

Daniel Tårnesvik
Mattis Toverud
Stian Spakmo

Bacheloroppgave

Prosjektering av boligblokk med tilhørende
parkeringskjeller

Mai 2020

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Bacheloroppgave

2020



Daniel Tårnesvik
Mattis Toverud
Stian Spakmo

Bacheloroppgave

Prosjektering av boligblokk med tilhørende
parkeringskjeller

Bacheloroppgave
Mai 2020

NTNU

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden

Oppgavens tittel: Prosjektering av boligblokk med tilhørende parkeringskjeller	Dato: 20.05.2020		
	Antall sider: 66		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	x
Navn: Daniel Tårnesvik, Mattis Toverud og Stian Spakmo			
Veileder: Marthin Landgraff			

Sammendrag:

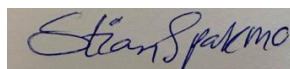
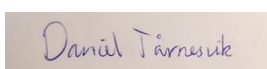
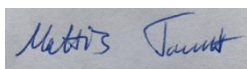
Det overordnede formålet med rapporten er å tilegne oss ny kunnskap innen dimensjonering og prosjektering av større prosjekter. Hovedhensikten vil være å dimensjonere et komplett bæresystem som utbygger kan benytte seg av ved oppsetting av denne boligblokken. Boligblokken består av tre etasjer med tilhørende parkeringskjeller.

For å begrense oppgaven har vi valgt å vurdere hvorvidt et bæresystem i tre kan benyttes ved lange spenn. Et bæresystem i tre skal sammenlignes med et bæresystem av stål og hulldekker. Vi skal se på om en trekonstruksjon kan måle seg med de preaksepterte løsningene vi har for stål og betong ved lange spenn.

For å dimensjonere bæresystemene har vi brukt en blanding av håndberegninger, dataprogrammer som Ove Sletten programmer og Excel regneark.

I resultatene ser vi at dimensjonene ved bruk av tre, vil bli vesentlig mye større enn hva stålet blir.

Rapporten viser at tre ikke egner seg like godt som stål og hulldekker gjør over lengre spenn. Årsaken er at rent kapasitetsmessig, er stål bedre. Stål tåler lengre spenn og høyere lastpåkjenning enn hva tre gjør. Derfor anbefaler vi å bruke stål i kombinasjon med hulldekker for lengre spenn.



Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet ved institutt for vareproduksjon og byggteknikk ved NTNU i Gjøvik. Oppgaven vil være avslutningen på et treåring studieløp innen konstruksjonsteknikk.

Utgangspunktet for denne rapporten er en tomt hvor utbygger ønsker å bygge en boligblokk med tilhørende parkeringskjeller. Tomten befinner seg i Fagernes kommune ved Valdres.

Vi så mulighetene for å tilegne oss ny kunnskap innen dimensjonering og prosjektering av større prosjekter, og derfor ble denne oppgaven valgt. Hovedhensikten vil være å dimensjonere et komplett bæresystem som utbygger kan benytte seg av ved oppsetting av dette leilighetsbygget.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår veileder ved NTNU i Gjøvik, Marthin Landgraff. Med godt samarbeid og god veiledning, har dette vært til stor hjelp underveis i arbeidet med bacheloroppgaven.

Vi antar at leser er kjent med relevant fagterminologi.

Abstract

This report will investigate the structural system of a three-story apartment building with a connected parking garage. The overall aim of the report is to acquire knowledge of sizing and planning of larger construction projects. The main purpose of this report will be to size a complete structural system that the developer can take use of when constructing the apartment building.

The report is delimited to evaluate whether a structural system of wood can be utilized for long span structures. A structural system of wood will be compared to a structural system of steel and hollow-core slabs. We will investigate whether or not a wood construction can measure up to the pre-accepted solutions we have for steel and concrete.

To size the structural systems, we have utilized both hand calculations and computer software, such as Ove Sletten software, and Excel spreadsheets.

The results show that the dimensions when using wood are significantly larger than with the use of steel. This is caused by the steel's ability to handle higher loads for lower dimensions than what wood can handle.

The report illustrates how steel and hollow-core slabs are more suitable than wood for longer spans. The reason is that steel performs better for longer spans and higher loads. Therefore, we recommend the use of steel in combination with hollow-core slabs for longer spans.

Innholdsfortegnelse

1	INNLEDNING	1
1.1	<i>Prosjektbeskrivelse</i>	1
1.2	<i>Problemstilling</i>	1
1.3	<i>Oppbygning</i>	2
1.4	<i>Begrensninger</i>	2
2	TEORI	3
2.1	<i>Programmer</i>	3
2.1.1	Ove Sletten	3
2.1.2	Microsoft Excel	3
2.1.3	Autodesk Revit	3
2.2	<i>Betong</i>	4
2.2.1	Generelt	4
2.2.2	Egenskaper	4
2.2.3	Armering	5
2.2.4	Fundament	6
2.3	<i>Tre</i>	6
2.3.1	Generelt	6
2.3.2	Massivtre	7
2.3.3	Limtre	8
2.3.4	Trä8	9
2.3.5	Fasthetsklasser	10
2.4	<i>Stål</i>	11
2.4.1	Generelt	11
2.4.2	Egenskaper	12
2.5	<i>Prefabrikkerte løsninger</i>	12
2.5.1	Generelt	12
2.5.2	Massivtreelementer	13
2.5.3	Huldekker	14
2.5.4	Hatteprofiler	15
2.6	<i>Brann</i>	16
2.6.1	Risikoklasser og brannklasser	16
2.6.2	Stål	17
2.6.3	Innervegger	18
2.6.4	Betong	19
3	METODE	19
3.1	<i>Fremgangsmåte</i>	19
3.2	<i>Datakvalitet og troverdighet</i>	19
3.3	<i>Beregningsgrunnlag</i>	20

4	RESULTAT	29
4.1	<i>Bæresystem 1: Stål og hulldekker</i>	29
4.1.1	Valg av hulldekke	30
4.1.2	THP-bjelker	32
4.1.3	EHP-Bjelker.....	35
4.1.4	Stålsøyler HUP	37
4.1.5	Fotplater under HUP	38
4.1.6	Forbindelse mellom Hatteprofiler og HUP-søyler.....	40
4.2	<i>Bæresystem 2: Treverk</i>	41
4.2.1	Limtrebjelker i tak.....	41
4.2.2	Limtrebjelker i etasjer	43
4.2.3	Limtresøyler.....	45
4.2.4	Etasjeskiller	48
4.2.5	Forbindelser	49
4.3	<i>Parkeringskjeller.....</i>	51
4.3.1	DLB-bjelker	52
4.3.2	Betongsøyler kjeller.....	53
4.3.3	Punktfundamenter	54
4.3.4	Konsoll på betongsøyle.....	57
4.3.5	Dekke parkeringskjeller	58
4.3.6	Vegger parkeringskjeller	58
4.3.7	Veggbanketter	61
5	DISKUSJON	63
6	KONKLUSJON	65
7	REFERANSELISTE	67
8	VEDLEGG	70

Figurliste

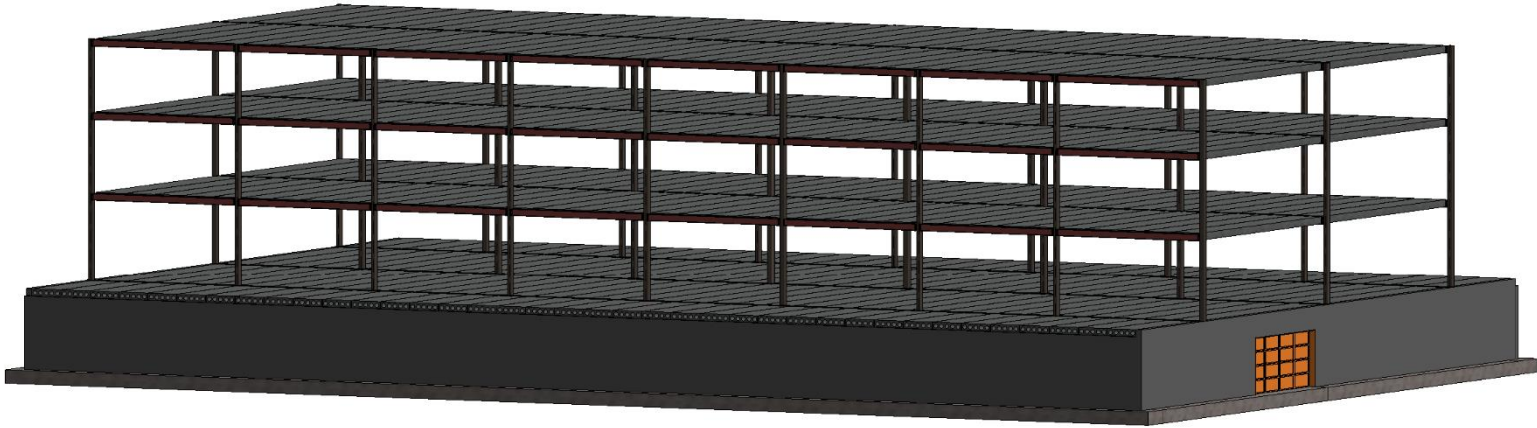
Figur 1 - Illustrasjon av bæresystemet hentet fra Revit	1
Figur 2 - Eksempel Revit-tegning (Autodesk, 2020)	3
Figur 3 – Vanlig armeringsstål, (Erichsen, 2019)	5
Figur 4 – Merking av trelast (Bramming)	7
Figur 5 – Eksempel på massivtre (Byggforsk, 2017).....	7
Figur 6 – Eksempel på en limtrebjelke (Moelven, 2020).....	8
Figur 7 - Illustrasjon av Trä8-dekkesystemet (Abrahamsen, 2017).....	9
Figur 8 – Flytespenning og bruddspenning (Eie 2010).....	12
Figur 9 - Eksempel på kantstilte elementer (Skogstad 2014).....	13
Figur 10 – Eksempel på krysslagte elementer (Byggforsk, 2017)	13
Figur 11 – Hulromselement (Institutt)	14
Figur 12 – Eksempel på hulldekker. (Contiga)	14
Figur 13 – LB- OG DLB-bjelker (Nobi, 2013).....	15
Figur 14 – Byggforsk 520.315	18
Figur 15 – Byggforsk 520.322	18
Figur 16 - Aksekart (Revit)	29
Figur 17 – HD 265 (Voss (.....	30
Figur 18 - Bæreevne hulldekker (Byggforsk 522.811)	30
Figur 19 - Illustrasjon av THP-bjelke (Revit)	32
Figur 20 – Tverrsnitt av hulldekker på THP-profil. (Stålforbund)	32
Figur 21 – THP-profil tverrsnitt (Stålforbund)	33
Figur 22 - Illustrasjon av EHP-bjelke (Revit)	35
Figur 23 – Opplegg på ensidig hatteprofil (Stålforbund).....	36
Figur 24 - Illustrasjon av fotplate (Revit).....	38
Figur 25 – Fotplate under stålsøyle (Bekkelund, 2012).....	39
Figur 26 – Illustrasjon av forbindelse mellom THP og HUP (Revit)	40
Figur 27 - Illustrasjon av Trä8-dekkeystem (Abrahamsen, 2017)	48
Figur 28 - Illustrasjon av hvordan våre treforbindelser vil se ut (Liven, 2019).....	49
Figur 29 - Illustrasjon av komplett bæresystem parkeringskjeller (Revit).....	51
Figur 30 - Illustrasjon av DLB-bjelke (Revit).....	52
Figur 31 - Illustrasjon av punktfundament (Revit).....	54
Figur 32 – Dimensjoner fundament under søyler C2-C8.....	55

Figur 33 – Armeringsoversikt fundament under søyler C2-C8.....	56
Figur 34 – Dimensjoner fundament under søyler B2-B8, D2-D8.....	56
Figur 35 – Armeringsoversikt fundament under søyler B2-B8, D2-D8	57
Figur 36 – Konsoll på betongsøyle, (Alexander, 1995)	57
Figur 37 – Dimensjoner kjellervegg akse A og E	59
Figur 38 – Armeringsoversikt kjellervegg akse A og E.....	59
Figur 39 – Dimensjoner kjellervegg akse 1 og 9	60
Figur 40 – Armeringsoversikt kjellervegg akse 1 og 9	60
Figur 41 – Dimensjoner veggbankett, akse A og E.....	61
Figur 42 - Armeringsoversikt veggbankett akse A og E.....	61
Figur 43 - Dimensjoner veggbankett akse 1 og 9.....	62
Figur 44 - Armeringsoversikt veggbankett akse 1 og 9	62
Figur 45 – Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for DLB-bjelker.....	143
Figur 46 – Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for DLB-bjelker.....	146

Tabelliste

Tabell 1 – Styrkeklasser for kombinert limtre (NS-EN 14080:2013)	10
Tabell 2 - Gran og furu egenskaper (NS-EN 338:201)	11
Tabell 3 – TEK 17, § 11-2. Risikoklasser	16
Tabell 4 - TEK 17, § 11-4. Tabell 1	17
Tabell 5 – relevante standarder	21
Tabell 6 – Permanente laster	22
Tabell 7 – Variable laster	22
Tabell 8 – Lastkombinasjon 6.10a og 6.10b	23
Tabell 9 – Lastkombinasjon bruksgrensetilstand	23
Tabell 10 – Nedbøyning	24
Tabell 11 – Kombinasjonsfaktorer	24
Tabell 12 – Materialfaktorer stål	26
Tabell 13 – Lastvarighetsklasser	27
Tabell 14 - Fasthetsfaktor – k_{mod}	27
Tabell 15 – Materialfaktorer limtre	28
Tabell 16 - Oppsummering hulldekker	31
Tabell 17 – THP-profiler resultater	34
Tabell 18 – EHP-profiler resultater	36
Tabell 19 – Oppsummering HUP-søyler	37
Tabell 20 – Fotplater resultater	39
Tabell 21 - Oversikt forbindelser	40
Tabell 22 – Dimensjoner limtrebjelker tak	43
Tabell 23 – Dimensjoner limtrebjelker etasjer	45
Tabell 24 – Dimensjoner limtresøyler	48
Tabell 25 – DLB-bjelker resultater	53
Tabell 26 – Betongsøyler resultater	54
Tabell 27 – Størrølse punktfundamenter	55
Tabell 28 – Resultater konsoll	58

1 INNLEDNING



Figur 1 - Illustrasjon av bæresystemet hentet fra Revit

1.1 Prosjektbeskrivelse

Leire er et lite tettsted ved Fagernes og regnes sammen som regionalt senter for Valdres. Infrastrukturen er i stadig vekst, og i den sammenheng ser utbyggerne et behov for flere boenheter.

Prosjektet er bestående av en boligblokk på tre etasjer, med tilhørende parkeringskjeller. I denne rapporten har vi valgt å legge frem to forskjellige bæresystemer. Bæresystem 1 består av bjelker og søyler av stål og etasjeskillere av hulldekker. Bæresystem 2 består av bjelker og søyler av limtre, og etasjeskillere i limtre og kerto. Parkeringskjelleren er lik for begge bæresystemene, og består av bjelker og søyler av betong, med hulldekke som dekke.

1.2 Problemstilling

Den overordna problemstillingen vil være å sammenligne to bæresystemer. Bæresystem 1 bestående av stål og hulldekker, og bæresystem 2 bestående av treverk. Mer spesifikt skal vi se på problemer ved bruk av treverk som bærende elementer over lange spenn, sammenlignet med kombinasjonen av stål og hulldekker.

1.3 Oppbygning

I første del av oppgaven skal vi ta for oss teorien og metodene som ligger til grunn for resultatene. Videre består hoveddelen av resultater gitt ut ifra beregninger for begge bæresystemene. Til slutt blir resultatene diskutert, og en konklusjon blir gitt.

1.4 Begrensninger

Vi har valgt å begrense oppgaven slik at vi kun tar for oss bæresystemet til leilighetsbygget. Planløsninger, fasader og andre detaljer vil bli overlatt til arkitekten.

I denne oppgaven har vi valgt å se bort ifra pris og økonomi, da det vil være umulig å være presise nok uten å legge prosjektet på anbud. Uten denne muligheten ville mange usikkerhetsmomenter oppstått. antakelser uten kildeføring skal ikke forekomme i oppgaven, og vi ble dermed nødt til å se bort ifra pris.

Etter vurderinger har vi kommet frem til at påstander og drøfting knyttet til miljø utelukkes.

2 TEORI

2.1 Programmer

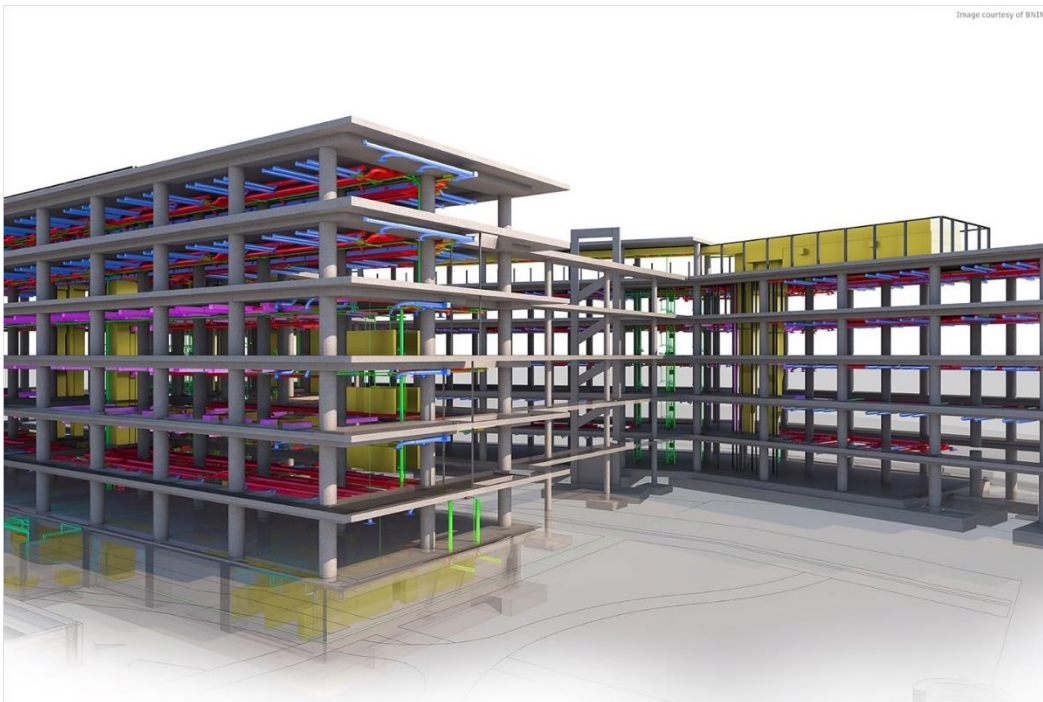
2.1.1 Ove Sletten

Ove sletten er et beregningsprogram for betongkonstruksjoner laget og utviklet av sivilingeniør Ove Sletten. Programmet kan beregne alt av dekker, bjelker og søyler. Beregningene er knyttet opp mot relevante standarder slik at alle lastberegninger blir beregnet med aktuelle faktorer. (Sletten, 2020)

2.1.2 Microsoft Excel

Microsoft Excel er et dataprogram bestående av regneark, hvor matematiske beregninger kan utføres. Programmet behandler tabeller og diagrammer, og kan analysere data. Programmet er med på å skape oversiktlige utregninger, og endringer kan enkelt gjøres underveis. (Microsoft, 2020)

2.1.3 Autodesk Revit



Figur 2 - Eksempel Revit-tegning (Autodesk, 2020)

Autodesk Revit er et BIM-program (Building Information Modelling) for arkitekter og ingeniører. Ved hjelp av programmet kan man få arbeidstegninger og modeller som viser alt fra arkitektur til tekniske installasjoner ved et bygg.

2.2 Betong

2.2.1 Generelt

Betong er et av de viktigste materialene i byggebransjen med en historie som strekker seg langt tilbake i tid. Mange av historiens mest bemerkningsverdige bygninger består av betong og har stått i flere tusen år.

Ved korrekt fremstilling er betong slitesterk, bestandig og har en lang levetid. Betong dannes ved å blande vann og sement (sementlim) med stein og sand (tilslag). I tillegg kan andre tilsetningsstoffer tilsettes slik at man oppnår spesielle egenskaper hos både fersk og herdet betong. (Thue, 2019b)

2.2.2 Egenskaper

Betongens egenskap til å ta opp stor trykkbelastning er unik, i tillegg til at den er motstandsdyktig mot ytre påkjenninger som temperaturforskjeller, mekanisk slitasje og fukt. Andre egenskaper som å være meget støydempende, ikke brennbar og at den har en høy varmelagringskapasitet er også verdt å nevne. Ved riktig fremstilling er betongens levetid lang og den krever lite eller ingen vedlikehold. (Thue, 2019b)

Betongens egenskaper er forskjellig fra hvordan den blandes. Vi har flere standard betongkvaliteter som er beskrevet i *NS-EN 206*. standarden beskriver blant annet bestandighetsklasser, eksponeringsklasser, bruksområder og fasthetsklasser (normalt B20-B55). Tallet i fasthetsklassen beskriver trykkfastheten til betongen i MPa. Det vil si at en B50-kvalitet har en trykkfasthet på 50 MPa som tilsvarer 50 N/mm² (OK-Ferdigbetong-AS, Unknown) (Thue, 2019b)

2.2.3 Armering



Figur 3 – Vanlig armeringsstål, (Erichsen, 2019)

Som sagt har betong stor trykkstyrke, men så og si ingen strekkstyrke. Betongens strekkstyrke er kun 1/10 av trykkstyrken, noe som fører til at vi i praksis regner med at strekkapasiteten ikke er til stede. Løsningen på dette problemet har blitt armeringsstål.

Egenskaper:

- Tar opp strekkrefter
- Tar opp trykkrefter, ofte der dimensjonene må minimaliseres.
- Stopper sprekker dannet av skjærkrefter
- Forlenger levetiden på betongen

Brorparten av armeringsstålet som blir brukt i Norge i dag er varmvalset kamstål.

Typebetegnelsen på dette stålet er B500NC, hvor siste bokstav angir duktilitetsklasse og tallet 500 er den karakteristiske flytegrensen til stålet målt i N/mm^2 . Grunnen til at man bruker kamstål kontra glatte stålstenger er at kammene på stålet sørger for god heft og forankring i betongen. (Thue, 2019a)

2.2.4 Fundament

Den delen av byggverket som overfører kreftene fra bygget ned til grunnen kalles fundament. Et fundament skal dimensjoneres såpass at det ikke oppstår deformasjoner av grunnen bygget står på. Fundamentets bæreevne blir målt i pascal (Pa) som er en avledet SI-enhet for trykk. 1 pascal (Pa) tilsvarer 1 KN/m².

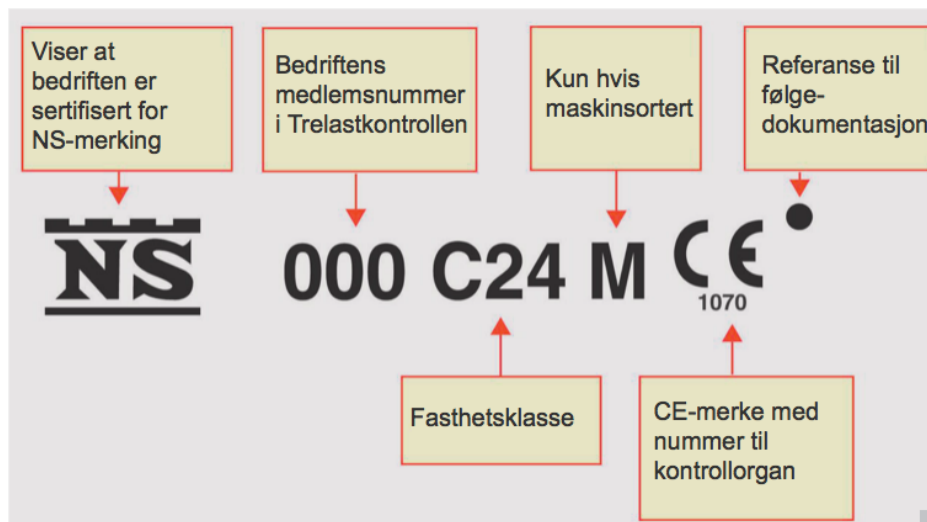
Hvilken fundamenteringsmetode som skal brukes er avhengig av byggets størrelse og grunnen den står på. Direkte fundamentering er mest brukt på grunnforhold som fast sand, fjell, hard leire eller grus. Vekten av bygget føres gjennom søyler og vegger ned på søylefundament eller banketter. Bankettene og søylefundamentene består av betong, både armert og uarmert. Bankettens størrelse bestemmes ut ifra trykkpåkjenningen og grunnforholdet den står på. (Thue, 2019c)

2.3 Tre

2.3.1 Generelt

Tre som byggematerialet har lange tradisjoner i Norge. Materialet er en fornybar ressurs med flere gode egenskaper. Lav egenvekt og bæreteknisk frihet åpner mange muligheter for utforming av planløsninger og fasader. Treverk har også god holdbarhet, krever lite vedlikehold og har stor styrke.

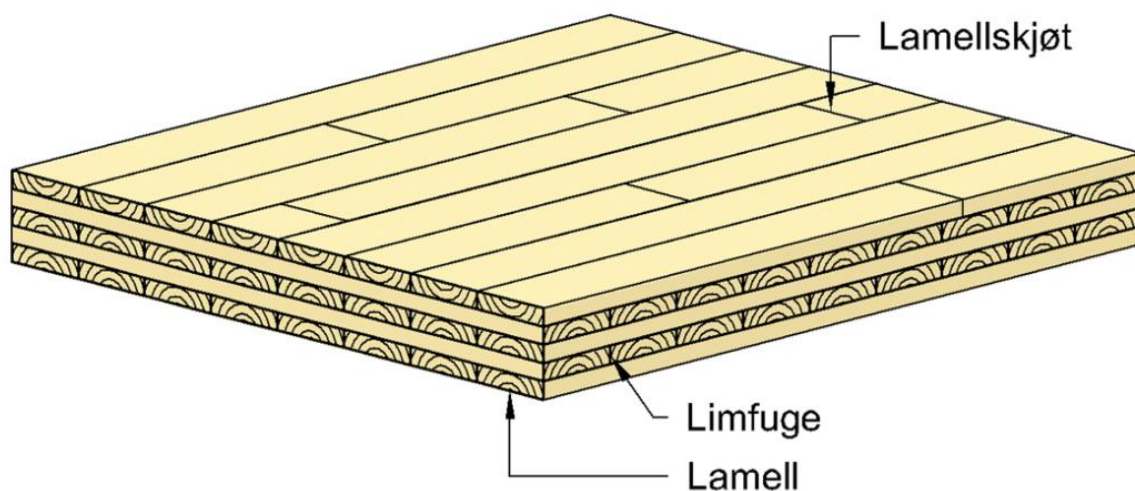
Trevirke blir sortert og solgt i forskjellige fasthetsklasser bestemt i Norsk Standard. Trær har ulike vekstforhold noe som påvirker egenskapene til materialet. Fasthetsklassene vi har for mykved er C-14, C-18, C-20, C-24, C-30, C-35 og helt opp til C-50. Desto større tallet er, desto større er styrken på materialet. De fasthetsklassene vi bruker mest i Norge er C-18, C-24 og C-30. Bedrifter som er medlem av Norsk trelastkontroll produserer 95% av det materialet produsert i Norge. Under er det lagt ved en merking som brukes på trelast som er produsert av bedrifter knyttet til Norsk trelastkontroll. (Nobi, 2013)



Figur 4 – Merking av trelast (Bramming)

I *NS-EN 14081:2011 – Konstruksjonsvirke*, stilles krav til bla. kvalitetssystem, teknisk kontrollorgan og CE-merking.

2.3.2 Massivtre



Figur 5 – Eksempel på massivtre (Byggforsk, 2017)

Massivtre er sammenkoblet treverk festet vinkelrett lag for lag til man oppnår den egnete tykkelsen til sitt formål. Lagene med treverk limes ofte sammen, men kan også spikres eller plugges med treplugg.

Lagvis sammenkobling av treverk fører til stor styrke slik at de kan brukes til både bærende elementer, vegger, gulv og tak. I tillegg blir brannmotstanden av materialet betydelig høyere enn hos tradisjonelt bindingsverk. De andre egenskapene hos treverk bevares selvfølgelig. (Trefokus, Unknown-b)

2.3.3 Limtre



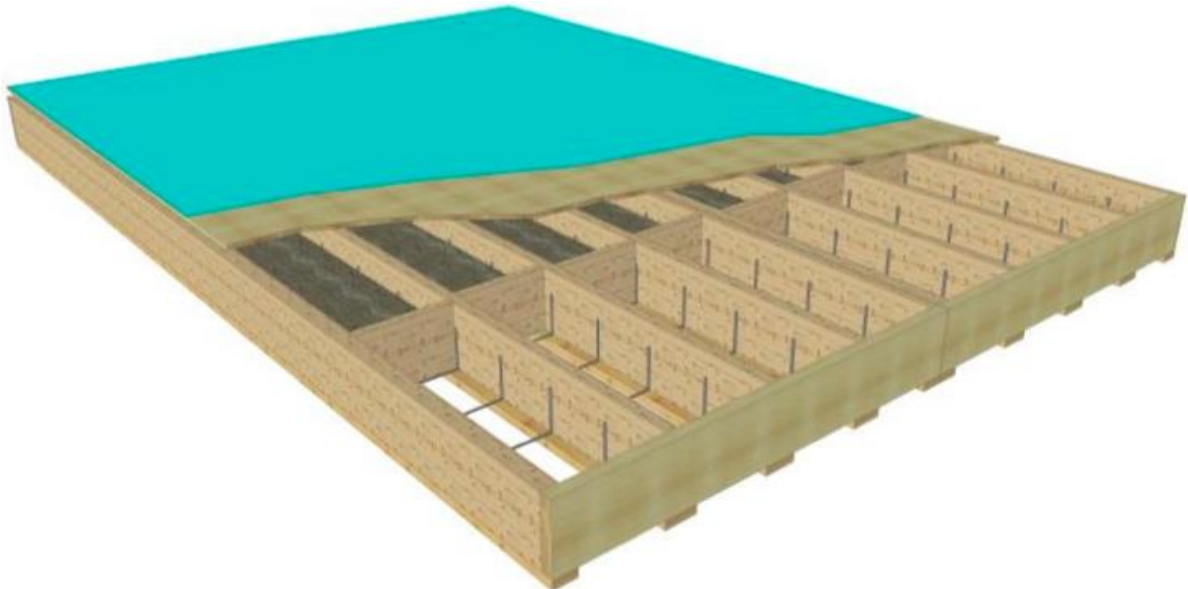
Figur 6 – Eksempel på en limtrebjelke (Moelven, 2020)

Limtre blir i *NS 3470-1:1999* definert som «*bærende komponent hvor tverrsnittet er bygd opp av minst fire lameller med tilnærmet parallell fiberretning, som ved hjelp av lim har fullt statisk samvirke*».

Norskprodusert limtre består som oftest av 45 mm tykke lameller laget av gran eller furu. Et standard tverrsnitt vil bestå av to forskjellige fasthetsklasser. Den øverste og nederste lamellen er da bestående av treverk av høy fasthetsklasse, mens de øvrige lamellene i midten består av treverk av lavere fasthetsklasse. (Trefokus, Unknown-a)

2.3.4 Trä8

Dette er et konstruksjonssystem for høye trehus basert på limtre. Etasjeskillerne er bygd opp av limtre og kerto, noe som fører til enestående styrke og stivhet. Kerto er finérbjelker og regnes som det sterkeste trematerialet av alle på markedet. Dekkeelementene er bygd opp med finérbjelker av kerto som topplate og endetverrbjelke. Limtre er brukt i selve bjelkelaget og underflensen. Får å håndtere lange spenn blir underflens, bjelkelag og topplate limt sammen. Dette gir optimal stivhet og et godt statisk samspill. Topplaten av kerto stikker ut av bjelkelaget og blir lagt oppå en eventuell limtrebjelke. Dette fører til at etasjehøyden blir redusert og vi får en tilnærmet funksjon som kombinasjonen av DLB-bjelke og hulldekke ville gitt.



Figur 7 - Illustrasjon av Trä8-dekkesystemet (Abrahamsen, 2017)

Elementene håndterer spenn opp til 10 meter. Selv om systemet skal håndtere slike spenn, er det lite brukt på spenn over 8 meter. Dette vil føre til at oppfylling av lyd- og brann-krav må testes og kontrolleres. Det finnes altså ingen preaksepterte ytelser her. (Moelven, 2019)

2.3.5 Fasthetsklasser

Tabellen under viser egenskaper som fasthet, stivhet og densitet til de forskjellige styrkeklassene av kombinert limtre definert i *NS-EN 14080:2013*. Karakteristiske fastheter og stivheter er oppgitt i N/mm^2 og densiteter er oppgitt i kg/m^3 . Tabellen er på engelsk, da dette var den eneste utgaven av standarden vi hadde tilgang til.

Tabell 1 – Styrkeklasser for kombinert limtre (NS-EN 14080:2013)

Property ^a	Symbol	Glulam strength class						
		GL 20c	GL 22c	GL 24c	GL 26c	GL 28c	GL 30c	GL 32c
Bending strength	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Tensile strength	$f_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compression strength	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Shear strength (shear and torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rolling shear strength	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulus of elasticity	$E_{0,g,mean}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
	$E_{0,g,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Shear-modulus	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rolling shear modulus	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Density ^b	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

^a Properties given in this table have been calculated according to 5.1.5 on the basis of the layups given in Table 2. If different layups for a certain strength class lead to different characteristic values the lowest values are given here.

^b Calculated as the weighted mean of the densities of the different lamination zones, see 5.1.5.3, 5th paragraph.

Tabellen under viser egenskaper som fasthet, stivhet og densitet til de mest brukte styrkeklassene av mykved (Gran og furu) definert i *NS-EN 338:2016*. Karakteristisk fasthet og stivheter er oppgitt i N/mm^2 og densiteter er oppgitt i kg/m^3 . Tabellen er på engelsk, da dette var den eneste utgaven av standarden vi hadde tilgang til.

Tabell 2 - Gran og furu egenskaper (NS-EN 338:201)

	Class	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Strength properties in N/mm²													
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Stiffness properties in kN/mm²													
Mean modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5 percentile modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mean shear modulus	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Density in kg/m³													
5 percentile density	ρ_k	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mean density	ρ_{mean}	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

2.4 Stål

2.4.1 Generelt

Stål er et godt brukt og populært materialet i byggebransjen. Den største fordelen med stål framfor andre materialer er dens høye styrke i forhold til volum, noe som gjør det mulig å bruke stål blant annet der spennvidden blir stor, uten at konstruksjonens egenvekt blir for høy. Med bruk av stål vil byggetiden bli kort og effektiv, grunnet muligheter for prefabrikasjon og rask montasje med stor presisjon, pluss at det finnes mange gode forbindelsesmidler. I tillegg er stål også meget fleksibelt med tanke på å gjøre forandringer eller forsterkninger.

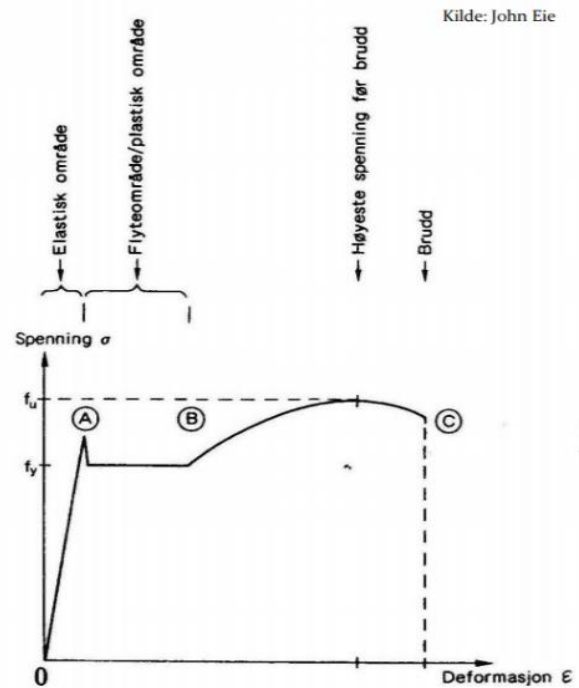
(Christensen and Almar-Næss, 2019)

2.4.2 Egenskaper

Stål kommer i ulike former og fasthetsklasser, og påvirkes lett av temperaturforandringer. Materialets elastisitetsmodul er derimot tilnærmet det samme uansett materialkvalitet, og ligger på $210\,000\text{ N/mm}^2$. Stål er et meget tungt materiale med en massetetthet på 7850 kg/m^3 , altså omtrent 3 ganger så tungt som betong. Stål har en flytespenning, f_y , og en bruddspenning, f_u , som begge avhenger av stålets fasthetsklasse, hvor den mest vanlige fasthetsklassen er S355.

På figur 8 kan du se eksempel på flyte- og bruddspenning. Flytespenning f_y er den spenningen der materialet går fra å oppføre seg elastisk til å oppføre seg plastisk, (mellom punkt A og B), og bruddspenning f_u er den høyeste spenningen før brudd oppstår. (Eie, 2010)

Disse spenningene er som regel konstante og du finner verdiene i tabeller. Verdiene blir brukt for å dimensjonere stålbjelker og sjekke hvilke stålbjelker som er nødvendige å bruke ved ulike situasjoner.



Figur 8 – Flytespenning og bruddspenning (Eie 2010)

2.5 Prefabrikkerte løsninger

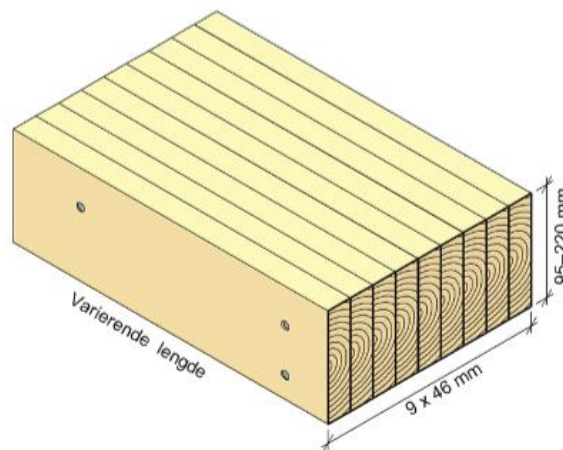
2.5.1 Generelt

Prefabrikkerte løsninger kan både være prisgunstig, tidsbesparende og miljøvennlig. Med prefabrikasjon menes at større eller mindre deler av bygget blir fremstilt på fabrikk, slik at arbeidsmengden ute på prosjektet blir mindre. Da er det snakk om fabrikkfremstilling av veggelementer, takstoler, hulldekker mm. (Thue, 2019d)

2.5.2 Massivtreelementer

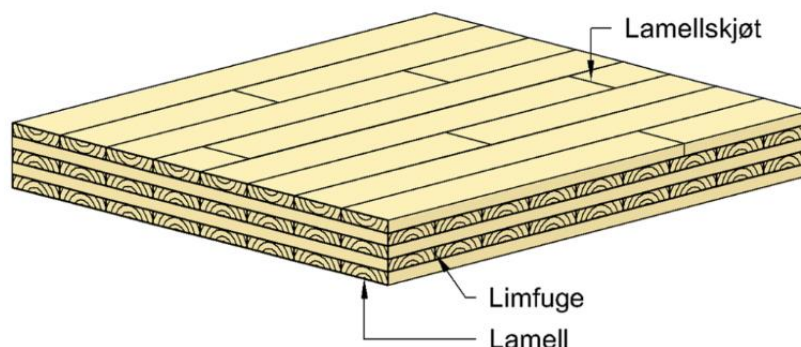
Massivtreelementer består av lameller satt sammen som et element. Dette kan brukes som bærende eller ikke-bærende elementer i vegger, tak og gulv. Det finnes tre forskjellige massivtreelementer vi skiller imellom:

- **Kantstilte elementer**, som er satt sammen av stående lameller som vist på bilde under. Lamellene festes med lim, skruer, spiker, tredybler eller stålstag



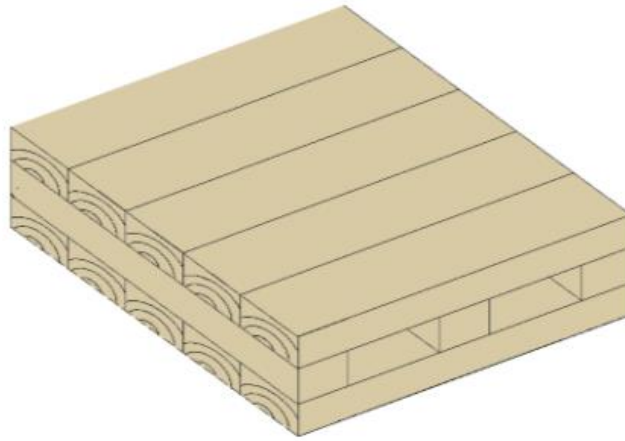
Figur 9 - Eksempel på kantstilte elementer (Skogstad 2014)

- **Krysslagte elementer**, som er satt sammen av lameller i flere lag. Lagene krysses med 90 eller 45 grader i forhold til hverandre som vist på bilde under. Lamellene festes med lim eller tredybler.



Figur 10 – Eksempel på krysslagte elementer (Byggforsk, 2017)

- **Hulromselementer**, som har et hulrom mellom det øverste og nederste elementet.



Figur 11 – Hulromselement (Institutt)

2.5.3 Hulldekker

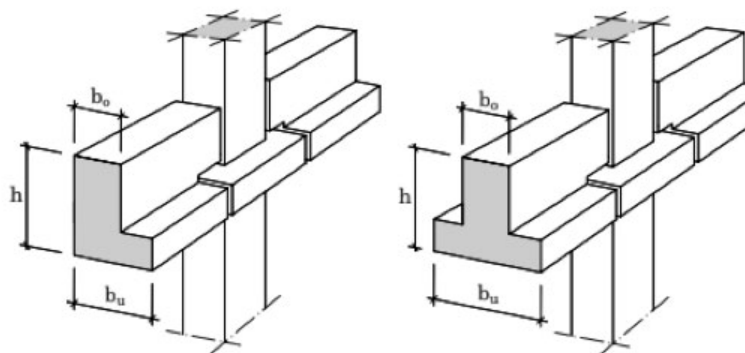


Figur 12 – Eksempel på hulldekker. (Contiga)

Hulldekkeelementer er betongelementer brukt som etasjeskillere eller tak. Elementene har runde kanaler langs spennretningen, noe som fører til lav vekt i forhold til stivhet og styrke. Man får slakkarmerte elementer og forspente elementer. Hulldekker er fleksible og kan brukes i alle slags prosjekter. Det er kostnadseffektivt, tidsbesparende og det oppfyller brann- og lydkravene enkelt. (Dekksystemer, Unknown)

2.5.4 Hatteprofiler

Hatteprofiler brukes ofte i kombinasjon med hulldekker og gir en effektiv og rask montering på byggeplassen. Denne typen bjelker brukes gjerne hvor det er begrenset med plass slik at etasjehøyden blir mindre. Disse prefabrikkerte elementene finnes både i betong og stål. I betong finner vi LB- og DLB-bjelker hvor LB-bjelken har en utkrager mens DLB-bjelken har to som vist på bilde under.



Figur 13 – LB- OG DLB-bjelker (Nobi, 2013)

I stål finner vi det samme kalt THP- og EHP-bjelker (tosidig hatteprofil og ensidig hatteprofil)

2.6 Brann

2.6.1 Risikoklasser og brannklasser

Ved branndimensjonering er man nødt til å ta hensyn til en rekke variabler. Blant annet må bygget plasseres i en spesifikk risikoklasse bestemt ut ifra trusselen en brann kan innebære for skade på liv og helse, vist i *tabell 3*.

Tabell 3 – TEK 17, § 11-2. Risikoklasser

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	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

Bygget skal også plasseres i en bestemt brannklasse ut fra konsekvensene en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet. Disse brannklassene er med på å bestemme brannmotstanden de ulike bygningsdelene skal ha, ut ifra eventuelle skadeomfang. I § 11-4 tabell 1 i TEK 17 er disse brannmotstand-kravene presisert, også vist i *tabell 4* under.

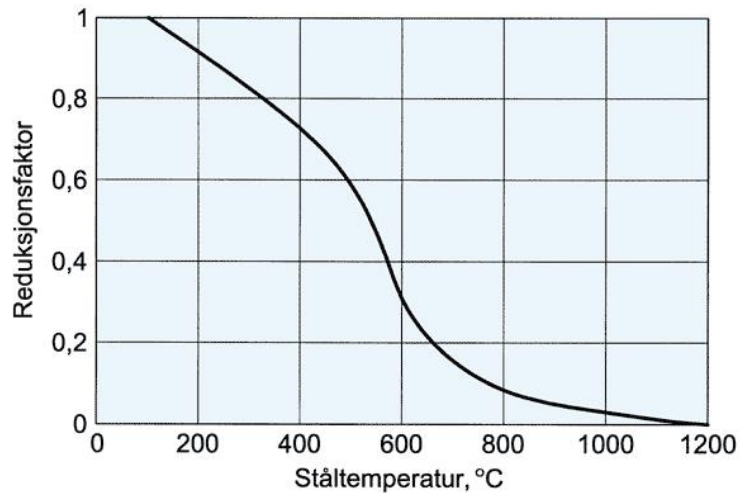
Tabell 4 - TEK 17, § 11-4. Tabell 1

Bygningsdel	Brannklasse		
	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]

Som vi ser i tabellen er brannmotstanden oppgitt som R med et tall bak. R60 viser at konstruksjonen er i stand til å opprettholde sin bæreevne i 60 minutter etter det har begynt å brenne.

2.6.2 Stål

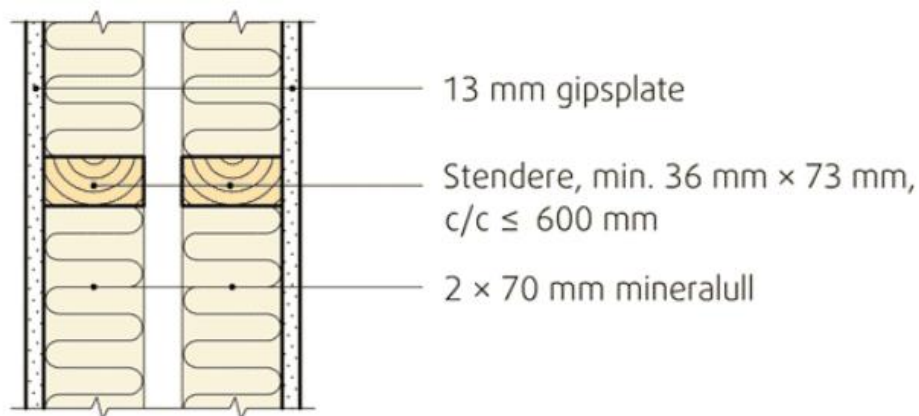
Stål er et materiale som påvirkes veldig lett av temperaturforandringer, og stiller dermed veldig svakt når det kommer til brannmotstand. Ubeskyttede stålkonstruksjoner oppnår vanligvis ikke høyere brannmotstand enn 10-15 minutter, og når stålet oppnår en temperatur på 500 °C mister den 50 % av sin fasthet. Dette er det kritiske temperaturområdet for de fleste belastede stålkomponenter. Ved figur 10 kan du se reduksjonen av stålets flytegrense i forhold til stålets temperatur (Byggforsk, Unknown)



Figur 14 – Byggforsk 520.315

2.6.3 Innervegger

Innervegger av tre vil for det meste være standardvegger, også ferdig dimensjonert for brann. For eksempel ved R 30, vil en vegg bestående av to lag med 73 mm stendere, 70 mm isolasjon og en 13 mm gipsplate på hver side være nok. Et bygg med krav på R60 vil ha vegger med samme oppbygging, bare en ekstra gipsplate på hver side av veggen. På figur 12 under vil du se en illustrasjon av hvordan en innervegg der brannkravet er R30 kan se ut.



Figur 15 – Byggforsk 520.322

2.6.4 **Betong**

Betong er det beste materialet med tanke på brannmotstand, og blir ikke så lett påvirket av temperaturendringer og brann som tre og stål.

Ved kvadratiske eller rektangulære tverrsnitt er hjørnesonene klart mest utsatt, og det kan derfor være mest brannteknisk gunstig å fordele armeringen langs tverrsnittets sidekanter.

3 METODE

I denne delen skal vi se på hvordan vi har jobbet og hvilke verktøy vi har brukt for å komme frem til de resultatene vi vil fremlegge i pkt. *4.0 Resultat*.

3.1 Fremgangsmåte

Før vi satte i gang med oppgaven var vi nødt til å friske opp i gammel kunnskap. Hovedtema er konstruksjonsteknikk, og alt vi hadde lært i relevante emner ble brukt som læringsmateriale. Sentrale forelesninger ble sett om igjen, og pensum ble raskt gått gjennom. Dette førte til at vi hadde god oversikt og var forberedt til å besvare oppgaven vår effektivt og på best mulig måte.

En fremdriftsplan ble utarbeidet og vi startet med å fylle ut en innholdsfortegnelse vi kunne se for oss som et utgangspunkt. Deretter startet vi å samle inn informasjon knyttet til oppgaven ved hjelp av netteser og pensumlitteratur. Nødvendig teori knyttet opp mot videre arbeid ble lagt frem og beregninger ble utført ved hjelp av håndberegning og beregningsprogrammer som Ove Sletten-beregningsprogram og Microsoft Excel. Til illustrasjoner av konstruksjonsdeler brukte vi Autodesk Revit.

3.2 Datakvalitet og troverdighet

Vi har hele tiden vært bevisste på å være kildekritiske. Vi har sett etter vitenskapelige artikler, pensumlitteratur og kilder med gode referanser eller velkjente forfattere. Ved å gå etter de beste kildene fra start vil en usikkerhet forsvinne, og vi kan med god samvittighet referere til

dem. Uansett vil det være et visst usikkerhetsmoment rundt informasjonen da alle kan gjøre feil. Forfatter kan ha bommet, vi som leser kan mistolke og andre uforutsette feil kan dukke opp. Så selv om vi har gjort en nøye analyse av kildene og stoler på dem, kan det forekomme avvik. Vi må også ta hensyn til avvik ved bruk av beregningsprogrammene. Feil ved datainput kan hende, noe som vil påvirke resultatet. Feil i programvaren kan også forekomme. Vi har hele tiden vært påpasselige med kontrollregning, noe som gjør at vi kan stå bak de resultatene vi legger frem i neste kapittel.

Vi har valgt å konsekvent se etter løsninger og ideer via byggforsk.no, da dette er en side som gir dokumenterte løsninger og anbefalinger for prosjektering, utførelse og forvaltning av bygninger. Løsningene i Byggforskserien er veldokumenterte og pålitelige, og kan brukes over hele landet. De oppfyller alle kravene i byggeteknisk forskrift (TEK). Dermed er dette den mest presise og pålitelige kilden vi kan bruke når vi skal se etter løsninger når vi skal utføre et byggeprosjekt

3.3 Beregningsgrunnlag

For å få en oversikt over hvilke faktorer og laster som er brukt i utregningene vil de mest sentrale bli listet opp. I tillegg kommer andre bestemmelser og standarder.

Standarder:

Dette er standarder som i hovedsak er brukt i dimensjoneringen av prosjektet. Alle faktorer og laster er bestemt i standardene.

Tabell 5 – relevante standarder

Standard	Navn	Utgitt
NS-EN 338	Konstruksjonstrevirke -Fasthetsklasser	2016
NS 3470-1	Prosjektering av trekonstruksjoner – beregnings- og konstruksjonsregler, Del1: Allmenne regler	1999
NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2008
NS-EN1991-1-1	Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger	2008
NS-EN 1991-1-3	Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster, snølast	2008
NS-EN 1991-1-4	Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, vindlaster	2009
NS-EN 1992-1-1	Eurokode 2 – Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	2008
NS-EN 1993 -1-1	Eurokode 3 – Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	2015
NS-EN 1993-1-2	Eurokode 3 – Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering	2009
NS-EN 1995-1-1	Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	2009
NS-EN 1995-1-2	Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering	2010
NS-EN 14080	Trekonstruksjoner – Limtre og limt laminert heltre – krav	2013
NS-EN 14081	Trekonstruksjoner – Styrkeklasser konstruksjonstrevirke med rektangulært tverrsnitt, Del 1: Generelle krav	2016

Permanente laster:

Permanente laster vi har brukt i lastberegning. Stål er ikke nevnt da vi har valgt å bruke ulike dimensjoner på ulike plasser. Dette vil bli presisert under beregningene i 4.0 Resultater.

Tabell 6 – Permanente laster

Konstruksjoner	Egenlast	Kilde
Etasjeskiller (HD265)	4,7 kN/m ²	Byggforsk 471.031
Takkonstruksjon betong	4,0 kN/m ²	Byggforsk 471.031
Skillevegger	0,7 kN/m ²	Byggforsk 471.031
DLB-bjelke	6,4 kN/m ²	Beregninger
Takkonstruksjon tre	1,2 kN/m ²	Byggforsk 471.031
Trä8 (Uten påstøp)	1,2 kN/m ²	Moelven limtre

Variable laster:

Variable laster vi har brukt i lastberegning.

Tabell 7 – Variable laster

Konstruksjoner	Egenlast
Snølast	4,5 kN/m ²
Nyttelast etasjer i boligbygg	2,0 kN/m ²

Lastfaktorer

Bruddgrensetilstand

Under er lastfaktorene brukt ved bruddgrensedimensjonering. Ved å bruke disse faktorene finner man konstruksjonens kapasitet mot brudd på grunnlag av materialets dimensjonerende fasthet og tøyningsegenskaper. Lastpåvirkninger fra skjærkraft, aksialkraft, bøyemoment og torsjonsmoment er alle relevante.

Tabell 8 – Lastkombinasjon 6.10a og 6.10b

Lastkombinasjon	Permanente laster		Dominerende variable laster	Øvrige variable laster
	Ugunstig	gunstig		
6.10a	1.35	1.0	1.05	1.05
6.10b	1.20	1.0	1.50	1.05

Bruksgrensetilstand

For denne grensetilstanden dimensjoneres konstruksjonen slik at den tilfredsstilles ut ifra krav knyttet til funksjonsdyktighet og bestandighet i dens levetid. Kravene kan være knyttet til forskyvninger, tøyninger, setninger, riss og lignende.

Tabell 9 – Lastkombinasjon bruksgrensetilstand

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende variable laster	Øvrige variable laster
Karakteristisk	1.0	1.0	0.7
Ofte forekommende	1.0	0.7	0.6
Tilnærmet permanent	1.0	0.6	0.6

Nedbøyning

Nedenfor vises forskjellige scenarioer som kategoriserer hvilke lastsituasjoner vi må beregne nedbøyning for.

Tabell 10 – Nedbøyning

Scenario	Lastsituasjon
Konstruksjoner hvor nedbøyning er skadelig	karakteristisk
Konstruksjoner hvor det stilles krav pga. Bruk eller utstyr	ofte forkommende
Konstruksjoner med vanlige bruks- og estetiske krav	tilnærmet permanent

ψ – faktorer for nyttelast

Faktorene i tabellen under er hentet fra *Tabell A1.1* i *NS-EN 1991-1-1*

ψ – faktorene kalles kombinasjonsfaktorer. Ved å bruke disse faktorene omgjør man en nyttelast til en permanent last

Tabell 11 – Kombinasjonsfaktorer

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Brukskategori A: Innendørs bostedsareal	0,7	0,5	0,3

Arealreduksjonsfaktor α_a

I noen tilfeller kan den jevnt fordelte nyttelasten reduseres ved hjelp av arealreduksjonsfaktoren α_a . Forklaringen bak denne reduksjonsfaktoren er at på et stort gulvareal er det mindre sannsynlig at hele arealet blir belastet med maksimal nyttelast samtidig. Det er presisert i formelen at dersom $A < 30m^2$ så kan man se bort i fra reduksjonsfaktoren. Formelen er som følger:

Brukskategori A-D

$$\alpha_a = 0,5 + \frac{15}{A} \leq 1,0$$

Etasjereduksjonsfaktor α_n

I bygg med tre eller flere etasjer kan etasjereduksjonsfaktoren brukes til å minke nyttelasten i overliggende etasjer. Det vil altså være liten sannsynlighet for at alle etasjer har maksimal nyttelast samtidig, noe som i brukskategori A-D gir spillerom for å bruke reduksjonsfaktoren. Rent praktisk ganges nyttelasten med etasjereduksjonsfaktoren α_n som ser slik ut:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) * 0,7}{2}$$

hvor n = antall etasjer over konstruksjonsdelen som blir belastet.

Om arealet er over $30 m^2$ brukes arealreduksjonsfaktoren. Er arealet $30 m^2$ eller mindre benyttes ikke arealreduksjonsfaktoren

Materialfaktorer stål

Materialfaktorer brukt i forbindelse med stålberegninger er oppgitt i tabellen nedenfor. De faktorene som ikke blir nevnt vil være presisert under beregningene i 4,0 – *RESULTAT*

Tabell 12 – Materialfaktorer stål

Materialfaktor	Verdi
Stålkvalitet	S 355
Elastisitetsmodul, E	$210\,000 \frac{N}{mm^2}$
Materialfasthet, f_y	$355 \frac{N}{mm^2}$
Strekkfasthet, f_u	$510 \frac{N}{mm^2}$

Lastvarighetsklasser

Lastvarighetsklassene er hentet ut fra Eurokode 5. hvor lenge de ulike lastene påvirker trevirket varierer for de ulike lastene.

Tabell 13 – Lastvarighetsklasser

Lastvarighetsklasse	Varighet	Eksempler
Permanent last (P)	mer enn 10 år	egenlast, vanntrykk, jordtrykk
Langtidslast (A)	6 måneder til 10 år	nyttelast i bygninger
Halvårslast (B)	1 uke til 6 måneder	snølast
Korttidslast (C)	mindre enn 1 uke	trafikklaster på broer, støt og rystelser
Øyeblikkslast (I)		vindlaster, ulykkeslaster

Fasthetsfaktor – k_{mod}

Fasthetsfaktoren tar hensyn til lastvarighet og klimaklasse. Jo lavere lastvarighet, jo høyere fasthetsfaktor. Fasthetsfaktorene er hentet fra *NS-EN 14080*.

Tabell 14 - Fasthetsfaktor – k_{mod}

Materiale	Klimaklasse	Lastvarighetsklasser				
		Permanente laster(P)	Langtidslast (A)	Halvårslast (B)	Korttidslast (C)	Øyeblikkslast (I)
Limtre	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,70	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,55	0,55	0,65	0,70	0,90

Materialfaktorer limtre

Materialfaktorer brukt i forbindelse med dimensjonering av limtre er oppgitt i tabellen nedenfor. Utelatte faktorer vil om nødvendig være presisert i punkt 4.0 – *RESULTAT*

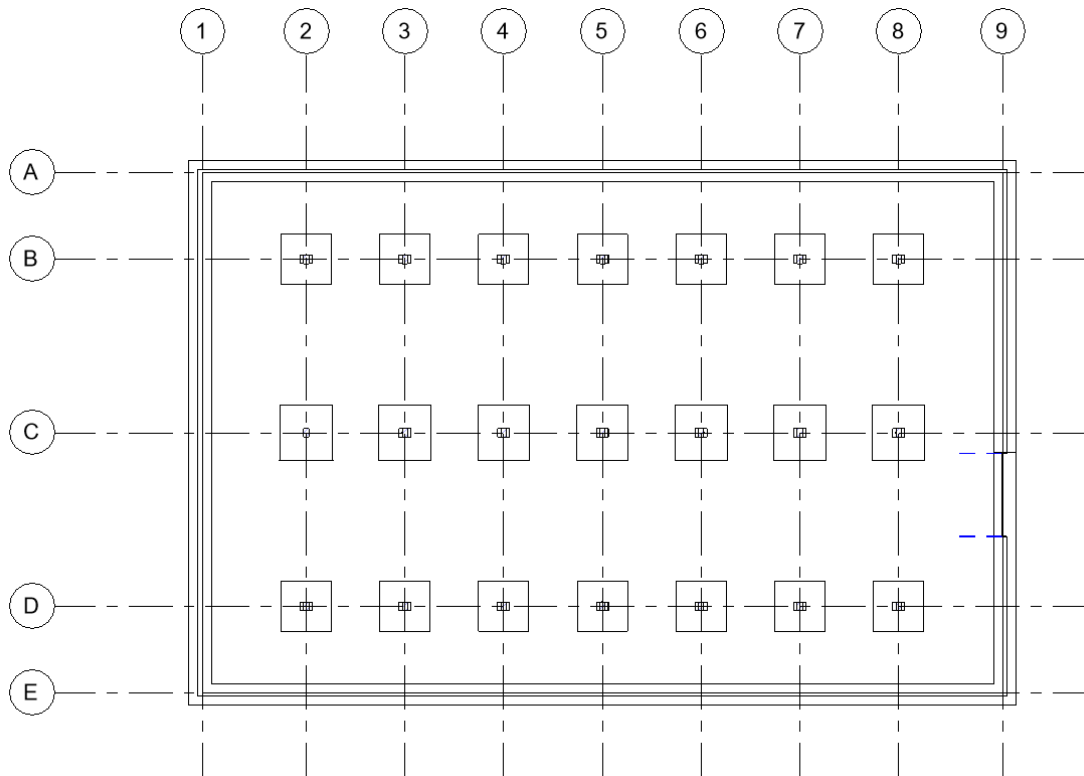
Noen verdier under tar hensyn til

Tabell 15 – Materialfaktorer limtre

Materialfaktor	Verdi
Klimaklasse	1
Limtrekvalitet	GL30C
Partialfaktor, γ_M	1,15
Elastisitetsmodul, E	$10\,800 \frac{N}{mm^2}$
Strekkfasthet, $f_{t0,g,k}$	$19,5 \frac{N}{mm^2}$
Trykkfasthet, $f_{c0,g,k}$	$24,5 \frac{N}{mm^2}$
Skjærfasthet, $f_{y,g,k}$	$3,2 \frac{N}{mm^2}$
Deformasjonsfaktor, k_{def}	0,6

4 RESULTAT

I resultatdelen skal vi vise hvordan vi har valgt å utforme de to bæresystemene våre, med praktiske løsninger og dimensjonering både ved hjelp av dataprogram og ved beregninger for hånd. For å gjøre resultatene mest ryddig, starter vi med å legge frem bæresystemene fra toppen og videre systematisk nedover.



Figur 16 - Aksekart (Revit)

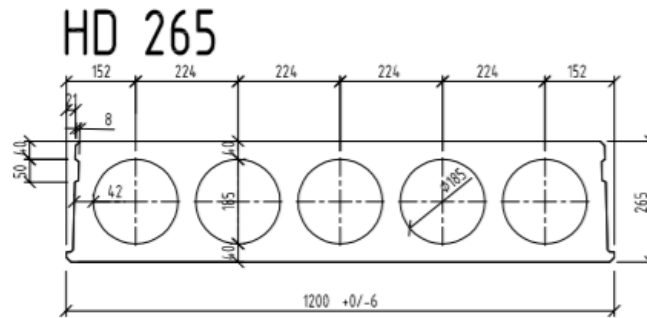
4.1 Bæresystem 1: Stål og hulldekker

Bæresystem 1 består av betong i parkeringskjelleren, med stål og hulldekker som bæresystem i de tre overliggende etasjene. Vi har benyttet HD 265 hulldekker som etasjeskillere, da disse har lav egenvekt i forhold til styrke, og er enkle å montere.

Vi starter med utregning av stålbjelkene i taket, for så å jobbe oss nedover. Alle utregningene av stål er regnet for hånd.

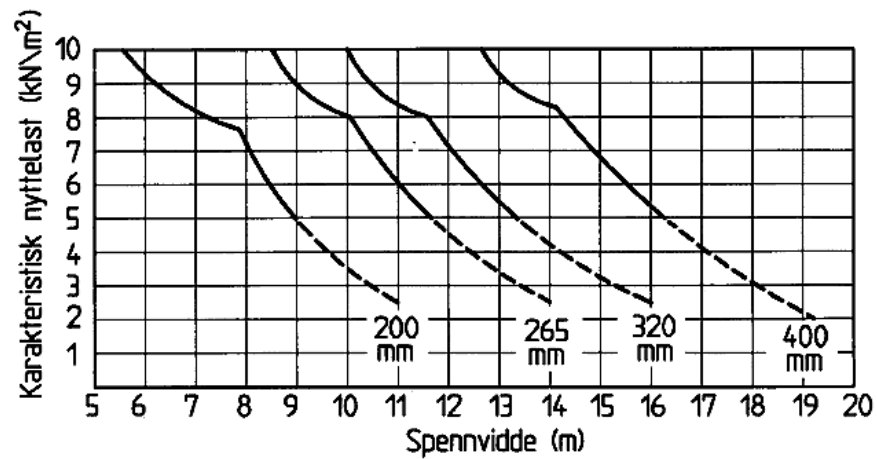
4.1.1 Valg av hulldekke

HD 265: $h = 265 \text{ mm}$ $b = 1\,200 \text{ mm}$



Figur 17 – HD 265 (Voss (

Huldekker bæreevne



Figur 18 - Bæreevne hulldekker (Byggforsk 522.811)

Tak:

Spennvidde: $l = 10 \text{ m}$

Karakteristisk nyttelast: $q = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Etasjer:

Spennvidde: $l = 10 \text{ m}$

Karakteristisk nyttelast: $q = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Leser av grafen og ser at ved spennvidde 10 m er ikke HD 200 nok til å holde nyttelasten på $4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. I etasjene kan derimot HD 200 holde, men her vil deformasjonen være dimensjonerende, og vi valgte derfor å benytte HD 265, da dette også er den mest vanlige dimensjonen å bruke ved slike bygg.

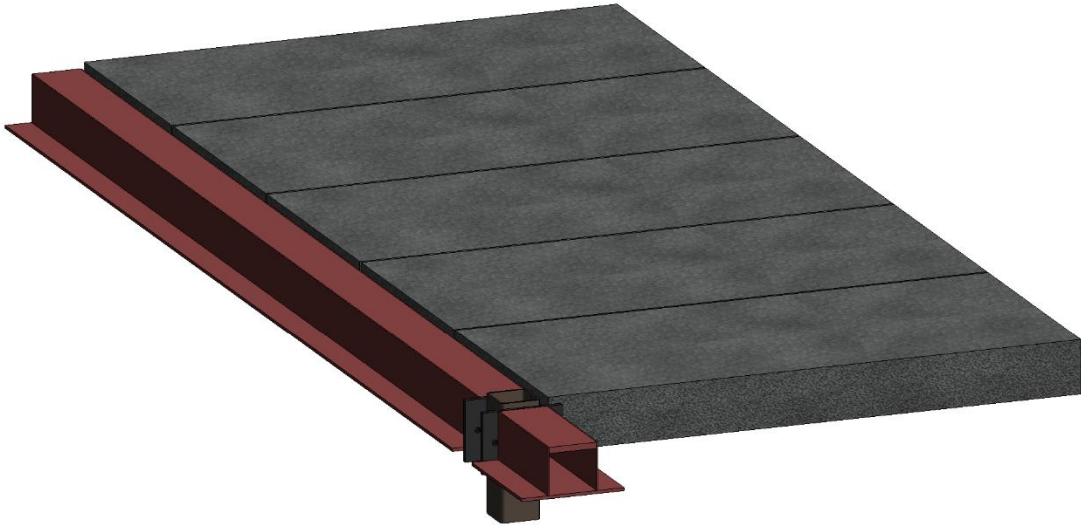
I taket har vi valgt 265 mm hulldekkeelementer og takteking av asfaltbelegg og ca. 350 mm polystyren.

Etasjeskillerne består av 265 mm hulldekkeelementer med 20 mm avrettingsmasse og lett, flytende golv pga. bedre lydegenskaper.

Tabell 16 - Oppsummering hulldekker

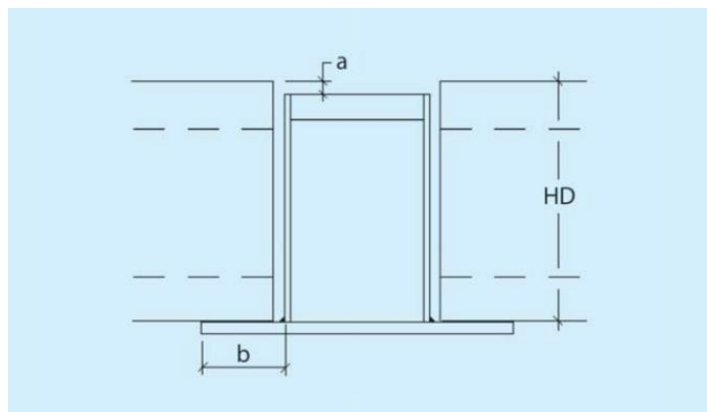
Hulldekker	Tak	Etasjer
Egenvekt	$4,0 \text{ kN/m}^2$	$4,7 \text{ kN/m}^2$

4.1.2 THP-bjelker



Figur 19 - Illustrasjon av THP-bjelke (Revit)

Langs midten av bygget, nærmere bestemt akse C, har vi valgt å benytte tosidige hatteprofiler for å ta opp egenlasten av hulldekkene og eventuell nyttelast. Dette gjør monteringen av hulldekkene veldig enkel, og på grunn av like stor vekt på begge sider av hatteprofilene er bjelkene ikke utsatt for vipping eller torsjon. En annen fordel er at etasjehøydene ikke blir påvirket, da hatteprofilene er omtrent like høye som hulldekkene.

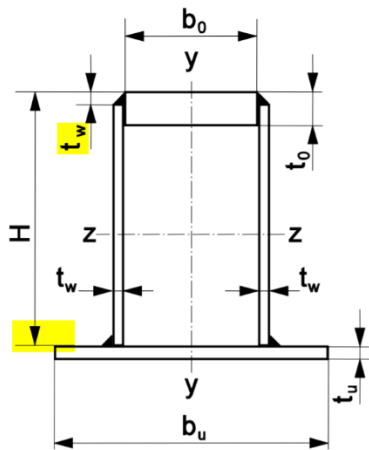


Figur 20 – Tverrsnitt av hulldekker på THP-profil. (Stålforbund)

På figur 14 ser vi et utsnitt av et eksempel på hvordan en slik løsning ser ut. Norsk stålforbund har laget anbefalinger om at hulldekkene bør være 15 cm (a) høyere enn hatteprofilene, noe som førte til at vi måtte bruke hatteprofiler med høyde 250 mm. For at hulldekkene skal opprettholde sin skjærkapasitet, har Norsk Stålforbund også laget anbefalinger om bjelkenes oppleggslenser (b). For HD 265 er anbefalingene minimum 80 mm, i tillegg er det krav om minst 30 mm med fuger mellom hatteprofil og dekke.

Vi ser bort i fra lokal knekking av underflens, da den ikke vil være utsatt.

Under dimensjonering bestemte vi at det ville være en fordel om tykkelsen på underflensen (t_u) hadde vært lik på begge profilene. Dette vil føre til en enklere montasje med tanke på høydene.



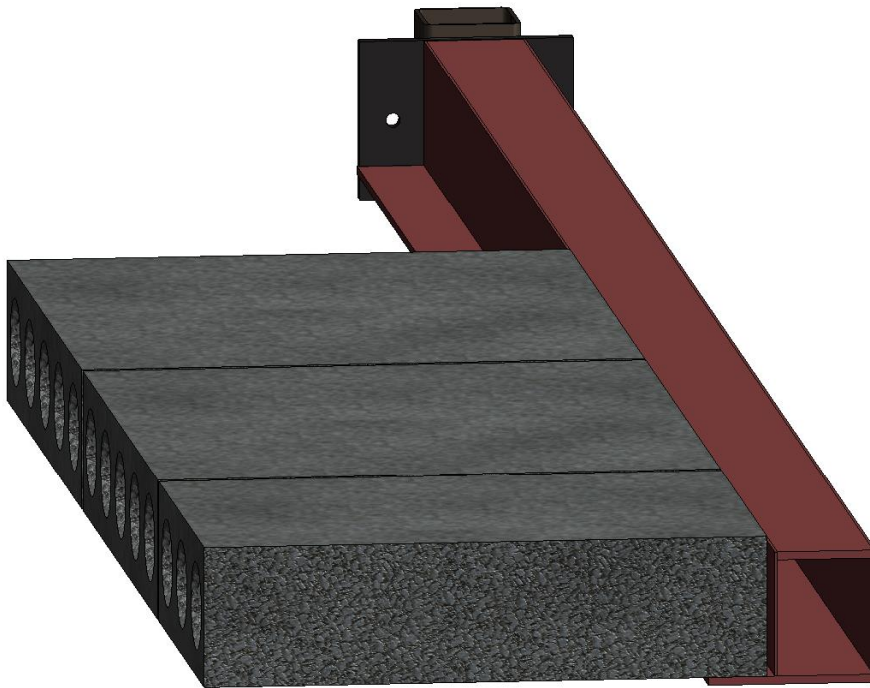
Figur 21 – THP-profil tverrsnitt (Stålforbund)

Nedenfor ser du resultatene etter dimensjonering av hatteprofilene. Dimensjoneringen finner du i vedlegg B1.

Tabell 17 – THP-profiler resultater

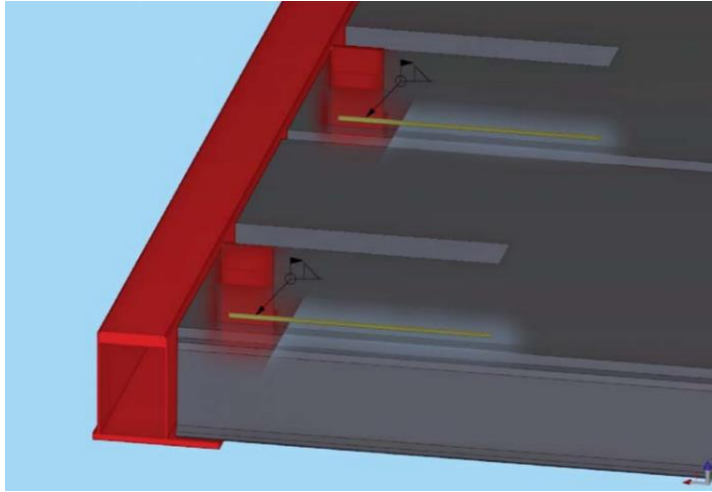
Bjelker	H		t _w		b _o		t _o		b _u	t _u	Brannisolering	Egenvekt (kN/m)
Tak	250	x	6	-	250	x	30	-	512	15	1,5 g/m ² brannhemmende maling	1,4
Etasjer	250	x	6	-	250	x	35	-	512	15	1,5 g/m ² brannhemmende maling	1,6

4.1.3 EHP-Bjelker



Figur 22 - Illustrasjon av EHP-bjelke (Revit)

På sidene, altså akse B og D har vi valgt ensidige hatteprofiler, da det bare er nødvendig med opplegg til hulldekker på den ene siden. Dette vil gjøre at bjelken er utsatt for vipping og torsjon, og vi er derfor nødt til å benytte dubb og armering for å stive av tverrsnittet, slik som vist på figur 22 nedenfor.



Figur 23 – Opplegg på ensidig hatteprofil (Stålforbund)

Også her har vi prøvd å få samme tykkelse på flens underkant (t_u), slik at hulldekkene skal få samme grunnlag i begge endene.

Etter dimensjonering av ensidige hatteprofiler både i etasjene og på taket, er resultatene vi fikk oppsummert i tabellen under. Dimensjonering av EHP-profiler finnes i *vedlegg B2*.

Tabell 18 – EHP-profiler resultater

Bjelker	H		t_w		b_o		t_o		b_u	t_u	Brannisolering	Egenvekt (kN/m)
Tak	250	x	5	-	190	x	15	-	315	15	1,5 g/m ² brannhemmende maling	0,8
Etasjer	250	x	5	-	190	x	15	-	315	15	1,5 g/m ² brannhemmende maling	0,8

4.1.4 Stålsøyler HUP

Til bærende søyler i etasjene har vi valgt å benytte firkantede hulprofiler, type varmvalset. Dette fordi det er et meget sterkt materiale i forhold til egenvekt og volum, og meget praktisk med tanke på montering og frakt. Ved å feste hatteprofilene til HUP-profilene i hver etasje, tar søylene opp alle de lastene bjelkene tar opp, i tillegg til hatteprofilenes egenlast.

Etasjehøydene er 3 meter, noe som fører til at søylene til sammen blir 9 meter lange, med knekk lengder på 3 meter.

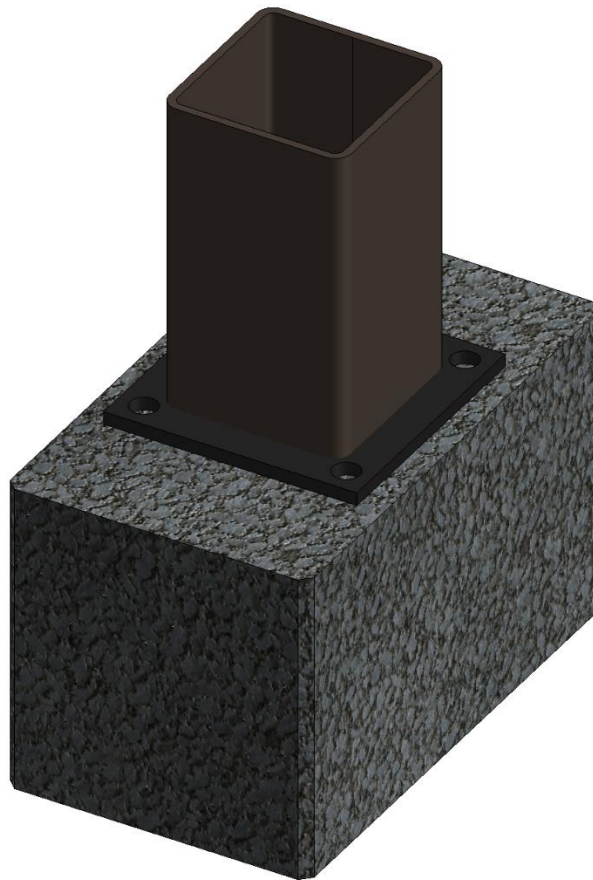
Under dimensjonering har vi prøvd å få størst mulig omkrets på tverrsnittet, så det skal bli størst mulig flate å feste hatteprofilene på. Dermed har vi fått følgende resultater etter dimensjonering:

Tabell 19 – Oppsummering HUP-søyler

Søyle plassering	Dimensjon HUP-profiler (mm)	Brannisolering	Egenvekt (kN/m)
C2-C8	200 x 200 x 10,0	3,0 g/m ² brannhemmende maling	0,6
B1-B9, D1-D9, C1 og C9	180 x 180 x 8,0	3,0 g/m ² brannhemmende maling	0,3

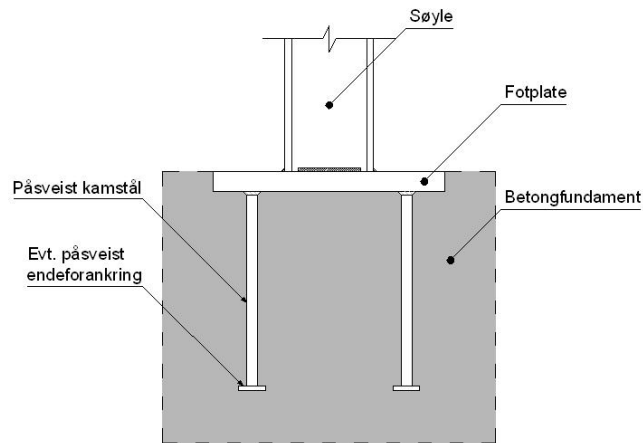
Dimensjonering av HUP-søyler finnes i *vedlegg B3*

4.1.5 Fotplater under HUP



Figur 24 - Illustrasjon av fotplate (Revit)

Imellom stålsøylene og betongsøylene er vi nødt til å ha en fotplate til å fordele trykket fra søyla. Dette gjøres ved sette en fotplate med påsveist kamstål (vist på figur 18 nedenfor), nedi betongen når den enda er bløt. Når betongen har herdet, er det en stabil overflate av stål liggende på toppen av betongsøyla. Stålsøyla kan da festes ved hjelp av sveising. Denne sveisen er ikke nødvendig å regne på, da relevante krefter blir ubetydelig små og kan neglisjeres.



Figur 25 – Fotplate under stålsøyle (Bekkelund, 2012)

Etter dimensjonering etter *Byggforsk 520.235*, får vi følgende resultater på fotplatene.

Tabell 20 – Fotplater resultater

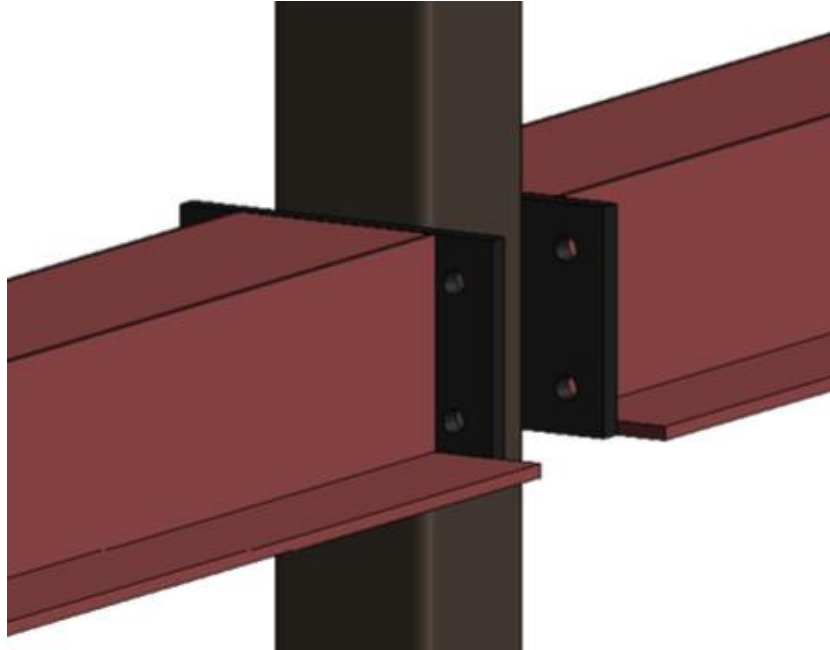
Søyle	Fotplate
HUP 200 x 200 x 10,0	300 x 300 x 21
HUP 180 x 180 x 8,0	250 x 250 x 13

Her ser vi at fotplate under HUP 200x200x10 blir 300 mm bred, akkurat like bred som betongsøyla den står på. Dette er derfor akkurat godkjent.

Dimensjonering av fotplater finnes i *vedlegg B4*

4.1.6 Forbindelse mellom Hatteprofiler og HUP-søyler

I forbindelsen mellom hatteprofilene og HUP-søylene har vi valgt å bruke en løsning der vi sveiser på to plater. Først sveiser vi på en stål-plate på søyla, og en like stor plate på enden av hatteprofilene, før disse platene boltes sammen. Nedenfor ser du et utklipp fra Revit der dette er vist.



Figur 26 – Illustrasjon av forbindelse mellom THP og HUP (Revit)

Fra beregninger gjort i Excel, har vi funnet ut at det holder med sveiser på $a = 3$ mm, der sveisen går over 3 sider, over og på sidene. Vi fant videre ut at platene som skal sveises på må være 250 mm høy, 390 mm bred og 25 mm tykk. Boltene som skal holde disse må være 2 stk M27. Dimensjoneringen av forbindelsene finner du i vedlegg B5.

Oversikt:

Tabell 21 - Oversikt forbindelser

Dimensjoner	Høyde (mm)	Bredde (mm)	Tykkelse (mm)	Sveis (a) (mm)	Bolter
Forbindelser	390	250	25	3	2 x M27

4.2 Bæresystem 2: Treverk

For dette bæresystemet har vi valgt å bruke Microsoft Excel regneark som beregningsmetode. Alle utklippene under er fra eget Excel-ark. Det fullstendige regnearket vil ligge under *vedlegg C*

4.2.1 Limtrebjelker i tak

Som bjelker har vi brukt limtre. Ved å bruke limtre får vi bjelker med høy kapasitet som enkelt tilfredsstiller aktuelle brannkrav. Vi har dimensjonert for to lastsituasjoner. En bjelke er dimensjonert hvor maksimal belastning oppstår, og den andre hvor belastningen er mindre. Ved å dimensjonere for de ulike lastsituasjonene får vi bjelker hvor kapasiteten samsvarer bedre med opptredende krefter. Beregningene er vist som utklipp fra Excel. Fullstendig Excel-ark med komplett dimensjonering er lagt ved som *vedlegg C1*

Dimensjonering

Ved dimensjonering kontrolleres opptredende moment- og skjærkraft i bjelken. Ut ifra dette velges en dimensjon. Den valgte dimensjonen kontrolleres så for nedbøyning. Da vi har fått en godkjent bjelke med tanke på opptredende krefter, kontrolleres den i forhold til brannkrav R60. Bjelkene er dimensjonert etter *NS-EN 14080: Trekonstruksjoner – Limtre og limt laminert heltre – krav*, og *NS-EN 1995 – 1 – 2: Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*

Bjelker, akse C

VALG AV BJELKEDIMENSJON			
Velger limtre GL30c 215x900 mm			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
b	215	mm	
h	900	mm	
W_y	2,90E+07	mm ³	Godkjent
I_y	1,31E+10	mm ⁴	
h_{min}	873,4	mm	Godkjent
q_{def}	21,36	kN/m	
Nedbøyningskrav $w_{net,fin}$	20,00	mm	
Nedbøyning w	2,12	mm	Godkjent

Bjelker, akse B og D

VALG AV BJELKEDIMENSJON			
Velger limtre GL30c 215x585 mm			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
b	215	mm	
h	585	mm	
W_y	1,23E+07	mm ³	Godkjent
I_y	3,59E+09	mm ⁴	
h_{min}	550,0	mm	Godkjent
q_{def}	11,76	kN/m	
Nedbøyningskrav $w_{net,fin}$	20,00	mm	
Nedbøyning w	4,26	mm	Godkjent

KONTROLL AV BRANNKRAV R60			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
ψ_2	0,30		
q_{fi}	22,13	kN/m	
$M_{ed,fi}$	99,56	kNm	
$V_{ed,fi}$	66,38	kN	
β_n	0,70	mm/min	
t	60	min	
d_0	7,0	mm	
k_0	1,0		
d_{ef}	49,0	mm	
A_{rest}	99567,00	mm ²	
$W_{y,rest}$	1,41E+07	mm ³	
k_{fi}	1,15		
$f_{m,d,fi}$	34,50	N/mm ²	
$f_{v,d,fi}$	4,03	N/mm ²	
$W_{y,min,fi}$	2,89E+06	mm ³	Godkjent
$A_{min,fi}$	30920,03	mm ²	Godkjent
Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215x900			

KONTROLL AV BRANNKRAV R60			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
ψ_2	0,30		
q_{fi}	12,75	kN/m	
$M_{ed,fi}$	57,38	kNm	
$V_{ed,fi}$	38,25	kN	
β_n	0,70	mm/min	
t	60	min	
d_0	7,0	mm	
k_0	1,0		
d_{ef}	49,0	mm	
A_{rest}	62712,00	mm ²	
$W_{y,rest}$	5,60E+06	mm ³	
k_{fi}	1,15		
$f_{m,d,fi}$	34,50	N/mm ²	
$f_{v,d,fi}$	4,03	N/mm ²	
$W_{y,min,fi}$	1,66E+06	mm ³	Godkjent
$A_{min,fi}$	17818,32	mm ²	Godkjent
Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215x585			

Oppsummering tak-bjelker:

Ved utførelse av moment, skjær og nedbøynings-kontroll finner vi en dimensjon som tilfredsstillende både lastpåkjenning og branntekniske krav. Nedenfor er bjelkene listet opp.

Tabell 22 – Dimensjoner limtrebjelker tak

GL30C		
Bjelke	Høyde mm	Bredde mm
Akse C	900	215
Akse B og D	585	215

4.2.2 Limtrebjelker i etasjer

Dimensjonering

Ved dimensjonering kontrolleres opptredende moment- og skjærkraft i bjelken. Ut ifra dette velges en dimensjon. Den valgte dimensjonen kontrolleres så for nedbøyning. Da vi har fått en godkjent bjelke med tanke på opptredende krefter, kontrolleres den i forhold til branntekniske krav R60. Bjelkene er dimensjonert etter *NS-EN 14080: Trekonstruksjoner – Limtre og limt laminert heltre – krav*, og *NS-EN 1995 – 1 – 2: Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*

Bjelker, akse C

VALG AV BJELKEDIMENSJON			
Velger limtre GL30c 215×585 mm			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
b	215	mm	
h	585	mm	
W_y	1,23E+07	mm ³	Godkjent
I_y	3,59E+09	mm ⁴	
h_{min}	566,4	mm	Godkjent
q_{def}	32,69	kN/m	
Nedbøyningskrav $w_{net,fin}$	20,00	mm	
Nedbøyning w	11,83	mm	Godkjent

Bjelker, akse B og D

VALG AV BJELKEDIMENSJON			
Velger limtre GL30c 215×405 mm			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
b	215	mm	
h	405	mm	
W_y	5,88E+06	mm ³	Godkjent
I_y	1,19E+09	mm ⁴	
h_{min}	340,8	mm	Godkjent
q_{def}	16,16	kN/m	
Nedbøyningskrav $w_{net,fin}$	20,00	mm	
Nedbøyning w	17,62	mm	Godkjent

KONTROLL AV BRANNKRAV R60			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
ψ_2	0,30		
q_{fi}	16,50	kN/m	
$M_{ed,fi}$	74,25	kNm	
$V_{ed,fi}$	49,50	kN	
β_n	0,70	mm/min	
t	60	min	
d_o	7,0	mm	
k_o	1,0		
d_{ef}	49,0	mm	
A_{rest}	62712,00	mm ²	
$W_{y,rest}$	5,60E+06	mm ³	
k_{fi}	1,15		
$f_{m,d,fi}$	34,50	N/mm ²	
$f_{v,d,fi}$	4,03	N/mm ²	
$W_{y,min,fi}$	2,15E+06	mm ³	Godkjent
$A_{min,fi}$	23059,01	mm ²	Godkjent
Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215×585			

KONTROLL AV BRANNKRAV R60			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
ψ_2	0,30		
q_{fi}	9,00	kN/m	
$M_{ed,fi}$	40,50	kNm	
$V_{ed,fi}$	27,00	kN	
β_n	0,70	mm/min	
t	60	min	
d_o	7,0	mm	
k_o	1,0		
d_{ef}	49,0	mm	
A_{rest}	41652,00	mm ²	
$W_{y,rest}$	2,47E+06	mm ³	
k_{fi}	1,15		
$f_{m,d,fi}$	34,50	N/mm ²	
$f_{v,d,fi}$	4,03	N/mm ²	
$W_{y,min,fi}$	1,17E+06	mm ³	Godkjent
$A_{min,fi}$	12577,64	mm ²	Godkjent
Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215×405			

Oppsummering bjelker etasjer:

Det vi kan se ut ifra dimensjoneringen av disse bjelkene, er at dimensjonen vi velger ut fra moment, skjær og nedbøynings-kontroll holder. Bjelkene oppfyller alle last- og brannkrav og kan derfor brukes.

Tabell 23 – Dimensjoner limtrebjelker etasjer

GL30C		
Bjelke	Høyde mm	Bredde mm
Akse C	585	215
Akse B og D	405	215

4.2.3 **Limtresøyler**

Som søyler har vi valgt å bruke limtresøyler. Ved riktige dimensjoner, vil limtresøyler tåle stor trykkraft og oppfylle relevante krav rundt knekking og brann. Her har vi også dimensjoner to søyler for to forskjellige lastkombinasjoner. Søyla er 9 meter lang, og vil være gjennomgående i alle etasjer fra plan 1. Beregningene er vist som utklipp fra Excel. Fullstendig Excel-ark med komplett dimensjonering er lagt ved som *vedlegg C3*

Dimensjonering

Under dimensjonering av søyla velger vi først en passende dimensjon og sjekker den for knekking og brannkrav R60. blir dette oppfylt, er søyla godkjent til bruk. Søylen er dimensjonert etter *NS-EN 14080: Trekonstruksjoner – Limtre og limt laminert heltre – krav*, og *NS-EN 1995 – 1 – 2: Eurokode 5 – Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering*

Søyler, C2 – C8

Velger en søyledimensjon å teste med		
$b_{\text{søyle}}$	270	mm
$h_{\text{søyle}}$	270	mm

SØYLAS KAPASITET MOT KNEKKING			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
$f_{c,0,k}$	24,50	N/mm ²	
β	1		
L_k	3000,0	mm	
i_z	77,94	mm	
λ_i	38,49		
$\lambda_{rel,z}$	0,58		
β_c	0,10		
$k_{z,limtre}$	0,68		
$k_{c,z}$	0,96		
$f_{c,0,d}$	17,04		
N_{Rd}	1192,18	kN	Godkjent
μ_θ	0,94		

KONTROLL AV BRANNKRAV			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
$\psi_{2,sna}$	0,20		
ψ_2	0,30		
$N_{ed,fi}$	575,08	kN	
β_n	0,70	mm/min	
t	60	min	
k_0	1,00		
$d_{char,n}$	42,0	mm	
d_o	7,0	mm	
d_{ef}	49,0	mm	
A_{rest}	29584,0	mm ²	
k_{fi}	1,15		
$f_{c,0,d}$	28,18		
β	1,00		
l_o	3000,0	mm	
λ_z	60,35		
$\lambda_{rel,z}$	0,92		
$k_{z,limtre}$	0,95		
$k_{c,z}$	0,83		
$N_{Rd,fi}$	692,93	kN	Godkjent
Bruker limtre GL30c søyle, dimensjon 270x270			

Søyler, akse B, akse D, C1 og C9:

Velger en søyledimensjon å teste med		
$b_{\text{søyle}}$	215	mm
$h_{\text{søyle}}$	215	mm

SØYLAS KAPASITET MOT KNEKKING			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
$f_{c,0,k}$	24,50	N/mm ²	
β	1		
L_k	3000,0	mm	
i_z	62,07	mm	
λ_1	48,34		
$\lambda_{rel,z}$	0,73		
β_c	0,10		
$k_{z,limtre}$	0,79		
$k_{c,z}$	0,92		
$f_{c,0,d}$	17,04		
N_{Rd}	725,58	kN	Godkjent

KONTROLL AV BRANNKRAV MED GIPSPLATER			
Velger norgips plate 15 mm type F			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
t_f	30,0	min	
h_{pe}	15,0	mm	
h_{pi}	0,0	mm	
t_{ch}	28,0	min	
k_2	0,73		
k_3	2,0		
t_a	47,13	min	
t_R	60,00	min	
$d_{char,n} (2c)$	9,01	mm	
$d_{char,n} (2a)+d_{char,n} (2b)$	25,00	mm	
d_{ef}	41,01	mm	
A_{rest}	17683,15	mm ²	
β	1,00		
l_0	3000,00	mm	
λ_z	78,06		
$\lambda_{rel,z}$	1,18		
$k_{z,limtre}$	1,25		
$k_{c,z}$	0,61		
$N_{Rd,fi}$	305,53	kN	Godkjent
Bruker limtre GL30c søyle, dimensjon 215×215			

KONTROLL AV BRANNKRAV			
Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
$\psi_{2,sne}$	0,20		
ψ_2	0,30		
$N_{ed,fi}$	296,96	kN	
β_n	0,70	mm/min	
t	60	min	
k_0	1,00		
$d_{char,n}$	42,0	mm	
d_0	7,0	mm	
d_{ef}	49,0	mm	
A_{rest}	13689,0	mm ²	
k_{fi}	1,15		
$f_{c,0,d}$	28,18		
β	1,00		
l_0	3000,0	mm	
λ_z	88,72		
$\lambda_{rel,z}$	1,35		
$k_{z,limtre}$	1,46		
$k_{c,z}$	0,50		
$N_{Rd,fi}$	191,08	kN	Ikke godkjent

Oppsummering limtresøyler:

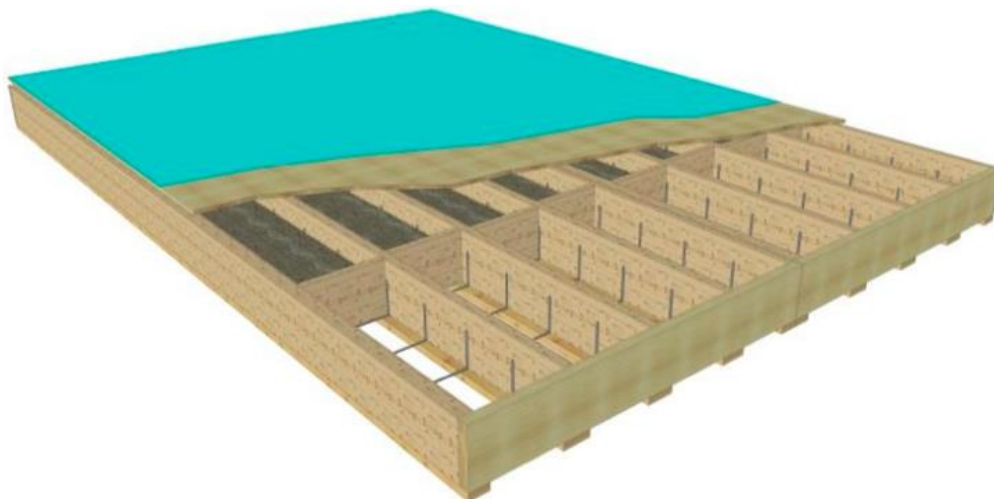
Under dimensjonering av søyle 1 ser vi at søyledimensjonen tilfredsstillter både krav om knekking og brann. For søyle 2 ble det et annet tilfelle. For å tilfredsstillte R60 kravet knyttet til brann ble vi nødt til å legge på en gipsplate, noe som er vist under dimensjoneringen.

Tabell 24 – Dimensjoner limtresøyler

GL30C		
Søyle	Høyde mm	Bredde mm
C2 – C8	270	270
Akse B, akse D, C1 og C9	215	215

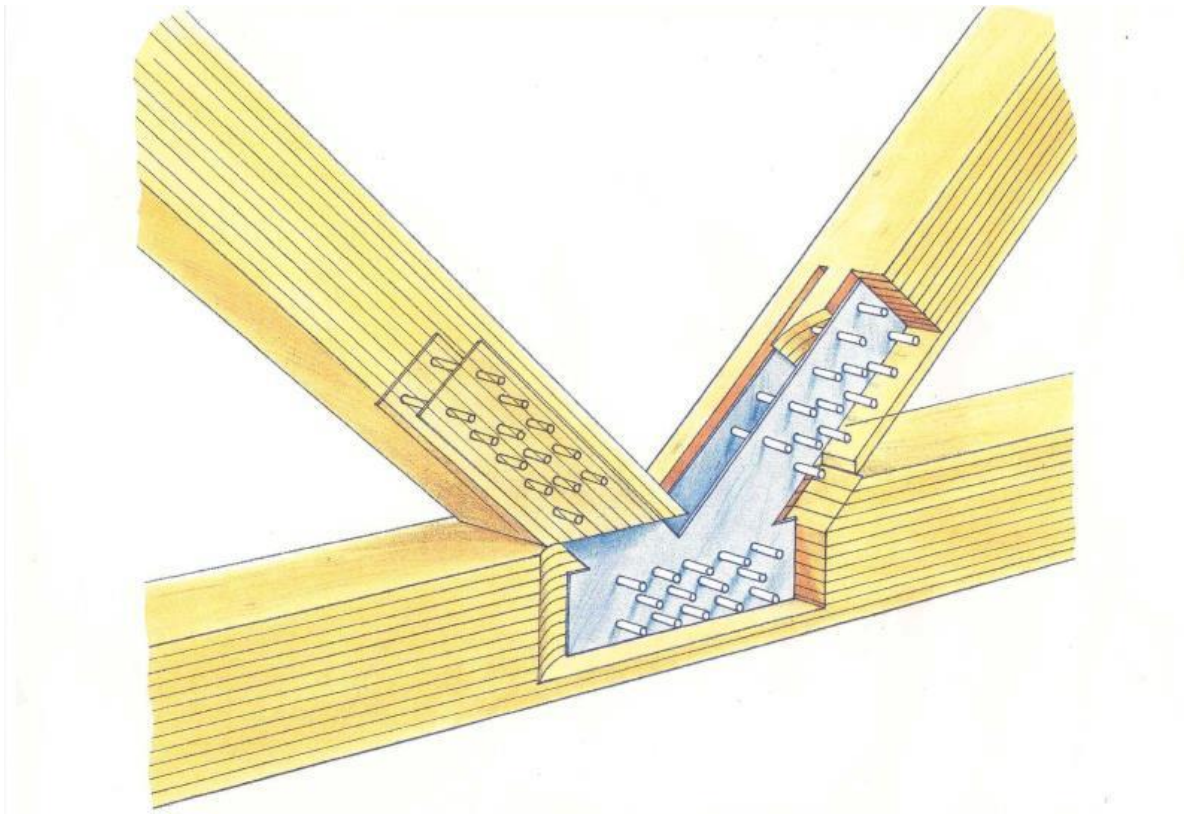
4.2.4 Etasjeskiller

Som etasjeskiller har vi valgt å benytte oss av Trä8-systemet til Moelven. Dette er et konstruksjonssystem for høye trehus basert på limtre, nærmere beskrevet i teoridelen. Etter vi hadde forhørt oss med flere leverandører av dekkeelementer, var Trä8-systemet det eneste som utfylte kravene med tanke på styrke og stivhet for spenn på 10m.



Figur 27 - Illustrasjon av Trä8-dekkeelement (Abrahamsen, 2017)

4.2.5 Forbindelser



Figur 28 - Illustrasjon av hvordan våre treforbindelser vil se ut (Liven, 2019)

Søyle-Bjelke

Dimensjonert etter *NS-EN 1995 1-1*

Fasthetsklasse dybler 8.8

Stålkvalitet S355

Limtre (søyle&bjelke) GL30C

For å finne en uniform løsning ble dimensjoneringen gjort med minste søyle og bjelke tverrsnitt med maksimal last. 215x215 og 215x405 respektivt, med last fra takbjelke midten

$$V_{ed} = 195,1 \text{ kN}$$

Henviser til *Vedlegg C4*

Fra dimensjoneringen:

2 x slisseplater på 400x350x10

4x7 \varnothing 10 dybler i søyledelen

4x5 \varnothing 10 dybler i bjelkedelen

Kapasitet bjelkedel: 255 kN

Kapasitet Søyledel: 345 kN

Søyledelen vil få last fra 2 bjelker og er derfor dimensjonert til å tåle dobbel last.

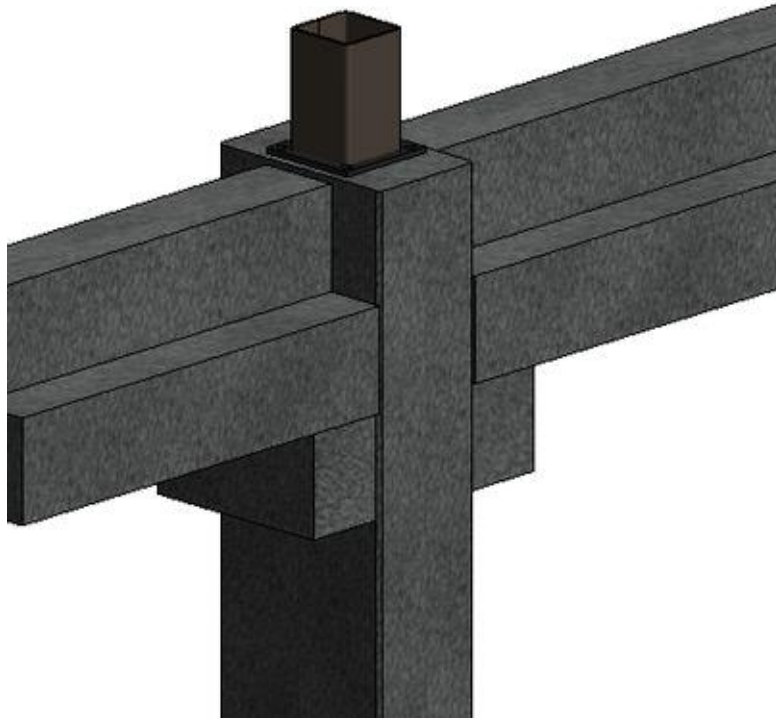
4.3 Parkeringskjeller



Figur 29 - Illustrasjon av komplett bæresystem parkeringskjeller (Revit)

Parkeringskjelleren vil bli lik for begge bæresystemene. Dette blir nødvendig da visse dimensjoner på bjelken kreves for å opprettholde god nok lastkapasitet. Videre setter dette restriksjoner på søylebredden.

4.3.1 DLB-bjelker



Figur 30 - Illustrasjon av DLB-bjelke (Revit)

For å ta opp lastene fra det nederste hulldekket har vi valgt å bruke en type hatteprofil i betong. Dette av samme grunn som vi brukte hatteprofilene i stål, nettopp for å enkelt feste hulldekkene på sidene, i tillegg til å spare etasjehøydene. Denne profilen er derimot nødt til å være en del større, da den ikke har samme knekkings- og skjærkapasitet som stål. Til gjengjeld er den mye bedre når det kommer til brann, noe som er grunnen til at vi har valgt betong i dekket over garasjen.

Dette planet vil ikke ha ensidige hatteprofiler, men 3 rekker med DLB-bjelker, siden hulldekkene strekker seg også videre utover mot akse A og E.

For å dimensjonere DLB-bjolkene vi bruker i plan 1 brukte vi betongelementboka som hjelpemiddel. Her fant vi tabeller som viser anbefalte dimensjoner av DLB-bjelker for ulike lastpåkjenninger.

Etter dimensjonering av hatteprofilene fikk vi disse resultatene:

Tabell 25 – DLB-bjelker resultater

DLB-bjelke	b_u	b_o	h	Egenvekt (kN/m)
Akse C	500	200	600	6,4
Akse B og D	500	200	500	6,4

Siden dimensjonene er veldig like, forenkler vi og setter egenvektene av begge bjelkene lik den største dimensjonen.

Dimensjonering av DLB-bjelker finnes i *Vedlegg D1*

4.3.2 Betongsøyler kjeller

I kjelleren har vi brukt firkantede betongsøyler med 5,7 meter mellomrom, da denne avstanden er gunstig med tanke på parkeringsutnyttelse. Mellom søylene vil det bli litt over 5 meter, noen som ifølge Byggforsk er passe til 2 vanlige parkeringsplasser. (*Byggforsk 312.130*)

For å få festet DLB-bjelkene, må vi lage en konsoll på søylene for å legge de på. Dette er grunnen til at betongsøylene er firkantede og ikke runde. I tillegg er stålsøylene som skal stå på toppen av betongsøylene firkantede så det er også gunstig med tanke på fotplatene som skal fordele det trykket.

Vi har valgt å bruke Ove Sletten Programvare for å dimensjonere disse søylene. Først regnet vi alle egen- og nyttelaster for hånd, før vi satt inn verdiene i programmet og fikk resultatene.

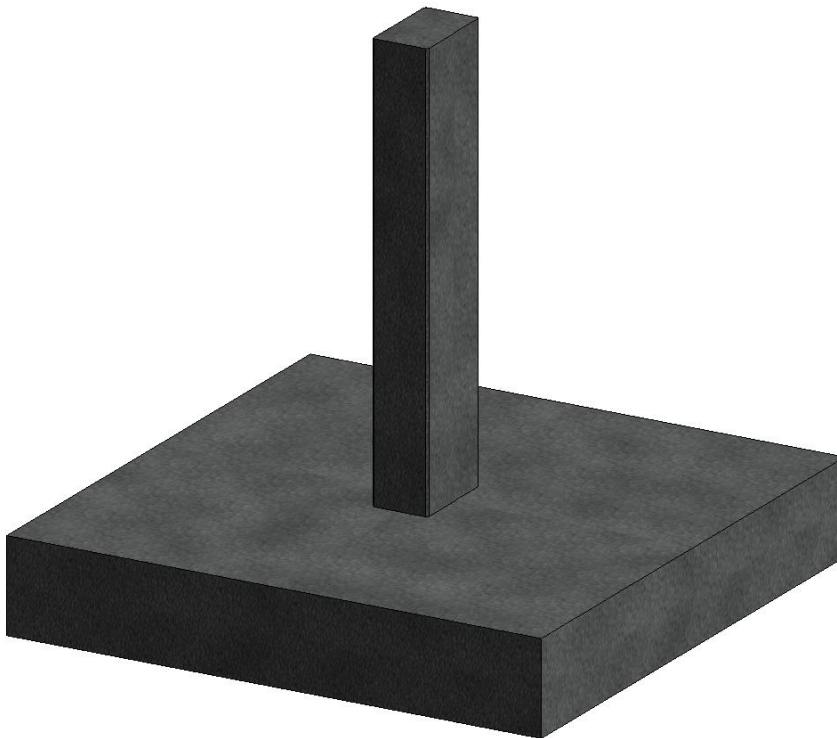
Under ser du resultatene av dimensjoneringene. Dimensjoneringene finnes i *vedlegg D2*

Tabell 26 – Betongsøyler resultater

Søyle	b (mm)	h (mm)	Egenvekt (kN/m)
C2-C8	300	500	3,8
B2-B8, D2-D8	300	500	3,8

Det hadde vært mulig å gå ned i dimensjon på søyle B2-B8 og D2-D8, men på grunn av at DLB-bjelken er 500mm tykk, ble det mest gunstig og også velge h=500mm på søyla.

4.3.3 Punktfundamenter



Figur 31 - Illustrasjon av punktfundament (Revit)

Fundamentene under betongsøylene tar opp all lasten som kommer ned langs søyla. Dette blir derfor en stor last, og fundamentene blir relativt store.

Vi har valgt og bruke Ove Sletten også til å dimensjonere fundamentene.

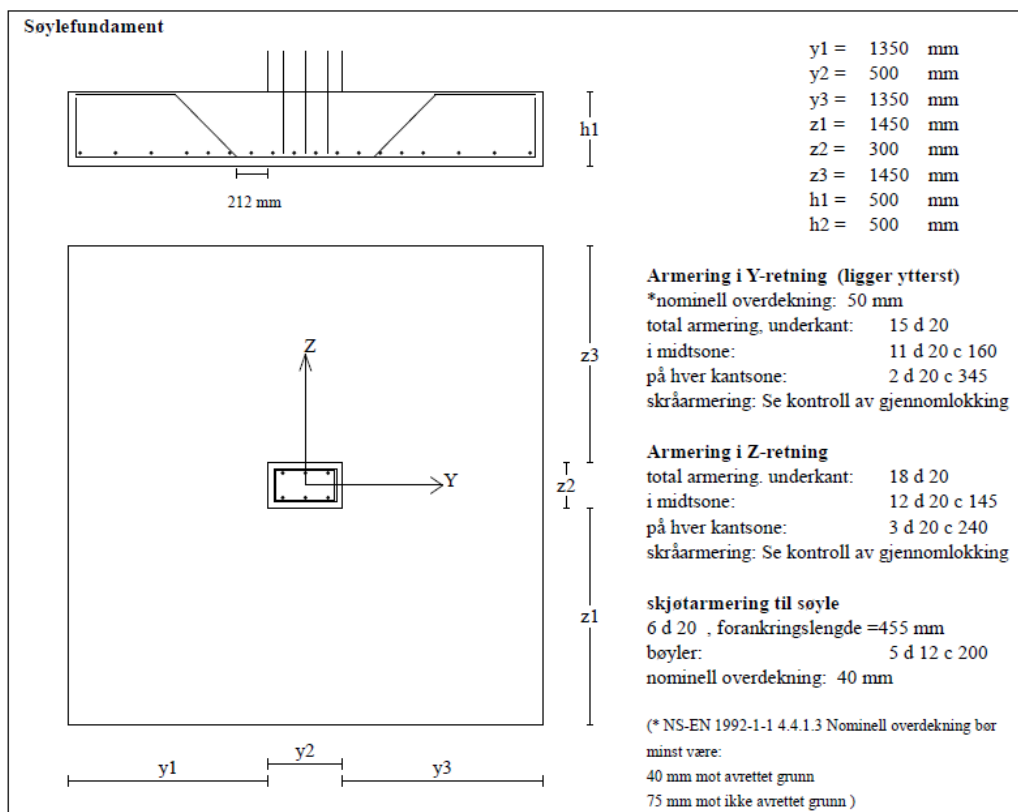
I tabellen under ser du størrelsene på fundamentene, etter dimensjonering i Ove Sletten.

Tabell 27 – Størrelse punktfundamenter

Søyle	B (mm)	L (mm)	H (mm)
C2-C8	3 200	3 200	500
B2-B8, D2-D8	2 900	2 900	500

Under ser du utklipp av dimesjoneringen i Ove Sletten som viser oversikt over armering i fundamentene.

Utklipp 1 – Fundament under søyler C2-C8

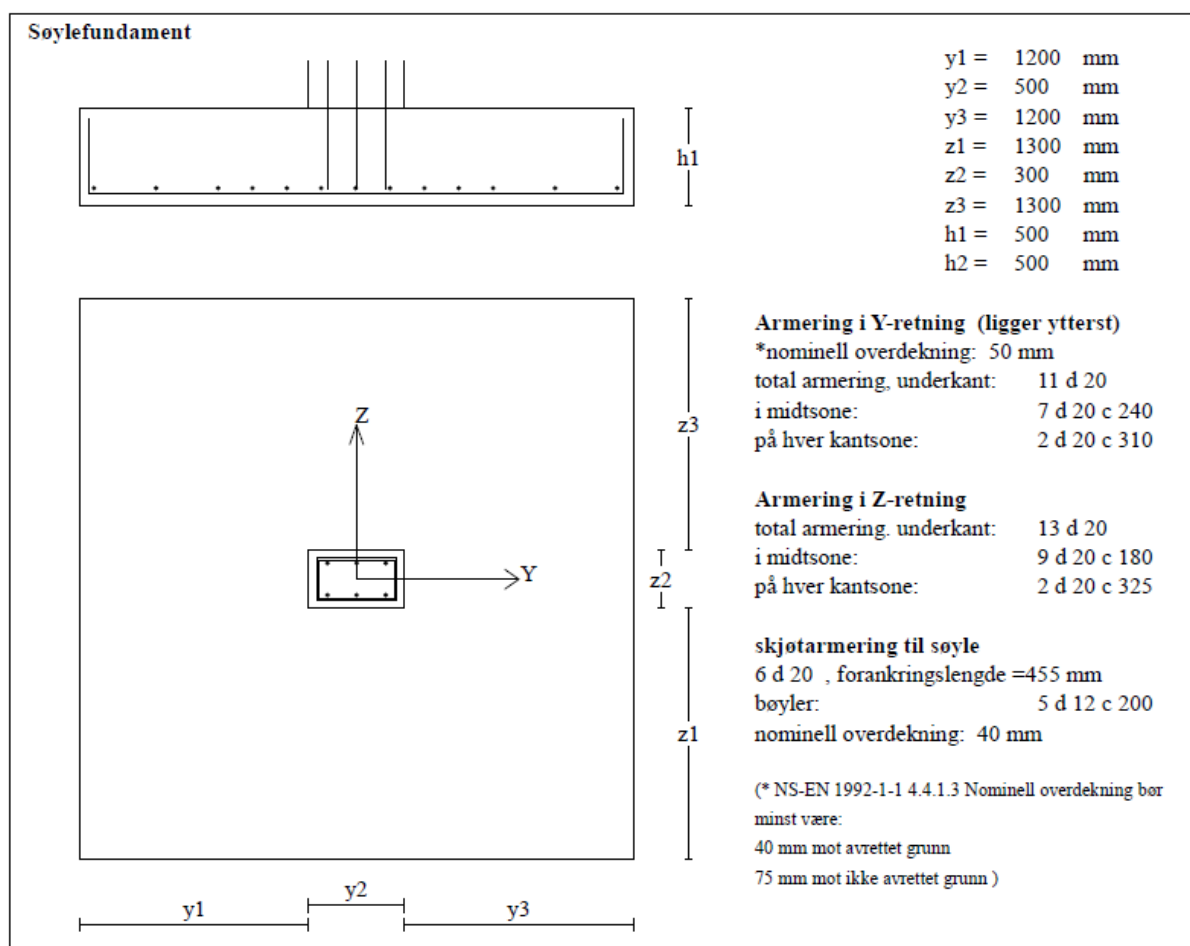


Figur 32 – Dimensjoner fundament under søyler C2-C8

Beregningsresultat						
	Armering i Y-retning		Armering i Z-retning		Skjøtarmering til søyle	
	d (mm)	antall	d (mm)	antall	d (mm)	antall
Armering i underkant	20	15	20	18		
Skråarmering	12	5	12	6		
Bæreevne: kN/m ²	608	Overført grunntrykk	237		Lasttilfelle nr	1

Figur 33 – Armeringsoversikt fundament under søyler C2-C8

Utklipp 2 – Fundament under søyler B2-B8, D2-D8



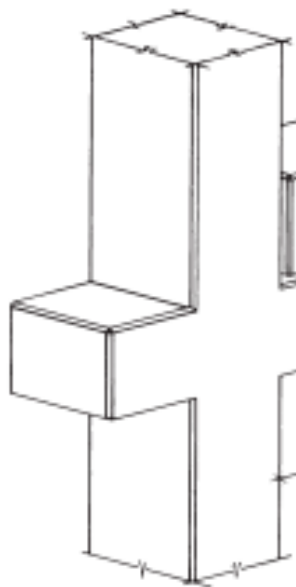
Figur 34 – Dimensjoner fundament under søyler B2-B8, D2-D8

Beregningsresultat						
	Armering i Y-retning		Armering i Z-retning		Skjøtarmering til søyle	
	d (mm)	antall	d (mm)	antall	d (mm)	antall
Armering i underkant	20	11	20	13	20	6
Skråarmering	12	0	12	0		
Bæreevne: kN/m ²	587	Overført grunntrykk	213	Lasttilfelle nr	1	

Figur 35 – Armeringsoversikt fundament under søyler B2-B8, D2-D8

Fullstendig dimensjonering av punktfundamentene finnes i vedlegg D3.

4.3.4 Konsoll på betongsøyle



Figur 36 – Konsoll på betongsøyle, (Alexander, 1995)

For å holde opp lastene av DLB-bjelkene har vi valgt å benytte konsoller på sidene av betongsøylene som vist på figur 36 over.

Under ser du resultatene etter at vi for hånd har dimensjonert konsollene. Dimensjoneringen av konsoll finnes i vedlegg D4

Konsoll:

Tabell 28 – Resultater konsoll

H (mm)	250
B (mm)	500
L (mm)	200
Armering	4Ø20

Denne konsollen er dimensjonert for den største DLB-dimensjonen, og kan dermed også brukes på de minste.

4.3.5 Dekke parkeringskjeller

Betongkvalitet: B35

I parkeringskjelleren vil minimering av oppsprekking og riss være viktig. Derfor er det gått ut ifra at det skal være dobbelarmert.

Fra tabell 2-1. i NB publikasjon nr. 15 (betongforening, 2017)

Minimumstykkelse i gulvklasse 2 $t = 150\text{mm}$

Fra Byggforsk 522.111 anbefales armeringsnett k257

Det legges inn tilleggsarmering $\varnothing 12$ rundt søylene for å forhindre riss.

Valgt **dekke** med armering:

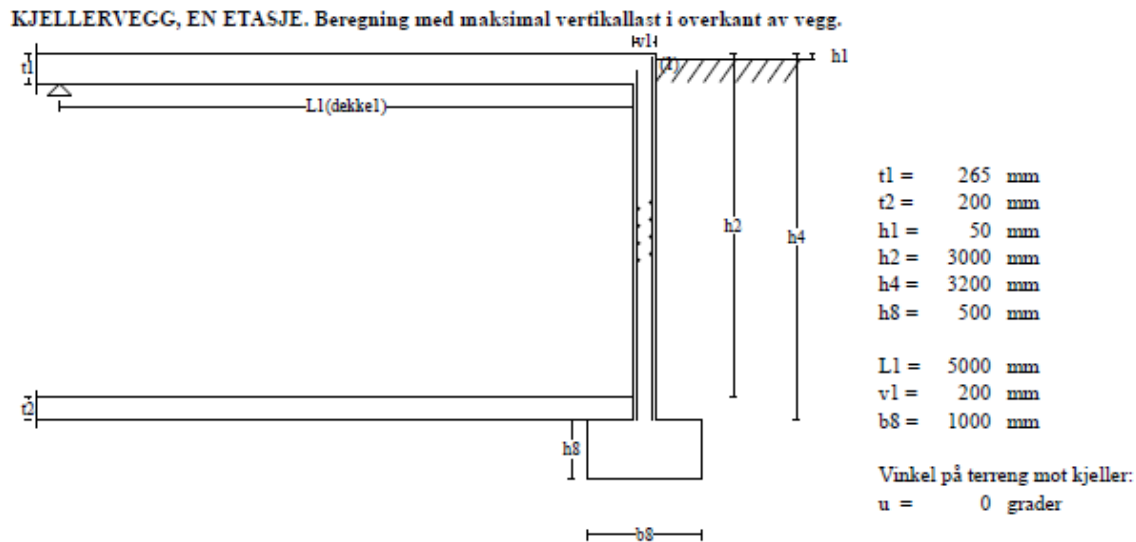
150 mm, dobbelarmert k257 nett

4.3.6 Vegger parkeringskjeller

Vegger i parkeringskjeller er dimensjonert ved hjelp av Ove Sletten Programvare. Her har det blitt tatt hensyn til eventuelle ekstra laster på terrenget over kjeller på langside, som utrykningskjøretøy.

Under er det vedlagt utklipp fra Ove Sletten som viser størrelse på veggene og armeringsmengde.

Utklipp 1 – Kjellervegg, akse A og E



Figur 37 – Dimensjoner kjellervegg akse A og E

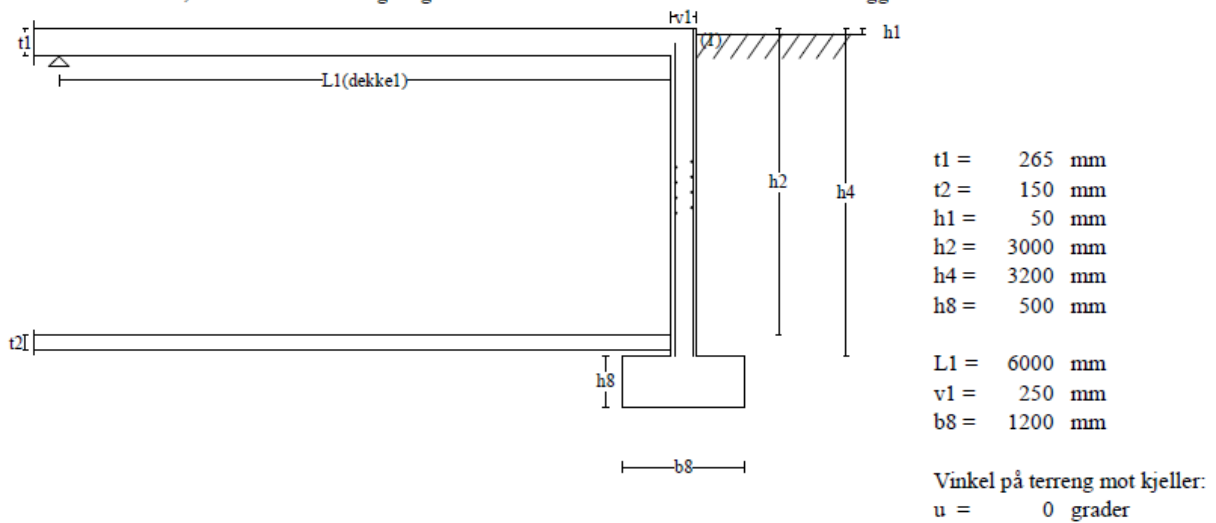
Armering	Nominell overdekning		
Veggarmering (ik), vertikalretning	ø 10 c 250	35 mm	Krav til tverrarmering: Se NS-EN 1992-1-1 9.6.4
Veggarmering (ik), horisontalretning	ø 10 c 205	48 mm	
Veggarmering (yk), vertikalretning	ø 10 c 300	35 mm	
Veggarmering (yk), horisontalretning	ø 10 c 205	48 mm	
Armering i bankett og dekke beregnes med egne moduler			(ik): innerkant (yk): ytterkant(mot jord)

Figur 38 – Armeringsoversikt kjellervegg akse A og E

Her ser vi at med en 3 meter høy vegg, med medregnet jordtrykk, nyttelast og egenlast fra hulldekkene, blir veggen (v1) 200 mm tykk, mens det blir brukt ø10 armering.

Utklipp 2 – Kjellervegg, akse 1 og 9

KJELLERVEGG, EN ETASJE. Beregning med maksimal vertikallast i overkant av vegg.



Figur 39 – Dimensjoner kjellervegg akse 1 og 9

Armering	Nominell overdekning		
Veggarmoring (ik), vertikalretning	ø 10 c 225	35 mm	Krav til tverrarmoring: Se NS-EN 1992-1-1 9.6.4
Veggarmoring (ik), horisontalretning	ø 10 c 165	48 mm	
Veggarmoring (yk), vertikalretning	ø 10 c 300	35 mm	
Veggarmoring (yk), horisontalretning	ø 10 c 165	48 mm	

Armering i bankett og dekke beregnes med egne moduler (ik): innerkant (yk): ytterkant(mot jord)

Figur 40 – Armeringsoversikt kjellervegg akse 1 og 9

Kortsidene får vegg (v1) med tykkelse 250 mm, og i tillegg litt mer armering når vi ser at senteravstanden (c) mellom ø10-jernene er litt mindre enn på langsiden.

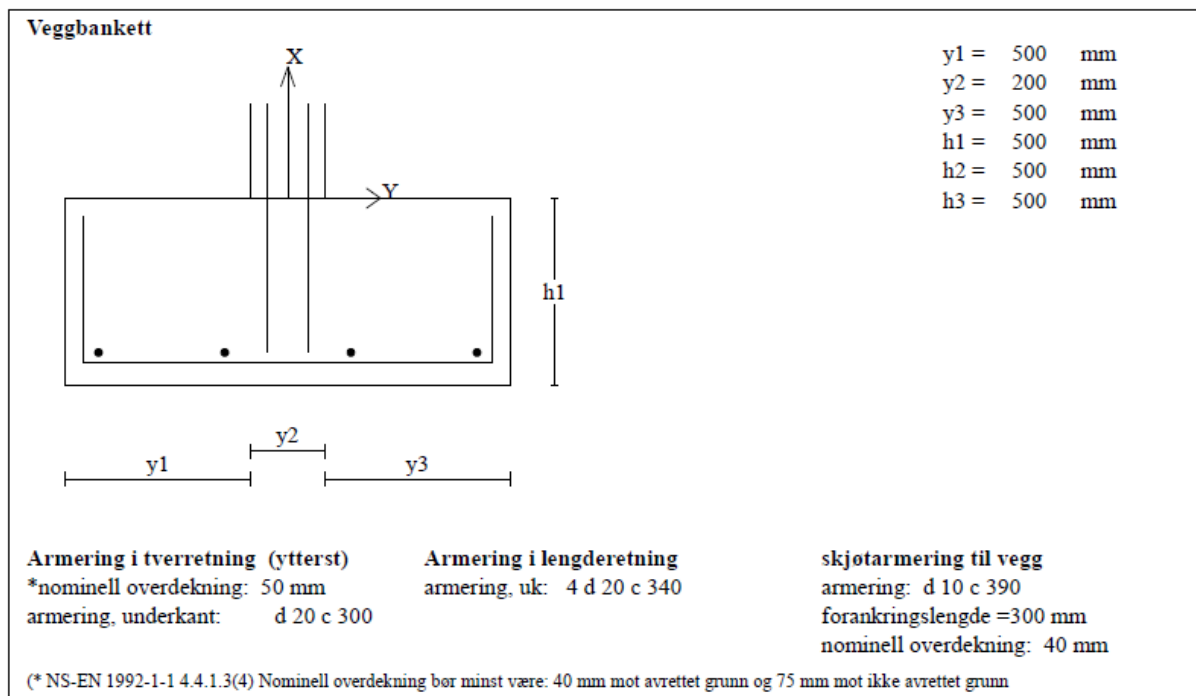
Fullstendig dimensjonering av vegger i parkeringskjelleren finnes i *vedlegg D5*

4.3.7 Veggbanketter

Veggbankettene er dimensjonert ved hjelp av Ove Sletten programvare

Under finner du utklipp av dimensjoneringen i Ove Sletten som viser oversikt over størrelse og armering i veggbankettene.

Utklipp 1 – Veggbankett akse A og E



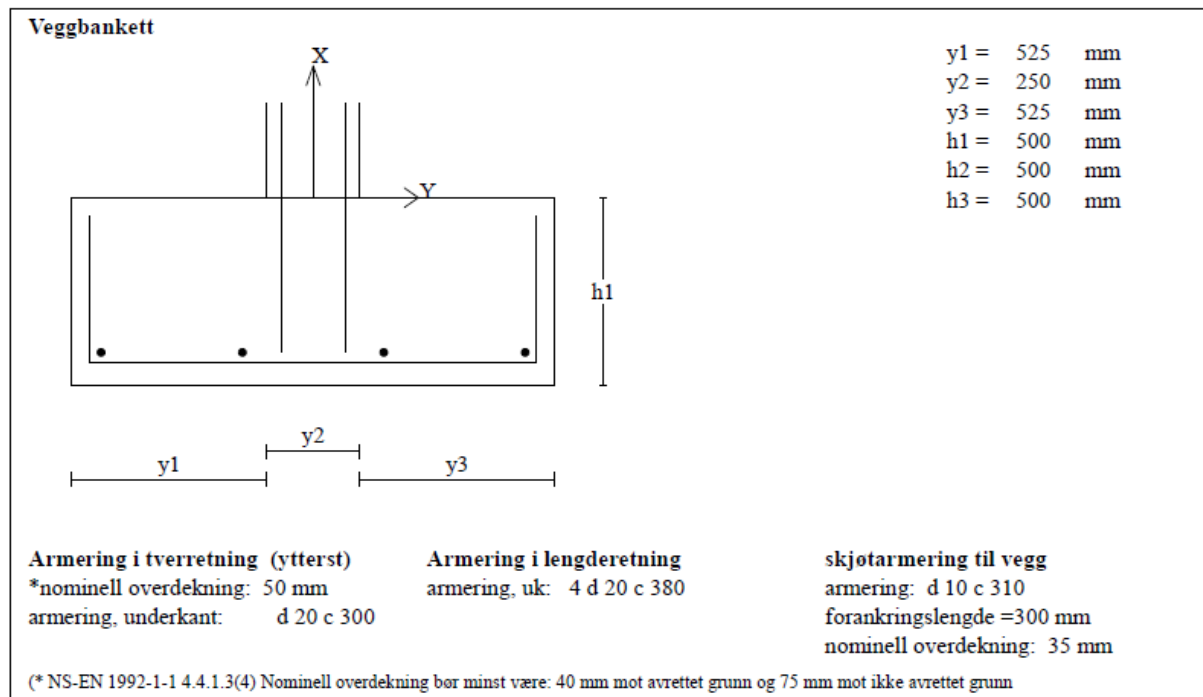
Figur 41 – Dimensjoner veggbankett, akse A og E

Beregningsresultat					
	Armering i tverretning		Armering i lengderetning		Skjøtarmering til vegg
	d (mm)	cc (mm)	d (mm)	antall	d (mm) cc (mm)
Armering i underkant	20	300	20	4	10 390
Tillatt grunntrykk, kN/m ²	177		Overført grunntrykk	174	Lasttilfelle nr
					1

Figur 42 - Armeringsoversikt veggbankett akse A og E

Vi ser her at banketten er $y_1 + y_2 + y_3 = 1\,200$ mm bred, og 500 mm tykk.

Utklipp 2 – Veggbankett, akse 1 og 9



Figur 43 - Dimensjoner veggbankett akse 1 og 9

Beregningsresultat							
	Armering i tverretning		Armering i lengderetning		Skjøtarmering til vegg		
	d (mm)	cc (mm)	d (mm)	antall	d (mm)	cc (mm)	
Armering i underkant	20	300	20	4	10	310	
Tillatt grunntrykk, kN/m ²	434		Overført grunntrykk	409		Lasttilfelle nr	1

Figur 44 - Armeringsoversikt veggbankett akse 1 og 9

Her ser vi at banketten til sammen blir 1300 mm bred, og 500 mm tykk, altså 10 cm bredere enn banketten på langsiden.

Fullstendig dimensjonering av Veggbankettene finnes i vedlegg D6

5 DISKUSJON

Til å begynne med var planen å gjøre det meste av beregninger for hånd. Vi forsto raskt at å sammenligne to bæresystemer var en utrolig tidskrevende oppgave. For å løse oppgaven mest effektivt ble vi nødt til å sette oss inn i beregningsprogrammer som kunne gjøre jobben enklere. Derfor valgte vi å gjøre store deler av beregningene ved hjelp av dataprogrammer. Selv om hele dimensjoneringsbiten kunne vært gjort ved hjelp av data, ville vi fortsatt vise vårt spekter. Vi valgte derfor å variere bruken av dataprogrammer, Excel regneark og håndberegninger. Dette førte til at vi fikk bevist at vi behersker de forskjellige beregningsmetode

Med hulldekker vil en spennvidde på 10 meter være enkelt overkommelig. For et bæresystem i treverk ble denne spennvidden en utfordring. I de fleste tilfeller ville man brukt hulldekker på et slikt spenn. Oppgaven vår er å sammenligne to bæresystemer, så vi ble også nødt til å finne en løsning med tre. Etter mye research endte vi med trä8-systemet til Moelven limtre. Det er et bjelkelagselement bestående av limtre og kerto. For spenn opp i 10 meter er systemet lite brukt. Dette fører til at usikkerheter rundt oppfylling av brann og lydkrav oppstår. Ved bruk av hulldekker, er dette med sikkerhet oppfylt da det finnes preaksepterte ytelser. Disse preaksepterte ytelsene er presisert i Byggforsk, hvor flere lasttilfeller og dimensjoner er lagt frem. Ved å bruke Trä8-systemet til Moelven vil det kreve testing og tilrettelegging for å oppfylle lydkrav, da det tidligere ikke er brukt så mye i Norge. Dette kan føre til mer jobb og kan koste mere enn det smaker. Vår referanse fra Moelven er salgsleder Trond Egil Nyløkken. Nyløkken sier at rent kapasitetsmessig kan etasjeskillerne dimensjoneres såpass at de tåler et spenn på 10 meter.

Vi har valgt å holde dimensjoner på søyler og bjelker til to dimensjoner i hvert plan. En dimensjon ble tatt utgangspunkt i området med størst belastning, og en for det område med middels belastning. Årsaken til at vi velger å gjøre det slik er på bakgrunn av estetikk og økonomi. Det førte til at vi fikk en viss likhet i elementene, og i tillegg slapp å ha meget overdimensjonerte elementer hvor belastningen var lavere, noe som er prisgunstig. Når det i hovedsak er 2 forskjellige lastarealer som gjentas blir dette den mest fornuftige løsningen.

I resultatene kan vi se at dimensjoner på limtre-bjelkene er ugunstig store. Årsaken er at lastpåkjenningen blir såpass stor at dette vil være nødvendig. Disse urimelige dimensjonene kan føre til unødvendig store etasjehøyder. Dette problemet vil ikke forekomme ved bruk av stål, da hatteprofilene vi har brukt i bæresystem 1 er gunstig utformet med tanke på etasjehøyde. Ved å bruke stålbjelker vil vi også kunne bruke mindre dimensjoner, da mindre dimensjoner av stål tåler høyere lastpåkjenninger enn hva tre gjør.

Når vi ser på søylene, vil ikke forskjellene bli nevneverdig store. Her vil dimensjonene bli noenlunde like, noe som betyr at det rent kapasitetsmessig ikke er store forskjeller på limtre og stål.

På grunn av mangel på erfaring, oppsto det problemer ved utarbeiding av praktiske løsninger på forbindelser og bjelke-søyle-overganger. Etter samtaler med veileder diskuterte vi oss frem til gode løsninger for begge bæresystemene.

Mangel på kunnskap innen tema «avstivning», førte til at vi ble nødt til å utelukke disse beregningene. Vi antar at byggene stives av med to betongsjakter, en i hver ende.

Etasjeskillerne vil fungerer som gulvskiver, og overfører kreftene horisontalt. Denne antagelsen er gjort på bakgrunn av samtaler med veileder hvor vi konkluderte med at dette medførte tilstrekkelig avstivning. Betongsjaktene blir også brukt som nødutganger.

For å oppfylle kravet om antall parkeringsplasser tilhørende leilighetsbygget, ble utformingen av parkeringskjeller et problem vi måtte ta stilling til. Vi antar at leilighetsbygget består av 48 leiligheter. Ut ifra reguleringsplanen er krav om parkeringsplasser 1 pr boenhet inntil 50 kvm og 1,5 for boenheter som er større. Dette førte til at vi måtte bruke et dekke-spenn på 10 meter. (med et mindre spenn ville kravene om parkeringsplasser ikke bli fylt).

For å enkelt oppfylle relevante brann- og kapasitetskrav i parkeringskjelleren, valgte vi å benytte oss av betong. Betongen i parkeringskjeller vil være lik for begge bæresystemene.

Dimensjonen på DLB-bjelkene i kjelleren fører til at søyla må ha en viss bredde, slik at hele DLB-bjelken kan hvile på konsollen. Da bæresystem 2 i tre er nevneverdig lettere enn bæresystemet 1 i stål og hulldekker, vil utnyttelsesgraden av betongsøylene bli lav. Mye restkapasitet er ugunstig med tanke på miljø og pris. Dette vil ikke være et tema når man benytter seg av bæresystem 1, da utnyttelsesgraden vil bli betraktelig høyere.

Valget om å bruke prefabrikkerte løsninger er begrunnet med tidseffektivitet. Montering av ferdigelementer er en effektiv løsning noe som kan være med på å senke kostnadene i produksjonen, da arbeidsmengden på prosjektet blir mindre. I tillegg vil ferdigelement føre til en ryddig byggeplass, noe som også vil være med på å effektivisere arbeidet.

6 KONKLUSJON

Når man skal prosjektere en boligblokk med tilhørende parkeringskjeller, vil det være mest praktisk å starte utforming av planløsning i kjeller. For å oppfylle krav knyttet til antall parkeringsplasser (fra reguleringsplan) og størrelse på parkeringsplasser (fra TEK17), vil dette, basert på våre erfaringer være den beste løsningen.

Ved bruk av limtrebjelker ser vi at dimensjonene vil bli urimelig store sammenlignet med stålbjelkene. Dette vil direkte påvirke etasjehøyden, eventuelt estetikken i etasjene. Vår oppfatning er at stålbjelker egner seg best over lengre spenn, da mindre dimensjoner av stål håndterer vesentlig høyere lastpåkjenning.

Etasjeskillere av tre over et spenn på 10 meter er lite brukt i dagens byggebransje. Trå8-systemet til Moelven har egenskaper som gir muligheter for å bygge med tre over lengre spenn. Rent kapasitetsmessig, vil etasjeskillerne til Moelven oppfylle alle krav. Problemene dukker opp når vi dykker inn i bygningsfysikkens verden. For å dokumentere oppfylte lyd- og brannkrav mellom leilighetene vil det være nødvendig med testing og videre forskning. Dette vil være påløpende kostnader som kan unngås ved å benytte seg av bæresystem 1.

Avslutningsvis konkluderer vi med at per dags dato, vil et bæresystem av stål og hulldekker egne seg vesentlig bedre over lengre spenn enn ett bæresystem av tre. For at bæresystemer i tre over lengre spenn skal være et godt alternativ, kreves mere forskning og dokumentasjon.

Ut ifra våre konklusjoner anbefaler vi utbygger å benytte seg av et bæresystem av stål og hulldekker

Videre arbeid

I dagens byggebransje ser vi at trekonstruksjoner stadig blir mer populære. Ved videre forskning innen temaet ville det vært interessant å se om det i senere tid vil være mulig å få preaksepterte løsninger innen, i all hovedsak, tredekker. Om dette lar seg gjøre, kan vi muligens se et konkurransedyktig alternativ til hulldekker.

7 REFERANSELISTE

- ABRAHAMSEN, R. 2017. Mjøstårnet – Construction of an 81 m tall timber building.
http://www.forum-holzbau.com/pdf/31_IHF2017_Abrahamson.pdf.
- ALEXANDER, S. 1995. Betongelementboken - Bind A.
- AUTODESK 2020. Revit. <https://www.autodesk.no/products/revit/overview>.
- BEKKELUND, O. A. 2012. Dimensjonering og standardisering av strekkpåkjennte søyleføtter.
<https://docplayer.me/62588800-Studieprogram-spesialisering-konstruksjoner-og-materialer-bygg-varsemesteret-afen-forfatter-ole-anders-bekkelund.html>.
- BETONGFORENING, N. 2017. Betonggulv, Gulv på grunn og påstøp. *Norsk betongforening, publikasjon nr. 15.*
- BRAMMING, J. Norsk trelastkontroll. *Treteknisk.*
<http://www.treteknisk.no/tjenester/sertifisering-og-kontrollordninger/kontrollordninger/norsk-trelastkontroll>.
- BYGGFORSK Unknown. byggforsk 520.315 - Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner.
https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner?fbclid=IwAR3XaVgKCIyzAPhrGlu3CPibH1-zZo6EAcdlYv5NPbtPHX_Mm1cdySBEQbI.
- BYGGFORSK, S. 2017. Unngå skadekonstruksjoner i massivtre.
<https://byggmesteren.as/2017/06/08/unnga-skadekonstruksjoner-i-massivtre/>.
- CHRISTENSEN, N. & ALMAR-NÆSS, A. 2019. Stål. <https://snl.no/stal>.
- CONTIGA Hulldekker <http://contiga.no/produkter/betong/hulldekker/>.
- DEKKSYSTEMER Unknown. Om hulldekker. <https://dekkesystemer.no/hulldekker/om-hulldekke/>.
- EIE, J. 2010. Stålkonstruksjoner. *Fagbokforlaget.*

- ERICHSEN, F. J. F. 2019. Overflatebehandling og korrosjon: Armeringsjern med striper av rust. <http://www.scanpix.no>.
- INSTITUTT, N. T. Håndbok - bygge med massivtreelementer. <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-1-Generelt.pdf>.
- LIVEN, H. 2019. Treet - Verdens høyeste trehus. *Moelven limtre AS*.
- MICROSOFT 2020. Microsoft Excel. <https://www.microsoft.com/>.
- MOELVEN 2019. Trä8. <https://www.moelven.com/no/produkter-og-tjenester/alt-om-limtre/kl-tre-massivtre/>.
- MOELVEN 2020. Standard limtre gran. *Moelven*. <https://www.moelven.com/no/no/limtre/standard-limtre/>.
- NOBI 2013. LB- og DLB-bjelker. <https://www.nobi.no/bygg/bjelker/lb-og-dlb-bjelker/>.
- OK-FERDIGBETONG-AS Unknown. Betongkvaliteter og typer ferdigbetong. http://ok-ferdigbetong.no/01052017112643_3747m5cot6.
- SLETTEN, O. 2020. Sletten Byggdata, dimensjonering av betongkonstruksjoner <http://www.ove-sletten.no>.
- STÅLFORBUND, N. Hulldekker på stål bæresystemer. *In: STÅLFORBUND, N. (ed.) Betongelementforeningen*. https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/bef.veileder.hulldekker_13.pdf.
- THUE, J. V. 2019a. Armeringsstål. <https://snl.no/armeringsstål>.
- THUE, J. V. 2019b. betong. <https://snl.no/betong>.
- THUE, J. V. 2019c. Fundament. <https://snl.no/fundament>.
- THUE, J. V. 2019d. Prefabrikasjon. <https://snl.no/prefabrikasjon>.
- TREFOKUS Unknown-a. Limtre. <http://www.trefokus.no/proff/artikler/materialer/limtre>.

TREFOKUS Unknown-b. Massivtre.

<http://www.trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/massivtre>.

VOSS, N. Hulldekketyper, tversnittsdata. [https://www.nobi.no/wp/wp-](https://www.nobi.no/wp/wp-content/uploads/2016/01/Tverrsnitt-Hulldekke-NOBI.pdf)

[content/uploads/2016/01/Tverrsnitt-Hulldekke-NOBI.pdf](https://www.nobi.no/wp/wp-content/uploads/2016/01/Tverrsnitt-Hulldekke-NOBI.pdf).

8 VEDLEGG

Vedlegg A – Reguleringsplan

Vedlegg B – Dimensjonerings, Bæresystem 1

B1	THP-bjelker
B2	EHP-bjelker
B3	HUP-søyler
B4	Fotplater
B5	Forbindelse bjelke – søyle

Vedlegg C – Dimensjonerings, bæresystem 2

C1	Limtrebjelker tak
C2	Limtrebjelke etasjer
C3	Tresøyler
C4	Forbindelse søyle-bjelke

Vedlegg D – Dimensjonerings, parkeringskjeller

D1	DLB-bjelker
D2	Betongsøyler
D3	Punktfundamenter
D4	Konsoll på betongsøyle
D5	Kjellervegger
D6	Veggbanketter

Vedlegg E – Plantegninger

E1	Plantegninger bæresystem 1
E2	Plantegninger bæresystem 2

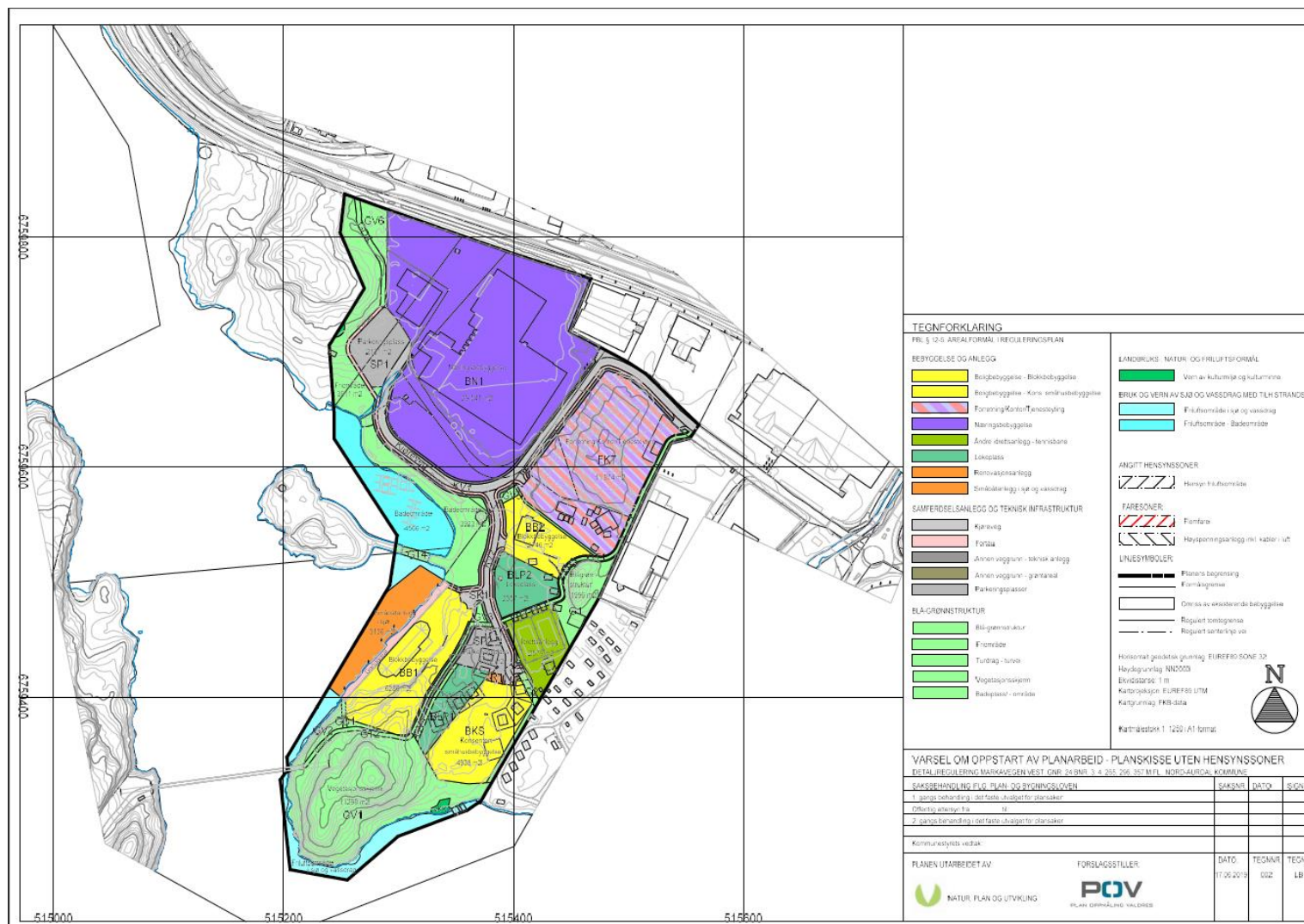
Vedlegg F – Møtereferater

F1	Møtereferat 30.01.20
F2	Møtereferat 06.02.20
F3	Møtereferat 13.02.20
F4	Møtereferat 27.02.20
F5	Møtereferat 24.03.20
F6	Møtereferat 20.04.20
F7	Møtereferat 27.04.20
F8	Møtereferat 08.05.20

Vedlegg A

Reguleringsplan

Legger her ved planskisse av området. Tomten for bygget ligger i sone BB2.



Vedlegg B

Dimensjonerings – bæresystem 1

B1 - THP-bjelker

THP-bjelke tak, akse C

Dimensjonert etter *NS-EN 1993-1-1*.

Lastlengder og arealer

Lastbredde: $b = 10 \text{ m}$

Bjelkelengde: $l = 6\,000 \text{ mm}$

Lastareal: $A = 60 \text{ m}^2$

Lastberegning

Egenlaster:

Hulldekke tak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

E.L. total: $g_{\text{tot}} = g_t * b = 40,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelaster:

Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$\text{Arealreduksjonsfaktor: } A_{\text{red}} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 0,75$$

$$\text{N.L. total: } q_{n,\text{tot}} = q_s * A_{\text{red}} * b = 33,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

$$\text{Likning 6.10a} \quad q_{\text{ed},1} = 1,35 * g_{\text{tot}} + 1,05 * q_{n,\text{tot}} = 89,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Likning 6.10b} \quad q_{\text{ed},2} = 1,20 * g_{\text{tot}} + 1,50 * q_{n,\text{tot}} = 98,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

=> Går videre med 6.10b som er den mest kritiske

$$q_{\text{Ed}} = 98,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sjekker først for nedbøyning

Bruker den kvasi-permanente lastkombinasjonen:

$$6.16 \text{ b): } q_{\text{tot}} = g_{\text{tot}} + \psi_2 * q_{n,\text{tot}} = 50,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Bruker formelen $u_{\text{tot}} = \frac{5 \cdot q_{\text{tot}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$

Snur formelen og bruker nedbøyningskravet $\frac{L}{300}$ til å finne $I_{y,\text{min}}$:

$$I_{y,\text{min}} = \frac{5 \cdot q_{\text{tot}} \cdot l^4 \cdot 300}{l \cdot 384 \cdot E} = 202,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Prøver: THP 250x6 – 250x30 – 512x15: $\implies I_y = 238,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 \cdot q_{\text{tot}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 16,9 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \implies \text{OK}$$

Sjekker så momentkapasiteten:

$$M_{y,\text{ed}} = \frac{q_{\text{ed}} \cdot l^2}{8} = 446,9 \text{ kNm} \quad \gamma_{\text{Mi}} = 1,05 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{\text{Mi}}} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{y,\text{el}}^{\text{min}} = \frac{M_{y,\text{Ed}}}{f_d} = 1322 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 < 1753 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \implies \text{OK}$$

Sjekker til slutt skjærkapasiteten:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l}{2} = 298 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} = 195 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_w^{\min} = \frac{V_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 1\,528 \text{ mm}^2 < 18\,100 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

Bruker THP 250x6 – 250x30 – 512x15

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{16,9 \text{ mm}}{20 \text{ mm}}\right) * 100\% = 16 \%$$

Branndimensjonering

Dimensjonert etter *NS-EN 1993 – 1 – 2*

Mål		
Faktor	Verdi	Benevning
h	250,00	mm
b_1	250,00	mm
b_2	512,00	mm
t_w	6,00	mm
$t_{f,1}$	30,00	mm
$t_{f,2}$	15,00	mm
f_y	355,00	Mpa
$e_{y,fi}$	0,69	
A_m/V	70,57	
λ_p/d_p	0,0640	
k_1	0,85	
Arealreduks	0,76	
ψ_2	0,30	
Lastbredde	10,00	m
Bjelkelengd	6,00	m
Last skilleve	47,00	kN

Laster		
$q_{fi,ed}$	50,30	kN/m
$V_{fi,ed}$	150,90	kN
$M_{fi,ed}$	226,35	kNm
Kapaciteter		
$M_{fi,Rd}$	704,47	kNm
A_v	2640	mm ²
$V_{fi,Rd}$	541,09	kN
Kapacitetsutnyttelse		
$\mu_{fi,m}$	0,27	
$\mu_{fi,v}$	0,28	

Test trykk		
c_f	250,00	mm
λ_f	12,08	< 33 --->
TVK1		
Test bøyning		
c_w	220,00	mm
λ_w	53,14	< 72---->
TVK1		
TVK1 -> Bruker Plastisk tversnittsmodul		

Utregning av Plastisk Tversnittsmodul		
Faktor	Verdi	Benevning
A_o	17820	mm ²
$h_{w,t}$	102,5	mm
z_t	15,61	mm
z_c	26,67	mm
h_z	222,72	mm
$W_{y,pl}$	1,984E+06	mm ³

Kritisk Temperatur		
$\theta_{a,cr}$	674	°C
Maks ståltemperatur R60		
$\theta_{a,max}$	483,3	°C
Godkjent		
Maks Temp ok! Med 1,5 g/m ² Brannhemmende maling		

THP-bjelke etasjer, akse C

Hatteprofilene i etasjene tar opp lasten fra egenvekten av hulldekkene, i tillegg til beregnede innervegger ved oppgitt lastareal. De vil og ta opp en standard nyttelast som forårsakes av mennesker og andre variable laster som opptrer inne i bygget. Høyden vil være den samme som ved hatteprofil tak, da hulldekkene også er de samme.

Dimensjonering

Dimensjonert etter *NS-EN 1993-1-1*.

Lastlengder og arealer:

Lastbredde: $b = 10 \text{ m}$

Bjelkelengde: $l = 6 \text{ m}$

Lastareal: $A = 60 \text{ m}^2$

Lengde innervegger: $L_v = 27,4 \text{ m}$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Lastberegning

Egenlaster:

Hulldekker: $g_h = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Innervegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

E.L. total: $g_{\text{tot}} = g_h * b + \frac{g_v * L_v * H_v}{1} = 55,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelaster:

Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_e = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{\text{red}} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 0,75$

N.L. total: $q_{n,\text{tot}} = q_e * A_{\text{red}} * b = 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sjekker for nedbøyning som er det mest kritiske:

Bruker den kvasi-permanente lastkombinasjonen:

6.16 b): $q_{\text{tot}} = g_{\text{tot}} + \psi_2 * q_{n,\text{tot}} = 59,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Prøver THP 250x6 – 250x30 – 512x15: $\implies I_y = 238,6 * 10^6 \text{ mm}^4$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 * q_{\text{tot}} * (l * 10^3)^4}{384 * E * I_y} = 19,8 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

Går opp 1 dimensjon for å få litt mer restkapasitet:

$$\text{Prøver THP 250x6 - 250x35 - 512x15:} \quad ==> \quad I_y = 252,4 * 10^6 \text{ mm}^4$$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 * q_{\text{tot}} * l^4}{384 * E * I_y} = 18,9 \text{ mm} < 20 \text{ mm} ==> \text{OK}$$

Bruker THP 250x6 - 250x35 - 512x15

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{18,9 \text{ mm}}{20 \text{ mm}}\right) * 100\% = 6 \%$$

Branndimensjonering

Dimensjonert etter NS-EN 1993 – 1 – 2

Mål		
Faktor	Verdi	Benevning
h	250,00	mm
b_1	250,00	mm
b_2	512,00	mm
t_w	6,00	mm
$t_{f,1}$	35,00	mm
$t_{f,2}$	15,00	mm
f_y	355,00	Mpa
$e_{y,fi}$	0,69	
A_m/V	70,57	
λ_p/d_p	0,0640	
k_1	0,85	
Arealreduksjon	0,76	
ψ_2	0,30	
Lastbredde	10,00	m
Bjelkelengde	6,00	m
Last skillevegg	47,00	kN

Laster		
$Q_{fi,ed}$	59,39	kN/m
$V_{fi,ed}$	178,18	kN
$M_{fi,ed}$	267,27	kNm

Kapaciteter		
$M_{fi,Rd}$	742,58	kNm
A_v	2580	mm ²
$V_{fi,Rd}$	528,80	kN

Kapacitetsutnyttelse		
$\mu_{fi,m}$	0,31	
$\mu_{fi,v}$	0,34	

Test trykk		
c_f	250,00	mm
λ_f	10,35	< 33 --->
Test bøyning		
c_w	215,00	mm
λ_w	51,93	< 72 ---->
TVK1 -> Bruker Plastisk tvernsnittsmodul		

Utregning av Plastisk Tvernsnittsmodul		
Faktor	Verdi	Benevning
A_o	19010	mm ²
$h_{w,t}$	152,083333	mm
z_t	23,54	mm
z_c	21,39	mm
h_z	220,07	mm
$W_{y,pl}$	2,092E+06	mm ³

Kritisk Temperatur		
$\theta_{a,cr}$	645	°C
Maks ståltemperatur R60		
$\theta_{a,max}$	483,3	°C
Maks Temp ok! Med 1,5 g/m² Brannhemmende maling		

Godkjent

B2 – EHP-bjelker

EHP-bjelke tak, akse B og D

Dimensjonert etter *NS-EN 1993-1-1*.

Lastlengder og arealer

Lastbredde: $b = 5 \text{ m}$

Bjelkelengde: $l = 6\,000 \text{ mm}$

Lastareal: $A = 30 \text{ m}^2$

Lastberegning

Egenlaster:

Hulldekke tak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

E.L. total: $g_{\text{tot}} = g_t * b = 20,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelaster:

Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{\text{red}} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 1 \rightarrow$ Ingen arealreduksjon.

N.L. total: $q_{\text{n,tot}} = q_s * b = 22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

Likning 6.10a $q_{\text{ed},1} = 1,35 * g_{\text{tot}} + 1,05 * q_{\text{n,tot}} = 50,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Likning 6.10b $q_{\text{ed},2} = 1,20 * g_{\text{tot}} + 1,50 * q_{\text{n,tot}} = 57,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

=> Går videre med 6.10b som er den mest kritiske

$\rightarrow q_{\text{Ed}} = 57,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sjekker først for nedbøyning:

Bruker den kvasi-permanente lastkombinasjonen:

6.16 b): $q_{\text{tot}} = g_{\text{tot}} + \psi_2 * q_{\text{n,tot}} = 26,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Bruker formelen $u_{\text{tot}} = \frac{5 \cdot q_{\text{tot}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$

Snur formelen og bruker nedbøyningskravet $\frac{L}{300}$ til å finne $I_{y,\text{min}}$:

$$\rightarrow I_{y,\text{min}} = \frac{5 \cdot q_{\text{tot}} \cdot l^4 \cdot 300}{1 \cdot 384 \cdot E} = 107,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Prøver EHP 250x5 – 190x15 – 315x15: $I_y = 125 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 \cdot q_{\text{tot}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 17,2 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK}$$

Sjekker momentkapasiteten:

$$M_{y,\text{ed}} = \frac{q_{\text{ed}} \cdot l^2}{8} = 260,1 \text{ kNm} \quad \gamma_{\text{Mi}} = 1,05 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{\text{Mi}}} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{y,\text{el}}^{\text{min}} = \frac{M_{y,\text{Ed}}}{f_d} = 770 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 < 1027 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \Rightarrow \text{OK}$$

Sjekker til slutt skjærkapasiteten:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l}{2} = 173,4 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} = 195,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_w^{\min} = \frac{V_{Ed}}{\tau_{Rd}} = 889 \text{ mm}^2 < 10\,075 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

→ **Bruker: EHP 250x5 – 190x15 – 315x15**

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{17,2 \text{ mm}}{20 \text{ mm}}\right) * 100\% = 14$$

Branndimensjonering

Dimensjonert etter *NS-EN 1993 – 1 – 2*

Mål		
Faktor	Verdi	Benevning
h	250,00	mm
t _w	5,00	mm
b ₁	190,00	mm
t _{f,1}	15,00	mm
b ₂	315,00	mm
t _{f,2}	15,00	mm
f _y	355,00	Mpa
e _{y,fi}	0,69	
A _m /V	102,09	
λ _p /d _p	0,0640	
k ₁	0,85	
Arealreduks	1,00	
ψ ₂	0,30	
Lastbredde	5,00	m
Bjelkelengd	6,00	m
Last skilleve	0,00	kN

Laster		
Q _{fi,ed}	26,75	kN/m
V _{fi,ed}	80,25	kN
M _{fi,ed}	120,38	kNm
Kapaciteter		
M _{fi,Rd}	320,12	kNm
A _v	2350	mm ²
V _{fi,Rd}	481,65	kN
Kapacitetsutnyttelse		
μ _{fi,m}	0,32	
μ _{fi,v}	0,17	

Test trykk		
c_f	190,00	mm
λ_f	18,36	< 33 --->
TVK1		
Test bøyning		
c_w	235,00	mm
λ_w	68,12	< 72---->
TVK1		
TVK1 -> Bruker Plastisk tversnittsmodul		

Utrekning av Plastisk Tversnittsmodul		
Faktor	Verdi	Benevning
A_o	8500	mm ²
$h_{w,t}$	95	mm
z_t	19,79	mm
z_c	33,03	mm
h_z	212,18	mm
$W_{y,pl}$	9,018E+05	mm ³

Kritisk Temperatur	
$\theta_{a,cr}$	654 °C

Maks ståltemperatur R60		
$\theta_{a,max}$	582,2 °C	Godkjent
Maks Temp ok! Med 1,5 g/m ² Brannhemmende maling		

EHP-bjelke etasjer, akse B og D

Dimensjonert etter *NS-EN 1993-1-1*.

Lastlengder og arealer

Lastbredde: $b = 5,0 \text{ m}$

Bjelkelengde: $l = 6,0 \text{ m}$

Lastareal: $A = 30,0 \text{ m}^2$

Lengde innervegger: $L_v = 10,0 \text{ m}$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Lastberegning

Egenlaster:

Hulldekker: $g_h = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Innervegger: $g_v = 0,7 \text{ kN/m}^2$

E.L. total: $g_{\text{tot}} = g_h * b + \frac{g_v * H_v * L_v}{l} = 26,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelaster:

Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{\text{red}} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 1 \rightarrow$ Ingen arealreduksjon

N.L. total: $q_{n,\text{tot}} = q_n * b = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Sjekker for nedbøyning som er det mest kritiske:

Bruker den kvasi-permanente lastkombinasjonen:

6.16 b): $q_{\text{tot}} = g_{\text{tot}} + \psi_2 * q_{n,\text{tot}} = 30,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

\rightarrow Prøver samme bjelke som ensidig hatteprofil tak:

EHP 250x5 – 190x15 – 315x15: $I_y = 125 * 10^6 \text{ mm}^4$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 * q_{\text{tot}} * l^4}{384 * E * I_y} = 19,3 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK}$$

Bruker EHP 250x5 – 190x15 – 315x15

Restkapasitet: $\left(1 - \frac{19,3 \text{ mm}}{20 \text{ mm}}\right) * 100\% = 3,5 \%$

Branndimensjonering

Dimensjonert etter *NS-EN 1993 – 1 – 2*

Mål		
Faktor	Verdi	Benevning
h	250,00	mm
t _w	5,00	mm
b ₁	190,00	mm
t _{f,1}	15,00	mm
b ₂	315,00	mm
t _{f,2}	15,00	mm
f _y	355,00	Mpa
e _{y,fi}	0,69	
A _m /V	102,09	
λ _p /d _p	0,0640	
k ₁	0,85	
Arealreduks	1,00	
ψ ₂	0,30	
Lastbredde	5,00	m
Bjelkelengd	6,00	m
Last skilleve	21,00	kN

Laster		
q _{fi,ed}	30,00	kN/m
V _{fi,ed}	90,00	kN
M _{fi,ed}	135,00	kNm

Kapaciteter		
M _{fi,Rd}	320,12	kNm
A _v	2350	mm ²
V _{fi,Rd}	481,65	kN

Kapacitetsutnyttelse		
μ _{fi,m}	0,36	
μ _{fi,v}	0,19	

Test trykk		
c_f	190,00	mm
λ_f	18,36	< 33 --->
TVK1		
Test bøyning		
c_w	235,00	mm
λ_w	68,12	< 72---->
TVK1		
TVK1 -> Bruker Plastisk tversnittsmodul		
Utrekning av Plastisk Tversnittsmodul		
Faktor	Verdi	Benevning
A_o	8500	mm ²
$h_{w,t}$	95	mm
z_t	19,79	mm
z_c	33,03	mm
h_z	212,18	mm
$W_{y,pl}$	9,018E+05	mm ³
Kritisk Temperatur		
$\theta_{a,cr}$	636	°C
Maks ståltemperatur R60		
$\theta_{a,max}$	582,2	°C
Godkjent		
Maks Temp ok! Med 1,5 g/m ² Brannhemmende maling		

B3 - HUP-søyler

HUP-søyler C2-C8

Dimensjonert etter NS-EN 1993-1-1.

Lastarealer og lengder:

Stålbjelker: $L_b = 5,85 \text{ m}$

Betongtak: $A_t = 58,5 \text{ m}^2$

Etasjeskiller: $A_e = 58,5 \text{ m}^2$

Nyttelast: $A_n = 58,5 \text{ m}^2$

Lengde innervegger: $L_v = 27,4 \text{ m}$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Egenlaster:

Nyttelaster:

Etasjeskillere: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(HD 265)

Stålbjelke, tak: $g_{b,t} = 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Snølast:

$$q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Stålbjelke, etasjer: $g_{b,e} = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Betongtak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Innervegger: $g_v = 0,7 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 1. etasje og laster fra 2. etasje:

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * A_b = 9,4 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 2. etasje og laster fra 3. etasje:

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * A_b = 9,4 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra tak:

Stålbjelke, tak: $G_{b,tak} = g_{b,t} * A_b = 8,2 \text{ kN}$

Betongtak: $G_{t,tak} = g_t * A_t = 234,0 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{s,tak} = q_s * A_n = 263,3 \text{ kN}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{red} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 0,76$

Total belastning

Egenlast:

$$G_{tot} = 2 * G_{b,etg} + 2 * G_{e,etg} + 2 * G_{v,etg} + G_{t,tak} + G_{b,tak}$$

$$G_{tot} = 903 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$Q_{n,tot} = (2 * Q_{n,etg} + Q_{s,tak}) * A_{red}$$

$$Q_{n,tot} = 378 \text{ kN}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

$$\text{Likning 6.10a} \quad N_{ed,1} = 1,35 * G_{tot} + 1,05 * Q_{n,tot} = 1\,616,1 \text{ kN}$$

$$\text{Likning 6.10b} \quad N_{ed,2} = 1,20 * G_{tot} + 1,50 * Q_{n,tot} = 1\,650,7 \text{ kN}$$

➡ Går videre med 6.10b som er den mest kritiske

$$\implies N_{Ed} = 1650,7 \text{ kN}$$

Sjekker kapasiteten for knekking:

$$\gamma_{Mi} = 1,05 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{Mi}} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruker formelen $N_{Rd} = \chi * A * f_d$

- Antar $\chi = 0,8$ og snur formelen for å finne A_{min} :

$$A_{min} = \frac{N_{Ed}}{f_d * \chi} = 6\,103 \text{ mm}^2$$

→ Prøver HUP 200 x 200 x 10: $\implies i = 77,2 \text{ mm}, A = 7\,490 \text{ mm}^2$

$$L_{cr} = 3\,000 \text{ mm} \quad \lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,4$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} = 38,9 \quad \implies \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,51$$

Varmvalset hulprofil → knekkingskurve a :

Går i tabell: *Knekkingsfaktor χ for aksialbelastede søyler*

$$\rightarrow \chi = 0,92$$

Setter inn ny χ og A i den opprinnelige formelen:

$$N_{Rd} = \chi * f_d * A = 2\,329 \text{ kN} > N_{Ed} \Rightarrow \text{OK}$$

Bruker HUP 200 x 200 x 10

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) * 100\% = 29\%$$

Branndimensjonering

Dimensjonert etter *NS-EN 1993 – 1 – 2*

Dimensjonerende last i ulykkesgrensetilstand

$$\text{Likning 6.11b} \quad N_{fi,ed} = G_{tot} + \psi_2 * Q_{tot} = 1\,031,6 \text{ kN}$$

Sjekker for bøyingsknekking

Fra tabell ved 20°C $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta} = 1,00$

$$\text{Redusert slankhet : } \bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,51$$

$$\text{Formfeilfaktoren : } \alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,53$$

$$\varnothing_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2) = 0,76$$

Reduksjonsfaktor for bøyingsknekking :

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varnothing_0 + \sqrt{\varnothing_0^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = 0,75$$

Dimensjonerende kapasitet :

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,993,5 \text{ kN}$$

$$\text{Restkapasitet : } \mu_\theta = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,52$$

Finner kritisk temperatur fra tabell :

Table 4.1: Critical temperature $\theta_{a,cr}$ for values of the utilization factor μ_0

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

NOTE: The national annex may give default values for critical temperatures.

$$\theta_{a,cr} = 578^\circ\text{C}$$

Finner nye $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ ved 578°C ved interpolering av tabellen :

Table 3.1: Reduction factors for stress-strain relationship of carbon steel at elevated temperatures

Steel Temperature θ_a	Reduction factors at temperature θ_a relative to the value of f_y or E_s at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit	Reduction factor (relative to E_s) for the slope of the linear elastic range
	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	$k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

$$k_{y,\theta} = 0,56 \quad k_{E,\theta} = 0,39$$

Gjør samme utregning med nye k -verdier :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,61$$

$$\varnothing_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2) = 0,84$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varnothing_0 + \sqrt{\varnothing_0^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = 0,70$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,033,9 \text{ kN}$$

$$\mu_\theta = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 1,0$$

Finner ny kritisk temperatur ved :

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_\theta^{3,833}} - 1 \right] + 482^\circ\text{C} = 349,1^\circ\text{C}$$

Finner nye $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ ved $349,1^\circ\text{C}$ ved interpolering av tabellen :

$$k_{y,\theta} = 1,00 \quad k_{E,\theta} = 0,75$$

Gjør samme utregning med nye k verdier :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,59$$

$$\varnothing_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2) = 0,83$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varnothing_0 + \sqrt{\varnothing_0^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = 0,71$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,884,8 \text{ kN}$$

$$\mu_\theta = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,55$$

Finner ny kritisk temperatur ved tabell :

$$\theta_{a,cr} = 569^\circ\text{C}$$

Finner nye $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ ved 569°C ved interpolering av tabellen :

$$k_{y,\theta} = 0,57 \quad k_{E,\theta} = 0,40$$

Gjør samme utregning med nye k verdier :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,60$$

$$\varnothing_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2) = 0,84$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varnothing_0 + \sqrt{\varnothing_0^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = 0,70$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,859,1 \text{ kN}$$

$$\mu_\theta = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,55$$

Finner ny kritisk temperatur ved tabell :

$$\theta_{a,cr} = 534^\circ\text{C}$$

Vi er nå fornøyde med likheten av tallene og finner nå ut maks ståltemp for R60 :

Produkttype	Farge -mengde g/m ²	Varme ledning ¹⁾ $\frac{d_p}{\lambda_p}$ m ² °C/W	Varme- ledningsevne λ_p W/m°K	Densitet ρ_p kg/m ³	Spesifikk varmekapasitet c_p J/kg°K
Brannhemmende maling ¹⁾	1.500	0,064	-	-	-
	3.000	0,086	-	-	-
Fibersilikatplater	-	-	0,15	600	1.200
Gipsplater	-	-	0,20	800	1.700
Steinullplater	-	-	0,20	150	1.200

Merknad:
Data fra NS 3478:1979 For nøyaktigere beregning henvises det til leverandørens brosjyrer.

Tabell 11.6 – Varmeledningsevnen λ_p for ulike brannisoleringsmaterialer

Prøver med brannhemmende maling 3,0 g/m²

$$\frac{d_p}{\lambda_p} = 0,086 \text{ m}^2\text{°C/W}$$

$$\frac{A_m}{V} = 106,81 \text{ For HUP 200 x 200 x 10}$$

Maks ståltemp for R60 :

$$\theta_a = 318 * \left[\left(\frac{A_m}{V} * \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,54 \right] = 514,3^\circ\text{C}$$

$\theta_a \geq \theta_{a,cr}$ Maks temp OK! **Bruker 3,0 g/m² brannhemmende maling**

HUP-søyler: B1-B9, D1-D9, C1 og C9

Dimensjonert etter *NS-EN 1993-1-1*.

Lastarealer og lengder:

Stålbjelker: $L_b = 5,85 \text{ m}$

Betongtak: $A_t = 29,25 \text{ m}^2$

Etasjeskiller: $A_e = 29,25 \text{ m}^2$

Nyttelast: $A_n = 29,25 \text{ m}^2$

Lengde innervegger: $L_v = 10 \text{ m}$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Egenlaster:

Nyttelaster:

Etasjeskillere: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(HD 265)

Stålbjelke, tak: $g_{b,t} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, etasjer: $g_{b,e} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Betongtak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Innervegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Laster fra dekket over 1.etasje og laster fra 2. etasje:

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 137,5 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 2. etasje og laster fra 3.etasje:

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 137,5 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Laster fra tak:

Stålbjelke, tak: $G_{b,tak} = g_{b,t} * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Betongtak: $G_{t,tak} = g_t * A_t = 117,0 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{s,tak} = q_s * A_n = 131,6 \text{ kN}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{red} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 1 \rightarrow$ Ingen arealreduksjon

Må da bruke etasjereduksjonsfaktoren:

$n = 3$ etasjer

$\rightarrow \alpha_n = \frac{2+(n-2)*\psi_0}{n} = 0,9$

Total belastning

Egenlast:

$$G_{\text{tot}} = 2 * G_{b,\text{etg}} + 2 * G_{e,\text{etg}} + 2 * G_{v,\text{etg}} + G_{t,\text{tak}} + G_{b,\text{tak}}$$

$$G_{\text{tot}} = 440,0 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$Q_{\text{tot}} = (2 * Q_{n,\text{etg}} + Q_{s\text{n}\emptyset,\text{tak}}) * \alpha_n$$

$$Q_{\text{tot}} = 223,7 \text{ kN}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

$$\text{Likning 6.10a} \quad N_{\text{ed},1} = 1,35 * G_{\text{tot}} + 1,05 * Q_{\text{tot}} = 828,9 \text{ kN}$$

$$\text{Likning 6.10b} \quad N_{\text{ed},2} = 1,20 * G_{\text{tot}} + 1,50 * Q_{\text{tot}} = 863,2 \text{ kN}$$

➡ Går videre med 6.10b som er den mest kritiske

$$\implies N_{\text{Ed}} = 863,2 \text{ kN}$$

Sjekker kapasiteten for knekking:

$$\gamma_{Mi} = 1,05 \qquad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{Mi}} = 338 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruker formelen $N_{Rd} = \chi * A * f_d$

- Antar $\chi = 0,9$ og snur formelen for å finne A_{\min} :

$$A_{\min} = \frac{N_{Ed}}{f_d * \chi} = 2\,838 \text{ mm}^2$$

→ Prøver HUP 180 x 180 x 8,0: $\implies i = 70,0 \text{ mm}, \quad A = 5\,440 \text{ mm}^2$

$$L_{cr} = 3\,000 \text{ mm} \qquad \lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,4$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} = 42,3 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,56$$

Varmvalset hulprofil → knekkingskurve *a*:

Går i tabell: *Knekkingsfaktor χ for aksialbelastede søyler*

$$\rightarrow \chi = 0,905$$

Setter inn ny χ og *A* i den opprinnelige formelen:

$$N_{Rd} = \chi * f_d * A = 1\,664 \text{ kN} > N_{Ed} \Rightarrow \text{OK}$$

→ **Bruker HUP 180 x 180 x 8,0**

$$\text{Restkapasitet: } \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) * 100\% = 46 \%$$

Branndimensjonering

Dimensjonert etter *NS-EN 1993 – 1 – 2*

Dimensjonerende last i ulykkesgrensetilstand

Likning 6.11b $N_{fi,ed} = G_{tot} + 0,3 * Q_{tot} = 543,0 \text{ kN}$

Sjekker for bøyingsknekking

Fra tabell ved 20°C $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta} = 1,00$

Redusert slankhet : $\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,56$

Formfeilfaktoren : $\alpha = 0,65 * \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,53$

$$\phi_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2) = 0,81$$

Reduksjonsfaktor for bøyingsknekking :

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_0 + \sqrt{\phi_0^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = 0,72$$

Dimensjonerende kapasitet :

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,394,6 \text{ kN}$$

Restkapasitet : $\mu_{\theta} = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,39$

Finner kritisk temperatur fra tabell :

Table 4.1: Critical temperature $\theta_{a,cr}$ for values of the utilization factor μ_0

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

NOTE: The national annex may give default values for critical temperatures.

$$\theta_{a,cr} = 588^{\circ}\text{C}$$

Finner nye $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ ved 588°C ved interpolering av tabellen :

Table 3.1: Reduction factors for stress-strain relationship of carbon steel at elevated temperatures

Steel Temperature θ	Reduction factors at temperature θ relative to the value of f_y or E_s at 20°C		
	Reduction factor (relative to f_y) for effective yield strength $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to f_y) for proportional limit $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to E_s) for the slope of the linear elastic range $k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.

$$k_{y,\theta} = 0,51 \quad k_{E,\theta} = 0,34$$

Gjør samme utregning med nye k -verdier :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,68$$

$$\varnothing_0 = 0,5 * \left(1 + \alpha * \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right) = 0,91$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varnothing_0 + \sqrt{\varnothing_0^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = 0,66$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 645,0 \text{ kN}$$

$$\mu_{\theta} = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,84$$

Finner ny kritisk temperatur ved :

$$\theta_{a,cr} = 39,19 * \ln \left[\frac{1}{0,9674 * \mu_{\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482^{\circ}\text{C} = 482,0^{\circ}\text{C}$$

Finner nye $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ ved $349,1^{\circ}\text{C}$ ved interpolering av tabellen :

$$k_{y,\theta} = 0,82 \quad k_{E,\theta} = 0,62$$

Gjør samme utregning med nye k verdier :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,65$$

$$\varnothing_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2) = 0,88$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varnothing_0 + \sqrt{\varnothing_0^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = 0,68$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,071,5 \text{ kN}$$

$$\mu_{\theta} = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,51$$

Finner ny kritisk temperatur ved tabell :

$$\theta_{a,cr} = 581^{\circ}\text{C}$$

Finner nye $k_{y,\theta}$ og $k_{E,\theta}$ ved 569°C ved interpolering av tabellen :

$$k_{y,\theta} = 0,53 \quad k_{E,\theta} = 0,37$$

Gjør samme utregning med nye k verdier :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} * \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,68$$

$$\phi_0 = 0,5 * (1 + \alpha * \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2) = 0,91$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_0 + \sqrt{\phi_0^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = 0,66$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{m,fi}} = 1\,046,7 \text{ kN}$$

$$\mu_{\theta} = \frac{N_{fi,ed}}{N_{fi,Rd}} = 0,52$$

Finner ny kritisk temperatur ved tabell :

$$\theta_{a,cr} = 578^{\circ}\text{C}$$

Vi er nå fornøyde med likheten av tallene og finner nå ut maks ståltemp for R60 :

Produkttype	Farge -mengde g/m ²	Varme ledning ¹⁾ d_p/λ_p m ² °C/W	Varme- ledningsevne λ_p W/m°K	Densitet ρ_p kg/m ³	Spesifikk varmekapasitet c_p J/kg°K
Brannhemmende maling ¹⁾	1.500	0,064	-	-	-
	3.000	0,086	-	-	-
Fibersilikatplater	-	-	0,15	600	1.200
Gipsplater	-	-	0,20	800	1.700
Steinullplater	-	-	0,20	150	1.200

Merknad:
Data fra NS 3478:1979 For nøyaktigere beregning henvises det til leverandørenes brosjyrer.

Tabell 11.6 – Varmeledningsevnen λ_p for ulike brannisoleringsmaterialer

Prøver med brannhemmende maling 3,0 g/m²

$$\frac{d_p}{\lambda_p} = 0,086 \text{ m}^2\text{°C/W}$$

$$\frac{A_m}{V} = 132,35 \text{ For HUP } 180 \times 180 \times 8$$

Maks ståltemp for R60 :

$$\theta_a = 318 * \left[\left(\frac{A_m}{V} * \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,54 \right] = 572,3^\circ\text{C}$$

$\theta_a \geq \theta_{a,cr}$ Maks temp OK! **Bruker 3,0 g/m² brannhemmende maling**

B4 - Fotplater

Fotplate under HUP 200 x 200 x 10

Dimensjonert etter Byggforsk 520.235

LASTBEREGNING

Egenlaster:

Nyttelaster:

Stålsøyler: $g_s = 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, tak: $g_{bt} = 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, etasjer: $g_{be} = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Betongtak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Etasjeskillere: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(HD 265)

Innervegger: $g_i = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastarealer og lengder:

Stålsøyler: $L_s = 3 \text{ m}$

Stålbjelker: $L_b = 5,85 \text{ m}$

Betongtak: $A_t = 58,5 \text{ m}^2$

Etasjeskiller: $A_e = 58,5 \text{ m}^2$

Nyttelast: $A_n = 58,5 \text{ m}^2$

Lengde innervegger: $L_v = 27,4 \text{ m}$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Laster fra 1. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 1,8 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 1. etasje og laster fra 2. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 1,8 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_{be} * L_b = 8,2 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 2. etasje og laster fra 3. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 1,8 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_{be} * L_b = 8,2 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra tak:

Stålbjelke, tak: $G_{b,tak} = g_{bt} * L_b = 9,4 \text{ kN}$

Betongtak: $G_{t,tak} = g_t * A_t = 234,0 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{snø,tak} = q_s * A_n = 263,3 \text{ kN}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{red} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 0,76$

Total belastning

Egenlast:

$$G_{tot} = 3 * G_{S,etg} + 2 * G_{b,etg} + 2 * G_{e,etg} + 2 * G_{v,etg} + G_{t,tak} + G_{b,tak}$$

$$G_{tot} = 907,4 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$Q_{tot} = (2 * Q_{n,etg} + Q_{snø,tak}) * A_{red}$$

$$Q_{tot} = 377,9 \text{ kN}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

Likning 6.10a $N_{ed,1} = 1,35 * G_{tot} + 1,05 * Q_{tot} = 1\ 622,5\ \text{kN}$

Likning 6.10b $N_{ed,2} = 1,20 * G_{tot} + 1,50 * Q_{tot} = 1\ 656,3\ \text{kN}$

➡ Går videre med 6.10b som er den mest kritiske

$$\Rightarrow N_{ed} = 1\ 656,3\ \text{kN}$$

Går i tabell for betongfastheter:

Bruker B35: $f_{cd} = \sigma_d = 19,8\ \text{N/mm}^2$

$$f_y = 355\ \text{N/mm}^2$$

$$A_{n\ddot{o}d} = \frac{N_{ed}}{\sigma_d} = 83\ 651\ \text{mm}^2$$

\Rightarrow Prøver fotplate 300 x 300: $\Rightarrow A = 90\ 000\ \text{mm}^2$

Kontroll av trykkspenning, σ_y , under plata:

$$\sigma_y = \frac{N_{ed}}{A_{plate}} = 18,4 \text{ N/mm}^2$$

Lengde fra kanten av søyla til kanten av fotplata:

$$a = \frac{300 \text{ mm} - 200 \text{ mm}}{2} = 50 \text{ mm}$$

Moment på utstikkende del av plate:

$$M_y = \frac{\sigma_y * a^2}{2} = 23\,000 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

Motstandsmomentet blir da:

$$W_d = \frac{M_y}{f_y/1,05} = 68,0 \text{ mm}^3$$

Beregnet minimum platetykkelse:

$$t = \sqrt{W_d/0,1667} = 20,2 \quad \Rightarrow \quad \text{Velger } t = 21 \text{ mm}$$

→ **Velger fotplate: 300 x 300 x 21**

Fotplate under HUP 180 x 180 x 8,0

Dimensjonert etter Byggforsk 520.235

Egenlaster:

Nyttelaster:

Stålsøyler: $g_s = 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, tak: $g_{bt} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, etasjer: $g_{be} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Betongtak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Etasjeskillere: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(HD 265)

Innervegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastarealer og lengder:

Stålsøyler: $L_s = 3,0 \text{ m}$

Stålbjelker: $L_b = 5,85 \text{ m}$

Betongtak: $A_t = 29,25 \text{ m}^2$

Etasjeskiller: $A_e = 29,25 \text{ m}^2$

Nyttelast: $A_n = 29,25 \text{ m}^2$

Lengde innervegger: $L_v = 10 \text{ m}$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Laster fra 1. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 0,9 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 1. etasje og laster fra 2. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 0,9 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_{be} * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 137,5 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 2. etasje og laster fra 3. etasje:

Stålsøyler: $G_{s,etg} = g_s * L_s = 0,9 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_{be} * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 137,5 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Laster fra tak:

Stålbjelke, tak: $G_{b,tak} = g_{bt} * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Betongtak: $G_{t,tak} = g_t * A_t = 117,0 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{s,tak} = q_s * A_n = 131,6 \text{ kN}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{red} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 1 \rightarrow$ Ingen arealreduksjon

Total belastning

Egenlast:

$$G_{tot} = 3 * G_{S,etg} + 2 * G_{b,etg} + 2 * G_{e,etg} + 2 * G_{v,etg} + G_{t,tak} + G_{b,tak}$$

$$G_{tot} = 442,4 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$Q_{tot} = (2 * Q_{n,etg} + Q_{snø,tak})$$

$$Q_{tot} = 248,6 \text{ kN}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

Likning 6.10a $N_{ed,1} = 1,35 * G_{tot} + 1,05 * Q_{tot} = 858,3 \text{ kN}$

Likning 6.10b $N_{ed,2} = 1,20 * G_{tot} + 1,50 * Q_{tot} = 903,8 \text{ kN}$

➡ Går videre med 6.10b som er den mest kritiske

$$\implies N_{ed} = 903,8 \text{ kN}$$

Går i tabell for betongfastheter:

Bruker B35: $f_{cd} = \sigma_d = 19,8 \text{ N/mm}^2$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{n\ddot{o}d} = \frac{N_{ed}}{\sigma_d} = 45\,645 \text{ mm}^2$$

\implies **Prøver fotplate** 250 x 250: $A = 62\,500 \text{ mm}^2$

Kontroll av trykkspenning, σ_y , under plata:

$$\sigma_y = \frac{N_{ed}}{A_{plate}} = 15 \text{ N/mm}^2$$

Lengde fra kanten av søyla til kanten av fotplata:

$$a = \frac{250 \text{ mm} - 180 \text{ mm}}{2} = 35 \text{ mm}$$

Moment på utstikkende del av plate:

$$M_y = \frac{\sigma_y * a^2}{2} = 9\,187,5 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

Motstandsmomentet blir da:

$$W_d = \frac{M_y}{f_y/1,05} = 27,4 \text{ mm}^3$$

Beregnet platetykkelse:

$$t = \sqrt{W_d/0,1667} = 12,8 \quad \Rightarrow \quad \text{Velger } t = 13 \text{ mm}$$

→ **Velger fotplate: 250 x 250 x 13**

B5 – Forbindelse hatteprofil - HUP-profil

Her er utregningen for forbindelsen mellom bjelke og søyle på taket i akse C. Dette er punktet der forbindelsene er mest kritisk, og siden det ville vært så liten forskjell, forenkler vi og bruker disse dimensjonene på alle knutepunktene.

Mål			Laster								
Faktor	Verdi	Benevning									
f_y	355,00		E.L Takdekke	4,00	kN/m ²	γ_{m2}	1,25				
β_w	0,90		E.L Innervegger	-	kN	Velger h	250	mm	f_{ub}	800	
γ_{m2}	1,25		N.L SNØ	4,50	kN/m ²	Velger b	390	mm	A_s	459	M27
γ_{m0}	1,00					t_{plate}	25	mm			
B_w	0,90		E.L tot	40,00	kN/m				$F_{V,rd}$	176,256	kN
f_u	510,00		N.L tot	33,75	kN/m						Godkjent
b_1	250,00					a_{min}	2,260899	mm	$a_{min} > 3\text{mm}$		
t_w	12,00	mm	6.10a	89,44	kN/m	a	3	mm			
			6.10b	98,63	kN/m				k_1	1,66	mm
						Fra tabell			α_b	0,4	mm
			q_{dim}	98,63	kN/m	h_p	50	mm	d	27	mm
						b_p	150	mm	t	25	mm
						a	3	mm			
						3 sveiser			$F_{b,rd}$	182,8656	kN
			V_{ed}	295,875		3 sveiser på a=3mm					Godkjent
									e_1	32,4	mm
									p_2	64,8	mm
									b_{min}	129,6	
											Bruker 2xM27
									Velger plate 250x390x25 med 2xM27 Bolter		

Vedlegg C

Dimensjoneringer – bæresystem 2

C1 - Limtrebjelker tak

Limtrebjelker tak, akse C

GRUNNLAG			LASTER			VALG AV BJELKEDIMENSJON				KONTROLL AV BRANNKRAV R60					
Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?		
k_{mod}	0,8		Bjelkespenn	6,0	m	Velger limtre GL30c 215x900 mm				ψ_2	0,30				
γ_m	1,15		Lastbredde (c/c)	10,0	m	b	215	mm		q_{fs}	22,13	kN/m			
k_{ypl}	1,0		Dim. snølast	4,5	kN/m ²	h	900	mm		$M_{ed,s}$	99,56	kNm			
$E_{0,mean}$	13 000	N/mm ²	Egenlast takkonstruksjon	1,2	kN/m ²					$V_{ed,s}$	66,38	kN			
$E_{0,05}$	10 800	N/mm ²				W_y	2,90E+07	mm ³	Godkjent	$> W_{y,min}$					
k_h	1,00		Egenlast, takkonstruksjon	12,00	kN/m	I_y	1,31E+10	mm ⁴			β_h	0,70	mm/min		
$f_{m,k}$	30,0	N/mm ²								t	60	min			
$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²	Total egenlast	12,00	kN/m	h_{min}	873,4	mm	Godkjent	$> h$	d_0	7,0	mm		
$f_{m,d}$	20,87	N/mm ²	Snølast	33,75	kN/m					k_0	1,0				
$f_{v,d}$	2,43	N/mm ²				q_{ed}	21,36	kN/m		d_{ed}	49,0	mm			
			Dim. last q_d	65,03	kN/m					A_{test}	99567,00	mm ²			
k_{cr}	0,80		V_{ed}	195,08	kN	Nedbøyningskrav $w_{net,fn}$	20,00	mm		$W_{y,test}$	1,41E+07	mm ³			
b_{eff}	172,0	mm	M_{ed}	292,61	kNm										
α_A	0,75		$W_{y,min}$	1,40E+07	mm ³	Nedbøyning w	2,12	mm	Godkjent	$> W_{net,fn}$					
k_{ed}	0,60									k_{θ}	1,15				
ψ	0,30									$f_{m,d,s}$	34,50	N/mm ²			
						L_{ed}	7200,00			$f_{v,d,s}$	4,03	N/mm ²			
I_{ed} faktor	0,90					$\sigma_{m,crit}$	60,09								
Lastplassering faktor	1800,00					$\lambda_{ed,m}$	0,71			$W_{y,min,s}$	2,89E+06	mm ³	Godkjent	$< W_{y,test}$	
						k_{crit}	1,00								
						$M_{ed,y}$	605,74		Godkjent	$> M_{ed}$	$A_{min,s}$	30920,03	mm ²	Godkjent	$< A_{test}$
										Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215x900					

Limtrebjelker tak, akse B og D

GRUNNLAG			LASTER			VALG AV BJELKEDIMENSJON				KONTROLL AV BRANNKRAV R60				
Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	
k_{mod}	0,8		Bjelkespenn	6,0	m	Velger limtre GL30c 215x585 mm				ψ_2	0,30			
γ_m	1,15		Lastbredde (c/c)	5,0	m	b	215	mm		q_{ef}	12,75	kN/m		
k_{sys}	1,0		Dim Snølast	4,5	kN/m ²	h	585	mm		$M_{ed,fl}$	57,38	kNm		
$E_{0,mean}$	13 000	N/mm ²	Egenlast Takkonstruksjon	1,2	kN/m ²					$V_{ed,fl}$	38,25	kN		
$E_{0,05}$	10 800	N/mm ²				W_y	1,23E+07	mm ³	Godkjent	$> W_{y,min}$				
k_{η}	1,003		Egenlast, Takkonstruksjon	6,00	kN/m	I_y	3,59E+09	mm ⁴						
$f_{m,k}$	30,0	N/mm ²								β_h	0,70	mm/min		
$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²	Total egenlast	6,00	kN/m	h_{min}	550,0	mm	Godkjent	$> h$	t	60	min	
$f_{m,d}$	20,92	N/mm ²	Total Nyttelast	22,50	kN/m						d_0	7,0	mm	
$f_{v,d}$	2,43	N/mm ²				q_{edf}	11,76	kN/m			k_0	1,0		
			Dim. last q_{ed}	40,95	kN/m						d_{ef}	49,0	mm	
k_{cr}	0,80		V_{ed}	122,85	kN						A_{rest}	62712,00	mm ²	
b_{edf}	172,0	mm	M_{ed}	184,28	kNm	Nedbøyningskrav $w_{net,fn}$	20,00	mm			$W_{y,rest}$	5,60E+06	mm ³	
			$W_{y,min}$	8,81E+06	mm ³									
k_{edf}	0,60					Nedbøyning w	4,26	mm	Godkjent	$> w_{net,fn}$				
ψ	0,30										k_{δ}	1,15		
						L_{ef}	6570,00				$f_{m,d,fl}$	34,50	N/mm ²	
I_{ed} faktor	0,90					$\sigma_{m,oft}$	101,32				$f_{v,d,fl}$	4,03	N/mm ²	
Lastplassering faktor	1170,00					$\lambda_{rel,m}$	0,54							
						k_{oft}	1,00				$W_{y,min,fl}$	1,66E+06	mm ³	Godkjent
						$M_{ed,y}$	256,57		Godkjent	$> M_{ed}$				
											$A_{min,fl}$	17818,32	mm ²	Godkjent
											Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215x585			

C2 - Limtrebjelker etasjer

Limtrebjelker etasjer, akse C

GRUNNLAG			LASTER			VALG AV BJELKEDIMENSJON				KONTROLL AV BRANNKRAV R60				
Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Velger limtre GL30c 215x585 mm				Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	
						Verdi	Benevning	Iht. krav?						
k_{mod}	0,7		Bjelkespenn	6,0	m	b	215	mm		ψ_2	0,30			
γ_m	1,15		Lastbredde (c/c)	10,0	m	h	585	mm		q_{E1}	16,50	kN/m		
k_{yft}	1,0		Dim etasjelast	2,0	kN/m ²					$M_{ed,S}$	74,25	kNm		
$E_{0,mean}$	13 000	N/mm ²	Egenlast dekke	1,2	kN/m ²					$V_{ed,S}$	49,50	kN		
$E_{0,05}$	10 800	N/mm ²				W_y	1,23E+07	mm ³	Godkjent	$> W_{y,min}$				
k_{th}	1,003		Egenlast, Dekke	12,00	kN/m	I_y	3,59E+09	mm ⁴		β_{ts}	0,70	mm/min		
$f_{m,k}$	30,0	N/mm ²	Skillevegg	7,83	kN/m					t	60	min		
$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²	Total egenlast	19,83	kN/m	h_{min}	566,4	mm	Godkjent	$> h$	d_0	7,0	mm	
$f_{m,d}$	18,31	N/mm ²	Total Nyttelast	15,00	kN/m					k_0	1,0			
$f_{v,d}$	2,13	N/mm ²				q_{ref}	32,69	kN/m		d_{ref}	49,0	mm		
			Dim. last q_e	36,90	kN/m					A_{rest}	62712,00	mm ²		
k_{cr}	0,80		V_{ed}	110,70	kN	Nedbøyningskrav $w_{net,fn}$	20,00	mm		$W_{y,rest}$	5,60E+06	mm ³		
b_{eff}	172,0	mm	M_{ed}	166,05	kNm									
α_A	0,75		$W_{y,min}$	9,07E+06	mm ³	Nedbøyning w	11,83	mm	Godkjent	$> W_{net,fn}$				
k_{ref}	0,60									k_{E1}	1,15			
ψ	0,30									$f_{m,d,S}$	34,50	N/mm ²		
										$f_{v,d,S}$	4,03	N/mm ²		
I_{ef} faktor	0,90					L_{ef}	6570,00							
Lastplassering sfaktor	1170,00					$\sigma_{m,ort}$	101,32							
						$\lambda_{rel,m}$	0,54			$W_{y,min,S}$	2,15E+06	mm ³	Godkjent	
						k_{crit}	1,00							
						$M_{ed,y}$	224,50		Godkjent	$> M_{ed}$	$A_{min,S}$	23059,01	mm ²	Godkjent
										Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215x585				

Limtrebjelker etasjer, akse B og D

GRUNNLAG			LASTER			VALG AV BJELKEDIMENSJON				KONTROLL AV BRANNKRAV R60				
Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Velger limtre GL30c 215x405 mm				Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	
k_{mod}	0,7		Bjelkespenn	6,0	m	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	ψ_2	0,30			
γ_m	1,15		Lastbredde (c/c)	5,0	m	b	215	mm		q_s	9,00	kN/m		
k_{ys}	1,0		Dim etasjelast	2,0	kN/m ²	h	405	mm		$M_{ed,s}$	40,50	kNm		
$E_{0,mean}$	13 000	N/mm ²	Egenlast dekke	1,2	kN/m ²					$V_{ed,s}$	27,00	kN		
$E_{0,05}$	10 800	N/mm ²				W_y	5,88E+06	mm ³	Godkjent	> $W_{y,min}$				
k_h	1,040		Egenlast, Dekke	6,00	kN/m	I_y	1,19E+09	mm ⁴		β_h	0,70	mm/min		
$f_{m,k}$	30,0	N/mm ²	Skillevegg	3,50	kN/m					t	60	min		
$f_{v,k}$	3,5	N/mm ²	Total egenlast	9,50	kN/m	h_{min}	340,8	mm	Godkjent	> h	d_0	7,0	mm	
$f_{m,d}$	18,99	N/mm ²	Total Nyttelast	10,00	kN/m					k_0	1,0			
$f_{v,d}$	2,13	N/mm ²				q_{ed}	16,16	kN/m		d_{ef}	49,0	mm		
			Dim. last q_d	22,20	kN/m					A_{vest}	41652,00	mm ²		
k_{cr}	0,80		V_{ed}	66,60	kN	Nedbøyningskrav $w_{net,fn}$	20,00	mm		$W_{y,vest}$	2,47E+06	mm ³		
b_{eff}	172,0	mm	M_{ed}	99,90	kNm									
			$W_{y,min}$	5,26E+06	mm ³	Nedbøyning w	17,62	mm	Godkjent	> $w_{net,fn}$				
k_{ed}	0,60									k_s	1,15			
ψ	0,30					L_{ef}	6210,00			$f_{m,d,s}$	34,50	N/mm ²		
						$\sigma_{m,oit}$	154,83			$f_{v,d,s}$	4,03	N/mm ²		
I_{cr} faktor	0,90													
Lastplassering faktor	810,00					$\lambda_{rel,m}$	0,44			$W_{y,min,s}$	1,17E+06	mm ³	Godkjent	
						k_{oit}	1,00							
						$M_{ed,y}$	111,63		Godkjent	> M_{ed}	$A_{min,s}$	12577,64	mm ²	Godkjent
										Bruker limtre GL30c bjelke, dimensjon 215x405				

C3 – Tresøyler

Søyler, C2 – C8

GRUNNLAG			OPPTREDENDE LASTER			SØYLAS KAPASITET MOT KNEKKING				KONTROLL AV BRANNKRAV			
Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?
k_{mod}	0,80		Etasjer som gir egenlast	3	stk	$f_{c,0,k}$	24,50	N/mm ²		$\psi_{z,snø}$	0,20		
γ_m	1,15		Etasjer som gir nyttelast	2	stk	β	1			ψ_z	0,30		
k_{sys}	1,10		b_{bjelke}	215	mm	L_k	3000,0	mm		$N_{ed,f}$	575,08	kN	
$E_{0,mean}$	13000	N/mm ²	h_{bjelke}	900	mm	i_z	77,94	mm					
$E_{0,05}$	10800	N/mm ²	Bjelkespenn	5,85	m	λ_1	38,49			β_n	0,70	mm/min	
			Lastbredde (c/c)	10,0	m	$\lambda_{rel,z}$	0,58			t	60	min	
$f_{m,k}$	30,0	N/mm ²	Etasjehøyde	3,0	m	β_c	0,10			k_0	1,00		
$f_{v,k}$	3,50	N/mm ²	Lastareal	58,50	m ²	$k_{c,limtre}$	0,68			$d_{char,n}$	42,0	mm	
$f_{m,d}$	22,96	N/mm ²	Snølast	4,5	kN/m ²	$k_{c,z}$	0,96			d_0	7,0	mm	
$f_{v,d}$	2,68	N/mm ²	Egenlast tak	1,2	kN/m ²	$f_{c,0,d}$	17,04			d_{ef}	49,0	mm	
			Egenlast limtre	4,7	kN/m ³	N_{rd}	1192,18	kN	Godkjent				
			Nyttelast Etasje	2,0	kN/m ²	μ_0	0,94			A_{rest}	29584,0	mm ²	
k_{cr}	0,80		Egenlast, tak	70,20	kN								
b_{eff}	216,0	mm	Egenlast, bjelke	5,32	kN	Egenlast etg	1,2	kN/m ²		k_{fi}	1,15		
Arealreduksjon	0,76		Egenlast søyle	1,03	kN	Skillevegg	46,1	kN		$f_{c,0,d}$	28,18		
k_{def}	0,60		Total egenlast	462,24	kN	Tot etg	70,2	kN		β	1,00		
ψ	0,30		Nyttelast	177,00	kN					l_0	3000,0	mm	
			Nyttelast, snø	199,13	kN					λ_z	60,35		
			P_d	1118,88	kN					$\lambda_{rel,z}$	0,92		
										$k_{c,limtre}$	0,95		
										$k_{c,z}$	0,83		
										$N_{rd,f}$	692,93	kN	Godkjent
Velger en søyledimensjon å teste med										Bruker limtre GL30c søyle, dimensjon 270x270			
$b_{søyle}$	270	mm											
$h_{søyle}$	270	mm											

Søyler , B1-B9, D1-D9 , C1 og C9

GRUNNLAG			OPPTREDENDE LASTER			SØYLAS KAPASITET MOT KNEKKING				KONTROLL AV BRANNKRAV				KONTROLL AV BRANNKRAV MED GIPSPLATER				
Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Velger norgips plate 15 mm type F				
			Faktor	Verdi	Benevning	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	Faktor	Verdi	Benevning	Iht. krav?	
k_{mod}	0,80		Etasjer som gir egenlast	3	stk	$f_{c,0,k}$	24,50	N/mm ²		$\psi_{2, snø}$	0,20			t_f	30,0	min		
γ_m	1,15		Etasjer som gir nyttelast	2	stk	β	1			ψ_2	0,30			h_{pe}	15,0	mm		
k_{sys}	1,10		b_{bjelke}	215	mm	L_k	3000,0	mm		$N_{ed,fi}$	184,76	kN		h_{pl}	0,0	mm		
$E_{0,mean}$	13000	N/mm ²	h_{bjelke}	585	mm	i_z	62,07	mm						t_{ch}	28,0	min		
$E_{0,05}$	10800	N/mm ²	Bjelkespenn	5,85	m	λ_1	48,34			β_h	0,70	mm/min		k_2	0,73			
			Lastbredde (c/c)	5,0	m	$\lambda_{rel,z}$	0,73			t	60	min		k_3	2,0			
$f_{m,k}$	30,0	N/mm ²	Etasjehøyde	3,0	m	β_c	0,10			k_0	1,00			t_3	47,13	min		
$f_{v,k}$	3,50	N/mm ²	Lastareal	29,25	m ²	$k_{z,limtre}$	0,79			$d_{char,n}$	42,0	mm		t_k	60,00	min		
$f_{m,d}$	22,96	N/mm ²	Snølast	4,5	kN/m ²	$k_{c,z}$	0,92			d_0	7,0	mm		$d_{char,n} (2c)$	9,01	mm		
$f_{v,d}$	2,68	N/mm ²	Egenlast tak	1,2	kN/m ²	$f_{c,0,d}$	17,04			d_{ef}	49,0	mm		$d_{char,n} (2a)+d_{char,n} (2b)$	25,00	mm		
			Egenlast limtre	4,7	kN/m ³	$N_{Rd,fi}$	725,58	kN	Godkjent					d_{ef}	41,01	mm		
k_{cr}	0,80		Nyttelast Etasje	2,0	kN/m ²	μ_B	0,66			A_{vest}	13689,0	mm ²						
b_{eff}	172,0	mm	Egenlast, tak	35,10	kN									A_{vest}	17683,15	mm ²		
Arealreduksjo	1,00		Egenlast, bjelke	3,46	kN					k_{θ}	1,15							
k_{def}	0,60		Egenlast søyle	0,65	kN					$f_{c,0,d}$	28,18							
ψ	0,30		Total egenlast	117,63	kN					β	1,00			β	1,00			
Etasjereduksjo	0,90		Nyttelast	105,30	kN					l_0	3000,0	mm		l_0	3000,00	mm		
			Nyttelast, snø	118,46	kN					λ_2	88,72			λ_2	78,06			
Velger en søyledimensjon å teste med			P_d	476,80	kN					$\lambda_{rel,z}$	1,35			$\lambda_{rel,z}$	1,18			
$b_{søyle}$	215	mm								$k_{z,limtre}$	1,46			$k_{z,limtre}$	1,25			
$h_{søyle}$	215	mm								$k_{c,z}$	0,50			$k_{c,z}$	0,61			
										$N_{Rd,fi}$	191,08	kN	Godkjent	> Ned,fi	$N_{Rd,fi}$	305,53	kN	Godkjent
										μ_B	0,97			Bruker limtre GL30c søyle, dimensjon 215x215				

C4 – Forbindelse søyle-bjelke

GRUNNLAG			PLASSERING AV BOLTER			DIMENSJONERENDE KAPASITET PR. BOLT (Tre mot Tre)																						
Faktor	Verdi	Benevning	Avstander i mm	Bjelke	Søyle	Bruddform	Verdi	Benevning																				
k_{mod}	0,8		a_1	40,0	50,0	a	61,88	kN																				
γ_m	1,15		a_2	40,0	40,0	b	41,25	kN																				
Boltediameter	10,0	mm	$a_{3,i}$	∞	80,0	c	21,23	kN																				
$f_{u,k}$	800,0	N/mm ²	$a_{3,c}$	80,0	∞	d	20,49	kN																				
$\rho_{lim,tav}$	390,0	kg/m ³	$a_{4,i}$	40,0	-----	e	15,84	kN																				
α_{bjelke}	90		$a_{4,c}$	30,0	30,0	f	7,63	kN																				
$\alpha_{søyle}$	0																											
b_1 (b_{bjelke})	215	mm	Antall bolter	28		$F_{v,Rk}$	7,63	kN																				
b_2 ($b_{søyle}$)	215	mm	Antall rader	4		$F_{v,Rd}$	5,31																					
h (h_{bjelke})	405	mm	Antall forbindere i rad	7																								
$t_{1,bjelke}$	50	mm	Vertikal bolteavstand	59	mm	N_{Ed}	650,25	kN																				
$t_{2,bjelke}$	95	mm	Horizontal bolteavstand	50	mm	n_{ul}	4,73																					
$t_{1,Søyle}$	50,0	mm				N_{Ed}	100,4	kN																				
$t_{2,Søyle}$	95	mm																										
$t_{u,Bjelke}$	38	Formel c	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">KAPASITETSBEREGNING</th> </tr> <tr> <th>Faktor</th> <th>Verdi</th> <th>Benevning</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$f_{h,0,k}$ ($=f_{h,1,k}$)</td> <td>28,78</td> <td>N/mm²</td> </tr> <tr> <td>k_{sjo}</td> <td>1,50</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$f_{h,0,k}$ ($=f_{h,2,k}$)</td> <td>19,19</td> <td>N/mm²</td> </tr> <tr> <td>β</td> <td>0,67</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$M_{v,Rk}$</td> <td>95545,72</td> <td>Nmm</td> </tr> </tbody> </table>			KAPASITETSBEREGNING			Faktor	Verdi	Benevning	$f_{h,0,k}$ ($=f_{h,1,k}$)	28,78	N/mm ²	k_{sjo}	1,50		$f_{h,0,k}$ ($=f_{h,2,k}$)	19,19	N/mm ²	β	0,67		$M_{v,Rk}$	95545,72	Nmm		
KAPASITETSBEREGNING																												
Faktor	Verdi	Benevning																										
$f_{h,0,k}$ ($=f_{h,1,k}$)	28,78	N/mm ²																										
k_{sjo}	1,50																											
$f_{h,0,k}$ ($=f_{h,2,k}$)	19,19	N/mm ²																										
β	0,67																											
$M_{v,Rk}$	95545,72	Nmm																										
$t_{u,Søyle}$	38	Formel c																										
$t_{u,Bjelke}$	40,0	Formel d																										
$t_{u,Søyle}$	40	Formel d																										
Innersnitt	2					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Splittingskapasitet</th> </tr> <tr> <td colspan="3">Behøves ikke da $h_u > 0,7h$</td> </tr> <tr> <td>h_u</td> <td>386,00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,7h</td> <td>283,50</td> <td></td> </tr> </thead></table>			Splittingskapasitet			Behøves ikke da $h_u > 0,7h$			h_u	386,00		0,7h	283,50									
Splittingskapasitet																												
Behøves ikke da $h_u > 0,7h$																												
h_u	386,00																											
0,7h	283,50																											
Yttersnitt	2																											
V_{Ed}	195,1	kN																										
			<div style="border: 1px solid black; background-color: #ffffcc; padding: 5px; text-align: center;"> Bruker 2x 10tmm tykk slisseplate på 400x350 Med 4x7 ϕ10mm dybler i søyledelen, og med 4x5 ϕ10mm dybler i bjelkedelen </div>																									

Vedlegg D

Dimensjonerings, parkeringskjeller

D1 – DLB-bjelker

DLB-bjelker, akse C

Egenlast:

Hulldেকে: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Skillevegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast:

Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastlengder og areal

Lengde DLB-bjelke: $l = 6,0 \text{ m}$

Lastareal: $A = 60 \text{ m}^2$

Hulldেকে: $L_e = 10,0 \text{ m}$

Lengde Skillevegg: $L_v = 27,4 \text{ m}$

Høyde skillevegg: $B_v = 2,4 \text{ m}$

Nyttelast: $L_n = 10,0 \text{ m}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{\text{red}} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 0,75$

Total belastning

Egenlast:

$$g_{\text{tot}} = g_e * L_e + \frac{(g_v * L_v * B_v)}{l} = 54,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:

$$q_{\text{tot}} = q_n * L_n * A_{\text{red}} = 15,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

$$\text{Likning 6.10a} \quad q_{\text{Ed},1} = 1,35 * g_{\text{tot}} + 1,05 * q_{\text{tot}} = 89,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Likning 6.10b} \quad q_{\text{Ed},2} = 1,20 * g_{\text{tot}} + 1,50 * q_{\text{tot}} = 88,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

➡ Går videre med 6.10a som er den mest kritiske.

$$\text{è } q_{\text{Ed}} = 89,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For å kunne bruke tabellen under finner vi dimensjonerende moment som oppstår på bjelken:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * q_{Ed} * l^2 = 403,2 \text{ kNm}$$

Ut ifra dette blir DLB- bjelke med mål:

$b_u, b_o, h = 500\text{mm}, 200\text{mm}, 600\text{mm}$ **valgt (Alexander, 1995)**

Bredder (mm)		Høyde h (mm)	Dimensjonerende momentkapasitet (kNm)	
b_u	b_o			
500	200	400	230	230
		500	386	385
		600	543	545
600	300	500	433	435
		600	641	640
		700	894	895
700	400	500	542	540
		600	796	795
		700	1106	1105

Figur 45 – Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for DLB-bjelker

DLB-bjelker akse B og D

Dimensjonering

Egenlast:

Hulldekke: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Skillevegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Gruslast: $g_g = 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast:

Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastlengder og areal

Lengde DLB-bjelke: $l = 6,0 \text{ m}$

Lastareal total: $A = 45 \text{ m}^2$

Lastareal indre: $A_i = 30 \text{ m}^2$

Lastareal ytre: $A_y = 15 \text{ m}^2$

Hulldekke: $L_e = 7,5 \text{ m}$

Lengde Skillevegg: $L_v = 10 \text{ m}$

Høyde skillevegg: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Nyttelast inne: $L_n = 5,0 \text{ m}$

Nyttelast ute: $L_y = 2,5 \text{ m}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{\text{red}} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 0,83$

Total belastning

Egenlast:

$$g_{\text{tot}} = g_e * L_e + \frac{(g_v * L_v * H_v)}{l} + g_g * L_y = 47,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:

$$q_{\text{tot}} = (q_n * L_n + q_s * L_y) * A_{\text{red}} = 17,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

Likning 6.10a $q_{\text{Ed},1} = 1,35 * g_{\text{tot}} + 1,05 * q_{\text{tot}} = 82,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Likning 6.10b $q_{\text{Ed},2} = 1,20 * g_{\text{tot}} + 1,50 * q_{\text{tot}} = 83,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

➡ Går videre med 6.10a som er den mest kritiske.

$$\hat{=} q_{\text{Ed}} = 83,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

For å kunne bruke tabellen under finner vi dimensjonerende moment som oppstår på bjelken:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} * q_{Ed} * l^2 = 375,8 \text{ kNm}$$

→ Bruker dermed DLB-bjelke med mål:

$b_u, b_o, h = 500\text{mm}, 200\text{mm}, 500\text{mm}$ **valgt (Alexander, 1995).**

Bredder (mm)		Høyde h (mm)	Dimensjonerende momentkapasitet (kNm)	
b_u	b_o			
500	200	400	230	230
		500	386	385
		600	543	545
600	300	500	433	435
		600	641	640
		700	894	895
700	400	500	542	540
		600	796	795
		700	1106	1105

Figur 46 – Anbefalt maksimalt bruddgrensemoment for DLB-bjelker

D2 – Betongsøyler

Betongsøylene er dimensjonert ved hjelp av Ove Sletten programvare. Først har vi ved håndberegning regnet ut total egen- og nyttelast for så å sette dette inn i Ove Sletten.

Søyler C2-C8

Egenlaster:

Nyttelaster:

Stålsøyler: $g_s = 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, tak: $g_{bt} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, etasjer: $g_b = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Betongtak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Betongbjelke $g_{bb} = 6,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Etasjeskillere: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(HD 265)

Innervegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal/lengder:

Stålsøyler: $L_s = 3,0 \text{ m}$

Stål- og betongbjelker: $L_b = 5,85 \text{ m}$

Betongtak: $A_t = 58,5 \text{ m}^2$

Etasjeskiller: $A_e = 58,5 \text{ m}^2$

Nyttelast: $A_n = 58,5 \text{ m}^2$

Høyde innervegger: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Lengde innervegger: $L_v = 27,4 \text{ m}$

Laster fra dekket over kjeller og laster fra 1. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 1,8 \text{ kN}$

Betongbjelke $G_{bb,etg} = g_{bb} * L_b = 37,1 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 1.etasje og laster fra 2. etasje:

Stålsøyler: $G_{s,etg} = g_s * L_s = 1,8 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * L_b = 9,4 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 2. etasje og laster fra 3.etasje:

Stålsøyler: $G_{s,etg} = g_s * L_s = 1,8 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * L_b = 9,4 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 275,0 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 46,0 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 117,0 \text{ kN}$

Laster fra tak:

Stålbjelke, tak: $G_{b,tak} = g_{bt} * L_b = 8,8 \text{ kN}$

Betongtak: $G_{t,tak} = g_t * A_t = 234,0 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{s,tak} = q_s * A_n = 263,3 \text{ kN}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{red} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A_n} = 0,76$

Total belastning

Egenlast:

$$G_{tot} = 3 * G_{s,etg} + 3 * G_{v,etg} + 2 * G_{b,etg} + 3 * G_{e,etg} + G_{t,tak} + G_{b,tak} + G_{bb,etg}$$

$$G_{tot} = 1\,267 \text{ kN}$$

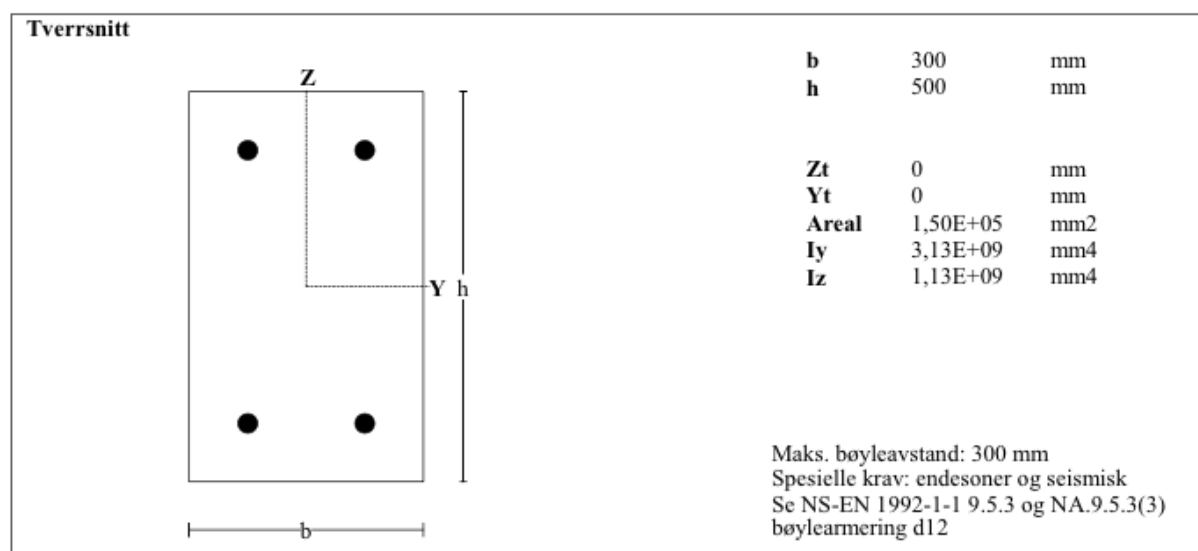
Nyttelast:

$$Q_{\text{tot}} = (3 * Q_{n,\text{etg}} + Q_{s,\text{tak}}) * A_{\text{red}}$$

$$Q_{\text{tot}} = 467 \text{ kN}$$

Bruker disse verdiene og setter inn i Ove Sletten

Dimensjonering Ove Sletten



Figuren over viser **tverrsnittsdata** for søyla som er dimensjonert i Ove Sletten.

Armeringsdata, slakkarmering				
D (mm)	25	25	25	25
Y (mm)	75	75	-75	-75
Z (mm)	175	-175	175	-175

Figuren over viser **armeringsdata** for søyla

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)		
Densitet kg/m ³	2400	Minimum overdekning	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	500	Toleranse	10
Skjærarmoring flytegrense	500	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	188		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D _{max} ≤16mm. 2.Det grove tilslaget≥50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Korttids Emodul, E _{cm}	34100	Kryptall, FI 0_28	1,74
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Kryptall, FI 28_5000	2,23
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21	Svinntøyning, 0_28	-,00013
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27	Svinntøyning, 28_25000	-,00035

Figuren over viser **materialdata** for søyla

Knekningsdata			
Kneklengde i Z-retning	3000 mm	Kneklengde i Y-retning	3000 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total (for beregning av MN-diagram)			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Kneklengde / 300	

Figuren over viser **knekningsdata** for søyla

Pålitelighetsklasse: 2				
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last (P)	0,30	0,30	1,05	1,50

Figuren over viser **Lastfaktorer** brukt ved lastberegning for søyla.

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1

N	-2220,9
MY inkl. geom.avvik	43,0
MZ inkl. geom.avvik	39,1
MY_tillegg (utbøyning)	1,4
MZ_tillegg (utbøyning)	5,3
N,M/ Nd,Md	0,79
SigmaC min	-15,77
SigmaS maks	0,00

Risskontroll. Lasttilfelle nr 1

N	-1407,1
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	350
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

→ **Bruker betongsøyle: $b \times h = 300 \times 500$**

Søyler B2-B8, D2-D8

Egenlaster:

Nyttelaster:

Stålsøyler: $g_s = 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Nyttelast brukskategori A – Boligbygg: $q_n = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, tak: $g_{bt} = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Snølast: $q_s = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Stålbjelke, etasjer: $g_b = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Betongtak: $g_t = 4,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Betongbjelke: $g_{bb} = 6,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Etasjeskillere: $g_e = 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

(HD 265)

Innervegger: $g_v = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Gruslast: $g_g = 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal og lengder:

Stålsøyler: $L_s = 3,0 \text{ m}$

Bjelker: $L_b = 5,85 \text{ m}$

Betongtak: $A_t = 29,25 \text{ m}^2$

Etasjeskiller over kjeller: $A_e = 43,9 \text{ m}^2$

Etasjeskiller etg. 1 og 2: $A_d = 29,25 \text{ m}^2$

Nyttelast ute 1.etg: $A_u = 14,6 \text{ m}^2$

Nyttelast: $A_n = 29,25 \text{ m}^2$

Innervegger lengde: $L_v = 10 \text{ m}$

Innervegger høyde: $H_v = 2,4 \text{ m}$

Laster fra dekket over kjeller og laster fra 1. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 0,9 \text{ kN}$

Betongbjelke: $G_{bb,etg} = g_{bb} * L_b = 37,1 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 206,3 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Gruslast: $G_{g,etg} = g_g * A_u = 55,5 \text{ kN}$

Nyttelast inne: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{s,etg} = q_s * A_u = 65,7 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 1.etasje og laster fra 2. etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 0,9 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 206,3 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Laster fra dekket over 2. etasje og laster fra 3.etasje:

Stålsøyler: $G_{S,etg} = g_s * L_s = 0,9 \text{ kN}$

Stålbjelker: $G_{b,etg} = g_b * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Etasjeskiller: $G_{e,etg} = g_e * A_e = 206,3 \text{ kN}$

Innervegger: $G_{v,etg} = g_v * L_v * H_v = 16,8 \text{ kN}$

Nyttelast: $Q_{n,etg} = q_n * A_n = 58,5 \text{ kN}$

Laster fra tak:

Betongtak: $G_{t,tak} = g_t * A_t = 117,0 \text{ kN}$

Stålbjelke: $G_{b,tak} = g_{bt} * L_b = 4,7 \text{ kN}$

Snølast: $Q_{s,tak} = q_s * A_n = 131,6 \text{ kN}$

Arealreduksjonsfaktor: $A_{red} = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{15}{A} = 1 \Rightarrow$ Ingen arealreduksjon

Total belastning

Egenlast:

$$G_{tot} = 3 * G_{s,etg} + 3 * G_{v,etg} + 2 * G_{b,etg} + G_{bb,etg} + 3 * G_{e,etg} + G_{t,tak} + G_{b,tak} + G_{g,etg}$$

$$G_{tot} = 895,0 \text{ kN}$$

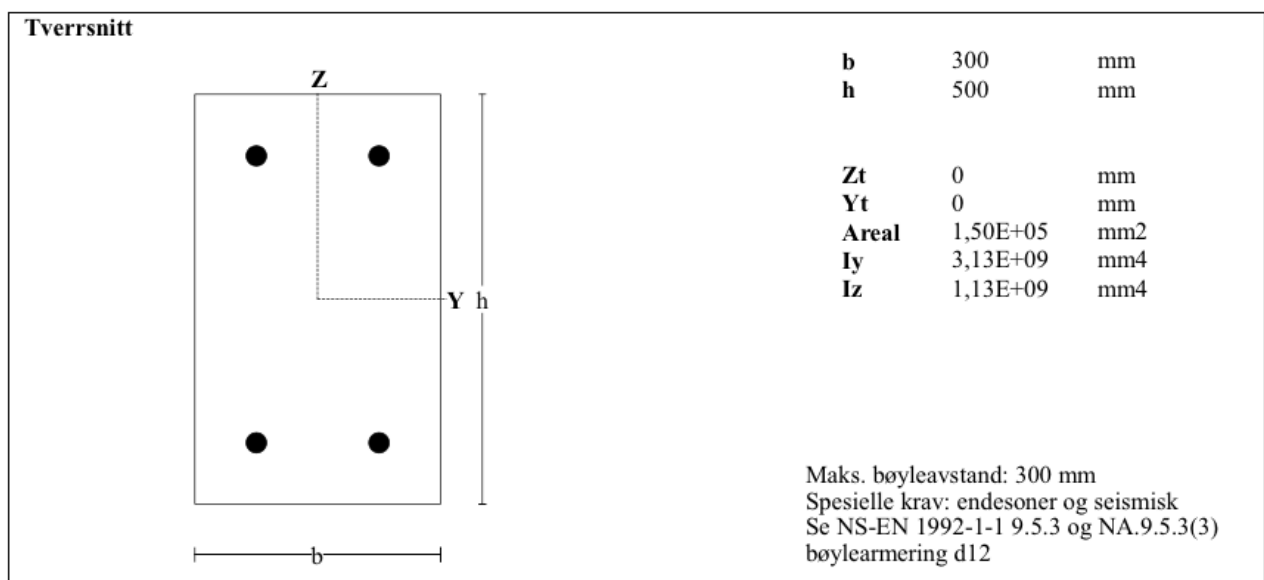
Nyttelast:

$$Q_{\text{tot}} = 3 * Q_{n,\text{etg}} + Q_{s,\text{etg}} + Q_{s,\text{tak}}$$

$$Q_{\text{tot}} = 372,8 \text{ kN}$$

Bruker disse verdiene og setter inn i Ove Sletten

Dimensjonering Ove Sletten:



Figuren over viser **tverrsnittsdata** for søyla som er dimensjonert i Ove Sletten.

Armeringsdata, slakkarmering				
D (mm)	25	25	25	25
Y (mm)	75	75	-75	-75
Z (mm)	175	-175	175	-175

Figuren over viser **armeringsdata** for søyla

Materialdata			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Eksponeringsklasse	XC3
Materialfaktor betong	1,50	Lite korrosjonsømfintlig armering	
Materialfaktor stål	1,15	Dimensjonerende levetid 50 år	
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)		
Densitet kg/m ³	2400	Minimum overdekning	
Sement i fasthetsklasse	N	Min. krav	25
Armering flytegrense	500	Toleranse	10
Skjærarmering flytegrense	500	Min. nominell overdekning	35
Relativ fuktighet	40%		
Betongens alder ved pålastning (døgn)	28		
Effektiv høyde, h ₀ (NS-EN 1992-1-1 (B.6))	188		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt (1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde. 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			
Kortids Emodul, E _{cm}	34100	Kryptall, FI 0_28	1,74
Trykkfasthet, f _{cd}	19,8	Kryptall, FI 28_5000	2,23
Middelverdi av strekkfasthet, f _{ctm}	3,21	Svinntøyning, 0_28	-,00013
Strekkfasthet, f _{ctd}	1,27	Svinntøyning, 28_25000	-,00035

Figuren over viser **materialdata** for søyla

Knekningsdata			
Knekkklengde i Z-retning	3000 mm	Knekkklengde i Y-retning	3000 mm
Geometrisk avvik i Z-retning	8 mm	Geometrisk avvik i Y-retning	8 mm
N-langtid/ N-total (for beregning av MN-diagram)			0,500
Største tillatte utbøyning i brukstilstand:		Knekkklengde / 300	

Figuren over viser **knekningsdata** for søyla

Pålitelighetsklasse: 2				
Lastfaktorer	Bruksgrense	Risskontroll	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2
Permanent last (G)	1,00	1,00	1,35	1,20
Variabel last (P)	0,30	0,30	1,05	1,50

Figuren over viser **Lastfaktorer** brukt ved lastberegning for søyla.

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1

N	-1633,2
MY inkl. geom.avvik	32,0
MZ inkl. geom.avvik	30,5
MY_tillegg (utbøyning)	0,6
MZ_tillegg (utbøyning)	2,2
N,M/ Nd,Md	0,59
SigmaC min	-12,10
SigmaS maks	0,00

Risskontroll. Lasttilfelle nr 1

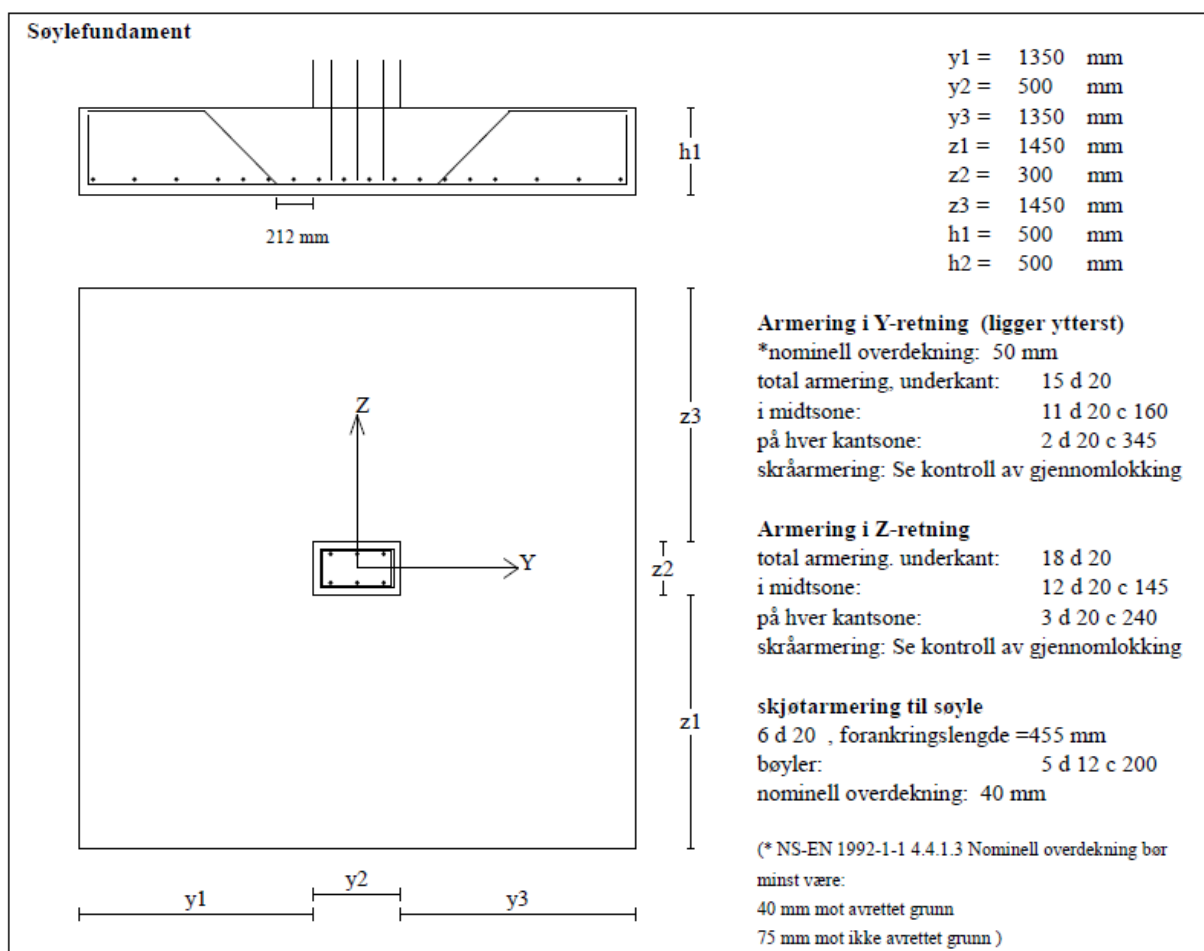
N	-1006,8
MY inkl. geom.avvik	0,0
MZ inkl. geom.avvik	0,0
MY_tillegg (utbøyning)	0,0
MZ_tillegg (utbøyning)	0,0
senteravstand	350
SigmaS maks	0
SigmaS/ Sigma-tillatt	0,00

→ **Bruker betongsøyle: $b \times h = 300 \times 500$**

D3 – Punktfundamenter

Fundamentene er dimensjonert ved hjelp av Ove Sletten programvare.

Fundament under søyler C2-C8



Figuren over viser **tverrsnittsdata** for fundamentet med armering, som er dimensjonert i Ove Sletten.

Beregningsresultat						
	Armering i Y-retning		Armering i Z-retning		Skjøtarmering til søyle	
	d (mm)	antall	d (mm)	antall		
Armering i underkant	20	15	20	18	d (mm) / antall	
Skråarmering	12	5	12	6	20 / 6	
Bæreevne: kN/m ²	608	Overført grunntrykk	237	Lasttilfelle nr	1	

Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0 kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Jordtype: Grus (Tilført)	
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,40
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	38,0 grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	10,0 kN/m ²
Skjøtarmering flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90
Eksponeringsklasse	XC3	Minimum overdekning:	
Lite korrosjonsømfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	40%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D _{max} =16mm. 2.Det grove tilslaget _{max} =50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Figuren over viser **materialdata** for punktfundamentet.

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1			
Permanent last		Variabel last	
Mg_y	0,0 kNm	Mp_y	0,0 kNm
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN
Ng	-1278,0 kN	Np	-467,0 kN

Kontroll av likevekt (velting) Lastfaktorer

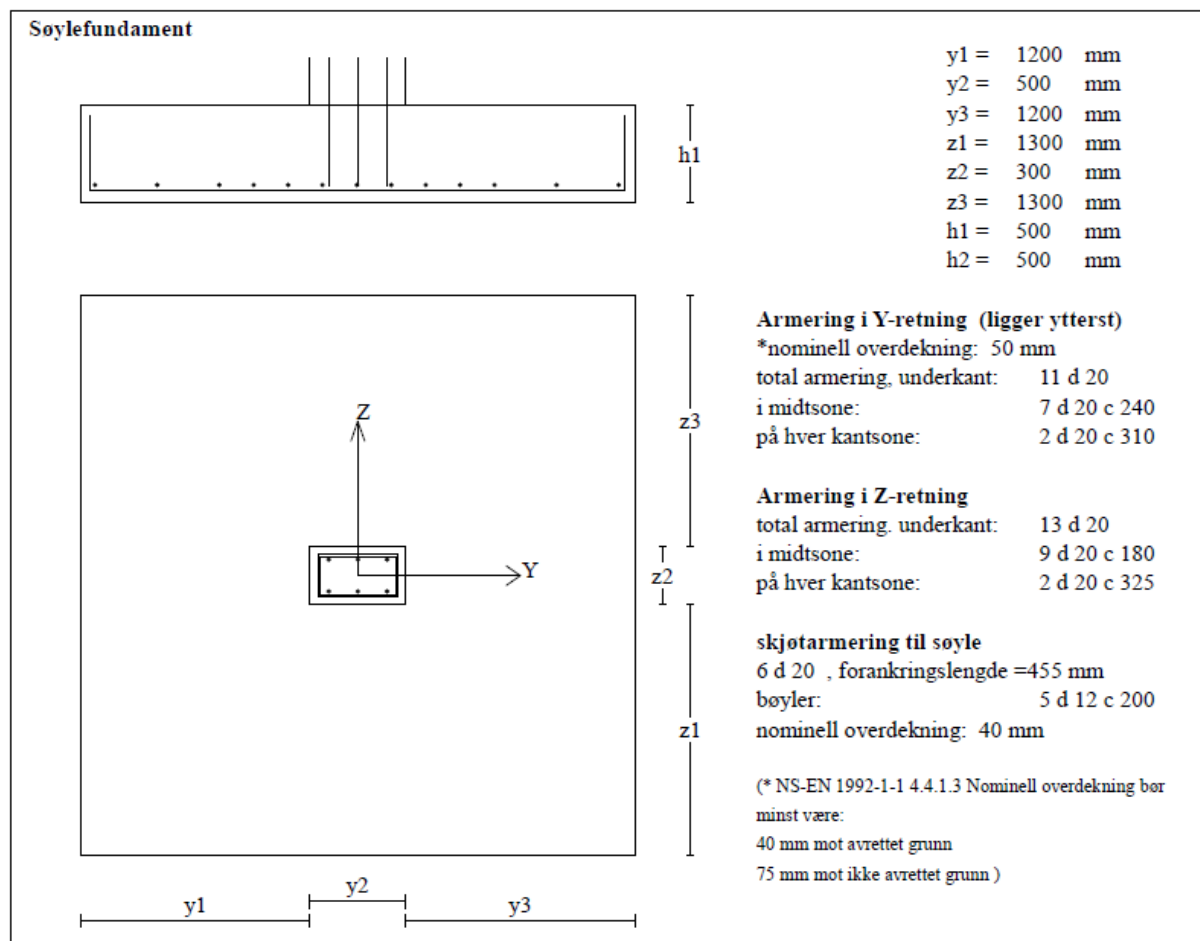
z-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00
y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,00
Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9
Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Figuren over viser **lastene** som er påført.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand	Kontroll av grunntrykk
Y-retning: Mz = -724,6 kNm Mz/Md_z = 0,84	Ugunstigste lasttilfelle: 1
Z-retning: My = -790,9 kNm My/Md_y = 0,83	Bæreevne 608 kN/m ²
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant	tg Ø=0,56 rb = 0,00 Nq = 16,80 Ny = 15,72
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd = 0,80	Overført grunntrykk 237 kN/m ²
Det trengs skjærarmering. Se beregning lenger nede	Risskontroll
	Y-retning: w/wd = 0,90
	Z-retning: w/wd = 0,92

Kontroll av gjennomlokking		
Trykkbrudd (v/vd)	0,80	Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering $V_{rd,c}=0,99 \text{ N/mm}^2$
Lasttilfelle	1	Største skjærspenning $V_{ed}=1,06 \text{ N/mm}^2$
Skjærarmering		
Antall rader med oppbøyde jern	1	
Total armering i hver rad:	$A_{sw}=2335 \text{ mm}^2$	(A_{sw} fordeles på jern i y-retning og z-retning)
Skjærarmeringens helningsvinkel:	45 grader	
Maks senteravstand mellom jern i 1. rad:	638 mm	
Minste areal av bøyleben:	$A_{sw,min}=109 \text{ mm}^2$	
Plassering av jern (figur 9.10-B i NS-EN 1992-1-1)		

Fundament under søyler B2-B8, D2-D8



Figuren over viser **tværssnittsdata** for fundamentet med armering, som er dimensjonert i Ove Sletten.

Beregningsresultat						
	Armering i Y-retning		Armering i Z-retning		Skjøtarmering til søyle	
	d (mm)	antall	d (mm)	antall	d (mm)	antall
Armering i underkant	20	11	20	13	20	6
Skråarmering	12	0	12	0		
Bæreevne: kN/m ²	587	Overført grunntrykk	213	Lasttilfelle nr	1	

Materialdata og jord-data					
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700	mm	
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm	
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³	
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Jordtype: Grus (Tilført)			
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,40		
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	38,0	grader	
Armering flytegrense	500	Attraksjon	10,0	kN/m ²	
Skjøtarmering flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90		
Eksponeeringsklasse	XC3	Minimum overdekning:			
Lite korrosjonsømfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm			
Levetid 50 år					
Relativ fuktighet	40%				
NA. 6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt					
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.					
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)					

Figuren over viser **materialdata** for punktfundamentet.

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
M _{g_y}	0,0 kNm	M _{p_y}	0,0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
M _{g_z}	0,0 kNm	M _{p_z}	0,0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00	
V _{g_y}	0,0 kN	V _{p_y}	0,0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
V _{g_z}	0,0 kN	V _{p_z}	0,0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
N _g	-895,0 kN	N _p	-372,8 kN		

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand		Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: M _z = -468,8 kNm	M _z /M _{d_z} = 0,74	Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Z-retning: M _y = -517,1 kNm	M _y /M _{d_y} = 0,74	Bæreevne	587 kN/m ²
Kontroll av gjennomløkking i avstand d fra søylekant		tg Ø=0,56 rb=0,00 Nq=16,80 Ny=15,72	
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/V _d =0,59		Overført grunntrykk	213 kN/m ²
Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering V _{rd,c} =0,91 N/mm ²		Risskontroll	
Største skjærspenning V _{ed} =0,75 N/mm ²		Y-retning: w/w _d =0,90	
Det trengs ikke skjærarmering.		Z-retning: w/w _d =0,92	

D4 – Konsoll på betongsøyle

Dimensjonert etter NS-EN 1992-1-1:2004 (Eurocode 4)

Materialdata:

Betongkvalitet: B35

Friksjonskoeffisient: $\mu = 0,5$

Overdekning: $C_{nom} = 25 \text{ mm}$

Antar: $a_c = 180 \text{ mm}$

Bredde: $b = 500 \text{ mm}$

Lengdearmring: $\varnothing_L = 20 \text{ mm}$

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Bøylearmring: $\varnothing_b = 10 \text{ mm}$

$f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$

Lengde: $L = 250 \text{ mm}$

$f_{yd} = 320 \text{ N/mm}^2$

Finner Armeringsmengde i konsollen:

Dimensjonerende kraft F_{Ed} som går vertikalt ned i konsollen:

$$F_{Ed} = 1,20 * \left(\overbrace{6,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * \frac{5,7 \text{ m}}{2}}^{\text{DLB-bjelke}} + \overbrace{6,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{5,7 \text{ m}}{2} * 5 \text{ m}}^{\text{HD260}} \right) + \overbrace{1,50 * 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \left(10 \text{ m} * \frac{5,7}{2} \text{ m} \right)}^{\text{Nyttelast}}$$

$$\hat{=} F_{Ed} = 209,8 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = \mu * F_{Ed} = 104,9 \text{ kN}$$

Sjekker for trykk- og strekkbrudd for å finne d og h_{\min}

Trykkbrudd:

$$F_{Ed} \geq 0,3 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) * f_{cd} * b * d \Rightarrow d \geq 82,1 \text{ mm}$$

Strekkbrudd:

$$F_{Ed} \geq 0,8 * (1,2 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b * d \Rightarrow d \geq 151 \text{ mm}$$

Finner h :

$$\Rightarrow h_{\min} = d + \phi_L + \phi_b + c_{\text{nom}} = 206 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{prøver } h = 250 \text{ mm}$$

$$d = h - \left(c_{\text{nom}} + \phi_b * 1,15 + \frac{\phi_L}{2} * 1,15 \right) = 202 \text{ mm}$$

$$e = h - d = 48 \text{ mm}$$

$$\Delta a = e * \frac{H_{\text{Ed}}}{F_{\text{Ed}}} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{\text{cd}}^{\text{red}} = f_{\text{cd}} * \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right) * 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c_1 = \frac{F_{\text{Ed}}}{2 * f_{\text{cd}}^{\text{red}} * b} = 12,3 \text{ mm}$$

$$a' = a_c + \Delta a + c_1 = 216,3 \text{ mm}$$

$$z = d - c_2$$

Prøver oss frem for å finne z:

$$\Rightarrow c_2 = c_1 * \frac{a'}{z} = c_1 * \frac{a'}{0,85 * d} = 15,5 \text{ mm} \Rightarrow z = d - c_2 = 186,5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow c_2 = c_1 * \frac{a'}{z} = 14,3\text{mm} \Rightarrow z = d - c_2 = 187,7 \text{ mm}$$

$$F_{wd} = F_{Ed} * \frac{a'}{z} = 241,8 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = H_{Ed} + F_{wd} = 346,7 \text{ kN}$$

Armeringstverrsnitt A_s :

$$A_s = \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} = 1\,083 \text{ mm}^2$$

Bruker 4 \emptyset 20, $A_s = 1\,267 \text{ mm}^2$

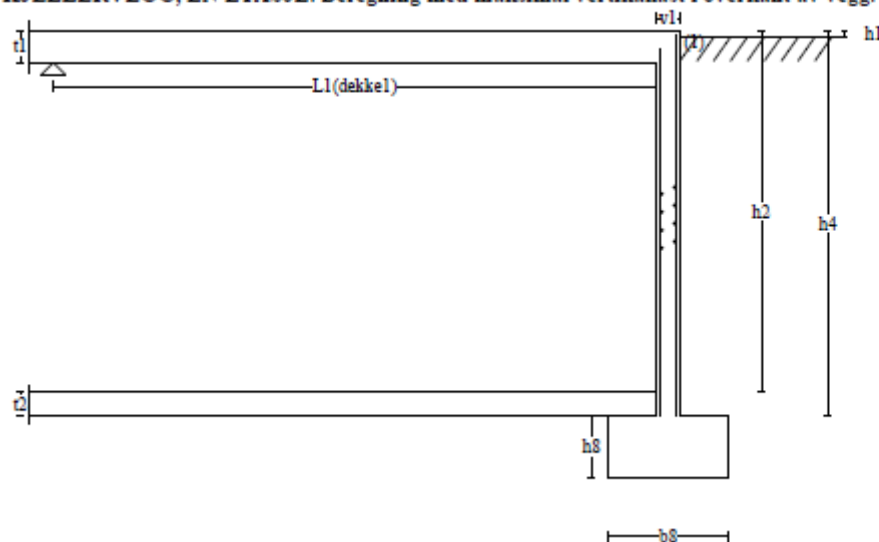
Restkapasitet:

$$1 - \frac{1\,083\text{mm}}{1\,267\text{mm}} * 100\% = 14\% \text{ restkapasitet} \rightarrow \text{OK!}$$

D5 - Kjellervegger

Vegg , akse A og E

KJELLERVEGG, EN ETASJE. Beregning med maksimal vertikallast i overkant av vegg.



t_1	=	265 mm
t_2	=	200 mm
h_1	=	50 mm
h_2	=	3000 mm
h_4	=	3200 mm
h_8	=	500 mm
L_1	=	5000 mm
v_1	=	200 mm
b_8	=	1000 mm

Vinkel på terreng mot kjeller:
 $u = 0$ grader

Figuren over viser **tverrsnittsdata** for vegg.

Armering	Nominell overdekning		
Veggarmoring (ik), vertikalretning	ø 10 c 250	35 mm	Krav til tverrarmoring: Se NS-EN 1992-1-1 9.6.4
Veggarmoring (ik), horisontalretning	ø 10 c 205	48 mm	
Veggarmoring (yk), vertikalretning	ø 10 c 300	35 mm	
Veggarmoring (yk), horisontalretning	ø 10 c 205	48 mm	

Armering i bankett og dekke beregnes med egne moduler (ik): innerkant (yk): ytterkant(mot jord)

Figuren over viser **armeringsdata**

Materialdata

Materialfaktor betong	1,50
Materialfaktor stål	1,15
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)
Armering flytegrense	500
Skjærarmring flytegrense	500
Eksponeringsklasse (ik)	XC3
Eksponeringsklasse (yk)	XC3
Relativ fuktighet	70%
Lite korrosjonsømfintlig armering	
Levetid 50 år	

Min. overdekning	(ik)	(yk)
Min. krav	25 mm	25 mm
Toleranse	10 mm	10 mm
Min. nominell overdekning	35 mm	35 mm

Grunnmasse

Jordtype: Grus (Tilført)	
Egenvekt av jord:	19,0 kN/m ³
Friksjonsvinkel:	38,0 grader

Lastdata og innspenning

Dekke 1: Variabel last	17,8	kN/m ²
Dekke 1: Permanent last	4,7	kN/m ²
Momentstiv forbindelse: dekke 1 :	NEI. eksentr.= 0 mm	

Vertikallast i overkant vegg

Variabel last	maks: 0,0	min: 0,0	kN/m
Permanent last	maks: 7,1	min: 0,0	kN/m
Eksentrisk lastplassering (positiv utover)	0,0		mm
Nyttelast på terreng	6,0		kN/m ²

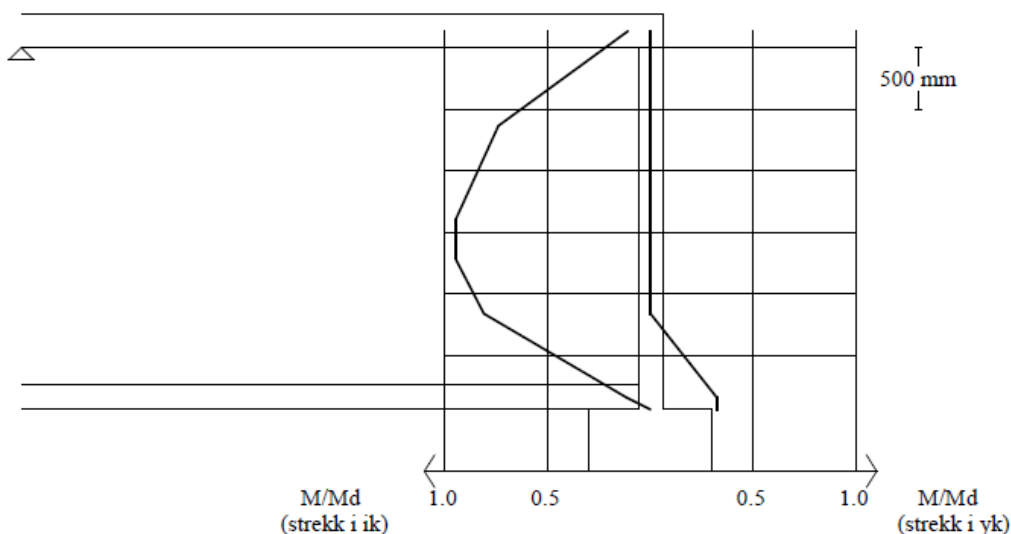
KONTROLL AV KJELLERVEGG

SNITT	Momentkapasitet			Skjærkapasitet				Risskontroll	
	N (kN)	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd		Skjærstrekkbrudd		w (mm)	w/wd
				V (kN)	V/Vccd	Vred	Vred/Vcd		
Vegg 1 ved dekke 1	-85,6	-2,62	0,10	18,2	0,02	17,5	0,20	0,00	0,00
Vegg 1: maks feltmom.	-26,5	-23,62	0,95					0,24	0,61
Vegg 1 ved kjellergulv	-33,9	7,14	0,32	-38,9	0,05	-34,3	0,40	0,00	0,00

Jordtrykkskoeffisient: 0,53

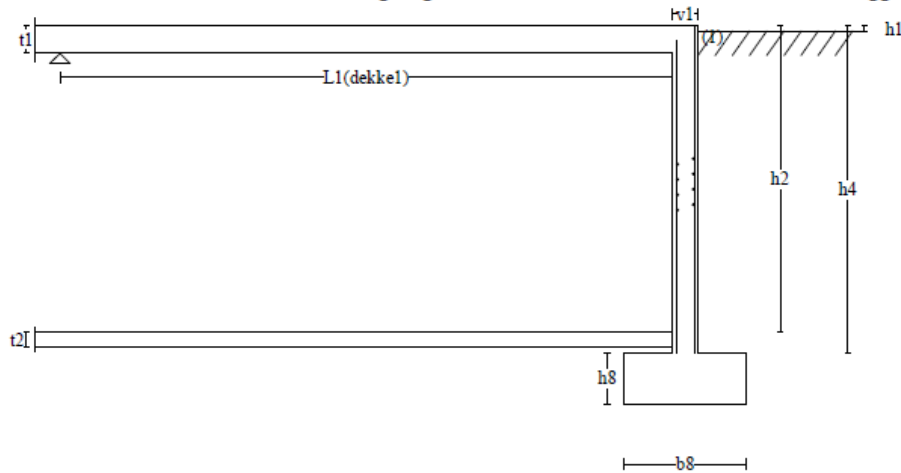
Utbøyning vegg 1: -9 mm

Utbøyningen er basert på samme nyttelastfaktor som for risskontroll, og spennvidden er regnet ned til kjellergulv

Momentkontroll

Vegg, akse 1 og 9

KJELLERVEGG, EN ETASJE. Beregning med maksimal vertikallast i overkant av vegg.



t1 = 265 mm
t2 = 150 mm
h1 = 50 mm
h2 = 3000 mm
h4 = 3200 mm
h8 = 500 mm

L1 = 6000 mm
v1 = 250 mm
b8 = 1200 mm

Vinkel på terreng mot kjeller:
u = 0 grader

Figuren over viser **tvverrsnittsdata** for vegg kortside.

Armering	Nominell overdekning		
Veggarmoring (ik), vertikalretning	ø 10 c 225	35 mm	Krav til tverrarmoring: Se NS-EN 1992-1-1 9.6.4
Veggarmoring (ik), horisontalretning	ø 10 c 165	48 mm	
Veggarmoring (yk), vertikalretning	ø 10 c 300	35 mm	
Veggarmoring (yk), horisontalretning	ø 10 c 165	48 mm	

Armering i bankett og dekke beregnes med egne moduler (ik): innerkant (yk): ytterkant(mot jord)

Figuren over viser **armeringsdata**

Materialdata

Materialfaktor betong	1,50
Materialfaktor stål	1,15
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)
Armering flytegrense	500
Skjærarmering flytegrense	500
Eksponeeringsklasse (ik)	XC3
Eksponeeringsklasse (yk)	XC3
Relativ fuktighet 40%	
Lite korrosjonsømfintlig armering	
Levetid 50 år	

Min. overdekning	(ik)	(yk)
Min. krav	25 mm	25 mm
Toleranse	10 mm	10 mm
Min. nominell overdekning	35 mm	35 mm

Grunnmasse

Jordtype: Grus (Tilført)	
Egenvekt av jord:	19,0 kN/m ³
Friksjonsvinkel:	38,0 grader

Lastdata og innspenning

Dekke 1: Variabel last	2,0	kN/m ²
Dekke 1: Permanent last	4,7	kN/m ²
Momentstiv forbindelse: dekke 1 :	NEI. eksentr.= 0 mm	

Vertikallast i overkant vegg

Variabel last	maks: 229,0	min: 0,0	kN/m
Permanent last	maks: 447,0	min: 0,0	kN/m
Eksentrisk lastplassering (positiv utover)	0,0		mm

Nyttelast på terreng 0,0 kN/m²

Figuren over viser **materialdata**

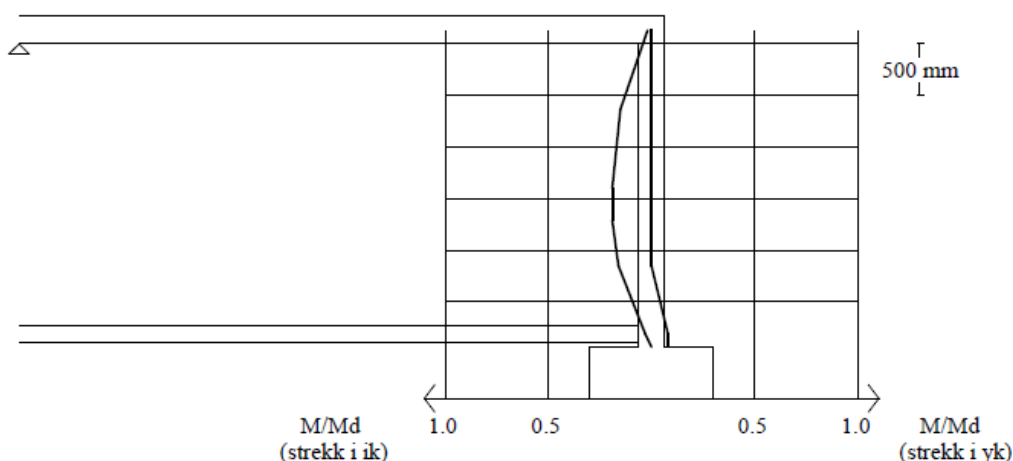
KONTROLL AV KJELLERVEGG

SNITT	Momentkapasitet			Skjærkapasitet				Risskontroll	
	N (kN)	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd		Skjærstrekkbrudd		w (mm)	w/wd
				V (kN)	V/Vccd	Vred	Vred/Vcd		
Vegg 1 ved dekke 1	-813,6	-2,11	0,02	11,2	0,01	11,2	0,11	0,00	0,00
Vegg 1: maks feltmom.	-814,2	-20,66	0,19					0,00	0,00
Vegg 1 ved kjellergulv	-823,4	8,04	0,08	-31,9	0,03	-26,5	0,25	0,00	0,00

Jordtrykkskoeffisient: 0,53

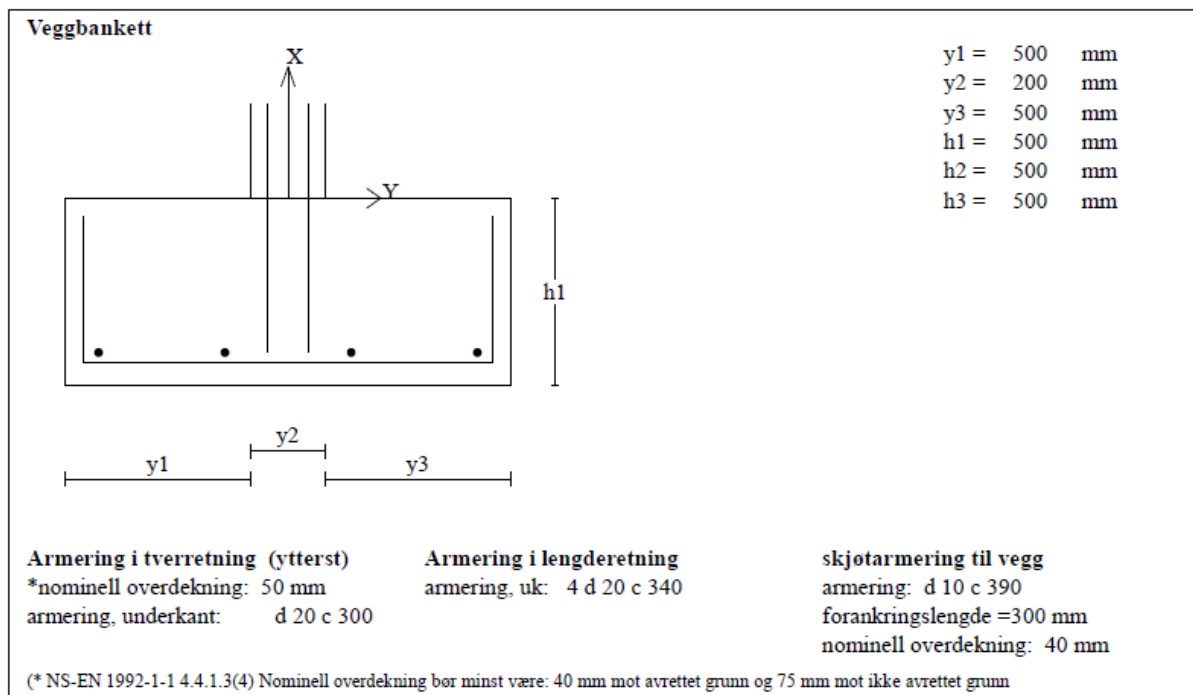
Utbøyning vegg 1: -1 mm

Utbøyningen er basert på samme nyttelastfaktor som for risskontroll, og spennvidden er regnet ned til kjellergulv

Momentkontroll

D6 - Veggbanketter

Veggbankett, akse A og E



Figuren over viser **tverrsnittsdata** for veggbankett.

Beregningsresultat							
	Armering i tverretning		Armering i lengderetning		Skjøtarmering til vegg		
	d (mm)	cc (mm)	d (mm)	antall	d (mm)	cc (mm)	
Armering i underkant	20	300	20	4	10	390	
Tillatt grunntrykk, kN/m ²	177		Overført grunntrykk	174		Lasttilfelle nr	1

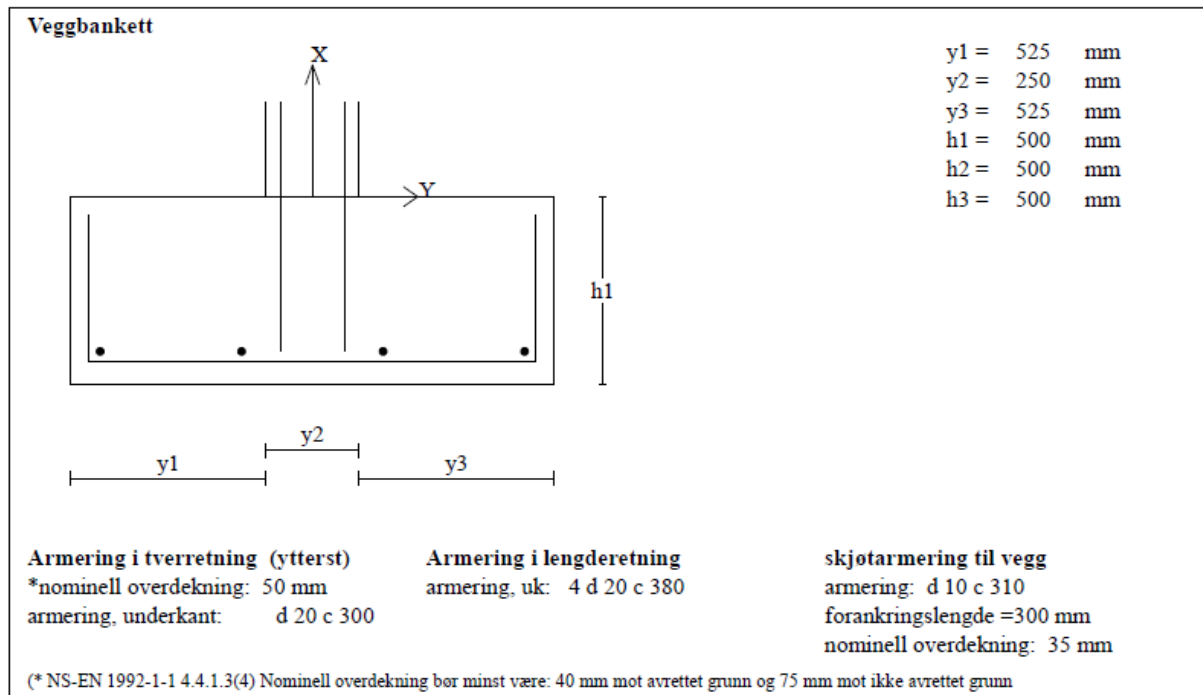
Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0 kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Jordtype: Grus (Tilført)	
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,40
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	38,0 grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	10,0 kN/m ²
Skjærarmering flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90
Eksponeringsklasse	XC3	Minimum overdekning:	
Lite korrosjonsomfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	40%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D=16mm. 2.Det grove tilslaget=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Figuren over viser **materialdata**

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1				
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting) y-retning: Mvelt/Mstabil = 0,89 Lastfaktorer fg=1,2 fp=0,0 Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9 Vekt av overliggende jord er ikke medregnet
Mg_z	-5,2 kNm	Mp_z	0,0 kNm	
Vg_y	-37,9 kN	Vp_y	0,0 kN	
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN	
Ng	-34,2 kN	Np	-44,5 kN	

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand		Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz = -20,6 kNm Mz/Md_z = 0,11		Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Skjær-trykkbrudd langs vegg: V/Vd = 0,04 Lasttilfelle nr 1		Bæreevne 177 kN/m ²	
Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg: V/Vcd = 0,05		tg Ø=0,56 rb = 0,61 Nq = 7,55 Ny = 3,94	
Dimensjonerende skjærkraft = 9,30 kN/m		Overført grunntrykk 174 kN/m ²	
		Risskontroll	
		Y-retning: w/wd = 0,00	

Veggbankett akse 1 og 9



Figuren over viser **tverrsnittsdata** for veggbankett.

Beregningsresultat							
	Armering i tverretning		Armering i lengderetning		Skjøtarmering til vegg		
	d (mm)	cc (mm)	d (mm)	antall	d (mm)	cc (mm)	
Armering i underkant	20	300	20	4	10	310	
Tillatt grunntrykk, kN/m ²	434		Overført grunntrykk	409		Lasttilfelle nr	1

Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0 kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Jordtype: Grus (Tilført)	
Densitet kg/m ³	2400	Materialkoeffisient (effektivsp.)	1,40
Sement i fasthetsklasse	N	Friksjonsvinkel	38,0 grader
Armering flytegrense	500	Attraksjon	10,0 kN/m ²
Skjærarmering flytegrense	500	Maks. mobiliserbar ruhet	0,90
Eksponeringsklasse	XC3	Minimum overdekning:	
Lite korrosjonsomfintlig armering		(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	40%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D _s =16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Figuren over viser **materialdata**

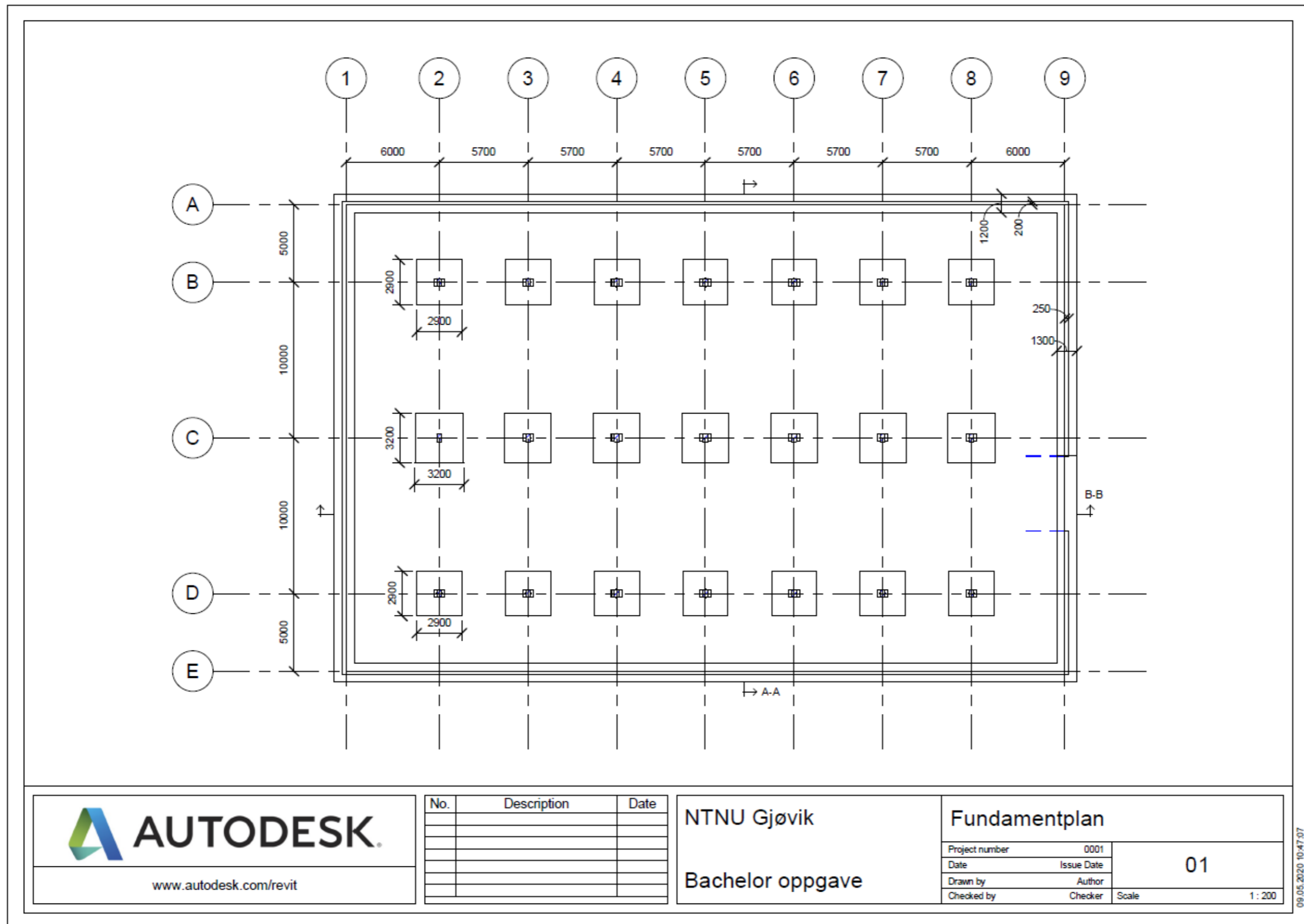
Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1				
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting) y-retning: Mvelt/Mstabil =0,14 Lastfaktorer fg=1,2 fp=0,0 Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9 Vekt av overliggende jord er ikke medregnet
Mg_z	-5,9 kNm	Mp_z	0,0 kNm	
Vg_y	-33,8 kN	Vp_y	0,0 kN	
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN	
Ng	-240,0 kN	Np	-115,0 kN	

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand		Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz = -53,7 kNm Mz/Md_z = 0,28		Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Skjær-trykkbrudd langs vegg: V/Vd =0,10 Lasttilfelle nr 1		Bæreevne 434 kN/m ²	
Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg: V/Vcd =0,17		tg Ø=0,56 rb =0,15 Nq =15,17 Ny =16,91	
Dimensjonerende skjærkraft =33,97 kN/m		Overført grunntrykk 409 kN/m ²	
		Risskontroll	
		Y-retning: w/wd =0,00	

Vedlegg E

Plantegninger

E1 – Bæresystem 1



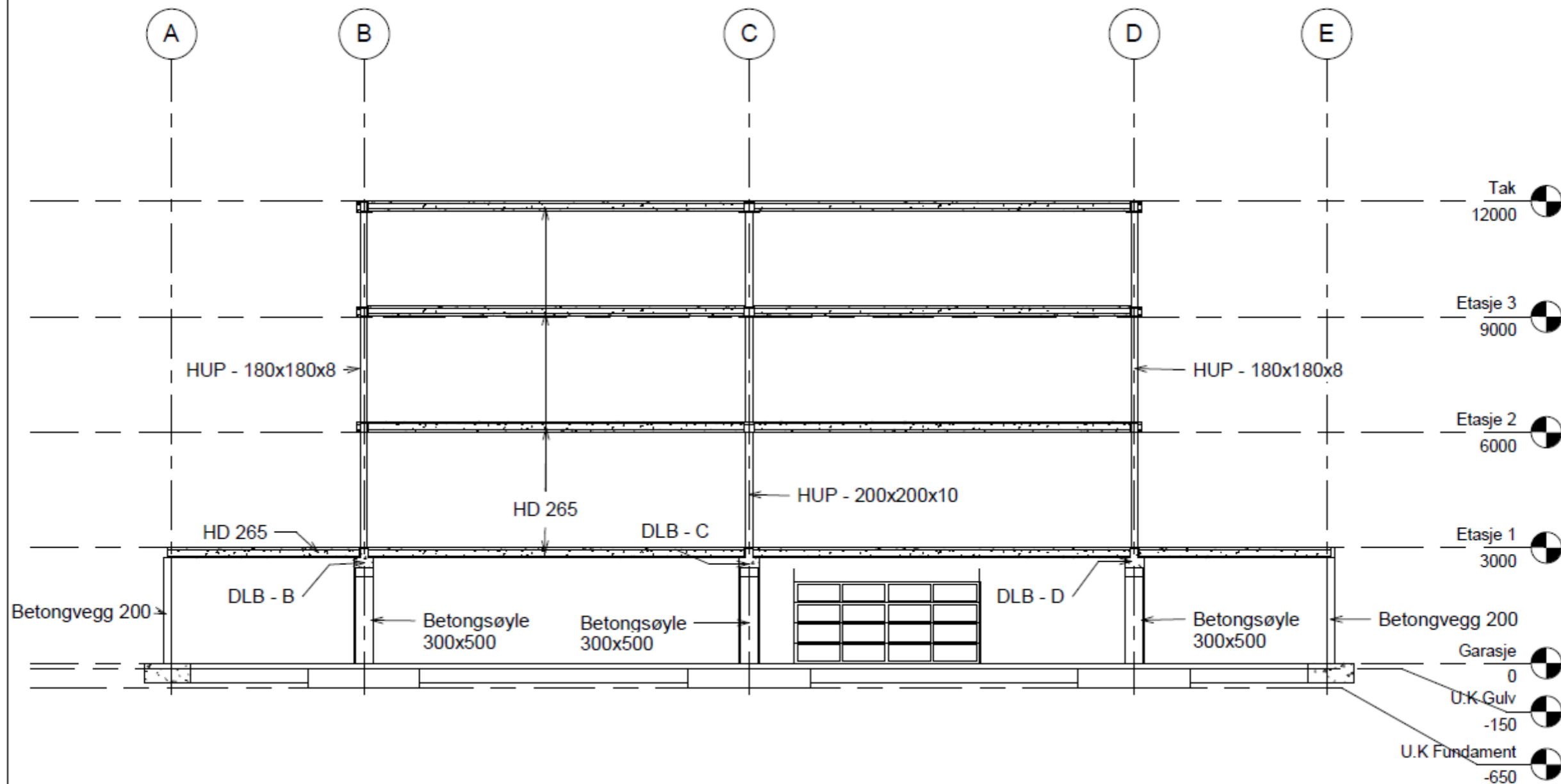
www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

NTNU Gjøvik
Bachelor oppgave

Fundamentplan		01
Project number	0001	
Date	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	
Scale	1 : 200	

09.05.2020 10:47:07



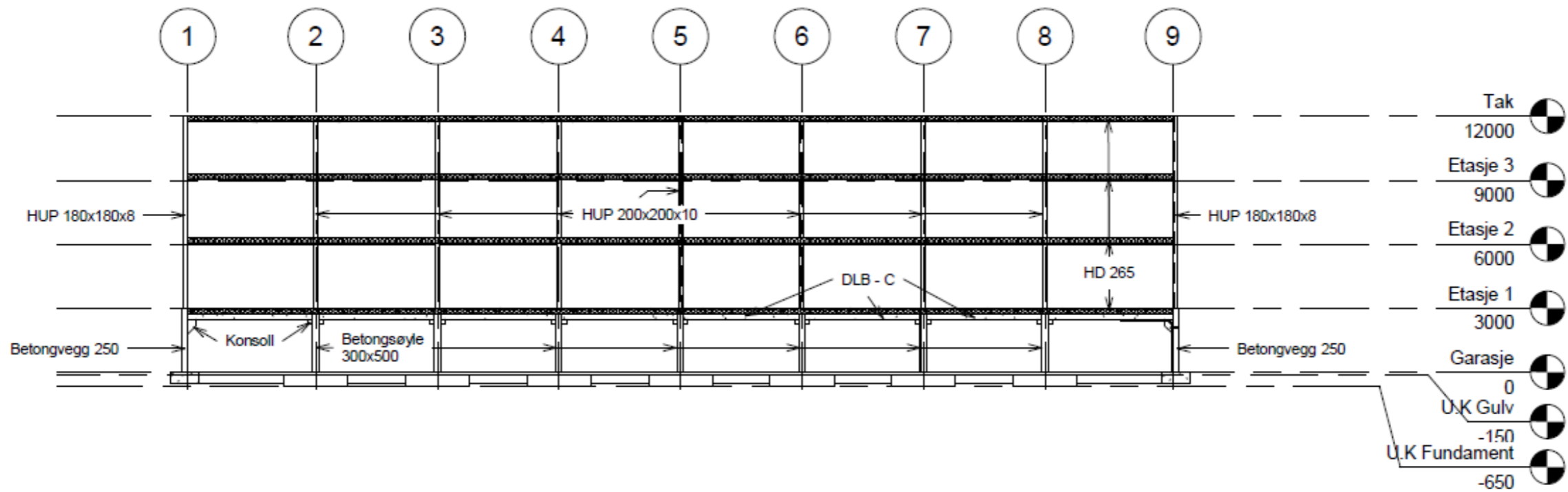
AUTODESK
www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

NTNU Gjøvik
Bachelor oppgave

Snitt A-A		02
Project number	0001	
Date	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	Scale
		1 : 100

09.05.2020 10:47:24




AUTODESK
www.autodesk.com/revit

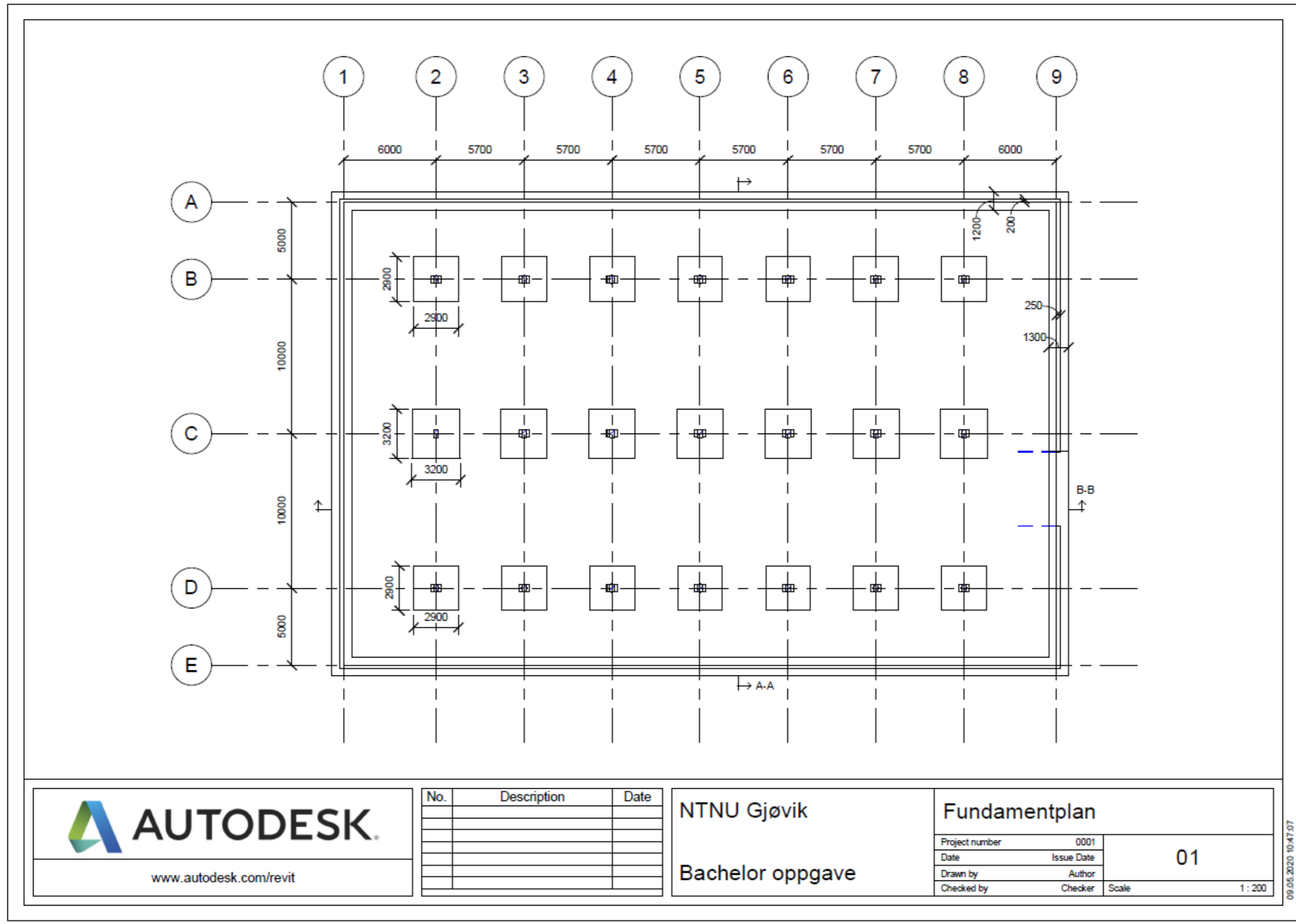
No.	Description	Date


NTNU Gjøvik
Bachelor oppgave

Snitt B-B		03
Project number	0001	
Date	Issue Date	
Drawn by	Author	
Checked by	Checker	
Scale	1 : 200	

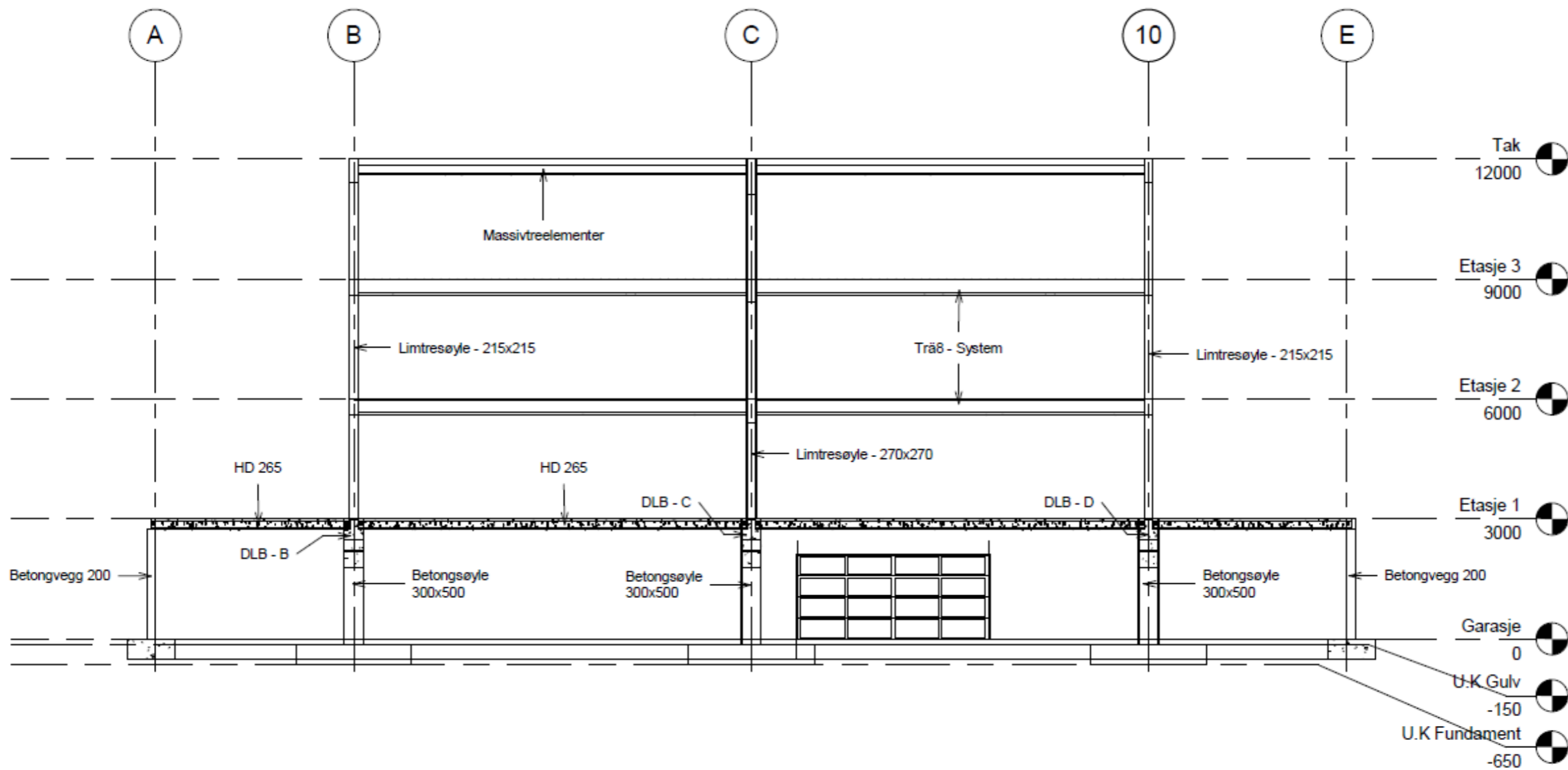
09.05.2020 10:47:45

E2 - Bæresystem 2



 www.autodesk.com/revit	<table border="1"> <thead> <tr> <th>No.</th> <th>Description</th> <th>Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	No.	Description	Date																			NTNU Gjøvik Bachelor oppgave	Fundamentplan <table border="1"> <tr> <td>Project number</td> <td>0001</td> <td rowspan="4" style="text-align: center; vertical-align: middle; font-size: 24pt;">01</td> </tr> <tr> <td>Date</td> <td>Issue Date</td> </tr> <tr> <td>Drawn by</td> <td>Author</td> </tr> <tr> <td>Checked by</td> <td>Checker</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Scale</td> <td>1 : 200</td> </tr> </table>	Project number	0001	01	Date	Issue Date	Drawn by	Author	Checked by	Checker	Scale		1 : 200
	No.	Description	Date																																	
Project number	0001	01																																		
Date	Issue Date																																			
Drawn by	Author																																			
Checked by	Checker																																			
Scale		1 : 200																																		

09.05.2020 10:47:37



www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

NTNU Gjøvik

Bachelor oppgave

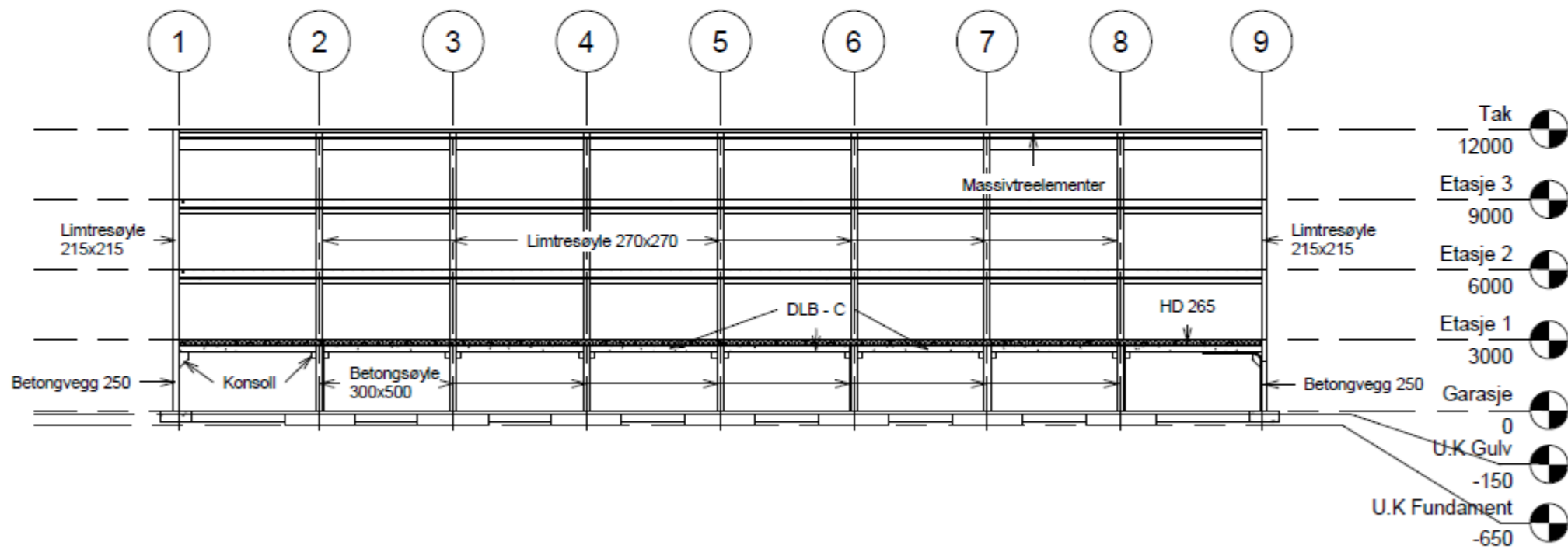
A-A

Project number	0001
Date	Issue Date
Drawn by	Author
Checked by	Checker

04

Scale 1 : 100

13.05.2020 10:45:38



www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

NTNU Gjøvik

Bachelor oppgave

B-B

Project number	0001	05
Date	Issue Date	
Drawn by	Author	Scale
Checked by	Checker	
		1 : 200

13.05.2020 10:46:44

Vedlegg F

Møter med veileder

F1 - Møtereferat 30.01.20

Sted: NTNU Gjøvik - Beryll-bygget

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert:

Vi hadde et møte der vi diskuterte oppstart av bacheloren og aktuelle problemstillinger. Snakket også litt angående utfordringer rundt parkeringskjeller og forslag til bærekonstruksjoner.

Konklusjon

- Hulldekker er en god løsning som etasjeskillere
- Mulig problemstilling er å se på to forskjellige bæresystem, for eksempel et i tre og et i stål.
- Kan være en mulighet å utnytte heis til avstivning

F2 - Møtereferat 06.02.20

Sted: NTNU Gjøvik - Beryll-bygget

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud
Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert:

Vi snakket om temaer som blant annet fundamentet i kjeller, støpning av yttervegger og avstivning.

Viktigheten av ARK faget i oppgaven. Dette skulle ikke være for nøye, siden vi ikke har nok kunnskap om faget.

Oppbygning av innervegger i etasjene. Her skulle vi se etter preaksepterte løsninger i Byggforsk.

Oppsummering

- Fikk beskjed om at vi skulle fokusere på det bærende i bygget og ikke detaljerte utforminger inne i bygget, da dette ikke er en byggingeniørs jobb.
- Se i byggforsk etter preaksepterte løsninger m.m.

F3 – Møtereferat 13.02.20

Sted: NTNU Gjøvik – Beryll-bygget

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert

- Søyle-bjelke forbindelse i stål
- Oppbygning av takkonstruksjon
- Sikkerhetsmargin ved dimensjonering

Oppsummering

- Vi fikk forklart to standard måter å løse søyle-bjelke forbindelsene og kom frem til en god løsning.
- Takkonstruksjonen ved stål-systemet blir av typen hulldekke hvor helning blir slik at drenering foregår i midten.
- Sikkerhetsmargin ved dimensjonering bør ligge på rundt 10% restkapasitet mtp. Pris og sikkerhet.

F4 - Møtereferat 27.02.20

Sted: NTNU Gjøvik - Beryll-bygget

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert

- Måter å feste hatteprofiler til stålsøylene
- Diskuterte om det var muligheter for bedre alternativer for plassering av bygget i forhold til parkeringskjeller.
- Størrelse på heissjakter
- Fundamentering av veggskiver
- Boder
- Kildeføring fra foilene
- Om vi skulle flytte nyttelast til minst mulig gunstig plassering i forhold til bjelkene.

Oppsummering

- Fikk låne bøker med info om hvordan man fester hatteprofiler til stålsøylen
- Stålsøylen kan gjerne være 9 meter lang og kontinuerlig.
- Fant ut at det om mulig kan lønne seg å flytte bygget til en av sidene, og kanskje ha plasstøpt dekke over parkeringskjeller på grunn av fundamentering av veggskivene, men ble enige om at vi sannsynligvis holdt oss til opprinnelig plan.
- Ble enige med veileder om at boder kan delegeres til arkitektarbeid».
- Behøver ikke å sjekke minst mulig gunstig plassering av nyttelast.
- Står krav om heissjakter i byggforsk.

F5 - Møtereferat 24.03.20

Dette møtet var gjort med kommunikasjon over mobil grunnen koronasituasjonen.

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert

- Problemstilling
- Fotplate under stålsøyler
- Festemidler mellom hatteprofil og stålsøyler
- Betongvegger med jordtrykk

Oppsummering

- Ble enige om at vi skal sammenligne to forskjellige bæresystem, stål og tre. Skal ikke ha med hulldekker på bæresystemet i tre, men tre-dekker.
- Det går bra med en fotplate på 300 x 300 og betongsøyla under like stor.
- Fant ut at vi kan regne på festemidler slik vi er vant med fra tre og stål faget.
- Fikk vite hvordan vi skulle regne på betongvegger, og fant ut at det beste er antagelig å bruke Ove Sletten-programmet til både betongvegger og fundament.

F6 - Møtereferat 20.04.20

Dette møtet var gjort med kommunikasjon over mobil grunnen koronasituasjonen.

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert

- Bjelker i tre
- Søyler i tre – feste mellom tresøyle og betongsøyle
- Problemstilling
- Hvilke etasjeskillere?
- Referering til standarder
- Tak i tre

Oppsummering

- Tre-bjalkene i bygget ser ut til å bli veldig høye, og diskuterte derfor om vi skulle ta to bjelker i bredden, ikke bestemt enda.
- Bruker en variant for søylesko eller liknende mellom tre- og betongbjalkene. Finner info på Strongtie.no. Tresøyla kan være litt større enn betongsøyla, men ikke mye.
- Diskuterte varianter av problemstilling. Må antagelig være litt mer konkret.
- Etasjeskillere blir i tre, må se an hvilken type enda.
- Skal referere det bare generelt til standardene.
- Skal bruke takstoler av tre, helst med noen grader helling slik at vannet renner av på sidene.

F7 - Møtereferat 27.04.20

Dette møtet var gjort med kommunikasjon over mobil grunnen koronasituasjonen.

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Temaer diskutert

- Lokal knekking og mulig rotasjon på hatteprofiler stål
- Søyler i tre – feste mellom tresøyle og betongsøyle
- Oppsett utregninger, excel og håndberegninger
- Forbindelser bjelke/søyle tre
- Ove Sletten programvare
- Fundamenter
- Betongdekke i parkeringskjelleren
- Etasjeskillere tresystem

Oppsummering

- Skal ikke regne på lokal knekking på hatteprofilene da dette ikke vil være noen fare. Rotasjon vil heller ikke være tilfelle.
- På feste mellom tresøyle og betongsøyle kan vi bruke fotplate med tilsveist form å sette tresøyla i.
- Kan fint lime inn utklipp fra utregninger gjort i excel på tre-systemet, mens stålsystemet er bare håndberegninger.
- Fikk tilsendt dokument til hjelp for å regne på forbindelser bjelke/søyle i tresystemet.

- Våre fundament hørtes litt store ut, men ikke så store at det ikke kan stemme.
- På betongdekke skal vi bruke to lag med armeringsnett, ca $\varnothing 6$, og omtrent 15 cm tykt dekke.
- Ved spørsmål om etasjeskillere i tre ble vi henvist til å sende e-post til Jan Steinar Egnes.

F8 - Møtereferat 08.05.20

Dette møtet var gjort med kommunikasjon over mobil grunnen koronasituasjonen.

Veileder: Marthin Landgraff

Deltakere: Mattis Toverud

Stian Spakmo

Daniel Tårnesvik

Hadde noen dager i forveien sendt et utkast av bacheloren til Marthin, og fikk derfor tilbakemeldinger. Dette er noen av de tilbakemeldingene han kom med:

- Strukturen ser grei ut
- Er problemstillingen spesifikk nok?
- Tabellteksten bør stå over

Bør legge noen flere beregninger i vedlegg