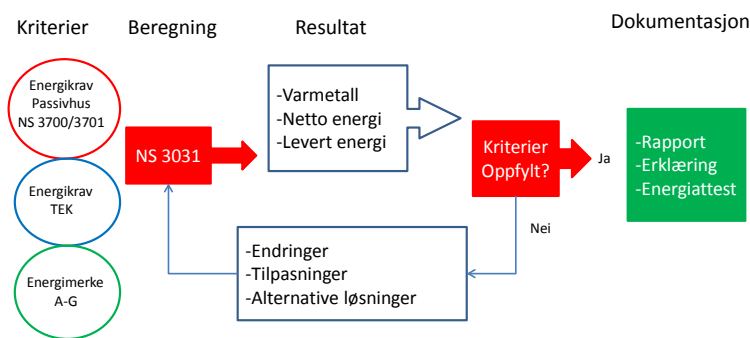


Figur 60 Inndata i Robot

7 ENERGIBEREGNING LAVENERGI

Energidokumentasjon gjennom beregninger er viktig ved prosjektering av passiv- og lavenergibygninger (31). Energiberegninger tar for seg i utgangspunktet tre standarder. NS3031 energiberegningsstandarden, NS 3700 Passiv/lavenergistandard for boliger og NS3701 passiv/lavenergistandard for yrkesbygg.

Beregningsmetodikk



7.1 energiberegningspunkter for lavenergihus – NS 3700:2013

Den norske standarden NS 3700:2013 "Kriterier for passiv og lavenergibygninger – Boligbygninger" stiller fire hovedkrav (32) for lavenergihus og passivhus som skal oppfylles og dokumenteres. Disse er:

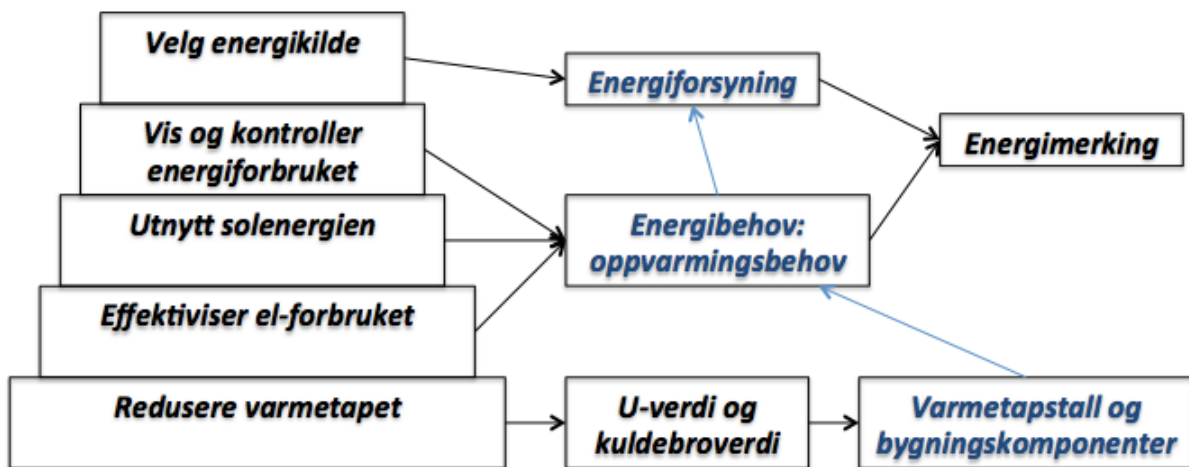
1. *Varmetapstall* (minstekrav W/K per m² oppvarmet BRA)
2. *Komponenter* (minstekrav til bygningsdeler og komponenter)
3. *Oppvarmingsbehov* (maksimalt spesifikt oppvarmingsbehov- kWh/m² oppvarmet BRA)
4. *Energiforsyning* (fornybar energi)

NS 3031 brukes til energiberegningen (33), samt som dokumentasjon for oppfyllelse av kravene i NS 3700 (se figur over).

Som nevnt i teorikapitlet er passiv energidesign en nøkkelfaktor for passiv- og lavenergihus og kyoto-pyramiden er malen som brukes til dette. Kravene i de fire hovedpunktene til NS 3700:2013 er direkte hentet fra passiv energidesign.

Trinn 1 i kyoto-pyramiden er det u-verdier og kuldebroverdier som er de viktigste faktorene med tanke på varmetapstall og bygningskomponenter. De resterende fire trinnene er viktigst

for energibehov som på sin side gir nøkkeltall for energimerking av bygget (illustrert i figur under).



7.2 VALG AV BEREGNINGSMETODE ETTER NS 3031 (14)

- Månedstasjonær metode – månedsberegning etter NS-EN ISO 13790
- Dynamisk metode – forenklet timeberegning etter NS-EN ISO 13790
- Dynamisk metode – detaljert , validerte beregningsprogrammer etter NS-EN ISO 15265

Tabell 30 Bygningskategori og energiberegning

Bygningskategori	Energiberegning ^a
Småhus	Månedstasjonær eller dynamisk
Boligblokk	Månedstasjonær eller dynamisk
Barnehage	Månedstasjonær eller dynamisk
Kontorbygning	Dynamisk
Skolebygning	Månedstasjonær eller dynamisk
Universitets- og høyskolebygning	Dynamisk
Sykehus	Dynamisk
Sykehjem	Månedstasjonær eller dynamisk
Hotellbygning	Månedstasjonær eller dynamisk
Idrettsbygning	Månedstasjonær eller dynamisk
Forretningsbygning	
Kulturbygning	Månedstasjonær eller dynamisk
Lett industribygning, verksted	Månedstasjonær eller dynamisk

^a I bygninger der det er installert ventilasjonskjøling, skal det alltid benyttes beregningsmetode

7.3 UTLEDING AV ENERGIBEREGNINGSPUNKTENE

7.3.1 VARMETAPSTALL OG BYGNINGSKOMPONENTER

Krav – Høyeste varmetapstall for transmisjons- og infiltrasjonstap ref tabell 2 NS 3700

		Varmetapstall for transmisjons- og infiltrasjonstap, $H''_{tr,inf}$ W/(m ² ·K)		
		Boligbygning der $A_{fl} < 100m^2$	Boligbygning der $100m^2 < A_{fl} < 250m^2$	Boligbygning der $A_{fl} \geq 250m^2$
Passivhus		0,53	0,48	0,43
Lavenergi- bygning	Klasse 1	0,7	0,65	0,55
	Klasse 2	0,93	0,83	0,68

- Varmetransportskoeffisient $H_{tr,inf}$, i W/K

$$H_{tr,inf} = H_D + H_U + H_g + H_{inf}$$

H_D er direkte varmetransmisjonstap til det fri, i W/K

H_U er varmetransmisjonstap til uoppvarmede soner, i W/K

H_g er varmetransmisjonstap mot grunnen, i W/K

H_{inf} er infiltrasjonsvarmetap, i W/K

(NB! Forskjellen på NS 3031:2014, NS 3700:2012 og gjeldende NS 3700:2013 er at ventilasjonsvarmetap H_v ikke skal være med på denne utregningen)

- Varmetapstallet for transmisjons- og infiltrasjonsvarmetap $H''_{tr,inf}$

$$H''_{tr,inf} = \frac{H_{tr,inf}}{A_{fl}}$$

Krav - Minstekrav til bygningsdeler, komponenter og lekkasjetall ref 5 og B.1 NS 3700

Tabell 31 Minstekrav til bygningsdeler, komponenter og lekkasjetall

Egenskap	Lavenergi klasse 1 W/(m ² ·K)	TEK 10 W/(m ² ·K)
U-verdi yttervegg	0,15-0,16	≤ 0,22
U-verdi tak	0,10-0,12	≤ 0,18
U-verdi gulv	0,10-0,12	≤ 0,18
U-verdi vindu og dør	≤ 1,2	≤ 1,6
Normalisert kuldebroverdi, Ψ	≤ 0,05	-
Årsgjennomsnittlig temperaturvirkningsgrad for varmegjenvinner	≥ 70%	-
SFP- faktor ventilasjonsanlegg	≤ 2,0	-
Lekasjetall ved 50 Pa, n50	≤ 1,0 h ⁻¹	≤ 3,0 h ⁻¹

Varmetapstallene som blir utregnet settes inn i en tabell ofte kalt varmetapsbudsjett for hver enkelt bygningsdel, og gir da et samlet varmetapstall (se tabell under)

A_{fl} er oppvarmet del av BRA, i m²
 $H_{tr,inf}$ er varmetransportkoeffisienten for transmisjons- og infiltrasjonsvarmetap, i W/K.

Varmetallet for bygningsdeler får man ved å multiplisere u- verdien for den enkelte bygningsdelen med arealet.

Varmetapsbudsjett	Varmetapstall, H''(tr,inf) (W/m ² ·K)
Yttervegger	
Yttertak	
Gulv	
Vinduer og dører	
Kuldebroer	
Infiltrasjon	
Samlet varmetapstall	

7.3.3 OPPVARMINGSBEHOV OG ENERGIBEHOV

Selve kravet til oppvarmingsbehovet er meget avhengig av det lokale klimaet og boligstørrelsen. NS 3700:2013 tar hensyn til disse to faktorene. Kravet til areal gjelder for hele bygningen, dette selv om det er en boligblokk (11).

Årsmiddel temperatur for Ålesund ligger på 6,7°C (34)

Krav- til høyeste beregnede netto energibehov til oppvarming ref tabell 4 NS 3700

Årsmiddel temperatur θ_{ym}		Høyeste beregnede netto energibehov til oppvarming kWh/(m ² ·år)	
		Boligbygning der Afl<250m ²	Boligbygning der Afl≥250m ²
≥ 6,3°C	klasse 1	$30 + 8 \times \frac{(250-A_{fl})}{100}$	30
	klasse 2	$45 + 10 \times \frac{(250-A_{fl})}{100}$	45
< 6,3 °C	klasse 1	$30 + 8 \times \frac{(250-A_{fl})}{100} + \left(3,3 + 0,75 \times \frac{(250-A_{fl})}{100}\right) \times (6,3 - \theta_{ym})$	$30 + 3,3 \times (6,3 - \theta_{ym})$
	klasse 2	$45 + 10 \times \frac{(250-A_{fl})}{100} + \left(4,8 + 1,05 \times \frac{(250-A_{fl})}{100}\right) \times (6,3 - \theta_{ym})$	$45 + 4,8 \times (6,3 - \theta_{ym})$

Sammen med netto energibehov til oppvarming, omfatter det totale energibehovet også energi til belysning, teknisk utstyr, vifter, pumper og kjøling. Utrekningene utføres etter NS 3031:2014. Disse utregningene føres i en netto energibudsjett tabell for summering og får ut totalt netto energibehov for bygningen (se tabell under)

Netto energibudsjett

Netto energibudsjett		Symbol	Energibehov kWh/år	Spesifikt energibehov kWh/(m ² ·K)
NR	Navn			
1a	Romoppvarming	$Q_{H,nd}$		
1b	Ventilasjonsvarme			
2	Varmtvann	$Q_{W,nd}$		
3a	Vifter	E_{fan}		
3b	Pumper	E_p		
4	Belysning	E_l		
5	Teknisk utstyr	E_{eq}		
6a	Romkjøling	$Q_{C,nd}$	-	-
6b	Ventilasjonskjøling			
Totalt netto energibehov				

7.3.4 ENERGIFORSYNING

Beregningen av behov for levert energi gjøres etter NS3031:2014 og føres inn i energiposten for levert energi (se tabell under).

Energipost	Levert energi kWh/år	Spesifikk levert energi kWh/(m ² ·år)
1 Elektrisitet		
2 Olje	-	-
3 Gass		
4 Fjernvarme		
5 Biobrensel	-	-
6 Annen energivare	-	-

Verdiene i energiposten brukes for å kontrollberegne mot offentlige krav eksempelvis TEK10. I dette prosjektet ville de blitt kontrollberegnet mot lavenergistandarden der andelen av de ulike energivarene har gitte krav.

Beregnet mengde levert elektrisk og fossil energi skal være mindre enn totalt netto energibehov fratrukket 50% av netto energibehov til varmtvann, som vist i lign under (11)

$$E_{del,el} + E_{del,oil} + E_{del,gas} < E_t - 0,5 \times Q_{W,nd}$$

- $E_{del,el}$ er energi fra årlig levert elektrisitet (kWh/år)
 $E_{del,oil}$ er energi fra årlig levert fossil olje (kWh/år)
 $E_{del,gas}$ er energi fra årlig levert fossil gass (kWh/år)
 E_t er årlig netto energibehov (kWh/år)
 $Q_{W,nd}$ er årlig netto energibehov for oppvarming av tappevann (kWh/år)

8 BYGGETEKNISKE LØSNINGER

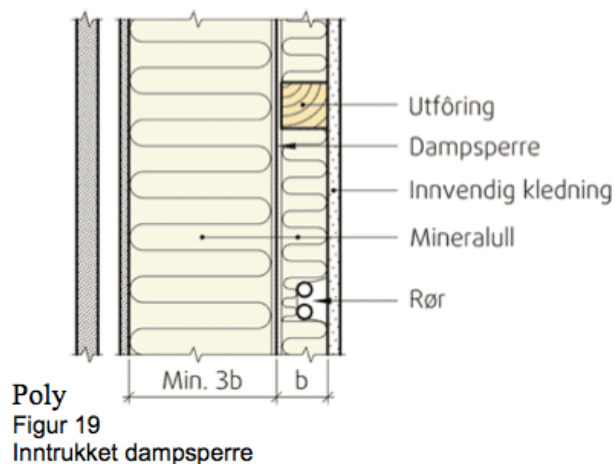
Dette kapitlet tar for seg bygningsskallet til dette prosjekt herunder komponenter henvis til kap. 7.1

8.1 DAMSPERRE

Dampsperre skal ligge på den varme siden av isolasjonen i yttervegger og tak, og har to hovedoppgaver (35):

- Hindre varmetap på grunn av luftlekkasjer
- Hindre at det transporteres fukt fra varm side og ut i de kaldere delene av konstruksjonen ved luftlekkasjer og diffusjon.

Aktuelle dampsperrmaterialer (Polyetylenfolie med tykkelse 0,015 eller 0,02 mm er nesten enerådende som dampsperre i Norge) har god lufttetthet, det er tettarbeidet med skjøter, gjennomføringer og overganger til andre materialer som avgjør om dampsperrsjiktet er tilstrekkelig lufttett. Klebing (teip, klebebånd, lim/fugestrenger, ulike membraner og mansjetter) blir stadig mer aktuelt, både som en forsterkning av klemte skjøter og som primær skjøtemetode, men klemming mellom plane flater bør være fortsatt være hovedmetoden. Med en løsning hvor dampsperran monteres bak innvendig utføring unngår man at føringsrør for skjult elektrisk anlegg gjennomhuller dampsperran (36).



Figur 61 Inntrukket dampsperre

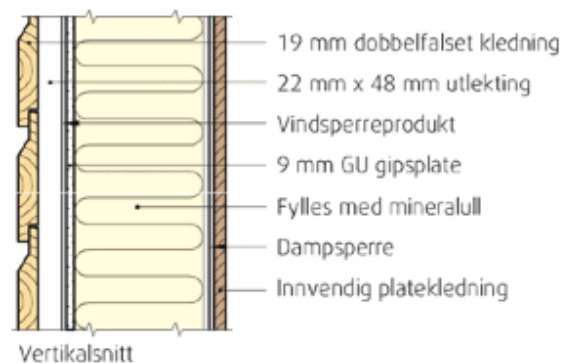
8.2 VINDSPERRE

Både i byggetiden og etter bygningen er tatt i bruk har vindsperra flere funksjoner (35):

- Bidra til å lukke bygget
- Beskytte isolasjon og rommene innenfor mot regn og vind
- Hindre varmetap på grunn av luftlekkasjer
- Slippe fukt ut av konstruksjonen (minst mulig dampmotstand)

Grunnet at bygget er i brannklasse 3 (bygninger over 4 etasjer) må det benyttes vindsperrer som ikke gir uakseptabel økning i faren for brannspredning. Gipsplater som er ubrennbare blir derfor et naturlig valg. Gipsplater som brukes til vindsperre er spesielt tilpasset utendørs bruk, både gipskjernen og kartongen på begge sider er impregnert slik at platen skal tåle fukt bedre. Platene har gode egenskaper i hensyn til både dampåpenhet og lufttetthet (37).

Rulltettingsprodukter fungerer bra rundt hjørner og på store veggflater. De kan være 5-10 ganger så lufttette som plateproduktene. Det kan derfor lønne seg å ha dobbelt vindtetting med rullprodukter utenpå platene, spesielt i vind og regnutsatte områder som Ålesund. Ulempen er at det kan oppstå muggdannelse mellom de to sjiktene som følge av regn i byggefasen. I følge tester utført av Sintef anses risikoen for muggsoppvekst som svært liten hvis det benyttes en dampåpen vindsperre (38).



Figur 62 Dobbel vindsperre

8.3 VINDUER OG DØRER

Det største potensialet til å redusere energibehovet ligger bygningsdelene vinduer og dører. Viktige faktorer disse bygningsdelene er U-verdi, kuldebroverdi og tetthet.

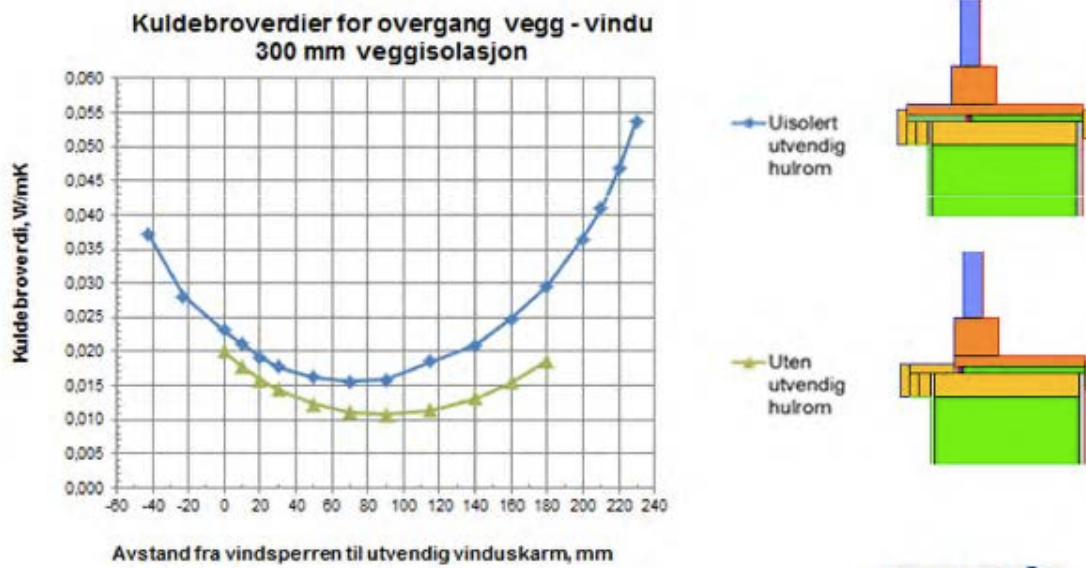
8.3.1 TETTING RUND VINDUER OG DØRER

Det kan være en utfordring å oppnå kontinuerlig tetting rundt vinduer og dører. Dette løses med en utvendig omramning og tetning. Sintef anbefaler å bruke bunnfyllingslist og

fugemasse i en 10-12 mm spalte som tetting. For å hindre luftlekkasjer må fugen være tilstrekkelig lufttett på både kald og varm side (40).

8.3.2 VINDU

Kravet til U-verdi på vinduer i lavenergibygg klasse 1 er $\leq 1,20 \text{ W}/(\text{m}^2 * \text{K})$. For å oppnå minimalt varmetap plasseres vinduene ca. 50 mm inn i vegg. Det er tett opp mot minimumsverdi, noe som må til for å klare kravet til normalisert kuldebroverdi.(314)



Figur 63 Kuldebroverdier for overgang vegg - vindu

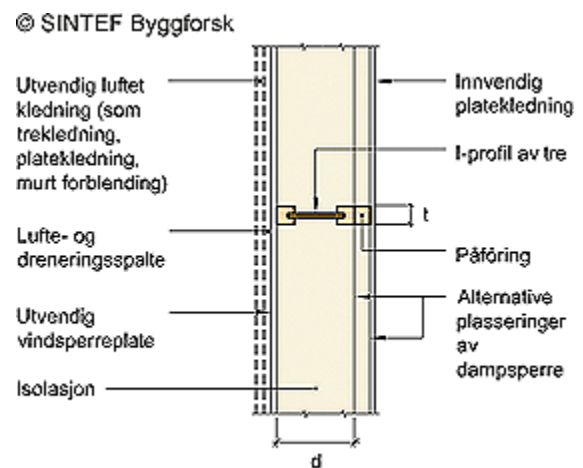
8.3.3 Dører

Kravet til U-verdi på dører i lavenergibygg klasse 1 er $\leq 1,20 \text{ W}/(\text{m}^2 * \text{K})$

8.4 VEGG

Grunnet prosjektets lavenergi prosjektering, er u-verdi kravet til vegg fra 0,15 til 0,16, det ble derfor valgt en preakseptert vegg løsning som gir oss en u-verdi på 0,152 (41).

Figuren til siden viser et horisontalt snitt på hvordan denne preaksepterte vegg er bygget opp av bindingsverk. For at vegg skal holde lavenergi standarden er den bygget opp med 12,5 mm kledning, 23 mm luftespalte, 2 lags



Figur 64 Oppbygning av vegg

vindsperre bestående av folie og gips, 240 mm isolasjon med I-bjelke stendere, dampsperre, 48 mm påføring med isolasjon og (48x48) stendere og avsluttes med 2 lag 13 mm gips. Dampspærren er lagt mellom de to isolasjonssjiktene for å unngå punktering, samt gjør det lettere med tanke på rør- og ledningsføring.

Andelen av treverk i isolasjonssjiktet varierer med valgt stenderbredde henholdsvis 16% for 36 mm og 22% for 48 mm. Da det ble brukt 48 mm bredde på stenderverket og dette er en boligblokk er treandelen i isolasjonssjiktene på 22% (ref tabell 1 og 2).

Løsningen ble simulert i Therm noe som gav en u-verdi på 0,143 dette er noe bedre resultat, men ikke overraskende da det ble brukt gips som ekstra vindsperre og 2 lags gips innvendig, hovedsaklig grunnet brannikkerhet og brannkrav.

	U-factor W/m2-K	delta T C	Length mm	Rotation
del ute	0.1430	40.0	1000	N/A
del inne	0.1430	40.0	1000	N/A

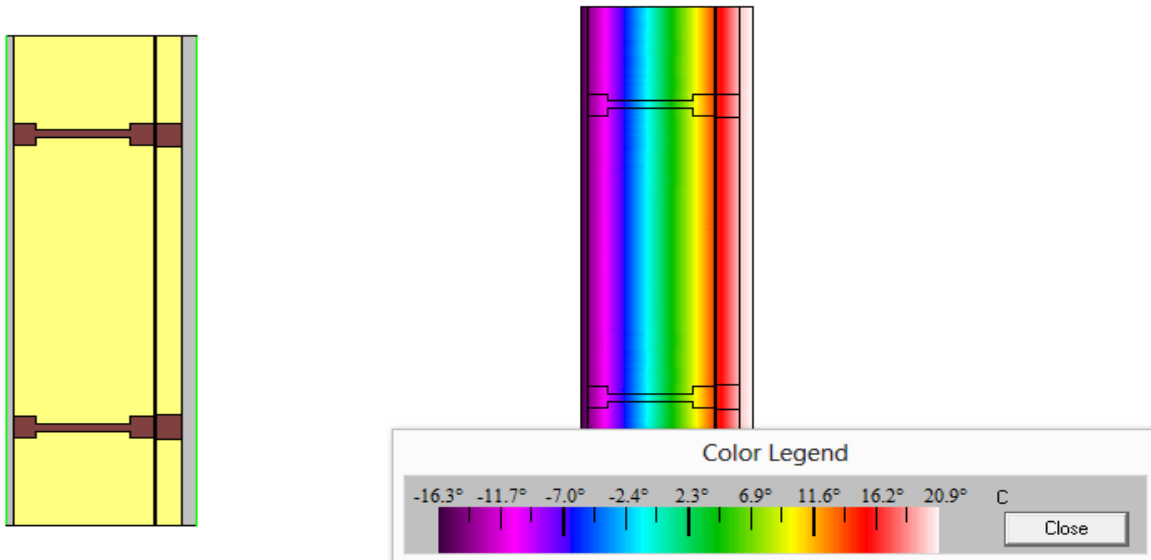
% Error Energy Norm: 0.00%

Buttons: Export, OK

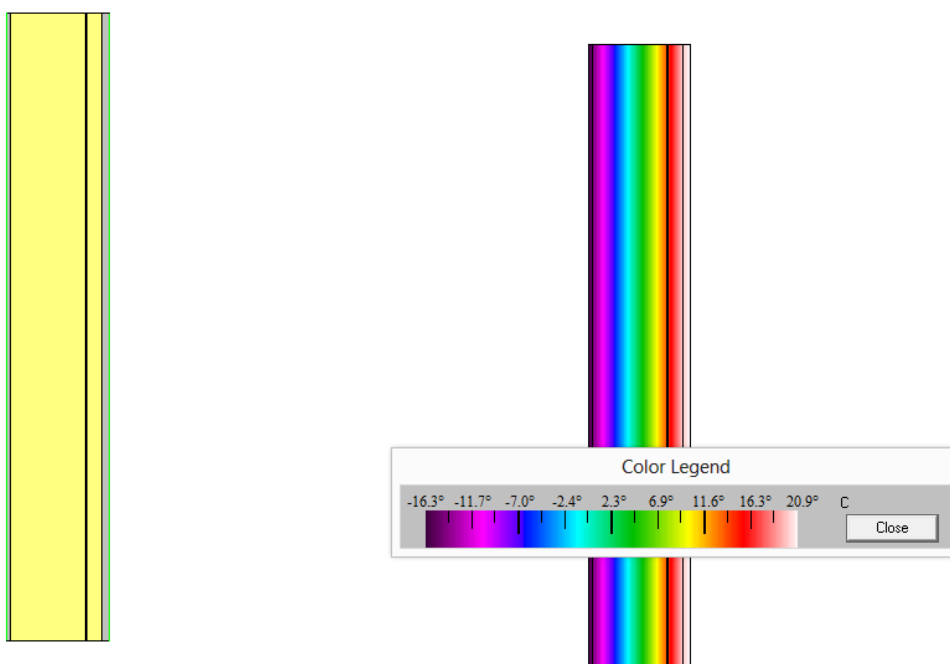
I tillegg til simulering i Therm ble veggen håndberegnet for å kontrollere resultatet og fikk da en u-verdi på 0,145.

Figuren på neste side viser en horisontal oppbygningen av vegg-løsningen og hvordan temperaturen fordeler seg gjennom konstruksjonen med en delta

temperatur på 40 °C (ute -18°C og inne 22 °C).

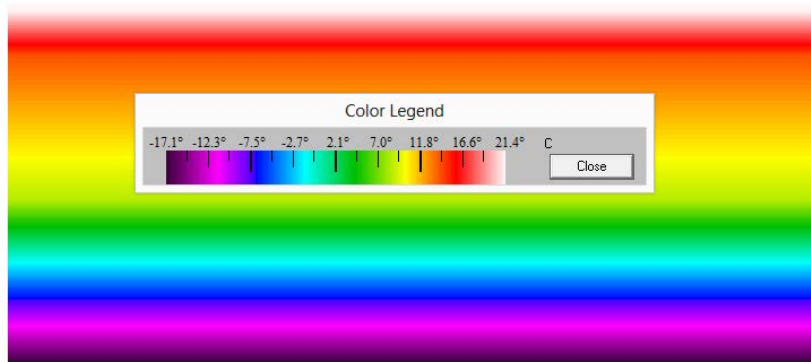


Figur 65 Vegg horisontalt



Figur 66 Vegg vertikalt

8.5 ETASJESKILLER MELOM BOLIG OG GARASJE



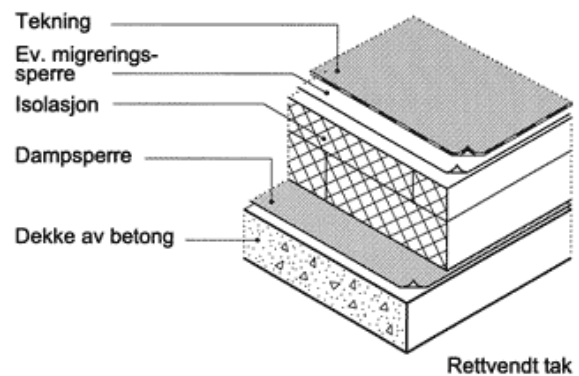
Oppbygning av etasjeskiller:

- Parkett
- Parkettunderlag
- 80mm påstøp
- HD-265
- 300mm rockwool garasjehimling

8.6 TAK

Overgang tak-bolig

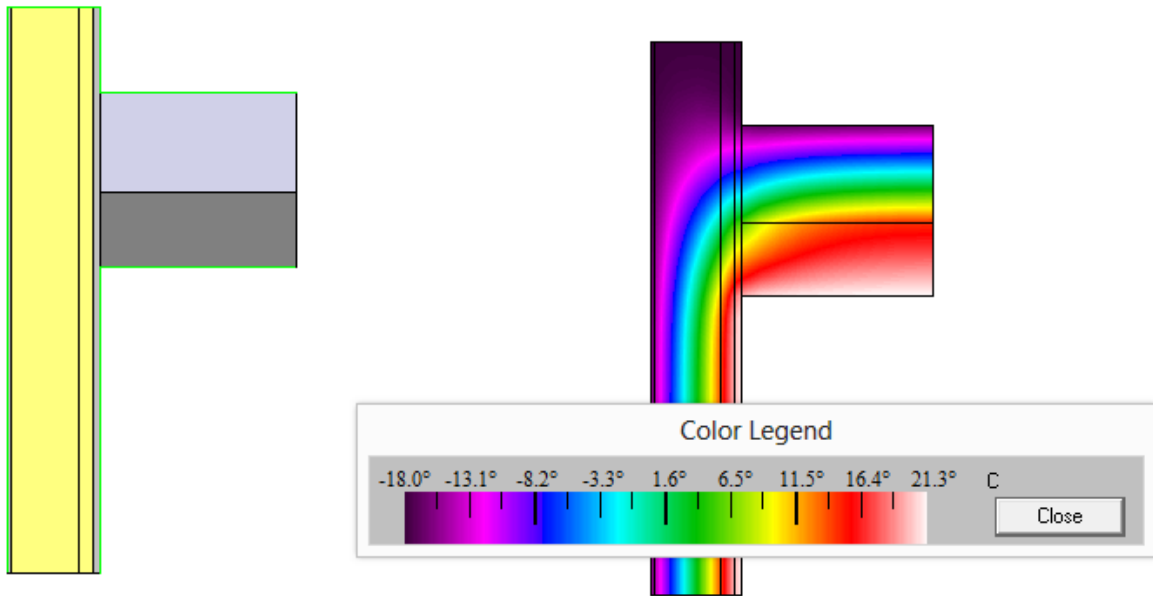
Taket består av 265 mm hulldekke, dampsperre, 350 mm isolasjon og tekking. Da dette er et flatt tak skal det i henhold til krav grunnet drenering en minimums helning på 1:40. Kravet til u-verdi til tak i lavenergi standarden er 0,10 til 0,12 $W/(m^2K)$ i motsetninge til TEK 10 det kravet er $< 0,13 W/(m^2K)$. Det ble brukt et preakseptert tak oppbygd som vist på tegningen til siden, med isolasjonstykkelse som holder de gitte kravene til lavenergi (ref byggforsk vedlegg 12.13)



Figur 67 Oppbygning av kompakttak

Overgangen tak-bolig ble modulert i Therm.

Varmestrømmen vi fikk i Therm gjennom overgangen tak-bolig er vist på modellen under.



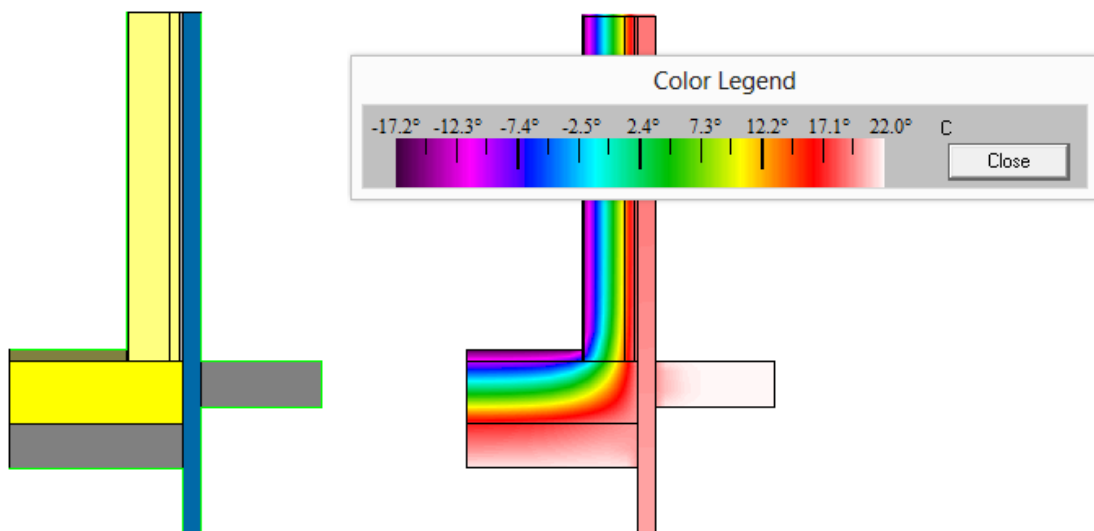
Figur 68 Overgang vegg tak

8.7 VERANDA

De ulike nivåene i bygget har ulike utfordringer med overgangen bolig veranda

8.7.1 OVERGANG VERANDA VED H05

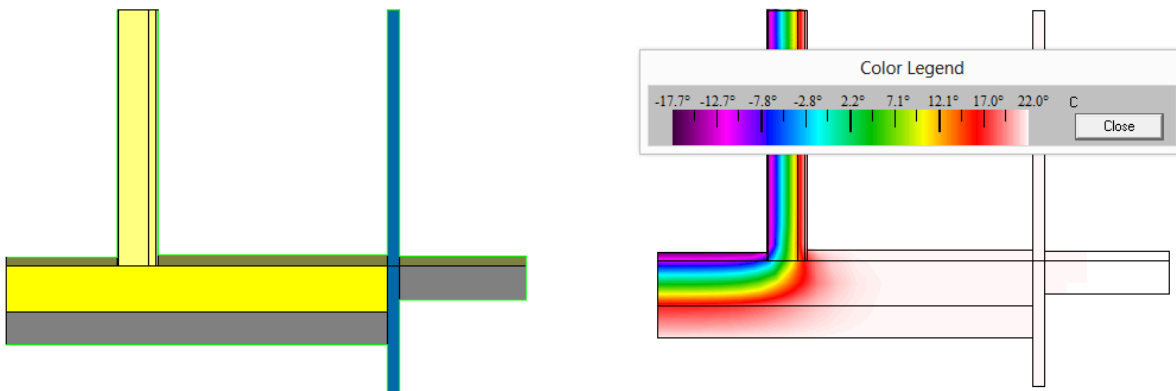
Ved akse linje H05 på byggetegningen er det tegnet en snittegning av overgangen. Der ser man den preaksepterte veggen hvile på det preaksepterte taket til boligen under. Ser også den gjennomgående stålsøylen til bygget. De ble laget en modell i Therm for å se varmestrømmingen til denne overgangen. Det er ikke tatt hensyn til veranda dører/ glassdører i vegg til denne modellen som er vist under.



Figur 69 Overgang vegg/veranda

8.7.2 Overgang balkong ved H04

Ved akselinje H04 fikk bygget grunnet bygningsformen bolig over og under dekke. Den gjennomgående stålsøylen som vist i modellen til H05 vil da være innvendig og veggen flyttes frem. Simuleringen av modellen i Therm viste varmestrømmen gjennom konstruksjonen. Det er det ikke tatt hensyn til verandadører/glassdører i veggen.



Figur 70 Overgang vegg/veranda

8.8 RASSIKRING

Mange bygg og anlegg har blitt utført uten store krav til fjellsikring, men etter Ålesundraset (Fjelltnunvegen 31) i 2008 ble fokuset på rassikring forandret. Hensikten med rassikring er å hindre at fjell raser ut fra en fjellside.

Møre og Romsdal fylke er ett av de mest rasutsatte i Norge. Dette prosjektet er i Ålesund som tilhører dette fylket. Den aktuelle tomten ligger 750m i luftlinje fra raset som var i 2008. Fjellsikring av tomtens skjæring blir derfor en viktig faktor før oppføring av dette prosjektet, men vi går ikke inn på det i denne oppgaven.

8.9 BRANN

8.9.1 BRANNCELLEBEGRENSENDE BYGNINGSDELER

Branncellebegrensede bygningsdeler omfatter alle innervegger og etasjeskillere som er knyttet til en branncelle. Yttervegg må utføres som branncellebegrensede bygningsdel der rømningsvei går utenfor fasaden.

Brannceller i dette prosjektet:

- Rømningsveier (korridorer)
- Trapperom
- Tekniske rom (heismaskinrom, tavlerom, rom for ventilasjonsaggregat og søppelrom)
- Sjakter (heissjakter, tekniske installasjonssjakter som går gjennom flere brannceller)
- Hver selvstendig bruksenhet (leilighet)

Branncellebegrensende bygningsdeler i brannklasse 3 må utføres med brannmotstand EI 60 A2-s1,d0 (42)

8.9.2 BRANNVEGG

Vi tar forbehold at avstanden mellom nabobygningene er mer en 8,0 m, så det ble ikke prosjektert noen brannvegger i denne oppgaven

8.9.3 BRANNISOLERING

Hovedbæresystemet har R90 som brannkrav

8.9.4 SØYLER

Til søylene er det benyttet ISOVER FireProtect som gir effektiv brannbeskyttelse av bærende stål-konstruksjoner. Beregningen lot seg enkelt utføre ved hjelp av beregningsprogrammet ISOVER FireProtect Calc som er gratis og bruke på glava.no. 500 °C ble benyttet som kritisk ståltemperatur. Produktet er testet og godkjent av SINTEF (43).

Tabell 32 Brannisolering av de forskjellige søylene

Profil	4-sidig isolasjon	Brannmotstand	Nødvendig tykkelse
<i>RHS 250 × 250 × 12,5</i>	Ja	R90	25 mm
<i>RHS 200 × 200 × 10</i>	Ja	R90	30 mm
<i>RHS 120 × 120 × 10</i>	Ja	R90	30 mm

Utrekninga ligger i vedlegg 12.15.2

8.9.5 BJELKER

Deltabjelken er benyttet som bjelke i hovedbæresystem. Den har innebygd brannmotstand opptil R180. Prosjektgruppen har korrespondert med Peikko group via Morten Evensen. Peikko er leverandør av Deltabjelken og bekreftet via mail at valgt bjelke har R90 brannmotstand.

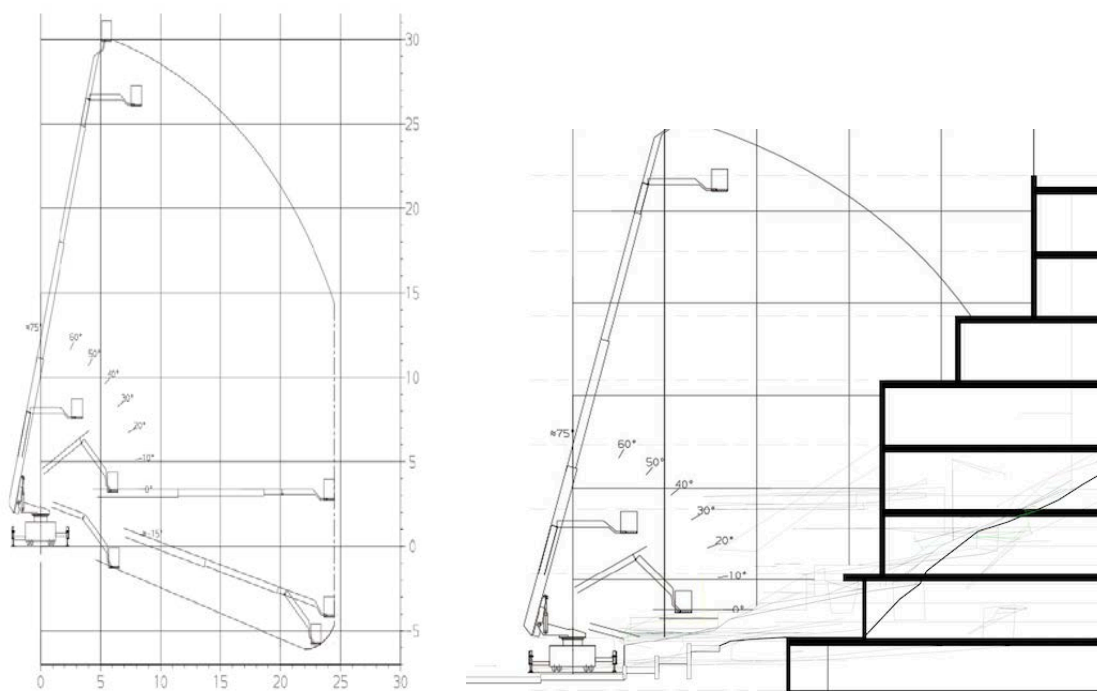
8.9.6 DEKKER

HD 265 er benyttet som dekker, og har R90 brannmotstand uten ekstra tiltak. Ved bruk av lett-tak må elementer med 100 mm himlingsisolasjon benyttes for å oppnå brannmotstand tilsvarende R90.

8.9.7 RØMNING

”Vi betrakter boligbygget som et bygg med krav om heis, og dermed også krav til sprinkleranlegg. Dersom brannvesenet kan nå alle leiligheter i bygget med sitt stigemateriell kan vi se på en rømningsløsning med ett trapperom i kombinasjon med sprinkleranlegg.

Dette forutsetter at det tilrettelegges slik at brannvesenet kommer tilstrekkelig nært bygget med sine biler og at de kan nå alle leiligheter av bygget med lift/stigebil. Ålesund brannvesen oppgir på telefon at lift skal betraktes som 32 m i rekkeviddediagrammet. Diagrammet viser avstand fra fasade i x-aksen og hvor høyt liften rekker i y-aksen. For øvrig må det tilrettelegges for kjørbart atkomst til byggets hovedangrepsvei samt at det må være maks helningsvinkel og størrelse på oppstillingsplass og at underlaget dimensjoneres for nødvendig belastning. Det må legges til grunn brannvesenets lift. Vi ser at de oppgir 1:8 i stigning.”
(Ref Mail fra Liv Astrid Bergsager Vedlegg 12.16)



Figur 71 Rekkeviddediagram stigebil

Oppstillingsplass for stigebil er på fortau/hovedvei som ligger 10 meter fra bygget. Stigebilen har ikke kapasitet til å evakuere den øverste etasjen (H06). Løsning på dette må løses i samråd med brannkonsulent(cowi), men vi har utarbeidet 3 mulige forslag:

- Utvendig rømningstrapp ned til terreng i akse A2 og A4 fra H06 til H05
- Utvendig brannstige fra alle leiligheten i H06 ned til takveranda i H05
- Kombinasjon av forslagene over

9 VURDERING AV RESULTATENE

Bæresystemet til dette prosjektet er laget ut ifra byggets utforming. I tillegg måtte vi ta hensyn til lavenergi prosjektering og jordskjelv i henhold til valgt problemstillingen. I startfasen brukte vi det opprinnelige bæresystemet, men som etter hvert viste seg problematisk grunnet lavenergi krav mot kuldebro, spesielt med tanke på overgang veranda og utvendig skall. Av den grunn prøvde vi å endre retning på bærebjelkene. Dette mente vi at ville være en god løsning da vi kunne ha forskjellige dekke høyder på samme etasje. På denne måten unngå å få kuldebroer på verandaer. Denne senkningen ville i forhold til det originale bjelkesystemet gi oss en ny utfordring med økt bjelkespenn grunnet kravet til fri kjørebane i parkeringskjeller.

Vi prøvde først å bruke hatteprofil bjelker på dette spennet, men ut i fra tabeller og ønsket høyde på bjelke lot dette seg ikke gjøre med gitte belastninger. Hatteprofiler var et alternativ for å få lav dekke til dekke høyde. Dette for å oppnå ønsket antall etasjer innen gitt maksimum høyde. Etter mislykkede forsøk på diverse bjelker, kom veileder med forslag om å benytte deltabjelke. Etter samtaler med leverandør, ønsket vi å prøve deltabjelken som klarte våre krav til spenn, høyde og kapasitet. For å øke utnyttelsen brukte vi to forskjellige tverrsnitt på deltabjelken.

Neste utfordring ble da å modellere dette i Robot. Dette viste seg vanskelig da deltabjelken ikke var tilgjengelig i programvaren. Vi løste dette med å bytte til HEB bjelke med tilsvarende kapasitet.

I startfasen av prosjektet mottok vi en Revit modell fra oppdragsgiver som ble importert til robot. Modellen var en volum- og bæresystem skisse. Denne benyttet lenge som utgangspunkt for omriss og akse mål til vår modellering, men vi møtte på mange feilmeldinger og problem. Det viste seg at måten den var modellert på i Revit førte til feil i robot modellen. Feilen viste seg å være akser som ikke lot seg korrigere. Vi laget derfor ny modell og definerte nytt aksesystem. Da falt ting på plass og vi kunne begynne å definere bygningsstruktur og deler.

Robot ble brukt som modelleringsprogram grunnet det er Autodesk sitt beregningsprogram, som er i familie med Autodesk Revit som vi har fått opplæring i. Ut fra programbeskrivelse mente vi at det ville være mange fordeler med å benytte robot. Målet var å lage en modell der vi kunne ta ut valgte elementer i bygget med rapporter, beregninger og arbeidstegninger. I denne oppgaven har vi kun lagt med de elementene som er nevnt i oppgaven for å ikke få uoversiktlig mye vedlegg. Vi kunne med fordel sammenlignet med noen andre tilgjengelige beregningsprogram, men robot krevde såpass mye tid at dette ikke ble gjort.

Robot definerer originalt alle knutepunkt som momentstive. Vi så av den grunn at det ble store momentbelastninger på søylene som førte til behovet for store tverrsnitt på søyler. For å redusere momentbelastningen i søyler prøvde vi å definere enklere knutepunkter mellom

søyler og bjelker. Vi definere da bjelker i modellen som fritt opplagt for å unngå store momentbelastninger i knutepunktene.

Avstivning av bygget består av et skivesystem i betong. Vår modell i robot definerer dekkene som en uendelig stiv skive med simulert vekt lik hulldekke. Robot beregner ikke nedbøying av dekker, da dette ble gjort manuelt fra tabeller til hulldekke produsenter. I modellen er alle vertikalskivene modellert som 250mm tykke betongvegger. Vertikalskivene består av heissjakt, sidevegger og bakvegg. Heissjakt er plassert etter skissetegning, sidevegger er plassert slik at de går kontinuerlig fra fundament til tak og bakveggen kommer som en følge av byggets plassering i forhold til fjell. Vi har ikke fokusert på å prøve andre alternativer da modellen klarte kravene i forhold til avstivning. Vi vurderte å prøve kryssavstivning i stål istedenfor betong, men har ikke rukket å modellere en modell med denne løsning.

Stålsøylene er dimensjonert i robot i henhold til Norsk Standard. Av prosjekterings- og monterings hensyn er søylene med samme tverrsnitt fra fundament til tak. For bedre utnyttelse av søylene har vi benyttet tre ulike tverrsnitt.

Til dette prosjektet prøvde vi å bruke hulldekker. Da dette er en godt utprøvd byggemetode. Vi vurderte plasstøpte dekker, men grunnet lengre byggetid, mer omfattende prosjektering, høyere vekt i forhold til stivhet og styrke ble det naturlig å velge hulldekker. Hadde vi hatt bedre tid ser vi at det kunne hvert sett på flere alternativer.

To typer tak ble vurdert til dette prosjektet. Basert på resultater tidligere i oppgaven ble lett tak mest gunstig grunnet kriterier tid og vekt. Modelleringen i robot ble utført med kompakt tak, da denne har likt dekke som resten av bygget og er den mest ugunstige løsningen mtp jordskjelv.

Vi utførte jordskjelvberegninger både i robot og manuelt for å kunne sammenligne. For å klare å beregne dette manuelt laget vi en forenklet modell. Vi startet med en modell som hadde gunstig geometrisk løsning. Dette var uheldig da vi ikke kunne bruke resultatene til beregning i Robot. Vi måtte derfor lage en ny forenklet modell som hadde mer ugunstig geometrisk løsning. Resultatet av denne manuelle beregningen ble sammenlignet med den forenklete modellen i robot. Grunnen til at vi sammenlignet den forenklete modellen både manuelt og i robot var å kvalitetssikre dataen. På denne måten fikk vi en bedre forståelse til å tolke resultatene av hovedmodellen.

For at lavenergi standard kravene skulle innfris fant vi ut at bygningskallet med stor fordel kunne plasseres på utsiden av bæresystemet. På denne måte unngikk vi kuldebroer. Vi brukte i hovedsak preaksepterte løsninger på bygningskomponenter som lå innenfor lavenergi kravene. Kvalitetssikring av resultater ble gjennomført med programmer Therm der vi kontrollerte enkelt elementer og overganger.

10 KONKLUSJON

Gjennom prosjektering av denne 8 etasjes boligblokken har vi svart på vår problemstilling.

Bæresystemet ble valgt ut i fra hensyn til lavenergistandarden og jordskjelv. Valget med å bruke stål bæresystem og hulldekker viste seg å være en god løsning. Dette førte til stor fleksibilitet i utformingen grunnet lange spenn på dekkene. Det å endre retning på bjelkene i bæresystemet er et valg vi er veldig fornøyd med. Ikke bare løste det problemene med kuldebro på verandaene, men gav også et mindre antall søylerader i x-retning som vil gi arkitekten mye større frihet.

Deltabjelken hadde vi liten kunnskap om, men vi fikk god hjelp av leverandør. Valget med å bruke denne løste alle våre krav til styrke og spenn. I tillegg til dette fikk vi dekket brannkravet da bjelken har en innebygd brannmotstand.

Valgt løsning på avstivning av bygget tilfredsstilte kravene, og den viste seg enkel å modellere i robot. Vi kunne prøvd flere alternativer for å kunne gjort sammenligninger, men siden løsningen var tilfredsstillende ble ikke dette prioritert.

Modellering i robot var vesentlig mer komplisert enn det vi antok når vi startet. Det tok lang tid å tegne inn omrisset nøyaktig og det var omfattende å definere laster og knutepunkter. Robot var et krevende program som krevde mye tid og disiplin, men nytteverdien til sluttproduktet var verdt det. Fordelene kom tydelig frem i slutten av prosjektet, da vi kunne hente ut alt fra arbeidstegninger til beregninger og rapporter direkte fra programmet.

Jordskjelv var noe vi utgangspunktet hadde minimal kunnskap om. Dette var kanskje det mest krevende temaet i oppgaven. Det var mye å sette seg inn i og krevde mye tid. Selv om læringskurven var ekstremt bratt, føler vi at vi sitter igjen med en bedre forståelse. Måten vi jobbet oss mellom teori og metode ga oss innsikten vi trengte til beregning. Mathcad var et oversiktlig program til å gjennomføre håndberegningen. Valget med å lage forenklede modeller var helt avgjørende for den manuelle jordskjelvberegningen og forståelsen av hovedmodellen. Vi fikk Modal analysen til å fungere på en forenklet modell, men det viste seg vanskelig på hovedmodellen.

Valget med å benytte preaksepterte løsninger på bygningskallet viste seg og forenkle prosjekteringen i stor grad. Therm var et brukervennlig program som gjorde det enkelt å kvalitetssikre bygningsselementer i henhold til standard.

BIBLIOGRAFI

1. Norsk stålforbund og betongforening. Hulldekker på bæresystem av stål. [Online].; 2008. Available from: http://www.betongelement.no/media/9467/BEF.Veileder.Hulldekker_L3%285%29.pdf.
2. Larsen PK. Dimensjonering av stålkonstruksjoner. 2nd ed.: Tapir akademiske forlag; 2010.
3. Larsen PK. Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer. 2nd ed. Norge: Tapir akademiske forlag; 2008.
4. Alexander JHoS. Betongelementboken bind B avstivning og kraftoverføring. 5th ed. Norge: Betongelementforeningen; 2012.
5. moderniseringsdepartementet Ko. § 7 Sikkerhet ved brann. [Online]. Available from: www.lovdata.no.
6. byggkvalitet Df. Veiledning om tekniske krav til byggverk. [Online]. Available from: <http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/?dyp=/dyp/content/tekniskekrav/&q=veiledning+om+tekniske+krav>.
7. Norsar. [Online]. Available from: www.jordskjelv.no.
8. Betongelementforeningen. Betongelementboken bind H Dimensjonering for jordskjelv: Betongelementforeningen; 2011.
9. Norge S. NS-EN1998-1: 2004+NA: 2008, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismis påvirkning; 2008.
10. Hermstad THDoK. SINTEF Byggforsk. [Online].; 2012 [cited 2015 02 05. Available from: http://www.husbanken.no/miljo-energi/mg_nyb%20bygg_verktoy/energieffektive-boliger-for-fremtiden_gul_handbok//~/media/Miljo_energi/Energieffektive_boliger_Juli_2012.ashx.
11. Norge S. NS 3700:2013: Kriterier for passivhus og lavenergibygninger, Boligbygninger norge S, editor. Norge: Standard Norge; 2013.
12. Husbanken. Hva er et passivhus. [Online].; 2014. Available from: http://www.husbanken.no/miljo-energi/hva_er_et_passivhus/.
13. NVE. energimerking.no. [Online].; 2015. Available from: <http://www.energimerking.no>.
14. Norge S. NS 3031:2014 Beregning av bygningers energiytelse, Metode og data. 30312014th ed. norge S, editor. Norge: Norsk Standard.
15. Espedal KJ. Bygningsfysikk. 4th ed. Norge: Byggenæringens forlag; 2010.
16. Marsh K. Autodesk Robot Struktural Analysis Professional 2014: Marsh API, LLC, Smerville, Massachusetts; 2014.
17. as RN. FRAME 2Dexpress. [Online]. Available from: <http://www.runet.no/FRAME2Dexpress.htm>.
18. Byggforsk S. 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=215>.
19. Tarald Rørvik VÅ. Konstruksjonssikkerhet og belastning. 3rd ed. Norge: Tarald Rørvik, Vemund Årskog; 2010.
20. Norge S. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1 Allmene regler for bygninger; 2008.
21. Norge S. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, Eurokode 1 Laster på konstruksjoner. Del 1-

- 3 allmene laster, snølaster; 2008.
22. Norge S. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmene laster, vindlaster; 2009.
 23. Norge S. NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner; 2008.
 24. Norelement. Betongelement. [Online].; 2015. Available from: www.norelement.no.
 25. Spenncon. Kapasiteter, bruddgrense. [Online].; 2015. Available from: <http://handbook.spenncon.e21solu.fi/Spenncon/?node=1.1.1.2#hd265-og-hd285>.
 26. Peikko. Deltabjelken. [Online].; 2015. Available from: <http://www.peikko.no/>.
 27. Byggforsk S. 525.207 Kompakte tak. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=387#i53>.
 28. Byggforsk S. 525.002 Takkonstruksjoner. Valg av taktype og konstruksjonsprinsipper. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=381>.
 29. Nordland-betongelement. Overføring av skivekrefter i hulldekke. [Online].; 2015. Available from: <http://nordland-betongelement.no>.
 30. Norge S. NS 3490 Prosjektering av konstruksjoner - Krav til pålitelighet ; 2004.
 31. Rambøll SBo. Passivhuskurs for utførende. [Online].; 2012. Available from: <http://www.lavenergiprogrammet.no/getfile.php/Kursmaterieell/passivhuskurs%20h%C3%A5ndverkere.pdf>.
 32. Lavenergiprogrammet. lavenergiprogrammet. [Online].; 2015 [cited 2015 02 02]. Available from: <http://www.lavenergiprogrammet.no/>.
 33. Lavenergiprogrammet. Prosjektering av passivhus. 3rd ed. Norge: Lavenergiprogrammet.
 34. institutt M. Årsmiddel temperatur. [Online]. Available from: met.no.
 35. Ramstad KiEoT. Trehus Håndbok 53. 9th ed. Haug T, editor.; 2010.
 36. Byggforsk S. Prosjektrapport 98. [Online].; 2012. Available from: http://www.sintef.no/globalassets/upload/byggforsk/fagartikler/v_info_pub_utgivelser_prosjektrapport_sintef-byggforsk-prosjektrapporter_sb-prrapp-98_nettsb-prrapp-98.pdf.
 37. Byggforsk S. 573.121 Materialer til luft- og dampetting. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=598>.
 38. Byggforsk JHoSGS. Er det risiko for muggvekst ved bruk av dobbel vindsperre. [Online].: Byggeindustrien; 2009. Available from: http://www.sintef.no/globalassets/upload/skmbt_c45009092910160.pdf.
 39. Byggforsk S. 523.701 Innsetting av vindu i vegger av bindingsverk. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=369#i11>.
 40. Byggforsk S. 471.403 U-verdier. Vegger over terreng - bindingsverk av I-profiler av tre. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=4098>.
 41. Byggforsk S. 321.030 Brannteknisk oppdeling av bygninger. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=79>.
 42. GLAVA. ISOVER FireProtect. [Online]. Available from: <http://fireprotect.isover.se/?lang=no>.
 43. Lett-tak.no. Taksystemer. [Online].; 2015. Available from: <http://lett-tak.no>.

44. Norsar. Jordskjelv i Norge. [Online]. Available from: <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html>.
45. Norsar. Jordskjelv i Ålesund. [Online]. Available from: <http://www.jordskjelv.no/cgi-bin/showpage.cgi?type=siste&id=1245066129>.
46. Byggforsk S. Teknisk godkjenning. [Online].; 2012. Available from: <http://www.skanska.no/Global/ProductsAndServices/Husfabrikken/Godkjenning%202173.pdf>.
47. Byggforsk S. 522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer. [Online].; 2015. Available from: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=346>.

12 VEDLEGG

12.1 FORPROSJEKT

Oppdragsgiver: MOLDSKRED AS	Referanse: SINDRE MOLDSKRED
-----------------------------	-----------------------------------

Bacheloroppgave IB 302812 2015 Forprosjektrapport	Dokument:
	Dok.: nr.:
	Dok.: type: Forprosjekt
	Dok. Tilgang:
	Dok.:status:
	Versjon nr.: 1
	Antall sider: 10
	Bibl. nr.:

studentgruppe (navn/underskrift): Bengt kongsvoll Dan Marius Stålerød Hans Christian Giske Solomon Mwamba Tshibanda	studieretning/klasse: Bygg-Konstruksjon
	Dato: 29.01.2015

PROSJEKTOPPGAVE

Prosjektering av boligblokk i lavenergistandard med primær fokus på bygningsfysikk, dimensjonering og jordskjelvanalyse.

emner:
bygningfysikk, bæresystemer og jordskjelvanalyse

Godkjent (sign/dato)	Veileder	Ekstern kontakt
	VEMUND ÅRSKOG	

FORORD

Dette forprosjektet inneholder målsetningene vi setter til i hovedoppgaven. Oppgaven i hovedprosjektet er gitt av Moldskred AS og er 8. etasjers boligblokk på en tomt i Borgundveien 151/153.

Oppgaven omhandler dimensjonering av bæresystemet, prosjektering i henhold til lavenergistandard og jordskjelvanalyse. Vårt hovedfokus er på bygningsfysikk og dimensjonering.

Denne oppgaven gir oss mulighet til å gå i dybden på kjente tema som vi har hatt i skole sammenheng, samt supplere med nye og spennende emner. Spesielt lavenergistandarden er interessant med tanke på fremtidige krav i PBL.

1.1 REVISJONSOVERSIKT

Revisjonsdato	Revisjonsnr	Tema	Godkjenning
---------------	-------------	------	-------------

1.2 BEGREPER

- PBL- Plan- og Bygningsloven
- TEK 10- Krav til byggverk og produkter til byggverk
- NS- Norsk Standard
- ENØK- Energiøkonomisering

1.3 SAMMENDRAG

Vår oppgave bygger på et reelt prosjekt gitt av Moldskred AS.

Formålet med oppgaven er å utarbeide et fungerende bæresystem som skal dimensjoneres basert på skisseprosjektet.

Parallelt med deres prosjektering i TEK 10 standard vil vi prosjektere i lavenergistandarden og belyse fordeler med denne.

Muligheten for realisering av prosjektet er gode, men krever toveis kommunikasjon mellom prosjektgruppen og oppdragsgiver. At vi jobber strukturert mot delmål og mål. Holder oss innenfor fremdriftsplan og hele tiden har et helhetlig perspektiv.

Utfordringene blir å ikke henge seg opp i detaljer, sikre god kommunikasjonsflyt, følge gitte tidsrammer og revidere utførte oppgaver ved behov.

2 PROSJEKTORGANISASJON

2.1 Prosjektgruppe

Navn	Adresse	Tlf- arb	Mobil	e-post
------	---------	-------------	-------	--------

Bengt Kongsvoll	Eidsgata 5, 6770 Nordfjordeid		41688946	bengtkongsvoll@hotmail.com
Dan Marius Stålerød	Ystenesgata 33, 6007 Ålesund		91853382	dan.stalerod@gmail.com
Hans C. Giske Solomon T	Aspegata 7, 6005 Ålesund Mjelkevegen 10A, 6155 Ørsta		98859798 96731951	hcgiske@gmail.com mwa_tshi@yahoo.no

2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen

- Følger den definerte prosjektoppgaven
- Utarbeiding av prosjektplan og fremdriftsplan
- Sikre god kommunikasjon innad i prosjektgruppen og oppdragsgiver
- Kvalitetsikre delrapporter og sluttrapport
- Løpende evaluering av prosjekt mtp. Tid og utforming
- Daglig backup av arbeid

2.1.2 Oppgaver for prosjektleder – Bengt Kongsvoll

- Likestilt til gruppearbeid som resten av gruppen
- Planlegging av prosjektets organisering
- Oppfølging av arbeid
- Informasjonsflyt innad i prosjektgruppen
- Overordnet ansvar for at delmål blir gjennomført
- Innkalle til møte
- Daglig loggføre eget arbeid

2.1.3 Oppgaver for sekretær – Dan Marius Stålerød

- Likestilt til gruppearbeid som resten av gruppen
- Ansvarsområder:
 - Oppfølging av fremdriftsplan
 - Dokumentflyt
 - Møtereferat
- Daglig loggføre eget arbeid

2.1.4 Oppgaver for teknisk ansvarlig – Hans Christian Giske

- Likestilt til gruppearbeid som resten av gruppen
- Ansvarsområder:
 - Software og design
 - Standarder
- Daglig loggføre eget arbeid

2.1.5 Oppgaver for øvrige medlemmer - Solomon Mwamba Tshibanda

- Likestilt til gruppearbeid som resten av gruppen
- Daglig loggføre eget arbeid

2.2 Styringsgruppe (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

Veileder: Vemund Årskog

Kontaktperson: Sindre Moldskred

3 AVTALER

3.1 Arbeidssted og ressurser

Prosjektgruppen har fått tildelt et hjørne i kart- og landmålingslabben som arbeidsplass. Vi får fortløpende tilgang på ressurser etter behov. Våre kontakt- og ressurspersoner er Vemund Årskog og Sindre Moldskred. Vi har avtalt rapportering til veileder hver 14. dag.

3.2 Gruppenormer – samarbeidsregler

Hver enkelt deltager i gruppen plikter å utføre avtalt arbeid innenfor gitte tidsrammer. Oppstår det sykdom og lignende skal gruppen informeres snarest.

Planlagte fellesaktiviteter skal gjennomføres selv om ikke alle gruppemedlemmene er til stede, så sant det lar seg gjøre.

Oppstår det uenigheter/konflikter skal dette løses i plenum fortløpende.

Skal det jobbes hjemmefra skal dette avtales med resten av gruppen.

Alle gruppemedlemmene plikter å stille til alle oppsatte møter, om ikke annet er avtalt.

Alle gruppe­medlem­mer er for­plik­tet til å holde seg opp­datert med andres arbeid, samt dele sitt eget arbeid.

4 PROSJEKT­BESKRIVELSE

4.1 Mål­set­ting

Resultat­mål:

- 3D modell i til­gjengelig Software, med plan og snitt tegninger
- Prosjekt­ert bygg ut ifra lavenergi standard og PBL
- Dimensjonert hoved­kon­struksjon
- Jordskjelvanalyse

Effekt­mål:

- Oversikt over prosjekterings­prosessen
- Lære å utforme bygg i henhold til PBL
- Lære dimensjonerings­prosessen
- Kunnskap for å utføre og vurdere en jordskjelvanalyse

4.2 Krav til lø­sn­ing eller prosjekt­re­sultat – spesifika­sjon

Innfri gitte krav som faller under:

- TEK 10
- Lavenergi­standarden
- NS-standarder
- PBL

4.3 Informa­sjons­innsamling – utført og planlagt

Planlagt:

- Reguleringsplan
- Tek 10
- Lavenergi­standarden
- PBL
- NS
- Byggforsk
- Moldskred informasjon

4.4 Vurdering

Dette er et prosjekt som blir realisert i regi av Moldskred i henhold til TEK 10. Vårt bidrag er prosjektering etter lavenergistandarden. På denne måten har vi konkret noe vi kan trekke sammenligninger med.

Hvis ikke Moldskred har kommet langt nok i prosessen vil det skape noen utfordringer med tanke på sammenligninger. Vi vil uansett fortsette vår prosjektering basert på egenproduserte tegninger.

Vi har liten erfaring og kunnskap om lavenergistandarden og jordskjelvanalyser, dette er emner som vi må dette oss inn i. Etter samtaler med Moldskred velger vi ikke å fokusere på VVS, innvendig planløsning og elektriske installasjoner.

4.5 Hovedaktiviteter i videre arbeid

Nr	Hovedaktivitet	Ansvar	Tidsomfang
A	Forprosjekt	Alle	4 uker
A1	Veiledermøte		
A2	Møte med Moldskred		
A3	Ferdigstilling av forprosjekt		
B	Hovedprosjekt	Alle	10 uker
B1	Innsamling av grunnlagsdata		
B2	Sette seg inn i de ulike Standarder		
B3	Sette seg inn i Revit og Robot		
B4	Bygningsfysikk		
B5	Beregninger av Bærekonstruksjonen		
B6	Sammenligning mellom lavenergi og TEK10		
B7	Grunnlagsdata for jordskjelvanalyse		
B8	Diskusjon		
B9	Konklusjon		
C	Ferdigstilling av rapport	Alle	3 uker
C1	Sammenføyning av arbeid		
C2	Møte med veileder		
C3	Evt. Revideringer		
D	Avslutning	Alle	1 uke
D1	Lage presentasjon og poster		
D2	Øve på presentasjon		

4.6 Framdriftsplan – styring av prosjektet

Microsoft Prosjekt blir brukt til utarbeidelse og revidering av fremdriftsplan.

4.6.1 Hovedplan

Hovedplan er beskrevet i punkt 4.5

Milepæler i prosjektet:

- M1: Definerings av oppgave
- M2: Innlevering av forprosjekt
- M3: Valg av bæresystem
- M4: Endelige tekniske løsninger
- M5: Ferdigstillelse av tegninger
- M6: Jordskjelvanalyse
- M7: Innlevering hovedprosjekt
- M8 : Presentasjon

4.6.2 Detaljplan

Detaljplan og oversikt er beskrevet i Microsoft Project, se vedlegg

4.6.3 Intern kontroll – evaluering

- Prosjektleder har overordnet ansvar for evalueringen
- Kvalitetssikring av alle kritiske beregninger med veileder eller oppdragsgiver.
- Daglig loggføre og evaluere eget arbeid
- Fremdriftsrapport hver mandag med påfølgende avviksbehandling
- Alle gruppelemmer er pliktet til å kjøre backup til dropbox daglig.

5 DOKUMENTASJON

5.1 Rapporter og tekniske dokumenter

Dokumentasjon:

- Fremdriftsrapport

- Rutiner:
 - Møtereferat
 - Fremdriftsmøte hver mandag
 - Kontroll av kilder
 - Møte med oppdragsgiver og veileder hver 14. dag
 - Møtereferat fortløpende
 - Loggføring av eget arbeid og opplasting til dropbox
 - Fremdriftsrapport annenhver fredag
 - Backup av arbeid kontinuerlig
- Godkjennelse:
 - Alle referat og rapporter skal ha samme mal og kontrolleres og godkjennes av prosjektleder
- Distribusjon:
 - Forprosjekt og hovedprosjekt blir levert både elektronisk og på papirform
- Registrering:
 - Revideringer og endringer av aktiviteter skjer fortløpende
 - Kilder legges fortløpende inn i Excel-ark på dropbox
- Kopiering:
 - Aktuelle parter får kopi av endelig hovedprosjekt

6 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

6.1 Møter

Gruppe 6	04.02	18.02	04.03	18.03	09.04	23.04	06.05	
----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--

6.1.2 Prosjektmøter

- Prosjektgruppe møte hver mandag

6.2 Periodiske rapporter

6.2.1 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl)

- Fremdriftsrapport leveres annenhver fredag

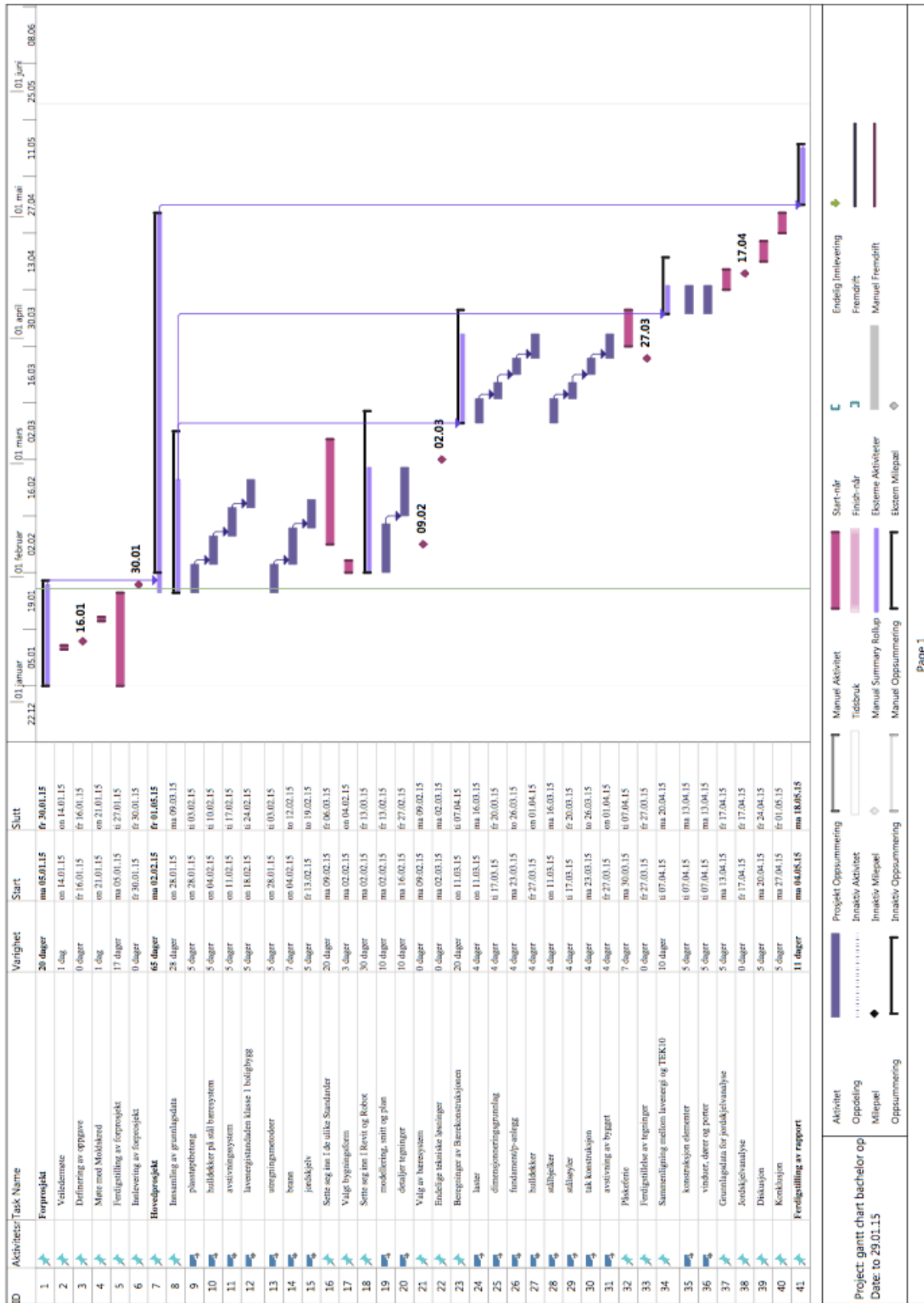
7. PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

Avvik til fremdriftsplan og revideringer behandles fortløpende. Uenigheter skal løses innad i gruppen, men hvis dette ikke lar seg gjøre kontaktes veileder for å bistå.

8 UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

- PC
- Microsoft Project
- Revit/FEM-design/Robot
- Arkitektegninger
- Byggforsk
- Litteratur
- Norsk Standard

12.1.1 FREMDRIFTSPLAN



12.2 LOGG

Timer		
Navn :	Solomon	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Januar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12	Forsprosjekt/Møte Terje Tvedt	5
13	Forprosjekt/Fremdriftsplan	5
14	Forprosjekt, fremdriftsplan og møte med Vemund	5
15	fremdriftsplan og litteratur	5
16	Fremdriftsplan	4
17		
18	Fremdriftsplan	3
19	Foredrag rapport og fremdriftsplan	5
20	Forprosjekt/Fremdriftsplan	3
21	Forprosjekt og møte Moldscred	8
22	Forprosjekt og inhentning av litteratur	7
23		
24	Lesing litteratur	2
25	Lesing litteratur	2
26	Finpus forprosjekt og fremdriftsplan	7
27	Forprosjekt og inhentning av litteratur	6
28		
29	Hovedprosjekt - bæresystem	6,5
30		
31		
Sum timer denne måneden		73,5

Timer		
Navn :	Dan Marius Stålerød	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Januar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Forprosjekt, målformulering	2
7	Forprosjekt, målformulering	3,5
8	Forprosjekt, oppgavefordeling	4
9		
10		
11		
12	Forsprosjekt/Møte Terje Tvedt	5
13	Forprosjekt/klargjøring til veiledermøte	5
14	Forprosjekt, målformulering og møte med Vemund	5
15	Skaffe oversikt over lavenergistandarden	4
16	Fremdriftsrapport, informasjonsinhentning	4
17		
18		
19	Redigering forprosjekt og foredrag om rapport	5
20	Forprosjekt og inhentning av standarder	3
21	Forprosjekt og møte Moldscred	8
22	Forprosjekt og inhentning av litteratur	6
23	inhenting av litteratur	4
24		
25		
26	Finpus forprosjekt og fremdriftsplan	7
27	hovedprosjekt - Teori - avstivningssystem	7
28	hovedprosjekt - avstivningssystem- brannsikkerhet	7
29	hovedprosjekt - avstivningssystem- brannsikkerhet	5,5
30	hovedprosjekt - avstivningssystem- naturlaster	3
31		
Sum timer denne måneden		88

Timer		
Navn :	Hans Christian Giske	
Prosjekt :	Bacheloroppgave Borgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Januar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Forprosjekt, målformulering	2
7	Forprosjekt, målformulering	3,5
8	Forprosjekt, oppgavefordeling	4
9		
10	Revit/robot	5
11		
12	Forsprosjekt/Møte Terje Tvedt	5
13		
14	Forprosjekt, målformulering og møte med Vemund	4
15	Revit/robot modellering	5,5
16	Revit/robot modellering	4
17		
18		
19	Lesing litteratur	2
20	Lesing litteratur	2
21	Forprosjekt og møte Moldscred	8
22		
23		
24	Design profil Bacheloroppgave	2
25	Lesing litteratur	2
26	Finpus forprosjekt og fremdriftsplan	7
27	Hovedprosjekt, bjelkeprofiler revit	6
28	Hovedprosjektet revit	5,5
29	Hovedprosjektet revit	7
30		
31		
Sum timer denne måneden		74,5

Timer		
Navn :	Bengt Kongsvoll	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Januar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Forprosjekt, målformulering	2
7	Forprosjekt, målformulering	3,5
8	Forprosjekt, oppgavefordeling	4
9		
10		
11		
12	Forsprosjekt/Møte Terje Tvedt	5
13	Forprosjekt/klargjøring til veiledermøte	5
14	Forprosjekt, målformulering og møte med Vemund	5
15		
16		
17		
18		
19	Foredrag om rapport	3
20	Forprosjekt og inhentning av standarder	3
21	Forprosjekt og møte Moldscred	8
22		
23		
24		
25	Lesing litteratur	2
26	Finpus forprosjekt og fremdriftsplan	7
27	Litteratur gjennomgang	6
28	Litteratur gjennomgang	6
29	Litteratur gjennomgang	4
30	Litteratur gjennomgang	5
31		
Sum timer denne måneden		68,5

Timer		
Navn :	Solomon	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Februar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1	Hulldukke beskrivelse	3
2	Hulldukke beskrivelse	8
3	plasztøp betong beskrivelse	7
4	Møte Moldskred/plasztøp betong beskriv.	7
5	tekniske lønninger/ valg av bjelke	2
6		
7	teorie jordskjelv	6
8		
9	teorie jordskjelv	6
10	teorie jordskjelv	5,5
11	teorie jordskjelv	1
12		
13	Teori jordskjelv	7
14		
15		
16	NS-EN seismisk påvirkning	7,5
17	dimensjonering for jordskjelv	7
18	dimensjonering for jordskjelv	7
19	dimensjoneringsmetoder	6
20	dimensjoneringsmetoder	3
21		
22		
23	dataprogrammer	6
24	lekser og dataprogrammer	6
25	Robot Jordskjelv	6
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		101

Timer		
Navn :	Dan Marius Stålerød	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Februar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2	Revit model / bæresystem	8
3	Naturalaster	7
4	Møte Moldskred / Tekniske løsninger	8
5	tekniske lønninger/ valg av bjelke	4
6		
7		
8		
9	tekniske lønninger	3
10		
11		
12	tekniske lønninger/beregninger av egenvekt	7,5
13	tekniske lønninger/beregninger av egenvekt	7,5
14		
15		
16	Beregningsgrunnlag	9
17	Beregningsgrunnlag/uverdberegning	9
18	tekniske lønninger	6
19	Brann	6
20	bygningfysikk	4
21		
22		
23	bygningfysikk	6
24	bygningfysikk/pålitlighetsklasse	5,5
25	Vind	6
26	Vind	6
27	Etasjereduksjonfaktor og vind	3,5
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		106

Timer		
Navn :	Hans Christian Giske	
Prosjekt :	Bacheloroppgave Borgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Februar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2	Revit model / bæresystem	8
3	Revit model / bæresystem	5,5
4	Møte Moldskred/ Revit model	7
5	tekniske lønninger/ valg av bjelke	7
6		
7		
8		
9	Revit/robot	5,5
10	Robot / Deltabelken i Revit	4
11	Revit Structure	4
12	Revit Structure	6
13	Revit Structure	7
14		
15		
16	Revit Structure	7,5
17	Revit Structure	6,5
18	Revit Structure	6,5
19	Robot	5,5
20		
21		
22		
23	Robot literatur	5,5
24	Robot literatur	5,5
25	Robot literatur	6
26	Robot literatur	4,5
27	Robot literatur	2,5
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		104

Timer		
Navn :	Bengt Kongsvoll	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Februar	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1	Litteratur gjennomgang	5
2	Lavenergi	10
3	lavenergi	9
4	Møte Moldskred/lavenergi	7
5	Lavenergi	
6		
7	Plasztøpt betong og hulldykker	3
8	Plasztøpt betong og hulldykker	
9	Sjukdom	
10	Sjukdom	
11	Sjukdom	
12	Plasztøpt betong og hulldykker	8
13	Plasztøpt betong og hulldykker	7,5
14		
15		
16	THERM	9
17	THERM	9
18	THERM	9
19	THERM	6
20	THERM	4
21		
22		
23		
24	U-verdi beregning	8
25	U-verdi beregning	8
26	U-verdi beregning	3
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		105,5

Timer		
Navn :	Solomon	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mars	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2	Mathcad	8,5
3	Mathcad	7,5
4		
5	Jordskjelv/Mathcad	7
6	Jordskjelv/Mathcad	3
7		
8		
9	Jordskjelv/Mathcad	5
10	Jordskjelvberegning	6,5
11	Jordskjelvberegning	7
12	Jordskjelv/Mathcad	6,5
13		
14		
15		
16	Jordskjelv/Mathcad	6
17	Jordskjelv/Mathcad	6
18	Jordskjelv/Mathcad	6
19	Jordskjelv/Mathcad	6
20		
21		
22		
23	Mathcad	4
24	Mathcad	6
25	Jordskelv	4,5
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		89,5

Timer		
Navn :	Dan Marius Stålerød	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mars	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2	Arealreduksjon/ bruksgrensetilstand	5,5
3	huldekke og laster	6
4	Laster/tak	7
5	tak/innledning	6
6	Laster	3
7		
8		
9	Robot	5
10	skjevstillingslast og oppsett av oppgave	6,5
11	redigering	7
12	jordskjelv og beregning	6,5
13	fremdriftsrapport og tekniske løsninger	3
14		
15		
16	Kompletering og sammkjøring	6
17	Kompletering og sammkjøring	6
18	Definisjoner	6
19	Kompletering og sammkjøring	3
20		
21		
22		
23	Kompletering og sammkjøring	4
24	Robot/Frame	7
25	Revit Rendering	5
26	Kompletering og sammkjøring	4
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		96,5

Timer		
Navn :	Hans Christian Giske	
Prosjekt :	Bacheloroppgave Borgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mars	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2	Robot/jordsjelv	5,5
3	Robot	4
4	Robot stålkonstruksjoner	6,5
5	Robot Modellering 8 etasjer	5
6	Robot Modellering 8 etasjer	3
7		
8		
9	Robot Beregning	8
10	Robot modellering	5
11	Robot vindsimulering	9
12	Robot	7
13	robo	3,5
14		
15		
16	Robot Jordskjelv Modal	4,5
17	Robot	9
18	Robot Jordskjelv Modal	6
19	Robot	3
20		
21		
22		
23	Robot/Matcad Modell	5
24	Robot	6,5
25	Robot	5
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		95,5

Timer		
Navn :	Bengt Kongsvoll	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mars	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1	U-verdi	3
2	U-verdi beregning + therm	6,5
3	Energi beregning	6
4	Energi beregning	6
5	Energi beregning	9
6		
7		
8		
9	Diverse energi tabeller	8
10	Energi beregning	6
11	Energi beregning	6,5
12	Energi beregning og jordskjelv	6
13		
14		
15		
16	Lavenergi	4,5
17	Lavenergi	5
18	Lavenergi	8
19	Lavenergi	6
20		
21		
22		
23	Lavenergi	6
24	Lavenergi	6,5
25	Lavenergi	2
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		95

Timer		
Navn :	Solomon	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	April	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7	Jordskjelv	5
8	Jordskjelv	6
9		
10		
11		
12		
13	Jordskjelv	6,5
14	Jordskjelv	9
15	Jordskjelv	7
16	Jordskjelv	7
17	Jordskjelv	7
18		
19		
20	Jordskjelv	5,5
21	Jordskjelv	5,5
22	Jordskjelv	5,5
23	Jordskjelv	6
24	Jordskjelv	6
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		76

Timer		
Navn :	Dan Marius Stålerød	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	April	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7	Knutepunkt	7
8	Samkjøring	7
9		
10		
11		
12		
13	Komplitering/tegninger	6
14	Komplitering/tegninger	6,5
15	Tabeller/ omskriving/suplemering	6
16	bjelker/søyler suplemering	7
17	Figurtabell	6
18		
19		
20	Diskusjon	8,5
21	bideredigering, diskusjon/konklusjon	10
22	bideredigering, diskusjon/konklusjon	6
23	bideredigering, diskusjon/konklusjon	6
24	bideredigering, diskusjon/konklusjon	6
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		82

Timer		
Navn :	Hans Christian Giske	
Prosjekt :	Bacheloroppgave Borgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	April	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7	Jordskjelv/Robot	7
8	Jordskjelv/Robot	6
9	Opplager / Robot	5,5
10		
11		
12		
13	robot	6,5
14	Robot	9
15	robot	6
16	robot	8
17	robot	5
18	robot	10
19	robot	12
20	robot	6
21	robot	5
22	robot	6
23	robot	6
24	robot	6
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		104

Timer		
Navn :	Bengt Kongsvoll	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	April	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7	Lavenergi	7
8	Lavenergi	5,5
9	Lavenergi	5,5
10		
11		
12		
13	Lavenergi	6
14	Lavenergi	6
15	lavenergi	6
16	lavenergi	6
17		
18		
19		
20	Diskusjon	8,5
21	diskusjon/konklusjon	10
22	diskusjon/konklusjon	6
23	diskusjon/konklusjon	6
24	diskusjon/konklusjon	6
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		78,5

Timer		
Navn :	Solomon	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mai	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Jordskjelv	6
7	Jordskjelv	6
8	Jordskjelv	6
9		
10		
11	Jordskjelv	6,5
12	Kompletering	5
13	Kompletering	5
14	Kompletering	5
15	Kompletering	5
16		
17		
18	Klargjøring til fremføring	5
19	Klargjøring til fremføring	5
20	Klargjøring til fremføring	5
21	Klargjøring til fremføring	5
22	Klargjøring til fremføring	5
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		69,5

Timer		
Navn :	Dan Marius Stålerød	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mai	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Kompletering	6
7	Kompletering	6
8	Kompletering	6
9		
10		
11	Vedlegg	6,5
12	Kompletering	5
13	Kompletering	5
14	Kompletering	5
15	Kompletering	5
16		
17		
18	Klargjøring til fremføring	5
19	Klargjøring til fremføring	5
20	Klargjøring til fremføring	5
21	Klargjøring til fremføring	5
22	Klargjøring til fremføring	5
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		69,5

Timer		
Navn :	Hans Christian Giske	
Prosjekt :	Bacheloroppgave Borgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mai	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Robot/Jordskjelv	6
7	Robot/Jordskjelv	6
8	Robot/Jordskjelv	6
9		
10		
11	Robot/Jordskjelv	6,5
12	Revit	5
13	kompletering	5
14	kompletering	5
15	kompletering	5
16		
17		
18	Klargjøring til fremføring	5
19	Klargjøring til fremføring	5
20	Klargjøring til fremføring	5
21	Klargjøring til fremføring	5
22	Klargjøring til fremføring	5
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		69,5

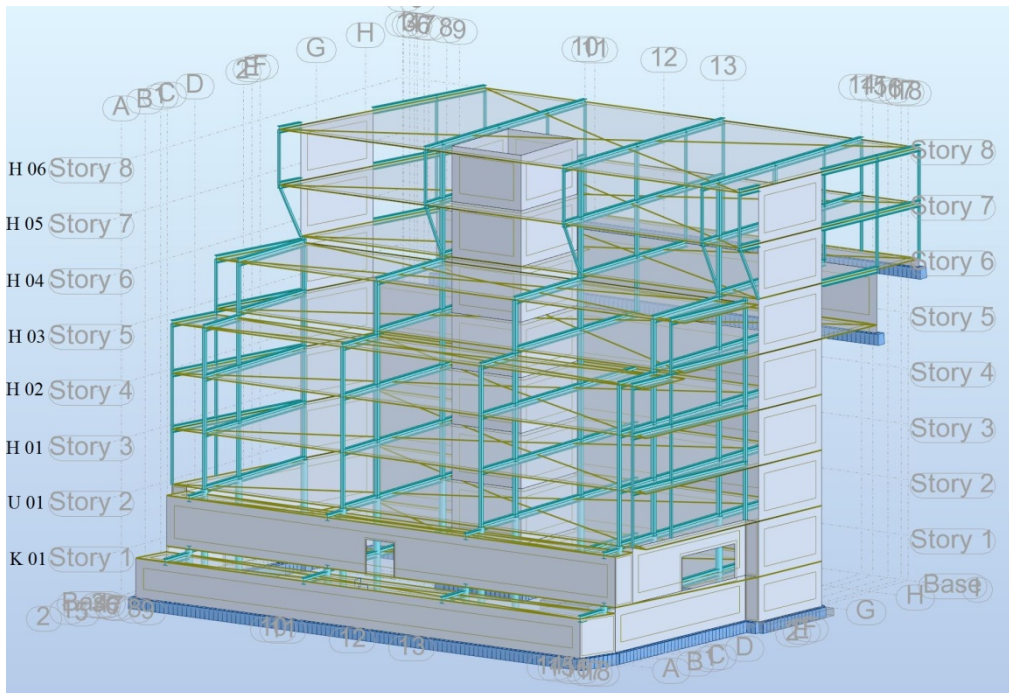
Timer		
Navn :	Bengt Kongsvoll	
Prosjekt :	BacheloroppgaveBorgundveien 151-153	
År :	2015	
Mnd :	Mai	
Dag	Beskrivelse av aktivitet	Sum timer
1		
2		
3		
4		
5		
6	Kompletering	6
7	Kompletering	6
8	Kompletering	6
9		
10		
11	Sammendrag	5,5
12	Kompletering	5
13	Kompletering	5
14	Kompletering	5
15	Kompletering	5
16		
17		
18	Klargjøring til fremføring	5
19	Klargjøring til fremføring	5
20	Klargjøring til fremføring	5
21	Klargjøring til fremføring	5
22	Klargjøring til fremføring	5
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
Sum timer denne måneden		68,5

Timeliste

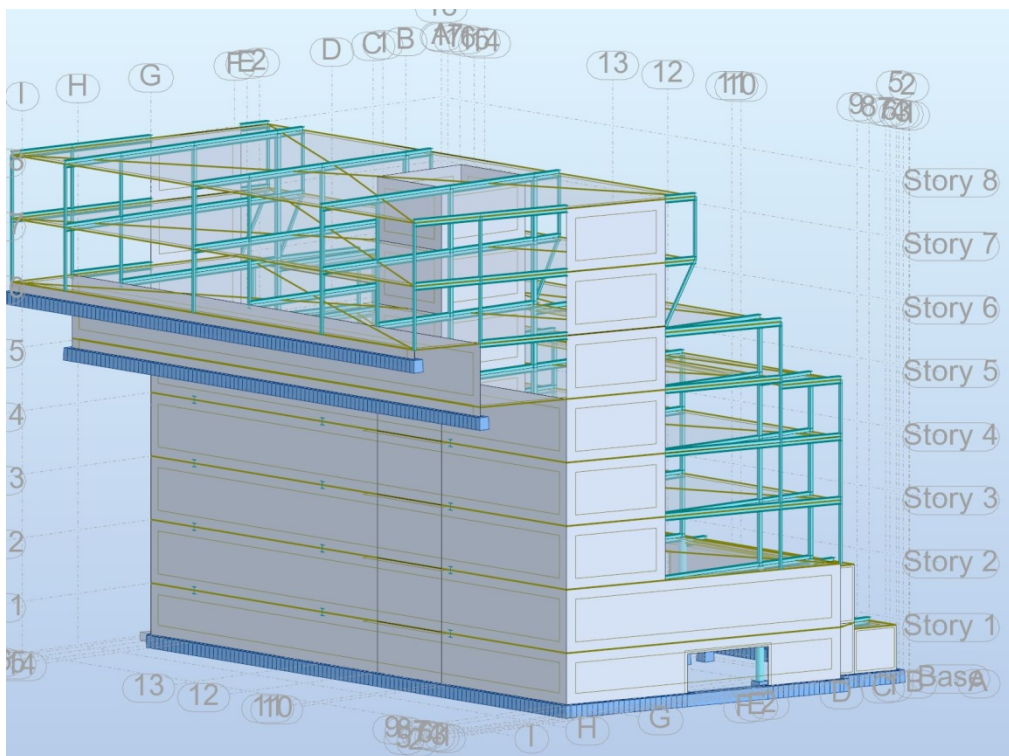
Bachelorprosjekt

Navn :	Gruppe 6		
Prosjekt :	Bacheloroppgave Borgundveien 151-153		
År	2015		
Mnd			Sum timer
Januar			304,5
Februar			416,5
Mars			376,5
April			340,5
Mai			277
	Sum timer	2015	1715

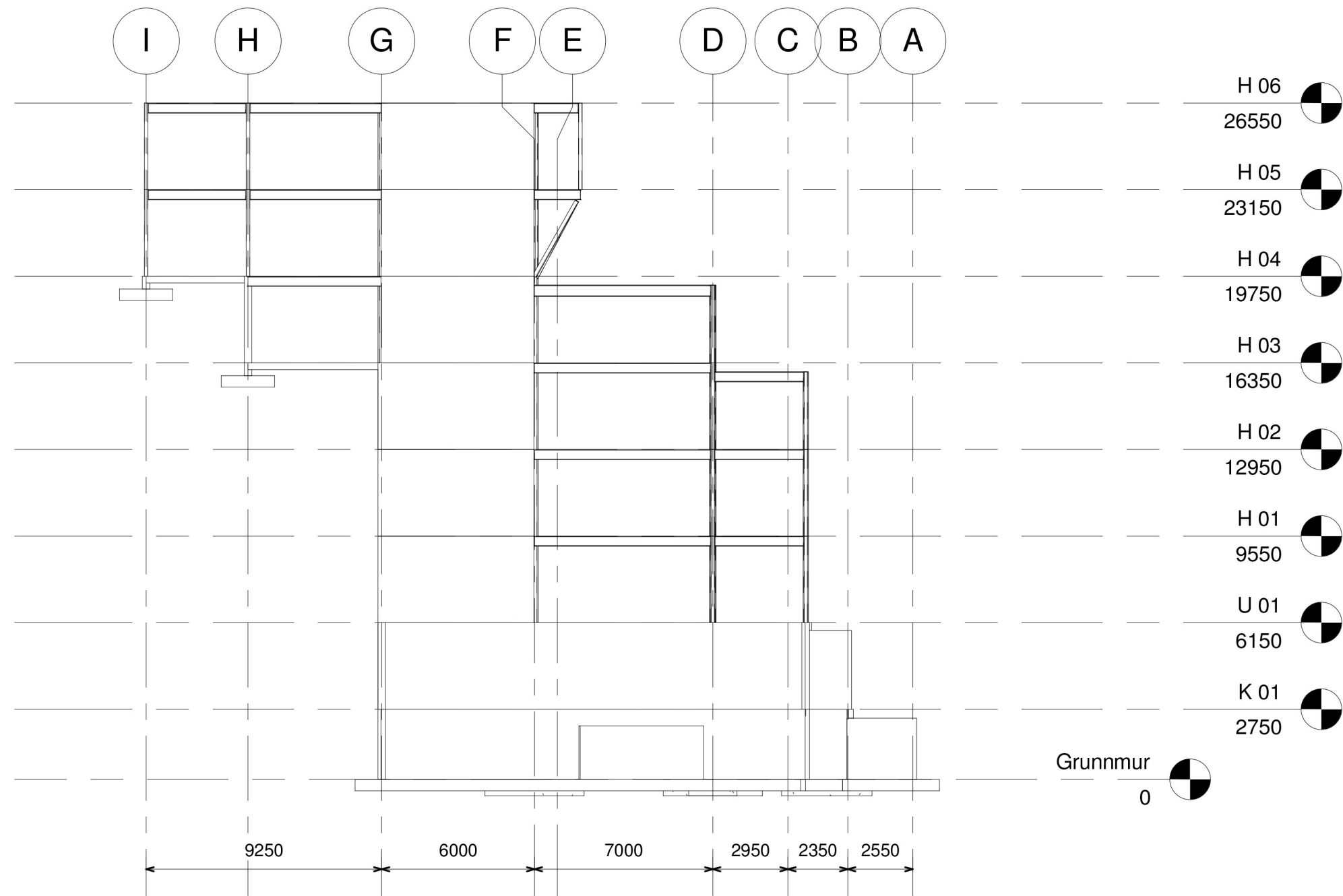
12.3 3D MODELL



Robot definerer egne aksestystem som er vanskelig å modifisere, på 3d modellen er Story 8 lik H 06.



12.4 Snitt og plantegninger



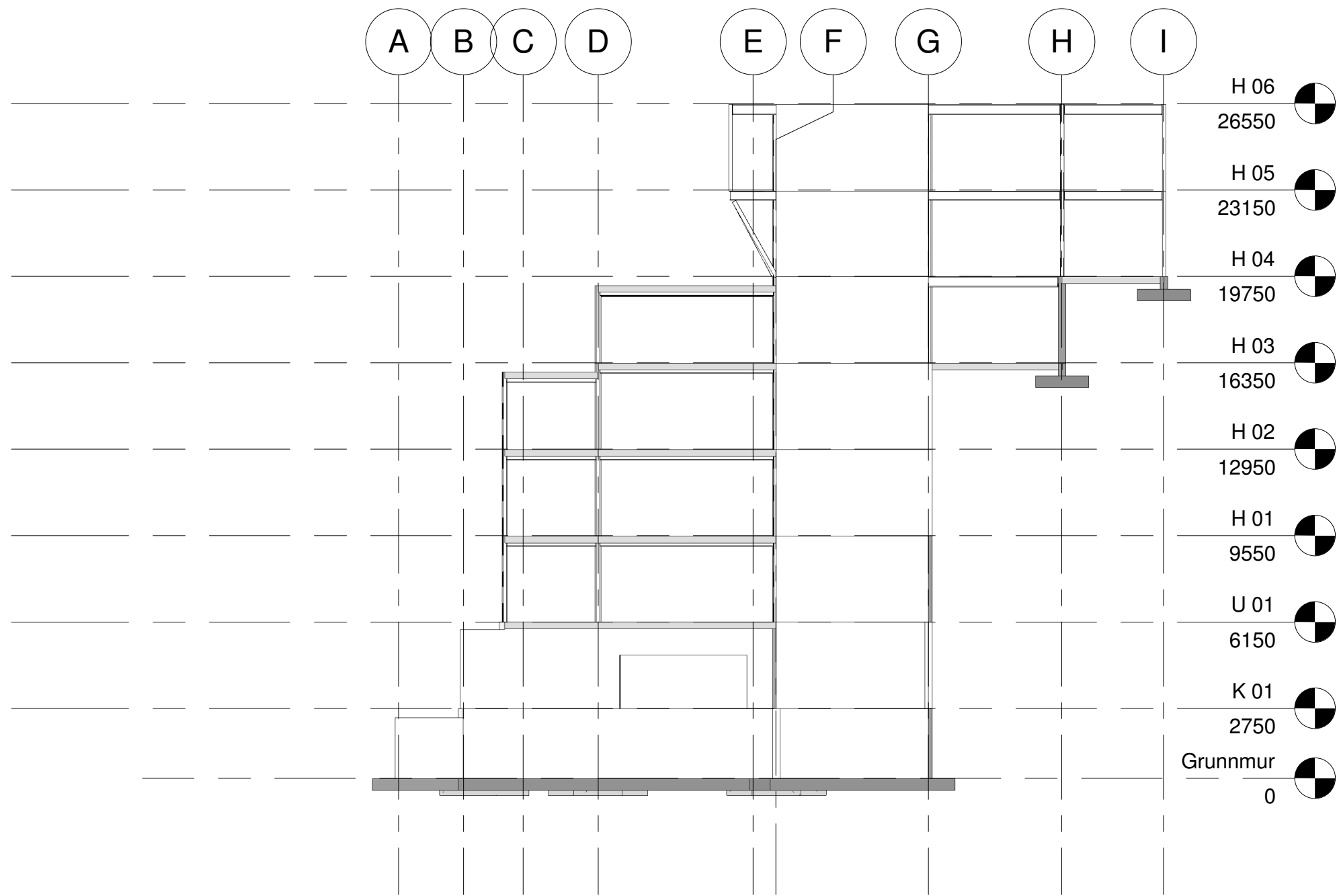
1 Vest
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

Hials
Borgundveien 151/153

Vest		S.3
Prosjekt nummer	153	
Dato	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 200



1 Øst
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

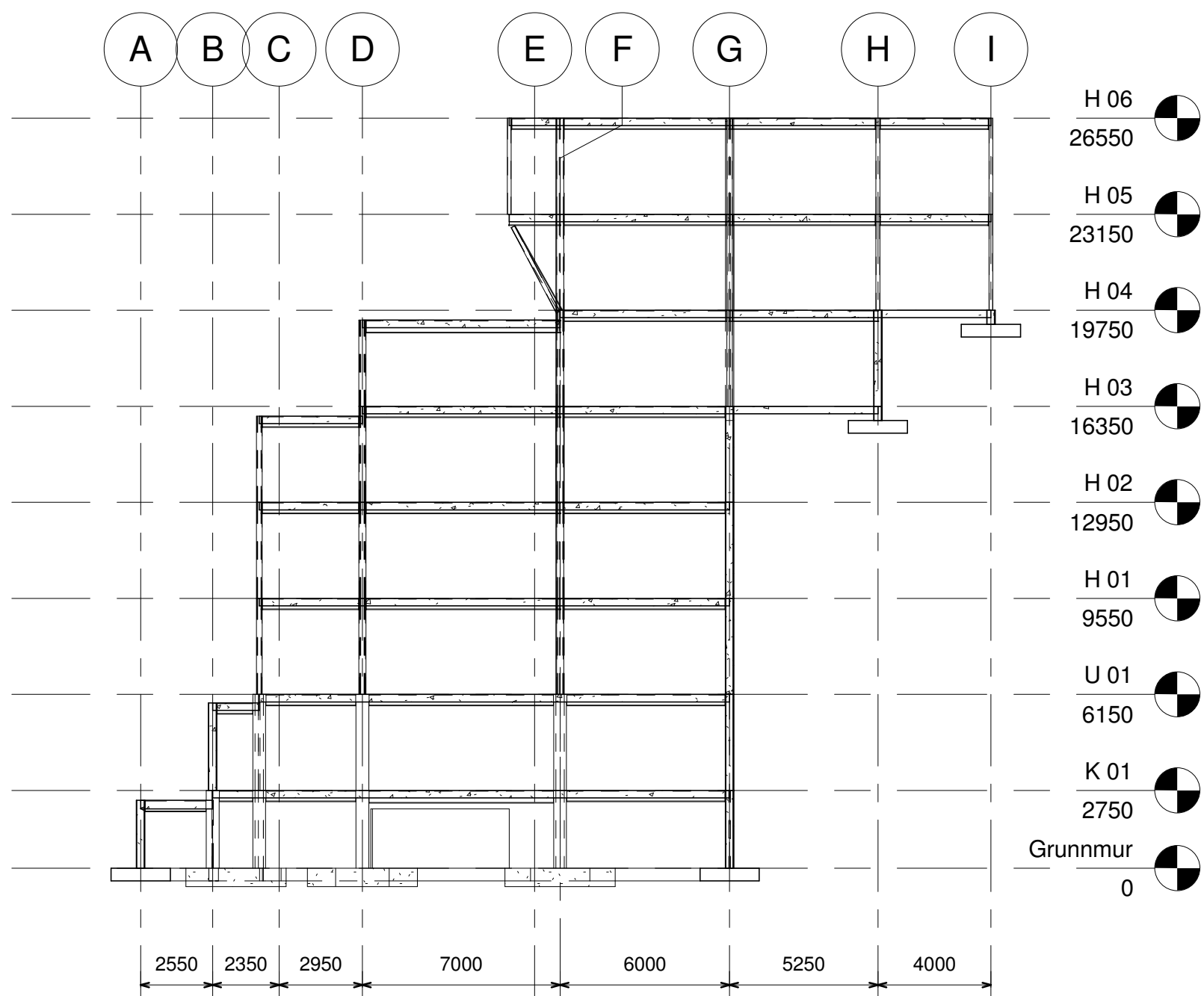
Hials
Borgundveien 151/153

Øst

Prosjekt nummer	153
Dato	Issue Date
Drawn by	Gruppe 6
Checked by	Gruppe 6

S.2

Scale 1 : 200



1 Snitt
1 : 200



BD
HS

No.	Beskrivelse	Dato

Hials

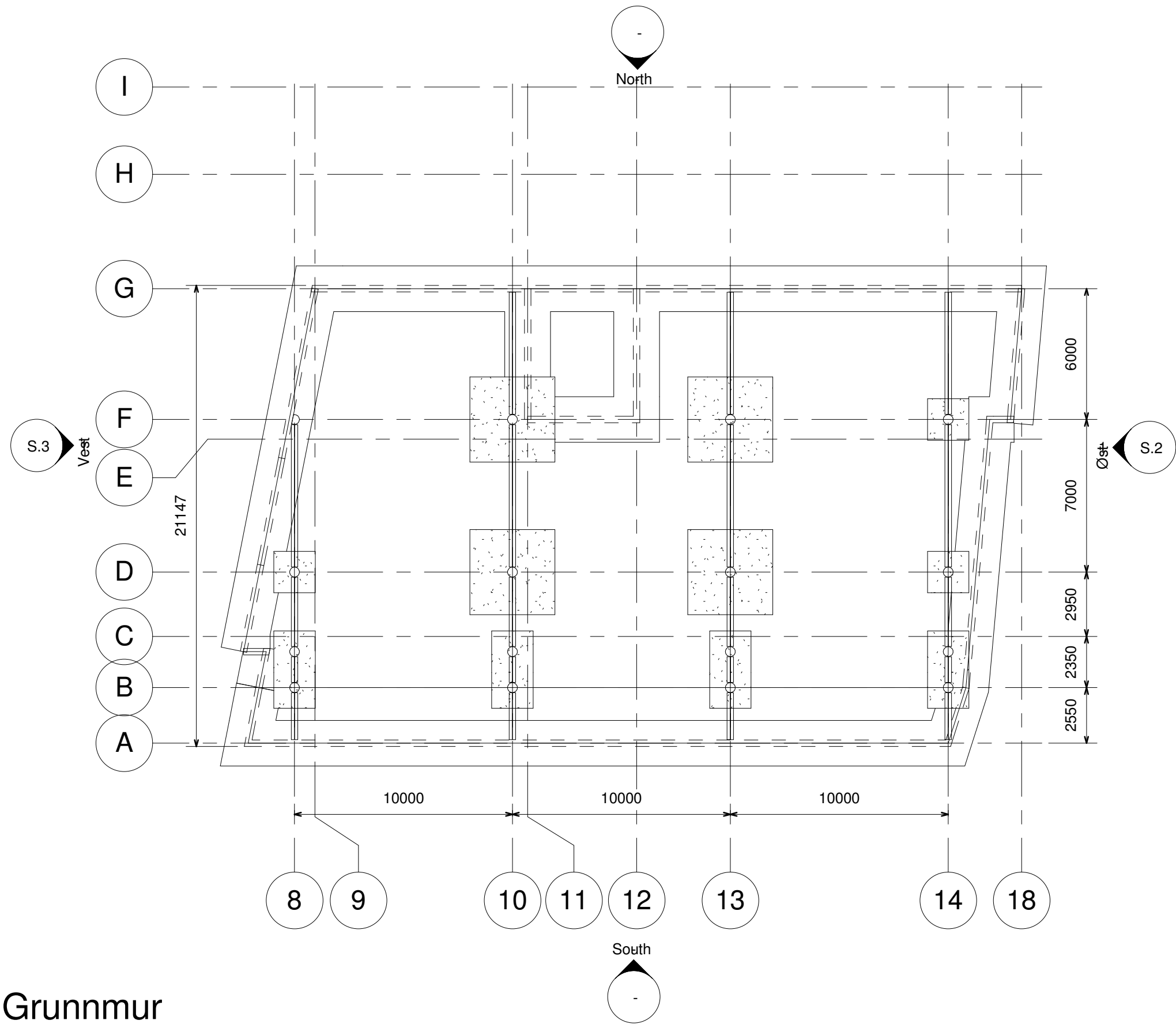
Borgundveien 151/153

Snitt

Prosjekt nummer	153
Dato	Issue Date
Drawn by	Gruppe 6
Checked by	Gruppe 6

S.1

Scale 1 : 200



1 Grunnmur
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

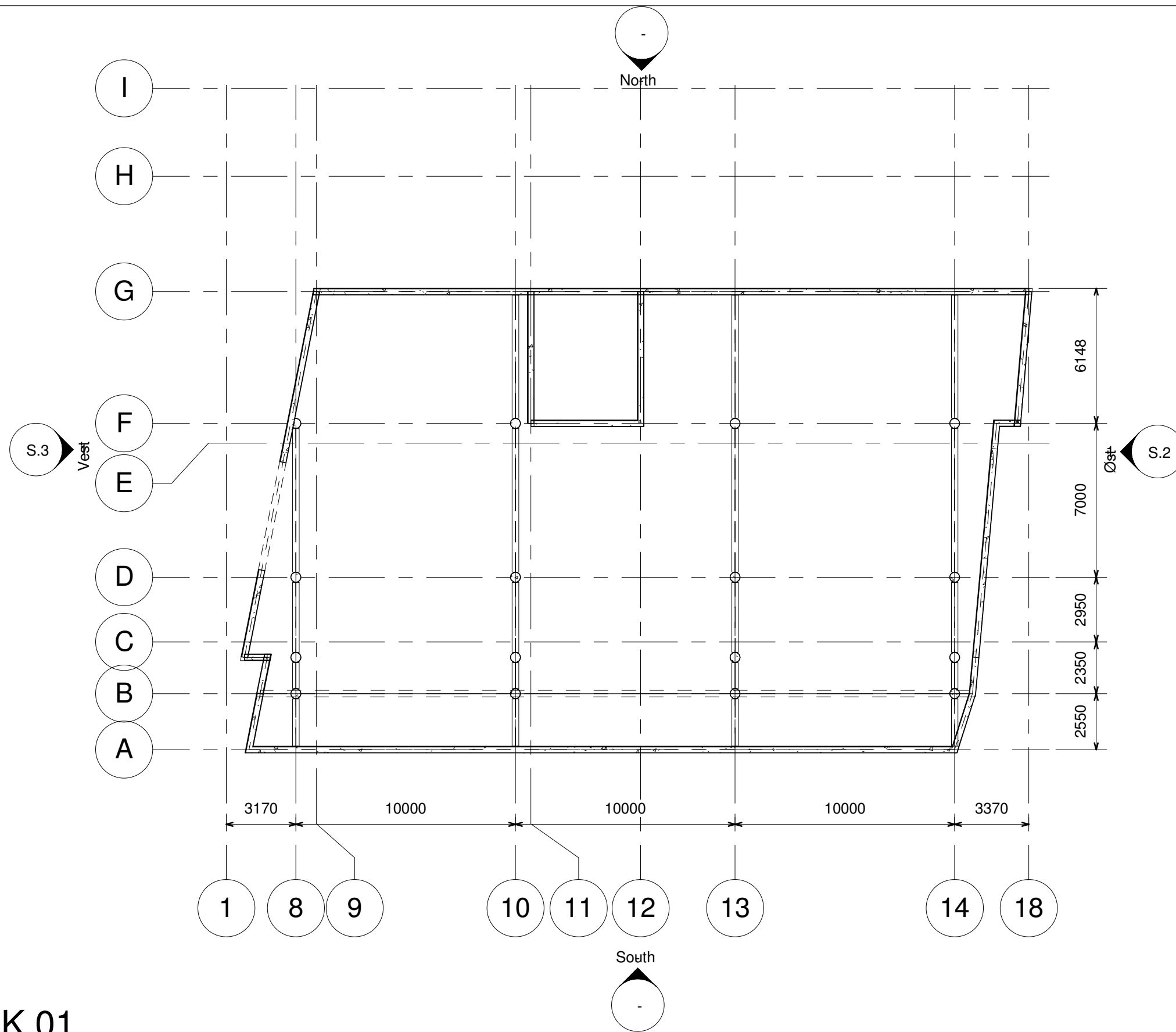
Hials
Borgundveien 151/153

Grunnmur

Prosjekt nummer	153
Dato	Issue Date
Drawn by	Author
Checked by	Checker

S.4

Scale 1 : 200



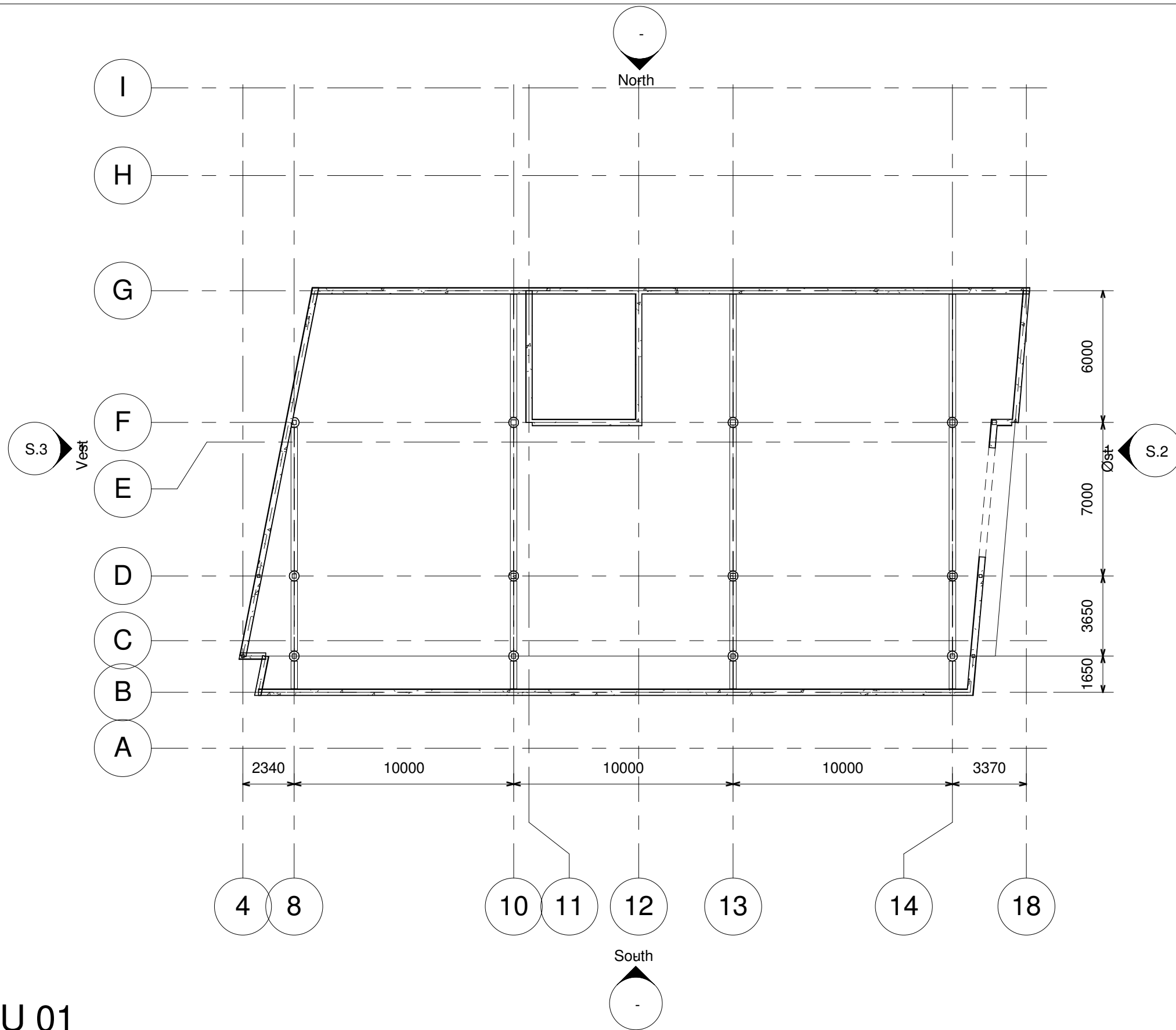
1 K 01
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

Hials
Borgundveien 151/153

K 01		S.5
Prosjekt nummer	153	
Dato	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 200



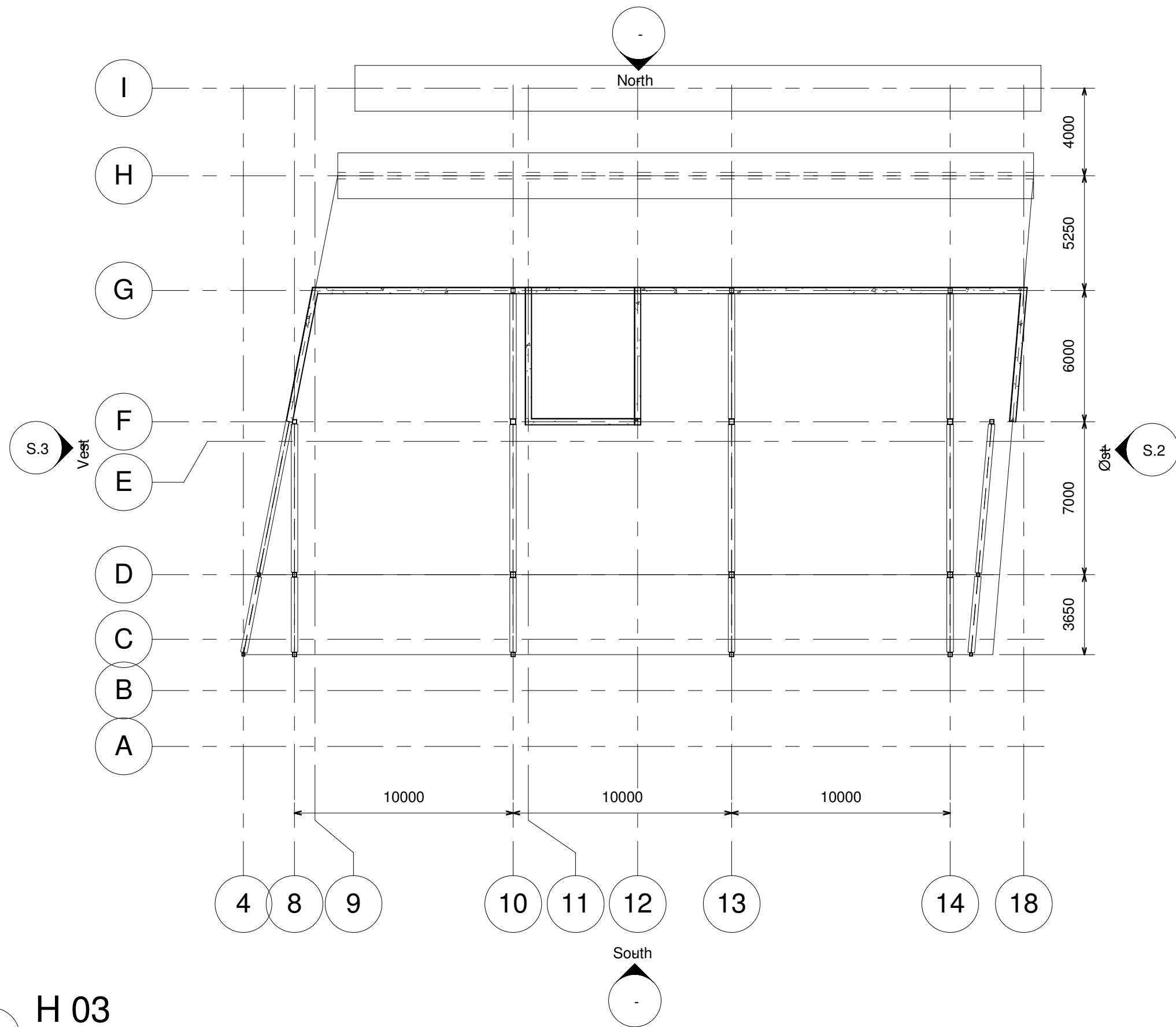
1 U 01
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

Hials
Borgundveien 151/153

U 01		S.6
Prosjekt nummer	153	
Dato	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 200



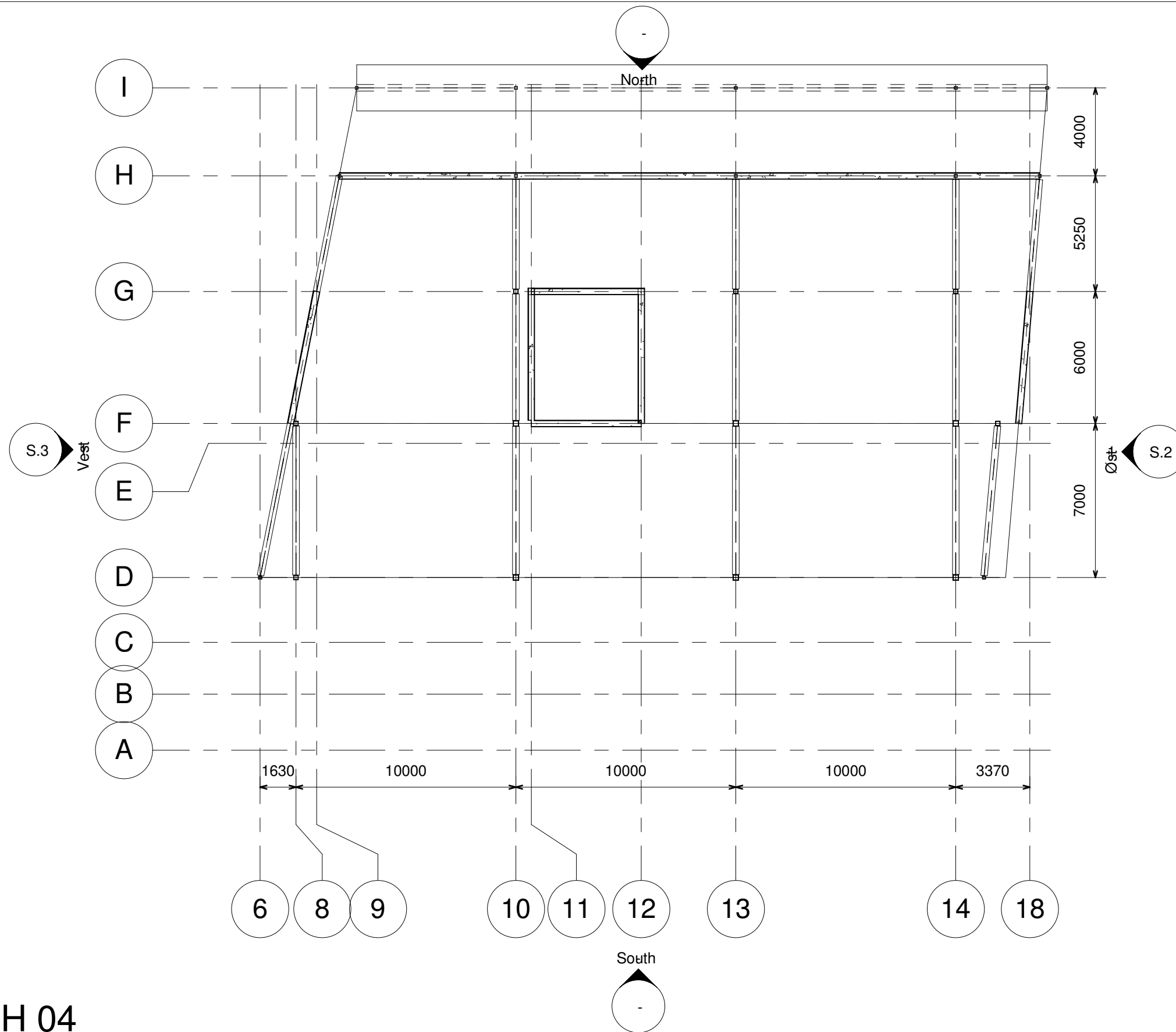
1 H 03
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

Hials
Borgundveien 151/153

H 03		S.7
Prosjekt nummer	153	
Dato	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 200



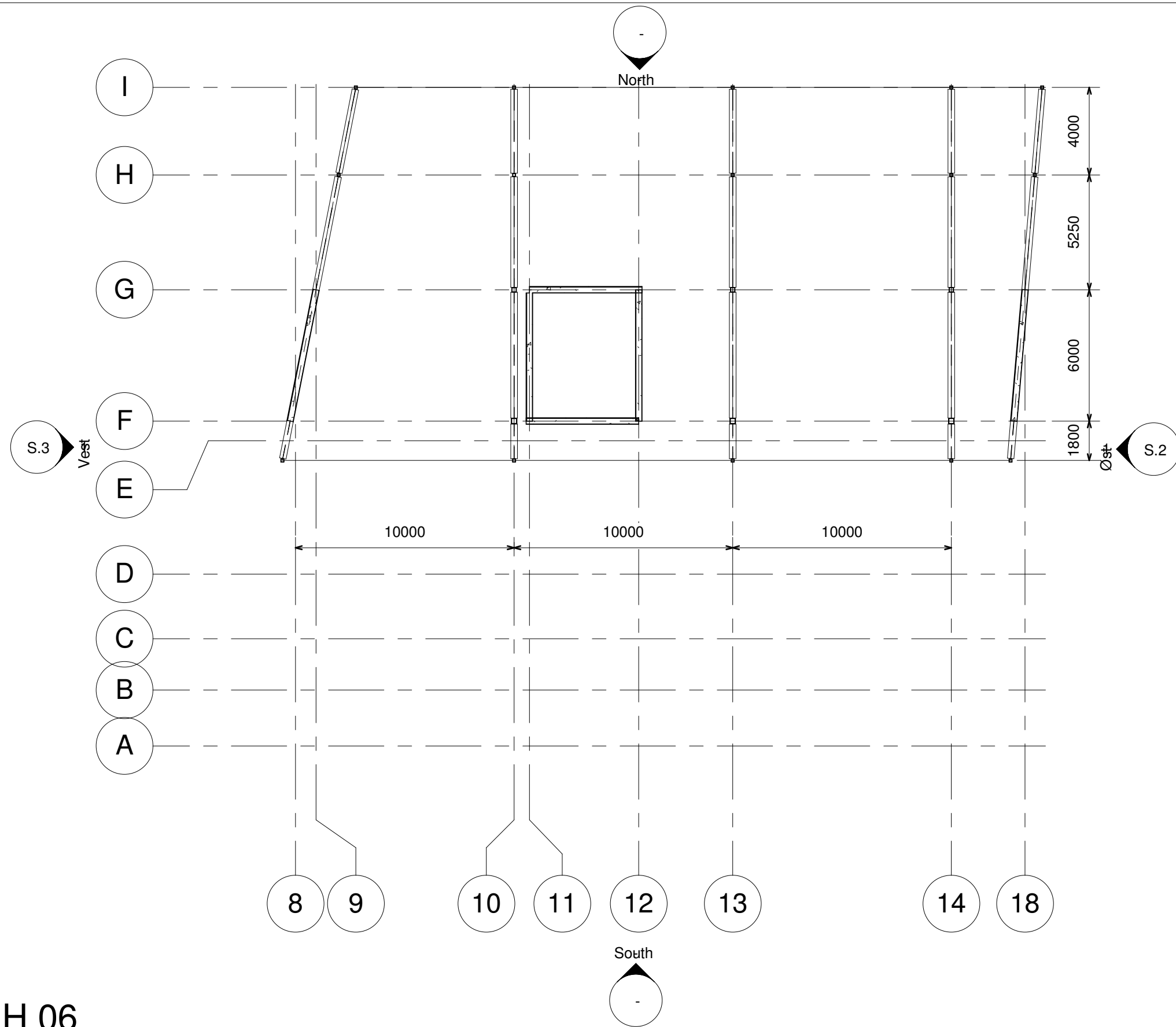
1 H 04
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

Hials
Borgundveien 151/153

H 04		S.8
Prosjekt nummer	153	
Dato	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 200



1 H 06
1 : 200



No.	Beskrivelse	Dato

Hials
Borgundveien 151/153

H 06		S.9
Prosjekt nummer	153	
Dato	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 200

12.5 EGENVEKT PÅ KOMPONENTER

Konstruksjonsdel	Materiale	Tyngdetetthet kN/m ³	Tykkelse i m	Egenlast kN/m ²	Nyttelast kN/m ²	Smålast kN/m ²	Samlet	
TV1 (Blindingsverk av I-profiler)	innvendig platekledning	9	0,013	0,117				
	Påføring	5	0,05	0,03				
	dampspærre			0,002				
	I-profil av tre	5	0,24	0,144				
	Isolasjon	0,3	0,29	0,087				
	Utvendig vindspærreplate	9	0,0095	0,0855				
	Utvendig lekter til lufting	5	0,023	0,0155				
Aquapanel			0,0125	0,16			0,6255	
Totalt				0,6255			0,6255	
Kompakte tak	Hulldekke(fuget)		0,265	3,95				
	dampspærre			0,002				
	Isolasjon	0,5	0,35	0,175				
	Takfolie(Proan)			0,03				
	Nedhengt himling			0,15				
Totalt				4,307		2,4	6,707	
Lett-tak	Element			0,5				
	nedhengt himling			0,15				
Totalt				0,65		2,4	3,05	
Veranda (HD-265)	Hulldekke(fuget) trekkes fra i tabell		0,265	3,95				
	dampspærre			0,002				
	Isolasjon	0,5	0,35	0,175				
	Takfolie(Proan)			0,03				
	Glidesjikt			0,03				
	Påstøp	25	0,07	1,75				
	Flis			0,5				
	Nedhengt himling			0,15				
	Totalt				6,557	4		10,557
	BV 1 K01 (betongvegg 0,25m)	Armert betongvegg	25	0,25	6,25			
	Isolasjon (kontinuerlig)	0,5	0,1	0,05				
Totalt				6,3			6,3	
BV 2 U01 (betongvegg 0,2m)	Armert betongvegg	25	0,2	5				
	Isolasjon (kontinuerlig)	0,5	0,25	0,125				
	Totalt			5,125			5,125	
BV 3 (betongvegg 0,2m)	Armert betongvegg	25	0,2	5				
	Utforing i tre	5	0,3 (12%)	0,18				
	Isolasjon (utforet)	0,5	0,3 (88%)	0,132				
	Totalt			5,312			5,312	
Dekke mellom boenheter	Hulldekke (fuget)		0,265	3,95				
	Isolasjon (trinnydplate)	1,6	0,023	0,368				
	Himling			0,15				
	Påstøp	25	0,08	2				
	Totalt				6,468	2		8,468
Dekke mellom bolig garasje	Hulldekke (fuget)		0,265	3,95				
	Himlin og isolasjon (hengt under HD)			0,3				
	Isolasjon (trinnydplate)	1,6	0,023	0,368				
	Påstøp	25	0,08	2				
Totalt				6,57	2		8,57	
Dekke mellom garasje	Hulldekke (fuget)		0,265	3,95				
	Påstøp	25	0,05	1,25				
	Totalt			5,2		2,5	7,7	

12.6 SNØLAST

Fremgangsmåten for å finne frem til snølast på tak, er beskrevet i Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster, snølast.

Verdier i Ålesund:

- $S_{k0} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (karakteristisk snølast på mark)
- $H_g = 150\text{m}$ (høydegrensen)

Snølast på tak beregnes ut av formelen:

- $s = \mu C_e C_t S_k$

S = snølast på tak per m^2 horisontalprojeksjon

μ = formfaktoren

C_e = eksponeringsfaktoren

C_t = termisk faktor

S_k = karakteristisk snølast på mark på byggestedet

$\mu = 0,8$ Tabell 5: 2 (Flatt tak)

$C_e = 1,0$ Tabell NA.5.1 (Normal toppografi)

$C_t = 1,0$ Termisk transmisjon mindre en $1 \text{ W/m}^2\text{K}$

$S_k = S_{k0}$ Høyden H er mindre eller lik høydegrensen H_g

$S = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 3,0 = 2,4 \text{ kN/m}^2$

Data hentet fra (305)

12.7 VINDLAST

Forenklet metode (19):

Referansevindhastigheten V_0 i Ålesund er 29 m/s

Byggets grunnmur ligger 30 m over havet.

Fjellet i bakkant er 145 m høyt.

Bygget ligger 500 m i luftlinje fra toppen (x)

Bredde på bygget 34 m

Høyde på bygget 27 m

Bygget er lokalisert i en ås. Åsens høyde i dette vindvektorplanet er $H = 145\text{m}$ og $L_H = 400\text{m}$ (figur 2). Hastighetstrykket i høyden $z = 27\text{ m}$ over terrenget i punktet hvor bygget skal oppføres.

Bygget ligger i Ålesund og det antas terrengruhet lik III

$$k_r = 0,22$$

$$Z_0 = 0,3\text{ m}$$

$$Z_{min} = 8\text{m}$$

Basisvindhastigheten V_b

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times C_{alt} \times C_{prop} \times V_{b,0}$$

$$C_{dir} = 1,0 \text{ (retningsfaktoren)}$$

$$C_{season} = 1,0 \text{ (Årstidsfaktoren, bygget står hele året)}$$

$$C_{prop} = 1,0 \text{ (Returperioden er 50 år)}$$

$$C_{alt} = 1,0 \text{ (} V_{b,0} < 30\text{m/s)}$$

$$V_b = V_{b,0} = 29\text{ m/s}$$

Fra tabell 2:

$$a = 3$$

$$\Delta S_{z,maks} = 2H/L_H \text{ der } 2H/L_H = 290/400 = 0,725$$

$$k_{virk} = 1,5$$

For å finne terrengformfaktoren c_0 for byggestedet bruker vi: (19)

$$c_0 = 1 + \Delta S_{z,maks} * \left[\frac{B/L_0}{B/L_0 + 0,4} \right] * \left[1 - \left[\frac{|x|}{k_{virk} * L_H} \right] \right] * e^{-\left(\frac{a*z}{L_H}\right)}$$

Siden åsen bak bygget er langstrakt betraktes den som en todimensjonal (lang) ås. Som fører

til at leddet $\left[\frac{B/L_0}{B/L_0 + 0,4} \right] = 1,0$

$$c_0 = 1 + 0,725 * [1] * \left[1 - \left[\frac{|500|}{1,5 * 400} \right] \right] * 0,8167 = 1,0987$$

Turbulensintensiteten

$$I_v = \frac{1}{\ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) * c_0} = \frac{1}{\ln\left(\frac{27}{0,3}\right) * 1,0987} = 0,2022$$

Ruhetsfaktoren

$$C_r(Z) = k_r * \ln(Z/Z_0) = 0,22 * \ln(27/0,3) = 0,99$$

$$v_p = c_r * c_0 * v_b \sqrt{1 + 7I_v} = 0,99 * 1,0987 * 29 \sqrt{1 + 7 * 0,2022} = 49,02 \text{ m/s}$$

Vindkasthastighetstrykket

$$q_p = 0,625 * v_p^2 = 0,625 * 49,02^2 = 1502 \text{ N/m}^2 = 1,502 \text{ kN/m}^2$$

Vindretning fra Y-retning (Vedlegg 7 figur 3):

$$h \leq b = 27\text{m} \leq 35\text{m}:$$

$$Z_e = h = 27\text{m}$$

$$\text{Sone 1: Hastighetstrykk } q_p = 1,502 \text{ kN/m}^2$$

Vindretning fra X-retning (Vedlegg 7 figur 3 og 4):

$$b \leq h \leq 2b = 16\text{m} \leq 27\text{m} \leq 32\text{m}$$

$$Z_e = h = 27\text{m}$$

$$Z_e = b = 16\text{m}$$

$$\text{Sone 1: Hastighetstrykk } q_p = q_{p0} = k_w * V_{REF}^2 = 1,32 * 29^2 = 1110 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Sone 2: Hastighetstrykk } q_p = q_{p0} = k_w * V_{REF}^2 = 1,56 * 29^2 = 1312 \text{ N/m}^2$$

Formfaktor med vind Y-retning:

$$b = 34\text{m}$$

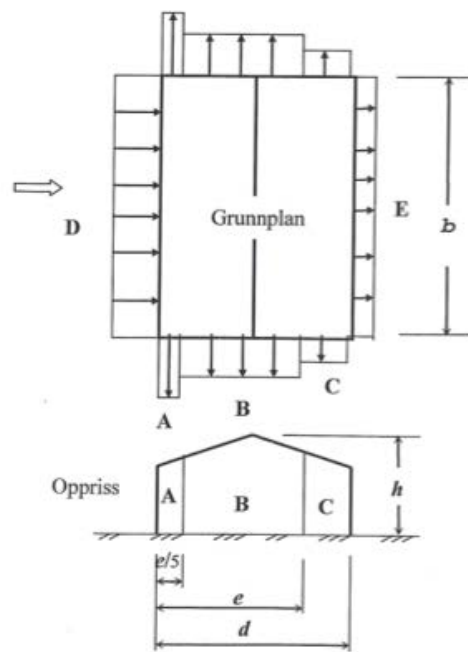
$$h = 27\text{m} \text{ (sone D)} \quad h = 7\text{m} \text{ (sone E)}$$

$$d = 16\text{m}$$

$$e = 34\text{m}$$

$$h/d = 1,69 \text{ (sone D)} \quad h/d = 0,44 \text{ (sone E)}$$

$$A \geq 10\text{m}^2 \text{ s\aa vi bruker } c_{pe,10}$$



Figur 1 (19)

Tabell 1 (19)

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
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3

Formfaktor for sone E: $c_{pe,10E} = -0,42$ (intepolert)

Formfaktor for sone D: $c_{pe,10D} = 0,8$

Nettotrykk $c_{pe,10D} - c_{pe,10E} = 1,22$ (i de to øverste etasjene)

Formfaktor med vind X-retning:

$b = 16m$
 $h = 27m$
 $d = 34m$
 $e = 16m$
 $h/d = 0,79$

Formfaktor for sone E: $c_{pe,10E} = -0,47$ (intepolert)

Formfaktor for sone D: $c_{pe,10D} = 0,8$

Nettotrykk $c_{pe,10D} - c_{pe,10E} = 1,27$

Linjelast på dekkene: $= q_p * (c_{pe,10D} - c_{pe,10E})h_{etg}$

Vindlast på dekkene i hver etasje fra Y-retning					
Dekke	Vindhastighetstrykk, $q_p \text{ kN/m}^2$	Samlet formfaktor for D og E	Belastet område (m)	Flatelast (kN/m^2)	Linjelast (kN/m)
H07 (tak)	1,5	1,22	2,0	1,83	3,66
H06	1,5	1,22	3,4	1,83	6,22
H05	1,5	0,8	3,4	1,20	4,08
H04	1,5	0,8	3,4	1,20	4,08
H03	1,5	0,8	3,4	1,20	4,08
H02	1,5	0,8	3,4	1,20	4,08
H01	1,5	0,8	3,4	1,20	4,08
U01	1,5	0,8	3,4	1,20	4,08

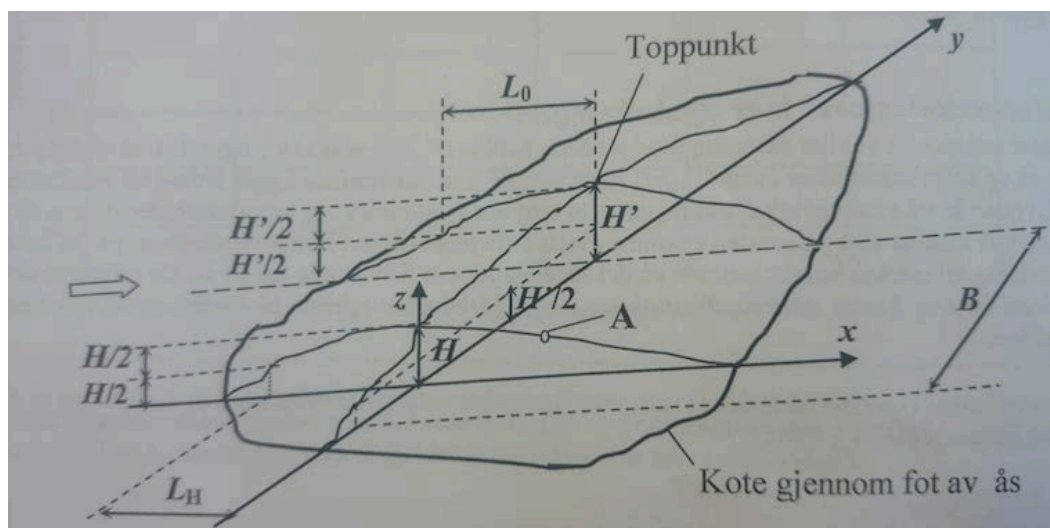
Vindlast på dekkene i hver etasje fra x-retning					
Dekke	Vindhastighetstrykk, $q_p \text{ kN/m}^2$	Samlet formfaktor for D og E	Belastet område (m)	Flatelast (kN/m^2)	Linjelast (kN/m)
H07 (tak)	1,3	1,27	2,0	1,65	3,30
H06	1,3	1,27	3,4	1,65	5,61
H05	1,3	1,27	3,4	1,65	5,61
H04	1,3	1,27	3,4	1,65	5,61
H03	1,1	1,27	3,4	1,40	4,75
H02	1,1	1,27	3,4	1,40	4,75
H01	1,1	1,27	3,4	1,40	4,75
U01	1,1	1,27	3,4	1,40	4,75

Tabell 2 (19)

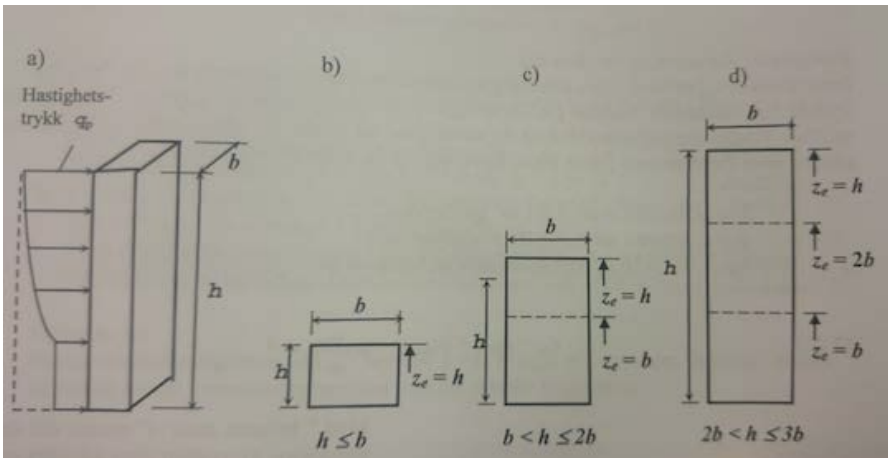
Topografi	$\Delta S_{z,maks}$	a	k_{virk}	
			$x < 0$	$x > 0$
Ås	$2H/L_H$	3	1,5	
Skråning	$1,8H/L_H$	2,5	4	

For $H/L_H > 0,5$ innsettes her $H/L_H = 0,5$

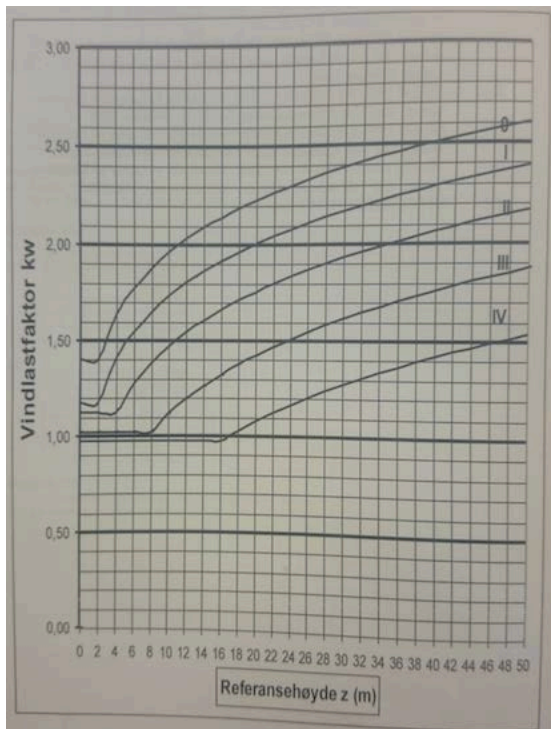
Figur 2 (19)



Figur 3 (19)



Figur 4 (19)



12.8 SKJEVSTILLINGSLAST

Startverdien for global skjevstilling (20).

$$\emptyset = \emptyset_0 \alpha_h \alpha_m$$

\emptyset_0 er basisverdien: $\emptyset_0 = 1/200$

α_h er reduksjonsfaktoren for høyde h gjeldende for søyler

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ men } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h er konstruksjonens høyde i meter

α_m er reduksjonsfaktoren for antallet søyler i en rad: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$

m er antallet søyler i en rad der bare de søylene som bærer en vertikal last N_{Ed} som ikke er mindre enn 50 % av gjennomsnittsverdien av søylelasten i det aktuelle vertikale planet, er medregnet

Basisverdien	$\emptyset_0 = 1/200$
Konstruksjonens høyde	$h = 27m$
	$\alpha_h = 0,67$
Antall søyler i en rad (H03 akse 3-3)	$= 3$
	$\alpha_m = 0,82$
Antall søyler i en rad (bruker H03 akse I-I)	$= 4$
	$\alpha_m = 0,79$
Startverdien for global skjevstilling	$\emptyset = 0,0027$ (Y-retning)
	$\emptyset = 0,0026$ (X-retning)

Areal og last påvirket av skjevstilling:

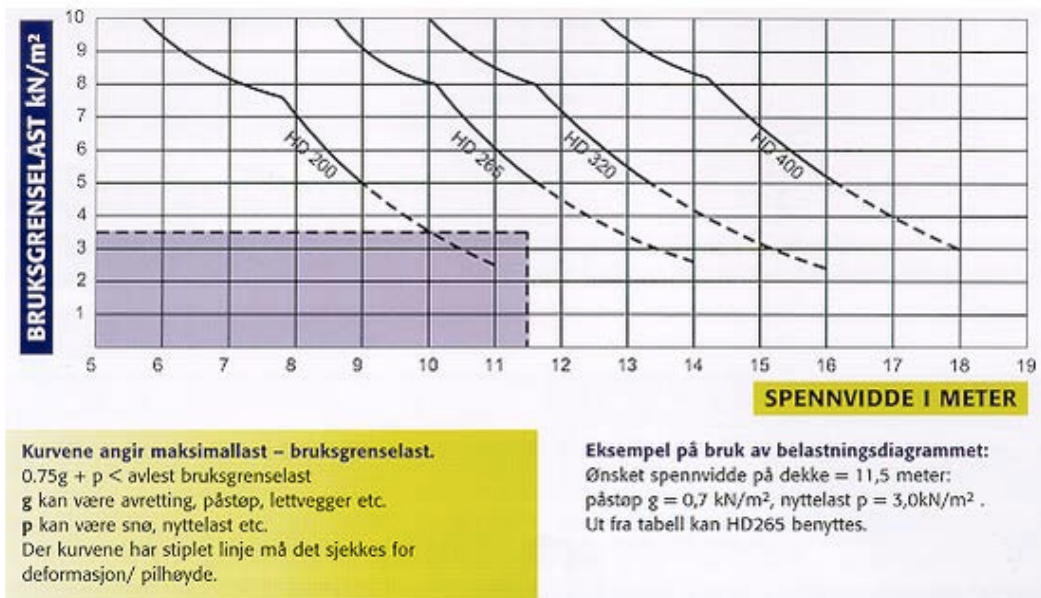
Etasje	Areal m^2	Egenlast g_k (kN/m^2)	Nyttelast q_k (kN/m^2)	Snølast $q_{snø}$ (kN/m^2)
U01	678	5,2	2,5	
H01	600	6,57	2	
H02	533	6,47	2	
H03	533	6,47	2	
H04	533	6,47	2	
H05	322/238	6,47/6,56	2/4	
H06	458	6,46	2	
H07	458	0,65		2,4

Last:

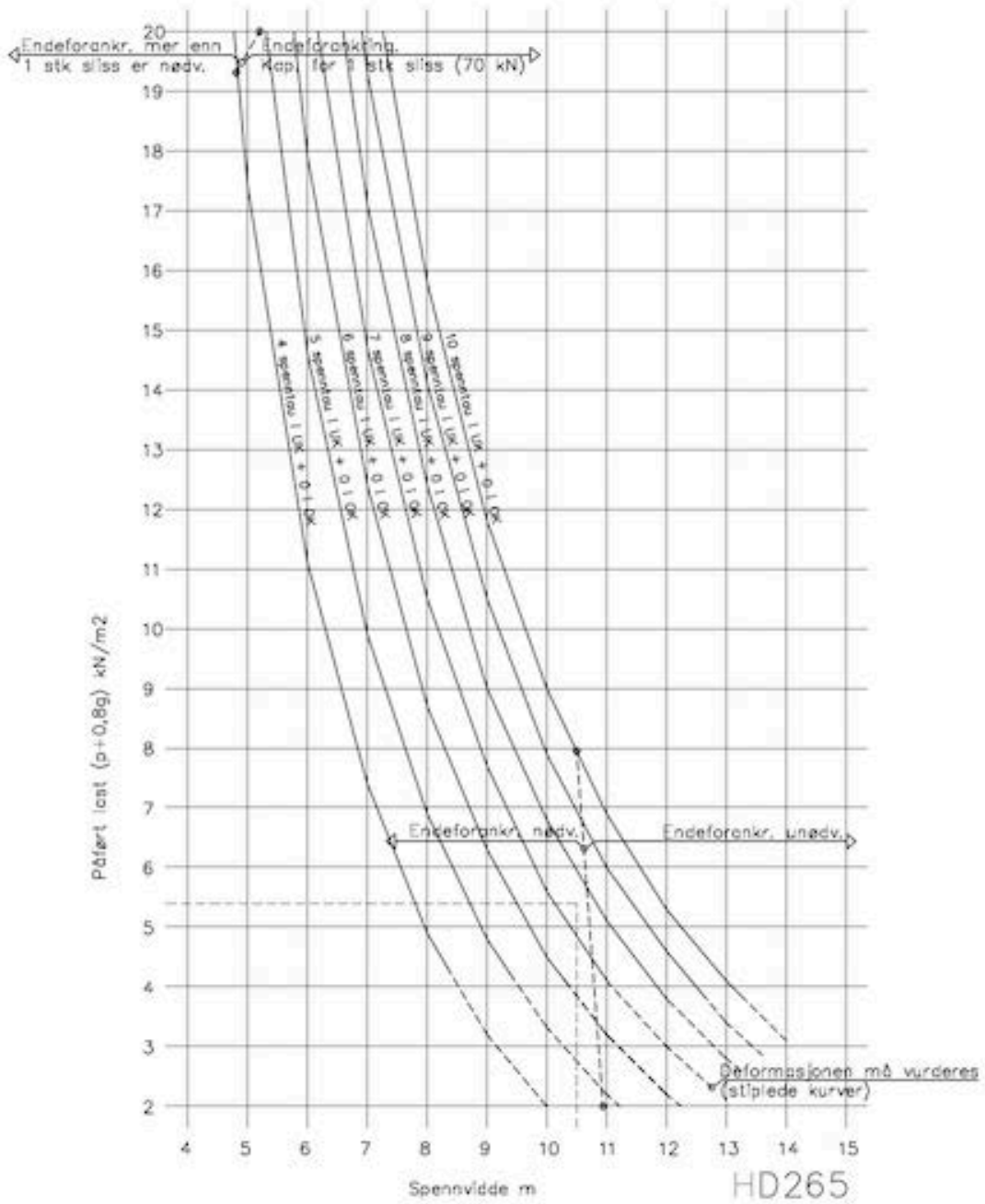
Etasje	$H_g = \emptyset \times g_k \times A$ kN	$H_q = \emptyset \times q_k \times A$ kN	Last per m dekkekant (kN/m)
U01 (Y-retning)	9,51	4,58	0,41
H01 (Y-retning)	10,64	3,24	0,41
H02 (Y-retning)	9,31	2,88	0,36
H03 (Y-retning)	9,31	2,88	0,36
H04 (Y-retning)	9,31	2,88	0,36
H05 (Y-retning)	9,83	4,30	0,42
H06 (Y-retning)	7,99	2,47	0,31
H07 (Y-retning)	0,8	2,97	0,11
U01 (X-retning)	9,17	4,4	0,64
H01 (X-retning)	10,25	3,12	0,73
H02 (X-retning)	8,97	2,77	0,73
H03 (X-retning)	8,97	2,77	0,73
H04 (X-retning)	8,97	2,77	0,73
H05 (X-retning)	9,47	4,15	0,82
H06 (X-retning)	7,69	2,38	0,64
H07 (X-retning)	0,77	2,86	0,23

12.9 DIMENSJONERING: HULLDEKKE

Tabell 1 (24)



Tabell 2 (25)



12.10 DIMENSIONERING: STÅLBJELKER

12.10.1 BEREGNINGER FRA PEIKKO

D26400

Peikko Finland OY Deltabeam Licence valid until end of May 2015. (Valid for 3 months)
Dimensioneringsprogram för Deltabalkar 18/02/2015
WinDelta version 2.50(10.05.2012) sidan 1

Projekt: Skoleoppgave Projektnummer:
Byggsadress:
Dimensionerad av: ME

Material data:

E-modul för fogbetong	30236 MPa	E-modul för stål	210000 MPa
Kubhållfasthet för fogbetong	30 MPa	Sträckgräns för toppplåt	355 MPa
E-modul för ytbetong	30236 MPa	Sträckgräns för bottenplåt	355 MPa
Kubhållfasthet för ytbetong	30 MPa	Sträckgräns för upplagsfläns och liv	355 MPa
Krytpal för fogbetong/ytbetong	1.5/2.5	Sträckgräns för armering	500 MPa

Partialkoefficienter och nedböjningsbegränsningar:

Egenvikt	1.2	Fogbetong	1.5
Nyttig last	1.5	Ytbetong	1.5
Långtidslast	L/ 300	Armering	1.15
Korttidslast	L/ 300	Stål i Deltabalk	1.1
Total nedböjning	L/ 250	Total nedböjning/Brandklass R90	L/ 30

BJÄLKLAGSDATA:

2a32 armeringsstjärn 5.0m

Balk Bjelke 1		Bjelke 1	
1		2	
7. m			
Vänster bjälklag		Höger bjälklag	
Balkavstånd	10000/ 10000 mm	Balkavstånd	10000/ 10000 mm
Egenvikt, g	4. kN/m ²	Egenvikt, g	4. kN/m ²
Egenvikt/ytbetong, g2	2.6 kN/m ²	Egenvikt/pågjuten betong, g2	2.6 kN/m ²
Nyttig last, q	2. kN/m ²	Nyttig last, q	2. kN/m ²
Långtidsdel i q	30 %	Långtidsdel i q	30 %
Bredd på medverkande tryckzon	1200 mm	Total höjd i tvärsnitt	285 mm
Tjocklek på medverkande tryckzon	40 mm	Bredd på medverk. tryckzon/brandfall	400 mm
Tjocklek på pågjuten betong	mm	Nyttig last/brandfall	2. kN/m ²
Tvärsnittsdata och tilläggsdelar		Tvärkraftsförstärkning vid upplag (vänster/höger)	
Balktyp	D26-400-30/20		1:nej, 2:nej
Balkhöjd	285 mm	C-profilens höjd	mm
Topplåt	245 x 30 mm	Topplåtens armering/positiv böjning	2a32 mm ²
Bottenplåt	400 x 20 mm	Topplåtens armering/negativ böjning	mm ²
upplagsflänsar	130 x 20 mm	Bottenplåtens armering/positiv böjning	mm ²
Balkliv	6 mm	Bottenplåtens armering/negativ böjning	mm ²
Brandarmering	4824 mm ²	Eff. top plåt bredd vid stöd	245 mm
Tyngdpunktsavstånd från botten	76 mm		
Kapacitet och motsvarande dimensioneringsvärden (fält, vänster och höger upplag)			
Positiv böjning Mael.Rd+	733.2 kNm	Ma.Ed+	364.4 kNm OK
Neg. böjn. Mael.Rd- (vänster/höger)	733.2/733.2 kNm	Ma.Ed- (vänster/höger)	./. kNm OK
Positiv böjning MRd+	1021.2 kNm	MEd+	702. kNm OK
Neg. böjn. MRd- (vänster/höger)	1021.2/1021.2 kNm	MEd- (vänster/höger)	./. kNm OK
Positiv böjning/brand Mfi.Rd+	604.6 kNm	Mfi.Ed+	540. kNm OK
Neg. böjn./brand Mfi.Rd- (v./h.)	604.6/604.6 kNm	Mfi.Ed- (vänster/höger)	20.2/20.9 kNm OK
Tvärkraftsk. Vael.Rd (vänster/höger)	267.7/267.7 kN	Va.Ed (vänster/höger)	208.6/208.6 kN OK
Tvärkraftsk. VRd (vänster/höger)	611.5/611.5 kN	VEd (vänster/höger)	401.8/401.8 kN OK
Tvärkraftsk./brand Vf.Rd (v./h.)	486.8/486.8 kN	Vf.Ed (vänster/höger)	320.7/320.9 kN OK
Balkens överhöjning	15 mm		
Nedböjning: Egenvikt	13 mm OK		
Nyttig last	5 mm OK		
Totalt	18 mm OK		
Brand	92 mm OK		

Peikko Finland OY Deltabeam Licence valid until end of May 2015. (Valid for 3 months)
 Dimensioneringsprogram för Deltabalkar 18/02/2015
 WinDelta version 2.50(10.05.2012) sidan 1

Projekt: Skoleoppgave Projektnummer:
 Byggsadress:
 Dimensionerad av: ME

Material data:

E-modul för fogbetong	30236 MPa	E-modul för stål	210000 MPa
Kubhållfasthet för fogbetong	30 MPa	Sträckgräns för topplåt	355 MPa
E-modul för ytbetong	30236 MPa	Sträckgräns för bottenplåt	355 MPa
Kubhållfasthet för ytbetong	30 MPa	Sträckgräns för upplagsfläns och liv	355 MPa
Krytpal för fogbetong/ytbetong	1.5/2.5	Sträckgräns för armering	500 MPa

Partialkoefficienter och nedböjningsbegränsningar:

Egenvikt	1.2	Fogbetong	1.5
Nyttig last	1.5	Ytbetong	1.5
Långtidslast	L/ 300	Armering	1.15
Korttidslast	L/ 300	Stål i Deltabalk	1.1
Total nedböjning	L/ 250	Total nedböjning/Brandklass R90	L/ 30

BJÄLKLAGSDATA:

Bjelke 2			
7. m			
1		2	
Balk Bjelke 2			
Vänster bjälklag		Höger bjälklag	
Balkavstånd	10000/ 10000 mm	Balkavstånd	10000/ 10000 mm
Egenvikt, g	4. kN/m ²	Egenvikt, g	4. kN/m ²
Egenvikt/ytbetong, g ₂	2.61 kN/m ²	Egenvikt/pågjuten betong, g ₂	2.61 kN/m ²
Nyttig last, q	4. kN/m ²	Nyttig last, q	4. kN/m ²
Långtidsdel i q	30 %	Långtidsdel i q	30 %
Bredd på medverkande tryckzon	1200 mm	Total höjd i tvärsnitt	285 mm
Tjocklek på medverkande tryckzon	40 mm	Bredd på medverk. tryckzon/brandfall	400 mm
Tjocklek på pågjuten betong	mm	Nyttig last/brandfall	4. kN/m ²
Tvärsnittsdata och tilläggsdelar		Tvårkraftsförstärkning vid upplag (vänster/höger)	
Balktyp	D26-500-25/20		1:nej, 2:nej
Balkhöjd	285 mm	C-profilens höjd	mm
Topplåt	345 x 25 mm	Topplåtens armering/positiv böjning	2x32 mm ²
Bottenplåt	500 x 20 mm	Topplåtens armering/negativ böjning	mm ²
upplagsflänsar	130 x 20 mm	Bottenplåtens armering/positiv böjning	mm ²
Balkliv	6 mm	Bottenplåtens armering/negativ böjning	mm ²
Brandarmering	5628 mm ²	Eff. top plåt bredd vid stöd	345 mm
Tyngdpunktsavstånd från botten	76 mm		

Tilläggslaster direct till balken

1.8 m ... 1.9 m 235. kN/m tillfällig

Kapacitet och motsvarande dimensioneringsvärden (fält, vänster och höger upplag)

Positiv böjning Mael.Rd+	848. kNm	Ma.Ed+	371.1 kNm OK
Neg. böjn. Mael.Rd- (vänster/höger)	848./848. kNm	Ma.Ed- (vänster/höger)	. kNm OK
Positiv böjning MRd+	1162.5 kNm	MEd+	926.8 kNm OK
Neg. böjn. MRd- (vänster/höger)	1162.5/1162.5 kNm	MEd- (vänster/höger)	. kNm OK
Positiv böjning/brand Mfi.Rd+	705.9 kNm	Mfi.Ed+	667.1 kNm OK
Neg. böjn./brand Mfi.Rd- (v./h.)	705.9/705.9 kNm	Mfi.Ed- (vänster/höger)	46.5/42.5 kNm OK
Tvårkraftsk. Vael.Rd (vänster/höger)	267.7/267.7 kN	Va.Ed (vänster/höger)	212.4/212.4 kN OK
Tvårkraftsk. VRd (vänster/höger)	611.5/611.5 kN	VEd (vänster/höger)	537./520.4 kN OK
Tvårkraftsk./brand Vf.Rd (v./h.)	586.1/586.1 kN	Vf.Ed (vänster/höger)	412.2/400. kN OK

Balkens överhöjning	15 mm
Nedböjning:	
Egenvikt	10 mm OK
Nyttig last	10 mm OK
Totalt	20 mm OK
Brand	97 mm OK

HEB 400

CODE: *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1 Bar_1-

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEB 400

ht=400 mm			
bf=300 mm	Ay=14400 mm ²	Az=5400 mm ²	Ax=19780 mm ²
tw=14 mm	Iy=576800000 mm ⁴	Iz=108200000 mm ⁴	Ix=3570000 mm ⁴
tf=24 mm	Wely=2884000 mm ³	Welz=721333 mm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uy = 0.00 mm < uy max = L/200.00 = 35.00 mm Verified

Governing Load Case: 5 Bruksgrense (2+3)*1.00

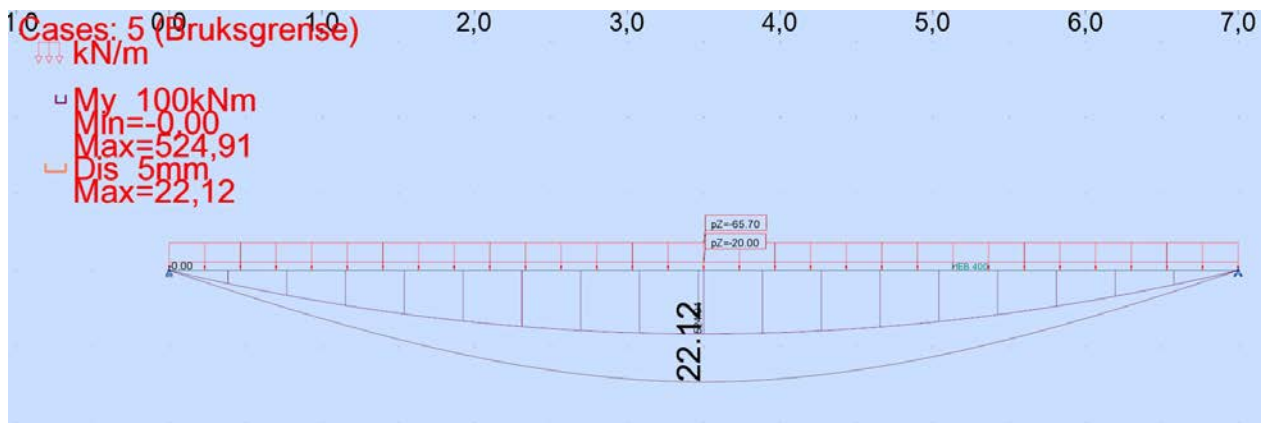
uz = 22.12 mm < uz max = L/200.00 = 35.00 mm Verified

Governing Load Case: 5 Bruksgrense (2+3)*1.00



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!



HEB 450

CODE: *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 1 Bar_1-

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEB 450

ht=450 mm			
bf=300 mm	Ay=15600 mm ²	Az=6300 mm ²	Ax=21800 mm ²

$t_w=14 \text{ mm}$ $I_y=798900000 \text{ mm}^4$ $I_z=117200000 \text{ mm}^4$ $I_x=4420000 \text{ mm}^4$
 $t_f=26 \text{ mm}$ $W_{ely}=3550667 \text{ mm}^3$ $W_{elz}=781333 \text{ mm}^3$

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_y = 0.00 \text{ mm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 35.00 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 5 Bruksgrense (2+3)*1.00

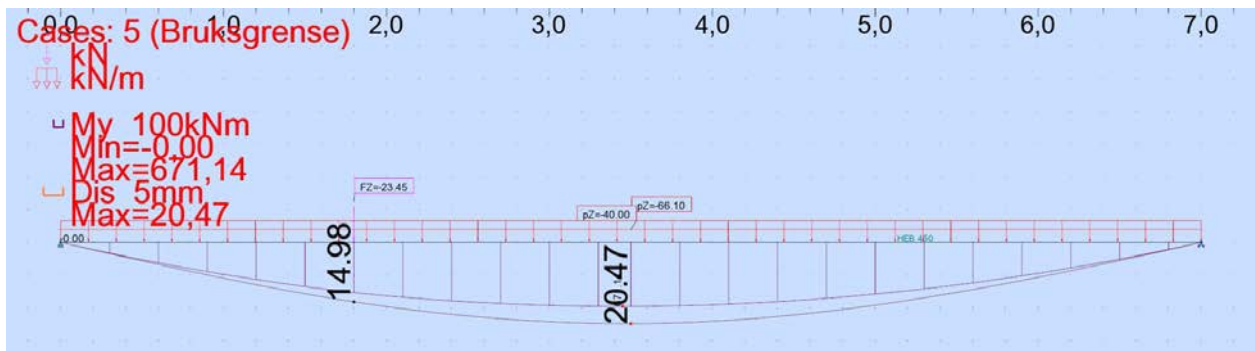
$u_z = 20.47 \text{ mm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 35.00 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 5 Bruksgrense (2+3)*1.00



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!



12.10.3 HEB 400 OG 450 I FRAME

HEB 400

1-Elementmetoden modell (FEM)

Knutepunkter

Kn.P.	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000
2	7.000	0.000

Opplager

Kn.P.	Type	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	Fritt opplegg			
2	Rullelager uy=0	7.00000		

Materialtyper

Materialtype : Stål, E= 210.000 [GPa]
 Egenlast : 78.500 [kN/m³]
 Elementegenlast er inkludert i statisk last og masser

Elementverrsnitt

Tverrsnitt	b [mm]	h [mm]	Ac [mm ²]	Ic [mm ⁴]
1		1.97800E+004		5.76800E+008

Elementer

Element	Kn.P 1	Kn.P 2	Material	Lengde(m)	Vinkel(°)
1	1	2	1	7.000	0.000

Fordelte elementlaster, (yg=1.00, yq=1.00)

Element	lasttype	lastfordeling	G[kN/m]	Q[kN/m]	ygG+yqQ[kN/m]
1	jevnt fordelt	perpendikulært	65.700	20.000	85.700

Fordeling av elementlast fra egenlast, (yg=1.00, yq=1.00)

Element	lasttype	lastfordeling	G[kN/m]	Q[kN/m]	ygG+yqQ[kN/m]
1	jevnt fordelt	vertikalt	1.553	0.000	1.553

2-Resultatene av statisk-lineær-elastisk analyse**Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1**

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	0.00	-305.39	4153.80	0.000	0.000
0.000	1	0.100	0.70	192.39	-244.31	4153.80	0.700	-7.069
7.104	2	0.200	1.40	342.03	-183.23	4153.80	1.400	-13.375
13.448	3	0.300	2.10	448.92	-122.15	4153.80	2.100	-18.311
18.431	4	0.400	2.80	513.05	-61.08	4153.80	2.800	-21.446
21.628	5	0.500	3.50	534.42	0.00	4153.80	3.500	-22.520
22.790	6	0.600	4.20	513.05	61.08	4153.80	4.200	-21.446
21.854	7	0.700	4.90	448.92	122.15	4153.80	4.900	-18.311
18.956	8	0.800	5.60	342.03	183.23	4153.80	5.600	-13.375
14.500	9	0.900	6.30	192.39	244.31	4153.80	6.300	-7.069
9.469	10	1.000	7.00	0.00	305.39	4153.80	7.000	0.000
7.000								

Maksimalverdi for element 1

maxM=	534.42 kNm,	minM=	0.00 kNm
maxV=	305.39 kN,	minV=	-305.39 kN
maxN=	4153.80 kN,	minN=	4153.80 kN
maxd=	22.790 mm		

Knutepunktsforskyvninger

Kn.P.	ux [mm]	uy[mm]	ur[rad]
1	0.000	0.000	0.00918
2	1.800	-14.626	0.00617
3	7.000	0.000	-0.00918

Opplagerkrefter

Kn.P.	Fx[kN]	Fy[kN]	M[kNm]
1	-4578.001	377.339	0.000
3	4578.001	377.338	0.000

Element endekrefter (globalkoordinater)

Element	FxA [kN]	FyA [kN]	MA [kNm]	FxB [kN]	FyB [kN]	MB [kNm]
1	-4578.001	377.339	0.000	4578.001	-183.279	-504.555
2	-4578.001	183.279	504.555	4578.001	377.338	0.000

Element endekrefter (lokalkoordinater)

Element	fxA [kN]	fyA [kN]	mA [kNm]	fxB [kN]	fyB [kN]	mB [kNm]
1	-4578.001	377.339	0.000	4578.001	-183.279	-504.555
2	-4578.001	183.279	504.555	4578.001	377.338	0.000

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
0.000	0	0.000	0.00	0.00	-377.34	4578.00	0.000	0.000
1.661	1	0.100	0.18	66.17	-357.93	4578.00	0.180	-1.651
3.309	2	0.200	0.36	128.86	-338.53	4578.00	0.360	-3.289
4.932	3	0.300	0.54	188.04	-319.12	4578.00	0.540	-4.903
6.520	4	0.400	0.72	243.74	-299.71	4578.00	0.720	-6.480
8.060	5	0.500	0.90	295.94	-280.31	4578.00	0.900	-8.010
9.544	6	0.600	1.08	344.65	-260.90	4578.00	1.080	-9.483
10.962	7	0.700	1.26	389.87	-241.50	4578.00	1.260	-10.890
12.305	8	0.800	1.44	431.59	-222.09	4578.00	1.440	-12.221
13.566	9	0.900	1.62	469.82	-202.68	4578.00	1.620	-13.469
14.737	10	1.000	1.80	504.56	-183.28	4578.00	1.800	-14.626

Maksimalverdi for element 1

maxM=	504.56 kNm,	minM=	0.00 kNm
maxV=	-183.28 kN,	minV=	-377.34 kN
maxN=	4578.00 kN,	minN=	4578.00 kN
maxd=	14.737 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 2

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
14.737	0	0.000	0.00	504.56	-183.28	4578.00	1.800	-14.626
17.556	1	0.100	0.52	585.28	-127.22	4578.00	2.320	-17.402
19.446	2	0.200	1.04	636.86	-71.16	4578.00	2.840	-19.238
20.331	3	0.300	1.56	659.29	-15.09	4578.00	3.360	-20.052
20.183	4	0.400	2.08	652.56	40.97	4578.00	3.880	-19.806
	5	0.500	2.60	616.68	97.03	4578.00	4.400	-18.514

19.029	6	0.600	3.12	551.65	153.09	4578.00	4.920	-16.231
16.960	7	0.700	3.64	457.46	209.15	4578.00	5.440	-13.063
14.150	8	0.800	4.16	334.13	265.22	4578.00	5.960	-9.161
10.929	9	0.900	4.68	181.64	321.28	4578.00	6.480	-4.725
8.020	10	1.000	5.20	0.00	377.34	4578.00	7.000	0.000
7.000								

Maksimalverdi for element 2

maxM=	659.29 kNm,	minM=	0.00 kNm
maxV=	377.34 kN,	minV=	-183.28 kN
maxN=	4578.00 kN,	minN=	4578.00 kN
maxd=	20.331 mm		

Frame2Dexpress+ECdesign
18/05/2015 12:56:01

Programlisens til HIALS 2015, Dan Marius Staalerod

12.10.4 LASTER PÅ BJELKER MED AREALREDUKSJON

Etasje	Bjelke	Bjelke lengde m	Spenn m	akse	P-last kN/m ²	Q-last kN/m ²	P-last kN/m	Q-last kN/m	α(A)	Q-last med α(A) kN/m	Last på bjelke kN/m med α(A)	B1	B2
U01	1	7	5,7	1 E-I	5,20	2,5	29,6	14,3	0,7	9,8	39,4	50,3	50,3
	2	2,95	7,05	1 I-G	5,20	2,5	36,7	17,6	0,9	15,2	51,8	65,4	60,7
	3	2,05	7,4	1 G-J	5,20	2,5	38,5	18,5	1,0	18,4	56,9	71,3	66,1
veranda	4	2,4	7,4	1 H-I	6,96	4,0	51,5	29,6	0,9	27,3	78,8	98,2	90,6
	5	5,6	5,3	3 C-E	5,20	2,5	27,6	13,3	0,8	10,0	37,5	47,7	44,5
	6	7	10	3 E-I	5,20	2,5	52,0	25,0	0,6	15,2	67,2	86,1	79,1
	7	2,95	10	3 I-G	5,20	2,5	52,0	25,0	0,8	18,9	70,9	90,0	82,8
	8	2,05	10	3 G-J	5,20	2,5	52,0	25,0	0,9	21,6	73,6	92,9	85,5
veranda	9	2,4	10	3 J-H	6,96	4,0	69,6	40,0	0,8	32,5	102,1	128,1	117,5
	10	5,6	7,25	5 C-E	5,20	2,5	37,7	18,1	0,7	12,4	50,1	63,9	59,2
	11	7	10	5 E-I	5,20	2,5	52,0	25,0	0,6	15,2	67,2	86,1	79,1
	12	2,95	10	5 I-G	5,20	2,5	52,0	25,0	0,8	18,9	70,9	90,0	82,8
	13	2,05	10	5 G-J	5,20	2,5	52,0	25,0	0,9	21,6	73,6	92,9	85,5
veranda	14	2,4	10	5 J-H	6,96	4,0	69,6	40,0	0,8	32,5	102,1	128,1	117,5
	15	5,6	6,5	7 C-E	5,20	2,5	33,8	16,3	0,7	11,5	45,3	57,7	53,5
	16	7	5,9	7 E-I	5,20	2,5	30,7	14,8	0,7	10,1	40,7	52,0	48,4
	17	2,95	5,5	7 I-G	5,20	2,5	28,6	13,8	1,0	13,2	41,8	52,5	49,1
	18	2,05	5,3	7 G-J	5,20	2,5	27,6	13,3	1,0	13,3	40,8	51,1	47,8
veranda	19	2,4	5	7 J-H	6,96	4,0	34,8	20,0	1,0	20,0	54,8	68,0	63,3
H01	20	7	5,7	1 E-I	6,57	2,0	37,4	11,4	0,7	7,8	45,3	58,8	54,3
	21	2,95	7,05	1 I-G	6,57	2,0	46,3	14,1	0,9	12,1	58,5	75,3	69,2
veranda	22	2,05	7,4	1 G-J	6,96	4,0	51,5	29,6	1,0	29,4	80,9	100,4	92,7
	23	5,6	5,3	3 C-E	6,57	2,0	34,8	10,6	0,8	8,0	42,8	55,4	51,3
	24	7	10	3 E-I	6,57	2,0	65,7	20,0	0,6	12,1	77,8	101,4	92,5
	25	2,95	10	3 I-G	6,57	2,0	65,7	20,0	0,8	15,1	80,8	104,5	95,4
veranda	26	2,05	10	3 G-J	6,96	4,0	69,6	40,0	0,9	34,6	104,2	130,3	119,7
	27	5,6	7,25	5 C-E	6,57	2,0	47,6	14,5	0,7	9,9	57,6	74,7	68,6
	28	7	10	5 E-I	6,57	2,0	65,7	20,0	0,6	12,1	77,8	101,4	92,5
	29	2,95	10	5 I-G	6,57	2,0	65,7	20,0	0,8	15,1	80,8	104,5	95,4
veranda	30	2,05	10	5 G-J	6,96	4,0	69,6	40,0	0,9	34,6	104,2	130,3	119,7
	31	5,6	6,5	7 C-E	6,57	2,0	42,7	13,0	0,7	9,2	51,9	67,3	61,9
	32	7	5,9	7 E-I	6,57	2,0	38,8	11,8	0,7	8,0	46,8	60,8	56,1
	33	2,95	5,5	7 I-G	6,57	2,0	36,1	11,0	1,0	10,6	46,7	59,9	55,4
veranda	34	2,05	5,3	7 G-J	6,96	4,0	36,9	21,2	1,0	21,2	58,1	72,1	67,0
H02	35	7	5,7	1 E-I	6,47	2,0	36,9	11,4	0,7	7,8	44,7	58,0	53,6
	36	2,95	6,1	1 I-G	6,47	2,0	39,5	12,2	0,9	11,2	50,7	65,0	60,0
	37	7,16	0,8	2 E-I	6,47	2,0	5,2	1,6	1,0	1,6	6,8	8,7	9,3
	38	3	1,1	2 I-G	6,47	2,0	7,1	2,2	1,0	2,2	9,3	11,9	12,2
	39	5,6	5,3	3 C-E	6,47	2,0	34,3	10,6	0,8	8,0	42,3	54,7	50,6
	40	7	10	3 E-I	6,47	2,0	64,7	20,0	0,6	12,1	76,8	100,1	91,3
	41	2,95	10	3 I-G	6,47	2,0	64,7	20,0	0,8	15,1	79,8	103,2	94,2
	42	5,6	7,25	5 C-E	6,47	2,0	46,9	14,5	0,7	9,9	56,8	73,8	67,7
	43	7	10	5 E-I	6,47	2,0	64,7	20,0	0,6	12,1	76,8	100,1	91,3
	44	2,95	10	5 I-G	6,47	2,0	64,7	20,0	0,8	15,1	79,8	103,2	94,2
	45	5,6	6,5	7 C-E	6,47	2,0	42,1	13,0	0,7	9,2	51,2	66,4	61,1
	46	7	5,9	7 E-I	6,47	2,0	38,2	11,8	0,7	8,0	46,2	60,0	55,4
	47	2,95	5,5	7 I-G	6,47	2,0	35,6	11,0	1,0	10,6	46,2	59,2	54,8
	48	7,02	3	9 E-I	6,47	2,0	19,4	6,0	0,9	5,1	24,5	31,6	29,9
	49	2,96	1,7	9 I-G	6,47	2,0	11,0	3,4	1,0	3,4	14,4	18,4	18,1

H03	50	7	5,7	1 E-I	6,47	2,0	36,9	11,4	0,7	7,8	44,7	58,0	53,6
	51	2,95	6,1	1 I-G	6,47	2,0	39,5	12,2	0,9	11,2	50,7	65,0	60,0
	52	7,16	0,8	2 E-I	6,47	2,0	5,2	1,6	1,0	1,6	6,8	8,7	9,3
	53	3	1,1	2 I-G	6,47	2,0	7,1	2,2	1,0	2,2	9,3	11,9	12,2
	54	5,6	5,3	3 C-E	6,47	2,0	34,3	10,6	0,8	8,0	42,3	54,7	50,6
	55	7	10	3 E-I	6,47	2,0	64,7	20,6	0,6	12,1	76,8	100,1	91,3
	56	2,95	10	3 I-G	6,47	2,0	64,7	20,0	0,8	15,1	79,8	103,2	94,2
	57	5,6	7,25	5 C-E	6,47	2,0	46,9	14,5	0,7	9,9	56,8	73,8	67,7
	58	7	10	5 E-I	6,47	2,0	64,7	20,0	0,6	12,1	76,8	100,1	91,3
	59	2,95	10	5 I-G	6,47	2,0	64,7	20,0	0,8	15,1	79,8	103,2	94,2
	60	5,6	6,5	7 C-E	6,47	2,0	42,1	13,0	0,7	9,2	51,2	66,4	61,1
	61	7	5,9	7 E-I	6,47	2,0	38,2	11,8	0,7	8,0	46,2	60,0	55,4
	62	2,95	5,5	7 I-G	6,47	2,0	35,6	11,0	1,0	10,6	46,2	59,2	54,8
	63	7,02	3	9 E-I	6,47	2,0	19,4	6,0	0,9	5,1	24,5	31,6	29,9
	64	2,96	1,7	9 I-G	6,47	2,0	11,0	3,4	1,0	3,4	14,4	18,4	18,1
H04	65	7	5,7	1 G-J	6,47	4,0	36,9	22,8	0,7	15,7	52,6	66,3	61,4
veranda	66	2,95	6,56	1 I-G	6,96	4,0	45,7	26,2	0,9	23,3	68,9	86,1	79,6
	67	4	4,5	2 B-C	6,47	2,0	29,1	9,0	0,9	8,3	37,4	48,0	44,7
veranda	68	7,16	6,75	2 E-I	6,47	2,0	43,7	13,5	0,7	8,8	52,5	68,2	62,8
	69	3	6,07	2 I-G	6,96	4,0	42,2	24,3	0,9	22,1	64,4	80,3	74,3
	70	3,85	9,5	3 B-C	6,47	2,0	61,5	19,0	0,7	13,4	74,9	97,0	88,7
	71	5,6	5,3	3 C-E	6,47	2,0	34,3	10,6	0,8	8,0	42,3	54,7	50,6
	72	7	10	3 E-I	6,47	2,0	64,7	20,0	0,6	12,1	76,8	100,1	91,3
veranda	73	2,95	11,07	3 I-G	6,96	4,0	77,0	44,3	0,7	32,3	109,4	137,9	126,3
	74	3,85	10	5 B-C	6,47	2,0	64,7	20,0	0,7	13,9	78,6	101,9	93,0
	75	6,6	7,25	5 C-E	6,47	2,0	46,9	14,5	0,7	9,5	56,4	73,3	67,3
	76	7	10	5 E-I	6,47	2,0	64,7	20,0	0,6	12,1	76,8	100,1	91,3
veranda	77	2,95	10	5 I-G	6,96	4,0	69,6	40,0	0,8	30,2	99,8	125,6	115,2
	78	3,85	6,9	7 B-C	6,47	2,0	44,6	13,8	0,8	10,8	55,4	71,6	65,9
	79	5,6	6,7	7 C-E	6,47	2,0	43,3	13,4	0,7	9,4	52,7	68,4	62,9
	80	7	5,9	7 E-I	6,47	2,0	38,2	11,8	0,7	8,0	46,2	60,0	55,4
veranda	81	2,95	5,5	7 I-G	6,96	4,0	38,3	22,0	1,0	21,2	59,4	73,9	68,6
	82	4	1,75	10 B-C	6,47	2,0	11,3	3,5	1,0	3,5	14,8	19,0	18,6
	83	7,02	3	9 E-I	6,47	2,0	19,4	6,0	0,9	5,1	24,5	31,6	29,9
veranda	84	2,96	1,7	9 I-G	6,96	4,0	11,8	6,8	1,0	6,8	18,6	23,1	22,5
H05 (veranda)	85	5,7	7	1 E-I	6,96	4,0	48,7	28,0	0,7	19,3	68,0	86,0	79,2
	86	4,1	4,1	2 A-B	6,47	2,0	26,5	8,2	0,9	7,8	34,3	44,0	41,1
	87	4	4,5	2 B-C	6,47	2,0	29,1	9,0	0,9	8,3	37,4	48,0	44,7
veranda	88	7,17	6,75	2 E-I	6,96	4,0	47,0	27,0	0,7	17,7	64,7	82,0	75,6
	89	3,95	9,1	3 A-B	6,47	2,0	58,9	18,2	0,7	12,9	71,8	93,0	85,0
	90	3,85	9,5	3 B-C	6,47	2,0	61,5	19,0	0,7	13,4	74,9	97,0	88,7
	91	5,6	5,3	3 C-E	6,47	2,0	34,3	10,6	0,8	8,0	42,3	54,7	50,6
veranda	92	7	11,07	3 E-I	6,96	4,0	77,0	44,3	0,6	26,4	103,5	131,8	120,4
	93	3,95	10	5 A-B	6,47	2,0	64,7	20,0	0,7	13,8	78,5	101,8	92,9
	94	3,85	10	5 B-C	6,47	2,0	64,7	20,0	0,7	13,9	78,6	101,9	93,0
	95	6,6	7,25	5 C-E	6,47	2,0	46,9	14,5	0,7	9,5	56,4	73,3	67,3
veranda	96	7	10	5 E-I	6,96	4,0	69,6	40,0	0,6	24,3	93,9	119,5	109,3
	97	3,95	7,1	7 A-B	6,47	2,0	45,9	14,2	0,8	10,9	56,8	73,5	67,5
	98	3,85	7,9	7 B-C	6,47	2,0	51,1	15,8	0,7	11,8	62,9	81,4	74,6
	99	5,6	6,7	7 C-E	6,47	2,0	43,3	13,4	0,7	9,4	52,7	68,4	62,9
veranda	100	7	5,9	7 E-I	6,96	4,0	41,1	23,6	0,7	16,1	57,1	72,3	66,9
	101	4	2,1	10 A-B	6,47	2,0	13,6	4,2	1,0	4,2	17,8	22,8	22,0
	102	4	1,7	10 B-C	6,47	2,0	11,0	3,4	1,0	3,4	14,4	18,4	18,1
	103	7,02	3	9 E-I	6,47	2,0	19,4	6,0	0,9	5,1	24,5	31,6	29,9
veranda	104	2,96	1,7	9 I-G	6,96	4,0	11,8	6,8	1,0	6,8	18,6	23,1	22,5

H06	105	4,1	4,1	4,1	2 A-B	6,47	2,0	26,5	8,2	0,9	7,8	34,3	44,0	41,1
	106	4	1,4	2 B-C	6,47	2,0	9,1	2,8	2,8	1,0	11,9	15,2	15,2	15,2
Utkraging	107	1,9	5,25	2 E-F	6,47	2,0	34,0	10,5	10,5	1,0	44,5	56,9	52,8	52,8
	108	3,95	9,1	3 A-B	6,47	2,0	58,9	18,2	18,2	0,7	71,8	93,0	85,0	85,0
	109	3,85	9,5	3 B-C	6,47	2,0	61,5	19,0	13,4	0,7	74,9	97,0	88,7	88,7
Utkraging	110	5,6	5,3	3 C-E	6,47	2,0	34,3	10,6	8,0	0,8	42,3	54,7	50,6	50,6
	111	1,8	10	3 E-F	6,47	2,0	64,7	20,0	18,3	0,9	83,0	106,6	97,5	97,5
	112	3,95	10	5 A-B	6,47	2,0	64,7	20,0	13,8	0,7	78,5	101,8	92,9	92,9
	113	3,85	10	5 B-C	6,47	2,0	64,7	20,0	13,9	0,7	78,6	101,9	93,0	93,0
Utkraging	114	5,6	7,25	5 C-E	6,47	2,0	46,9	14,5	14,5	0,7	56,8	73,8	67,7	67,7
	115	1,8	10	5 E-F	6,47	4,0	64,7	40,0	36,7	0,9	96,7	101,4	125,8	115,8
	116	3,95	7,1	7 A-B	6,47	2,0	45,9	14,2	10,9	0,8	56,8	73,5	67,5	67,5
	117	3,85	7,9	7 B-C	6,47	2,0	51,1	15,8	11,8	0,7	62,9	81,4	74,6	74,6
	118	5,6	6,7	7 C-E	6,47	2,0	43,3	13,4	9,4	0,7	52,7	68,4	62,9	62,9
Utkraging	119	1,8	6,45	7 E-F	6,47	2,0	41,7	12,9	12,9	1,0	12,9	17,8	22,8	22,8
	120	4	2,1	10 A-B	6,47	2,0	13,6	4,2	4,2	1,0	4,2	17,8	22,8	22,8
	121	4	1,7	10 B-C	6,47	2,0	11,0	3,4	3,4	1,0	3,4	14,4	18,4	18,4
Utkraging	122	1,85	1,45	10 E-F	6,47	2,0	9,4	2,9	2,9	1,0	2,9	15,7	15,7	15,7
H07 (Kompakt tak)	123	4,1	4,1	2 A-B	4,31	2,4	17,7	9,8	9,8	0,9	27,0	33,6	32,0	32,0
	124	4	1,4	2 B-C	4,13	2,4	5,8	3,4	3,4	1,0	11,3	11,3	11,3	11,3
Utkraging	125	1,9	5,25	2 E-F	4,31	2,4	22,6	12,6	12,6	1,0	35,2	43,8	41,3	41,3
	126	3,95	9,1	3 A-B	4,31	2,4	39,2	21,8	21,8	0,7	54,7	69,2	64,0	64,0
	127	3,85	9,5	3 B-C	4,31	2,4	40,9	22,8	16,1	0,7	57,0	72,2	66,7	66,7
Utkraging	128	5,6	5,3	3 C-E	4,31	2,4	22,8	12,7	9,6	0,8	32,4	40,9	38,5	38,5
	129	1,8	10	3 E-F	4,31	2,4	43,1	24,0	22,0	0,9	65,1	81,3	75,2	75,2
	130	3,95	10	5 A-B	4,31	2,4	43,1	24,0	16,7	0,7	59,7	75,6	69,8	69,8
	131	3,85	10	5 B-C	4,31	2,4	43,1	24,0	16,7	0,7	59,8	75,7	69,9	69,9
	132	5,6	7,25	5 C-E	4,31	2,4	31,2	17,4	11,9	0,7	43,2	54,7	50,9	50,9
Utkraging	133	1,8	10	5 E-F	4,31	2,4	43,1	24,0	22,0	0,9	65,1	81,3	75,2	75,2
	134	3,95	7,1	7 A-B	4,31	2,4	30,6	17,0	13,1	0,8	43,7	55,0	51,3	51,3
	135	3,85	7,9	7 B-C	4,31	2,4	34,0	19,0	14,2	0,7	48,2	60,8	56,5	56,5
	136	5,6	6,7	7 C-E	4,31	2,4	28,9	16,1	11,3	0,7	40,1	50,8	47,4	47,4
Utkraging	137	1,8	6,45	7 E-F	4,31	2,4	27,8	15,5	15,5	1,0	43,3	53,8	50,3	50,3
	138	4	2,1	10 A-B	4,31	2,4	9,1	5,0	5,0	1,0	14,1	17,4	17,4	17,4
	139	4	1,7	10 B-C	4,31	2,4	7,3	4,1	4,1	1,0	11,4	14,2	14,4	14,4
Utkraging	140	1,85	1,45	10 E-F	4,31	2,4	6,2	3,5	3,5	1,0	9,7	12,1	12,5	12,5
H07 (Lett-tak)	116	4,1	4,1	2 A-B	0,65	2,4	2,7	9,8	9,8	0,9	12,0	13,4	14,0	14,0
	117	4	1,4	2 B-C	0,65	2,4	0,9	3,4	3,4	1,0	4,3	4,8	6,0	6,0
Utkraging	118	1,9	5,25	2 E-F	0,65	2,4	3,4	12,6	12,6	1,0	16,0	17,8	18,2	18,2
	119	3,95	9,1	3 A-B	0,65	2,4	5,9	21,8	15,5	0,7	21,4	24,2	24,1	24,1
	120	3,85	9,5	3 B-C	0,65	2,4	6,2	22,8	16,1	0,7	22,3	25,2	25,0	25,0
	121	5,6	5,3	3 C-E	0,65	2,4	3,4	12,7	9,6	0,8	13,0	14,7	15,2	15,2
Utkraging	122	1,8	10	3 E-F	0,65	2,4	6,5	24,0	22,0	0,9	28,5	31,9	31,3	31,3
	123	3,95	10	5 A-B	0,65	2,4	6,5	24,0	16,6	0,7	23,1	26,2	25,9	25,9
	124	3,85	10	5 B-C	0,65	2,4	6,5	24,0	16,7	0,7	23,2	26,3	26,0	26,0
	125	5,6	7,25	5 C-E	0,65	2,4	4,7	17,4	11,9	0,7	16,6	18,9	19,1	19,1
Utkraging	126	1,8	10	5 E-F	0,65	2,4	6,5	24,0	22,0	0,9	28,5	31,9	31,3	31,3
	127	3,95	7,1	7 A-B	0,65	2,4	4,6	17,0	13,1	0,8	17,7	20,0	20,1	20,1
	128	3,85	7,9	7 B-C	0,65	2,4	5,1	19,0	14,2	0,7	19,3	21,8	21,8	21,8
	129	5,6	6,7	7 C-E	0,65	2,4	4,4	16,1	11,3	0,7	15,6	17,7	17,7	17,7
Utkraging	130	1,8	6,45	7 E-F	0,65	2,4	4,2	15,5	15,5	1,0	19,7	21,9	22,0	22,0
	131	4	2,1	10 A-B	0,65	2,4	1,4	5,0	5,0	1,0	6,4	7,1	8,2	8,2
	132	4	1,7	10 B-C	0,65	2,4	1,1	4,1	4,1	1,0	5,2	5,8	6,9	6,9
Utkraging	133	1,85	1,45	10 E-F	0,65	2,4	0,9	3,5	3,5	1,0	4,4	4,9	6,1	6,1

a(A) = Arealreduksjonsfaktor

12.11 FUNDAMENT OG BETONGVEGG

12.11.1 VEGGFUNDAMENT

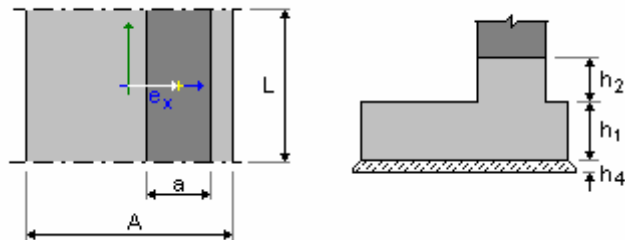
1 Continuous footing: Foundation8412...2086 Number: 1

1.1 Basic data

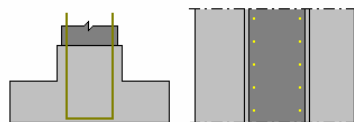
1.1.1 Assumptions

- Geotechnic calculations according to : EN 1997-1:2008
- Concrete calculations according to : NF EN 1992-1-1/NA:2007
- Shape selection : without limits

1.1.2 Geometry:



A	= 1,80 (m)	a	= 0,25 (m)
L	= 6,02 (m)		
h1	= 0,45 (m)	e _x	= 0,05 (m)
h2	= 0,00 (m)		
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 250 (mm)
c _{nom1}	= 60 (mm)
c _{nom2}	= 60 (mm)
Cover deviations: C _{dev} = 10(mm), C _{dur} = 0(mm)	

1.1.3 Materials

- Concrete : B45; Characteristic strength = 45,00 MPa
Unit weight = 2501,36 (kG/m³)
Rectangular stress distribution [3.1.7(3)]
- Longitudinal reinforcement strength = 500,00 MPa : type B500C Characteristic
Ductility class: C
Horizontal branch of the stress-strain diagram
- Transversal reinforcement strength = 500,00 MPa : type B500C Characteristic
- Additional reinforcement: strength = 500,00 MPa : type B500C Characteristic

1.1.4 Loads:

Foundation loads:					
Case	Nature	Group	N (kN)	Fx (kN)	My (kN*m)
DL1	dead load(Structural)	8412	380,66	-61,02	5,15
LL1	live load(Category A)	8412	51,76	-8,55	0,68
LL2	live load(Category F)	8412	4,97	-1,75	0,02
SN1	snow	8412	12,05	-2,16	0,15
WIND1	wind	18412	-1,57	-0,15	-0,09
WIND2	wind	18412	-5,05	-0,04	-0,01

Backfill loads:		
Case	Nature	Q1 (kN/m2)

1.1.5 Combination list

1/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.75SN1
2/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2
3/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1+0.75SN1
4/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1
5/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11+0.75SN1
6/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11
7/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+0.75SN1
8/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1
9/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+0.90WIND1+0.75SN1
10/	2086_ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+0.90WIND1

5429/* 18446_ULS : 1.00DL1+1.05LL1+1.50LL2+0.90WIND11

1.2 Geotechnical design

1.2.1 Assumptions

- Cohesion reduction coefficient: 0,00
- Smooth precast foundation 6.5.3(10)
- Sliding with soil pressure considered: for X and Y directions
- Design approach: 1
A1 + M1 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1,00$$

$$\gamma_{c'} = 1,00$$

$$\gamma_{cu} = 1,00$$

$$\gamma_{qu} = 1,00$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_{R,v} = 1,00$$

$$\gamma_{R,h} = 1,00$$

A2 + M2 + R1

$$\gamma_{\phi'} = 1,25$$

$$\gamma_{c'} = 1,25$$

$$\gamma_{cu} = 1,40$$

$$\gamma_{qu} = 1,40$$

$$\gamma_{\gamma} = 1,00$$

$$\gamma_{R,v} = 1,00$$

$$\gamma_{R,h} = 1,00$$

1.2.2 Soil:

Soil level:	N_1	= 0,00 (m)
Column pier level:	N_a	= 0,00 (m)
Minimum reference level:	N_f	= -0,50 (m)

Fjell

- Soil level: 0.00 (m)
- Unit weight: 2243.38 (kG/m³)
- Unit weight of solid: 2753.23 (kG/m³)
- Internal friction angle: 25.0 (Deg)
- Cohesion: 0.06 (MPa)

1.2.3 Limit states

Stress calculations

Soil type under foundation: not layered

Design combination **8412_ULS A1 :**
1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1+0.75SN1

Load factors: **1.35** * Foundation weight
1.35 * Soil weight

Calculation results: On the foundation level

Weight of foundation and soil over it: Gr = 26,82 (kN)

Design load:

Nr = 643,60 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = -6,15 (kN*m)

Allowable stress calculation method: Semi-empirical - stress limit

Load eccentricity:

|eB| = 0,00 (m) |eL| = 0,01 (m)

Equivalent foundation dimensions:

B' = B - 2|eB| = 1,00 (m)

L' = L - 2|eL| = 1,78 (m)

qu = 0.40 (MPa)

ple* = 0,29 (MPa)

De = Dmin - d = 0,45 (m)

kp = 1,30

q'o = 0,01 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'o = 0,38 (MPa)

Stress in soil: qref = 0.37 (MPa)

Safety factor: qlim / qref = 1.035 > 1

Uplift

Uplift in ULS

Design combination **18438_ULS A1 :**
1.35DL1+1.50LL1+0.90WIND1+0.75SN1

Load factors: **1.00** * Foundation weight
1.00 * Soil weight

Contact area: s = 0,03
s_{lim} = 0,17

Sliding

Design combination **8412_ULS A2 :**
1.00DL1+0.91LL1+1.30LL2+0.78WIND1+0.91SN1

Load factors: **1.00** * Foundation weight
1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: Gr = 19,87 (kN)

Design load:
 $N_r = 474,59$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = -4,80$ (kN*m)
 Equivalent foundation dimensions: $A_ = 1,80$ (m) $B_ = 1,00$ (m)
 Sliding area: 1,80 (m²)
 Foundation/soil friction coefficient: $\tan(\delta_d) = 0,24$
 Cohesion: $c_u = 0.05$ (MPa)
 Soil pressure considered:
 $H_x = -74,63$ (kN) $H_y = 0,00$ (kN)
 $P_{px} = 5,49$ (kN) $P_{py} = 0,00$ (kN)
 $P_{ax} = -0,90$ (kN) $P_{ay} = 0,00$ (kN)
 Sliding force value $H_d = 70,04$ (kN)
 Value of force preventing foundation sliding:
 - On the foundation level: $R_d = 113,67$ (kN)
 Stability for sliding: 1.623 > 1

Average settlement

Soil type under foundation: not layered
 Design combination **8412_SLS :**
1.00DL1+1.00LL1+1.00LL2+1.00WIND1+1.00SN1
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
1.00 * Soil weight
 Weight of foundation and soil over it: $G_r = 19,87$ (kN)
 Average stress caused by design load: $q = 0,27$ (MPa)
 Thickness of the actively settling soil: $z = 4,50$ (m)
 Stress on the level z :
 - Additional: $\sigma_{zd} = 0,01$ (MPa)
 - Caused by soil weight: $\sigma_{z\gamma} = 0,11$ (MPa)
 Settlement:
 - Original $s' = 3$ (mm)
 - Secondary $s'' = 0$ (mm)
 - TOTAL $S = 3$ (mm) < $S_{adm} = 50$ (mm)
 Safety factor: 14.46 > 1

Settlement difference

Design combination **18439_SLS :**
1.00DL1+1.00LL1+1.00LL2+1.00WIND1+1.00SN1
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
1.00 * Soil weight
 Settlement difference: $S = 1$ (mm) < $S_{adm} = 50$ (mm)
 Safety factor: 74.46 > 1

Rotation

About OY axis
 Design combination: **8412_ULS A1 :**
1.35DL1+1.05LL1+1.50LL2+0.90WIND1+0.75SN1
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
1.00 * Soil weight
 Weight of foundation and soil over it: $G_r = 19,87$ (kN)
 Design load:
 $N_r = 615,60$ (kN) $M_x = -0,00$ (kN*m) $M_y = -6,12$ (kN*m)
 Stability moment: $M_{stab} = 591,76$ (kN*m)
 Rotation moment: $M_{renv} = 43,84$ (kN*m)
 Stability for rotation: 13.5 > 1

1.3 RC design

1.3.1 Assumptions

- Exposure : XD3
- Structure class : S3

1.3.2 Analysis of punching and shear

Shear

Design combination	8412_ULS :	
1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1+0.75SN1		
Load factors:	1.35 * Foundation weight 1.35 * Soil weight	
Design load:		
Nr = 643,60 (kN)	Mx = -0,00 (kN*m)	My = -6,15 (kN*m)
Length of critical circumference:	1,00 (m)	
Shear force:	22,99 (kN)	
Section effective height	heff = 0,38 (m)	
Shear area:	A = 0,38 (m ²)	
Reinforcement ratio:	ρ = 0.21 %	
Shear stress:	0,06 (MPa)	
Admissible shear stress:	0,44 (MPa)	
Safety factor:	7.247 > 1	

1.3.3 Required reinforcement

Spread footing:

bottom:

8412_ULS : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1+0.75SN1
My = 130,34 (kN*m) A_{sx} = 801 (mm²/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A_{sy} = 0 (mm²/m)

A_{s min} = 751 (mm²/m)

top:

A'_{sx} = 0 (mm²/m)

A'_{sy} = 0 (mm²/m)

A_{s min} = 0 (mm²/m)

Column pier:

(mm ² /m)	Longitudinal reinforcement	A = 2 x 0 (mm ² /m)	A _{min.} = 2 x 0
		A = 2 * (Asx + Asy)	
	Asx = 2 x 0 (mm ² /m)	Asy = 2 x 0 (mm ² /m)	

1.3.4 Provided reinforcement

Continuous footing

Bottom:

Along X axis:

43 B500C 12 l = 1,68 (m) e = 1*-2,72 + 42*0,13

Along Y axis:

7 B500C 8 l = 5,90 (m) e = 1*-0,74 + 6*0,25

Pier
Longitudinal reinforcement

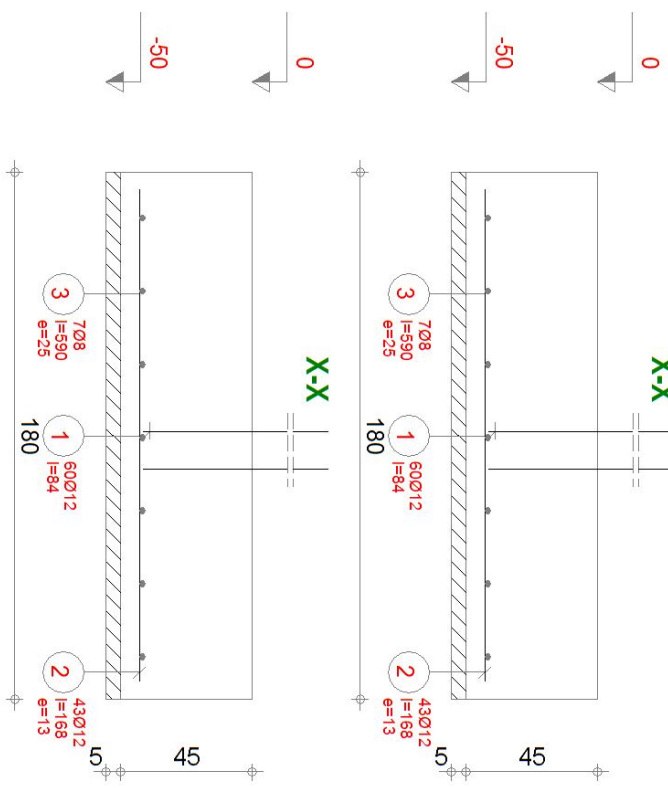
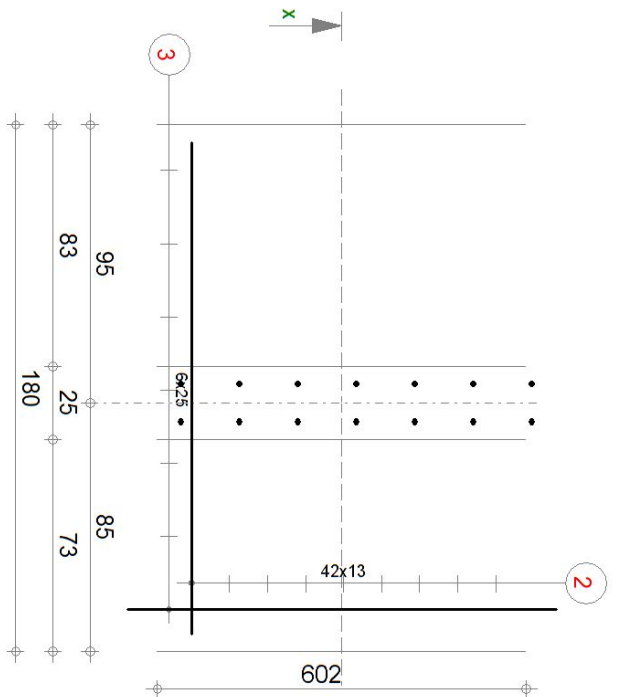
Dowels
Longitudinal reinforcement

60 B500C 12 l = 0,84 (m) e = 1*0,02 + 1*0,13

2 Material survey:

- Concrete volume = 4,88 (m3)
- Formwork = 7,04 (m2)
- Steel B500C
 - Total weight = 125,04 (kG)
 - Density = 25,64 (kG/m3)
 - Average diameter = 11,0 (mm)
 - Survey according to diameters:

Diameter	Length (m)	Number:
8	5,90	7
12	0,84	60
12	1,68	43



Pos	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	60012	I=84	71	B500C
2	43012	I=168	168	B500C
3	708	I=590	590	B500C

Tel. Fax

Cracking permissible



Level ±0,00

Borgundveien 151 153 med vind2

Foundation8412...2086

Number 1

Concrete : B45 = 4,88 m³

Formwork = 7,04 m²

Density (unit weight) = 25,61 kg/m³

Cover c1 = 60 mm, c2 = 6 mm

Steel B500C = 125 kg

View scale 1/20

Section scale 1/20

12.11.2 BETONGVEGG

1 Level:

- Name : Story 1
- Story level : Upper 0,00 (m)
- Position of the story : Intermediate
- Exposure : XD3

2 Wall: Wall76

2.1 Material properties:

- Concrete : B35 $f_{ck} = 28,00$ (MPa) Density = 2501,36 (kG/m³)
- Longitudinal reinforcement : type B500C $f_e = 500,00$ (MPa)
- Transversal reinforcement : type B500C $f_e = 500,00$ (MPa)
- Concrete age (loading moment) : 28
- Behavior factor: $q = 2,50$

2.2 Geometry:

Name:

Length: 6,02 (m)
Thickness: 0,25 (m)
Height: 2,75 (m)
Ring beam height: 0,00 (m)
Vertical support: -----
Support conditions : Floor adjoining on two sides

2.3 Calculation options:

Calculations according to : NF EN 1992-1-1/NA:2007
Cover : 40 (mm)
Seismic dispositions : none

2.4 Loads:

2.4.1 Reduced:

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)			
Dead (DL1)	1532,41	181,53	25,08			
Live (LL1)	210,01	13,43	-0,99			
Live (LL2)	23,25	-4,11	6,72			
Snow (SN1)	45,35	10,80	4,14			
Seismic (Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Ecc X+ Direction_X)				-0,28	-0,59	0,28
Seismic (Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Ecc X+ Direction_Y)				-0,02	-0,03	0,01
Seismic (Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Ecc Y+ Direction_X)				-0,24	-0,41	0,24
Seismic (Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2008 Ecc Y+ Direction_Y)				-0,01	-0,01	0,00
Wind (WIND X)	11,67	32,08	-8,66			
Wind (WIND Y)	0,06	31,59	-20,48			

2.5 Calculation results:

2.5.1 Diagrams

2.5.2 Theoretical results - detailed results:

2.5.2.1 Combinations

2.5.2.1.1 ULS (uttdrag)

ULS.1	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +1.05 LL2 +0.75 SN1
ULS.2	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +1.05 LL2
ULS.3	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +1.05 LL2 +0.9 WIND X +0.75 SN1
ULS.4	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +1.05 LL2 +0.9 WIND X
ULS.5	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +1.05 LL2 +0.9 WIND Y +0.75 SN1
ULS.6	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +1.05 LL2 +0.9 WIND Y
ULS.7	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +0.75 SN1
ULS.8	-	1.35 DL1 +1.5 LL1
ULS.9	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +0.9 WIND X +0.75 SN1
ULS.10	-	1.35 DL1 +1.5 LL1 +0.9 WIND X

2.5.2.1.2 ALS

2.5.2.2 Buckling length

$$L_o = \beta * L_w$$
$$L_o = 2,34 \text{ (m)}$$

2.5.2.3 Slenderness

$$\lambda = L_o / i$$
$$\lambda = 32,39$$

$$\lambda_{\text{seism}} = 35,21$$
$$\lambda_{\text{seism_rnf}} = 35,21$$

2.5.2.4 Coefficient Φ

$$\Phi = \min(1, 14 * (1 - 2 * e_i / h_w) - 0.02 * l_o / h_w, (1 - 2 * e_i / h_w))$$
$$\Phi = 0,77$$

$$\Phi_{\text{seism}} = 0,77$$

2.5.2.5 Capacity of an unreinforced wall

$$\sigma_{\text{ulim}} = 11,51 \text{ (MPa)}$$
$$\sigma_{\text{ulim_seism}} = -17,26 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 1,63 \text{ (MPa)}$$

Design combination: ULS 3

$$\sigma_{\text{band,moy}} = 0,00 \text{ (MPa)}$$
$$L_{\text{band}} = 0,00 \text{ (m)}$$

Design combination: ULS 1

$$f_{\text{cvd}} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\text{cp}} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

Design combination: SEISMIC

2.5.2.6 Distributed reinforcement

Design combination: SEISMIC

$$N_{\text{umax}} = 0,00 \text{ (kN)}$$
$$\sigma_{\text{umax}} = 0,00 \text{ (MPa)}$$

$$A_v = 240 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$
$$A_{\text{min}} = 40 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

$$N_{\text{ulim}} = 28101,15 \text{ (kN)}$$

$\sigma_{bc} = -22,40$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 18,67$ (MPa)

2.5.2.7 Edge reinforcement

2.5.2.7.1 Left edge

2.5.2.7.1.1 Stiffeners against bending with compression

Af L = 314 (mm²)
Design combination: ULS 1

2.5.2.7.1.2 Minimum reinforcement

Design combination: ---
 $\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)
 $bf = 0,00$ (m)
 $AfL_{min} = 0$ (mm²)

2.5.2.7.1.3 Minimal posts

Width: d'
Design combination: ---
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)
 $d' = 0,25$ (m)

2.5.2.7.1.4 Confined boundary element due to seismic requirements

$lf = 0,25$ (m)
 $hs = 2,75$ (m)
 $lf \leq hs/5$
 $bf = 0,25$ (m)
 $bf \geq hs/15$
Confined boundary element is required
 $vd = 0,00$
Transverse reinforcement - according to EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)
 $lc = 0,25$ (m)
 $\rho = 0,01\%$

2.5.2.7.2 Right edge

2.5.2.7.2.1 Stiffeners against bending with compression

Af R = 314 (mm²)
Design combination: ULS 1

2.5.2.7.2.2 Minimum reinforcement

Design combination: ---
 $\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)
 $bf = 0,00$ (m)
 $AfR_{min} = 0$ (mm²)

2.5.2.7.2.3 Minimal posts

Width: d'
Design combination: ---
 $\sigma_i = 0,00$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 0,00$ (MPa)
 $d' = 0,25$ (m)

2.5.2.7.2.4 Confined boundary element due to seismic requirements

$lf = 0,25$ (m)
 $hs = 2,75$ (m)
 $lf \leq hs/5$
 $bf = 0,25$ (m)
 $bf \geq hs/15$
Confined boundary element is required

$v_d = 0,00$
 Transverse reinforcement - according to EN 1992-1-1:2004 5.4.3.4.2 (12)
 $l_c = 0,25$ (m)
 $\rho = 0,01\%$

2.5.2.8 Shear

Horizontal reinforcement

$V_u = 47,12$ (kN)
 $V_{Rd,max} = 367924,98$ (kN)
 $V_{Rdc,min} = 2137,58$ (kN)
 $V_{Rdc} = 2137,58$ (kN)
 $A_h = 0$ (mm²/m)
 Design combination: ULS 89
Design combination-ALS: ---

$V_u = 0,00$ (kN)
 $V^* = 0,00$ (kN)
 $\tau^* = 0,00$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 0,00$ (MPa)
 $\alpha V = 0,00$
 $A_{th} = 0$ (mm²/m)

Vertical reinforcement

Design combination: ---

$V_u = 0,00$ (kN)
 $V^* = 0,00$ (kN)
 $\tau^* = 0,00$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 0,00$ (MPa)
 $\alpha V = 0,00$
 $A_{tv} = 0$ (mm²/m)

2.5.2.9 Sliding

Design combination: SEISMIC

$V_u = 0,00$ (kN)
 $V^* = 0,00$ (kN)
 $x = 0,00$ (m)
 $\alpha R = 0,00$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 0,00$ (kN)
 $f_{tj} = 2,28$ (MPa)
 $A_t = 0$ (mm²/m)

2.6 Reinforcement:

Vertical reinforcement:

Zone		Number:	Steel	Diameter	Length	Spacing
X0	X1			(mm)	(m)	(m)
(m)	(m)					
0,25	5,77	46	B500C	8,0	3,14	0,25
X0	- Zone beginning					
X1	- Zone end					

Horizontal reinforcement:

Type	Number:	Steel	Diameter	A	B	C	Spacing	Shape
			(mm)	(m)	(m)	(m)		
Straight bars	22	B500C	8,0	0,45	0,16	0,45	0,00	0,25
U loops	11	B500C	8,0	0,45	0,16	0,45	-	21
U loops	11	B500C	8,0	0,45	0,16	0,45	-	21

Pins:

Number:	Steel	Diameter	A	B	C	Shape
		(mm)	(m)	(m)	(m)	

138 B500C 8,0 0,17 0,00 0,00 00

Edge reinforcement (Af):

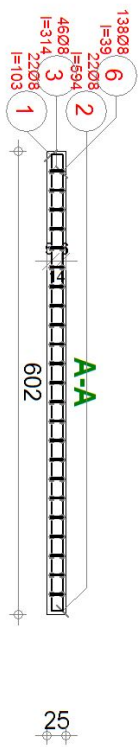
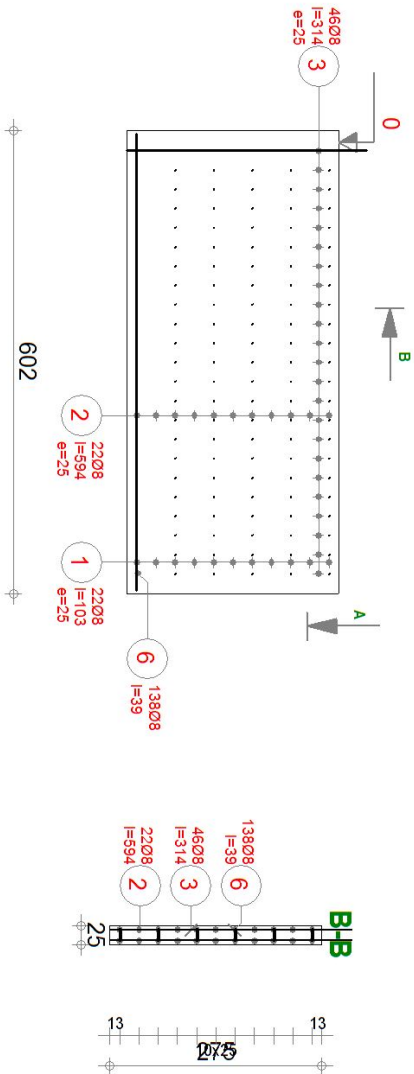
	Number: Steel	Diameter (mm) (m)	A (m)	B (m)	C	Shape
Longitudinal reinforcement - left side	4	B500C	10,0	3,24	0,00	0,00
Longitudinal reinforcement - right side	4	B500C	10,0	3,24	0,00	0,00
Transversal reinforcement - left side	28	B500C	8,0	0,15	0,15	0,15
31						
Transversal reinforcement - right side	28	B500C	8,0	0,15	0,15	0,15
31						

3 Material survey:

- Concrete volume = 4,14 (m3)
- Formwork = 34,49 (m2)
- Steel B500C
 - Total weight = 170,75 (kG)
 - Density = 41,25 (kG/m3)
 - Average diameter = 8,1 (mm)
- **Survey according to diameters:**

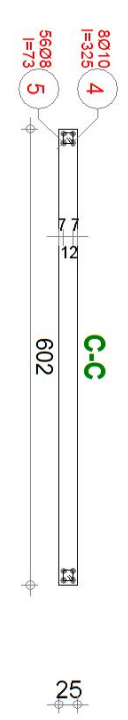
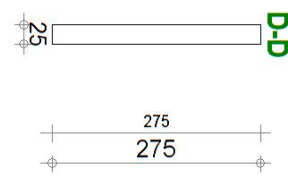
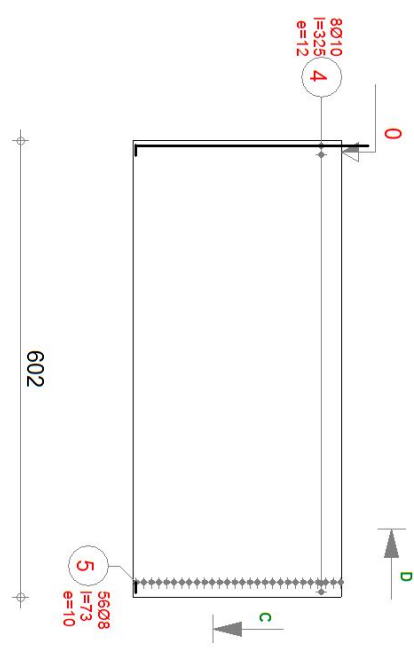
Diameter	Length (m)	Number:
8	0,39	138
8	0,73	56
8	1,03	22
8	3,14	46
8	5,94	22
10	3,24	8

Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	2208	I=103	21	B500C
2	2208	I=594	584	B500C
3	4608	I=314	314	B500C
6	13808	I=39	00	B500C



Cracking permissible		Teil		Fax	
Story 1		Wall76		Number 1	
Borgundveien 151 153 med vind2		Section 250x2750		Density (unit weight) = 41.3 kg/m ³ Average diameter = 8.12mm	
PRO		Steel B500C = 134 kg		Section scale 1/75	
		Steel B500C = 37.2 kg		Section scale 1/75	
		Formwork = 33.1 m ²		Bottom cover 40 mm	
		Side cover 40 mm		Side cover 40 mm	
		Density (unit weight) = 41.3 kg/m ³		Average diameter = 8.12mm	
		Average diameter = 8.12mm		Section scale 1/75	
				Page 1/2	

Pos.	Reinforcement	Code	Shape	Steel
4	8Ø10 l=325		324	B500C
5	5Ø08 l=73	31	15 10 5	B500C



Cracking permissible		Tel		Fax	
Story 1		Wall76		Number 1	
Borgundveien 151 153 med vind2		Section 250x2750		Density (unit weight) = 41.3 kg / m ³ / m ² scale 1/75	
		Concrete : B35 = 4.14 m ³		Steel B500C = 134 kg	
		Formwork = 33.1 m ²		Steel B500C = 37.2 kg	
		Average diameter = 8.12mm		Bottom cover 40 mm	
				Side cover 40 mm	
				Section scale 1/75	
				Page 2/2	

1 Spread footing: Foundation31

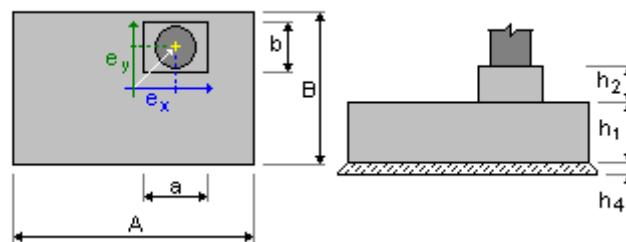
Number: 1

1.1 Basic data

1.1.1 Assumptions

- Geotechnic calculations according to : EN 1997-1:2008
- Concrete calculations according to : NF EN 1992-1-1/NA:2007
- Shape selection : without limits

1.1.2 Geometry:



A	= 3,90 (m)	a	= 0,65 (m)
B	= 3,90 (m)	b	= 0,65 (m)
h1	= 0,65 (m)	e _x	= 0,00 (m)
h2	= 0,05 (m)	e _y	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		

d'	= 450 (mm)
c _{nom1}	= 60 (mm)
c _{nom2}	= 60 (mm)
Cover deviations: C _{dev} = 10(mm), C _{dur} = 0(mm)	

1.1.3 Materials

- Concrete : B45; Characteristic strength = 45,00 MPa
Unit weight = 2501,36 (kG/m³)
Rectangular stress distribution [3.1.7(3)]
- Longitudinal reinforcement strength = 500,00 MPa : type B500C Characteristic
Ductility class: C
Horizontal branch of the stress-strain diagram
- Transversal reinforcement strength = 500,00 MPa : type B500C Characteristic
- Additional reinforcement: strength = 500,00 MPa : type B500C Characteristic

1.1.4 Loads:

Foundation loads:		Group	N	F _x	F _y	M _x	M _y
Case	Nature		(kN)	(kN)	(kN)	(kN*m)	(kN*m)

DL1	dead load(Structural)	31	2201,11	0,15	0,09	-0,20	0,21
LL1	live load(Category A)	31	576,73	0,03	0,01	-0,03	0,03
LL2	live load(Category F)	31	111,67	0,03	0,01	-0,00	0,05
SN1	snow	31	81,39	-0,01	0,00	-0,01	-0,01
SEI_X21	seismic	31	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
SEI_Y22	seismic	31	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
SEI_Z22	seismic	31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SEI_X25	seismic	31	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
SEI_Y26	seismic	31	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00
SEI_Z26	seismic	31	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
WIND1	wind	31	0,00	0,03	-0,01	0,01	0,08
WIND2	wind	31	-0,00	-0,00	0,04	-0,10	-0,01

Backfill loads:

Case	Nature	Q1 (kN/m2)
------	--------	---------------

1.1.5 Combination list (utdrag)

1/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.75SN1
2/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2
3/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1+0.75SN1
4/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1
5/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11+0.75SN1
6/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11
7/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1+0.75SN1
8/	ULS A1 : 1.35DL1+1.50LL1

1.2 Geotechnical design

1.2.1 Assumptions

- Cohesion reduction coefficient: 0,00
 - Smooth precast foundation 6.5.3(10)
 - Sliding with soil pressure considered: for X and Y directions
 - Design approach: 1
A1 + M1 + R1
- $\gamma_{\phi'}$ = 1,00
 $\gamma_{c'}$ = 1,00
 γ_{cu} = 1,00
 γ_{qu} = 1,00
 γ_{γ} = 1,00
 $\gamma_{R,v}$ = 1,00
 $\gamma_{R,h}$ = 1,00
A2 + M2 + R1
 $\gamma_{\phi'}$ = 1,25
 $\gamma_{c'}$ = 1,25
 γ_{cu} = 1,40
 γ_{qu} = 1,40
 γ_{γ} = 1,00
 $\gamma_{R,v}$ = 1,00
 $\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Soil:

Soil level:	N_1	= 0,00 (m)
Column pier level:	N_a	= 0,00 (m)
Minimum reference level:	N_f	= -0,50 (m)

Fjell

- Soil level: 0.00 (m)
- Unit weight: 2243.38 (kG/m³)
- Unit weight of solid: 2753.23 (kG/m³)
- Internal friction angle: 25.0 (Deg)
- Cohesion: 0.06 (MPa)

1.2.3 Limit states

Stress calculations

Soil type under foundation: not layered

Design combination **ULS A1 :**

1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11+0.75SN1

Load factors: **1.35** * Foundation weight
1.35 * Soil weight

Calculation results: On the foundation level

Weight of foundation and soil over it: Gr = 350,06 (kN)

Design load:

Nr = 4364,95 (kN) Mx = -0,53 (kN*m) My = 0,56 (kN*m)

Allowable stress calculation method: Semi-empirical - stress limit

Load eccentricity:

|eB| = 0,00 (m) |eL| = 0,00 (m)

Equivalent foundation dimensions:

B' = B - 2|eB| = 3,90 (m)

L' = L - 2|eL| = 3,90 (m)

qu = 0.40 (MPa)

ple* = 0,25 (MPa)

De = Dmin - d = 0,70 (m)

kp = 1,14

q'0 = 0,02 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'0 = 0,30 (MPa)

Stress in soil: qref = 0.29 (MPa)

Safety factor: qlim / qref = 1.036 > 1

Uplift

Uplift in ULS

Design combination

ULS A1 : 1.00DL1+1.05LL2+1.50WIND11

Load factors:

1.00 * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Contact area:

s = 0,00

s_{lim} = 0,17

Sliding

Design combination

ULS A2 : 1.00DL1+1.30WIND11

Load factors:

1.00 * Foundation weight

1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: Gr = 259,30 (kN)

Design load:
 $N_r = 2460,41$ (kN) $M_x = -0,43$ (kN*m) $M_y = 0,30$ (kN*m)
 Equivalent foundation dimensions: $A_{_} = 3,90$ (m) $B_{_} = 3,90$ (m)
 Sliding area: 15,21 (m²)
 Foundation/soil friction coefficient: $\tan(\delta_d) = 0,24$
 Cohesion: $c_u = 0.05$ (MPa)
 Soil pressure considered:
 $H_x = 0,14$ (kN) $H_y = 0,14$ (kN)
 $P_{px} = -25,76$ (kN) $P_{py} = -25,76$ (kN)
 $P_{ax} = 4,24$ (kN) $P_{ay} = 4,24$ (kN)
 Sliding force value $H_d = 0,00$ (kN)
 Value of force preventing foundation sliding:
 - On the foundation level: $R_d = 589,28$ (kN)
 Stability for sliding: ∞

Average settlement

Soil type under foundation: not layered
 Design combination **SLS** :
1.00DL1+1.00LL1+1.00LL2+1.00WIND1+1.00SN1
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
 1.00 * Soil weight
 Weight of foundation and soil over it: $G_r = 259,30$ (kN)
 Average stress caused by design load: $q = 0,21$ (MPa)
 Thickness of the actively settling soil: $z = 7,80$ (m)
 Stress on the level z :
 - Additional: $\sigma_{zd} = 0,02$ (MPa)
 - Caused by soil weight: $\sigma_{z\gamma} = 0,19$ (MPa)
 Settlement:
 - Original $s' = 7$ (mm)
 - Secondary $s'' = 0$ (mm)
 - TOTAL $S = 7$ (mm) < $S_{adm} = 50$ (mm)
 Safety factor: $7.078 > 1$

Settlement difference

Design combination **SLS** :
1.00DL1+1.00LL1+1.00LL2+1.00WIND1
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
 1.00 * Soil weight
 Settlement difference: $S = 0$ (mm) < $S_{adm} = 50$ (mm)
 Safety factor: $1.289e+004 > 1$

Rotation

About OX axis

Design combination **ULS A1 : 1.00DL1+1.50WIND11**
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
 1.00 * Soil weight
 Weight of foundation and soil over it: $G_r = 259,30$ (kN)
 Design load:
 $N_r = 2460,41$ (kN) $M_x = -0,45$ (kN*m) $M_y = 0,29$ (kN*m)
 Stability moment: $M_{stab} = 4797,80$ (kN*m)
 Rotation moment: $M_{renv} = 0,45$ (kN*m)
 Stability for rotation: $1.058e+004 > 1$

About OY axis

Design combination: **ULS A1 : 1.00DL1+1.05LL2+1.50WIND1**
 Load factors: **1.00** * Foundation weight
 1.00 * Soil weight

Weight of foundation and soil over it: $Gr = 259,30$ (kN)
 Design load:
 $N_r = 2577,67$ (kN) $M_x = -0,24$ (kN*m) $M_y = 0,53$ (kN*m)
 Stability moment: $M_{stab} = 5026,46$ (kN*m)
 Rotation moment: $M_{renv} = 0,53$ (kN*m)
 Stability for rotation: $9415 > 1$

1.3 RC design

1.3.1 Assumptions

- Exposure : XD3
- Structure class : S3

1.3.2 Analysis of punching and shear

Punching

Design combination **ULS :**
1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11+0.75SN1
 Load factors: **1.35 * Foundation weight**
 1.35 * Soil weight
 Design load:
 $N_r = 4364,95$ (kN) $M_x = -0,53$ (kN*m) $M_y = 0,56$ (kN*m)
 Length of critical circumference: $6,97$ (m)
 Punching force: $3028,56$ (kN)
 Section effective height $heff = 0,58$ (m)
 Reinforcement ratio: $\rho = 0,27$ %
 Shear stress: $0,75$ (MPa)
 Admissible shear stress: $0,79$ (MPa)
 Safety factor: $1,055 > 1$

1.3.3 Required reinforcement

Spread footing:

bottom:

ULS : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND1+0.75SN1
 $M_y = 1527,58$ (kN*m) $A_{sx} = 1585$ (mm²/m)

ULS : 1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11+0.75SN1
 $M_x = 1527,53$ (kN*m) $A_{sy} = 1585$ (mm²/m)

$A_{s \text{ min}} = 1146$ (mm²/m)

top:

$A'_{sx} = 0$ (mm²/m)

$A'_{sy} = 0$ (mm²/m)

$A_{s \text{ min}} = 0$ (mm²/m)

Column pier:

Longitudinal reinforcement $A = 0$ (mm²) $A_{\text{min.}} = 0$ (mm²)

$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$

$A_{sx} = 0$ (mm²) $A_{sy} = 0$ (mm²)

1.3.4 Provided reinforcement

Spread footing:

Bottom:

Along X axis:

31 B500C 16 l = 3,78 (m) e = 1*-1,79 + 30*0,12

Along Y axis:

31 B500C 16 l = 3,78 (m) e = 1*-1,79 + 30*0,12

Pier

Longitudinal reinforcement

Along X axis:

2 B500C 12 l = 2,28 (m) e = 1*-0,21 + 1*0,42

Along Y axis:

2 B500C 12 l = 2,32 (m) e = 1*-0,21 + 1*0,42

Transversal reinforcement

4 B500C 14 l = 2,38 (m) e = 1*0,21 + 1*0,20 + 2*0,09

Dowels

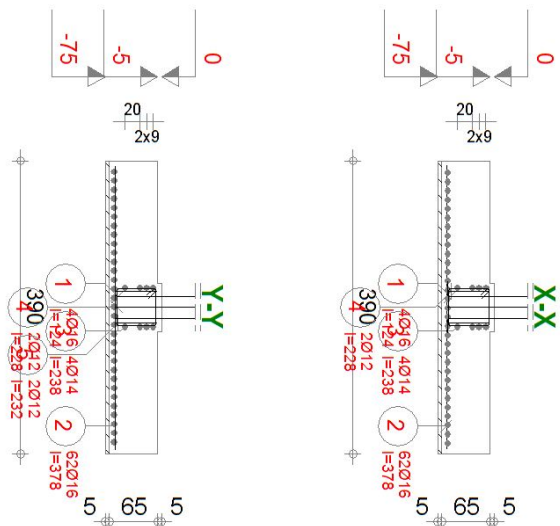
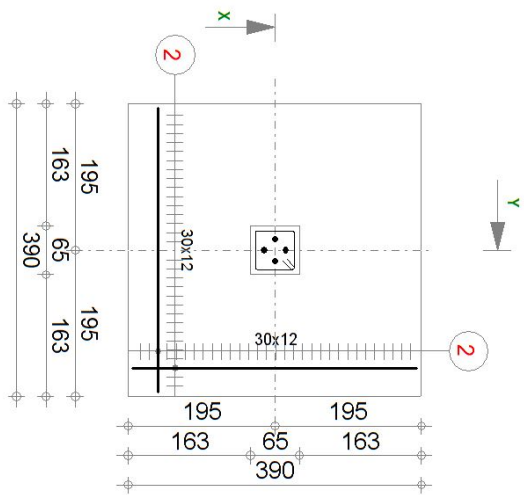
Longitudinal reinforcement

4 B500C 16 l = 1,24 (m) e = 1*-0,14 + 2*0,14

2 Material survey:

- Concrete volume = 9,91 (m³)
- Formwork = 10,27 (m²)
- Steel B500C
 - Total weight = 397,55 (kG)
 - Density = 40,13 (kG/m³)
 - Average diameter = 15,8 (mm)
 - Survey according to diameters:

Diameter	Length (m)	Number:
12	2,28	2
12	2,32	2
14	2,38	4
16	1,24	4
16	3,78	62



Pos	Reinforcement	Code	Shape	Steel	Pos	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	40/16	00	B 107	B500C	4	20/12	31	B 50	B500C
2	62/16	00	378	B500C	5	20/12	31	B 50	B500C
3	40/14	I=238	31	B500C					

Cracking permissible

Tel.

Fax

Story 1

Borgundveien 151 153 med vind2

Foundations31

Number 1

Concrete : B45 = 9.91 m3
Formwork = 10.3 m2
Density (unit weight) = 40.06 kg/m3

Steel B500C = 378 kg
Steel B500C = 19.7 kg
Cover c1 = 60 mm, c2 = 6 mm

View scale 1/75
Section scale 1/75

12.12 DIMENSJONERING: SØYLER

12.12.1 BETONGSØYLER

1 Story 1:

- Name : Story 1
- Reference level : 0,00 (m)
- Concrete creep coefficient : $\varphi_p = 2,65$
- Cement class : N
- Environment class : XD3
- Structure class : S3

2 Column: Column27

Number: 1

2.1 Material properties:

- Concrete : B45 $f_{ck} = 45,00$ (MPa)
- Unit weight : 2501,36 (kG/m³)
- Aggregate size : 20,0 (mm)
- Longitudinal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Ductility class : C
- Transversal reinforcement: : B500C $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometry:

- 2.2.1 C Diameter = 450 (mm)
- 2.2.2 Height: L = 2,75 (m)
- 2.2.3 Slab thickness = 0,00 (m)
- 2.2.4 Beam height = 0,00 (m)
- 2.2.5 Cover = 50 (mm)

2.3 Calculation options:

- Calculations according to : NF EN 1992-1-1/NA:2007
- Seismic dispositions : No requirements
- Precast column : no
- Pre-design : no
- Slenderness taken into account : yes
- Compression : with bending
- Ties : to slab
- Fire resistance class : No requirements

2.4 Loads:

Case	Nature	Group	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
DL1	dead load(Structural)	27	1,35	2201,60	-0,19	0,21	-0,04	0,20
LL1	live load(Category A)	27	1,50	577,03	-0,04	0,03	-0,00	0,03
LL2	live load(Category F)	27	1,50	111,67	-0,04	0,05	-0,02	0,00
SN1	snow	27	1,50	81,39	0,01	-0,01	0,00	0,01
WIND1	wind	27	1,50	0,00	0,01	0,08	0,02	-0,01
WIND11	wind	27	1,50	-0,00	0,00	-0,02	0,00	0,08

γ_f - load factor

2.5 Calculation results:

Safety factors $R_d/E_d = 1,01 > 1.0$

2.5.1 ULS/ALS Analysis

Design combination: $1.35DL1+1.50LL1+1.05LL2+0.90WIND11+0.75SN1$ (C)

Combination type: ULS

Internal forces:

$N_{sd} = 4016,00$ (kN) $M_{sdy} = 0,15$ (kN*m) $M_{sdz} = 0,21$ (kN*m)

Design forces:

Cross-section in the middle of the column

$N = 4016,00$ (kN) $N^*e_{totz} = 175,59$ (kN*m) $N^*e_{toty} = 0,21$ (kN*m)

Eccentricity:	e_z (My/N)	e_y (Mz/N)
Static	e_{Ed} : 0 (mm)	0 (mm)
Imperfection	e_i : 20 (mm)	0 (mm)
Initial	e_0 : 20 (mm)	0 (mm)
Total	e_{tot} : 44 (mm)	0 (mm)

2.5.1.1. Detailed analysis-Direction Y:

2.5.1.1.1 Slenderness analysis

Non-sway structure

L (m)	L_0 (m)	λ	λ_{lim}	
2,75	2,75	24,44	11,41	Slender column

2.5.1.1.2 Buckling analysis

$M_2 = 0,37$ (kN*m) $M_1 = -0,35$ (kN*m) $M_{mid} = 0,15$ (kN*m)

Case: Cross-section in the middle of the column, Slenderness taken into account

$M_{0e} = 0.6 \cdot M_2 + 0.4 \cdot M_1 = 0,15$ (kN*m)

$M_{0e_{min}} = 0.4 \cdot M_2$

$M_0 = \max(M_{0e}, M_{0e_{min}})$

$e_a = \theta_1 \cdot l_0 / 2 = 20$ (mm)

$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,01$

$\theta_0 = 0,01$

$\alpha_h = 1,00$

$\alpha_m = (0,5(1+1/m))^{0.5} = 1,00$

$m = 1,00$

Method based on nominal stiffness

$$\left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N} \right) - 1} \right] = 2,18$$

$\beta = 1,23$

$N_b = (\pi^2 \cdot EJ) / l_0^2 = 8207,38$ (kN)

$EJ = K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + K_s \cdot E_s \cdot J_s = 6288,84$ (kN*m²)

$\varphi_{ef} = 2,38$

$J_c = 2012889590$ (mm⁴)

$J_s = 15249140$ (mm⁴)

$K_c = 0,05$ ()

$K_s = 1,00$ ()

$$M_{Ed} = \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N} \right) - 1} \right] M_{0Ed} = 175,59 \text{ (kN*m)}$$

2.5.1.2. Detailed analysis-Direction Z:

$M_2 = 0,39$ (kN*m) $M_1 = -0,07$ (kN*m) $M_{mid} = 0,21$ (kN*m)

Case: Cross-section in the middle of the column, Slenderness not taken into account

$M_{0e} = 0.6 \cdot M_2 + 0.4 \cdot M_1 = 0,21$ (kN*m)

$M_{0e_{min}} = 0.4 \cdot M_2$

$$M_0 = \max(M_{0e}, M_{0emin})$$

$$e_a = 0 \text{ (mm)}$$

$$M_a = N \cdot e_a = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_a = 0,21 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

2.5.2 Reinforcement:

Real (provided) area

$$A_{sr} = 1206 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Ratio:

$$\rho = 0,76 \%$$

2.6 Reinforcement:

Main bars (B500C):

- 6 $\phi 16$ $l = 3,18 \text{ (m)}$

Transversal reinforcement: (B500C):

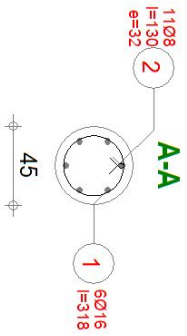
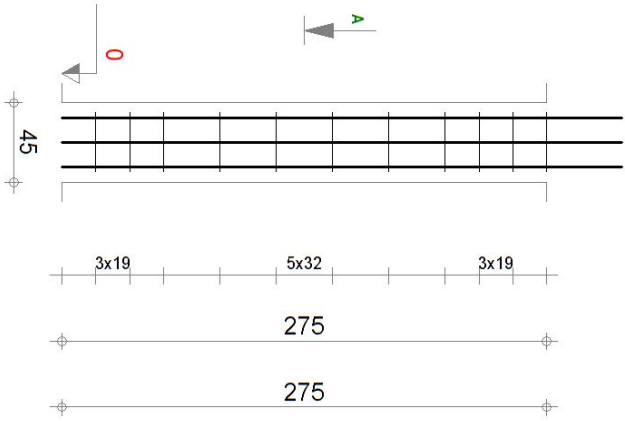
stirrups: 11 $\phi 8$ $l = 1,30 \text{ (m)}$

3 Material survey:

- Concrete volume = 0,44 (m³)
- Formwork = 3,89 (m²)
- Steel B500C
 - Total weight = 35,77 (kG)
 - Density = 81,79 (kG/m³)
 - Average diameter = 12,6 (mm)
 - Reinforcement survey:

Diameter	Length (m)	Weight (kG)	Number (No.)	Total weight (kG)
8	1,30	0,51	11	5,65
16	3,18	5,02	6	30,12

Pos	Reinforcement	Code	Shape	Steel
1	6Ø16	I=318	00 318	B500C
2	11Ø8	I=130	Ø8 33	B500C



Exposure class : XD3		Tel.		Fax	
Max. aggregate diameter : 20mm		Structure class : S3			
Story 1 Borgundveien 151 153 med vind2		Column27 Number 1		Concrete : B45 = 0.437 m3 Formwork = 3.89 m2 Density (unit weight) = 81.92 kg/m ³ scale 1/33	
		Steel B500C = 30.1 kg Steel B500C = 5.64 kg Cover 50 mm		Section scale 1/33	
		Page 1/1			



RHS 140 x 140 x 8

CODE: NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 218 Column_218-Story 7

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 5 ULS /5/ 1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 4*1.05 + 32*0.90

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: RHSS 140x140x8

h=140 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=140 mm	Ay=2080 mm ²	Az=2080 mm ²	Ax=4160 mm ²
tw=8 mm	Iy=11950000 mm ⁴	Iz=11950000 mm ⁴	Ix=18920000 mm ⁴
tf=8 mm	Wply=204000 mm ³	Wplz=204000 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 840.17 kN	My,Ed = -0.28 kN*m	Mz,Ed = -5.28 kN*m	Vy,Ed = -1.94 kN
Nc,Rd = 1406.48 kN	My,Ed,max = -0.28 kN*m	Mz,Ed,max = -5.28 kN*m	Vy,T,Rd = 405.96 kN
Nb,Rd = 1094.21 kN	My,c,Rd = 68.97 kN*m	Mz,c,Rd = 68.97 kN*m	Vz,Ed = 0.10 kN
	MN,y,Rd = 36.10 kN*m	MN,z,Rd = 36.10 kN*m	Vz,T,Rd = 405.96 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.40 m	Lam_y = 0.83
Lcr,y = 3.40 m	Xy = 0.78
Lamy = 63.44	kzy = 0.59



About z axis:

Lz = 3.40 m	Lam_z = 0.83
Lcr,z = 3.40 m	Xz = 0.78
Lamz = 63.44	kzz = 0.84

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.60 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.78} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.78} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 63.44 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 63.44 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$v_x = 0 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 23 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 8 SLS /26/ $1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 4*0.70 + 31*1.00$

$v_y = 0 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 23 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 8 SLS /28/ $1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 4*0.70 + 32*1.00$

Section OK !!!

RHS 200 x 200 x 8

CODE: NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 206 Column_206-Story 6

POINT: 1

COORDINATE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

LOADS:

Governing Load Case: 5 ULS /5/ $1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 4*1.05 + 32*0.90$

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: RHSS 200x200x8

$h=200 \text{ mm}$	$gM0=1.05$	$gM1=1.05$	
$b=200 \text{ mm}$	$A_y=3040 \text{ mm}^2$	$A_z=3040 \text{ mm}^2$	$A_x=6080 \text{ mm}^2$
$t_w=8 \text{ mm}$	$I_y=37090000 \text{ mm}^4$	$I_z=37090000 \text{ mm}^4$	$I_x=57780000 \text{ mm}^4$
$t_f=8 \text{ mm}$	$W_{ply}=436000 \text{ mm}^3$	$W_{plz}=436000 \text{ mm}^3$	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 1208.94 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 2.16 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -26.30 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -9.78 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 2055.62 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 2.16 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -26.30 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 593.39 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1852.35 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 147.41 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 147.41 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -0.86 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 79.56 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 79.56 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 593.39 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 3.40 \text{ m}$	$\text{Lam}_y = 0.57$
$L_{cr,y} = 3.40 \text{ m}$	$X_y = 0.90$
$L_{amy} = 43.53$	$k_{zy} = 0.43$



About z axis:

$L_z = 3.40 \text{ m}$	$\text{Lam}_z = 0.57$
$L_{cr,z} = 3.40 \text{ m}$	$X_z = 0.90$
$L_{amz} = 43.53$	$k_{zz} = 0.73$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.59 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.73} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{2.73} = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 43.53 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 43.53 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.74 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.79 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$v_x = 0 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 23 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 8 SLS /51/ 1*1.00 + 4*1.00

$v_y = 0 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 23 \text{ mm}$ Verified

Governing Load Case: 8 SLS /28/ 1*1.00 + 2*0.70 + 3*0.70 + 4*0.70 + 32*1.00

Section OK !!!

RHS 250 x 250 x 12,5

CODE: NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 94 Column_94-Story 3 **POINT:** 1

COORDINATE: x = 0.00 L =

0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 5 ULS /7/ 1*1.35 + 2*1.05 + 4*1.05

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



SECTION PARAMETERS: RHSS 250x250x12.5

h=250 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=250 mm	Ay=5850 mm ²	Az=5850 mm ²	Ax=11700 mm ²
tw=13 mm	Iy=109150000 mm ⁴	Iz=109150000 mm ⁴	Ix=171640000 mm ⁴
tf=13 mm	Wply=1037000 mm ³	Wplz=1037000 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 2804.90 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -0.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -0.03 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 3955.71 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -0.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 1141.90 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3702.75 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 350.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 350.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.04 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 132.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 132.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1141.90 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.40 m Lam_y = 0.46
 Lcr,y = 3.40 m Xy = 0.94
 Lamy = 35.20 kzy = 0.40



About z axis:

Lz = 3.40 m Lam_z = 0.46
 Lcr,z = 3.40 m Xz = 0.94
 Lamz = 35.20 kzz = 0.73

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.71 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{3.84} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{3.84} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 35.20 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 35.20 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.76 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.76 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$v_x = 0 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 23 \text{ mm}$ Verified
Governing Load Case: 8 SLS /32/ $1*1.00 + 2*0.70 + 4*0.70 + 32*1.00$
 $v_y = 0 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 23 \text{ mm}$ Verified
Governing Load Case: 8 SLS /36/ $1*1.00 + 3*0.70 + 4*0.70 + 32*1.00$

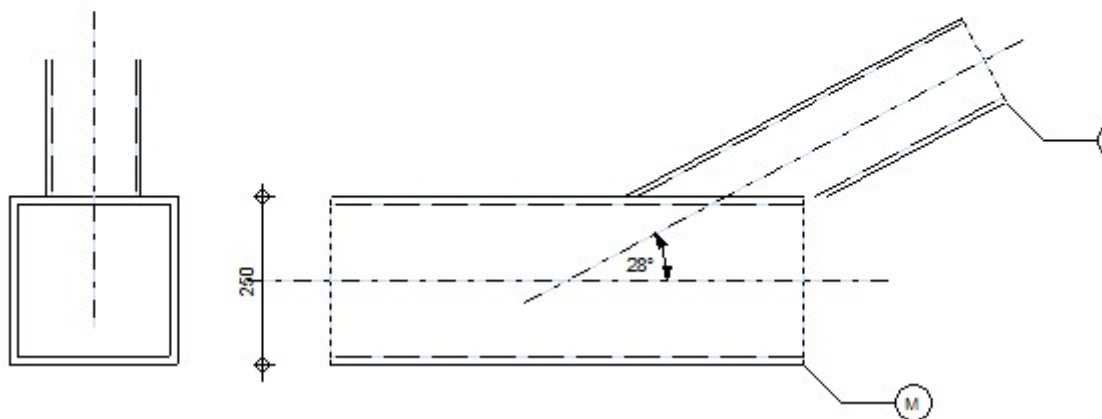
Section OK !!!

12.12.3 KNUTEPUNKT SKRÅSTILT STÅLSØYLE

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 Design of truss node connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,20
---	--	---

D2 - RHSS 140x140x8

M - RHSS 250x250x12.5



General

Bars

	Chord	Diagonal 1	Diagonal 2	Post
Bar no.:	221		432	
Section:	RHSS 250x250x12.5		RHSS 140x140x8	
h	250		140	mm
b _f	250		140	mm
t _w	13		8	mm
t _f	13		8	mm
r	13		8	mm
Material:	S355		S355	
f _y	355,00		355,00	MPa
f _u	490,00		490,00	MPa
Angle	θ	0,0	27,9	Deg
Length	l	3400	3847	mm

Welds

a_d = 5 [mm] Thickness of welds of diagonals and posts

Loads

Case: 5: ULS /3/ 1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.05 + 4*1.05 + 31*0.90

Chord

N_{01,Ed} = -849,36 [kN] Axial force
 M_{01,Ed} = 2,19 [kN*m] Bending moment
 N_{02,Ed} = -511,33 [kN] Axial force
 M_{02,Ed} = 2,02 [kN*m] Bending moment

Diagonal 2

N₂ = -133,11 [kN] Axial force

Diagonal 2

$N_2 = -133,11$ [kN] Axial force
 $M_2 = -0,02$ [kN*m] Bending moment

Shear forces were not included in the connection verification. The connection was designed as a truss node.

Results

Capacity verification Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005

$\gamma_{M5} = 1,00$ Partial safety factor [Table 2.1]

Failure modes for joints (RHS chord members) [Table 7.10] for $N_{i,Rd}$ and [Table 7.14] for $M_{i,Rd}$

Geometrical parameters

$\beta = 0,56$ Coefficient taking account of geometry of connection bars $\beta = b_2/b_0$ [1.5 (6)]
 $\gamma = 10,00$ Coefficient taking account of geometry of the chord $\gamma = b_0/(2*t_0)$ [1.5 (6)]
 $n = 0,20$ Coefficient taking account of stresses in the chord $n_0 = \sigma_{0,Ed}/f_{y0}$
 $k_n = 1,00$ Coefficient taking account of stresses in the chord $k_n = 1.0$

Tube chord face failure

Diagonal 2

$N_{2,Rd} = 1359,85$ [kN] Compression capacity $N_{2,Rd} = [(k_n * f_{y0} * t_0^2) / (1 - \beta) * \sin(\theta_2)] * [2 * \beta / \sin(\theta_2) + 4 * \sqrt{1 - \beta}] / \gamma_{M5}$
 $|N_2| \leq N_{2,Rd}$ $|-133,11| < 1359,85$ **verified** (0,10)
 $M_{2,Rd} = 40,23$ [kN*m] Bending resistance $M_{2,Rd} = k_n * f_{y0} * t_0^2 * h_2 * [1 / (2 * \eta) + 2 * \sqrt{1 - \beta} + \eta / (1 - \beta)] / \gamma_{M5}$
 $|M_2| \leq M_{2,Rd}$ $|-0,02| < 40,23$ **verified** (0,00)
 $N_2 / N_{2,Rd} + M_2 / M_{2,Rd} \leq 1$ $0,10 < 1,00$ **verified** (0,10)

Chord shear

Diagonal 2

$A_v = 6250$ [mm²] Shear area of the chord $A_v = 2 * h_0 * t_0$
 $N_{2,Rd} = 2737,84$ [kN] Compression capacity $N_{2,Rd} = f_{y0} * A_v / [\sqrt{3} * \sin(\theta_2)] / \gamma_{M5}$
 $|N_2| \leq N_{2,Rd}$ $|-133,11| < 2737,84$ **verified** (0,05)

Chord resistance

$N_{0,Rd} = 4153,50$ [kN] Compression capacity $N_{0,Rd} = (A_0 * f_{y0}) / \gamma_{M5}$
 $|N_{01}| \leq N_{0,Rd}$ $|-849,36| < 4153,50$ **verified** (0,20)

Verification of welds

Diagonal 2

$\beta_w = 0,89$ Correlation coefficient [Table 4.1]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Partial safety factor [Table 2.1]

Longitudinal weld

$\sigma_{\perp} = -14,60$ [MPa] Normal stress in a weld
 $\tau_{\perp} = -14,60$ [MPa] Perpendicular tangent stress
 $\tau_{\parallel} = -39,32$ [MPa] Tangent stress
 $|\sigma_{\perp}| \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$ $|-14,60| < 352,80$ **verified** (0,04)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $74,10 < 441,69$ **verified** (0,17)

Remarks

Diagonal angle is too small. $27,9$ [Deg] $< 30,0$ [Deg]

Connection conforms to the code	Ratio	0,20
--	-------	------

12.13 LAVENERGI

12.13.1 TABELLER BRUKT I MANUELL UTREGNING AV YTTERVEGG

Tabell 1

Dimensjonerende varmekonduktivitet, λ

Verdier for isolasjonsmaterialer

Materiale	λ W/(mK)	
Mineralull	0,034	
	0,037	
	0,040	
Mineralull, drensplater	0,040	
Mineralull, horisontalt i grunnen, drenert	0,060	
Løsuill av mineralull på åpen flate (utblåst på kaldt loft)	0,040	
	0,043	
	0,046	
Løsuill av mineralull i lukket hulrom (vegger og lukkede etasjeskillere)	0,043	
	0,046	
Polyuretanskum (PUR)	0,022	
	0,024	
	0,026	
Ekspandert polystyren (EPS)	0,035	
	0,038	
	0,041	
Ekspandert polystyren (EPS), drensplate	0,038	
	0,041	
	0,044	
EPS, frostsikring i grunnen, drenert	0,064	
Ekstrudert polystyren (XPS)	0,032	
	0,034	
	0,036	
	0,038	
Ekstrudert polystyren (XPS), drensplate	0,031	
	0,034	
	0,037	
Ekstrudert polystyren (XPS), horisontalt i grunnen	0,034	
	0,037	
	0,040	
Ekstrudert polystyren (XPS) på omvendte tak ¹⁾	uttørkingsgruppe 1 ($\lambda_D = 0,034$ W/(mK))	0,035
	uttørkingsgruppe 2 ($\lambda_D = 0,034$ W/(mK))	0,036
	uttørkingsgruppe 3 ($\lambda_D = 0,034$ W/(mK))	0,037
	uttørkingsgruppe 4 ($\lambda_D = 0,034$ W/(mK))	0,038
	uttørkingsgruppe 1 ($\lambda_D = 0,038$ W/(mK))	0,039
	uttørkingsgruppe 2 ($\lambda_D = 0,038$ W/(mK))	0,040
	uttørkingsgruppe 3 ($\lambda_D = 0,038$ W/(mK))	0,041
	uttørkingsgruppe 4 ($\lambda_D = 0,038$ W/(mK))	0,043
Lettklinker, løs granulat	i fuktbeskyttet bygningsdel	0,12
	golv på grunn, over kapillærbrytende lag	0,12
	horisontalt i grunnen, utendørs, golv på grunn,	0,18
	kapillærbrytende og drenerende lag drenert	0,18

¹⁾ Se Byggdetaljer [525.207](#) for inndeling i uttørkingsgrupper. Ved bruk av XPS med andre λ_D -verdier kan man interpolere.

Tabell 2

Dimensjonerende varmekonduktivitet, λ

Verdier for andre materialer enn isolasjonsmaterialer

Materiale	λ W/(mK)
Betong	
høy densitet (2 400 kg/m ³)	2,0
høy densitet ((2 400 kg/m ³), armert (2 % stål))	2,5
Golvbelegg	
gummi, linoleum	0,17
plast (bl.a. vinyl)	0,25
underlag: skumgummi eller plast	0,10
underlag: filt eller kork	0,05
underlag: ull	0,06
korkfliser	0,065
tepper/tekstilt golvbelegg	0,06
Gasser	
luft (stillestående)	0,025
Vann	
vann	0,6
is	2,2
snø	0,05–0,60
Metaller	
stål	50
rustfritt stål	17
støpejern	50
aluminiumslegeringer	160
kobber	380
Tettematerialer	
polyuretanskum (PUR)	0,05
Gips	
Gipsplate	0,20
Puss	
kalk, sand	0,8
sement, sand	1,0
Jordarter	
leire eller silt, densitet 1 200 til 1 800 kg/m ³	1,5
sand og grus, densitet 1 700 til 2 200 kg/m ³	2,0
fast fjell, densitet opp til 2 800 kg/m ³	3,5
Trevirke	
densitet 500 kg/m ³ (gran, furu o.l.)	0,13
densitet 700 kg/m ³	0,18
Trebaserte plater	
kryssfiner, densitet 300 kg/m ³	0,09
kryssfiner, densitet 500 kg/m ³	0,13
kryssfiner, densitet 700 kg/m ³	0,17
kryssfiner, densitet 1 000 kg/m ³	0,24
sementbundet sponplate	0,23
sponplate, densitet 300 kg/m ³	0,10
sponplate, densitet 600 kg/m ³	0,14
sponplate, densitet 900 kg/m ³	0,18
OSB, densitet 650 kg/m ³	0,13
trefiberplate, densitet 250 kg/m ³	0,07
trefiberplate, densitet 400 kg/m ³	0,10
trefiberplate, densitet 600 kg/m ³	0,14
trefiberplate, densitet 800 kg/m ³	0,18
treullsementplater	0,08
Lettklinker, elementer og blokker (tørt)	
densitet ca. 900 kg/m ³	
i fuktbeskyttet bygningsdel	0,31
utvendig over terreng	0,37
densitet ca. 770 kg/m ³	
i fuktbeskyttet bygningsdel	0,25
utvendig over terreng	0,32

Lettklinkerbetong, densitet ca. 1 000 kg/m ³ i fuktbeskyttet bygningsdel utvendig over terreng	0,38 0,45
Porebetong, elementer og blokker i fuktbeskyttet bygningsdel utvendig over terreng	0,13 0,14

Tabell 3

Dimensjonerende varmemotstand, R

Materiale	R m ² K/W
Trevirke 13 mm 15 mm 19 mm	0,10 0,11 0,14
Kryssfiner 6 mm 9 mm 15 mm 19 mm	0,04 0,06 0,11 0,14
Gipsplater 6 mm 9 mm 13 mm	0,03 0,04 0,06
Sponplater 12 mm 22 mm	0,08 0,15
Trefiberplater, medregnet MDF porøse plater (SB), 12 mm porøse plater (SB), 18 mm halvhårde plater (MBH), 6 mm halvhårde plater (MBH), 9 mm halvhårde plater (MBH), 11 mm hårde plater (HB), 3,2 mm	0,17 0,25 0,06 0,09 0,18 0,03
Asfalt takbelegg eller takfolie	0,03
Vindspærre av papp eller dampspærre av folie	0,03
Golvbelegg vinyl, linoleum, gummi	0,03
Murverk over grunnen 200 mm betonghullblokk 250 mm betonghullblokk 108 mm mangelstegl, densitet 1 600 kg/m ³	0,34 0,47 0,16

Tabell 4

Varmeovergangsmotstander iht. NS-EN ISO 6946, (m²K/W)

Overflate	Varmestrømsretning		
	Oppover	Horisontalt ¹⁾	Nedover ²⁾
Innvendig (R _{si})	0,10	0,13	0,17
Utvendig (R _{se})	0,04	0,04	0,04

¹⁾ Horisontal gjelder varmemestrømsretninger ± 30° fra horisontalplanet

²⁾ Brukes også på undersiden av golvkonstruksjoner mot uoppvarmet/kald kjeller og uventilert kryperom

12.13.2 MANUELL BEREGNING VEGG

Varmemotstand for dimensjonerende materialer:

$$R = \lambda/d$$

Tabell 1

MATERIAL	DIMENSJONER d (m)	VARMEKONDUKTIVITET λ (W/mK)	VARMEMOTSTAND R (m ² K/W)
Kledning	0,0125	0,120	0,10
Vindsperre	0,0020	0,067	0,03
Gips	0,0130	0,200	0,06
I-bjelke	0,2400	0,080	3,00
Mineralull	0,2400	0,033	7,27
Dampsperre	0,0020	0,067	0,03
Trestender	0,0480	0,120	0,40
Mineralull	0,0480	0,033	1,45
2 x gips	0,0260	0,200	0,13

Varmemotstand beregning, øvre grense verdi (R'):

Tabell 2

Sjikt	R=d/ λ	Motstand i felt (m ² K/W)		Henvisninger, kommentar
		Isolasjonsfelt	Bindingsverk	
Utvendig overgangsmotstand	R _{se} =0,04	-	-	Varmemotstanden til ventilerte sjikt ser vi bort fra og bruker R _{si}
Kledning (12,5 mm)	R ₁ =0,10	-	-	
Ventilert hulrom (23 mm)	R ₂ =R _{si}	0,13	0,13	
Vindsperre (2 mm)	R ₃ =0,03	0,03	0,03	se tabell 1
Gips (13 mm)	R ₄ =0,06	0,06	0,06	se tabell 1
I-bjelke (240 mm)	R ₅ =3,00	-	3,00	se tabell 1
Mineralull (240 mm)	R ₅ =7,27	7,27	-	se tabell 1
Dampsperre (2 mm)	R ₆ =0,03	0,03	0,03	se tabell 1
Trestender (48 mm)	R ₇ =0,40	-	0,40	se tabell 1
Mineralull (48 mm)	R ₇ =1,45	1,45	-	se tabell 1
2 x gips (23 mm)	R ₈ =0,13	0,13	0,13	se tabell 1
Innvendig overgangsmotstand	R _{si} =0,13	0,13	0,13	se tabell 1
Total varmemotstand i felt		9,23	3,91	

$$R' = \frac{Aa + Ab}{\frac{Aa}{R_{Ta}} + \frac{Ab}{R_{Tb}}} = \frac{0,78 + 0,22}{\frac{0,78}{9,23} + \frac{0,22}{3,91}} = \mathbf{7,10}$$

Varmemotstand beregning, nedre grenseverdi (R''):

Legering:

$$\lambda = A_a \times \lambda_a + A_b \times \lambda_b = 0,78 \times 0,033 + 0,22 \times 0,08 = \mathbf{0,04334}$$

Tabell 3

Sjikt	R=d/λ	Motstand i legeringen (m²K/W)	Henvisninger
Utvendig overgangsmotstand	R _{se} =0,04	-	Varmemotstanden til ventilerte sjikt ser vi bort fra og bruker R _{si}
Kledning (12,5 mm)	R ₁ =0,10	-	
Ventilert hulrom (23 mm)	R ₂ =R _{si}	0,13	
Vindsperre (2 mm)	R ₃ =0,03	0,03	
Gips (13 mm)	R ₄ =0,06	0,06	
Legering (I-bjelke 240 mm)	R ₅ =0,240/0,04334	5,54	
Dampsperre (2 mm)	R ₆ =0,03	0,03	
Indre legering (48 mm)	R ₇ =0,048/0,04334	1,11	
2 x gips (23 mm)	R ₈ =0,13	0,13	
Innvendig overgangsmotstand	R _{si} =0,13	0,13	
Sum		7,16	

Total varmemotstand:

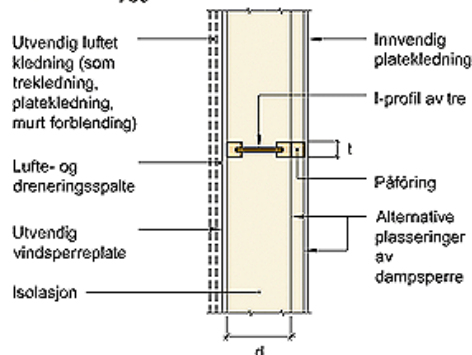
$$R_T = \frac{R'_T + R''_T}{2} = \frac{7,10 + 7,16}{2} = \mathbf{7,13}$$

U-verdi:

$$U = \frac{1}{R_T} = \frac{1}{7,13} = \mathbf{0,14}$$

12.13.3 U- VERDI PRE-AKSEPTERT VEGG

© SINTEF Byggforsk



U-verdier for vegger med bindingsverk av I-profiler av tre

Isolasjon med dimensjonerende varmekonduktivitet, λ_d , på 0,033 W/(mK)

Tabell 1

Typiske verdier for L''

L'' ¹⁾ (m/m ²)	Eksempel på vegg/bygning ²⁾
2,45	Vegg med høyde 2,4 m uten vinduer og dører
3,5	Enebolig, romhøyde 2,4 m
4,5	Boligblokk, rekkehus, barnehage, romhøyde 2,4 m
5,5	Stort næringsbygg, romhøyde 3,5 m
7,5	Stort næringsbygg, romhøyde 2,6 m

¹⁾ L'' angir lengden av bindingsverk per m² netto veggareal. Det er forutsatt stendere med senteravstand på 0,6 m og enkel bunn- og toppsvill.

²⁾ Det er lagt til grunn samme bygningskropp og geometri som kravene i forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK10) er basert på, totalt vindusareal 20 % av BRA og typisk vindusstørrelse.

Tabell 2

I bindings- verk, d mm	Isolasjon		U-verdi				
	I påfø- ring mm	Total mm	W/(m ² K)				
			U _{2,45}	U _{3,5}	U_{4,5}	U _{5,5}	U _{7,5}
170	0	170	0,218	0,234	0,250	0,265	0,296
	50	220	0,170	0,185	0,199	0,212	0,240
200	0	200	0,187	0,201	0,214	0,228	0,254
	50	250	0,151	0,164	0,176	0,188	0,212
220	0	220	0,171	0,184	0,195	0,207	0,231
	50	270	0,140	0,152	0,164	0,175	0,197
240	0	240	0,157	0,169	0,180	0,191	0,213
	50	290	0,131	0,142	0,152	0,162	0,183
300	0	300	0,127	0,137	0,146	0,155	0,173
	50	350	0,109	0,118	0,127	0,135	0,151
350	0	350	0,110	0,118	0,126	0,134	0,150
	50	400	0,096	0,104	0,111	0,119	0,133
400	0	400	0,096	0,103	0,110	0,117	0,130
	50	450	0,086	0,093	0,099	0,106	0,119
450	0	450	0,086	0,092	0,098	0,104	0,116
	50	500	0,077	0,084	0,089	0,095	0,107
500	0	500	0,078	0,083	0,089	0,094	0,105
	50	550	0,071	0,076	0,081	0,086	0,096

12.13.4 U-VERDI PRAKSEPTERT TAK

Tabell 1

Beregnet U-verdi (W/(m²K))

Kompakte tak på dekke av betong

Massiv betong, hulldekke¹⁾ eller DT-elementer

Isolasjons- tykk- else, d mm	Isolasjonens varmekonduktivitet, λ W/(mK)						
	0,031	0,034	0,035	0,036	0,038	0,041	0,043
30	0,81	0,87	0,89	0,91	0,95	1,00	1,03
50	0,54	0,58	0,60	0,61	0,64	0,68	0,70
60	0,46	0,50	0,51	0,52	0,55	0,58	0,61
70	0,40	0,44	0,45	0,46	0,48	0,51	0,53
80	0,36	0,39	0,40	0,41	0,43	0,46	0,48
100	0,30	0,32	0,33	0,34	0,35	0,38	0,39
120	0,25	0,27	0,28	0,29	0,30	0,32	0,34
130	0,23	0,25	0,26	0,27	0,28	0,30	0,31
150	0,21	0,22	0,23	0,23	0,25	0,26	0,28
160	0,19	0,21	0,22	0,22	0,23	0,25	0,26
180	0,17	0,19	0,19	0,20	0,21	0,22	0,23
200	0,16	0,17	0,18	0,18	0,19	0,20	0,21
220	0,15	0,16	0,16	0,17	0,17	0,19	0,20
230	0,14	0,15	0,16	0,16	0,17	0,18	0,19
250	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,17	0,17
260	0,13	0,14	0,14	0,14	0,15	0,16	0,17
280	0,12	0,13	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16
300	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13	0,14	0,15
350	0,10	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12	0,13
400	0,09	0,09	0,10	0,10	0,10	0,11	0,11
450	0,08	0,08	0,09	0,09	0,09	0,10	0,10
500	0,07	0,08	0,08	0,08	0,08	0,09	0,09

¹⁾Korreksjon for hulldekker med 30–120 mm isolasjon:

– U-verdien kan reduseres med 0,01 W/(m²K)

12.13.5 ENERGIMERKING

Karakterskalaen

03.11.2014 | 10:00

Energimerket består av en energikarakter og en oppvarmingskarakter. Energikarakteren går fra A til G, og er basert på beregnet levert energi. Oppvarmingskarakteren gis med en femdelte fargerangering fra rødt til grønt, og rangerer boligen eller bygningen etter hvilket oppvarmingssystem som er installert.

Det er ingen sammenheng mellom energikarakteren og oppvarmingskarakteren, slik at en bygning med høy beregnet energibruk og tilhørende dårlig energikarakter, kan få en god oppvarmingskarakter med for eksempel et biobasert oppvarmingssystem. Omvendt kan et lavenergibygget få en god energikarakter, mens oppvarmingskarakteren vil bli dårlig dersom bygget kun har elektrisk oppvarming.

Energikarakteren er et resultat av beregnet levert energi til boligen eller bygningen ved normal bruk. Hvordan beregningen skjer er fastsatt i standarden NS 3031. Tabellen nedenfor viser sammenhengen mellom beregnet levert energi pr. kvadratmeter og energikarakter for de ulike bygningskategoriene

Bygningskategorier	Levert energi pr m ² oppvarmet BRA (kWh/m ²)						
	A	B	C	D	E	F	G
	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Ingen grense
Småhus	85,00+800/A	115,00+1600/A	145,00+2500/A	175,00+4100/A	205,00+5800/A	250,00+8000/A	> F
Leiligheter (boligblokk)	75,00+600/A	95,00+1000/A	110,00+1500/A	135,00+2200/A	160,00+3000/A	200,00+4000/A	> F
Barnehage	80,00	110,00	145,00	180,00	220,00	275,00	> F
Kontorbygning	85,00	115,00	145,00	180,00	220,00	275,00	> F
Skolebygning	70,00	100,00	135,00	175,00	220,00	280,00	> F
Universitets- og høyskolebygning	85,00	125,00	160,00	200,00	240,00	300,00	> F
Sykehus	165,00	235,00	305,00	360,00	415,00	505,00	> F
Sykehjem	140,00	190,00	240,00	295,00	355,00	440,00	> F
Hotellbygning	125,00	185,00	240,00	290,00	340,00	415,00	> F
Idrettsbygning	115,00	160,00	205,00	275,00	345,00	440,00	> F

Forretningsbygning	105,00	155,00	210,00	255,00	300,00	375,00	> F
Kulturbygning	85,00	130,00	175,00	215,00	255,00	320,00	> F
Lett industribygning, verksted	100,00	140,00	185,00	250,00	315,00	405,00	> F

A = oppvarmet del av BRA [m²]

Øvre grense for karakter C er basert på nivå for TEK 2010.

Skalagrenser for boliger er avhengig av oppvarmet BRA, og beregnes med to desimaler

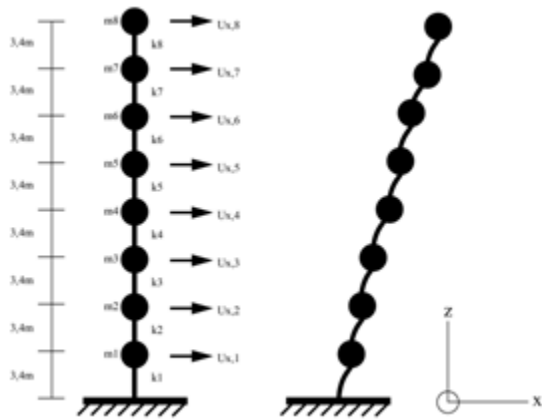
Forutsetninger	A	B	C	D	E	F	G
Øvre grenser	"Passiv hus"	(A+C)/2	"TEK10"	(2C+F)/3	(2F+C)/3	"TEK 69"+7%	> F
Referanse	NS 3700 prNS 3701		Varmegjen vinner 80 %			Varmegjen vinner 70 %	
Årsvirkningsgrad, varme	0,88	0,77					
Kjølefaktor	2,4	2,2					
Luftmengder i driftstid	NS 3031 tab A6	NS 3031 tabell B1					
Luftmengder utenfor driftstid	NS 3031 tab A7	NS 3031 tabell A6					
SFP og belysning	Iht. prNS 3701 / NS 3700	Iht. NS 3031					
Utstyr og varmtvann	Iht. NS 3031	Iht. NS 3031					
Bevegelig solskjerming	"På" hele året						
Bygningsmodeller	Som TEK 2010, unntatt for barnehager, hvor passivhusmodell benyttes Bygningsmodeller som TEK 2010. Unntak barnehager: Nå PH-modell						
Arealkorreksjon	Nivåtilpasset arealkorreksjon boliger, avhengig av skalatrinn.						

Leiligheter (boligblokk)

Leilighet	Lvert energi pr m ² oppvarmet BRA (kWh/m ²)						
	A	B	C	D	E	F	G
Oppvarmet BRA (m ²)	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Lavere enn eller lik	Ingen grense
50	87,00	115,00	140,00	179,00	220,00	280,00	> F
75	83,00	108,33	130,00	164,33	200,00	253,33	> F
100	81,00	105,00	125,00	157,00	190,00	240,00	> F
125	79,80	103,00	122,00	152,60	184,00	232,00	> F
160	78,75	101,25	119,38	148,75	178,75	225,00	> F
200	78,00	100,00	117,50	146,00	175,00	220,00	> F
300	77,00	98,33	115,00	142,33	170,00	213,33	> F
400	76,50	97,50	113,75	140,50	167,50	210,00	> F
500	76,20	97,00	113,00	139,40	166,00	208,00	> F

Øvre grense for karakter C er basert på nivå for TEK 2010.

Gunstig geometrisk løsning:



Generelt om bygget:

Dette er en 8 etasjer høy boligblokk.

Vi har lagt en forenklet model med gunstig geometriske løsninger som er symmetrisk og kan derfor regnes forenklet som en pinnemodell som svinger i 2 akser, x-retning og y-retning.

Geometri:

Antall etasjer: $n_{etg} := 8$

$L_b := 34m$ (X – retning)

$B_b := 16m$ (Y – retning)

Antall nivåer: $n_e := n_{etg} + 1$

$i := 1 \dots 7$

etasje navn: z_i

Etasjehøyde: $h_{z_1} := 3.4m$

høyde: $Z_1 := 0m$

$i := 2 \dots n_e$

total høyde : $H := \sum h_z$

$H := 27.2m$

skiverlengde: $l_{wi} := nm$

$n := 1 \dots 10m$

Areal av skiver: A_{s_i}

Skivetykkelse: b_w $b_w := 0.25\text{m}$

Materiale

målenhet:

Materialdata (B35) betong med dynamisk tillegg (NS 3473:2003 punkt 9.2.3)

$$f_{cck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E := 1.15 \cdot 9500 \cdot f_{cck}^{0.3} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{0.7} \quad E = 3.174 \times 10^{10} \text{Pa}$$

Beregning tar utgangspunkt i 8 etasjes boligblokk i Ålesund. Bygget er et typisk elementbygg med hulldekker, stålbjelker, stålsøyler og avstivende betongskiver. I denne beregning benyttes det lav duktilitetsklasse (DCL)

A.1 Masseberegning av boligblokk

Avstivning av bygget

avstivning på tvers av bygget:

Første etasje:

Arealer
Skiver:

$$I_{y1} := \frac{0.25\text{m} \cdot (6.0\text{m})^3}{12} = 4.5\text{m}^4$$

$$I_{y4} := \frac{0.25\text{m} \cdot (5.0\text{m})^3}{12} = 2.604\text{m}^4$$

A.1.1 Veggskiver i DCL

$$I_{y3} := \frac{0.25\text{m} \cdot (6.0\text{m})^3}{12} = 4.5\text{m}^4$$

$$I_{y6} := \frac{0.25\text{m} \cdot (5.0\text{m})^3}{12} = 2.604\text{m}^4$$

Stivhet langs bygget:

$$I_{y_1} := I_{y1} + I_{y3} + I_{y4} + I_{y6} = 14.208\text{m}^4$$

Avstivning langs bygget:

Første etasje:

Skiver:

$$I_{xA} := \frac{0.25\text{m} \cdot (5\text{m})^3}{12} = 2.604\text{m}^4$$

$$I_{xB} := \frac{0.25\text{m} \cdot (5\text{m})^3}{12} = 2.604\text{m}^4$$

$$I_{xD} := \frac{0.25\text{m} \cdot (10\text{m})^3}{12} = 20.833\text{m}^4$$

Stivhet på tvers av bygget:

$$I_{x_1} := I_{xA} + I_{xB} + I_{xD} = 26.042\text{m}^4$$

A.1 Masseberegning av boligblokk

Arealer:

Tilnærmede arealer av vertikale veggskiver for hver etasje:

x-retningen:

$$A_{xA} := 5\text{m} \cdot 3.4\text{m} = 17\text{m}^2$$

$$A_{xD} := 5\text{m} \cdot 10\text{m} = 50\text{m}^2$$

$$A_{xB} := 5\text{m} \cdot 3.4\text{m} = 17\text{m}^2$$

$$A_{\text{skiverx}} := A_{\text{xA}} + A_{\text{xB}} + A_{\text{xD}} = 84 \text{ m}^2$$

y- retningen:

$$A_{\text{y1}} := 5 \text{ m} \cdot 3.4 \text{ m} = 17 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{y3}} := 6 \text{ m} \cdot 3.4 \text{ m} = 20.4 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{y4}} := 6 \text{ m} \cdot 3.4 \text{ m} = 20.4 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{y6}} := 5 \text{ m} \cdot 3.4 \text{ m} = 17 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{skivery}} := A_{\text{y1}} + A_{\text{y3}} + A_{\text{y4}} + A_{\text{y6}} = 54.4 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{skiverx}} + A_{\text{skivery}} = 138.4 \text{ m}^2$$

Arealet av enkelte dekke:

Tilnærmede arealer av dekker over etasje i uten utsparinger:

Areal av dekker over etasje:

$$A_{\text{idekker}} := L_{\text{b}} \cdot B_{\text{b}} = 544 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{8dekker}} := 544 \text{ m}^2$$

Egenlast: G_k

Likning (VLG1) angir resultanten av egenlasten på grunn av betongens egenlast i hver etasje når halve skivens areal i etasjen og under medtas.

$$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad i := 1..7$$

$$G_{ki} := \left(A_{idekker} + \frac{1}{2}138.4m^2 + \frac{1}{2}138.4m^2 \right) \rho_{betong} \cdot b_w = 4.265 \times 10^6 N$$

$$G_{k8} := \left(A_{8dekker} + \frac{1}{2}138.4m^2 \right) \cdot \rho_{betong} \cdot b_w = 3.833 \times 10^6 N$$

Likning (VLG2) angir resultanten av egenlasten til hver etasje på grunn av påført egenlast

Påført egenlast:

$$G_{kpåf} := 6.47 \frac{kg}{m^2}$$

resultanten av egenlasten til hver etasje på grunn av påført egenlast :

$$G_{kii} := 6.47 \frac{kg}{m^2} \cdot A_{idekker}$$

$$\text{Nyttelast: } Q_{knytte} := 2 \frac{kN}{m^2} \qquad G_{kii} = 3.52 \times 10^3 kg$$

Llikning (VLG3) angir den tilnærmede permanente resultanten av nyttelasten til hver etasje.

seismisk faktor for justering av belastning: $\varphi := 1$

kombinasjonverdien faktor for de variable påvirkningene i: $\psi_{E,i}$ (VLG3)

kvasipermanent verdi av variabel påvirkning:

$$\psi_{2,i} := 0.3$$

$$Q_{ki} := \varphi \cdot 0.3 \cdot Q_{knytte} \cdot A_{idekker} = 3.264 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{snølast: } Q_{ksn\emptyset} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \psi_{2,i} := 0.2$$

$$Q_{k8} := \varphi \cdot 0.2 \cdot Q_{ksn\emptyset} \cdot A_{idekker} = 2.611 \times 10^5 \text{ N}$$

Tilnærmede resultanter for beregning av masser:

$$G_{kii} := 34.5312 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$m_i := G_{ki} + G_{kii} + Q_{ki} = 4.626 \times 10^6 \text{ N}$$

$$m_8 := G_{k8} + Q_{k8} = 4.094 \times 10^6 \text{ N}$$

$$m_{\text{total}} := 7 \cdot m_i + m_8 = 3.648 \times 10^7 \text{ N}$$

$$m_{\text{total}} := \frac{3.648 \cdot 10^7 \text{ N}}{g} = 3.72 \times 10^6 \text{ kg}$$

Seismiske laster:

Dimensjonerende horizontal responspektrum:

$$\text{Konstruksjonsfaktor: } q := 1.5$$

Dimensjonerende responspektrum:

Verdier for beregning av dimensjonerende responspektrum:

seismisk faktor: $\gamma_1 := 1$

$$a_{g40\text{Hz}} := 0.9 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40\text{Hz}} \quad a_{gR} = 0.72 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$a_g := a_{gR} \cdot \gamma_1 = 0.72 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

gravitasjon: $g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

seismisk klasse: klasse II

grunntype: A

Foresterkningfaktor for grunnforholden: $S := 1$

parameter som bestemmer knekkpunktene i responspektre:

$$T_B := 0.10\text{s} \quad T_C := 0.25\text{s} \quad T_D := 1.5\text{s}$$

hvis følgende krav blir oppfylt kan en se bort i fra seismisk påkjenninger:

$$a_g \cdot S < 0.05 \cdot g \quad 0.72 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{ok}$$

krav om lav seismitet: $a_g \cdot S < 0.10 \cdot g$

$$0.72 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0.98 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{ok}$$

bygget kan dimensjoneres etter bestemmelse om lav seismisk

Svingeperioder:

Koeffisient avhengig av bygget horisontale avstivningssystem: C_t

totale effektive arealet av skjærveggene i første etasje: A_c

første svingeperiode: T_1

effektive tverrsnittsarealet av skjærveggen i langs den vurderte retningen i første etasje:

$$A_i := b_w \cdot l_{wi}$$

effektive tverrsnittsarealet av skjærveggen i langs den vurderte retningen i første etasje i bygningen:

effektive tverrsnittsarealet: $l_{wi} \leq 0.9 \cdot H$ $10\text{m} < 0.9 \cdot 27.2\text{m}$

$$A_c := \sum_i \left[A_i \cdot \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right]$$

$$\text{Metode 1: } C_t := 0.050 \frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}} \quad T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$\text{metode 2: } C_t := \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$C_{1x} := C_t \quad C_{1y} := C_t$$

Arealer

tverrsnittsarealer av de vertikale skivene uten utsparinger: A_c

$i := 1, 2, 3, 4$ om x-retningen

$i := 1, 2, 3, 4, 5, 6$ om y-retningen

$$b_w := 0.25\text{m} \quad l_{wxD} := 10\text{m} \quad l_{wxA} := 5\text{m} \quad l_{wxB} := 5\text{m}$$

$$l_{wy1} := 5\text{m} \quad l_{wy3} := 6\text{m} \quad l_{wy4} := 6\text{m} \quad l_{wy6} := 5\text{m}$$

Areal av skivesnitt:

For x-retningen

$$A_{xA} := b_w \cdot l_{wxA} = 1.25\text{m}^2$$

$$A_{xB} := b_w \cdot l_{wxB} = 1.25\text{m}^2$$

$$A_{xD} := b_w \cdot l_{wxD} = 2.5\text{m}^2$$

$$A_{cxA} := (A_{xA}) \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{wxA}}{27.2\text{m}} \right) \right]^2 = 0.184\text{m}^2$$

$$A_{cxB} := A_{xB} \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{wxB}}{27.2\text{m}} \right) \right]^2 = 0.184\text{m}^2$$

$$A_{cxD} := A_{xD} \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{wxD}}{27.2\text{m}} \right) \right]^2 = 0.806\text{m}^2$$

$$A_c := A_{cxA} + A_{cxB} + A_{cxD} = 1.174\text{m}^2$$

Med metode 1:

$$T_1 := 0.050 \frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}} \cdot (27.2\text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.596\text{s}$$

$$T_{1x} := T_1 = 0.596\text{s}$$

Med metode 2:

$$T_1 := 0.075 \frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1.174}} \cdot (27.2\text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.824\text{s}$$

$$T_{2x} := T_1 = 0.824\text{s}$$

y - retningen:

$$A_{y1} := b_w \cdot l_{wy1} = 1.25 \text{m}^2$$

$$A_{y4} := b_w \cdot l_{wy4} = 1.5 \text{m}^2$$

$$A_{y3} := \frac{bb}{b_w} \cdot l_{wy3} = 1.5 \text{m}^2$$

$$A_{y6} := b_w \cdot l_{wy6} = 1.25 \text{m}^2$$

$$A_{cy1} := A_{y1} \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{wy1}}{27.2 \text{m}} \right) \right]^2 = 0.184 \text{m}^2$$

$$A_{cy3} := A_{y3} \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{wy3}}{27.2 \text{m}} \right) \right]^2 = 0.265 \text{m}^2$$

$$A_{cy6} := A_{cy1} = 0.184 \text{m}^2$$

$$A_{cy4} := A_{cy3} = 0.265 \text{m}^2$$

$$A_c := A_{cy1} + A_{cy3} + A_{cy4} + A_{cy6} = 0.899 \text{m}^2$$

Med metode 1:

$$T_1 := 0.050 \frac{\text{s}}{\frac{\text{m}^{\frac{3}{4}}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}}} \cdot (27.2 \text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.596 \text{s}$$

$$T_{1y} := T_1 = 0.596 \text{s}$$

Med metode 2:

$$T_1 := 0.075 \frac{\frac{\text{s}}{\frac{\text{m}^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{0.899}}}}{\sqrt{0.899}} \cdot (27.2 \text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.942 \text{s}$$

$$T_{2y} := T_1 = 0.942 \text{s}$$

krav til regularitet i høyden:

$$T_{2x} \leq 4 \times T_C \qquad T_{2x} \leq 2.0s$$

$$0.824s \leq 4 \times 0.25s \qquad \text{ok}$$

$$0.824s \leq 1s$$

$$T_{2y} \leq 1 \qquad T_{2y} \leq 2.0s$$

$$0.942s \leq 1$$

dimensjonerende responspektrum: $S_d(T)$

krav : $T_C \leq T_{1x} \leq T_D$ og $T_C \leq T_{1y} \leq T_D$

$0.25s < 0.824s \leq 1.5s$ oppfylt for x- retningen

$0.25s \leq 0.942s \leq 1.5s$ ok for y- retningen

Faktor for den nedre grenseverdien for det dimensjonerendespektret: $\beta := 0.2$

$$S_d(T_{2x}) := a_g \times S \times \left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T_1} \right) \geq 0.2 \times a_g \qquad T_1 := T_{1x} \qquad T_1 := T_{1y}$$

x - retninger

$$S_d(T_{2x}) := a_g \times S \times \left[\left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T_{2x}} \right) \right] \geq 0.2 \times a_g$$

$$S_d(T_{2x}) := 0.364 \frac{m}{s^2} \qquad 0.364 \frac{m}{s^2} \geq 0.144 \frac{m}{s^2}$$

y -retningen

$$S_d(T) := a_g \times S \times \left[\left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T_{2y}} \right) \right] \geq 0.2 \times a_g$$

$$S_d(T_{2y}) := 0.318 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \qquad 0.318 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \geq 0.144 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Utlatelseskriterium 2:

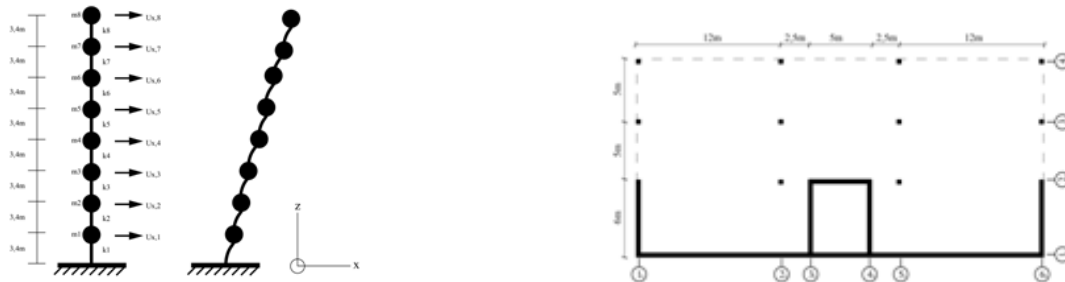
hvis : $S_d(T) < 0.05 \cdot g$ videre påvisning av seismisk laster er ikke nødvendig (NA.3.2.1(5)P)

$$0.364 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \qquad \text{og} \qquad 0.318 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Når følgende krav er oppfylt, kan vi se bort i fra seismisk påkjenninger på

denne valgte konstruksjonen.

12.14.2 UGUNSTIG GEOMETRISK LØSNING MATHCAD



Geometri :

hoveddimensjoner:

byggets lengste side: $L_b := 34\text{m}$ (x – retningen)

byggets korte sidet: $B_b := 16\text{m}$ (y – retningen)

Veggens tykkelse: $b_w := 0.25\text{m}$

Veggens lengde: $l_{wi} := nm$ $n := 0..34$

antall etajser: $n_{etg} := 8$

antall nivåer: $n_e := n_{etg} + 1$

$i := 1..n_{etg}$

Etasjehøyde: $d_{z_1} := 3.4\text{m}$

Høyde: $Z_1 := 0\text{m}$ $i := 2..n_e$

total høyde: $H := 27.2\text{m}$

akser j: $j_x := 1, 2, 3, 4$ om x-retningen
 $j_y := 1, 2, 3, 4, 5, 6$ om y-retningen

Materiale

det skal benyttes B35 med dynamisk tillegg (NS3473 9.2.3)

$$f_{cck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E := 1.15 \cdot 9500 \cdot f_{cck}^{0.3} \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{0.7} \quad E = 3.174 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

og stålsøyler: RHS (250 X 250 X 12.5) mm

Håndberegninger:

A.1 Masseberegning av boligblokk

Arealer

tilnærmede arealer av vertikale veggskiver for etasje hver etasje

x-retningen:

$$A_{skiver1} := (3.4\text{m} \cdot L_b) = 115.6\text{m}^2$$

$$A_{skiver2} := 5\text{m} \cdot 3.4\text{m} = 17\text{m}^2$$

$$A_{skiverx} := A_{skiver1} + A_{skiver2} = 132.6\text{m}^2$$

y-retningen:

$$A_{skiver1} := 6\text{m} \cdot 3.4\text{m} = 20.4\text{m}^2$$

$$A_{skiver3} := 20.4\text{m}^2$$

$$A_{skiver6} := 20.4\text{m}^2$$

$$A_{\text{skiver4}} := 20.4\text{m}^2$$

$$A_{\text{skivery}} := (A_{\text{skiver1}} + A_{\text{skiver3}} + A_{\text{skiver4}} + A_{\text{skiver6}}) = 81.6\text{m}^2$$

$$A_{\text{skiveri}} := A_{\text{skiverx}} + A_{\text{skivery}} = 214.2\text{m}^2$$

Arealet av enkelte dekke:

tilnærmede arealer av dekker over etasje i uten utsparinger

$$\text{Areal av dekker over etasje: } A_{\text{idekker}} := L_b \cdot B_b = 544\text{m}^2$$

$$A_{8\text{dekker}} := 544\text{m}^2$$

Egenlast: G_k

likning (VLG1) angir resultanten av egenlasten på grunn av betongens egenlast i hver etasje

når halve skivens areal i etasjen og under medtas.

$$\rho_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$G_{ki} := \left(A_{\text{idekker}} + \frac{1}{2} A_{\text{skiveri}} + \frac{1}{2} A_{\text{skiveri}} \right) \rho_{\text{betong}} \cdot b_w = 4.739 \times 10^6 \text{ N}$$

(VLG1)

$$G_{k8} := \left(A_{8\text{dekker}} + \frac{1}{2} A_{\text{skiveri}} \right) \cdot \rho_{\text{betong}} \cdot b_w = 4.069 \times 10^6 \text{ N}$$

Likning (VLG2) angir resultanten av egenlasten til hver etasje på grunn av påført egenlast

$$\text{Påført egenlast: } G_{\text{kpåf}} := 6.47 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

(VLG2)

$$G_{kii} := G_{\text{kpåf}} \cdot A_{\text{idekker}} = 3.52 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$G_{kii} = 3.52 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$\text{Nyttelast: } Q_{\text{knytte}} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Likning (VLG3) angir den tilnærmede permanente resultanten av nyttelasten til hver etasje.

seismisk faktor for justering av belastning: $\varphi := 1$

kombinasjonsverdien faktor for de variable påvirkningene $\Psi_{2,i}$ (VLG3)

kvasipermanent verdi av variabel påvirkning: $\Psi_{2,i} := 0.3$

$$Q_{ki} := \varphi \cdot 0.3 \cdot Q_{knytte} \cdot A_{idekker} = 3.264 \times 10^5 \text{ N}$$

snølast: $Q_{ksn\emptyset} := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\Psi_{2,i} := 0.2$

Likning (VLG4) angir den tilnærmede permanente resultanten av snølasten på taket.

$$Q_{k8} := \varphi \cdot 0.2 \cdot Q_{ksn\emptyset} \cdot A_{idekker} = 2.611 \times 10^5 \text{ N}$$

Masser av stålsøyler:

Masse av RHS 250 X250 X12.5: $m_{rhs} := 91.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

$$m_{lrhs} := m_{rhs} \cdot 3.4 \text{ m} \cdot 10 = 3.125 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$m_{totalrhs} := m_{lrhs} \cdot 8 = 2.5 \times 10^4 \text{ kg}$$

Tilnærmede resultantkrefter for beregning av masser:

$$m_i := G_{ki} + G_{kii} + Q_{ki} = 5.1 \times 10^6 \text{ N} \quad G_{kii} := 34.5312 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$m_8 := G_{k8} + Q_{k8} = 4.33 \times 10^6 \text{ N}$$

$$m_{total} := 7 \cdot m_i + m_8 = 4.003 \times 10^7 \text{ N}$$

$$m_{total} := \frac{4.003 \cdot 10^7 \text{ N}}{g} = 4.082 \times 10^6 \text{ kg}$$

Seismiske laster:

Dimensjonerende horisontal responspektrum:

Konstruksjonsfaktor: $q := 1.5$

Dimensjonerende responspektrum

Verdier for beregning av dimensjonerende responspektrum:

seismisk faktor: $\gamma_1 := 1$

$a_{g40Hz} := 0.9$

$a_{gR} := 0.8 \cdot a_{g40Hz}$ $a_{gR} = 0.72$

$a_g := a_{gR} \cdot \gamma_1 = 0.72$

gravitasjon: $g := 9.81 \frac{m}{s^2}$

seismisk klasse: klasse II

grunntype :A

Forsterkningsfaktor for grunnforholdene $S := 1$

parameter som bestemmer knekkpunktene i responspektre:

$T_B := 0.10s$ $T_C := 0.25s$ $T_D := 1.5s$

hvis følgende krav blir oppfylt kan en se bort i fra seismisk påkjenninger:

$a_g \cdot S < 0.05 \cdot g$ $0.72 \frac{m}{s^2} > 0.49 \frac{m}{s^2}$ ok

krav om lav seismisitet: $a_g \cdot S < 0.10 \cdot g$

$0.72 \frac{m}{s^2} < 0.98 \frac{m}{s^2}$ ok

bygget kan dimensjoneres etter bestemmelse om lav seismisk

Svingeperioder:

Koeffisient avhengig av bygget horisontale avstivningssystem: C_t

totale effektive arealet av skjærveggene i første etasje: A_c

første svingeperiode: T_1

effektive tverrsnittarealet av skjærveggen i langs den vurderte retningen i første etasje:

$$A_i := b_w \cdot l_{wi}$$

effektive tverrsnittarealet av skjærveggen i langs den vurderte retningen i første etasje i bygnigen:

$$\text{effektive tverrsnittarealet: } l_{wi} \leq 0.9 \cdot H \qquad 34\text{m} > 0.9 \cdot 27.2\text{m}$$

$$A_c := \sum_i \left[A_i \left[0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right] \right]$$

$$\text{Metode 1: } C_t := 0.050 \frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}} \qquad T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$\text{metode 2: } C_t := \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \qquad T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$C_{1x} := C_t \qquad C_{1y} := C_t$$

Arealer

tverrsnittarealer av de vertikale skivene uten utsparinger: A_c

$i := 1, 2, 3, 4$ om x-retningen

$i := 1, 2, 3, 4, 5, 6$ om y-retningen

$$b_w := 0.25\text{m} \quad l_{w1x} := 34\text{m} \quad l_{w2x} := 5\text{m} \quad l_{w1y} := 6\text{m}$$

$$l_{w1y} := 6\text{m} \quad l_{w3y} := 6\text{m} \quad l_{w4y} := 6\text{m} \quad l_{w6y} := 6\text{m}$$

Areal av skivesnitt:

For x-retningen

$$A_{1x} := b_w \cdot l_{w1x} = 8.5\text{m}^2$$

$$A_{2x} := b_w \cdot l_{w2x} = 1.25\text{m}^2$$

$$A_{1x} := 8.5\text{m}^2$$

$$A_{2x} := 1.25\text{m}^2$$

$$A_{c1} := (A_{1x}) \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{w1x}}{27.2\text{m}} \right) \right]^2 = 17.871\text{m}^2$$

$$A_{c2} := A_{2x} \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{w2x}}{27.2\text{m}} \right) \right]^2 = 0.184\text{m}^2$$

$$A_c := A_{c1} + A_{c2} = 18.055\text{m}^2$$

$$A_c := 18.055\text{m}^2$$

Med metode 1:

$$T_1 := 0.050 \frac{\text{s}}{\frac{\text{m}^3}{\text{m}^4}} \cdot (27.2\text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.596\text{s}$$

$$T_{x1} := T_1 = 0.596\text{s}$$

Med metode 2:

$$T_1 := 0.075 \frac{\frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}}}{\sqrt{18.055}} \cdot (27.2\text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.21 \text{ s}$$

$$T_{x2} := T_1 = 0.21 \text{ s}$$

y - retningen:

$$A_{1y} := b_w \cdot l_{w1y} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_{4y} := b_w \cdot l_{w4y} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_{3y} := b_w \cdot l_{w3y} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_{6y} := b_w \cdot l_{w6y} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_{c1} := A_{1y} \cdot \left[0.2 + \left(\frac{l_{w1y}}{27.2\text{m}} \right) \right]^2 = 0.265 \text{ m}^2$$

$$A_c := 4 \cdot A_{c1} = 1.061 \text{ m}^2$$

Med metode 1:

$$T_1 := 0.050 \frac{\frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}}}{\sqrt{1.061}} \cdot (27.2\text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.596 \text{ s}$$

$$T_{y1} := T_1 = 0.596 \text{ s}$$

Med metode 2:

$$T_1 := 0.075 \frac{\frac{\text{s}}{\text{m}^{\frac{3}{4}}}}{\sqrt{1.061}} \cdot (27.2\text{m})^{\frac{3}{4}} = 0.867 \text{ s}$$

$$T_{y2} := T_1 = 0.867 \text{ s}$$

konklusjon : metode 1 skal bli bruke i den oppgave minst med metode 2 lengde til veggen og høyde til bygget er større enn $0.9 \times H$. da bygget er stivere om begge akser.

$$T_{x1} := 0.596s$$

$$T_{y1} := 0.596s$$

krav til regularitet i høyden:

$$T_{x1} \leq 4 \times T_C$$

$$T_{x1} \leq 2.0s$$

$$0.596s \leq 4 \times 0.25s$$

ok

$$0.596s \leq 1s$$

dimensjonerende responspektrum: $S_d(T)$

$$\text{krav : } T_C \leq T_{x1} \leq T_D \quad \text{og} \quad T_C \leq T_{y1} \leq T_D$$

$$0.25 < 0.596 \leq 1.5 \quad \text{oppfylt} \quad \text{for x- retningen}$$

$$0.25 \leq 0.596 \leq 1.5 \quad \text{ok} \quad \text{for y- retningen}$$

Faktor for den nedre grenseverdien for det dimensjonerendespektret: $\beta := 0.2$

$$S_d(T_{x1}) := a_g \times S \times \left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T_1} \right) \geq 0.2 \times a_g \quad T_1 := T_{x1} \quad T_1 := T_{y1}$$

x – retningen

$$S_d(T_{x1}) := a_g \times S \times \left[\left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T_{x1}} \right) \right] \geq 0.2 \times a_g$$

$$S_d(T_{x1}) := 0.5034 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

y -retningen

$$S_d(T) := a_g \times S \times \left[\left(\frac{2.5}{q} \right) \times \left(\frac{T_C}{T_{y1}} \right) \right] \geq 0.2 \times a_g$$

$$S_d(T_{y1}) := 0.5034 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_d(T) > 0.05 \times g \qquad 0.503 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Seismisk påkjenning

korreksjonsfaktor: λ $\lambda := 1$

Total kraft på fundamentnivå: $F_b := S_d(T_{x1}) \cdot m_{\text{total}} \cdot \lambda$

x -retningen:

$$F_b = 2.055 \times 10^6 \text{ N} \qquad F_{bx} := F_b \qquad F_{bx} = 2.055 \times 10^6 \text{ N}$$

y-retningen:

$$F_b = 2.055 \times 10^6 \text{ N} \qquad F_{by} := F_b \qquad F_{by} = 2.055 \times 10^6 \text{ N}$$

seismisk laster pr etasje:

fordeling av krefter i konstruksjonen: F_i

$$i := 1..8$$

etasjemasse: m_i

høyden til massene: $z_i := 3.4m$

$$F_i := F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^8 (z_i \cdot m_i)}$$

$$z_1 := 3.4m$$

$$z_2 := 6.8m$$

$$z_3 := 10.2m$$

$$z_4 := 13.6m$$

$$z_5 := 17m$$

$$z_6 := 20.4m$$

$$z_7 := 23.8m$$

$$z_8 := 27.8m$$

$$m_1 := \frac{5.1 \cdot 10^6 N}{g}$$

$$m_2 := m_1 = 5.201 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$m_3 := m_2$$

$$m_4 := m_3$$

$$m_5 := m_3$$

$$m_6 := m_5$$

$$m_7 := m_4$$

$$m_8 := \frac{4.33 \cdot 10^6 N}{g}$$

moment av F_i fra nivå nulle: z_i

første etasje:

$$z_1 \cdot m_1 = 1.768 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 2:

$$z_2 \cdot m_2 = 3.536 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 3:

$$z_3 \cdot m_3 = 5.305 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 4:

$$z_4 \cdot m_4 = 7.073 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 5:

$$z_5 \cdot m_5 = 8.841 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 6:

$$z_6 \cdot m_6 = 1.061 \times 10^7 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 7:

$$z_7 \cdot m_7 = 1.238 \times 10^7 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

etasje 8:

$$z_8 \cdot m_8 = 1.227 \times 10^7 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

x -retningen:

$$z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3 + z_4 \cdot m_4 + z_5 \cdot m_5 + z_6 \cdot m_6 + z_7 \cdot m_7 + z_8 \cdot m_8 = 6.178 \times 10^7 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$F_i := F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^8 (z_i \cdot m_i)}$$

$$F_{1x} := F_b \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 5.881 \times 10^4 \text{ N}$$

$$F_{2x} := F_b \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 1.176 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{3x} := F_b \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 1.764 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{4x} := F_b \cdot \frac{z_4 \cdot m_4}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 2.352 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{5x} := F_b \cdot \frac{z_5 \cdot m_5}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 2.941 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{6x} := F_b \cdot \frac{z_6 \cdot m_6}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 3.529 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{7x} := F_b \cdot \frac{z_7 \cdot m_7}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 4.117 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{8x} := F_b \cdot \frac{z_8 \cdot m_8}{6.178 \cdot 10^7 \cdot \text{m} \cdot \text{kg}} = 4.083 \times 10^5 \text{ N}$$

Sum av seismisk kraft i y-retningen:

$$F_{1x} + F_{2x} + F_{3x} + F_{4x} + F_{5x} + F_{6x} + F_{7x} + F_{8x} = 2.055 \times 10^6 \text{ N}$$

y-retningen:

samme seismisk laster som i x- retningen

$$F_{1y} := F_{1x} = 5.881 \times 10^4 \text{ N}$$

$$F_{2y} := F_{2x} = 1.176 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{3y} := F_{3x} = 1.764 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{4y} := F_{4x} = 2.352 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{5y} := F_{5x} = 2.941 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{6y} := F_{6x} = 3.529 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{7y} := F_{7x} = 4.117 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_{8y} := F_{8x} = 4.083 \times 10^5 \text{ N}$$

Sum. av seismisk kraft på y-retningen:

$$F_{1y} + F_{2y} + F_{3y} + F_{4y} + F_{5y} + F_{6y} + F_{7y} + F_{8y} = 2.055 \times 10^6 \text{ N}$$

veggskivestivhet og stivhetssenter:

Stivhet av skivene:

Avstivning av bygget

avstivning langs bygget:

Første etasje:

Skiver:

$$I_{y1} := \frac{0.25\text{m} \cdot (6.0\text{m})^3}{12} = 4.5 \text{ m}^4$$

$$I_{y3} := \frac{0.25\text{m} \cdot (6.0\text{m})^3}{12} = 4.5 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} := \frac{0.25\text{m} \cdot (6.0\text{m})^3}{12} = 4.5 \text{ m}^4$$

$$I_{y4} := \frac{0.25\text{m} \cdot (6.0\text{m})^3}{12} = 4.5 \text{ m}^4$$

Stivhet langs bygget:

$$I_{y1} := I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} + I_{y4} = 18 \text{ m}^4$$

Avstivning på tvers av bygget:

Første etasje:

Skiver:

$$I_{x1} := \frac{0.25 \text{ m} \cdot (34 \text{ m})^3}{12} = 818.833 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} := \frac{0.25 \text{ m} \cdot (5 \text{ m})^3}{12} = 2.604 \text{ m}^4$$

Stivhet på tverrs av bygget:

$$I_{x1} := I_{x1} + I_{x2} = 821.438 \text{ m}^4$$

treghetsmoment:

skiver tykkelse: $b_w := 0.25 \text{ m}$

skiver lengde: l_{wi}

Areal skiver: $A_{skive} := b_w \cdot l_{wi}$

høyde av skiver: $h_s := 3.4 \text{ m}$

veggskiver B35: $E_{cm} := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$I := I_{x1}$ eller $I := I_{x2}$

$$A_{skivex1} := b_w \cdot 34 \text{ m} = 8.5 \text{ m}^2$$

$$A_{skivey3} := b_w \cdot 6 \text{ m} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_{skivex2} := b_w \cdot 5 \text{ m} = 1.25 \text{ m}^2$$

$$A_{skivey4} := b_w \cdot 6 \text{ m} = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{skivey1}} := b_w \cdot 6m = 1.5m^2$$

$$A_{\text{skivey6}} := b_w \cdot 6m = 1.5m^2$$

$$\text{bøystivhet: } K_{bi} := E_{cm} \cdot \frac{I}{h_s^3}$$

$$\text{skjærstivhet: } K_{si} := E_{cm} \cdot \frac{A_{\text{skive}}}{3h_s}$$

$$\text{stivhet av skiver: } K := \frac{K_{bi} \cdot K_{si}}{K_{si} + K_{bi}}$$

$$K_{x1} := K \quad \text{eller} \quad K_{x2} := K$$

$$K_{bx1} := E_{cm} \cdot \frac{I_{x1}}{(h_s)^3} = 7.083 \times 10^{11} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{bx2} := E_{cm} \cdot \frac{I_{x2}}{h_s^3} = 2.253 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{by1} := E_{cm} \cdot \frac{I_{y1}}{h_s^3} = 3.893 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{by2} := E_{cm} \cdot \frac{I_{y2}}{h_s^3} = 3.893 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{by3} := E_{cm} \cdot \frac{I_{y3}}{h_s^3} = 3.893 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{by4} := E_{cm} \cdot \frac{I_{y4}}{h_s^3} = 3.893 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{sx1} := E_{cm} \cdot \frac{A_{\text{skivex1}}}{3h_s} = 2.833 \times 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{sx2} := E_{cm} \cdot \frac{A_{\text{skivex2}}}{3h_s} = 4.167 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{sy1} := E_{cm} \cdot \frac{A_{\text{skivey1}}}{3h_s} = 5 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{sy3} := E_{cm} \cdot \frac{A_{\text{skivey3}}}{3h_s} = 5 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{sy4} := E_{cm} \cdot \frac{A_{skivey4}}{3h_s} = 5 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{sy6} := E_{cm} \cdot \frac{A_{skivey6}}{3h_s} = 5 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{x1} := \frac{K_{bx1} \cdot K_{sx1}}{K_{sx1} + K_{bx1}} = 2.724 \times 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{x2} := \frac{K_{bx2} \cdot K_{sx2}}{K_{sx2} + K_{bx2}} = 1.462 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{y1} := \frac{K_{by1} \cdot K_{sy1}}{K_{sy1} + K_{by1}} = 2.189 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{y3} := \frac{K_{by3} \cdot K_{sy3}}{K_{sy3} + K_{by3}} = 2.189 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{y4} := \frac{K_{by4} \cdot K_{sy4}}{K_{sy4} + K_{by4}} = 2.189 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_{y2} := \frac{K_{by2} \cdot K_{sy6}}{K_{sy6} + K_{by2}} = 2.189 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Stivhetsfordeling:

Skiver:

skive1: $x1(\text{m}) := 17\text{m}$
 $y1(\text{m}) := 0.125\text{m}$

skive2 : $x2(\text{m}) := 17\text{m}$
 $y2(\text{m}) := 6.125\text{m}$

skive3: $x3(\text{m}) := 0.125\text{m}$
 $y3(\text{m}) := 3\text{m}$

skive4: $x4(\text{m}) := 14.5\text{m}$
 $y4(\text{m}) := 3\text{m}$

skive5: $x5(\text{m}) := 19.5\text{m}$
 $y5(\text{m}) := 3\text{m}$

skive6: $x6(\text{m}) := 33.875\text{m}$
 $y6(\text{m}) := 3\text{m}$

$$K_x := K_{x1} + K_{x2} = 2.871 \times 10^{10} \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$K_y := K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + K_{y4} = 8.755 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

skive1:

$$K_{x1} \cdot y1(\text{m}) = 3.405 \times 10^9 \text{ N}$$

skive2

$$K_{x2} \cdot y2(\text{m}) = 8.956 \times 10^9 \text{ N}$$

skive3:

$$K_{y1} \cdot x3(\text{m}) = 2.736 \times 10^8 \text{ N}$$

skive 4:

$$K_{y3} \cdot x4(\text{m}) = 3.174 \times 10^{10} \text{ N}$$

skive5:

$$K_{y4} \cdot x5(\text{m}) = 4.268 \times 10^{10} \text{ N}$$

skive6:

$$K_{y2} \cdot x6(\text{m}) = 7.414 \times 10^{10} \text{ N}$$

$$K_{x1} \cdot y1(\text{m}) + K_{x2} \cdot y2(\text{m}) = 1.236 \times 10^{10} \text{ N}$$

$$K_{y1} \cdot x3(\text{m}) + K_{y3} \cdot x4(\text{m}) + K_{y4} \cdot x5(\text{m}) + K_{y2} \cdot x6(\text{m}) = 1.488 \times 10^{11} \text{ N}$$

plassering av lokal y-akse: $X_t := \frac{1.236 \cdot 10^{10} \text{ N}}{K_y} = 1.412 \text{ m}$

$$X_t = 1.412 \text{ m}$$

plassering av lokal x-akse: $Y_t := \frac{1.488 \cdot 10^{11} \text{ N}}{K_x} = 5.184 \text{ m}$

$$Y_t = 5.184 \text{ m}$$

Eksentrisitet for last i y-retningen: $e_x := \frac{34 \text{ m}}{2} - X_t = 15.588 \text{ m}$

Eksentrisitet med last i x-retningen: $e_y := \frac{16\text{m}}{2} - Y_t = 2.816\text{m}$

Rotasjonsstivhet: K_{rot}

$i := 1, 2, 3, 4, 5, 6$

$X_t := 1.412\text{m}$

$Y_t := 5.184\text{m}$

skive1:

$x := (x1(\text{m}) - X_t) = 15.588\text{m}$

$y := (y1(\text{m}) - Y_t) = -5.059\text{m}$

$y \cdot K_{x1} = 2.564 \times 10^{10} \text{N}$

$y^2 \cdot K_{x1} = 2.412 \times 10^{10} \text{J}$

skive2:

$x := (x2(\text{m}) - X_t) = 15.588\text{m}$

$y := (y2(\text{m}) - Y_t) = 0.941\text{m}$

$y \cdot K_{x2} = 1.376 \times 10^9 \text{N}$

$y^2 \cdot K_{x2} = 1.295 \times 10^9 \text{J}$

skive3:

$x := x3(\text{m}) - X_t = -1.287\text{m}$

$y := y3(\text{m}) - Y_t = -2.184\text{m}$

$x \cdot K_{y1} = -2.817 \times 10^9 \text{N}$

$x^2 \cdot K_{y1} = 3.625 \times 10^9 \text{J}$

skive4:

$x := x4(\text{m}) - X_t = 13.088\text{m}$

$y := y4(\text{m}) - Y_t = -2.184\text{m}$

$x \cdot K_{y3} = -2.817 \times 10^9 \text{N}$

$x^2 \cdot K_{y3} = 3.625 \times 10^9 \text{J}$

skive5:

$x := x5(\text{m}) - X_t = 18.088\text{m}$

$y := y5(\text{m}) - Y_t = -2.184\text{m}$

skive6 :

$x := x6(\text{m}) - X_t = 32.463\text{m}$

$y := y6(\text{m}) - Y_t = -2.184\text{m}$

$$x \cdot K_{y4} = 3.959 \times 10^{10} \text{ N}$$

$$x \cdot K_{y2} = 3.959 \times 10^{10} \text{ N}$$

$$x^2 \cdot K_{y4} = 7.161 \times 10^{11} \text{ J}$$

$$x^2 \cdot K_{y2} = 7.161 \times 10^{11} \text{ J}$$

$$K_{\text{rot}} := \left(y^2 \cdot K_{x1} + y^2 \cdot K_{x2} \right) + \left(x^2 \cdot K_{y1} + x^2 \cdot K_{y3} + x^2 \cdot K_{y4} + x^2 \cdot K_{y2} \right) = 3.001 \times 10^{12} \text{ J}$$

Forskyvninger hentet fra Robot: 4mm i x-retning
4mm i y-retning

Dette er maks forskyvning i
toppen av bygget.

12.14.3 UGUNSTIG GEOMETRISK LØSNING ROBOT

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Date: 11/05/15

Project properties: **Structure Seismic 1**

File Name:: **Structure Seismic 1.rtd**

Created: 23/03/15 12:14

Modified: 11/05/15 14:07

Size: 17395712

Author:

Office:

Address:

Characteristics of analysis example:

Structure type: Shell

Structure geometrical center coordinates:

X = 17.000 (m)

Y = 8.000 (m)

Z = 13.600 (m)

Structure gravity center coordinates:

X = 17.000 (m)

Y = 13.762 (m)

Z = 13.683 (m)

Central moments of inertia of a structure:

I_x = 83809778.594 (kg*m²)

I_y = 198556199.332 (kg*m²)

I_z = 139315271.059 (kg*m²)

Mass = 1158140.800 (kg)

Coordinates of structure centroid with static global masses considered:

X = 17.000 (m)

Y = 9.456 (m)

Z = 14.888 (m)

Central moments of inertia of a structure with static global masses considered:

I_x = 364105530.814 (kg*m²)

I_y = 690282447.716 (kg*m²)

I_z = 539781874.498 (kg*m²)

Mass = 4163324.416 (kg)

Coordinates of structure centroid with dynamic global masses considered:

X = 17.000 (m)

Y = 9.456 (m)

Z = 14.888 (m)

Central moments of inertia of a structure with dynamic global masses considered:

I_x = 364105530.814 (kg*m²)

I_y = 690282447.716 (kg*m²)

I_z = 539781874.498 (kg*m²)

Mass = 4163324.416 (kg)

Structure description

Number of nodes:	915
Number of bars:	160
Bar finite elements:	160
Planar finite elements:	836
Volumetric finite elements:	0
Rigid links:	411
Releases:	0
Unidirectional releases:	0
Non-linear releases:	0
Compatibilities:	0
Elastic compatibilities:	0
Non-linear compatibilities:	0
Supports:	62
Elastic supports:	0
Unidirectional supports:	0
Non-linear supports:	0
Non-linear hinges:	0
Cases:	27
Combinations:	0

Calculation summary

Solution method - Multi-threaded solver		
No of static degr. of freedom:	5142	
Bandwidth		
before/after optimization:	0	0
Time info [sec]		
Max time of aggreg. + decomp.:	0	
Max time of subspace iterat.:	0	
Max time of nonlinear iterat.:	0	
Total time:	6	
Disk and core usage [B]		
Total disk space:	3720304	
For solver TMP files:	0	
For subspace iter. TMP files:	0	
Memory:	1765988	
Stiffness matrix diagonal elements		
Min/Max after decomposition:	1.963605e+007	6.169695e+016
Precision:	5	

Table of load cases / analysis types

Case 1 : **DL1**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy :	8.40618e+001 (kN*m)
Precision :	1.90296e-005

Case 2 : **LL1**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy : 4.80730e+000 (kN*m)
Precision : 1.75307e-005

Case 3 : **SN1**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy : 4.82111e-001 (kN*m)
Precision : 9.99864e-006

Case 4 : **WIND Y**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy : 0.00000e+000 (kN*m)
Precision : 0.00000e+000

Case 5 : **WIND X**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy : 0.00000e+000 (kN*m)
Precision : 0.00000e+000

Case 6 : **ULS**
Analysis type:

Case 7 : **ULS+**
Analysis type:

Case 8 : **ULS-**
Analysis type:

Case 9 : **SLS**
Analysis type:

Case 10 : **SLS+**
Analysis type:

Case 11 : **SLS-**
Analysis type:

Case 12 : **SLS:CHR**
Analysis type:

Case 13 : **SLS:CHR+**
Analysis type:

Case 14 : **SLS:CHR-**
Analysis type:

Case 15 : **SLS:FRE**
Analysis type:

Case 16 : **SLS:FRE+**
Analysis type:

Case 17 : **SLS:FRE-**
Analysis type:

Case 18 : **SLS:QPR**
Analysis type:

Case 19 : **SLS:QPR+**
Analysis type:

Case 20 : **SLS:QPR-**
Analysis type:

Case 21 : **EN 1998-1:2004 Direction_X**
Analysis type: Static - Seismic

Mass eccentricities **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)** Excitation
direction:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

Data:

Site : A

Spectrum type : 2

Behavior factor : 1,50

Spectrum parameters:

Acceleration : $a_g = 0,72$

S = 1,00 $\beta = 0,20$ $T_B = 0,05$ $T_C = 0,25$ $T_D = 1,20$

Fundamental period:

Approximated method T = 0,60 (s)

Other structures $C_t = 0.050$

Structure range:

Top story Story 8

Bottom story Story 1

Effective height $H_n = 27,20(m)$

Base shear

$S_d(T_1) = 0,50$

m = 4163324,42 (kg)

$\lambda = 1,00$

Shear force $V = 2097,32(\text{kN})$

Vertical distribution of seismic forces

Story	Height (m)	Mass (kg)	F(kN)	M(kN*m)
Story 1	3,40	519109,67	57,98	0,00
Story 2	3,40	519109,67	115,96	0,00
Story 3	3,40	519109,67	173,95	0,00
Story 4	3,40	518553,25	231,68	0,00
Story 5	3,40	518553,25	289,60	0,00
Story 6	3,40	518553,25	347,52	0,00
Story 7	3,40	518553,25	405,44	0,00
Story 8	3,40	531782,39	475,18	0,00

Case 22 : **EN 1998-1:2004 Direction_Y**

Analysis type: Static - Seismic

Excitation direction:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

Data:

Site : A

Spectrum type : 2

Behavior factor : 1,50

Spectrum parameters:

Acceleration : $a_g = 0,72$

S = 1,00 $\beta = 0,20$ $T_B = 0,05$ $T_C = 0,25$ $T_D = 1,20$

Fundamental period:

Approximated method $T = 0,60$ (s)

Other structures $C_t = 0.050$

Structure range:

Top story Story 8

Bottom story Story 1

Effective height $H_n = 27,20(\text{m})$

Base shear

$S_d(T_1) = 0,50$

m = 4163324,42 (kg)

$\lambda = 1,00$

Shear force $V = 2097,32(\text{kN})$

Vertical distribution of seismic forces

Story	Height (m)	Mass (kg)	F(kN)	M(kN*m)
Story 1	3,40	519109,67	57,98	0,00
Story 2	3,40	519109,67	115,96	0,00
Story 3	3,40	519109,67	173,95	0,00
Story 4	3,40	518553,25	231,68	0,00
Story 5	3,40	518553,25	289,60	0,00
Story 6	3,40	518553,25	347,52	0,00
Story 7	3,40	518553,25	405,44	0,00
Story 8	3,40	531782,39	475,18	0,00

Case 23 : **ACC**

Analysis type:

Case 24 : **ACC+**
Analysis type:

Case 25 : **ACC-**
Analysis type:

Case 26 : **Wind Simulation X+ 29 m/s (variable)**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy : 1.35241e-001 (kN*m)
Precision : 2.76937e-005

Data:

Wind velocity : 29.00 (m/s)
Terrain level : 0.00 (m)
Wind profile : Variable
Exposed elements : Whole structure
Openings : Closed for the wind flow
Stop criterion : Manual

Sum of main forces : 0.000 (kN)
Sum of perpendicular forces : 0.000 (kN)
Sum of vertical forces : 0.000 (kN)
:

Case 27 : **Wind Simulation Y+ 29 m/s (variable)**
Analysis type: Static - Linear

Potential energy : 3.38362e-002 (kN*m)
Precision : 1.83228e-005

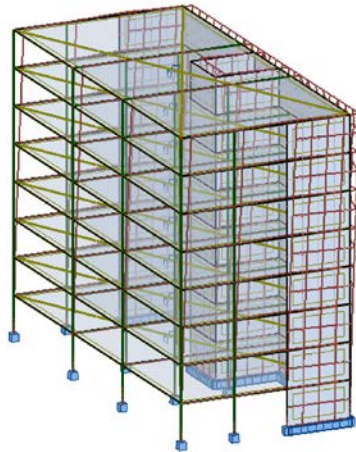
Data:

Wind velocity : 29.00 (m/s)
Terrain level : 0.00 (m)
Wind profile : Variable
Exposed elements : Whole structure
Openings : Closed for the wind flow
Stop criterion : Manual

Sum of main forces : 0.000 (kN)
Sum of perpendicular forces : 0.000 (kN)
Sum of vertical forces : 0.000 (kN)
:

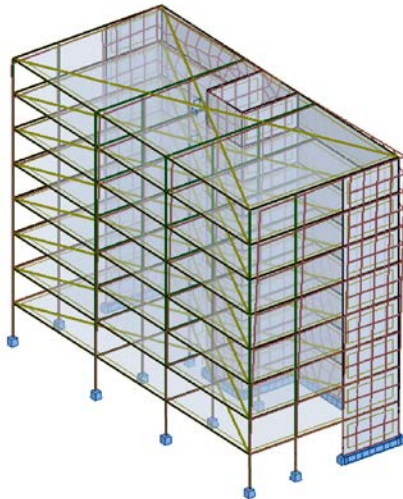
Cases: 22 (EN 1998-1:2004 Direction_Y)

Dis 10mm
Max=4

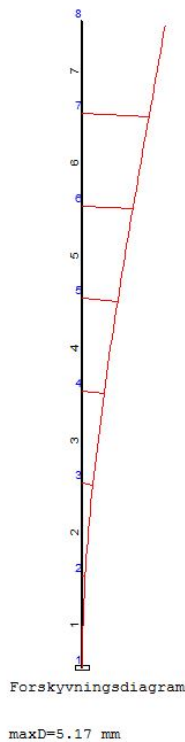


Cases: 21 (EN 1998-1:2004 Direction_X)

Dis 10mm
Max=4



12.14.4 FORENKLET PINNEMODELL



STERK AKSE

FRAME-51-24_03_2015

Knutepunktsforskyvninger

Kn.P.	ux [mm]	uy[mm]	ur[rad]
1	0.000	0.000	0.00000
2	0.175	-0.065	0.00010
3	0.648	-0.120	0.00018
4	1.344	-0.165	0.00023
5	2.196	-0.200	0.00027
6	3.145	-0.225	0.00029
7	4.146	-0.240	0.00030
8	5.166	-0.245	0.00030

Opplagerkrefter

Kn.P.	Fx[kN]	Fy[kN]	M[kNm]
1	-1996.201	10231.191	-32113.668

Element endekrefter (globalkoordinater)

Element	FxA [kN]	FyA [kN]	MA [kNm]	FxB [kN]	FyB [kN]	MB [kNm]
1	-1996.201	10231.191	-32113.668	1996.201	-8769.592	25326.570
2	-1878.600	8769.593	-25326.564	1878.600	-7307.994	18939.342
3	-1702.218	7307.996	-18939.354	1702.218	-5846.397	13151.824
4	-1466.995	5846.394	-13151.844	1466.995	-4384.795	8164.094
5	-1172.878	4384.795	-8163.985	1172.878	-2923.196	4176.154
6	-819.932	2923.198	-4176.202	819.932	-1461.599	1388.222
7	-408.261	1461.599	-1388.275	408.261	-0.001	0.107

Element endekrefter (lokalkoordinater)

Element	fxA [kN]	fyA [kN]	mA [kNm]	fxB [kN]	fyB [kN]	mB [kNm]
1	10231.191	1996.201	-32113.668	-8769.592	-1996.201	25326.570

2	8769.593	1878.600	-25326.564	-7307.994	-1878.600	18939.342
3	7307.996	1702.218	-18939.354	-5846.397	-1702.218	13151.824
4	5846.394	1466.995	-13151.844	-4384.795	-1466.995	8164.094
5	4384.795	1172.878	-8163.985	-2923.196	-1172.878	4176.154
6	2923.198	819.932	-4176.202	-1461.599	-819.932	1388.222
7	1461.599	408.261	-1388.275	-0.001	-408.261	0.107

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	-32113.67	-1996.20	-10231.19	0.000	0.000
0.000	1	0.100	0.34	-31434.96	-1996.20	-10085.03	0.002	-0.007
0.007	2	0.200	0.68	-30756.25	-1996.20	-9938.87	0.007	-0.013
0.015	3	0.300	1.02	-30077.54	-1996.20	-9792.71	0.017	-0.020
0.026	4	0.400	1.36	-29398.83	-1996.20	-9646.55	0.029	-0.026
0.039	5	0.500	1.70	-28720.13	-1996.20	-9500.39	0.045	-0.033
0.056	6	0.600	2.04	-28041.42	-1996.20	-9354.23	0.065	-0.039
0.076	7	0.700	2.38	-27362.71	-1996.20	-9208.07	0.088	-0.045
0.099	8	0.800	2.72	-26684.00	-1996.20	-9061.91	0.114	-0.052
0.125	9	0.900	3.06	-26005.29	-1996.20	-8915.75	0.143	-0.058
0.154	10	1.000	3.40	-25326.59	-1996.20	-8769.59	0.175	-0.065
0.187								

Maksimalverdi for element 1

maxM=	-25326.59 kNm,	minM=	-32113.67 kNm
maxV=	-1996.20 kN,	minV=	-1996.20 kN
maxN=	-8769.59 kN,	minN=	-10231.19 kN
maxd=	0.187 mm		

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 2

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	-25326.56	-1878.60	-8769.59	0.175	-0.065
0.187	1	0.100	0.34	-24687.84	-1878.60	-8623.43	0.210	-0.071
0.222	2	0.200	0.68	-24049.12	-1878.60	-8477.27	0.248	-0.076
0.260	3	0.300	1.02	-23410.39	-1878.60	-8331.11	0.289	-0.082
0.300	4	0.400	1.36	-22771.67	-1878.60	-8184.95	0.333	-0.087
0.344	5	0.500	1.70	-22132.95	-1878.60	-8038.79	0.379	-0.093
0.390	6	0.600	2.04	-21494.22	-1878.60	-7892.63	0.428	-0.098
0.439	7	0.700	2.38	-20855.50	-1878.60	-7746.47	0.479	-0.103
0.490	8	0.800	2.72	-20216.77	-1878.60	-7600.31	0.533	-0.109
0.544	9	0.900	3.06	-19578.05	-1878.60	-7454.15	0.589	-0.115
0.600	10	1.000	3.40	-18939.32	-1878.60	-7307.99	0.648	-0.120
0.659								

Maksimalverdi for element 2

maxM=	-18939.32 kNm,	minM=	-25326.56 kNm
maxV=	-1878.60 kN,	minV=	-1878.60 kN

maxN= -7307.99 kN, minN= -8769.59 kN
 maxd= 0.659 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 3

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	-18939.35	-1702.22	-7308.00	0.648	-0.120
0.659	1	0.100	0.34	-18360.60	-1702.22	-7161.84	0.709	-0.125
0.719	2	0.200	0.68	-17781.85	-1702.22	-7015.68	0.771	-0.129
0.782	3	0.300	1.02	-17203.09	-1702.22	-6869.52	0.836	-0.133
0.847	4	0.400	1.36	-16624.34	-1702.22	-6723.36	0.903	-0.138
0.914	5	0.500	1.70	-16045.58	-1702.22	-6577.20	0.972	-0.143
0.983	6	0.600	2.04	-15466.83	-1702.22	-6431.04	1.043	-0.147
1.053	7	0.700	2.38	-14888.08	-1702.22	-6284.88	1.116	-0.151
1.126	8	0.800	2.72	-14309.32	-1702.22	-6138.72	1.190	-0.156
1.200	9	0.900	3.06	-13730.57	-1702.22	-5992.56	1.266	-0.160
1.276	10	1.000	3.40	-13151.81	-1702.22	-5846.40	1.344	-0.165
1.354								

Maksimalverdi for element 3

maxM= -13151.81 kNm, minM= -18939.35 kNm
 maxV= -1702.22 kN, minV= -1702.22 kN
 maxN= -5846.40 kN, minN= -7308.00 kN
 maxd= 1.354 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 4

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	-13151.84	-1466.99	-5846.39	1.344	-0.165
1.354	1	0.100	0.34	-12653.07	-1466.99	-5700.23	1.423	-0.169
1.433	2	0.200	0.68	-12154.29	-1466.99	-5554.07	1.504	-0.172
1.514	3	0.300	1.02	-11655.51	-1466.99	-5407.91	1.586	-0.175
1.596	4	0.400	1.36	-11156.73	-1466.99	-5261.75	1.669	-0.179
1.679	5	0.500	1.70	-10657.95	-1466.99	-5115.59	1.754	-0.183
1.764	6	0.600	2.04	-10159.17	-1466.99	-4969.43	1.840	-0.186
1.850	7	0.700	2.38	-9660.40	-1466.99	-4823.27	1.927	-0.190
1.937	8	0.800	2.72	-9161.62	-1466.99	-4677.11	2.016	-0.193
2.025	9	0.900	3.06	-8662.84	-1466.99	-4530.96	2.105	-0.196
2.114	10	1.000	3.40	-8164.06	-1466.99	-4384.79	2.196	-0.200
2.205								

Maksimalverdi for element 4

maxM= -8164.06 kNm, minM= -13151.84 kNm
 maxV= -1466.99 kN, minV= -1466.99 kN
 maxN= -4384.79 kN, minN= -5846.39 kN
 maxd= 2.205 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 5

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]								
0	0.000	0.00	-8163.99	-1172.88	-4384.79	2.196	-0.200	
2.205	1	0.100	0.34	-7765.21	-1172.88	-4238.64	2.287	-0.203
2.296	2	0.200	0.68	-7366.43	-1172.88	-4092.48	2.380	-0.206
2.388	3	0.300	1.02	-6967.65	-1172.88	-3946.32	2.473	-0.207
2.481	4	0.400	1.36	-6568.87	-1172.88	-3800.16	2.567	-0.210
2.575	5	0.500	1.70	-6170.09	-1172.88	-3654.00	2.661	-0.213
2.670	6	0.600	2.04	-5771.31	-1172.88	-3507.84	2.757	-0.215
2.765	7	0.700	2.38	-5372.54	-1172.88	-3361.68	2.853	-0.218
2.861	8	0.800	2.72	-4973.76	-1172.88	-3215.52	2.950	-0.220
2.958	9	0.900	3.06	-4574.98	-1172.88	-3069.36	3.047	-0.223
3.056	10	1.000	3.40	-4176.20	-1172.88	-2923.20	3.145	-0.225
3.153								

Maksimalverdi for element 5

maxM= -4176.20 kNm, minM= -8163.99 kNm
 maxV= -1172.88 kN, minV= -1172.88 kN
 maxN= -2923.20 kN, minN= -4384.79 kN
 maxd= 3.153 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 6

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]								
0	0.000	0.00	-4176.20	-819.93	-2923.20	3.145	-0.225	
3.153	1	0.100	0.34	-3897.43	-819.93	-2777.04	3.244	-0.227
3.252	2	0.200	0.68	-3618.65	-819.93	-2630.88	3.343	-0.229
3.350	3	0.300	1.02	-3339.87	-819.93	-2484.72	3.442	-0.230
3.450	4	0.400	1.36	-3061.09	-819.93	-2338.56	3.542	-0.232
3.549	5	0.500	1.70	-2782.32	-819.93	-2192.40	3.642	-0.232
3.649	6	0.600	2.04	-2503.54	-819.93	-2046.24	3.742	-0.234
3.749	7	0.700	2.38	-2224.76	-819.93	-1900.08	3.843	-0.235
3.850	8	0.800	2.72	-1945.99	-819.93	-1753.92	3.944	-0.237
3.951	9	0.900	3.06	-1667.21	-819.93	-1607.76	4.045	-0.239
4.052	10	1.000	3.40	-1388.43	-819.93	-1461.60	4.146	-0.240
4.153								

Maksimalverdi for element 6

maxM= -1388.43 kNm, minM= -4176.20 kNm
 maxV= -819.93 kN, minV= -819.93 kN
 maxN= -1461.60 kN, minN= -2923.20 kN
 maxd= 4.153 mm

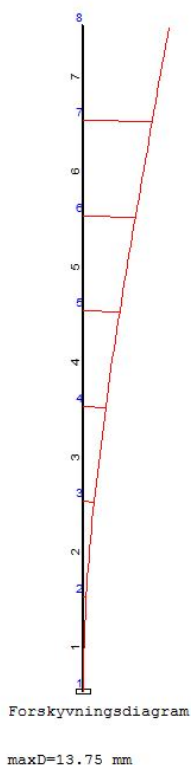
Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 7

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]								
0	0.000	0.00	-1388.27	-408.26	-1461.60	4.146	-0.240	

4.153	1	0.100	0.34	-1249.47	-408.26	-1315.44	4.248	-0.240
4.254	2	0.200	0.68	-1110.66	-408.26	-1169.28	4.349	-0.242
4.356	3	0.300	1.02	-971.85	-408.26	-1023.12	4.451	-0.242
4.458	4	0.400	1.36	-833.04	-408.26	-876.96	4.553	-0.241
4.559	5	0.500	1.70	-694.23	-408.26	-730.80	4.655	-0.243
4.661	6	0.600	2.04	-555.42	-408.26	-584.64	4.757	-0.243
4.763	7	0.700	2.38	-416.61	-408.26	-438.48	4.859	-0.243
4.865	8	0.800	2.72	-277.81	-408.26	-292.32	4.962	-0.245
4.968	9	0.900	3.06	-139.00	-408.26	-146.16	5.064	-0.244
5.070	10	1.000	3.40	-0.19	-408.26	0.00	5.166	-0.246
5.172								

Maksimalverdi for element 7

maxM=	-0.19 kNm,	minM=	-1388.27 kNm
maxV=	-408.26 kN,	minV=	-408.26 kN
maxN=	0.00 kN,	minN=	-1461.60 kN
maxd=	5.172 mm		



SVAK AKSE

FRAME-51-24_03_2015

Knutepunktsforskyvninger

Kn.P.	ux [mm]	uy[mm]	ur[rad]
1	0.000	0.000	0.00000
2	0.466	-0.065	0.00026
3	1.724	-0.120	0.00047
4	3.577	-0.165	0.00061
5	5.844	-0.200	0.00071
6	8.371	-0.225	0.00077
7	11.034	-0.240	0.00079
8	13.748	-0.245	0.00080

Opplagerkrefter

Kn.P.	Fx[kN]	Fy[kN]	M[kNm]
1	-1996.201	10231.191	-32113.656

Element endekrefter (globalkoordinater)

Element	FxA [kN]	FyA [kN]	MA [kNm]	FxB [kN]	FyB [kN]	MB [kNm]
1	-1996.201	10231.191	-32113.656	1996.201	-8769.592	25326.594
2	-1878.609	8769.593	-25326.604	1878.609	-7307.994	18939.357
3	-1702.175	7307.996	-18939.365	1702.175	-5846.397	13151.911
4	-1467.036	5846.394	-13151.904	1467.036	-4384.795	8164.066
5	-1172.828	4384.795	-8164.093	1172.828	-2923.196	4176.344
6	-819.922	2923.198	-4176.279	819.922	-1461.599	1388.254
7	-408.355	1461.599	-1388.344	408.355	-0.001	-0.094

Element endekrefter (lokalkoordinater)

Element	fxA [kN]	fyA [kN]	mA [kNm]	fxB [kN]	fyB [kN]	mB [kNm]
1	10231.191	1996.201	-32113.656	-8769.592	-1996.201	25326.594
2	8769.593	1878.609	-25326.604	-7307.994	-1878.609	18939.357
3	7307.996	1702.175	-18939.365	-5846.397	-1702.175	13151.911

4	5846.394	1467.036	-13151.904	-4384.795	-1467.036	8164.066
5	4384.795	1172.828	-8164.093	-2923.196	-1172.828	4176.344
6	2923.198	819.922	-4176.279	-1461.599	-819.922	1388.254
7	1461.599	408.355	-1388.344	-0.001	-408.355	-0.094

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	-32113.66	-1996.20	-10231.19	0.000	0.000
0.000	1	0.100	0.34	-31434.95	-1996.20	-10085.03	0.005	-0.007
0.008	2	0.200	0.68	-30756.24	-1996.20	-9938.87	0.020	-0.013
0.024	3	0.300	1.02	-30077.53	-1996.20	-9792.71	0.044	-0.020
0.048	4	0.400	1.36	-29398.82	-1996.20	-9646.55	0.078	-0.026
0.082	5	0.500	1.70	-28720.12	-1996.20	-9500.39	0.121	-0.033
0.125	6	0.600	2.04	-28041.41	-1996.20	-9354.23	0.173	-0.039
0.177	7	0.700	2.38	-27362.70	-1996.20	-9208.07	0.233	-0.045
0.238	8	0.800	2.72	-26683.99	-1996.20	-9061.91	0.303	-0.052
0.307	9	0.900	3.06	-26005.28	-1996.20	-8915.75	0.380	-0.058
0.385	10	1.000	3.40	-25326.57	-1996.20	-8769.59	0.466	-0.065
0.470								

Maksimalverdi for element 1

maxM= -25326.57 kNm, minM= -32113.66 kNm
maxV= -1996.20 kN, minV= -1996.20 kN
maxN= -8769.59 kN, minN= -10231.19 kN
maxd= 0.470 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 2

	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
d[mm]	0	0.000	0.00	-25326.60	-1878.61	-8769.59	0.466	-0.065
0.470	1	0.100	0.34	-24687.88	-1878.61	-8623.43	0.559	-0.071
0.564	2	0.200	0.68	-24049.15	-1878.61	-8477.27	0.661	-0.076
0.665	3	0.300	1.02	-23410.42	-1878.61	-8331.11	0.769	-0.082
0.774	4	0.400	1.36	-22771.70	-1878.61	-8184.95	0.885	-0.087
0.890	5	0.500	1.70	-22132.97	-1878.61	-8038.79	1.009	-0.093
1.013	6	0.600	2.04	-21494.24	-1878.61	-7892.63	1.139	-0.098
1.143	7	0.700	2.38	-20855.52	-1878.61	-7746.47	1.275	-0.103
1.280	8	0.800	2.72	-20216.79	-1878.61	-7600.31	1.419	-0.109
1.423	9	0.900	3.06	-19578.06	-1878.61	-7454.15	1.568	-0.115
1.573	10	1.000	3.40	-18939.33	-1878.61	-7307.99	1.724	-0.120
1.728								

Maksimalverdi for element 2

maxM= -18939.33 kNm, minM= -25326.60 kNm
maxV= -1878.61 kN, minV= -1878.61 kN
maxN= -7307.99 kN, minN= -8769.59 kN
maxd= 1.728 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 3

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
	0	0.000	0.00	-18939.37	-1702.17	-7308.00	1.724	-0.120
1.728	1	0.100	0.34	-18360.63	-1702.17	-7161.84	1.886	-0.125
1.890	2	0.200	0.68	-17781.89	-1702.17	-7015.68	2.053	-0.129
2.057	3	0.300	1.02	-17203.15	-1702.17	-6869.52	2.226	-0.133
2.230	4	0.400	1.36	-16624.41	-1702.17	-6723.36	2.404	-0.138
2.408	5	0.500	1.70	-16045.67	-1702.17	-6577.20	2.588	-0.143
2.592	6	0.600	2.04	-15466.93	-1702.17	-6431.04	2.776	-0.147
2.780	7	0.700	2.38	-14888.19	-1702.17	-6284.88	2.969	-0.151
2.973	8	0.800	2.72	-14309.45	-1702.17	-6138.72	3.167	-0.156
3.171	9	0.900	3.06	-13730.71	-1702.17	-5992.56	3.370	-0.160
3.374	10	1.000	3.40	-13151.97	-1702.17	-5846.40	3.577	-0.165
3.580								
Maksimalverdi for element 3								
maxM= -13151.97 kNm, minM= -18939.37 kNm								
maxV= -1702.17 kN, minV= -1702.17 kN								
maxN= -5846.40 kN, minN= -7308.00 kN								
maxd= 3.580 mm								

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 4

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
	0	0.000	0.00	-13151.90	-1467.04	-5846.39	3.577	-0.165
3.580	1	0.100	0.34	-12653.11	-1467.04	-5700.23	3.787	-0.169
3.791	2	0.200	0.68	-12154.32	-1467.04	-5554.07	4.002	-0.172
4.006	3	0.300	1.02	-11655.53	-1467.04	-5407.91	4.221	-0.175
4.224	4	0.400	1.36	-11156.74	-1467.04	-5261.75	4.443	-0.179
4.446	5	0.500	1.70	-10657.94	-1467.04	-5115.59	4.668	-0.183
4.672	6	0.600	2.04	-10159.15	-1467.04	-4969.43	4.897	-0.186
4.901	7	0.700	2.38	-9660.36	-1467.04	-4823.27	5.130	-0.190
5.133	8	0.800	2.72	-9161.57	-1467.04	-4677.11	5.365	-0.193
5.368	9	0.900	3.06	-8662.77	-1467.04	-4530.96	5.603	-0.196
5.606	10	1.000	3.40	-8163.98	-1467.04	-4384.79	5.844	-0.200
5.847								
Maksimalverdi for element 4								
maxM= -8163.98 kNm, minM= -13151.90 kNm								
maxV= -1467.04 kN, minV= -1467.04 kN								
maxN= -4384.79 kN, minN= -5846.39 kN								
maxd= 5.847 mm								

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 5

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
---	-----	------	--------	-------	-------	--------	--------

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
5.847	0	0.000	0.00	-8164.09	-1172.83	-4384.79	5.844	-0.200
6.090	1	0.100	0.34	-7765.33	-1172.83	-4238.64	6.087	-0.203
6.336	2	0.200	0.68	-7366.57	-1172.83	-4092.48	6.333	-0.206
6.584	3	0.300	1.02	-6967.81	-1172.83	-3946.32	6.581	-0.207
6.834	4	0.400	1.36	-6569.05	-1172.83	-3800.16	6.831	-0.210
7.086	5	0.500	1.70	-6170.29	-1172.83	-3654.00	7.083	-0.213
7.340	6	0.600	2.04	-5771.52	-1172.83	-3507.84	7.337	-0.215
7.596	7	0.700	2.38	-5372.76	-1172.83	-3361.68	7.593	-0.218
7.854	8	0.800	2.72	-4974.00	-1172.83	-3215.52	7.851	-0.220
8.113	9	0.900	3.06	-4575.24	-1172.83	-3069.36	8.110	-0.223
8.374	10	1.000	3.40	-4176.48	-1172.83	-2923.20	8.371	-0.225

Maksimalverdi for element 5

maxM= -4176.48 kNm, minM= -8164.09 kNm
maxV= -1172.83 kN, minV= -1172.83 kN
maxN= -2923.20 kN, minN= -4384.79 kN
maxd= 8.374 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 6

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
8.374	0	0.000	0.00	-4176.28	-819.92	-2923.20	8.371	-0.225
8.636	1	0.100	0.34	-3897.51	-819.92	-2777.04	8.633	-0.227
8.899	2	0.200	0.68	-3618.73	-819.92	-2630.88	8.896	-0.229
9.163	3	0.300	1.02	-3339.96	-819.92	-2484.72	9.160	-0.230
9.428	4	0.400	1.36	-3061.19	-819.92	-2338.56	9.425	-0.232
9.694	5	0.500	1.70	-2782.41	-819.92	-2192.40	9.692	-0.232
9.961	6	0.600	2.04	-2503.64	-819.92	-2046.24	9.959	-0.234
10.229	7	0.700	2.38	-2224.87	-819.92	-1900.08	10.227	-0.235
10.498	8	0.800	2.72	-1946.09	-819.92	-1753.92	10.495	-0.237
10.767	9	0.900	3.06	-1667.32	-819.92	-1607.76	10.764	-0.239
11.037	10	1.000	3.40	-1388.55	-819.92	-1461.60	11.034	-0.240

Maksimalverdi for element 6

maxM= -1388.55 kNm, minM= -4176.28 kNm
maxV= -819.92 kN, minV= -819.92 kN
maxN= -1461.60 kN, minN= -2923.20 kN
maxd= 11.037 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 7

d[mm]	n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]
11.037	0	0.000	0.00	-1388.34	-408.35	-1461.60	11.034	-0.240
	1	0.100	0.34	-1249.50	-408.35	-1315.44	11.304	-0.240

11.307	2	0.200	0.68	-1110.66	-408.35	-1169.28	11.575	-0.242
11.578	3	0.300	1.02	-971.82	-408.35	-1023.12	11.846	-0.242
11.848	4	0.400	1.36	-832.98	-408.35	-876.96	12.117	-0.241
12.120	5	0.500	1.70	-694.14	-408.35	-730.80	12.389	-0.243
12.391	6	0.600	2.04	-555.30	-408.35	-584.64	12.660	-0.243
12.663	7	0.700	2.38	-416.46	-408.35	-438.48	12.932	-0.243
12.935	8	0.800	2.72	-277.62	-408.35	-292.32	13.204	-0.245
13.207	9	0.900	3.06	-138.78	-408.35	-146.16	13.476	-0.244
13.479	10	1.000	3.40	0.06	-408.35	0.00	13.748	-0.246
13.751								

Maksimalverdi for element 7

maxM=	0.06 kNm,	minM=	-1388.34 kNm
maxV=	-408.35 kN,	minV=	-408.35 kN
maxN=	0.00 kN,	minN=	-1461.60 kN
maxd=	13.751 mm		

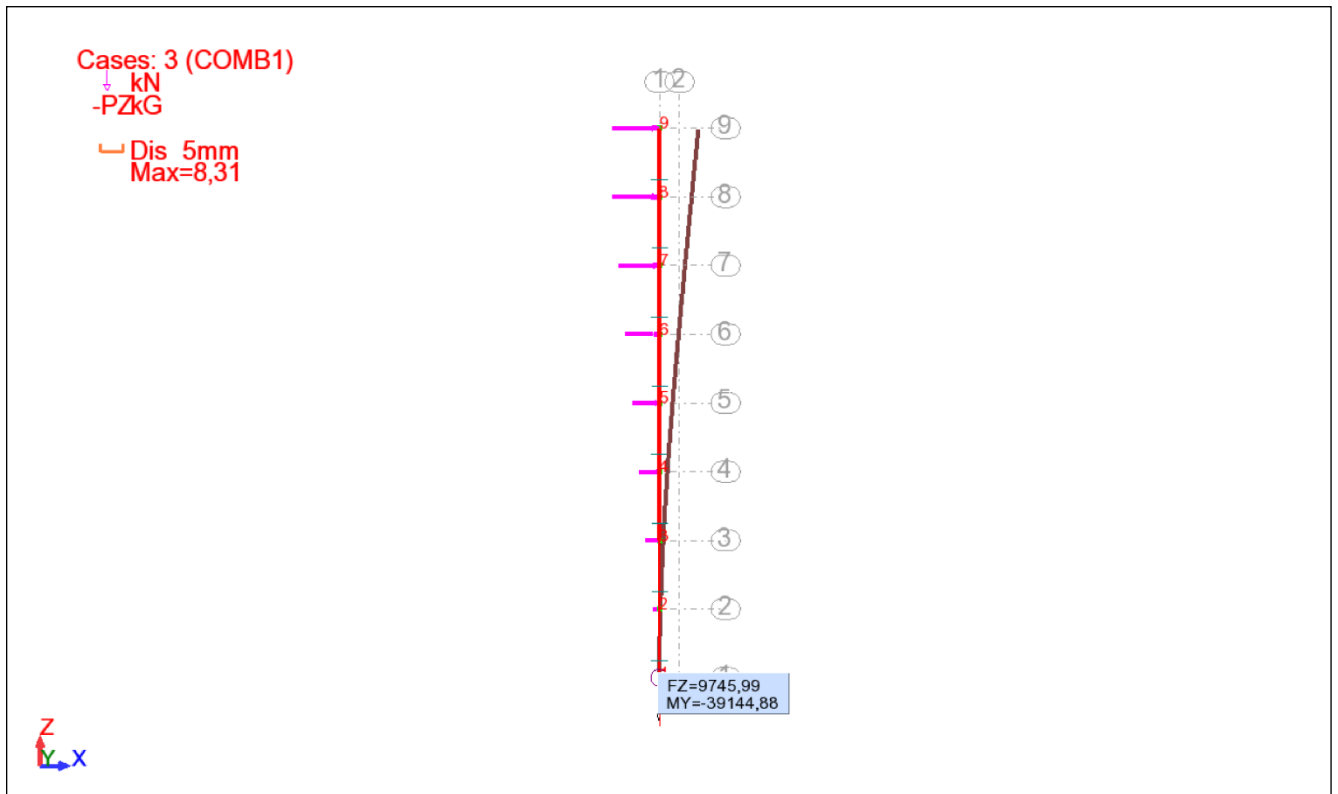
Frame2Dexpress+ECdesign
11/05/2015 13:37:19

Programlisens til HIALS 2015, Dan Marius Staalerod

Pin model

Forskyvning i Robot

Sterk akse



Displacements - Values

Node/Case	UX (mm)	UZ (mm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	0,0
1/ 2	0,0	0,0	0,0
1/ 3 (C)	0,0	0,0	0,0
2/ 1	0,0	-0,06	0,0
2/ 2	0,22	0,0	0,000
2/ 3 (C)	0,22	-0,06	0,000
3/ 1	0,0	-0,12	0,0
3/ 2	0,81	0,0	0,000
3/ 3 (C)	0,81	-0,12	0,000
4/ 1	0,0	-0,16	0,0
4/ 2	1,70	0,0	0,000
4/ 3 (C)	1,70	-0,16	0,000
5/ 1	0,0	-0,20	0,0
5/ 2	2,81	0,0	0,000
5/ 3 (C)	2,81	-0,20	0,000
6/ 1	0,0	-0,23	0,0

Node/Case	UX (mm)	UZ (mm)	RY (Rad)
6/ 2	4,08	0,0	0,000
6/ 3 (C)	4,08	-0,23	0,000
7/ 1	0,0	-0,25	0,0
7/ 2	5,45	0,0	0,000
7/ 3 (C)	5,45	-0,25	0,000
8/ 1	0,0	-0,26	0,0
8/ 2	6,87	0,0	0,000
8/ 3 (C)	6,87	-0,26	0,000
9/ 1	0,0	-0,27	0,0
9/ 2	8,31	0,0	0,000
9/ 3 (C)	8,31	-0,27	0,000

Combinations

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
3 (C)	COMB1	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2)*1.00

Loads - Values

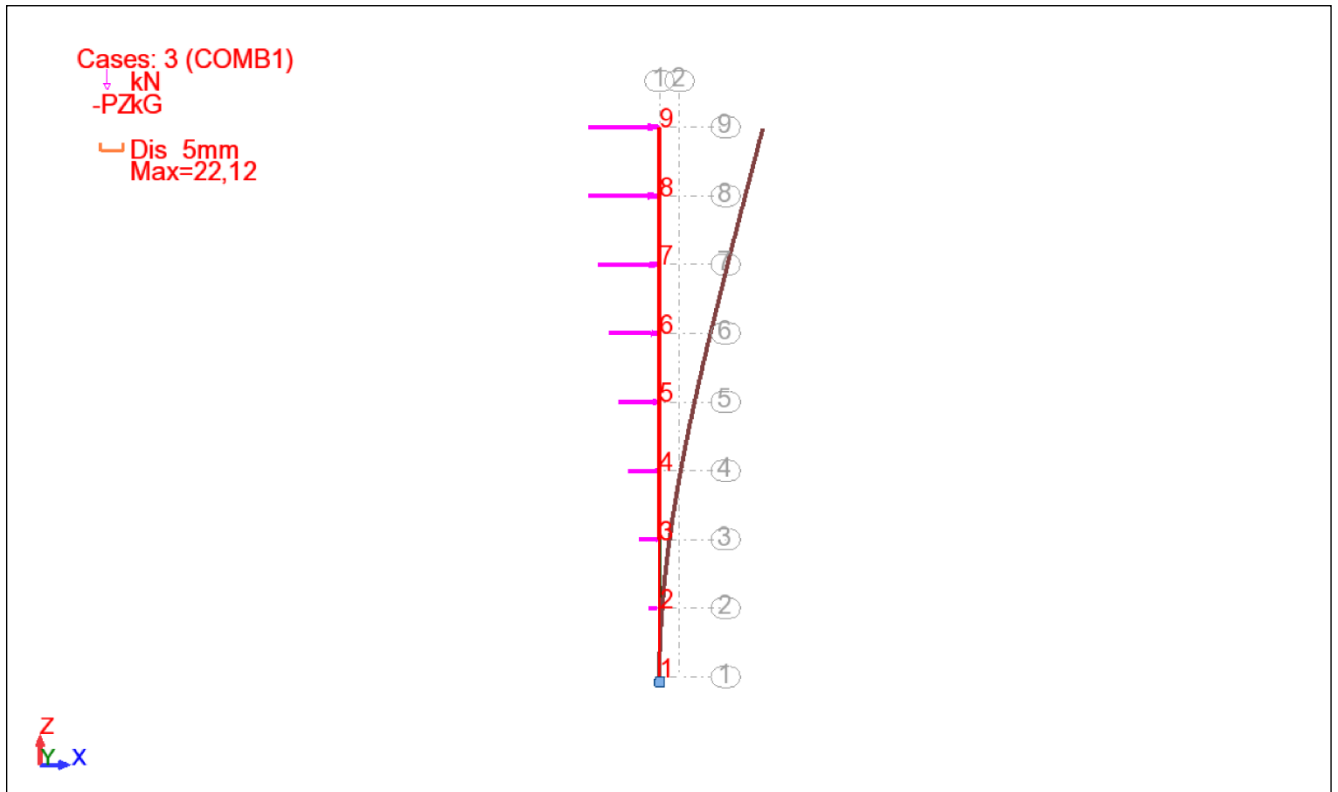
Case	Load type	List	Load values
1	self-weight	1to8	PZ Negative Factor=1,00
2	nodal force	2	FX=58,80(kN)
2	nodal force	3	FX=117,60(kN)
2	nodal force	4	FX=176,40(kN)
2	nodal force	5	FX=235,20(kN)
2	nodal force	6	FX=294,10(kN)
2	nodal force	7	FX=353,90(kN)
2	nodal force	8	FX=412,70(kN)
2	nodal force	9	FX=408,30(kN)

Pin model

Forskyvning i Robot

Svak akse

View - Deformation; Cases: 3 (COMB1) 2



Displacements - Values

Node/Case	UX (mm)	UZ (mm)	RY (Rad)
1/ 1	0,0	0,0	0,0
1/ 2	0,0	0,0	0,0
1/ 3 (C)	0,0	0,0	0,0
2/ 1	0,0	-0,06	0,0
2/ 2	0,57	0,0	0,000
2/ 3 (C)	0,57	-0,06	0,000
3/ 1	0,0	-0,12	0,0
3/ 2	2,15	0,0	0,001
3/ 3 (C)	2,15	-0,12	0,001
4/ 1	0,0	-0,16	0,0
4/ 2	4,52	0,0	0,001
4/ 3 (C)	4,52	-0,16	0,001
5/ 1	0,0	-0,20	0,0
5/ 2	7,49	0,0	0,001
5/ 3 (C)	7,49	-0,20	0,001

Node/Case	UX (mm)	UZ (mm)	RY (Rad)
6/ 1	0,0	-0,23	0,0
6/ 2	10,87	0,0	0,001
6/ 3 (C)	10,87	-0,23	0,001
7/ 1	0,0	-0,25	0,0
7/ 2	14,51	0,0	0,001
7/ 3 (C)	14,51	-0,25	0,001
8/ 1	0,0	-0,26	0,0
8/ 2	18,29	0,0	0,001
8/ 3 (C)	18,29	-0,26	0,001
9/ 1	0,0	-0,27	0,0
9/ 2	22,12	0,0	0,001
9/ 3 (C)	22,12	-0,27	0,001

Combinations

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
3 (C)	COMB1	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2)*1.00

12.15 BRANN

12.15.1 RISIKOKLASSER OG BRANNKLASSER

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnattning	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Risikoklasse	Etasje			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Brannklasse			
Bygningsdel	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

dibk.no § 11-2 tabell 1, §11-4 tabell 1 og § 11-3 tabell 1

12.15.2 ISOVER FIREPROTECT CALC (43)

Inndata

Profiltipe

4-sidig 3-sidig 2-sidig 1-sidig

Dimensjon [mm]

Temperatur [°C]

Brannmotstand

Ai/Vs 81 [m⁻¹]

Resultat

Nødvendig tykkelse ISOVER FireProtect er 25 mm.

n,

Inndata

Profiltipe

4-sidig 3-sidig 2-sidig 1-sidig

Dimensjon [mm]

Temperatur [°C]

Brannmotstand

Ai/Vs 101 [m⁻¹]

Resultat

Nødvendig tykkelse ISOVER FireProtect er 30 mm.

Inndata

Profiltipe

HUP Kvadratisk



4-sidig



3-sidig



2-sidig



1-sidig

Dimensjon

120x120x10 [mm]

Temperatur

500 [°C]

Brannmotstand

R90

Ai/Vs

101 [m⁻¹]

Beregn

Resultat

Nødvendig tykkelse ISOVER FireProtect er 30 mm.

12.16 MAIL FRA LIV ASTRID BERGSAGER

Fra: Liv Astrid Bergsager [mailto:libr@cowi.no]

Sendt: 7. januar 2015 07:52

Til: Sindre Moldskred

Kopi: A065277_Mail; Pål Andreas Dahl

Emne: Borgundvegen 151-153

Hei Sindre

Ang Borgundvegen 151-153

Vi betrakter boligbygget som et bygg med krav om heis, og dermed også krav til sprinkleranlegg. Dersom brannvesenet kan nå alle leiligheter i bygget med sitt stigemateriell kan vi se på en rømningsløsning med ett trapperom i kombinasjon med sprinkleranlegg.

Dette forutsetter at det tilrettelegges slik at brannvesenet kommer tilstrekkelig nært bygget med sine biler og at de kan nå alle leiligheter av bygget med lift/stigebil. Ålesund brannvesen oppgir på telefon at lift skal betraktes som 32 m i rekkeviddediagrammet som er vedlagt. Diagrammet viser avstand fra fasade i x-aksen og hvor høyt liften rekker i y-aksen. For øvrig må det tilrettelegges for kjørbart atkomst til byggets hovedangrepsvei samt at det må være maks helningsvinkel og størrelse på oppstillingsplass og at underlaget dimensjoneres for nødvendig belastning. Det må legges til grunn brannvesenets lift. Vi ser at de oppgir 1:8 i stigning, men vi er vant til strengere krav på lift. Vi kommer til å avklare dette nærmere med brannvesenet.

Du finner også vår oppdragsbekreftelse og oppdragsbetingelser vedlagt denne eposten.

Med vennlig hilsen

Liv Astrid Bergsager

Branningeniør

Bygninger Stavanger

COWI

Haugåsstubben 3

4016 Stavanger

Sentralbord: 02694

Direkte: 407 29 494

E- post: libr@cowi.no

Feil! Hyperkoblingsreferansen er ugyldig. / www.cowi.com