



# NTNU

Kunnskap for en bedre verden

# Bacheloroppgave

**IB303312 Bacheloroppgave bygg  
Dimensjonering av boligblokk**

Kandidatnumre 10020, 10009 og 10015

Totalt antall sider inkludert forsiden: 342

Innlevert Ålesund, 22 mai 2017

## Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

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

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none"><li>• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.</li><li>• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.</li><li>• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.</li><li>• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.</li><li>• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.</li></ul>	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. <a href="#">Universitets- og høgskoleloven</a> §54-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter NTNUs studieforskrift.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input checked="" type="checkbox"/>

# Publiseringsavtale

Studiepoeng: 20

Veileder: Vemund Årskog

## Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

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

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

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

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

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?  ja  nei  
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:  
Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?  ja  nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?  ja  nei  
(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Fvt. §13](#))

Dato: 23. mai 2016

# Forord

Denne oppgaven er utarbeidet som avsluttende hovedoppgave ved konstruksjon, byggingeniør, NTNU i Ålesund, våren 2017. Bakgrunn for valg av tema i denne oppgaven bygger på vår interesse for konstruksjon, og vårt ønske om å se på flere tilnærminger når det gjaldt bæresystem og etasjeskillere.

Hensikten med oppgaven har vært å tilegne oss kunnskap om tema vi ønsket å fordype oss i, og hovedfokuset har vært dimensjonering av ulike bæresystem, der vi skulle se på forskjellige etasjeskillere for å minimere tykkelsen på dekkene.

Utgangspunktet for oppgaven er en boligblokk på Klipra, gitt av Kristiseter AS. Vi har her sett på 3 ulike løsninger for bæresystemet, med hovedfokus på etasjeskillerne.

Vi i prosjektgruppen vil gi en stor takk til alle som har bidratt med veiledning, informasjon og kompetanse til denne oppgaven.

Takk til:

Vemund Årskog	<i>NTNU Ålesund</i>
Kristian Nordmann	<i>NTNU Ålesund</i>
Stig Mork	<i>Kristiseter AS</i>

Videre vil vi gi en ekstra takk til Steinar Trygstad v/Thilt Engineering AS, som har bidratt med mye veiledning og informasjon vedrørende temaene etteroppspanning og fiberarmering.

Ålesund 22.05.2017

*Kristian Gjendem*

Kristian Gjendem

*Torunn Gjerdset*

Torunn Gjerdset

*Ingvild Nordvik*

Ingvild Nordvik



# Sammendrag

Ved dimensjonering av bæresystemet til en konstruksjon finnes det flere utførelsesmetoder, og som ingeniør står man overfor flere utfordringer i arbeidet med utarbeidelse av den mest hensiktsmessige løsningen.

Oppgaven tar sikte på å se på flere ulike løsninger for bæresystemet til ei boligblokk, med hovedfokus på etasjeskillerne, og er utarbeidet i samarbeid med Kristiser AS, som er oppdragsgiver for prosjektet. Vi har selv fått legge føringene for hvordan vi ønsket å vinkle oppgaven, og i samarbeid med oppdragsgiver og veileder har vi utarbeidet det vi anser som ei spennende og faglig utfordrende problemstilling.

Beregningene i oppgaven ble utført ved hjelp av FEM-design, et dimensjonerings- og modelleringsprogram, i tillegg til at vi også har brukt Eurocode Express, som er et beregningsprogram. Vi har også fått hjelp til å legge inn resultater i Adapt, et dimensjoneringsprogram for etteroppspenning, og vi har kontrollert beregningene for hånd i MathCAD.

Resultatet av arbeidet er 3 ulike løsninger for bæresystemet til boligblokka, der vi har sett på slakkarmerte betongdekker, hulldekker og etteroppspente betongdekker med fiberarmering. Disse resultatene er presentert i vedlagte tabeller, arbeidstegninger og rapporter som er utarbeidet fra våre beregninger og valg.

Gjennom arbeidet med denne oppgaven har vi kommet frem til en løsning med et bæresystem med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker. Denne løsningen viste seg å være mest hensiktsmessig med tanke på dekketykkelse, men også med tanke på andre forhold.

# Innhold

<b>1.0 Innledning .....</b>	<b>15</b>
1.1 Problemstilling.....	15
1.2 Avgrensning.....	15
1.3 Bakgrunn for valg av tema .....	15
1.4 Dagens situasjon .....	16
1.4.1 Beliggenhet .....	16
1.4.2 Beskrivelse av bygget .....	17
1.5 Gjeldende planer.....	18
1.5.1 Fortettingsstrategi .....	18
1.5.2 Reguleringsplan .....	19
<b>2.0 Teoretisk grunnlag .....</b>	<b>20</b>
2.1 Regelverk.....	20
2.1.1 Lovverk.....	20
2.1.2 Forskrifter .....	20
2.1.3 Standarder .....	20
2.2 Tekniske krav .....	20
2.2.1 Lyd .....	20
2.2.2 Etasjehøyde .....	21
2.2.3 Parkeringsplassregulering .....	21
2.3 Grunnforhold og fundamentering.....	22
2.3.1 Grunnforhold og fundament .....	22
2.3.2 Jordtrykk og stabilitet .....	23
2.3.3 Sikring av byggegrop.....	23
2.4 Betong.....	25
2.4.1 Generelt.....	25
2.4.2 Ulike typer betong.....	25
2.4.3 Fiberarmert betong.....	26
2.4.4 Forskaling .....	28
2.4.5 Utstøping.....	28
2.4.6 Fuger/støpeskjøter.....	29
2.4.7 Kryp og svinn.....	29
2.4.8 Riss og risskontroll .....	29

2.5 Slakkarmert betong .....	30
2.5.1 Generelt.....	30
2.5.2 Armeringsstål.....	30
2.6 Spennbetong .....	31
2.6.1 Generelt.....	31
2.6.2 Betong i spennkonstruksjoner.....	32
2.6.3 Spennstål.....	32
2.7 Etteroppspent betong .....	33
2.7.1 Generelt.....	33
2.7.2 Ekvivalente krefter.....	34
2.7.3 Lastbalansering .....	34
2.7.4 Spennkabler.....	34
2.7.5 Tap av spennkraft.....	35
2.8 Etteroppspent betong med fiberarmering .....	37
2.8.1 Dora, Trondheim.....	37
2.8.2 Trondheimsporten, Trondheim .....	37
2.9 Prefabrikkerte betongelementer.....	38
2.9.1 Generelt.....	38
2.9.2 Hulldekker.....	38
2.9.3 Montering.....	39
2.10 Stål .....	40
2.10.1 Generelt.....	40
2.10.2 Konstruksjonsstål.....	40
2.10.3 Fasthetsklasser .....	40
2.11 Bæresystem.....	41
2.11.1 Bjelker.....	41
2.11.2 Søyler .....	42
2.11.3 Dekker/plater.....	42
2.11.4 Forbindelser og knutepunkt .....	44
2.11.5 Avstivningssystemer og stabilitet .....	44
2.12 Konstruksjonsdetaljer og tekniske løsninger.....	46
2.12.1 Opplegg på plass-støpt vegg .....	47
2.12.2 Mellomlegg.....	47

2.13 Jordskjelv.....	48
2.13.1 Generelt.....	48
2.13.2 Jordskjelvdimensjonering i Norge.....	48
2.13.3 Dimensjoneringmetoder.....	48
2.14 Miljøhensyn.....	49
2.15 Bygningsmessig brannvern.....	50
2.15.1 Generelt brannsikkerhet.....	50
2.15.2 Dokumentasjon.....	50
2.15.3. Risikoklasser.....	51
2.15.4 Brannklasser.....	52
2.16 Programvare.....	53
2.16.1 BIM.....	53
2.16.2 MathCAD.....	53
2.16.3 AutoCAD.....	54
2.16.4 Eurocode Express.....	54
2.16.5 FEM-design.....	54
2.16.6 ADAPT.....	55
2.16.7 Revit.....	55
<b>3.0 Metode.....</b>	<b>56</b>
3.1 Sikring rundt byggegrop.....	56
3.1.1 Konvensjonell stålpunt.....	56
3.1.2 Rørspunt.....	56
3.1.3 Jordnagling.....	56
3.1.4 Valg av sikringsmetode.....	56
3.2 Lastgrunnlag.....	57
3.2.1 Bruddgrensetilstand.....	57
3.2.2 Bruksgrensetilstand.....	57
3.2.3 Lastkombinasjoner i FEM-design.....	58
3.2.4 Permanente laster.....	58
3.2.5 Variable laster.....	59
3.2.6 Arealreduksjonsfaktor.....	59
3.2.7 Etasjereduksjonsfaktor.....	59
3.2.8 Nedbøyning.....	59

3.2.9 Pålitelighetsklasse .....	60
3.2.10 Kontrollklasse .....	61
3.2.11 Aktuelle standarder .....	62
3.3 FEM- design .....	64
3.4 Eurocode Express .....	68
3.5 Håndberegninger .....	69
3.6 Jordskjelvberegninger.....	70
<b>4.0 Resultater .....</b>	<b>74</b>
4.1 Prefabrikkerte betongelementer.....	75
4.1.1 Statisk virkemåte.....	75
4.1.2 Prefabrikkerte betongelementer på deltabjelker .....	75
4.1.3 FEM-design.....	76
4.1.4 Manuelle beregninger .....	78
4.1.5 Miljø.....	85
4.1.6 Pris .....	85
4.2 Slakkarmerte betongdekker .....	86
4.2.1 Statisk virkemåte.....	86
4.2.2 Plass-støpte betongdekker.....	86
4.2.3 FEM-design.....	87
4.2.4 Manuelle beregninger .....	88
4.2.5 Miljø.....	97
4.2.6 Pris .....	97
4.3 Etteroppspente, fiberarmerte betongdekker.....	98
4.3.1 Statisk virkemåte.....	98
4.3.2 Etterspente, fiberarmerte flatdekker.....	98
4.3.3 Adapt.....	100
4.3.4 FEM-design.....	102
4.3.5 Manuelle beregninger .....	104
4.3.6 Jordskjelvdimensjonering .....	110
4.3.7 Miljø.....	113
4.3.8 Pris .....	113
4.3.9 Utførelse og montering: Fremgangsmåte for etteroppspent system .....	114
4.4 Branndimensjonering.....	116

4.5 Lyddimensjonering .....	118
4.6 Sammenligning av løsninger .....	119
<b>5.0 Diskusjon.....</b>	<b>120</b>
5.1 Valg av løsning .....	120
5.2 Beregninger .....	121
5.3 Jordskjelvberegninger.....	123
5.4 Omfang og avgrensninger .....	123
5.5 Andre tilpasninger for å imøtekomme reguleringsplanen .....	124
<b>6.0 Konklusjon.....</b>	<b>125</b>
<b>7.0 Referanser .....</b>	<b>127</b>

## **Figurliste:**

Figur 1: Temakart over området (Ålesund kommune).....	16
Figur 2: Kart over kulturminne og kulturlandskap (Ålesund kommune).....	16
Figur 3: Illustrasjonsfoto (Odd Thommasen).....	17
Figur 4: Kart over fortettingsstrategi (Ålesund kommune).....	18
Figur 5: Dekke-/søyleløsning og skive-/dekkeløsning (Sintef byggforsk) .....	21
Figur 6: Eksempel på søylefundament (Bygge Bolig).....	22
Figur 7: Vanlige spunkprofiler (Statens vegvesen).....	23
Figur 8: Vanlige typer fiberarmering (Coin rapport) .....	26
Figur 9: Prinsippskisse av armert betong (Wikipedia).....	30
Figur 10: Illustrasjon av spenningsfordeling. De påførte trykkspenningene kompenserer for de strekkspenningene som oppstår ved bøyning .....	31
Figur 11: Prinsipp etteroppspent betong .....	33
Figur 12: Spennarmeringsprofil: a) Idealisert spennarmeringsprofil b) Realistisk spennarmeringsprofil (Tøsti, 2015).....	34
Figur 13: 3D bilde av Dora (Thilt Engineering AS) .....	37
Figur 14: Hulldekkelementer (Betongelementforeningen) .....	38
Figur 15: Løfting av hulldekker (Spiroll).....	39
Figur 16: Illustrasjon stålkonstruksjon (Redshift).....	40
Figur 17: Ulike typer bjelketverrsnitt (Meccanica).....	41
Figur 18: Tverrsnitt av Deltabjelken (PEIKKO).....	42
Figur 19: Ulike dekketyper (CCL) .....	42
Figur 20: Gjennomlokking av søyle.....	43
Figur 21: Fler-etasjes skivesystem der veggene bærer dekkene samtidig som de er avstivende. (Betongelementforeningen).....	45
Figur 22: Rammesystem med innspente søyler og leddlagrede bjelker (Betongelementforeningen).....	46
Figur 23: Konstruksjonsdetalj: Hulldekke opplagt på stålbjelke (Spenncon).....	47
Figur 24: Valg av mellomlegg i etasjebygg .....	47
Figur 25: Normalforkastning, reversforkastning og sidelengsforkastning. Forkastning er sprekken der bevegelsen foregår.(Noras).....	48
Figur 26: BIM-oppbygging (Directionmag) .....	53
Figur 27: Utsnitt fra beregning av rammesystem.....	54
Figur 28: Bilde av vår modell i structure .....	55
Figur 29: Lastkombinasjoner (FEM-design).....	58
Figur 30: Valg av eurokode.....	64
Figur 31: Valg av søyle og oppleggsbetingelser .....	64
Figur 32: Valg av lastkombinasjon til lastene .....	65
Figur 33: Elementnett med peak-smoothing .....	65
Figur 34: Kontroll av likevekt.....	66
Figur 35: Nedbøyning av etasjeskillerne i analyse.....	66
Figur 36: Auto design av armering i vegg.....	67
Figur 37: Auto-design av søyler og bjelker.....	67
Figur 38: Oppbygging av rammesystem .....	68

Figur 39: Spissverdi for berggrunnens akselerasjon NA.3 (901). (Norsk Standard, 2009) .....	70
Figur 40: Seismiske klasser (Norsk Standard, 2009) .....	71
Figur 41: Verdier for parametre som beskriver de anbefalte responspektre.....	71
Figur 42: Modell med hulldekker.....	75
Figur 43: Dekketykkelse på hulldekke .....	76
Figur 44: Modell av søyle- og bjelkeplassering .....	76
Figur 45: Riss i dekke 2.....	77
Figur 46: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand .....	77
Figur 47: CO2 utslipp fra hulldekke (Spenncon) .....	85
Figur 48: Modell med slakkarmerte betongdekker .....	86
Figur 49: Dekketykkelse på slakkarmert, plass-støpte betongdekker .....	86
Figur 50: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand .....	87
Figur 51: Antall søyler .....	87
Figur 52: Riss .....	87
Figur 53: Modell med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker.....	98
Figur 54: Spennkabler lagt i ulik avstand mot sjakt.....	99
Figur 55: Oppløft av kabel inn mot vegg .....	99
Figur 56: 3D-illustrasjon av spennkabler i dekke 2 .....	100
Figur 57: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand .....	100
Figur 58: Momentkapasitet x-retning med opptredende moment.....	101
Figur 59: Momentkapasitet y-retning med opptredende moment.....	101
Figur 60: Ingen riss på grunn av at dekket er under aksialt trykk.....	102
Figur 61: Nednøyning (mm) i bruksgrensetilstand .....	102
Figur 62: Riss .....	103
Figur 63: Antall søyler .....	103
Figur 64: Akselerasjon i x-retning .....	110
Figur 65: Krefter og momenter ved jordskjelvpåvirkning .....	112
Figur 66: Uinjisert kabelsystem «XU Unbonded» (CCL) .....	114
Figur 67: Beregning av brannisolasjonsplater.....	117



## **Tabelloversikt:**

Tabell 1: Fasthets- og restfasthetsklasser (COIN rapporten) .....	27
Tabell 2: Fordeler og ulemper for slakkarmerte betongdekker .....	30
Tabell 3: Fordeler og ulemper med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker .....	35
Tabell 4: Fordeler og ulemper med hulldekker .....	39
Tabell 5: Lastfaktorer for jordskjelvdimensjonering .....	48
Tabell 6: Risikoklasser .....	51
Tabell 7: Brannklasser .....	52
Tabell 8: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand .....	57
Tabell 9: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand .....	58
Tabell 10: Krav til maksimal nedbøyning (Årskog og Rørvik) .....	60
Tabell 11: Pålitelighetsklasser .....	61
Tabell 12: Kontrollklasser .....	61
Tabell 13: Standarder .....	63
Tabell 14: Dimensjonerende responspektrum .....	72
Tabell 15: Prisestimat hulldekke .....	85
Tabell 16: Prisestimat på slakkarmerte betongdekker .....	97
Tabell 17: Prisestimat på etteroppspente, fiberarmerte betongdekker .....	113
Tabell 18: Sammenligning av resultat .....	119

## **Terminologi**

*Aksialkraft:* Kraft som virker i legemets lengderetning (Sørensen, 2013).

*Duktilitet:* Brukes spesielt om metallenes evne til å la seg forme ved plastisk bearbeiding, f.eks. ved smiing, valsing, trekking o.l. Som er mål for duktilitet benytter man som regel bruddforlengelse eller innsnøring bestemt ved strekkprøving (Wikipedia, 2017).

*Fasthet:* Den høyeste spenning et materiale tåler før brudd finner sted (NS 427.A5).

*Gjennomlokking:* Skjærkrefter som fører til lokalt gjennomlokkingsbrudd rundt en søyle mot et dekke eller fundament på grunn av for stor konsentrert last (Sørensen, 2013).

*Kraft:* En kraft er en vektor, det vil si at kraften har et måltall, enhet og retning.

*Kryp:* Endring av materialets volum over tid, forårsaket av lastens varighet (NS 3473:2003).

*Moment (statisk):* Vi definerer det statiske momentet til en kraft om et fast omdreiningpunkt som produktet av kraften og kraftens arm om punktet (Vollen, 1999)

*Opplager:* Ulike måter å feste legemer til sine omgivelser på (Vollen, 1999)

*Overdekning (for armering):* Avstand mellom betongoverflaten (eventuelt underlag) og overflaten av armeringen (NS 3473:2003).

*PBL:* Plan- og bygningsloven

*Relaksasjon:* Spenningsfall som vil oppstå når stålet utsettes for en konstant tøyning i lang tid (Sørensen, 2013)

*Riss:* Små sprekker i betong, oftest av ufarlig karakter (Høgskolen i Oslo, 2005)

*Tilslag:* (1) Kornet, mineralsk materiale som er egnet til bruk i betong. Tilslag kan være naturlig, kunstig eller av resirkulert byggemateriale. (NS-EN 206-1) (2) Granulært materiale som brukes i byggearbeider. Tilslag kan være naturlig, industrielt framstilt eller resirkulert. (NS-EN 12620)

*Utsparinger:* Åpninger i betongen til for eksempel gjennomføring for rør og liknende.

*In situ:* På stedet

# 1.0 Innledning

På Klipra i Ålesund ligger det i dag et område som er tiltenkt Fagervikplassen, et boligprosjekt i regi av Kristiseter AS. Vi har valgt å se på ulike bæresystemer for et av disse byggene, med fokus på etasjeskillerne. Hovedvekten av oppgaven blir å sammenligne ulike dekketyper for å finne ei løsning som kan minimere tykkelsen på etasjeskillerne, i tillegg til at vi skal se på de ulike bæresystemene som helhet. Vi har også sett på en del andre faktorer ved hver dekketype, som antall søyler og bjelker, kostnader, riss, nedbøyning, lyddimensjonering, branndimensjonering og miljøhensyn.

## 1.1 Problemstilling

«Hvordan dimensjonere et bæresystem som vil kunne minimere tykkelsen på etasjeskillerne, samtidig som man overholder gitte krav og standarder?»

## 1.2 Avgrensning

Som helhet har dette boligprosjektet flere utfordringer, og det er mange problemstillinger man står overfor. En av hovedutfordringene med prosjektet er den geotekniske prosjekteringen. På grunn av forhold på tomt og grunn må det prosjekteres en løsning for sikring av byggegrop mot tilgrensende vei/gate og naboeiendommer, i tillegg til at det må vurderes fare for setninger på tilgrensende bygg. Vi har valgt å forholde oss til Norconsult sin løsning her, og kommer ikke til å gå i dybden på de ulike løsningene.

Ettersom vi har valgt å se på 3 forskjellige dekketyper har vi underveis i oppgaven foretatt en del forenklinger. Disse vil bli beskrevet underveis i oppgaven.

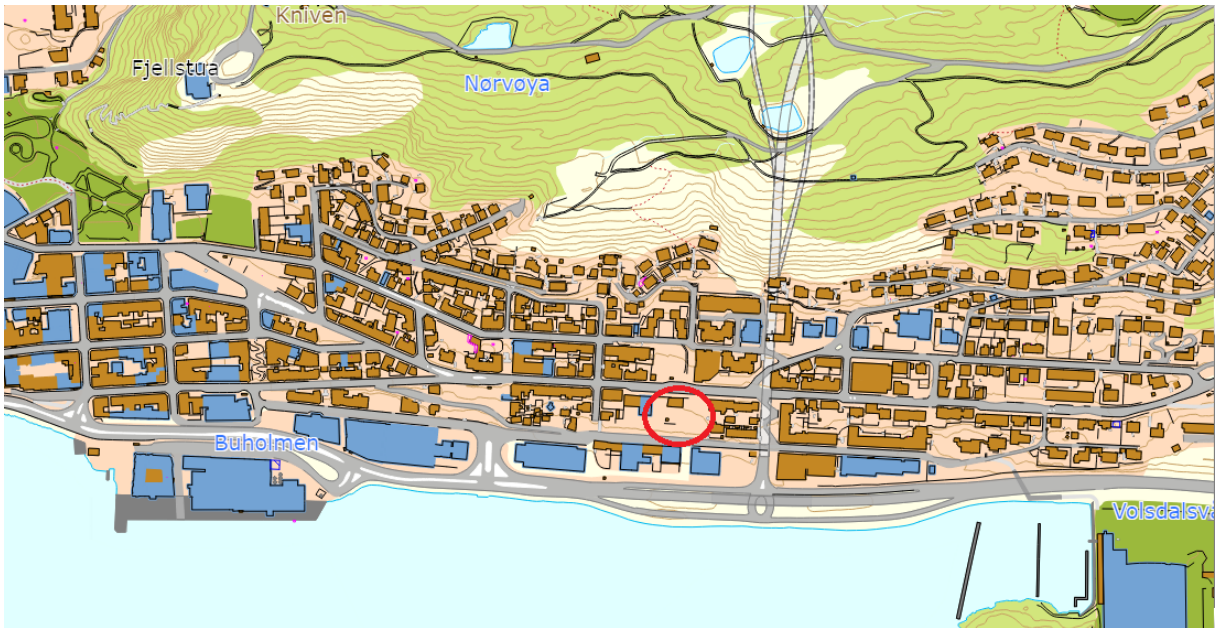
## 1.3 Bakgrunn for valg av tema

Fagervikplassen er i dag prosjektert ca. 1 meter over angitte krav i gjeldende reguleringsplan. Det å se på mulighetene for å imøtekomme dette kravet var noe vi ønsket å undersøke, i tillegg til at dette gav oss muligheten til å kunne se på ulike løsninger både for etasjeskillere, samt bæresystemet som helhet.

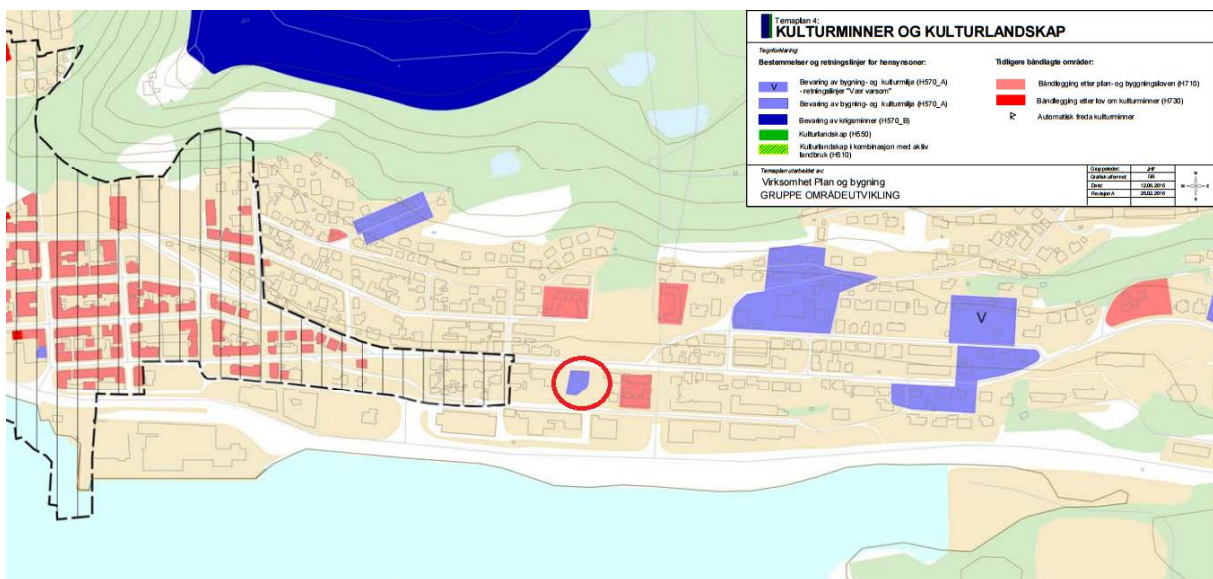
## 1.4 Dagens situasjon

### 1.4.1 Beliggenhet

Fagervikplassen ligger på Klipra i Ålesund, og dette er et område som både er urbant og sentrumsnært. På tomten i dag ligger det fra før et eldre hus, og det vil ikke være mulig å bevare huset dersom prosjektet skal realiseres. På grunn av at huset er definert som et kulturminne gir dette motstridende interesser mellom kommune, interessenter og utbygger.



Figur 1: Temakart over området (Ålesund kommune)



Figur 2: Kart over kulturminne og kulturlandskap (Ålesund kommune)

## 1.4.2 Beskrivelse av bygget

Prosjektet består av 5 boligblokker, der tre ligger mot Borgundvegen og to ligger mot Ystenesgata. Vi har valgt å avgrense oppgaven til de tre bygningene som vil ligge mot Borgundvegen. Disse tre bygningene vil bestå av seks etasjer. På grunn av omfanget av oppgaven har vi valgt å kun se på blokka i midten.

### 1.4.2.1 Bæresystemet

Vi har valgt å se på tre ulike løsninger for bæresystemet:

- En løsning med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker på bærende betongvegger i underetasjene, og stålsøyler i overliggende etasjer.
- En løsning med hulldekker opplagt på bærende betongvegger i underetasjene og et rammesystem i stål i overliggende etasjer.
- En løsning med slakkarmerte betongdekker på bærende betongvegger i underetasjene, og stålsøyler i overliggende etasjer.



Figur 3: Illustrasjonsfoto (Odd Thommasen)



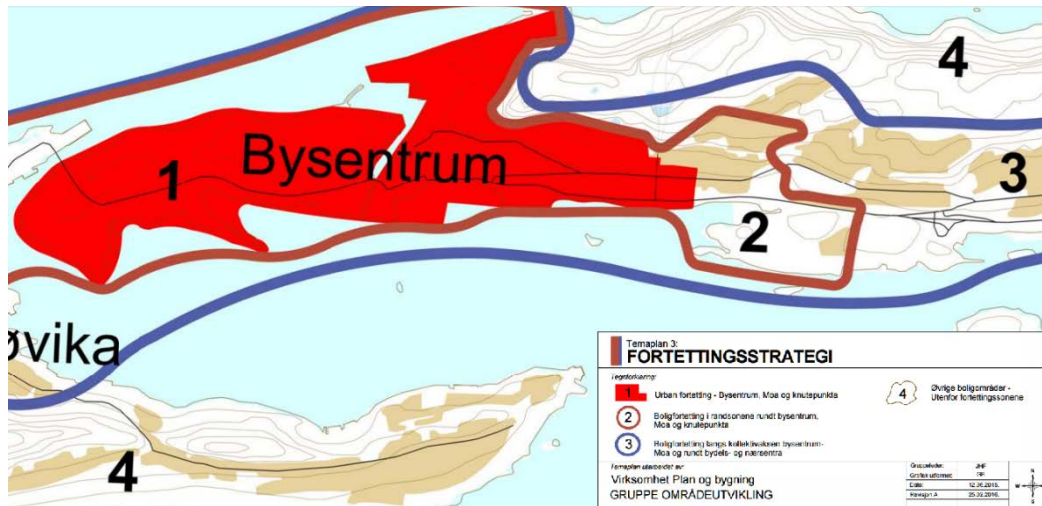
## 1.5 Gjeldende planer

### 1.5.1 Fortettingsstrategi

Fortettingsstrategi omhandler hvor og hvordan areal skal disponeres. Målet i samfunnsdelen til Ålesund kommune er:

*Utbygging av nye boliger skal skje i stor grad ved fortetting og endring av allerede bebygde områder. Fortettingen bør skje i områder som er tilgjengelig uten bruk av privat bil (Ålesund Kommune, 2017a).*

Hele bysentrum er regulert til urban fortetting. Det vil si at man kan bygge videre på eksisterende strukturer og funksjoner, ved for eksempel oppdeling av tomt, riving, nybygg, seksjonering og mer. Fortetting kan også forekomme ved omforming av eksisterende områder til næringsvirksomhet eller boliger. Området innenfor urban fortetting skal ha høy arealutnyttelse, og ny bebyggelse skal bidra til god stedsutvikling. Blokkbebyggelse, kvartalsbebyggelse og høyhus skal vurderes. Området skal generelt oppnå et særpreg av høy arkitektonisk kvalitet (Ålesund Kommune, 2017a).



Figur 4: Kart over fortettingsstrategi (Ålesund kommune)

### **1.5.2 Reguleringsplan**

Reguleringsplanen for Klipra er fra 1991 og er i hovedsak regulert til bolig-, allmenn- og forretningsformål. Gatestrukturen er basert på Ålesunds eldste reguleringsplan fra 1900, som stort sett inneholder småhusbebyggelse. Noen områder er i dag mer modernisert, og det er utført uheldige fasadeendringer på enkelte bygg. Byggverk skal tilpasses områdets karakter, i tillegg til at form, farge, materialbruk og dimensjoner skal være i tråd med bestemmelsene i de enkelte byggesonene reguleringsplanen er delt opp i. Ved spesielle tilfeller kan bygningsrådet gjøre unntak fra disse reguleringsbestemmelsene innenfor gitte rammer i PBL og bygningsvedtakene i Ålesund Kommune (Ålesund kommune, 2017b).

Fagervikplassen ligger i sone 3, der den eldste delen av bebyggelsen er plassert. Sone 3 er regulert til tradisjonell kvartalsstruktur og stiller krav til å bevare hovedtrekk i bebyggelsen som hovedformer, volum, takformer og fasademessig behandling. Byggverk kan ikke være høyere enn 13 meter, og maks gesimshøyde her er 9 meter. I tillegg skal takvinkel være mellom 27 og 45 grader (Ålesund kommune, 2017b).

## **2.0 Teoretisk grunnlag**

### **2.1 Regelverk**

#### **2.1.1 Lovverk**

Overordnet lov for all byggevirkksomhet er Plan- og bygningsloven, som er en ramme- og fullmaktslov. Loven gir hovedbestemmelsene for byggevirkksomheten, og gir bestemmelser om planer på riksnivå, fylkesplaner, kommuneplaner og reguleringsplaner. Loven har også bestemmelser om ansvarsforhold, bestemmelser om vei og vann, samt bestemmelser om byggetillatelse, nabovarsel og kontroll av byggearbeider (Larsen, 2008).

#### **2.1.2 Forskrifter**

Innenfor Plan- og bygningsloven finner man byggeforskriftene som inneholder detaljbestemmelser som bygger på bestemmelser gitt i PBL. Forskriftene omhandler tekniske krav (TEK), krav til dokumentasjon (DOK) og krav til byggesaksbehandling (SAK). Forskriftene har igjen tilhørende veiledere (Larsen, 2008).

#### **2.1.3 Standarder**

Prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner skal utføres i henhold til Norsk Standard, som omfatter standarder for produkter, prosjektering og utførelse (Larsen, 2008). Aktuelle standarder er beskrevet i metodekapittelet.

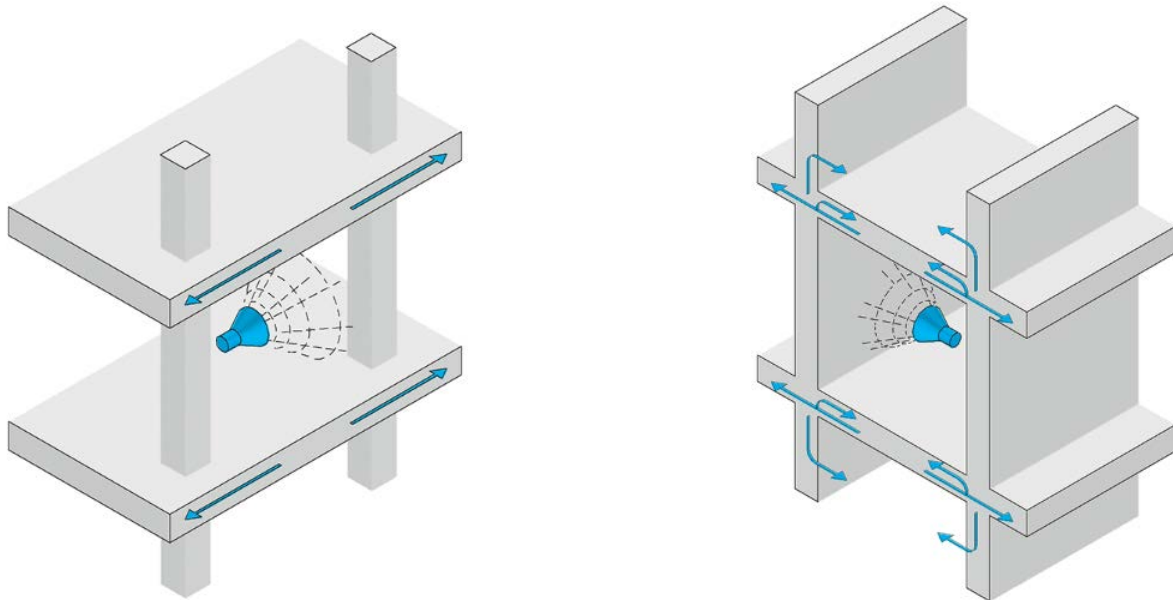
## **2.2 Tekniske krav**

### **2.2.1 Lyd**

TEK 10 stiller krav til luftlydisolasjon, trinnlydnivå, etterklangstid og lydnivå fra utendørs og innendørs lydkilder (Kirkhus & Vik, 2011). Konstruksjoner bestående av dekke-/søyleløsning med store spenn vil oppnå et bedre utgangspunkt for lydisolering, da lydbølgene fordeler seg utover dekkene og koblingen til vegger er svak. Både elementdekker og plass-støpte betongdekker er godt egnet til dekke-/søylesystemer med store spenn. Skive-/dekkeløsning med korte spenn vil derimot gi større lydoverføring. Deler av lydbølgene vil i knutepunktene



reflektere tilbake til dekket, mens resten vil fordele seg i veggene. Det vil altså være lydavstråling både fra dekket og veggene. Lydforhold i bygninger er spesifisert i NS 8175:2012 (SINTEF byggforsk, 2015).



Figur 5: Dekke-/søyleløsning og skive-/dekkeløsning (Sintef byggforsk)

### 2.2.2 Etasjehøyde

TEK stiller krav til rom og andre oppholdsrom. De skal være tilpasset og utformet ut ifra sin funksjon og ha tilstrekkelig romhøyde. Veiledningen til TEK anbefaler romhøyde på 2,4 meter i møblerte rom, og ikke mindre enn 2,2 meter utenfor møbleringssoner. Både bod, bad og toalett bør ikke ha lavere takhøyde enn 2,2 meter (Edwardsen, 2014).

### 2.2.3 Parkeringsplassregulering

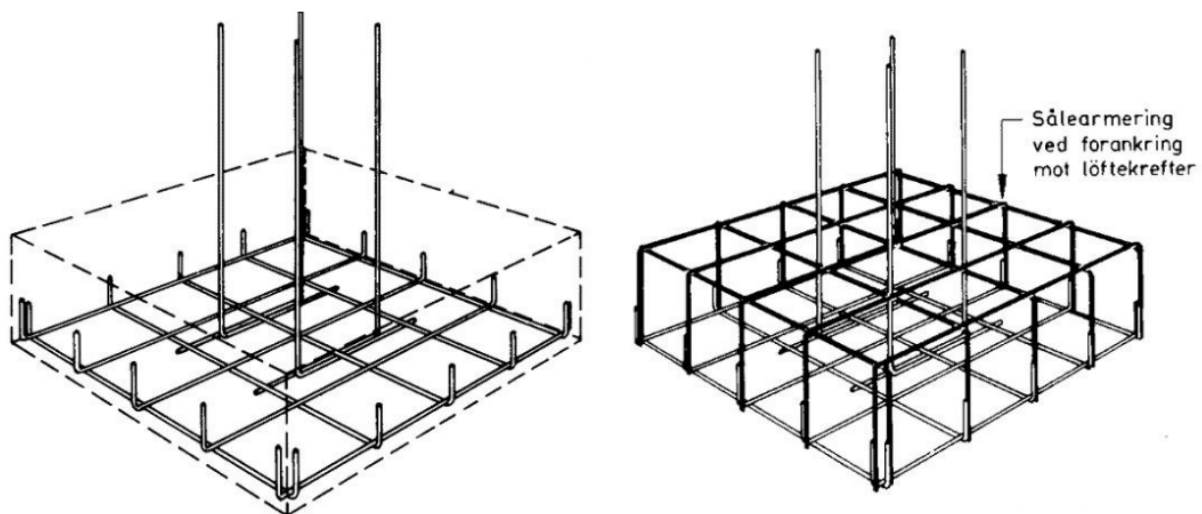
Hver boenhet har krav på 1,25 bil som dekker fastboende og besøkende (Ålesund kommune, 2015). Alle parkeringsplasser må være 5 meter lange, og bredden bør være 2,5 meter så lenge den ikke er begrenset av vegger eller søyler. Bredden bør være 2,8 meter med vegg eller søyle på den ene siden, og 3 meter med vegg på begge sider. Videre er det anbefalt å ha en høyde på 2,5 meter for større garasjeanlegg (SINTEF byggforsk, 2015).

Byggverk med krav om universell utforming skal ha minimum 10% av samlet parkeringsplasser tilrettelagt for forflytningshemmede. Parkeringsplassen skal ligge nærmere enn 25 meter fra hovedinngangen. Bredden skal være 4,5 meter, med en lengde på 6 meter, og gulvet skal ikke ha en helning på mer enn 1% (DIBK, 2013).

## 2.3 Grunnforhold og fundamentering

### 2.3.1 Grunnforhold og fundament

Metodene for fundamentering vil variere ut ifra type konstruksjon, laster og grunnforhold. Fundamentet er den delen av en konstruksjon som overfører vekten av konstruksjonen og annen belastning som konstruksjonen utsettes for, ned til grunn. Fundamentet skal utformes slik at konstruksjonen får tilstrekkelig bæreevne, uten at store setninger og deformasjoner oppstår i selve konstruksjonen eller i undergrunnen (Store norske leksikon, 2009).



Figur 6: Eksempel på søylefundament (Bygge Bolig)

Grunnundersøkelser er en viktig del av fundamenteringsplanleggingen for en konstruksjon, og måling in situ og laboratorieundersøkelser er metoder som benyttes for å kartlegge grunnforholdene, samt bestemme byggegrunnens fysiske egenskaper. Dersom man utfører

grundige vurderinger tidlig i planleggingsprosessen kan man i ettertid unngå unødige kostbare fundamenteringsløsninger (Larsen, 2008).

Er det tvil om grunnens art, må den undersøkes av en geoteknisk sakkyndig. I tillegg er det viktig å se på forhold som radon, eventuell senking av grunnvannstand, behov for telesikring og drenering (SINTEF byggforsk, 2005).

### 2.3.2 Jordtrykk og stabilitet

Viktige forhold å være oppmerksom på i skrå jordtomter er faren for dårlig stabilitet og sig i skråningen. Som tiltak kan avskjærende drenering på oversiden av huset og planering av terrenget med fall fra muren redusere siget. Jordtrykket mot grunnmuren vil imidlertid alltid bli stort i hellende terreng, og det kan være nødvendig å benytte grunnmurskonstruksjon av armert betong med moderate spennvidder mellom avstivende vegger for å motstå jordtrykket (SINTEF byggforsk, 2005). Stabiliteten av bunnen i en byggegrop skal kontrolleres med hensyn på bunnheving, bunnoppressing og hydraulisk grunnbrudd, og i tillegg bør også anleggstekniske forhold som har påvirkning på byggegroptilstanden vurderes (Statens vegvesen, 2014).

### 2.3.3 Sikring av byggegrop

#### 2.3.3.1 Konvensjonell stålspunt

Stålspunt er en mye brukt metode for å skape en sikker støttevegg mot ustabile masser. Disse veggene kan være permanente eller fjernes etter at byggearbeidet er ferdigstilt.

Spuntene er laget av valset stål, og to vanlige profiltyper er U-profil og Z-profil. Disse profilene er utformet for å gi god stivhet i forhold til vekt (Kynningsrud, 2017).



Figur 7: Vanlige spunkprofiler (Statens vegvesen)

Stålsputene blir senket i grunnen med vibrolodd eller slått ned ved bruk av fall-lodd. Ved sistnevnte metode kan det oppstå problem dersom grunnen består av mye stein som vil hindre nedsetting av spuntene (Kynningsrud, 2017).

### **2.3.3.2 Jordnagling**

Jordnagling er en metode for å sikre ustabile skråninger og jordmasser. Metoden går i all hovedsak ut på å bore et stålstag inn på skrå, ca. 10-20°, gjennom de ustabile massene for å forankre og sikre. I noen tilfeller er det også hensiktsmessig å sikre massene med sprøytebetong eller ved midlertidige konstruksjoner. Metoden er økonomisk, fleksibel og rask sammenlignet med andre sikringstiltak, i tillegg til at den ikke krever avansert utstyr og mye personell. Det er imidlertid en metode som er lite egnet på bløte masser som for eksempel leire, og den kan ikke brukes under vannstands nivå (Statens vegvesen, 2002).

### **2.3.3.3 Rørspunt**

Rørspunt er en av de vanligste spuntteknikkene, og prinsippet går ut på å bore ned innhulte stålrør med et låssystem i mellom rørene som til sammen skaper en tett vegg. Når rørene er montert senker man ned armeringsjern og støper opp rørene med betong. Dette sikrer en solid og stabil spuntvegg (Hallingdal bergboring, 2014).

## **2.4 Betong**

### **2.4.1 Generelt**

Betong er et av de viktigste bygningsmaterialene sammen med stål og tre, og det er et byggemateriale som har vært i bruk i flere tusen år. Egenskapene til betong gjør den i stand til å oppta store krefter, og den kan støpes ut i alle former og dimensjoner. Som materiale har betong også god brannmotstand og god bestandighet mot nedbrytning fra miljøet (Maage, 2015).

Betong er et sammensatt materiale, og det har et stort spenn av egenskaper ut ifra hvilke delmaterialer som anvendes. Man betrakter gjerne betong som en kompositt satt sammen av sement, vann, steinmaterialer og ulike tilsetningsstoffer. Det er samvirket mellom disse komponentene som gjør betongen så egnet som konstruksjonsmateriale (Maage, 2015).

### **2.4.2 Ulike typer betong**

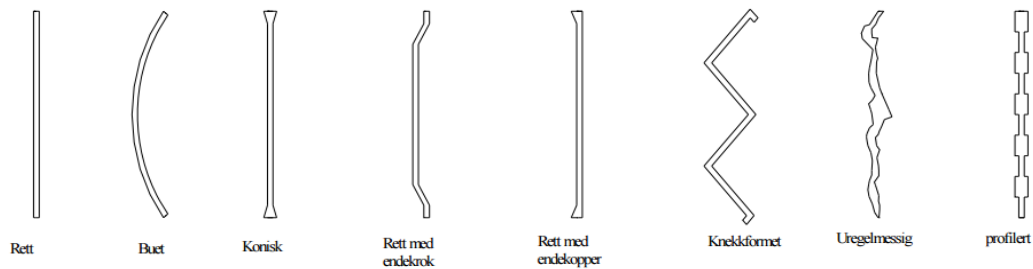
Betong er et materiale som kan brukes i mange situasjoner, og det finnes mange forskjellige typer med ulik sammensetning og formål. Det er viktig at betongen er velegnet til formålet, men i de fleste brukssituasjoner er godt kjent teknologi tilstrekkelig (Maage, 2015). De viktigste betongtypene er:

- Lavkarbonbetong
- Lavvarmebetong
- Høyfast betong
- Selvkomprimerende betong
- Hurtigherdende betong
- Lettbetong
- Undervannsbetong
- Fiberbetong
- Selvuttørkende betong
- Sprøytebetong
- Vanntett betong

(SINTEF byggforsk, 2016)

### 2.4.3 Fiberarmert betong

I prinsippet er fiberarmert betong en vanlig betong som er tilsatt fiber, der hovedtypene av fiber som brukes er stål-, glass-, syntetisk-, og naturlige fibermaterialer (Kanstad, et al., 2011). Bruksområdene til fiberarmert betong varierer ut ifra hensyn til konstruksjonens sikkerhet, spesielt for bøyepåkjente konstruksjonsdeler, men vanlige bruksområder er gulv på grunnen og sprøytebetong for bergsikring (Maage, 2015).



Figur 8: Vanlige typer fiberarmering (Coin rapport)

Fiberarmering kan begrense rissvidder, og her vil spesielt stålfiberarmering være svært effektivt, da denne fibertypen begynner å ta over betongens strekkspenninger ved svært små rissvidder. I tillegg kan fiber være med å øke bæreevnen i sprø materialer som murverk og betong. Et viktig forhold er imidlertid at fiberarmert betong alene har betydelig dårligere duktilitet enn tradisjonelt armerte tverrsnitt i moment- og/eller aksialkraftpåkjente tverrsnitt, og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2 og høyere må ha stangarmering i tillegg. Ved å legge inn stangarmering kan man overføre strekkraftene fra moment og aksialkrefter (Maage, 2015).

#### 2.4.3.1 Stålfiberarmert betong (SFRC)

Stålfiber har blitt en mer og mer viktig armeringstype på verdensbasis, og det er et materiale som har vært anvendt siden slutten av 1800-tallet (Katzner & Jacek, 2012).

Fordelene med stålfiber sammenlignet med tradisjonell armering er spart arbeidstid, større fugefrie areal og mindre opprissing. En annen fordel er at sammenlignet med uarmert betong kan SFRC gi betydelige reduksjoner i tykkelsen (Kanstad, et al., 2011).

Stålfiber brukes gjerne på flyplasser, i vegger, på utvendige plasser, og det finnes i mange varianter og dimensjoner. Fiberdimensjonene varierer med lengder som vanligvis er i området 25-60 mm og tverrsnitt fra 0,5-1,5 mm (Maage, 2015).

Når det gjelder krav og reguleringer finnes det en felleseuropeisk standard for stålfiber: NS-EN 14889-1 (Maage, 2015).

### 2.4.3.2 Valg av fasthetsklasser for fiberarmert betong

Fiber kan prinsipielt kombineres med betong i alle fasthetsklasser, men valg av fasthetsklasser og bestandighetsklasser skal være i overensstemmelse med Eurocode 2 (Kanstad, et al., 2011).

Ved vanlige støpemetoder kan det antas at betongens E-modul, trykkfasthet, varmetvilkingskoeffisient og tverrkontraksjonstall er lite påvirket av tilsetningen av stålfiber, dersom mengden av fiber er innenfor de praktiske grenser gitt av krav til betongens støpelighet og homogenitet. Men dersom det er høyere volum enn 0,5 % syntetisk fiber og 1% stålfiber bør imidlertid E-modul og trykkfasthet bestemmes eksperimentelt for den fiberarmerte betongen (Kanstad, et al., 2011).

	Fasthetsklasser							
	B20	B25	B30	B35	B40	B50	B60	B70
Sylinder trykkfasthet	20	25	30	35	45	50	60	70
Terning trykkfasthet	25	30	37	45	55	67	68	78
Strekkfasthet (aksial strekk) $f_{ctk,0,05}$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,9	3,1	3,2

Restfasthets Klasse	R0,5	R0,75	R1,0	R1,5	R2,0	R2,5	R3,0	R3,5
$f_{tk,res 2,5}$	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$f_{R,3 (2,5 mm)}$	1,3	2,0	2,7	4,0	5,4	6,7	8,1	10,8

Tabell 1: Fasthets- og restfasthetsklasser (COIN rapporten)

Fiberbetong klassifiseres ved karakteristisk trykkfasthet på lik måte som for betong uten fiber, med forenklet antagelse av samme forhold mellom strekkfasthet og trykkfasthet. Tabellen over viser karakteristiske fasthetsklasser i henhold til Eurocode 2 (Kanstad, et al., 2011).

### 2.4.3.3 Klassifisering

Ved resttrekkfasthet til fiberbetong menes strekkfasthet etter at riss har oppstått. Fiberarmert betong klassifiseres i henhold til NS-EN 14651.

Karakteristisk strekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde:

$$f_{ftk,res,2,5}$$

Dimensjonerende rest strekkfasthet ved 2,5 mm rissvidde:

$$f_{ftd,res,2,5} = \frac{f_{ftk,res,2,5}}{1.5}$$

(Kanstad, et al., 2011)

### 2.4.4 Forskaling

Forskaling er en midlertidig konstruksjon som monteres for å kunne bygge, og den har til hensikt å holde den ferske betongen på plass til den har herdet tilstrekkelig. Det er viktig at forskalingen er sterk nok, stiv nok og tett nok (Maage, 2015).

Kravene til forskaling er beskrevet i NS-EN 13670 /2/, og det er stilt krav til at forskalingen skal være prosjektert slik at den kan motstå alle forutsigbare laster, samtidig som den er stiv nok til å tilfredsstillere toleransekravene for konstruksjonen. Den skal i tillegg ikke medføre at form, funksjon, utseende og bestandighet av betongkonstruksjonen blir forringet (Maage, 2015).

### 2.4.5 Utstøping

Det er viktig at utstøping planlegges slik at det kan utføres riktig med én gang.

For å sikre at en konstruksjon oppføres som forventet er det viktig at både planlegging, forarbeid, utførelse, kontroll og dokumentasjon utføres i henhold til gitte krav i NS-EN 146070 /2/. Det er også avgjørende for resultatet at det er mulig å støpe ut og komprimere den ferske betongen slik at den fyller ut forskalingen (Maage, 2015).



#### **2.4.6 Fuger/støpeskjøter**

I bygningskonstruksjoner må man ta hensyn til virkningen av svinn i betongen og temperaturendringer i konstruksjonen, som ved uheldig systemvalg kan gi betydelige påkjenninger og skader. I tillegg kan det forekomme setninger mellom bygningsdeler på grunn av ulik vekt, eksempelvis mellom kjellervegg og heissjakt. Her er det viktig å fuge for å unngå ukontrollert oppsprekking (Larsen, 2008)

#### **2.4.7 Kryp og svinn**

Dersom betong påkjennes av trykk over lengre tid, vil den fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen som oppstår når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp, og er avhengig av spenningsnivå og tiden spenningen virker på betongen (Sørensen, 2013).

En annen type deformasjon som oppstår i betong er svinn. Med svinn menes volumendring som følge av endring i betongens fuktinnhold. Den totale svinntøyningen er sammensatt av to bidrag, uttørkingssvinn og autogent svinn (Sørensen, 2013).

#### **2.4.8 Riss og risskontroll**

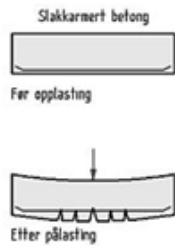
Volumendringer i betong er en egenskap som blant annet fører til at det dannes indre spenninger i betongen som gir utslag i riss, og i verste fall sprekkdannelser. Dersom riss oppstår i betong, kan det trekke til seg vann, samt vann med tilhørende skadelige stoffer, som øker faren for at armeringen begynner å ruste. I tillegg vil riss og eventuelle sprekker føre til at konstruksjonen mister sine tiltenkte estetiske kvaliteter (SINTEF, 2017).

Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige bestandighet, eller funksjon, skades eller gis et uakseptabelt utseende. Kravene til risskontroll relateres til eksponeringsklasser, det vil si hvilken miljøpåvirkning konstruksjonen utsettes for (Sørensen, 2013).

## 2.5 Slakkarmert betong

### 2.5.1 Generelt

Slakkarmert betong er den mest vanlige armeringsmetoden, og innebærer at armeringsstål støpes inn i betongkonstruksjoner uten å bli påført ytre krefter. Når slakkarmering blir utsatt for store strekkspenninger vil armeringen strekke seg mer enn betongen, og det vil da bli dannet små riss i betongen. (SNL, 2009).



Figur 9: Prinsippkisse av armert betong (Wikipedia)

### 2.5.2 Armeringsstål

Egenskapene til betong gjør at den lave strekkstyrken må kompenseres av armeringsstål. Dette gjør at armert betong kan tåle store strekktøyninger, i tillegg til at armeringsstålet i betongen begrenser rissvidder og gir konstruksjonen duktil oppførsel (Sørensen, 2013). Vanlig armeringsstål er varmvalset med kammer på overflaten, og de går derfor ofte under betegnelsen «kamstål». Disse tverrgående kammene gir en mekanisk fordybling mellom armeringsstengene og betongen som er helt avgjørende for hefteegenskapene (Sørensen, 2013).

Kravene til armering er at den skal tilfredsstillere kravene i NS 3576 /6/, og den skal også monteres i henhold til produksjonsunderlaget (Maage, 2015).

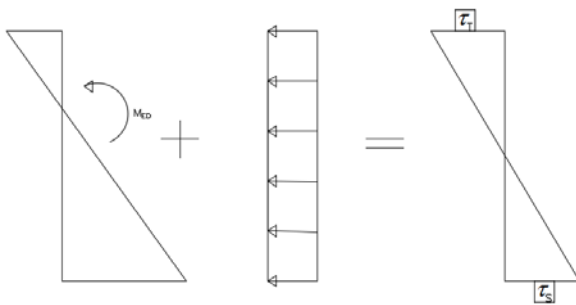
Slakkarmerte betongdekker (Merk: Fordelene og ulempene vil variere som gjeldene, da punktene avhenger av gitte rammer og kundens behov)	
Fordeler	Ulemper
Fleksibelt- Muligheter til justeringer underveis	Væravhengig
Færre skjøter	Herdetid
Vanntett	Lang byggetid

Tabell 2: Fordeler og ulemper for slakkarmerte betongdekker

## 2.6 Spennbetong

### 2.6.1 Generelt

Spennarmering brukes til å gi betongen trykkspenninger før konstruksjonen skal belastes med nyttelast, og hensikten er å utnytte betongens trykkfasthet (styrke) og kompensere for manglende strekkfasthet (Maage, 2015). Disse trykkspenningene innføres ved at spennarmering gis en initialtøyning med en strekkraft som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkraften i spennarmeringen overføres da som trykk i betongen (Sørensen, 2013).



Figur 10: Illustrasjon av spenningsfordeling. De påførte trykkspenningene kompenserer for de strekkspenningene som oppstår ved bøyning

Spennarmering er en metode som kan gi fordeler som lange spenn, stor kapasitet og slanke konstruksjoner. Sammenlignet med slakkarmert betong vil man kunne begrense opprissing og rissvidder. Dette er en fordel for tetthet og bestandighet.

Man skiller mellom etteroppspenning og forspenning. Forskjellen her er om spennstålet påføres strekk før eller etter at betongen er støpt og herdet. Ved forspenning spennes stålet opp mellom egne motholdskonstruksjoner, og deretter støpes betongen rundt i direkte kontakt med den forspente armeringen. Dette utføres hovedsakelig ved produksjon av spennbetongelementer i fabrikker, der man har permanent bygde spennbenker med de nødvendige motholdskonstruksjoner.

Ved etteroppspenning må armeringen tres gjennom utsparingskanaler eller ligge fritt i den støpte konstruksjonen, og etter betongen har herdet spennes armeringen opp med konstruksjonen selv som mothold (Sørensen, 2013).

### **2.6.2 Betong i spennkonstruksjoner**

Betongen som anvendes i spennkonstruksjoner har ofte høyere fasthet enn det som er vanlig for slakkarmerte konstruksjoner. Noe av årsaken til dette er at betongen generelt blir påført et høyere trykkspenningnivå ved forspenningen. I tillegg er høye lokale trykkspenninger ved konsentrerte forankringer også årsak til valg av høy fasthet.

### **2.6.3 Spennstål**

Ved forspenning av en konstruksjon er det helt nødvendig å benytte stål med høy fasthet slik at betongen ikke får strekkspenninger i bruksgrensetilstand. Dette er på grunn av at spennkreftene reduseres over tid ved tap på grunn av svinn og kryp i betongen, samt relaksasjonen i spennstålet.

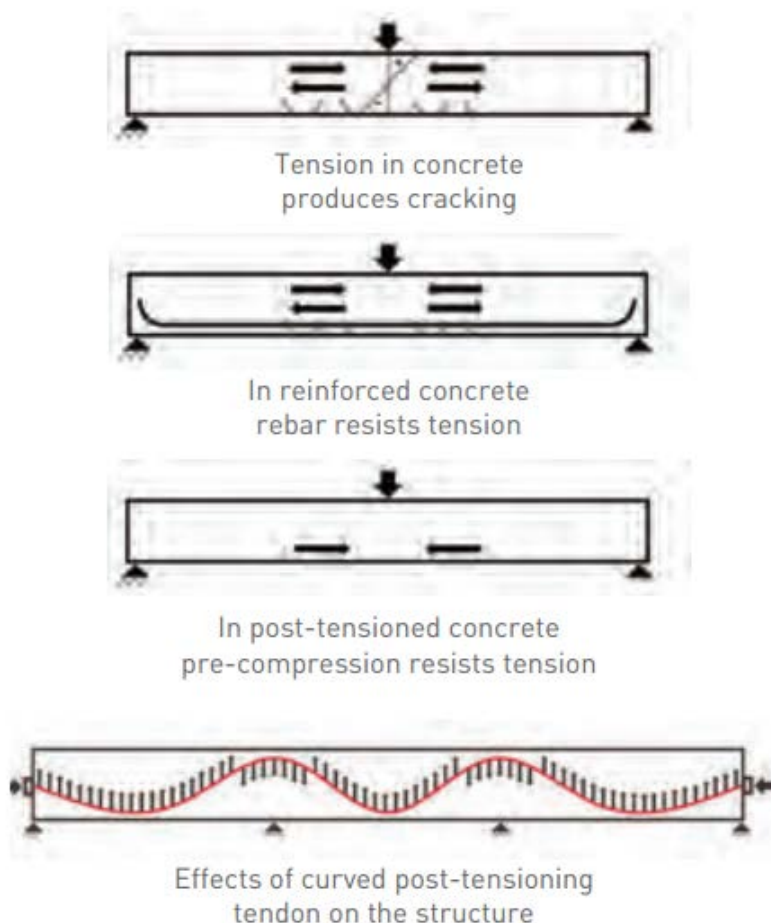
Man oppnår vanligvis høy fasthet i stål ved en kombinasjon av legering og kaldtrekking, og dette stålet vil som regel ikke ha noen utpreget flytegrense som tilfellet er for vanlig varmvalset armeringsstål.

## 2.7 Etteroppspent betong

### 2.7.1 Generelt

Etteroppspenning benyttes i mange forskjellige konstruksjonstyper, særlig i store plass-støpte konstruksjoner som for eksempel store rammekonstruksjoner eller broer (Sørensen, 2013).

Prinsippet med etteroppspenning kan sammenlignes med sammenholdning av flere bøker ved at man trykker på dem sideveis. Under et slikt press vil hele raden oppnå nok styrke og stivhet til å sikre dens integritet. I betongkonstruksjoner blir dette oppnådd ved å plassere kabler i høyfast stål i konstruksjonen før utstøping. Når betongen har herdet tilstrekkelig og oppnådd den ønskede styrken, spennes kablene opp ved hjelp av spesielle hydrauliske jekker. I hver ende er det spesielt utformede forankringer, der man enten kan ha passiv eller aktiv forankring (CCL, 2017).



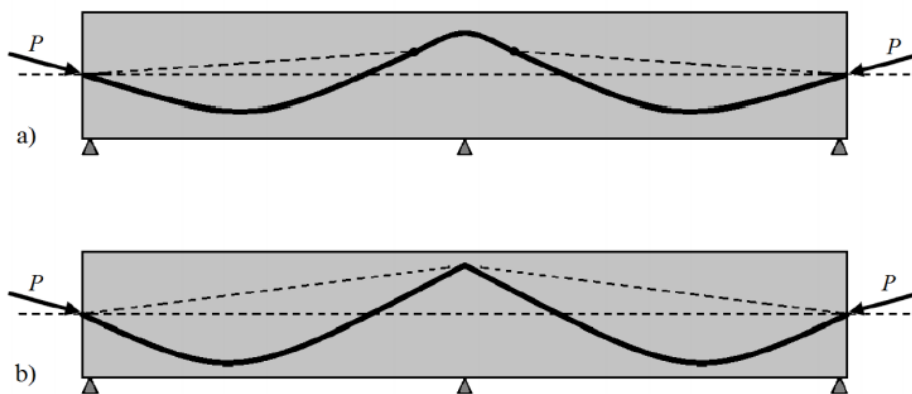
Figur 11: Prinsipp etteroppspent betong

### 2.7.2 Ekvivalente krefter

Spennarmering som ikke er rettlinjet vil føre til en fordelt tverrkraft på betongen. Disse tverrkraftene fra spennarmeringen på betongen kalles ekvivalente krefter. Størrelsen på kreftene er en funksjon av kurvatur, spennkraft og kabeleksentrisitet, og disse kreftene kan utnyttes for å motvirke ytre laster på konstruksjonen (Sørensen, 2013).

### 2.7.3 Lastbalansering

De ekvivalente kreftene som virker på konstruksjonen fra spennarmeringen kan utnyttes direkte for å motvirke egenlast og nyttelast, og dette prinsippet kalles lastbalansering. Det vil variere i hvor stor grad de ytre kreftene blir motvirket, men det er mulig å motvirke de ytre lastene fullstendig. Dersom spennkabelen legges med knekk over støtte vil man kunne oppnå dette, men på grunn av maksimalkrumningskrav er ikke dette mulig. En slik spennarmeringsprofil (figur b) er imidlertid mulig dersom to spennarmeringsenheter benyttes, og forankres i knekkpunkt over midtopplegget. En mer realistisk spennarmeringsprofil (figur a) blir en krumming over midtopplegget i stedet for knekk (Sørensen, 2013).



Figur 12: Spennarmeringsprofil: a) Idealisert spennarmeringsprofil b) Realistisk spennarmeringsprofil (Tøsti, 2015)

### 2.7.4 Spennkabler

Den vanligste metoden ved etteroppspenning er at spennkablene er støpt inn i betongen. Disse kablene er enten injiserte eller uninjiserde. Ved injiserte kabler fyller man en sementbasert masse i tomrommet mellom spiralrøret og kabelen, slik at kabelen får heft. Dette er en metode som først og fremst blir anvendt på større bygg, brukonstruksjoner og der man har store

spennvidder. Ved uinjisererte kabler er kabelen omsluttet av et lag spesialfett og omlagt med plast. Uinjisererte kabler er den mest foretrukne metoden.

Det finnes også en annen metode som ikke er så vanlig i bruk, utvendig spennarmering. Her installerer man kabelen på utsiden av betongen, med unntak av opplager. Bruksområder for denne metoden er ettermontering, reparasjoner og bruer (CCL, 2017).

Etteroppspente, fiberarmerte betongdekker (Merk: Fordelene og ulempene vil variere som gjeldende, da punktene avhenger av gitte rammer og kundens behov)	
Fordeler	Ulemper
Mulighet for lengre spenn	Begrensninger for å danne nye utsparinger i ettertid (For uinjisererte kabler)
Reduksjon av betong og armering	Trenger strategisk plasserte vegger for å ta opp horisontale krefter
Tynnere støp	Uønsket sprekkdannelse for enkelte system (Store krefter)
Redusert riss	Krever kompetanse for montasje
Mer miljøvennlig (Totalt karbonutslipp)	Man må avvente arbeid på på dekket før oppspenning
Økt skjærkapasitet	

Tabell 3: Fordeler og ulemper med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker

## 2.7.5 Tap av spennkraft

Den målte jekraften ved oppspenningen vil av ulike årsaker reduseres noe, og dette tapet kan betegnes som «spennkrafttap». Man kan tenke seg tre forskjellige grupper av spennkrafttap: Tap av tøyingsdifferanse, spenningsendring på grunn av korttidslast og tidsavhengige kryp. Disse er beskrevet under.

### 2.7.5.1 Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong

Dette er tap som oppstår når det ikke er heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen. Denne tøyingsdifferansen kan skyldes flere forhold. Det kan oppstå låsetap, som innebærer at spennstålet glir noe før kilen låser seg i den aktive forankringen, altså den enden av spennarmeringen hvor jekraften er påført. Det kan også oppstå friksjonstap på grunn av friksjon mellom spennstål og spennarmeringsrør, og det kan i tillegg oppstå temperaturtap på grunn av oppvarming av oppspent armering i føroppspente elementer. Dette skyldes herdevarme fra betongen før tilstrekkelig heft er oppnådd (Sørensen, 2013).

### ***2.7.5.2 Tidsavhengige tap***

Tidsavhengige tap er forårsaket av kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennstålet, og oppstår både i før- og etteroppspent betong. Med relaksasjon menes det spenningsfall som vil oppstå når stålet utsettes for en konstant tøyning i lang tid.

### ***2.7.5.3 Spenningsendring på grunn av korttidslast***

Endringer i spenninger på grunn av korttidslast oppstår for eksempel i føroppspente konstruksjoner ved kapping av spennarmering i spennbenken. Det kan også oppstå i etteroppspente konstruksjoner hvor flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt som for eksempel fritt frambygg bru.

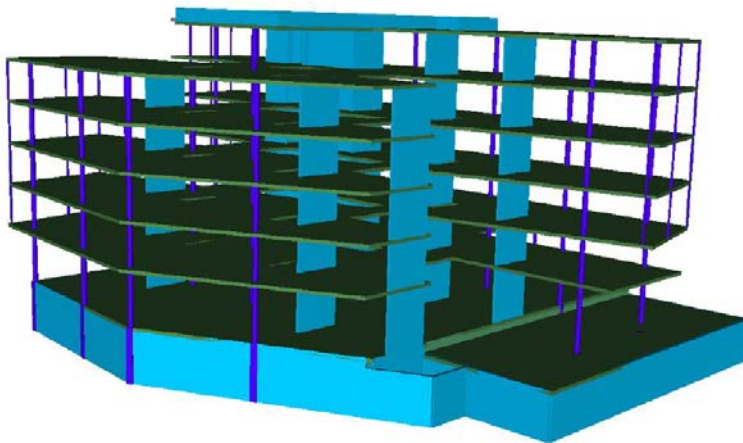


## 2.8 Etteroppspent betong med fiberarmering

Det er gjennomført flere fullskalaforsøk i Norge med stålfiber, deriblant et konstruksjonskonsept med fiberarmering og spennarmering i flatdekker. Dette fullskalaforsøket ble gjennomført i Ålesund i 2011, og i 2016 fikk dette konstruksjonskonseptet teknisk godkjenning av SINTEF (denne ligger vedlagt i V5).

### 2.8.1 Dora, Trondheim

Et nevneverdig prosjekt som ble utført med stålfiberarmert betong, kombinert med spennarmering, er Nyhavna EN på Dora i Trondheim. Her ble dekkene etteroppspent, og Thilt Engineering AS var ansvarlig prosjekterende for dekkene. Det ble her brukt  $36 \text{ kg/m}^3$  fiber, og en dekketykkelse på 240 mm. Prosjektet er bestående av to byggetrinn, og er utfordrende både i form, og med store utkrageringer. På grunn av valg av bruk av CCL Deck løsning ble det her redusert behov for slakkarmering og redusert byggetid.



Figur 13: 3D bilde av Dora (Thilt Engineering AS)

### 2.8.2 Trondheimsporten, Trondheim

Et annet prosjekt som ble utført med stålfiberarmert betong, kombinert med spennarmering er Trondheimsporten. Her ble de 10 siste etasjene støpt på denne måten, og Thilt Engineering AS var ansvarlig prosjekterende på hele prosjektet. Det ble her brukt  $32 \text{ kg/m}^3$  fiber, og en dekketykkelse på 240 mm.

## 2.9 Prefabrikkerte betongelementer

### 2.9.1 Generelt

Fordelene med å bruke prefabrikkerte betongelementer i bygging er mange: Høy kvalitet, kort byggetid og lave kostnader. Bygg som er utført som betongelementer krever minimalt vedlikehold, er branntrygge konstruksjoner og gir i tillegg god energiøkonomi. I tillegg vil bygg som er utført med prefabrikkerte elementer være fleksible i forhold til at man lett kan forbedre eventuelle fremtidige utvidelser (Vinje, et al., 2014a).

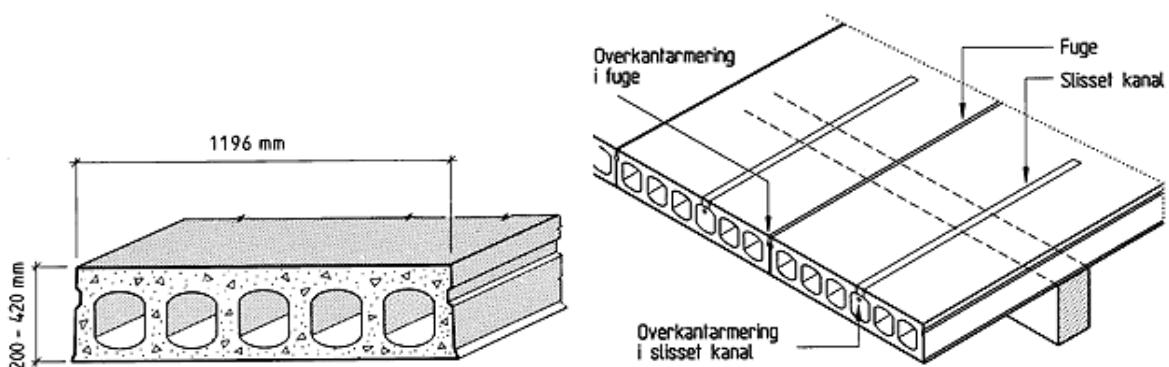
Det finnes en rekke ulike typer prefabrikkerte betongelementer, og de kan være slakk- eller spennarmerte (Maage, 2015). De vanligste betongelementene er planparallele hulldekker, forskalingsplater og ribbeformede DT-elementer, og opplegget for elementene utformes normalt slik at elementene er fritt opplagte enveisplater (Vinje, et al., 2014b).

For prefabrikkerte betongelementer gjelder generelt NS-EN 13369, og produksjonen skal sertifiseres av et godkjent teknisk kontrollorgan, i tillegg til at elementene skal CE-merkes (Sørensen, 2013).

### 2.9.2 Hulldekker

Hulldeker er en spesiell type betongelementer, med relativt smale dekkeelementer som har langsgående åpne kanaler inne i tverrsnittet (Sørensen, 2013).

Hulldekkelementene produseres på 100- 120 meter lange benker, der det på forhånd spennes opp spenntau som skal fungere som spennarmering i de ferdige elementene. Så presses den ferske betongen til riktig tverrsnittsform over og rundt spenntauet (Sørensen, 2013).



Figur 14: Hulldekkelementer (Betongelementforeningen)

### 2.9.3 Montering

Montering av betongelementer skal utføres i henhold til reglene i NS-EN 13670 + NA. Det skal også foreligge dokumentasjon om løfteprosedyre, lagringsanvisning og montasjebeskrivelse (Sørensen, 2013).

Hulldekker løftes normalt med løfteklyper, og elementene har ikke noen synlige løftebøyler. Et viktig forhold med håndtering av hulldekker er at de må løftes med åk eller med to kraner, da løfting med skrå wire ikke kan tillates fordi klypene lett kan skli på grunn av horisontalkreftene. I tillegg må man ta hensyn til elementenes utforming, og dersom hulldekkene har uregelmessig utforming kan ikke løfteklyper anvendes (Sørensen, 2013).



Figur 15: Løfting av hulldekker (Spirall)

Når elementene skal monteres på byggeplass er det ofte behov for støpearbeid i knutepunkter og fuger, innstøping av bolter, liming av søyler og understøp av søyler og vegger, samt fuging av fuger som ikke støpes med fugebetong. Arbeidet med støpearbeider i knutepunkter og fuger skal utføres i henhold til NS-EN 13670 + NA, og det er krav om at alle materialer og prosedyrer for arbeidet skal dokumenteres (Sørensen, 2013).

Hulldekker (Merk:Fordelene og ulempene vil variere som gjeldende, da punktene avhenger av gitter rammer og kundens behov)	
Fordeler	Ulemper
Fleksibilitet: Lar seg lett forbedre for fremtidige utvidelser	Skader på elementer kan føre til byggestopp
Man kan bruke lange spenn som gir stor frihet til innredning, da man kan minimere innvendige vertikale bæresystemer	Begrensninger ved transport
Rask byggetid, og man kan fortsette byggingen rett etter montering	Krever god planlegging og presisjon
Besparelse på forskaling	Få muligheter til justeringer underveis
Mindre fukt til konstruksjonen	Mindre fleksibel i forhold til utsparinger, lokal nedsenkning og kundetilpasninger.

Tabell 4: Fordeler og ulemper med hulldekker

## 2.10 Stål

### 2.10.1 Generelt

Stål er et av de mest brukte og mest anvendelige byggematerialene som er benyttet i dag. Materialet har høy styrke i forhold til vekt, og det er et homogent materiale som er lett å modifisere. I tillegg kan stål resirkuleres, og det er enkelt å frakte. Det er imidlertid et materiale som er korrosjonsutsatt om det ikke er tilfredsstillende overflatebehandlet, og det mister sin styrke ved oppvarming (Eie, 2010).



Figur 16: Illustrasjon stålkonstruksjon (Redshift)

### 2.10.2 Konstruksjonsstål

Det finnes mange forskjellige kvaliteter og typer av konstruksjonsstål, og vanlig konstruksjonsstål blir i all vesentlighet laget etter NS-EN 10025 standarden. Til konstruksjoner bruker man som regel varmvalset stål (Eie, 2010).

### 2.10.3 Fasthetsklasser

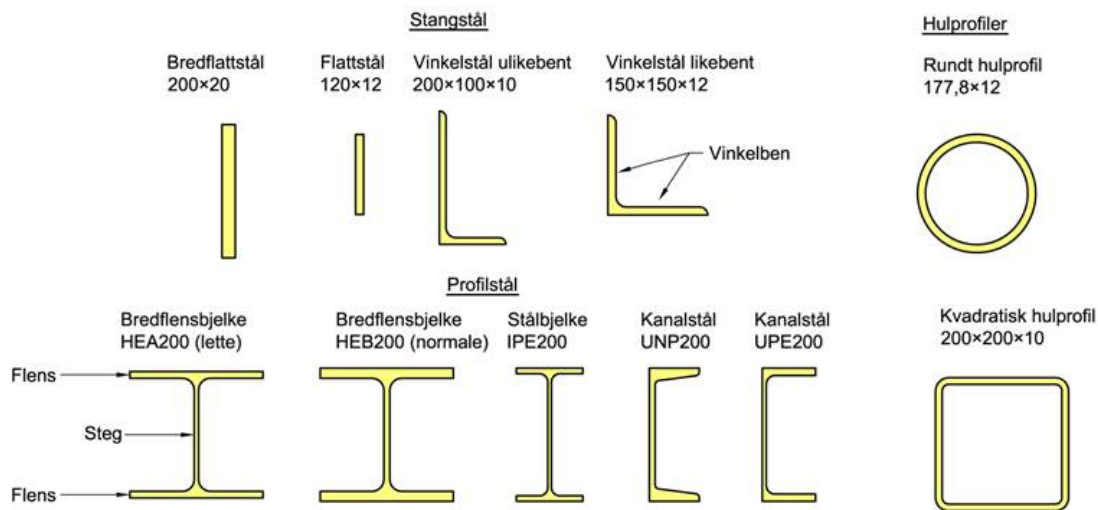
Med fasthetsklasser menes det som regel strekkfastheten i materialet, og fasthetsklassene er et viktig forhold å ta hensyn til under dimensjonering. De mest vanlige flytespenningene er S355, S420 og S 460, der det første tallet står for structural steel og tallet bak står for flytespenningen til stålet (N/mm<sup>2</sup>) (Larsen, 2008). I spesielle tilfeller bruker man høyfast stål, ståltau og kabler som armering. Dette gjelder som regel hulldekker, bruer og andre konstruksjoner der man for- eller etterspinner betongen med en strekkraft. Dette stålet har mye høyere flytespenning enn vanlig konstruksjonsstål, rundt 1200-2200 N/mm<sup>2</sup>, og er designet for å tåle store strekk- og trykkbelastninger (Larsen, 2013).

## 2.11 Bæresystem

Hensikten med bæresystemet i en bygningskonstruksjon er å «holde konstruksjonen oppe», og overføre laster til fundamentene. Utformingen må bestemmes med utgangspunkt i materialer, funksjonskrav, estetiske forhold, grunnforhold og økonomi. I tillegg må man bestemme hvordan konstruksjonsdetaljene skal utformes, og systemet som helhet må være tilpasset ønsket byggemetode og produksjonsteknikk (Larsen, 2008).

### 2.11.1 Bjelker

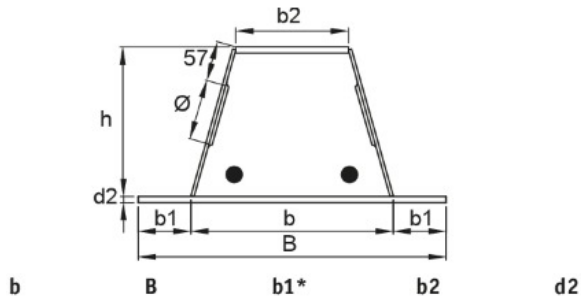
Bjelker er horisontale komponenter i en bærekonstruksjon, og de er de mest vanlige konstruksjonselementene i både tre-, stål- og betongkonstruksjoner. De finnes i mange materialer, utførelser og tverrsnitt, ut ifra hvilke krefter og momenter bjelken blir utsatt for. (Larsen, 2013).



Figur 17: Ulike typer bjelketverrsnitt (Meccanica)

#### 2.11.1.1 Deltabjelken

Deltabjelken er en type bjelke som fungerer som en samvirkeløsning for bæring av slanke dekkekonstruksjoner. Den kan brukes til bygg av alle typer, og den muliggjør fleksibilitet i innredning og rominndeling under hele byggets livssyklus (PEIKKO, 2017).



Figur 18: Tverrsnitt av Deltabjelken (PEIKKO)

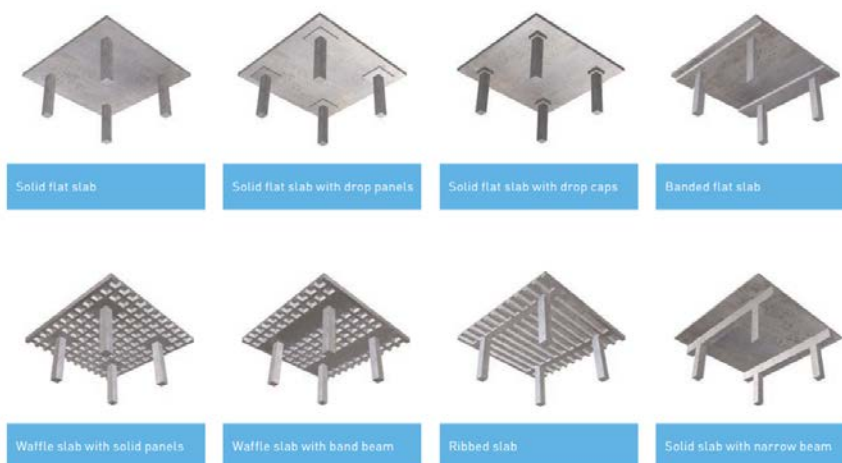
Bjelken er konstruert for bruk som et konstruksjonselement i kombinasjon med vanlige betongdekker, som for eksempel hulldekker og plass-støpte dekker (PEIKKO, 2017).

### 2.11.2 Søyler

Søyler er vertikale komponenter i en bærekonstruksjon og skal føre krefter fra plater og bjelker ned til fundamentet. De er som regel bærende og trykkpåkjent. Søyler kan stå fritt eller være en del av et bæresystem, som for eksempel i et stenderverk. Søyler kommer i likhet med bjelker i flere forskjellige materialer, utførelser og tverrsnitt (Eie, 2010).

### 2.11.3 Dekker/plater

Plater er todimensjonale konstruksjonselementer, med liten tykkelse i forhold til de øvrige dimensjoner. En plate skal kunne bære egenvekt, i tillegg til at den skal kunne ta opp laster normalt på sin egen overflate. Bruksområder for plater er gulv, etasjeskillere, brudekker og tak. De kan utføres i ulike materialer, der de vanligste er stål, betong og treverk (Larsen, 2008).



Figur 19: Ulike dekketyper (CCL)

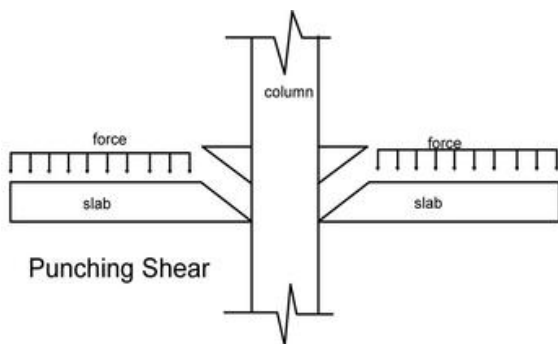
### 2.11.3.1 Betongplater

Betongplater kan utføres som prefabrikkerte elementer, eller de kan plass-støpes. Man skiller gjerne mellom ulike typer, ut ifra hvordan lasten bæres. Vi skiller her mellom: Enveisplater, toveisplater og flatedekker. Enveisplater er plater med en slik bærevirkning at all lasten bæres i en spennretning, mens toveisplater bærer lasten i to retninger. En toveisplate vil gi mindre platetykkelse enn en enveisplate, men den vil kreve mer arbeid med forskaling, armering og støping av bjelker og dekker.

Flatedekket er en betongplate som er opplagt direkte på søyler uten bjelker. Fordelene med denne platetypen er at forskalingen blir veldig enkel, og den glatte undersiden uten bjelker gjør det enkelt å trekke ventilasjonskanaler og rør gjennom bygget. Ulempen er at innføringen av lastene fra platen til søylene gir store skjærspenninger langs periferien av søylene. Dette kan begrenses dersom man øker dekketykkelsen lokalt ved søylene, eller ved hjelp av ekstra armering (Larsen, 2008).

### 2.11.3.2 Punching shear (gjennomlokking)

Punching shear er skjærkrefter som fører til lokalt gjennomlokkingsbrudd rundt søylen mot et dekke eller fundament på grunn av for stor konsentrert last. Gjennomlokkingsbrudd blir derfor dimensjonert med hensyn på skjærkraftfordeling langs det kritiske kontrollsnittet rundt søylen.



Figur 20: Gjennomlokking av søyle

Ved usymmetrisk last eller ulik spennvidde mot en søyle, vil det nesten alltid oppstå momentoverføring fra platen til søylen som påvirker skjærspenningsfordeling langs kontrollsnittet rundt søylen. Dette gjør at gjennomlokkingskapasiteten reduseres. I tillegg er

søyler mot kanten eller i hjørner mer utsatt for gjennomløkkingsbrudd, da det kritiske kontrollsnittet ikke går helt rundt søylen. Derimot vil skjærspenningen bli jevnt fordelt rundt søylen om det ikke er momentoverføring mellom plate og søyle (Sørensen, 2013).

#### **2.11.4 Forbindelser og knutepunkt**

Den konstruktive utformingen og dimensjoneringen av knutepunkt og forbindelser mellom komponentene i en konstruksjon betyr mye for konstruksjonens kapasitet, duktilitet og økonomi. For bygningskonstruksjoner skiller man mellom tre typer knutepunkter: Leddet knutepunkt, bøyingsstivt knutepunkt og delvis bøyingsstivt knutepunkt. Disse knutepunktene er klassifisert etter stivhet og styrke, av NS-EN 1993-1-8.

I et leddet knutepunkt skal det kunne overføres skjær- og normalkrefter uten at det oppstår momenter av betydning, samt at det skal tillate de rotasjoner som er forutsatt i lastvirkningsanalysen. Ved et stivt knutepunkt, skal man kunne ha tilstrekkelig stivhet til at det kan betraktes som bøyestivt i lastvirkningsanalysen, og for semi-stive knutepunkt må det i lastvirkningsanalysen tas hensyn til knutepunktets rotasjonsstivhet, samt at det skal kunne overføre de indre snittkrefter (Larsen, 2013).

#### **2.11.5 Avstivningssystemer og stabilitet**

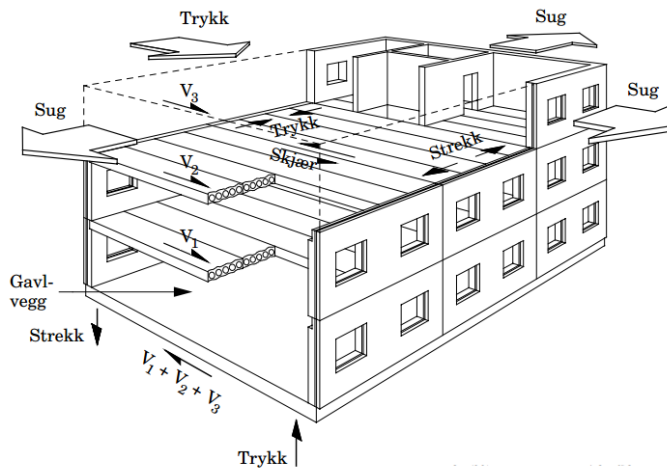
For ei boligblokk er det viktig at avstivningssystemet er gjennomtenkt, og at bygget fungerer som en helhet. Hensikten med avstivning til bæresystem er å forhindre vridning og forskyvning av konstruksjonen når den blir utsatt for krefter som for eksempel vind. Dette er viktig fordi forskyvning av systemet kan medføre skadelig deformasjon, og i verste fall kollaps.

Stabiliteten i horisontalplanet blir normalt ivaretatt ved skivevirkning av dekkene som overfører kreftene til vertikalt avstivende konstruksjoner. Det er flere måter å få til stive og stabile konstruksjoner på. Noen av disse metodene er beskrevet under (Larsen, 2008).



### 2.11.5.1 Skiver

Skiver er et effektivt system for å låse av konstruksjoner, og blir i byggverk ofte brukt som dekker. Skiver blir ofte brukt i kombinasjon med veggskiver, trappesjakter og heissjakter for å sikre helhetlig avstiving av bygget (Larsen, 2013).

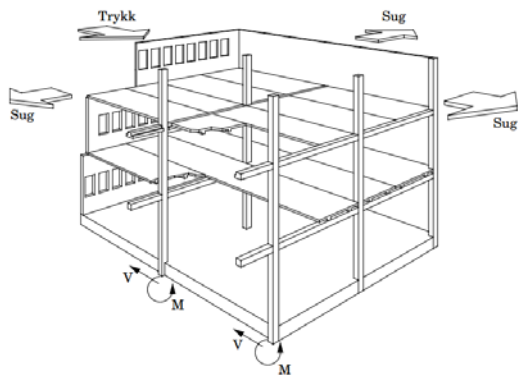


Figur 21: Fler-etasjes skivesystem der veggene bærer dekkene samtidig som de er avstivende. (Betongelementforeningen)

Plasseringen av skivene er viktig, da man hele tiden forsøker å gi bygget mest total stivhet. Et viktig prinsipp er å unngå at veggskivene blir plassert slik at de skjærer hverandre langs en akse. Konstruksjonen er da mer utsatt for torsjon (vridning) enn om man plasserer skivene langs parallelle akser og får et gjennomgående stivt hjørne. Man prøver å gi bygget en minst mulig momentarm. Takplater blir på samme måte som dekker vanligvis regnet som skiver (Larsen, 2013).

### 2.11.5.2 Rammesystem

Rammesystemer består av søyler forbundet med bjelker, og de kan brukes i bygg med flere etasjer. Dersom bygget er høyere enn tre etasjer må rammen normalt utføres med momentstive knutepunkter (Alexander, et al., 2012). Denne momentstivheten begrenser bjelkenes og søylenes oppleggsrotasjoner og stabiliserer dermed rammene og reduserer påkjenningene på fundamentene (Vinje, et al., 2014a).



Figur 22: Rammesystem med innspente søyler og leddlagrede bjelker (Betongelementforeningen)

Momentstivheten oppnås på flere måter. En løsning er ved armering og utstøping av knutepunkter på byggeplass, men kraftige bolter kan også benyttes. Det er imidlertid begrenset hvor mye det er plass til uten at knutepunktet blir for dominerende. En lettvinnt løsning er å bruke sveising, men for mye sveising har en del uheldige bivirkninger (Vinje, et al., 2014a).

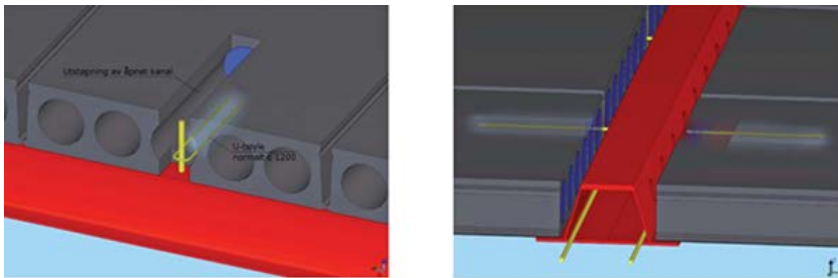
### 2.11.5.3 Diagonalavstivning

Store bygg som lager og haller vil ha relativt store veggoverflater, og er en mye brukt metode for å stive av sideveis i slike konstruksjoner er diagonalavstivere. Disse hindrer sideveis forskyvning av konstruksjonen. Det er et viktig prinsipp å sikre avstivning begge veier for å sikre at diagonalstagene har kapasitet til å ta strekk og trykk. Det er derfor i flere tilfeller formålstjenlig å kryssavstive. De 2 vanligste måtene å avstive diagonalt på er å avstive i midten av bærekonstruksjonen eller å avstive i begge hjørnene. Dette er spesielt viktig i byggefasen før bygningsplater er montert som kan stive av bygget permanent. Det er også normalt å stive av tak med samme prinsipp (Larsen, 2013).

## 2.12 Konstruksjonsdetaljer og tekniske løsninger

Ved valg av bæresystem for en konstruksjon må man bestemme hvordan de ulike komponentene skal knyttes sammen i konstruksjonsdetaljer. Det er viktig at detaljene utformes slik at de i den virkelige konstruksjonen oppfyller de forutsetningene som er gjort i beregningsmodellen. Dette innebærer for eksempel at dersom man har valgt en leddet forbindelse mellom en søyle og bjelke, så må forbindelsen i praksis kunne tillate rotasjoner og ikke gi moment i leddet. (Larsen, 2008).

Det er viktig at bygget prosjekteres og bygges slik at materialene virker sammen på en sikker måte. Det bør legges stor vekt på at alle knutepunkter skal ha en duktil oppførsel med mulighet for store deformasjoner før brudd (Betongelementforeningen, 2008).



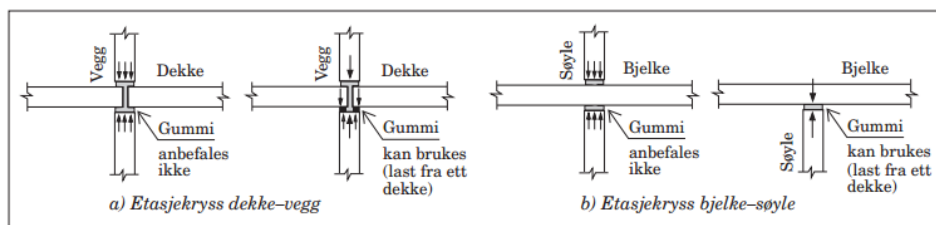
Figur 23: Konstruksjonsdetalj: Hulldekke opplagt på stålbjelke (Spenncon)

### 2.12.1 Opplegg på plass-støpt vegg

Stedstøpte vegger utføres ofte uten spaltstrekkarmering i toppen, og det er ofte større avvik i plasseringen enn betongelementer. Betongelementforeningen anbefaler minimum 250 mm veggtykkelse, noe som øker oppleggslengdene med ca. 20 mm. Dersom de stedstøpte veggene armeres og plasseres med samme nøyaktighet som betongelementer kan målene for betongelementer anvendes (Alexander, et al., 2012).

### 2.12.2 Mellomlegg

Hensikten med mellomlegg er å sentrere vertikallasten og utjevne trykkspenningene i kontaktflaten, og det bestemmes først og fremst ved dimensjonering for vertikale og horisontale laster, samt rotasjon og bevegelse. Vanlige brukte materialer er gummi, stål og plast, og størrelse og oppleggslengde avhenger av bruksområde. For bjelker er vanlig brukte mellomlegg gummi med  $t=6-10$  mm (enkelt), stål med  $t=6-10$  mm (enkelt) og plast med  $t=4$  mm (dobbel) (Alexander, et al., 2012).



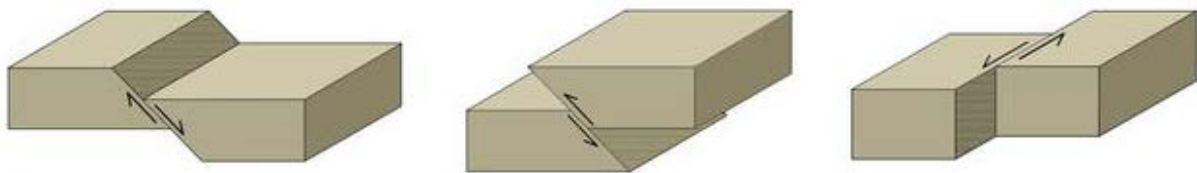
Figur 24: Valg av mellomlegg i etasjebbygg

På vegger er vanlig brukt mellomlegg stål, gummi og plast, og her legges det ofte i flere lag som høydejustering under montasje. Dimensjoner bestemmes av fugeåpninger og toleranser.

## 2.13 Jordskjelv

### 2.13.1 Generelt

Jordkloden består av en rekke plater som kontinuerlig beveger seg. Jordskjelv oppstår ved platetektonikk, et plutselig brudd i jorden av naturlig opprinnelse (Norsar, 2017a). Når et jordskjelv opptrer sendes det ut seismiske bølger i alle retninger som beveger seg raskt gjennom jordskorpen. Når bølgene treffer jordoverflaten forårsaker de rystelser som kan vare fra få sekunder til flere minutter. Selv om Norge ikke er særlig utsatt for jordskjelv, har det forekommet i løpet av de siste 100 årene og det kan skje igjen (Norsar, 2017b).



Figur 25: Normalforkastning, reversforkastning og sidelengsforkastning. Forkastning er sprekken der bevegelsen foregår. (Noras)

### 2.13.2 Jordskjelvdimensjonering i Norge

NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 er standarden innenfor jordskelvdimensjonering i Norge. Standarden omhandler spesifikke bestemmelser for betong, stål, mur og trebygninger, samt samvirkekonstruksjoner av stål og betong (Standard, 2009).

### 2.13.3 Dimensjoneringmetoder

Jordskjelv betraktes i Norge som en ulykkeshendelse. Ulykkeslasten skal dimensjoneres ut ifra lastkombinasjonene i følgende tabell:

Lastfaktorer for seismisk ulykkeslast				
Permanente laster	Jordskjelv last variabel variabel last	Dominerende laster	Andre variable	
1,0	1,0	0,0 – 0,8	0,0 – 0,8	For krefter i konstruksjonen
1,0	1,0	1,0 eller 0,0	1,0 eller 0,0	For brudd i grunnen

Tabell 5: Lastfaktorer for jordskelvdimensjonering

Vindlast skal ikke regnes samtidig som jordskjelv og snølast kan inkluderes med 20% av maksverdi i området. Andel av nyttelaster som skal medtas i dimensjoneringen avhenger av type bygg (Løset, et al., 2011).

Jordskjelvdimensjonering av byggverk beregnes også ut ifra hvilket duktilitetsnivå bygget er i. Duktilitet omhandler evnen til deformasjon ut over den elastiske grensen, uten å miste sin styrke eller funksjon. De vanligste konstruksjonsmaterialene som stål, betong og tre kan dimensjoneres i DCL (lav duktilitet) hvor det er lav seismisitet. DCL går ut på at de beregningsmetodene vi bruker i dag er konservativ nok til at restkapasiteten gir tilfredsstillende lav risiko. I motsetning til DCL krever byggverk i nivå DCM (medium duktilitet) vurdering av duktil oppførsel. Konstruksjonen vil ha en øvre grense for hvor stor last fra grunnen den kan ta ved store deformasjoner, samt skal ikke tilstøtende elementer overføre krefter til hovedbæresystemet som kan føre til kollaps (Løset, et al., 2010).

## **2.14 Miljøhensyn**

Når man skal vurdere materialers miljøavtrykk, er det normalt å se på CO<sub>2</sub> utslippet materialet avgir. I denne oppgaven er det naturlig å se på betongens utslipp fordi betong vil være en stor bestanddel av bygget. Betong står i dag for ca. 5% av verdens totale CO<sub>2</sub> utslipp, og det slippes ut ca. 0.3-0,35 tonn CO<sub>2</sub> /m<sup>3</sup> (Garathun, 2017).

Utslipp av CO<sub>2</sub> fra sement og betong er en utfordrende og kompleks miljøutfordring, og det er en svært viktig miljøoppgave for en bærekraftig utvikling. Globalt sett kommer 50% fra kalsinering av kalkstein, 40% fra termisk energi og 10% fra mekanisk energi. De enkelte utslippstallene fra produksjon vil variere veldig, og vil være avhengig av flere faktorer. Dette er spesielt avhengig av klinkerandel i sement, utslipp fra elektrisitetsforbruk til mekanisk energi, effektivitet i produksjon og bruk av alternative energiformer til termisk energi (Norsk betongforening, 2009).

## **2.15 Bygningsmessig brannvern**

### **2.15.1 Generelt brannsikkerhet**

Byggverk skal prosjekteres og utføres ut ifra krav eller preaksepterte løsninger gitt i PBL, eller ved analyse. Poenget er å tilfredsstille sikkerhet ved brann for personer i eller på byggverk, materielle verdier og miljø- og samfunnsmessige forhold. I tillegg skal byggverk begrense brannspredning og redusere sannsynligheten for tap av liv og helse ved brann til et akseptabelt nivå (SINTEF byggforsk, 2008).

Utforming og plassering av byggverk skal heller ikke være til hinder for en akseptabel brannsikkerhet. Gjennom passive og aktive tiltak skal byggverk utformes slik at det oppnås rask og sikker rømning, samt være tilrettelagt for brannvesen og redningsmannskap.

Byggverk skal ikke bidra til brannspredning til omkringliggende bygg og må derfor være kledd med dokumenterte materialer som overholder brannmotstand innenfor gitt tid til det de er dimensjonert for. Eventuelt kan byggverk plasseres etter angitt avstand i PBL til omkringliggende bygg (SINTEF byggforsk, 2008).

### **2.15.2 Dokumentasjon**

I dag legges det større vekt på dokumentasjon av brannsikkerhet i byggverk for å oppnå bedre kvalitet i alle deler av byggeprosessen. Det skal utarbeides dokumentasjon både under prosjektering, utførelse og uavhengig kontroll av et byggeprosjekt, samt nødvendig dokumentasjon for bruksfasen. Dokumentasjonen skal inneholde dokumentasjon om bygget, branntekniske tegninger og systematisering av alle branntekniske forhold i byggverket. Mange har også behov for dokumentasjon av brannsikkerhet i et byggverk i de forskjellige fasene, det er derfor viktig å tilrettelegge dokumentasjonen slik at den er lett tilgjengelig. Hovedutforming av brannteknisk dokumentasjon som skjer i forprosjektstadiet har i tillegg stor påvirkning på kostnadene, og de kan utgjøre endringer i byggverket som plassering, utforming, brannteknisk oppdeling og mer (SINTEF byggforsk, 2013).

Dokumentasjonen avhenger først og fremst av bygningens sammensetning og risiko, i tillegg skal den tilpasses hvert enkelt byggeprosjekt. Dokumentasjonen foregår på 4 nivåer hvor første nivå er brannsikkerhetsstrategi. Det vil si at bygningen skal tilfredsstille funksjonskravene i TEK 10 med valgte ytelsesnivåer. Neste nivå er detaljprosjektering som skal tilfredsstille ytelsesnivåene i brannsikkerhetsstrategien. Videre er dokumentasjon om

bygging. Den skal vise at utførelsen av tekniske løsninger er i samsvar med utførelsesgrunnlaget, tegninger og beskrivelser. Siste nivå er dokumentasjon når bygget er i bruk. Dokumentasjonen skal opprettholde den brannsikkerheten som var forutsatt i prosjekteringen. I tillegg er det nødvendig med dokumentasjon for kontroll, vedlikehold og mer ut ifra hvilket byggverk det er (SINTEF byggforsk, 2013).

### 2.15.3. Risikoklasser

Byggverk blir klassifisert i seks forskjellige risikoklasser ut ifra hvor stor trussel brann har på liv og helse. Risikoklassene legges til grunn for prosjektering og utførelse, og brukes primært for hvilke tiltak og ytelser som må til for å oppnå sikker rømning og redning ved brann. Risikoklassen til et byggverk bestemmes ut ifra om det er sporadisk personopphold, kjente rømningsveier, overnatting, og om bruken av bygget gir liten brannfare, se tabell (Direktoratet for byggkvalitet, 2014).

Risikoklasser				
Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk opphold	Personer i byggverk kjenner 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

Tabell 6: Risikoklasser

Bygg kan unntaksvis plasseres i lavere risikoklasse etter særskilt vurdering om det er få personer og tilrettelagt rask og enkel rømning. Vurderingen må gjøres av ansvarlig prosjekterende, og må være begrunnet og dokumentert (Direktoratet for byggkvalitet, 2014).

#### 2.15.4 Brannklasser

Byggverk skal også plasseres i brannklasser ut ifra hvilken risikoklasse bygget er i og antall etasjer. I tillegg bestemmes klassene ut ifra hvilken konsekvens brann får på liv, helse, miljø og samfunnsmessige

interesser. Brannklassene må også legges til grunn for prosjektering og utførelse. Ved brannklasse 1 til 3 kan preaksepterte ytelser brukes, mens bygg i brannklasse 4 krever analyse (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Brannklasser	
Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

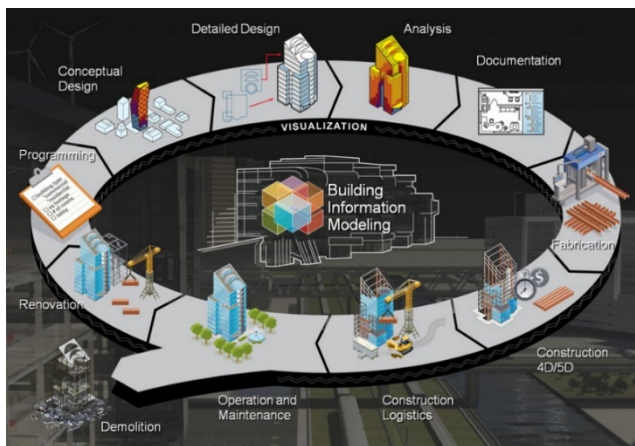
Tabell 7: Brannklasser



## 2.16 Programvare

### 2.16.1 BIM

BIM er en forkortelse for bygningsinformasjonsmodellering. Det er et digitalt program hvor man kan modellere kommende eller eksisterende bygg i 3D. Programmet viser hver eneste bygningsdel med tilhørende informasjon, dimensjon, plassering, hvordan de virker mot hverandre og mer. I tillegg kan det legges ved ytterligere informasjon om det er ønskelig (Statsbygg, 2017).



Figur 26: BIM-oppbygging (Directionmag)

I et prosjekt er det gjerne flere fagfelt, som alle har hver sin BIM. Her kan det lett oppstå feil og misforståelser. For å få en effektiv BIM kan alt samles i en felles BIM. Alle involverte vil da ha tilgang til all informasjon, og vil kunne få oppdateringer kontinuerlig ved endringer eller tillegg. Involverte kan også hente ut nøyaktige tegninger for alle objekter eller snitt av modellen (Statsbygg, 2017).

### 2.16.2 MathCAD

MathCAD er et matematisk beregningsprogram som utfører og dokumenterer beregninger. Arbeidet utføres i et regneark der man kan kombinere både tekst, standard matematisk notasjon, grafer og figurer, som kan lages i både 2D og 3D (Alfasoft, 2016).

Videre kan det løse alt fra lette til mer komplekse beregninger, og det er lett å eksportere eller importere data fra programmer som MS Excel.

Programmet har oversikt over alle enhetene som er valgt av bruker i starten gjennom hele prosessen, og all notasjon vil være illustrert underveis. Ved eventuelle feil, eller mangler av enheter, vil det bruker få en feilmelding (Alfasoft, 2016).

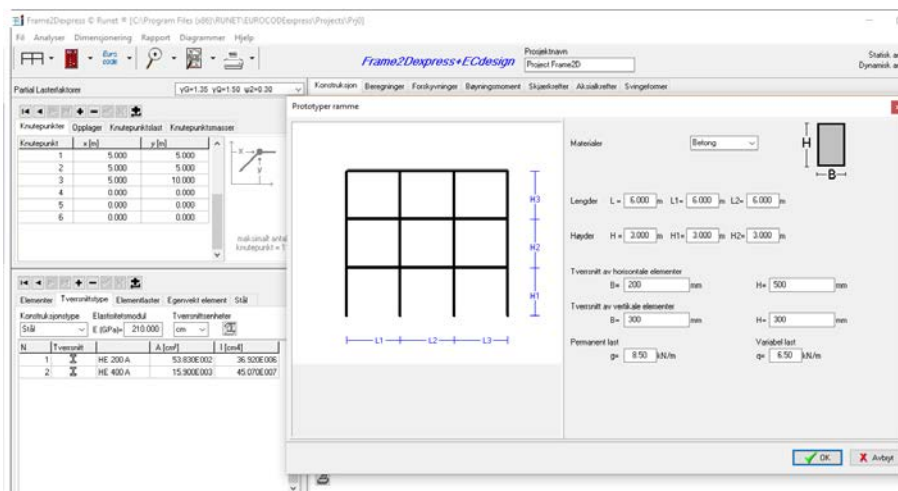
### 2.16.3 AutoCAD

AutoCAD er et tegneprogram utviklet av Autodesk der man kan tegne i både 2D og 3D, men det brukes primært til 2D tegning. Programmet lar brukeren tegne enkle linjer, buer og sirkler, som til sammen framstiller en modell eller mer avanserte 3D-objekter. Bruker kan også legge til notater og mål ut ifra hva de tegner, samt importere geometri og digitale bilder som kan brukes som underliggende AutoCAD-objekter. Selv om AutoCAD ikke er en BIM, kan tegninger deles via en sky i Autodesk.

AutoCAD er mest egnet for detaljtegninger og skissering, da Revit er mer egnet til 3D modellering (Autodesk, 2017a).

### 2.16.4 Eurocode Express

Eurocode Express er et beregningsprogram som baserer seg på Eurokodene, og det er oversiktlig og enkelt å bruke for systemberegninger. Det har et ryddig og enkelt brukergrensesnitt, og det er oversiktlig og lett å gå gjennom rapporten i forhold til de mer avanserte programmene.

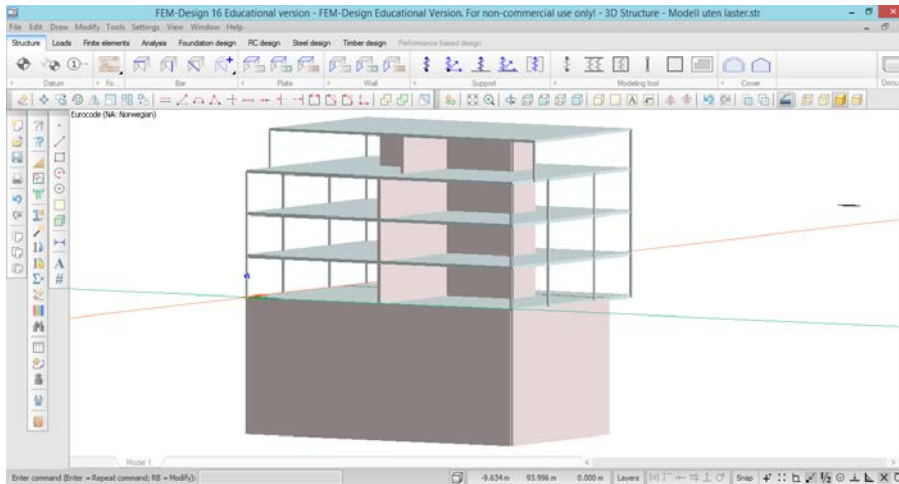


Figur 27: Utsnitt fra beregning av rammesystem

### 2.16.5 FEM-design

FEM-design er et avansert modelleringsprogram som beregner og analyserer konstruksjoner i betong, stål og tre. Programmet er basert på Eurokodene, og alle beregningene blir kontrollert

opp mot standardene. Programmet kan beregne alt fra enkle konstruksjoner, til mer avanserte konstruksjoner. Det utfører statikk, dynamikk, stabilitet, jordskjelvsanalyser og dimensjonerer. I tillegg analyserer det alle typer laster, og det genererer automatisk vind- og snølaste (Strusoft, 2017).



Figur 28: Bilde av vår modell i structure

### 2.16.6 ADAPT

ADAPT er et selskap som leverer programvare for dimensjonering av betongkonstruksjoner. De leverer ulike programmer, som er enkle i bruk og gir stabile resultater. De programmene som analyserer konstruksjoner er ADAPT-PT, RC, FELT, BUILDER suite, Modeler/3D, Floor Pro, SOG, MAT og ABI.

### 2.16.7 Revit

Revit er et beregnings- og modelleringsprogram utviklet av Autodesk som er egnet for ingeniører, entreprenører, arkitekter og designere. Brukerne kan bygge opp bygningens struktur og komponenter i en 3D-modell. I tillegg kan det hentes ut arbeidstegninger, detaljtegninger og snitt-tegninger i 2D. Etter hvert som bruker endrer eller legger til komponenter oppdateres programmet automatisk. Det kan også utarbeides tabeller til de ulike komponentene med ytterligere informasjon om dette er ønskelig (Autodesk, 2017b).

Revit er Autodesk's BIM-program. Dette gjør at alle aktører kan jobbe i samme program, hente ut nødvendig informasjon og få eventuelle endringer og oppdateringer kronologisk (Autodesk, 2017b).

## **3.0 Metode**

### **3.1 Sikring rundt byggegrop**

Som tidligere nevnt er noe av hovedproblematikken med den geotekniske prosjekteringen hvordan man skal sikre byggegropen mot tilgrensede vei/gate og naboeiendommer. I tillegg må man vurdere faren for setninger på tilgrensede bygg som følge av grunnvannssenkingen som byggingen vil medføre. Vi må derfor vurdere hvilken metode som skal brukes for å sikre løsmassene rundt byggegropen. Utgangspunktet for valg av sikringsmetode er basert på Norconsult sin geotekniske prosjekteringsrapport.

#### **3.1.1 Konvensjonell stålpunt**

Ramming av stålpunt vurderes som lite hensiktsmessig, da grunnundersøkelser indikerer stor sannsynlighet for blokk/stein i grunnen, og på grunn av betydelig utgraving vurderes eventuell forgraving som lite aktuelt (Norconsult, 2015).

#### **3.1.2 Rørspunt**

Rørspunt er en sikker metode som tillater at sikringen står vertikalt, noe som gjør det mulig at parkeringskjelleren kan etableres nærmere Borgundveien enn ved jordnagling. Løsningen er tradisjonelt sett noe dyrere, men det oppnås bedre arealutnyttelse (Norconsult, 2015).

#### **3.1.3 Jordnagling**

På grunn av forholdene på tomte og grunnvannsspeilets beliggenhet, må man forvente store utfordringer ved bratt utgraving på de dybdepartier der det er siltig sand. En løsning med jordnagling vil kunne begrense mulig utnyttelse av p-kjeller, og desto lavere berget ligger, desto mer vil løsningen kreve av plass (Norconsult, 2015).

#### **3.1.4 Valg av sikringsmetode**

Etter å ha satt oss inn de ulike tiltakene man kan iverksette for å sikre byggegropa, har vi valgt å forholde oss til løsningen som også Norconsult har valgt: Rørspunt. Ettersom vi har valgt å ha hovedfokus på dimensjonering av bæresystemet, vil vi ikke gå noe mer inn på valgt sikringsmetode.

## 3.2 Lastgrunnlag

### 3.2.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstand kontrolleres konstruksjonen for sammenbrudd eller lignende former for konstruksjonssvikt. Den tar hensyn til variasjoner i lastene og plukker opp usikkerheten til lastene slik at det ikke forekommer brudd. I følge NS-EN 1990 skal to dimensjonerende situasjoner betraktes for hvert lasttilfelle: Vedvarende og forbigående situasjoner i ordinær bruddgrensetilstand og dimensjonerende verdier for ulykkessituasjoner. Hver variabel last bør betraktes som den dominerende når det ikke er åpenbart hvilken variabel last som er dominerende (Larsen, 2008).

Konstruksjonen kontrolleres i den såkalte ordinære bruddgrensetilstanden, hvor den største lastvirkningen skal benyttes etter test av B1 og B2 likningen (Årskog & Rørvik, 2010).

Lastkombinasjon B1 og B2 med tilhørende kombinasjonsfaktorer				
Lastkombinasjon som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variabel last $Q_1$	Øvrige variable laster $Q_i$
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj, sup}$	$\gamma_{Gj, inf}$	$\gamma_{Q1} \Psi_{0,1}$	$\gamma_{Qi} \Psi_{0,i}$
B1	1.35	1.00	1.05	1.05 (0.90)
B2	1.20	1.00	1.50	1.05 (0.90)

Tabell 8: Lastfaktorer i bruddgrensetilstand

Lastfaktoren 0,9 skal benyttes dersom vindlast eller temperaturlast er øvrige variable laster. Nyttelast på tak, med unntak av snølast, skal ikke inkluderes i lastkombinasjonene dersom nyttelasten tilhører øvrige variable laster (Årskog & Rørvik, 2010).

### 3.2.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand kontrollerer konstruksjonens funksjonsdyktighet. Dette omfatter for eksempel deformasjoner som nedbøyning, som kan begrense byggets bruk. I tillegg kan det og foreligge krav om komfort når det gjelder nedbøyning av et gulv i bolighus (Årskog & Rørvik, 2010).

Lastfaktorer			
Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende laster	Øvrige variable laster
	$\gamma_{Gj}$	$\gamma_{Q1}$	$\gamma_1$
Karakteristisk	1.0	1.0	0.7
Ofte forekommende	1.0	0.7	0.6
Tilnærmet permanent	1.0	0.6	0.6

Tabell 9: Lastfaktorer i bruksgrensetilstand

### 3.2.3 Lastkombinasjoner i FEM-design

Load combinations

No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	LC1ULS	U	1.35	Auto egen
			1.35	Påført egenlast
			1.35	Egenlast tak
			1.35	Svinn
			1.05	Nyttelast
			1.05	Nyttelast balkong
			1.05	Wind load X+
			1.05	Wind load Y+
			1.05	Snow load
			2	LC2ULS
1.20	Påført egenlast			
1.20	Egenlast tak			
1.20	Svinn			
1.50	Nyttelast			
1.05	Nyttelast balkong			
1.05	Wind load X+			
1.05	Wind load Y+			
1.05	Snow load			
3	LC3ULS	U		
			1.20	Påført egenlast
			1.20	Egenlast tak
			1.20	Svinn
			1.05	Nyttelast
			1.50	Nyttelast balkong

Buttons: OK, Cancel, Import / Export >, Load combination (Generate, Insert, Copy, Delete, Delete all), Load case (Insert, New, Remove)

Figur 29: Lastkombinasjoner (FEM-design)

### 3.2.4 Permanente laster

Laster klassifiseres etter deres variasjon i tid og rom, og man skiller mellom permanente og variable laster. De viktigste permanente lastene er egenvekt av selve konstruksjonen og faste installasjoner. Egenlasten vil som hovedregel være en permanent last, med mulig unntak av egenlasten av bygningsdeler som kan fjernes eller flyttes (Larsen, 2008).

### 3.2.5 Variable laster

Variable laster er laster som vil gi variable påvirkninger. Nyttelaster, vindlaster og snølaster er eksempler på variable laster. I tillegg til de variable lastene har man også ulykkeslaster, som brann, jordskred, steinsprang, jordskjelv, eksplosjoner og kollisjoner (Larsen, 2008).

### 3.2.6 Arealreduksjonsfaktor

Ved store arealer kan man i enkelte tilfeller redusere den jevnt fordelte nyttelasten med en arealreduksjonsfaktor. Man antar at sannsynligheten for at hele gulvet er belastet med en maksimal jevnt fordelt nyttelast samtidig er liten. Om lastarealet derimot er mindre enn 30 m<sup>2</sup>, kan man ikke bruke arealreduksjonsfaktor, da den er lik 1.

$$\alpha_A = 5 \frac{\Psi_0}{7} + \frac{15}{A} \leq 1,0$$

Både  $\alpha_A \geq \Psi_0$  og  $\alpha_A \geq 0.6$  må være oppfylt (Årskog & Rørvik, 2010).

### 3.2.7 Etasjereduksjonsfaktor

Ved bygninger med mer enn to etasjer kan man bruke reduksjonsfaktor. Det vil si at man reduserer nyttelasten i de overliggende etasjene, da man antar at det er liten sannsynlighet for at flere etasjer har full nyttelast samtidig.

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

$n$  = antall etasjer over den belastede konstruksjonsdelen.

Reduksjonsfaktorene kan ikke brukes samtidig, man må velge en av dem. I tillegg ska snø ikke beregnes med reduksjonsfaktorene (Årskog & Rørvik, 2010).

### 3.2.8 Nedbøyning

Nedbøyningskravet avhenger av konstruksjonstype og bruksområde, og det er nedbøyningskravet som bestemmer tverrsnittets størrelse. I tillegg bestemmer det lastens størrelse i bruksgrensetilstand (Larsen, 2008).

Krav til maksimal nedbøyning		
Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjoner der nedbøyning fører til skader	Karakteristisk	Fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det stilles krav på grunn av bruk eller utstyr	Ofte forekommende	Fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	Tilnærmet permanent	L/200 – L/250

Tabell 10: Krav til maksimal nedbøyning (Årskog og Rørvik)

### 3.2.9 Pålitelighetsklasse

Pålitelighetsklassene bestemmes ut ifra hvilke konsekvenser et sammenbrudd av hele eller deler av konstruksjonen vil få, og disse er definert i NS- EN 1990 (4). Pålitelighetsklassene benyttes til å differensiere kravene til kontroll av prosjektering og utførelse for ulike konstruksjoner (Årskog & Rørvik, 2010).

Veiledende eksempler for klassifisering av konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse	Pålitelighetsklasse	Pålitelighetsklasse	Pålitelighetsklasse
	1	2	3	4
Atomreaktor, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Geotekniske- og fundamentarbeider og undergrunnsanlegg i komplekse tilfeller		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Konstruksjoner der det er store ansamlinger av mennesker		(x)	x	
Havn- og kaianlegg		x	(x)	
Master, piper, siloer og tårn		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
<b>Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjoner, boligbygg</b>		x	(x)	
Fiskerianlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av komponenter som kledning og taktekking	x	(x)		



Geoteknisk- og fundamentarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle grunnforhold	x	(x)		
Rekkehus, småhus og liknende bygg	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

Tabell 11: Pålitelighetsklasser.

Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til nærliggende områder og byggverk (Norsk Standard, 2016).

### 3.2.10 Kontrollklasse

Tabellen under viser kontroll av prosjektering og utførelse, avhengig av kontrollklassene. Begrenset kontroll kan utføres som stikkprøver av viktige komponenter, av den samme personen som har utført byggingen eller prosjekteringen. Ved normal kontroll bør dette utføres av en annen person enn den ansvarlige for prosjekteringen eller byggingen. Mens ved en utvidet kontroll bør dette utføres av et uavhengig foretak (Årskog & Rørvik, 2010).

Kontrollklasse for prosjektering og utførelse			
Pålitelighetsklasse	B (begrenset)	N (normal)	U (utvidet)
RC1	x		
RC2		x	
RC3			x
RC4			Skal spesifiseres

Tabell 12: Kontrollklasser

### 3.2.11 Aktuelle standarder

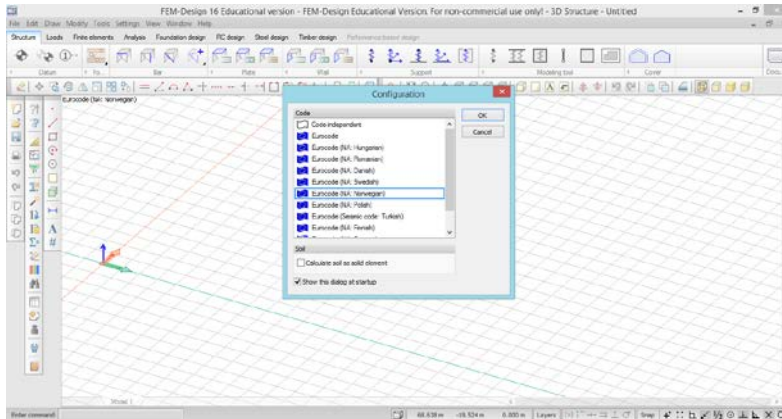
Aktuelle standarder		
Standard	Tittel	Utgitt
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2016
NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1 – 1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	2008
NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1 – 2: Allmenne laster – Laster på konstruksjoner ved brann	2008
NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1 – 3: Allmenne laster – snølaster.	2008
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1 – 4: Allmenne laster – Vindlaster.	2009
NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1 – 6: Allmenne laster – Laster under utførelse	2008
NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1 – 7: Allmenne laster – Ulykkeslaster.	2008
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 1: Allmenne regler og regler for bygninger	2008
NS-EN 1992-1-2:2004+NA:2010	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1 – 2: Brannteknisk dimensjonering	2010
NS-EN 1993-1-2:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1 – 2: Brannteknisk dimensjonering	2009
NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1 – 5: Plater påkjent i plateplanet	2009
NS-EN 1993-1-7:2007+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1 – 7: Plater påkjent normalt på plateplanet	2009
NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1 – 8: Knutepunkter og forbindelser	2009

NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.	2014
NS-EN 1998-5:2004+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning – Del 5: Fundamenter, støttestruksjoner og geotekniske forhold	2014
NS 8175:2012	Lydforhold i bygninger - Lydklasser for ulike bygningstyper	2012
NS-EN 14651:2005+A1:2007	Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibere - Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)	2007
NS-EN 13670:2009+NA:2010	Utførelse av betongkonstruksjoner	2007
NS 3576-3:2012	Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC	2012
NS-EN 13369:2013	Allmenne regler for prefabrikkerte betongprodukter	2013
NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017	Betong - Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar	2010
NS-EN 10025-1:2004	Varmvalsede produkter av konstruksjonsstål - Del 1: Generelle tekniske leveringsbetingelser	2004

Tabell 13: Standarder

### 3.3 FEM- design

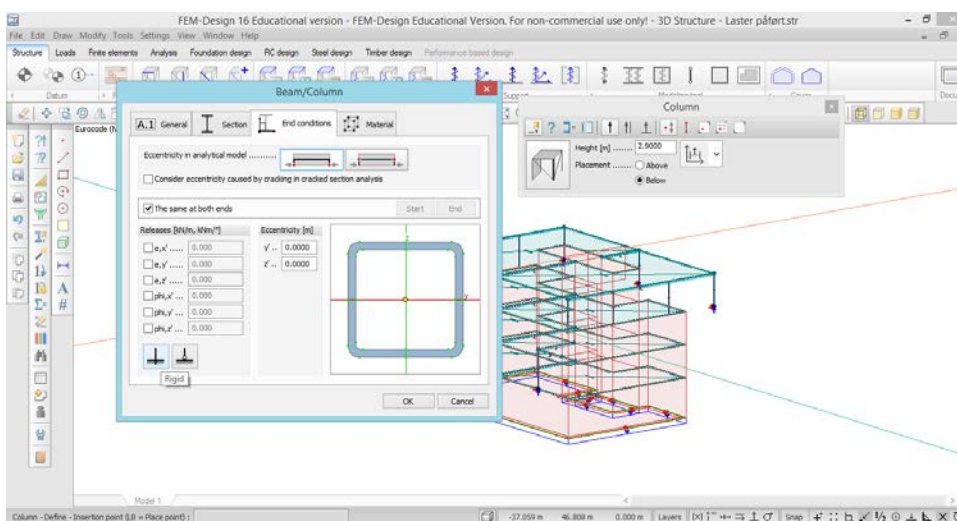
FEM-design er et avansert modelleringsprogram som beregner og analyserer konstruksjoner i betong, stål og tre. Programmet er basert på eurokodene, og ved oppstart av programmet velger man hvilken Eurokode man ønsker å bruke. Vi har anvendt FEM-design i alle våre 3 modeller.



Figur 30: Valg av eurokode

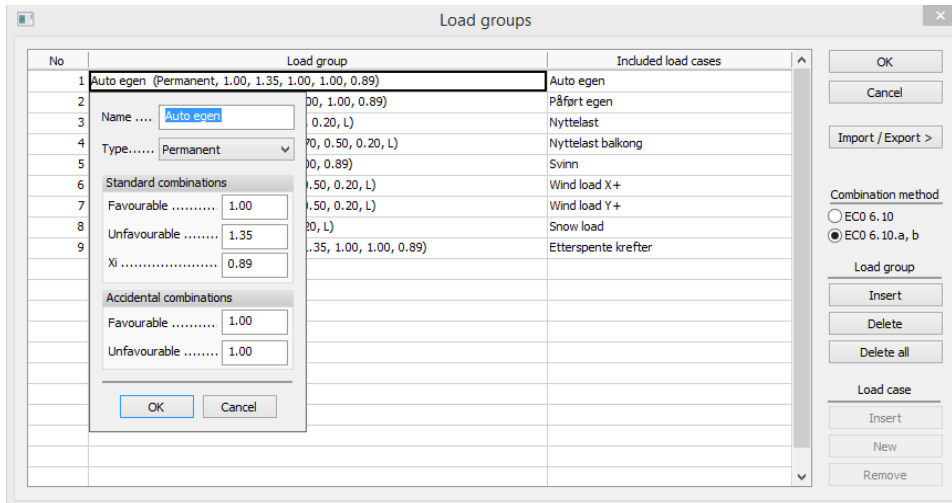
Programmet er oppbygd av ulike funksjoner, ut ifra hvilken oppgave man skal utføre. Hovedfunksjonene vi har brukt er beskrevet under.

**Structure:** Dette er første del av oppbyggingen, og det er her vi legger inn geometrien og de faktiske konstruksjonsdelene, som for eksempel plater, vegger, søyler osv. Videre legger man inn oppleggsbetingelser og koblinger, samt at man kontrollerer elementnettet, likevekt og deformasjoner.



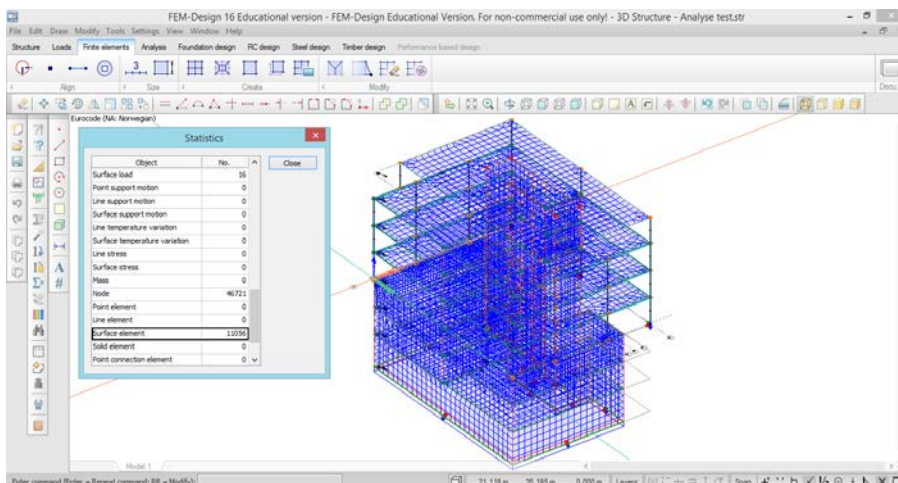
Figur 31: Valg av søyle og oppleggsbetingelser

**Loads:** Når konstruksjonsmodellen er utarbeidet skal man legge inn alle laster. Her navngir man alle laster, og bygger opp lastkombinasjoner og lastgrupper. Dette innebærer egenlast, nyttelast, svinn osv. Man ender da opp med et antall lastkombinasjoner, ut ifra hva man ønsker i brudd-/bruksgrenstilstand.



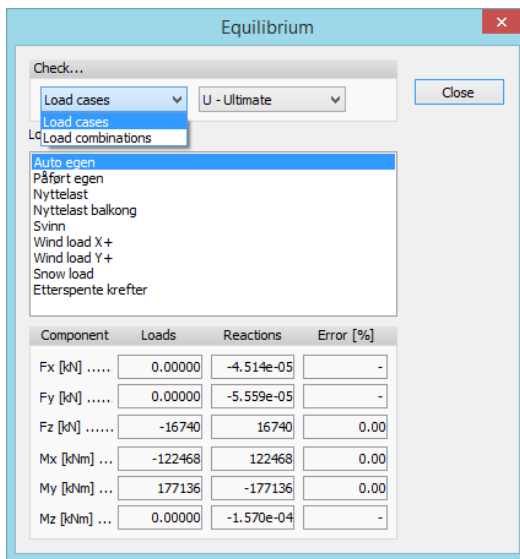
Figur 32: Valg av lastkombinasjon til lastene

**Finite elements:** Neste valg er finite elements. FEM-design er et elementprogram, og for at programmet skal kunne analysere må alle objekter deles opp i elementer. Dette generer programmet selv, men man må foreta noen sjekkpunkter ut ifra hvilke resultater man ønsker. Eksempelvis er et stående problem i alle elementprogram singularitet, og i de singulære områdene vil resultater aldri konvergere. Her kan man bruke funksjonen «peak-smoothing», slik at men får ut mer korrekte/fornuftige verdier.

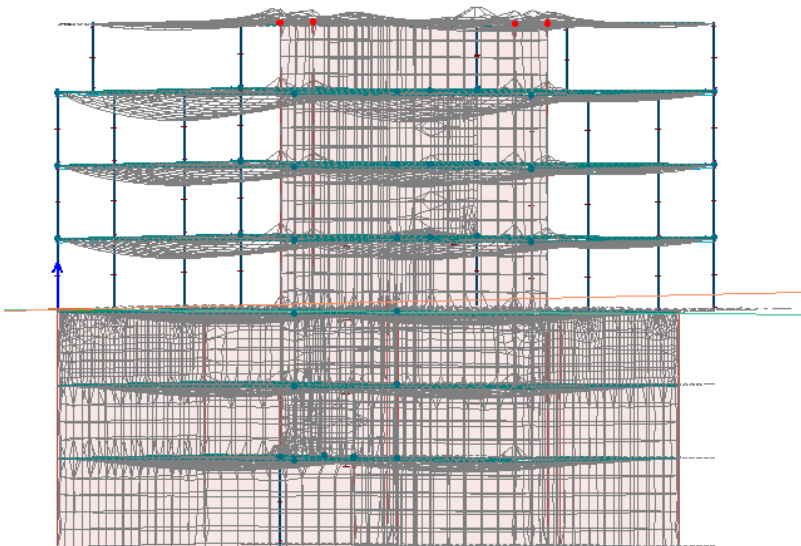


Figur 33: Elementnett med peak-smoothing

**Analysis:** Når man nå er ferdig med den statiske modellen og har lagt inn geometri, laster og lastkombinasjoner, kan man kjøre mange forskjellige analyser og hente ut resultater av disse. Under analyse får man ikke ute noe dimensjonering, og for å dimensjonere må man bevege seg videre til høyre på menyen. Det er imidlertid greit å sjekke modellen, slik at man har riktig statisk modell, og at den fungerer slik man ønsker. Her kan vi se på likevekt, lasttilfeller og lastkombinasjoner, nedbøyninger, oppleggskrefter, bjelkekrefter/spenninger og skallkrefter og spenninger.



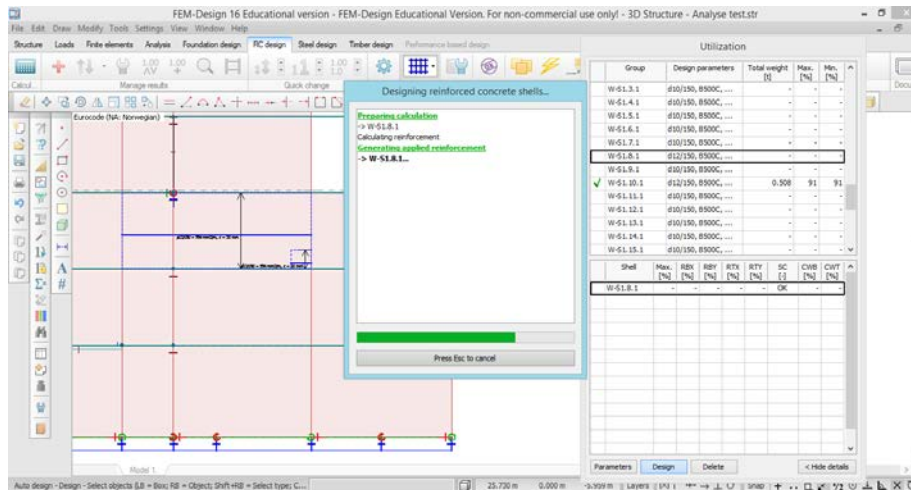
Figur 34: Kontroll av likevekt



Figur 35: Nedbøyning av etasjeskillerne i analyse

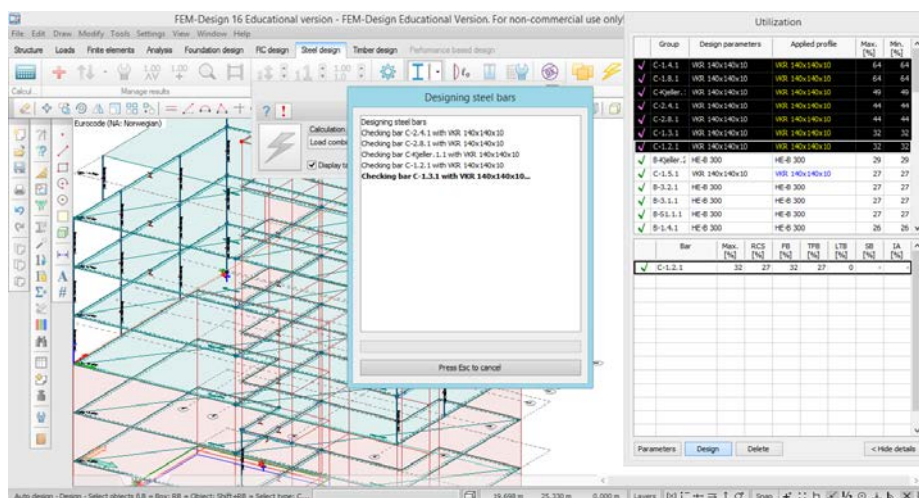
**RC design:** Denne delen av programmet omhandler betongdimensjonering, og den er delt inn i tre deler: Skallarmering, bjelkearmering og gjennomlokking. Her dimensjonerer man alle dekker, vegger, søyler og bjelker i betong, og legger inn armering.

Dersom man ikke vet hvor mye armering man skal ha, kan programmet beregne ut nødvendig armering, og evt. legge inn armeringen.



Figur 36: Auto design av armering i vegg

**Steel design:** Dette er på samme måte som RC design dimensjonering, bare at det man her ser på stål. Dersom man har søyler og bjelker av stål, ønsker man gjerne å dimensjonere og kontrollere disse. Man kan da starte med å sjekke utnyttelsen på de valgte profilene, og man kan her bruke en funksjon som automatisk finner de profiler som gir «best» utnyttelse.

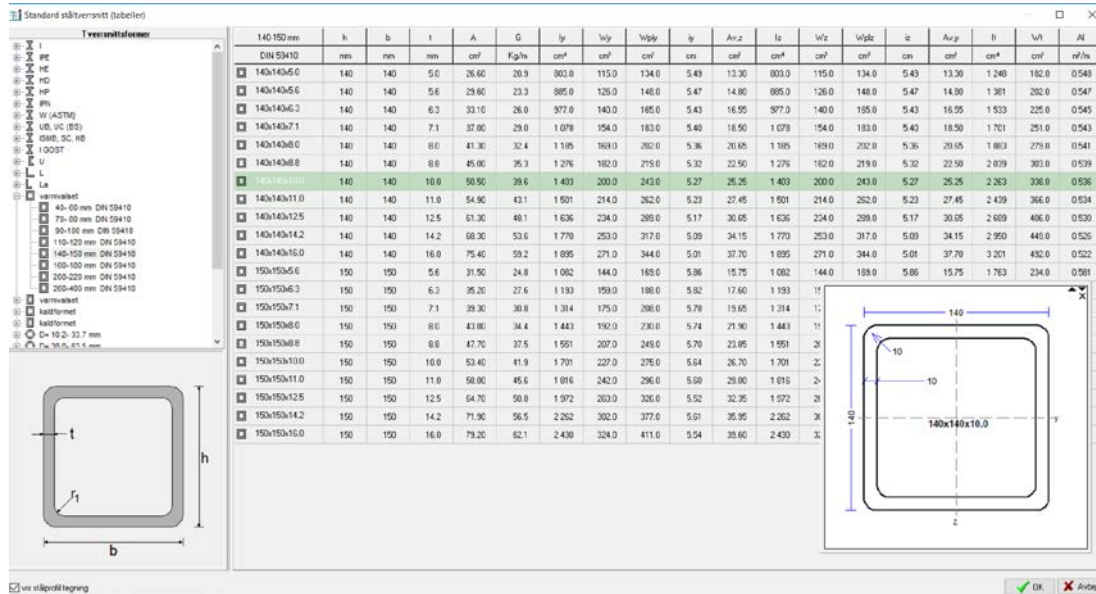


Figur 37: Auto-design av søyler og bjelker

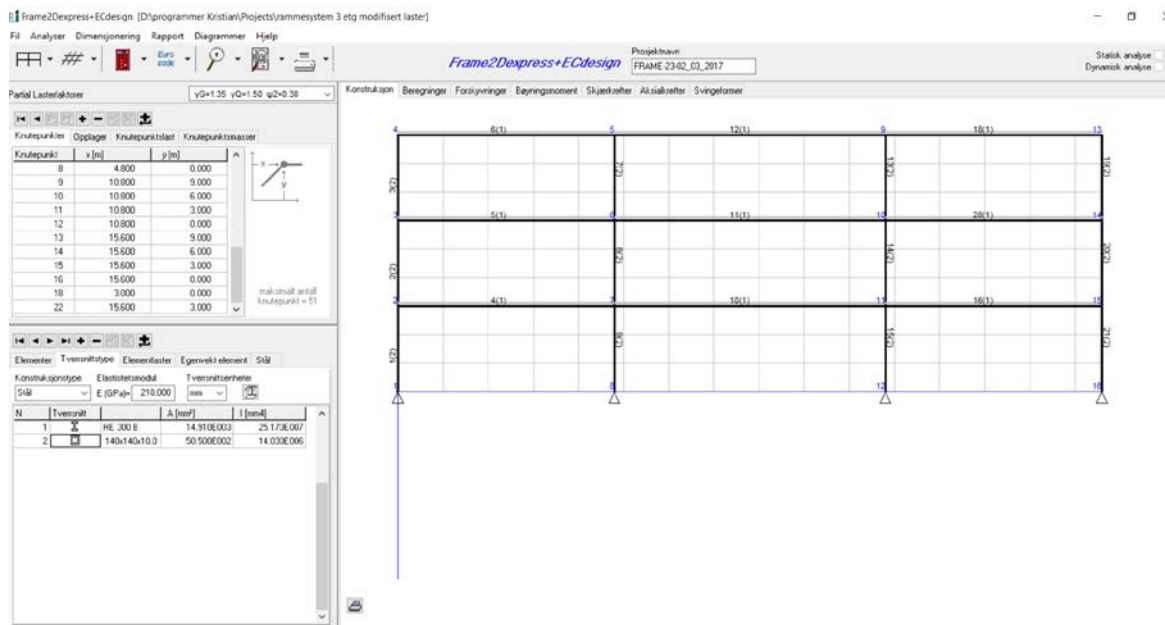


### 3.4 Eurocode Express

Beregningene som er utført i Eurocode Express omhandler kun rammeverket i stål på hulldekkemodellen. Vi har her kontrollert rammesystemet med tanke på skjærkrefter, forskyvninger, bøyemomenter og aksialkrefter.



Figur 38: Valg av tverrsnittsklasse



Figur 38: Oppbygging av rammesystem



### **3.5 Håndberegninger**

Utgangspunktet for dimensjoneringen er at det skal påvises at de ulike konstruksjonsdelene tilfredsstillende krav i NS-EN 1990 /1/ i ulike grensetilstander.

Søyler er kontrollert for knekking, interaksjon mellom bi-aksial bøyning og aksialkraft, samt at det er foretatt en kontroll av plastisk tverrsnittskapasitet.

Beregninger knyttet til fundamentet er kun gjennomført manuelt, da FEM-design ikke hadde denne muligheten i vår versjon av programmet.

Videre har vi foretatt beregninger knyttet til jordskjelv, der vi først foretok forenklede, manuelle beregninger og deretter sammenlignet resultatene med de vi fikk i FEM-design.

Alle håndberegninger er kontrollert opp mot resultater gitt i FEM-design, Eurocode Express og Adapt, ut ifra hvilken modell vi har sett på.

## 3.6 Jordskjelvberegninger

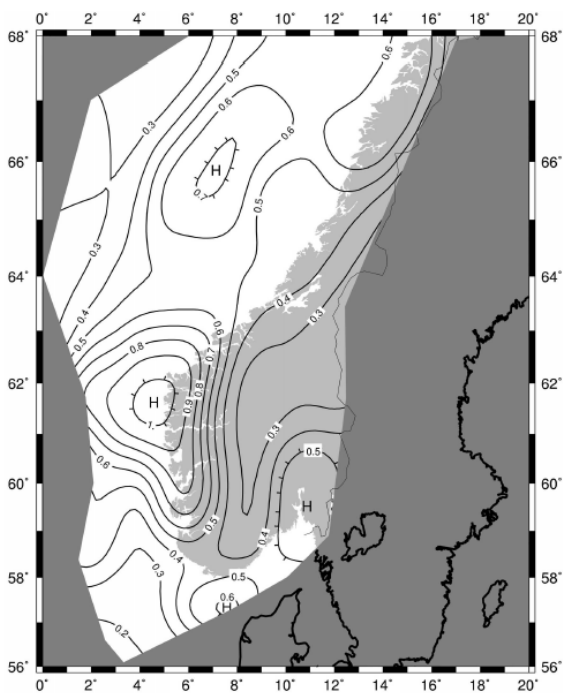
Utgangspunktet for den ingeniørmessige behandlingen av jordskjelv er en stedlig verdi for berggrunnens største akselerasjon i form av horisontale vibrasjoner,  $a_{g40HZ}$ . Vibrasjonene som forplanter seg vil kunne sette byggets bærekonstruksjon i svingninger med dens masse og stivhet. Disse svingningene avhenger av forskjellen mellom perioden på jordas svingninger og byggets egensvingeperiode (Løset, et al., 2011).

### 3.6.1 Duktilitet og konstruksjonsfaktor

Ved dimensjonering skilles det mellom DCL, lav duktilitet, og DCM, middels duktilitet. Denne duktiliteten er uttrykt ved konstruksjonsfaktoren  $q$ , og den er et uttrykk for hvor mye energi som kan absorberes og fordeles i bygget. Under kategorien lav duktilitet er denne mindre eller lik 1,5 (Løset, et al., 2011).

### 3.6.2 Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, $a_{g40hz}$

Norge er inndelt i områder med forskjellig akselerasjon fra berggrunnen, og disse kan avleses på kartet under.



Figur 39: Spissverdi for berggrunnens akselerasjon NA.3 (901). (Norsk Standard, 2009)

### 3.6.3 Seismisk faktor, $\gamma_I$

Det inndeles i fire seismiske klasser, med hver sin verdi for  $\gamma_I$ . De seismiske klassene er svært parallell til pålitelighetsklassene, som skal velges ut ifra konsekvenser ved sammenbrudd av bygget. (Løset, et al., 2011).

Importance class	$\gamma_I$
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Figur 40: Seismiske klasser (Norsk Standard, 2009).

### 3.6.4 Dimensjonerende grunnaskelerasjon, $a_g$ .

$a_g = 0,8 \times a_{g40\text{hz}} \times \gamma_I =$  dimensjonerende grunnforhold type C, og dette beregnes ut ifra parametre bestemt tidligere.

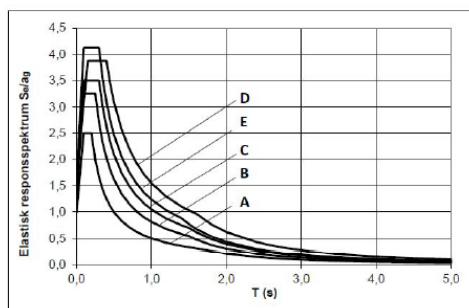
### 3.6.5 Bestemmelse av grunntype

Bestemmelse av grunntype gjøres på bakgrunn av geotekniske undersøkelser, og velges ut ifra tabell under (figur 41).

### 3.6.6 Forsterkningsfaktor, $S$ , for grunnforholdene

Forsterkningsfaktoren er bestemmende for responspekteret, og varierer normalt fra 1,0 til 1,7.

Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4



Figur 41: Verdier for parametre som beskriver de anbefalte responspektre

### 3.6.7 Knekkpunktene i responspekteret, $T_B$ , $T_C$ og $T_D$

$T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$  er egensvingeperioder som bestemmer knekkpunktene i responspekteret. Disse er avhengig av grunnforholdene (Løset, et al., 2011).

### 3.6.8 Byggets egensvingeperiode, $T$

$T$ , byggets egensvingeperiode, er en fysisk egenskap til selve bygget som i hovedsak er avhengig av konstruksjonens stivhet og byggets seismiske masse. Denne perioden varierer ofte fra 0,5 s til 1,5 s (Løset, et al., 2011).

### 3.6.9 Dimensjonerende responsenter $S_d(T)$

Etter at alle parametrene ovenfor er bestemt kan  $S_d(T)$ , det dimensjonerende responspekteret, beregnes. Den verdien av  $S_d(T)$  som beregnes for byggets egensvingeperiode,  $T$ , er byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon (Løset, et al., 2011).

Matematiske uttrykk for dimensjonerende responspektrum $S_d(T)$	
Byggets egenperiode	Dimensjonerende spekter
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \times S \times [2/3 + (T/T_B) \times (2,5/q - 2/3)]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5 \times (T_C/T) / q \geq 0,2 \times a_g$
$T_D \leq T$	$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5 \times (T_C \times T_D/T^2) / q \geq 0,2 \times a_g$

Tabell 14: Dimensjonerende responspektrum

### 3.6.10 Masse $m$ i seismiske beregninger

Byggets masse er viktig for de egensvingeperiodene som beregnes for bygget og for de kreftene som oppstår på grunnivå fra jordskjelvet. Ifølge Betongelementboken- Bind H anbefales det at massen settes lik den som tilsvarer byggets egenvekt og permanente laster (Løset, et al., 2011).

Ettersom oppgaven vår tar for seg flere dekketyper har vi kun valgt å se på etteroppspente, fiberarmerte dekker som utgangspunkt for beregning av massen til bygget, da det er dette dekket vi har valgt å ha hovedfokus på. Laster og beregning av total seismisk masse er behandlet i vedlegg V.2.9.

### ***3.6.11 Skjærkraft ved fundamentnivå***

I Eurokode 8 er horisontal kraft ved overkant mark gitt etter formel:  $F_B = m \times S_d(T) \times \lambda$ .

### ***3.6.12 Fordeling av krefter i konstruksjonen***

Skjærkraft ved fundamentnivå,  $F_B$ , skal fordeles på hver etasje i bygget. I Eurokode 8 er det angitt en metode for dette, som går ut på at horisontalkraften i hver etasje er vektet med produktet av forskyvningen og massen i hver etasje dividert med summen av dette produktet for alle etasjene (Løset, et al., 2010).

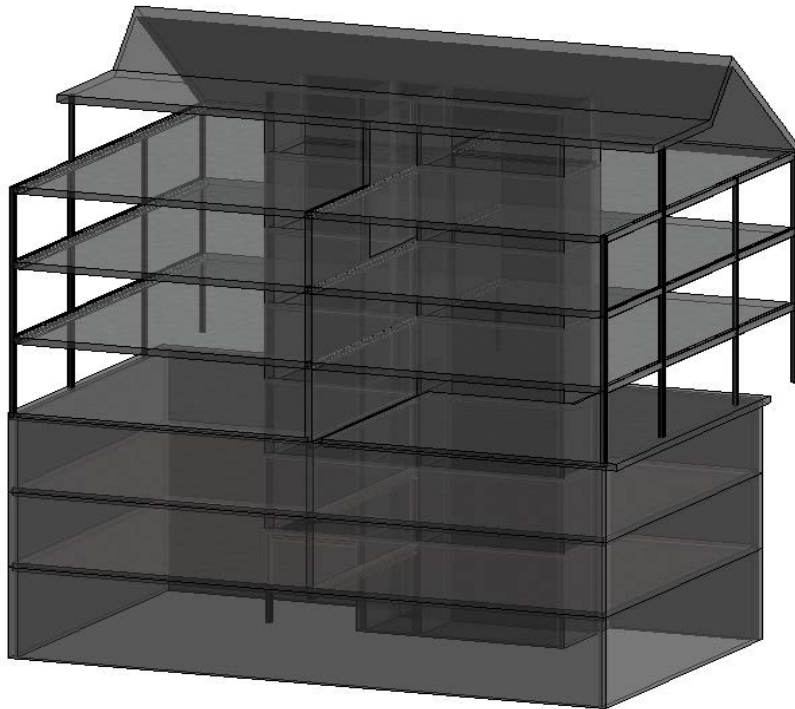
## 4.0 Resultater

Resultatene er presentert ut ifra hvilke dekker som er valgt for løsningen. Vi har kontrollert de konstruksjonsdelene som har størst belastning for hånd. På grunn av omfang har vi kun sett på dekket over 1 etasje for hver modell. Resultatene er vurdert opp mot hverandre med tanke på:

- **Dekketykkelse**
- Antall søyler og bjelker
- Nedbøying
- Riss
- Pris

Alle beregningsrapporter er vedlagt i V2, V3 og V4.

## 4.1 Prefabrikkerte betongelementer



Figur 42: Modell med hulldekker

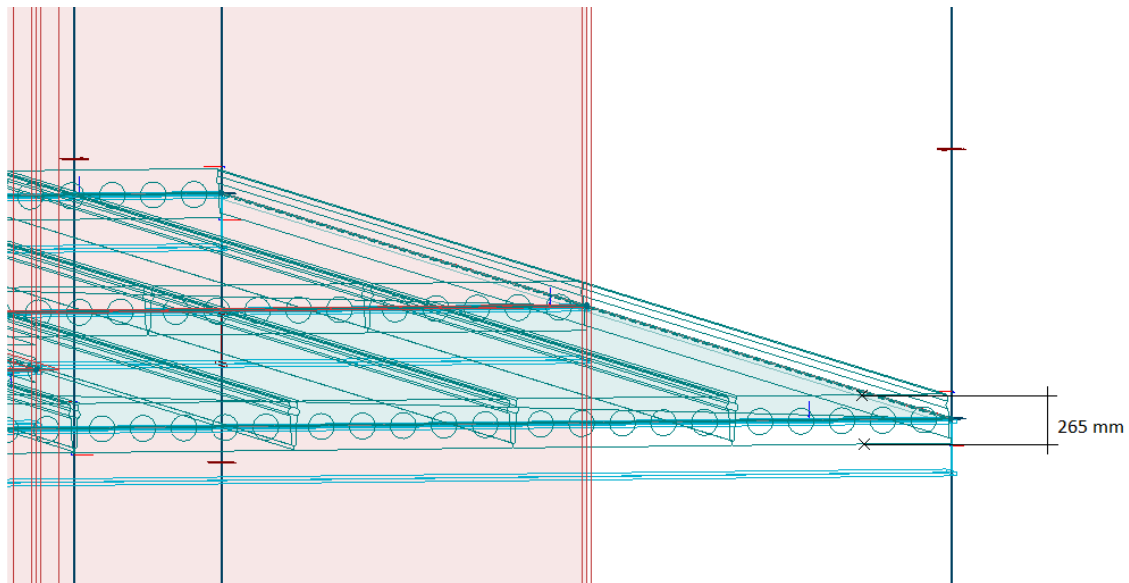
### 4.1.1 Statisk virkemåte

Løsningen for denne modellen er hulldekker opplagt på bærende betongvegger fra parkeringskjeller og opp til dekket i første etasje, og fra første etasje og videre oppover er hulldekkene opplagt på et rammesystem i stål. Vi har valgt et leddet system mellom dekker, søyler og betongvegger. Bygget er avstivet av betongskiver.

### 4.1.2 Prefabrikkerte betongelementer på deltabjelker

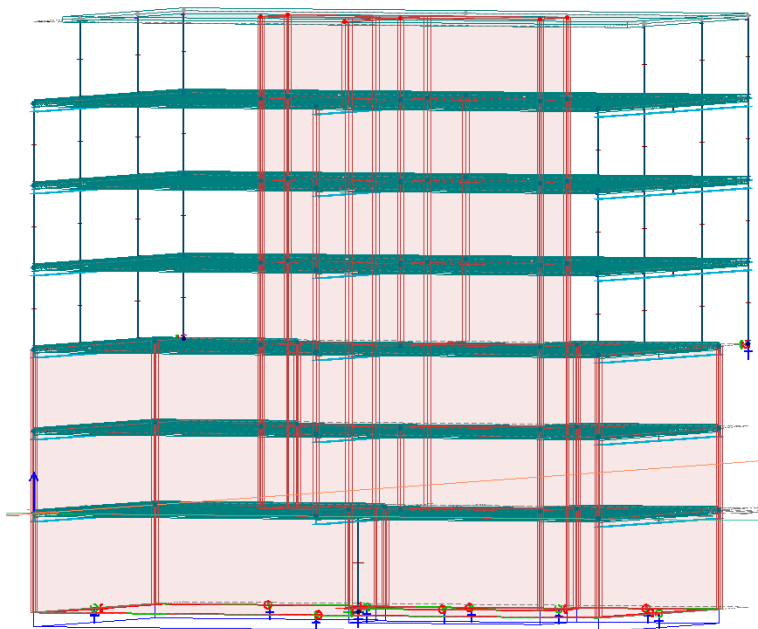
For denne løsningen valgte vi å bruke prefabrikkerte betongelementer, med dimensjon 265mm, se vedlegg V1.7 Største spennvidde er 10,6 meter. Elementene er opplagt på ulike

deltbjelker, der det støpes i utsparingene, samt at bjelkene fylles med betong. For nærmere informasjon om konstruksjonsdetaljer, se vedlegg V4.4.



Figur 43: Dekketykkelse på hulldekke

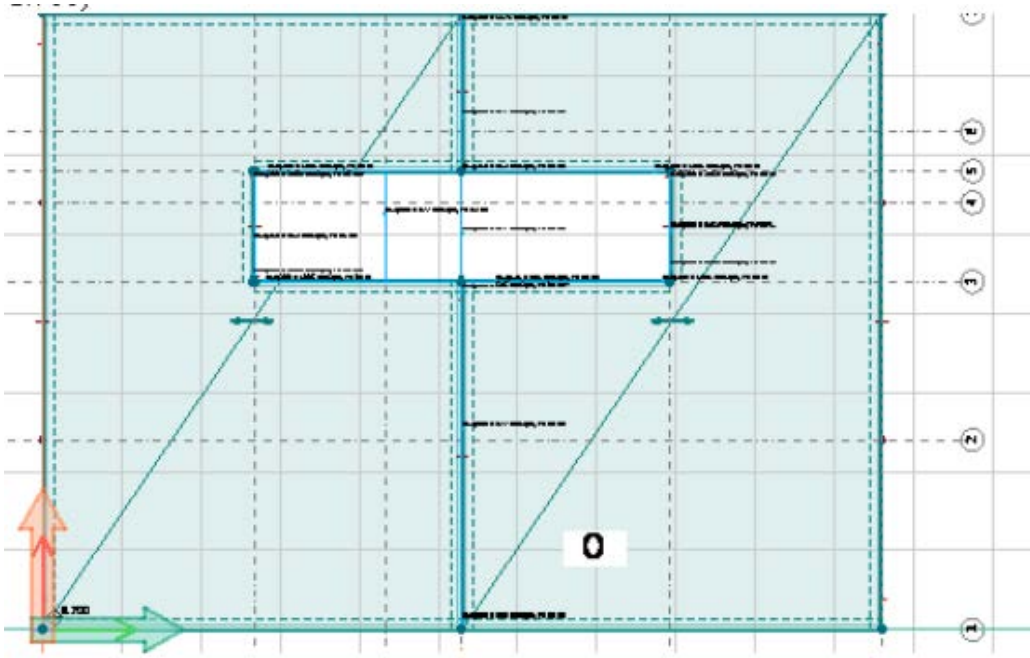
### 4.1.3 FEM-design



Figur 44: Modell av søyle- og bjelkeplassering

Modellen med hulldekker vil trenge 27 søyler og 18 bjelker totalt, i tillegg til innstøpte gods mot heissjakt.

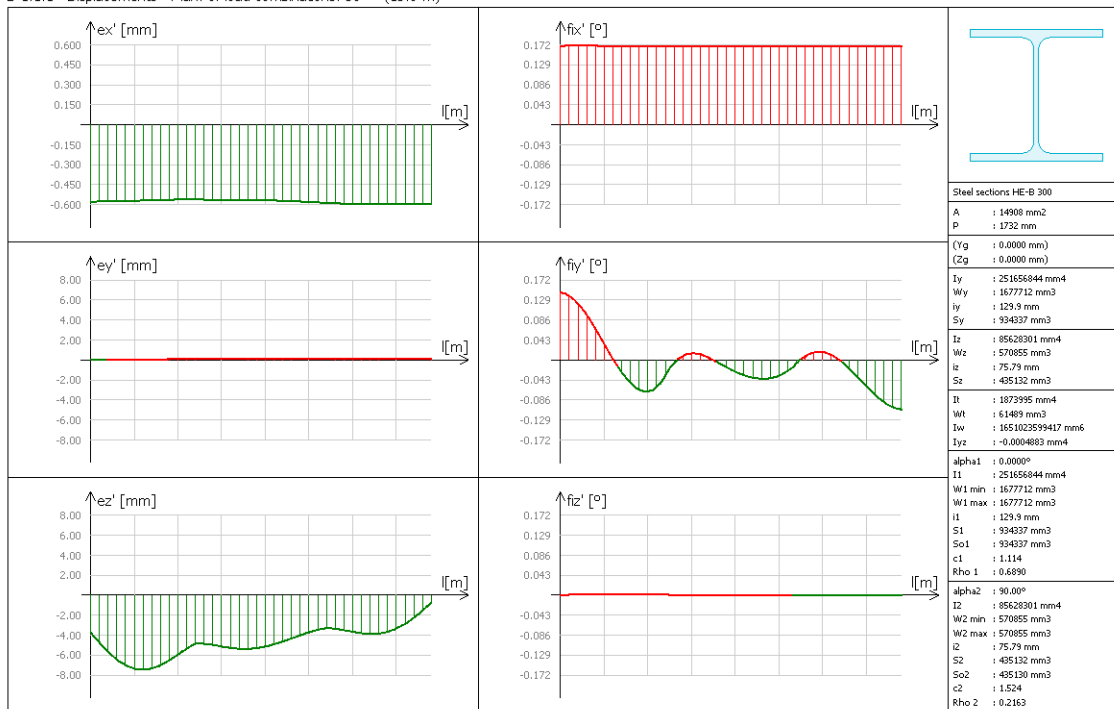




Figur 45: Riss i dekke 2

Ingen riss forekommer på modellen.

B-1.1.1 - Displacements - Max. of load combinations: Sc - (15.6 m)

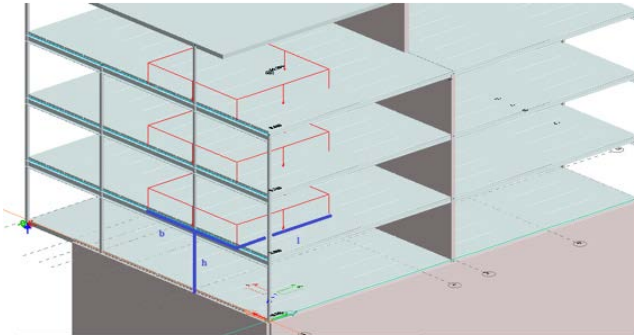


Figur 46: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand

Nedbøyning for bjelke B-1.1.1 er innenfor kravet på 24 mm.

## 4.1.4 Manuelle beregninger

### Søyle C.1.2.1



#### Dimensjonerende lastvirkning:

$$\text{Egenlast HD:} \quad g_e := 5.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast tak:} \quad g_t := 1.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast bjelker:} \quad g_b := 0.22 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast på gulv:} \quad q_g := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast:} \quad q_s := 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lastareal:} \quad A_L := 29.892 \cdot \text{m}^2$$

Neglisjerer her vindlast på grunn av stenderverket.

#### Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B_1 := N_{Ed_1} := 1.35(3 \cdot g_e + 3 \cdot g_b + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 3 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 982.356 \cdot \text{kN}$$

$$B_2 := N_{Ed_2} := 1.2(3 \cdot g_e + 3 \cdot g_b + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 3 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 983.208 \cdot \text{kN}$$

### Moment:

Velger eksentrisitet  $0.0015 \times L$ , altså  $0.00435$

$$e_{\min} := 0.00435 \cdot m$$

$$M_{Ed} := N_{Ed2} \cdot e_{\min} = 4.277 \cdot \text{kNm}$$

### S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M, \text{ult}} = 1.05$$

$$\gamma_{M1, \text{ult}} = 1.05$$

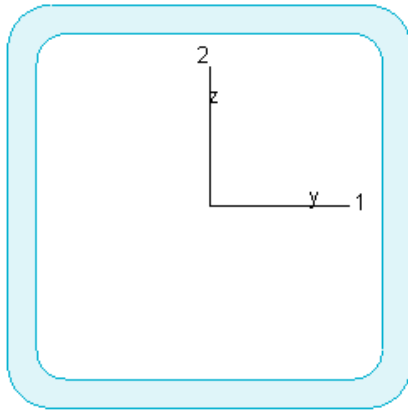
$$\gamma_{M2, \text{ult}} = 1.25$$

$$\gamma_{M, \text{acc/seis}} = 1.00$$

$$\gamma_{M1, \text{acc/seis}} = 1.00$$

$$\gamma_{M2, \text{acc/seis}} = 1.00$$

### VKR 140x140x10



$$A = 5093 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_1 = 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 2.461 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 2.461 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{el, \min, 1} = 2.023 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$W_{el, \min, 2} = 2.023 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 53 \text{ mm}$$

$$i_2 = 53 \text{ mm}$$

$$I_t = 2.326 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.220 \times 10^8 \text{ mm}^6$$

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

$$\epsilon = 0.81$$

$$\lambda_1 = 76.40$$

### Tverrsnittsklasse:

$$c := 120 \text{ mm}$$

$$t := 10 \text{ mm}$$

$$\epsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \epsilon$$

$$\frac{c}{t} = 0.012 < 33 \cdot \epsilon = 26.73 \quad \text{OK!}$$

Søylen tilhører tverrsnittsklasse 1, det vil si vi kan regne videre plastisk og trenger ikke å sjekke søylen for local buckling.

### Knekking om sterk akse:

Søylen er symmetrisk, aksene er like sterke.

Søylen vil ikke vippe, altså vil:  $\chi_{LT} := 1$

$$\begin{aligned}L_k &:= 2.9\text{-m} & f_y &:= 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\A &:= 5093 \cdot \text{mm}^2 & \gamma_m &:= 1.05 \\W_{pl} &:= 2.461 \cdot 10^5 \cdot \text{mm}^3 & E &:= 210000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\i_y &:= 53 \cdot \text{mm}\end{aligned}$$

$$\lambda := \left( \frac{L_k}{i_y \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.716$$

Leser av knekkurve a:

$$\chi := 0.85$$

$$N_{b.Rd} := \chi \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot A = 1.464 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Utnyttelse:**

$$N_{Rd} := f_y \cdot A = 1.808 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,pl} := \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 83.205 \cdot \text{kNm}$$

$$\frac{N_{Ed_2}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.595 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

**Interaksjon kan neglisjeres dersom følgende er oppfylt:**

$$N_{Ed_2} \leq 0.25 \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{og} \quad N_{Ed_2} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$h_w := 120 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := 10 \cdot \text{mm}$$

$$N_{Ed_2} = 983.208 \cdot \text{kN} > 0.25 \cdot f_y \cdot A = 452.004 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke OK!}$$

$$N_{Ed_2} = 983.208 \cdot \text{kN} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 202.857 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke OK!}$$

**Interaksjon:**

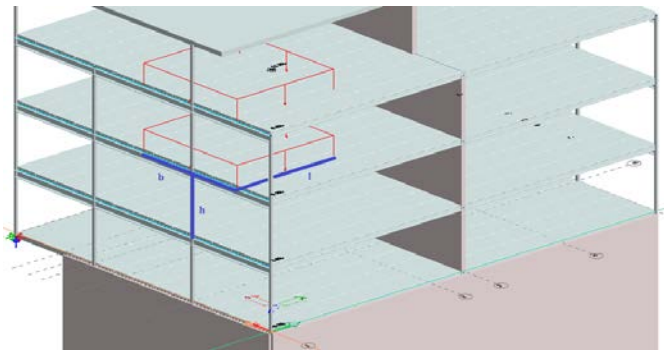
$$\psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 > 0.4$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[ 1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed_2}}{N_{b,Rd}} \right] = 0.808$$

$$\frac{N_{Ed_2}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.713 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

## Søyle 2.1.4



### Dimensjonerende lastvirkning:

$$\text{Egenlast HD:} \quad g_e := 5.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast tak:} \quad g_t := 1.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Egenlast bjelker:} \quad g_b := 0.22 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast på gulv:} \quad q_g := 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast:} \quad q_s := 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lastareal:} \quad A_L := 29.892 \cdot \text{m}^2$$

Neglisjerer her vindlast på grunn av stenderverk.

### Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B_1 := N_{Ed1} := 1.35 \cdot (2 \cdot g_e + 2 \cdot g_b + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 694.81 \cdot \text{kN}$$

$$B_2 := N_{Ed2} := 1.2 \cdot (2 \cdot g_e + 2 \cdot g_b + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 693.734 \cdot \text{kN}$$

### Moment:

Velger eksentrisitet på  $0.0015 \times L$ , altså  $0.00435$

$$e_{\min} := 0.00435 \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed1} \cdot e_{\min} = 3.022 \cdot \text{kNm}$$

**S 355**

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ut} = 1.05$$

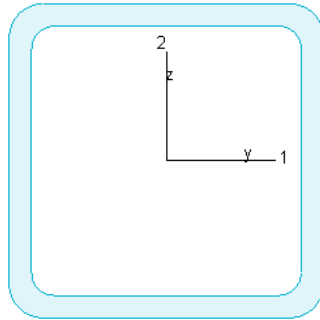
$$\gamma_{M1,ut} = 1.05$$

$$\gamma_{M2,ut} = 1.25$$

$$\gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

**VKR 140x140x10**

$$\begin{aligned} A &= 5093 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ I_y &= 1.416e+07 \text{ mm}^4 & \varepsilon &= 0.81 \\ I_z &= 1.416e+07 \text{ mm}^4 & \lambda_1 &= 76.40 \\ I_1 &= 1.416e+07 \text{ mm}^4 \\ I_2 &= 1.416e+07 \text{ mm}^4 \\ W_{pl,1} &= 2.461e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{pl,2} &= 2.461e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,1} &= 2.023e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,2} &= 2.023e+05 \text{ mm}^3 \\ i_1 &= 53 \text{ mm} \\ i_2 &= 53 \text{ mm} \\ I_t &= 2.326e+07 \text{ mm}^4 \\ I_w &= 1.220e+08 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

**Tverrsnittsklasse:**

$$c := 120\text{-mm}$$

$$t := 10\text{-mm}$$

$$\varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{c}{t} = 12 < 33 \cdot \varepsilon = 26.73 \quad \text{OK!}$$

Søylen tilhører tverrsnittsklasse 1, det vil si vi kan regne videre plastisk og trenger ikke å sjekke søylen for local buckling.

**Kneking om sterk akse:**

Søylen er symmetrisk, aksene er like sterke.

Søylen vil ikke vippe, altså vil:  $\chi_{LT} := 1$

$$L_k := 2.9\text{-m}$$

$$f_y := 355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A := 5093 \cdot \text{mm}^2$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$W_{pl} := 2.461 \cdot 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$E := 210000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$i_y := 53\text{-mm}$$

$$\lambda := \left( \frac{L_k}{i_y \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.716$$

Leser av knekkurve a:

$$\chi := 0.85$$

$$N_{b,Rd} := \chi \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot A = 1.464 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Utnyttelse:**

$$N_{Rd} := f_y \cdot A = 1.808 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,pl} := \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 83.205 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed1}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.421 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

**Interaksjon kan neglisjeres om følgende er oppfylt:**

$$N_{Ed1} \leq 0.25 \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{og} \quad N_{Ed1} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$$h_w := 120 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := 10 \cdot \text{mm}$$

$$N_{Ed1} = 694.81 \cdot \text{kN} < 0.25 \cdot f_y \cdot A = 452.004 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke OK!}$$

$$N_{Ed1} = 694.81 \cdot \text{kN} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 202.857 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke OK!}$$

**Interaksjon:**

$$\psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 > 0.4$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left[ 1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed2}}{N_{b,Rd}} \right] = 0.747$$

$$\frac{N_{Ed1}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.502 < 1.0 \quad \text{OK!}$$



#### 4.1.5 Miljø

Generelt vil forspente betongdekker være mer miljøvennlig enn slakkarmerte dekker fordi man vil oppnå bedre styrke/vekt fordeling, noe som fører til mindre betongbruk (Spenncon, 2017). Det må påregnes noe utslipp fra påstøp på hulldekke, men totalutslippene antas likevel å være lavere enn for plass-støpt betong (Ness, 2015).



Figur 47: CO<sub>2</sub> utslipp fra hulldekke (Spenncon)

#### 4.1.6 Pris

Prisestimat hulldekker (Merk: Moms er ikke medregnet i prisen)		
Vare/tjeneste	Utregning	Pris
Hulldekke og levering		500 kr/m <sup>2</sup>
Avrettingsmasse		499 kr/m <sup>2</sup>
Forskaling		100 kr/m <sup>2</sup>
Montering		270 kr/m <sup>2</sup>
Total pris		1369 kr/m <sup>2</sup>

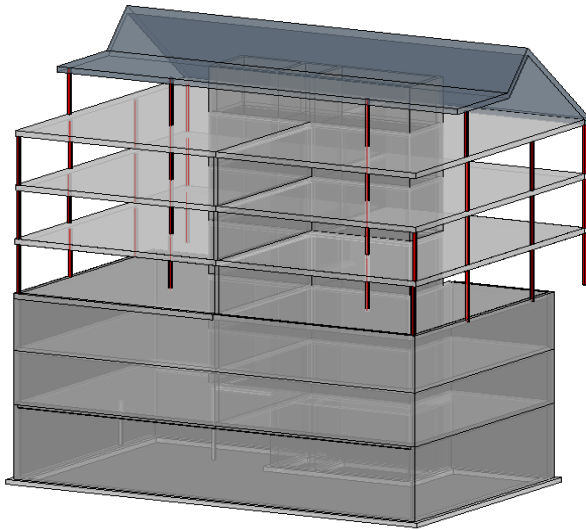
Tabell 15: Prisestimat hulldekke

Vi har på forespørsel til Spenncon AS fått oppgitt et referanseprosjekt vi har brukt for å gi et estimat på vårt eget prosjekt. Referanseprosjektet skulle ha levert et dekke på 5000 m<sup>2</sup>, hvor dekkeprisen med komplett bæresystem havnet på ca. 500 kr/m<sup>2</sup>. I prisen var det inkludert frakt til Ålesund fra fabrikk i Gjørungavåg.

Vårt prosjekt havner på 1350 m<sup>2</sup> pr blokk, om vi ser på alle tre blokkene vil vi få et areal på 4038,6 m<sup>2</sup>. Ut ifra dette mener vi at vårt prosjekt kan sammenlignes med overnevnte i størrelse.

Vi har sett vekk ifra prisen for total oppbygging av dekket.

## 4.2 Slakkarmerte betongdekker



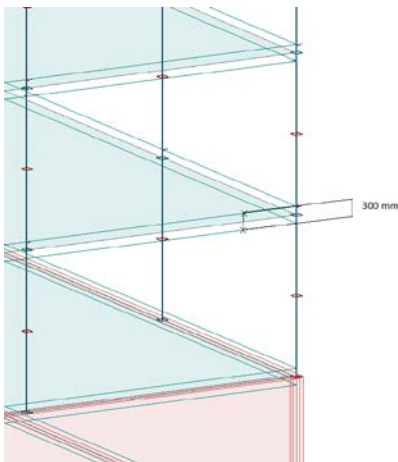
Figur 48: Modell med slakkarmerte betongdekker

### 4.2.1 Statisk virkemåte

Løsningen for denne modellen er slakkarmerte, plass-støpte betongdekker opplagt på bærende betongvegger fra parkeringskjeller og opp til dekket i første etasje, og fra første etasje og videre oppover er dekkene opplagt på stålsøyler. Vi har valgt en leddet forbindelse mellom stålsøyler og dekkene, og innspent forbindelse mellom dekkene og betongvegger. Bygget er avstivet av betongskiver.

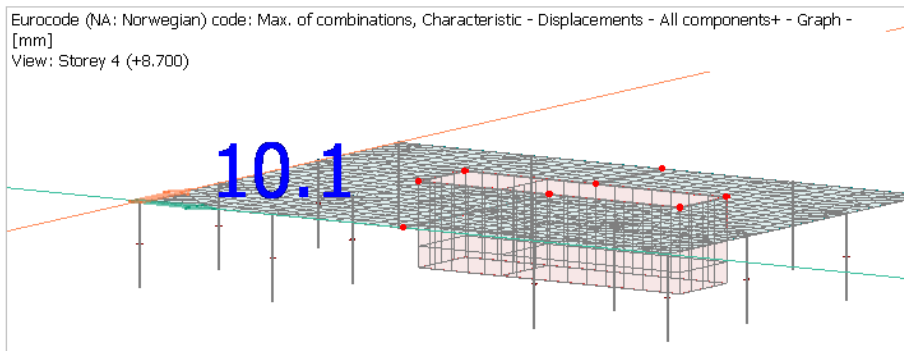
### 4.2.2 Plass-støpte betongdekker

Dekketykkelsen ble her 300 mm, med  $\varnothing 12$  c 200 som hovedarmering og  $\varnothing 12$  c 250 som fordelingsarmering. I tillegg vil det være bøylearmering ved overgang mellom dekket/vegg.



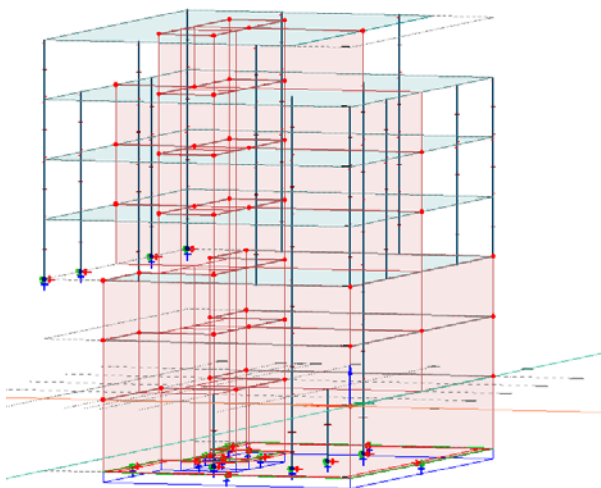
Figur 49: Dekketykkelse på slakkarmert, plass-støpte betongdekker

### 4.2.3 FEM-design



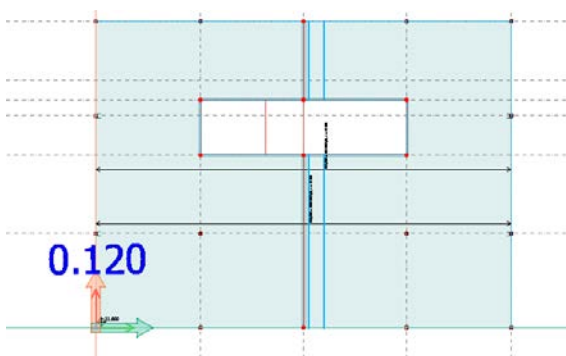
Figur 50: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand

Modellen har nedbøyning på 10.1 mm. Dette er innenfor kravet på 21.2 mm.



Figur 51: Antall søyler

Modellen trenger 56 søyler.

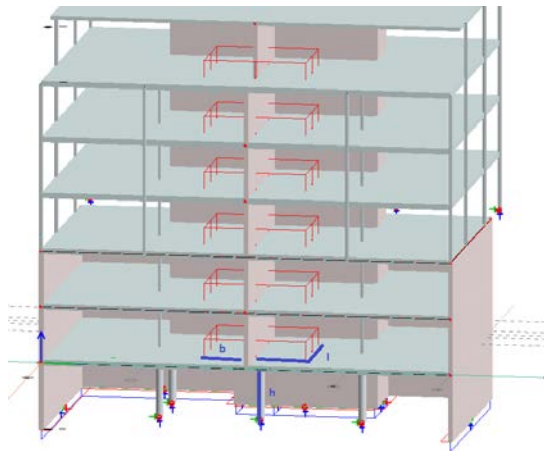


Figur 52: Riss

Dekket 2 får riss på 0.12 mm.

## 4.2.4 Manuelle beregninger

### Søyle C-K.3.1



#### Dimensjonerende lastvirkning

(Ser vekk ifra vekt av armering og søyler)

Egenvekt etasjeskiller, 300 mm:  $g_e := 7.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt skillevegger betong:  $g_{sv} := 452.31 \text{kN}$

Egenvekt takkonstruksjon:  $g_t := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast på gulv:  $q_g := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast på tak:  $q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal:  $A_L := 23.32 \text{m}^2$

#### Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand

B1:  $N_{Ed1} := 1.35 \cdot g_{sv} + 1.35 \cdot (6 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 6 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 2.496 \times 10^3 \text{ kN}$

B2:  $N_{Ed2} := 1.2 \cdot g_{sv} + 1.2 \cdot (6 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 6 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 2.384 \times 10^3 \text{ kN}$

### Kapasitet av søyletverrsnitt

Materiale: B35

Armering: B500NC

Dimensjonerende fastheter:

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.983 \times 10^7 \frac{1}{m^2} \text{ newton}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 4.348 \times 10^8 \frac{1}{m^2} \text{ N}$$

$$\text{Betongtverrsnitt } A_c = \pi \cdot (200\text{mm})^2 = 125.664 \text{ m}^2$$

$$\text{Armeringstverrsnitt: } A_s = 6 \cdot \pi \cdot 12.5^2 = 2.945 \times 10^9 \frac{1}{m^2} \text{ mm}^2$$

Effektivt kryptall:  $\varphi_{cf} := 1.5$

### Beregning av slankhet

$$A_{\varphi} := 0.962$$

Forhold mellom stavendemoment:  $r_m := 0$

$$\lambda_{nlim} := 13(2 - r_m) \cdot A_{\varphi} = 25.012$$

Geometrisk slankhet:

$$\lambda := 30.31$$

Mekanisk armeringsforhold:

$$\omega := 0.51$$

$$n := \frac{N_{Ed1}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.001$$

Normalisert slankhet:

$$k_a := 0.4 \cdot 12 = 4.8$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} = 12.491$$

Her blir  $\lambda_n < \lambda_{n,lim}$  slik at søyla ikke trenger å betraktes som slank, og vi trenger ikke å inkludere 2.ordens effekter.

### Aksialkraftkapasitet:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + f_{yd} \cdot A_s = 3.714 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed1} = 2.496 \times 10^3 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.672$$

Mimimumsarmering søyler etter EC2, NA.9.5.2(2):

$$A_{smin} := 0.01 \cdot A_c = 1.257 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$6\phi 25 \text{ gir } A_s = 2945.24 \text{ mm}^2$$

**Dimensjonerende momentlast:**

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_{min} = 49.915 \frac{1}{m} \text{ kNm}$$

Fra aksialkraft:

$$n := \frac{N_{Ed1}}{A_c \cdot f_{ck}} = 0.567$$

Fra moment:

$$m := \frac{M_{Ed}}{A_c \cdot D \cdot f_{ck}} \cdot 0.33 = 0.33$$

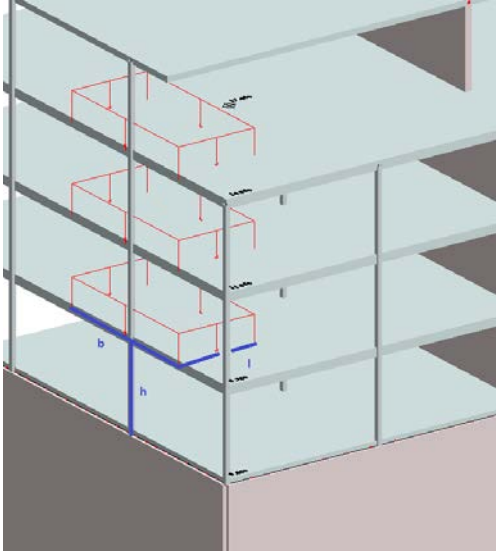
$$w := A_s \cdot \frac{f_{yk}}{A_c \cdot f_{ck}} = 0.335$$

Nødvendig armeringsmengde:

$$A_{sn} := f_{cd} \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \frac{w}{f_{yd}} = 1.919 \times 10^3$$

$A_s > A_{sn}$  → Kan bruke tenkt armeringsmengde

### Søyle C.1.2.1



#### Dimensjonerende lastvirkning

Egenvekt etasjeskiller, 300 mm:  $g_e := 7.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt takkonstruksjon:  $g_t := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast på gulv:  $q_g := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast på tak:  $q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal:  $A_L := 14.569 \text{m}^2$

Neglisjerer her vindlast på grunn av stenderverk.

#### Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B_1 := N_{Ed_1} := 1.35 \cdot (3 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 3 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 618.039 \text{ kN}$$

$$B_2 := N_{Ed_2} := 1.2 \cdot (3 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 3 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 602.982 \text{ kN}$$

#### Moment:

Velger eksentrisitet her på 0.0015m x L, altså 0.00435

$$e_{\min} := 0.00435 \text{ m}$$

$$M_{ed} := N_{Ed_1} \cdot e_{\min} = 2.688 \text{ kNm}$$

**S 355**

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,utt} = 1.05$$

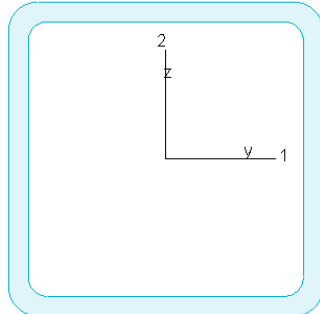
$$Y_{M1,utt} = 1.05$$

$$Y_{M2,utt} = 1.25$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

**VKR 160x160x10**

$$A = 5893 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2.186e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2.186e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_1 = 2.186e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 2.186e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 3.290e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 3.290e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 2.732e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 2.732e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 61 \text{ mm}$$

$$i_2 = 61 \text{ mm}$$

$$I_t = 3.551e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 2.018e+08 \text{ mm}^6$$

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

$$\epsilon = 0.81$$

$$\lambda_1 = 76.40$$

**Tverrsnittsklasse**

$$c := 140 \text{ mm}$$

$$t := 10 \text{ mm}$$

$$\epsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \epsilon$$

Søylen tilhører tverrsnittsklasse 1, kan derfor regne videre plastisk og trenger ikke å sjekke søyler for local buckling.

**Knekking om sterk akse**

Søylen er symmetrisk, aksene er like sterke

Søylen vil ikke vippe, altså vil  $\chi_{LT} := 1$

$$L_k := 2.9 \text{ m} - 0.7 = 2.03 \text{ m} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A := 5893 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$i_y := 60.9 \text{ mm}$$

$$W_{pl} := 2.73 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda := \left( \frac{L_k}{i_y \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.436$$



Leser av knekkurve a:  $\chi := 0.93$

$$N_{b,Rd} := \left( \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot A = 1.853 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Utnyttelse:**

$$N_{rd} := f_y \cdot A = 2.092 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,pl} := \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 92.3 \cdot \text{kNm}$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{rd}} \right) + \left( \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} \right) = 0.325 \quad 0.325 < 1.0 \quad \text{Ok!}$$

**Interaksjonen kan neglisjeres dersom følgende er oppfylt:**

$$N_{Ed1} \leq 0.25 \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{og} \quad N_{Ed1} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}$$

$$h_w := 140 \text{mm}$$

$$t_w := 10 \text{mm}$$

$$N_{Ed1} = 618.039 \cdot \text{kN} \quad > \quad 0.25 \cdot f_y \cdot A = 523.004 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke ok!}$$

$$N_{Ed1} = 618.039 \cdot \text{kN} \quad > \quad 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 2.367 \times 10^5 \text{N} \quad \text{Ikke ok!}$$

**Interaksjon:**

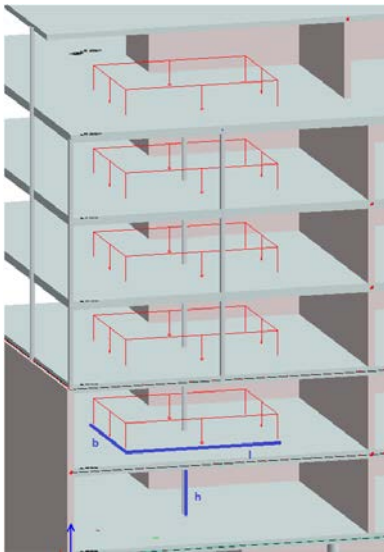
$$\psi := -0.5$$

$$c_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.4 \quad 0.4 \geq 0.4 \quad \text{ok!}$$

$$k_{yy} := c_{my} \left[ 1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{1056.2}{1566.95} \right] = 0.464$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{b,Rd}} \right) + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.347 \quad 0.347 < 1.0 \quad \text{ok!}$$

## Søyle C-S2.2.1



### Dimensjonerende lastvirkning

Egenvekt etasjeskiller, 300 mm:  $g_e := 7.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt takkonstruksjon:  $g_t := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast på gulv:  $q_g := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast på tak:  $q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal:  $A_L := 14.569 \text{m}^2$

Neglisjerer her vindlast på grunn av stenderverk.

### Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B_1 := N_{Ed1} := 1.35 \cdot (5 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 5 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 991.165 \cdot \text{kN}$$

$$B_2 := N_{Ed2} := 1.2 \cdot (5 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 5 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 967.673 \cdot \text{kN}$$

### Moment:

Velger eksentrisitet her på 0.0015m x L, altså 0.00435

$$e_{\min} := 0.00435 \text{m}$$

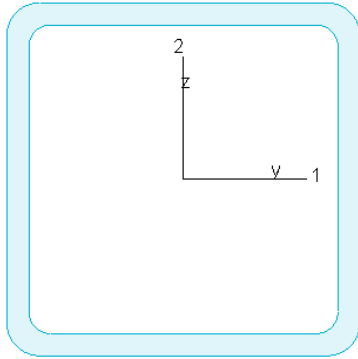
$$M_{ed} := N_{Ed1} \cdot e_{\min} = 4.312 \cdot \text{kNm}$$

## Maximum of load combinations

### S 355

E	=	210000	N/mm <sup>2</sup>		
G	=	80769	N/mm <sup>2</sup>		
Y <sub>M0,ult</sub>	=	1.05		Y <sub>M0,acc/seis</sub>	= 1.00
Y <sub>M1,ult</sub>	=	1.05		Y <sub>M1,acc/seis</sub>	= 1.00
Y <sub>M2,ult</sub>	=	1.25		Y <sub>M2,acc/seis</sub>	= 1.00

### VKR 160x160x10



A	=	5893	mm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub>	=	355	N/mm <sup>2</sup>
I <sub>y</sub>	=	2.186e+07	mm <sup>4</sup>	ε	=	0.81	
I <sub>z</sub>	=	2.186e+07	mm <sup>4</sup>	λ <sub>1</sub>	=	76.40	
I <sub>1</sub>	=	2.186e+07	mm <sup>4</sup>				
I <sub>2</sub>	=	2.186e+07	mm <sup>4</sup>				
W <sub>pl,1</sub>	=	3.290e+05	mm <sup>3</sup>				
W <sub>pl,2</sub>	=	3.290e+05	mm <sup>3</sup>				
W <sub>el,min,1</sub>	=	2.732e+05	mm <sup>3</sup>				
W <sub>el,min,2</sub>	=	2.732e+05	mm <sup>3</sup>				
i <sub>1</sub>	=	61	mm				
i <sub>2</sub>	=	61	mm				
I <sub>t</sub>	=	3.551e+07	mm <sup>4</sup>				
I <sub>w</sub>	=	2.018e+08	mm <sup>6</sup>				

### Tverrsnittsklasse

$$c := 140\text{mm}$$

$$t := 10\text{mm}$$

$$\epsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \epsilon$$

Søylen tilhører tverrsnittsklasse 1, kan derfor regne videre plastisk og trenger ikke å sjekke søylen for local buckling.

### Knekking om sterk akse

Søylen er symmetrisk, aksene er like sterke

Søylen vil ikke vippe, altså vil  $\chi_{LT} := 1$

$$L_k := 2.9\text{m} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A := 5893\text{mm}^2$$

$$i_y := 69.1\text{mm}$$

$$W_{pl} := 3.54 \cdot 10^5 \text{mm}^3 \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda := \left( \frac{L_k}{i_y \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.549$$

Leser av knekkurve a:  $\chi := 0.92$

$$N_{b,Rd} := \left( \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot A = 1.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Utnyttelse:**

$$N_{rd} := f_y \cdot A = 2.092 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,pl} := \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 119.686 \cdot \text{kNm}$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{rd}} \right) + \left( \frac{M_{ed}}{M_{Rd,pl}} \right) = 0.51 \quad 0.51 < 1.0 \quad \text{Ok!}$$

**Interaksjonen kan neglisjeres dersom følgende er oppfylt:**

$$N_{Ed1} \leq 0.25 \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{og} \quad N_{Ed1} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}$$

$$h_w := 140 \text{mm}$$

$$t_w := 10 \text{mm}$$

$$N_{Ed1} = 991.165 \cdot \text{kN} > 0.25 \cdot f_y \cdot A = 523.004 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke ok!}$$

$$N_{Ed1} = 991.165 \cdot \text{kN} > 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 2.367 \times 10^5 \text{N} \quad \text{Ikke ok!}$$

**Interaksjon:**

$$\psi := 0$$

$$c_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad 0.4 \geq 0.4 \quad \text{ok!}$$

$$k_{yy} := c_{my} \cdot \left[ 1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{1056.2}{1566.95} \right] = 0.741$$

$$\frac{N_{Ed1}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.503 \quad 0.503 < 1.0 \quad \text{ok!}$$

#### 4.2.5 Miljø

Dersom man ser på slakkarmerte betongdekker i forhold til før- og etteroppspente betongdekker vil slakkarmerte dekker være mindre miljøvennlig fordi man vil oppnå en dårligere styrke/vekt fordeling, som vil føre til mer betongbruk. Men valg av bæresystem, mengde jern, konstruksjonsutforming, spennvidder og tykkelser vil også påvirke det totale klimagassregnskapet (Ness, 2015).

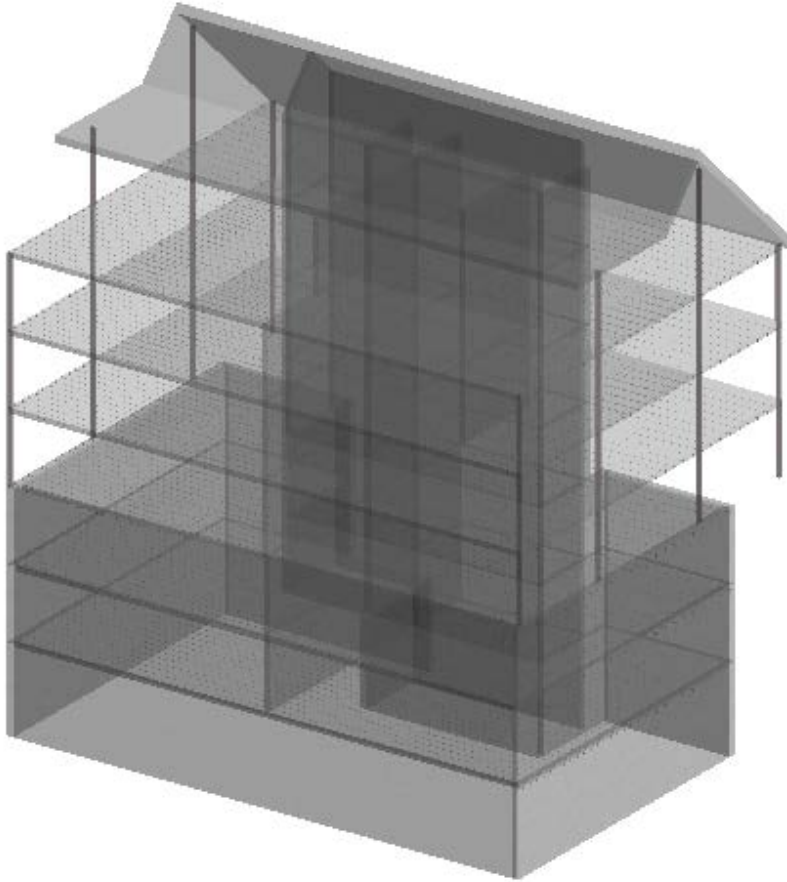
#### 4.2.6 Pris

Prisestimat på slakkarmerte betongdekker (Merk: Moms er ekskludert fra prisene. Prisene er innhentet fra lokale entreprenører. Betongprisen er innhentet fra Dyrøy AS, frakt og pumpebil er ikke medregnet)		
Vare/tjeneste	Utrekning	Pris
Forskaling		600 kr/m <sup>2</sup>
Betong 300 mm (B35)	$1300\text{kr/m}^3 * 0.3\text{m}$	390 kr/m <sup>2</sup>
Armering (B500NC)	$130\text{kg/m}^3 * 0.3\text{m} * 21\text{kr/kg}$	819 kr/m <sup>2</sup>
Total pris		1809 kr/m <sup>2</sup>

Tabell 16: Prisestimat på slakkarmerte betongdekker

Vi har ikke tatt med pris for montering og den totale oppbyggingen av dekket. I tillegg vil det påløpe kostnader knyttet til tilleggsarmering, dette er heller ikke medregnet her.

### 4.3 Etteroppspente, fiberarmerte betongdekker



Figur 53: Modell med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker

#### 4.3.1 Statisk virkemåte

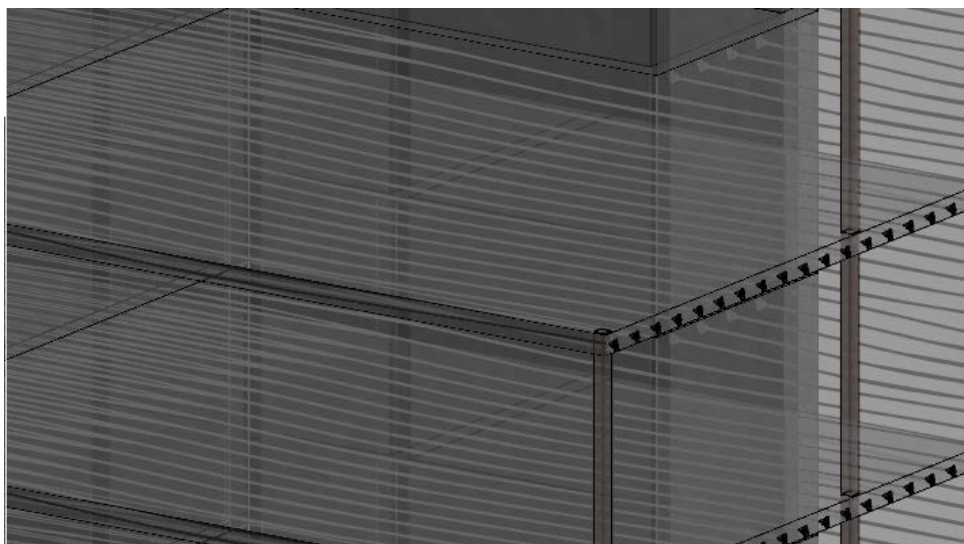
I denne løsningen består systemet av etteroppspente, fiberarmerte betongdekker som er fastspent på bærende betongvegger fra parkeringskjeller og opp til dekket i første etasje. Fra første etasje og videre oppover består systemet av dekker som er fritt opplagt på stålsøyler. Bygget er avstivet av betongskiver.

#### 4.3.2 Etterspente, fiberarmerte flatdekker

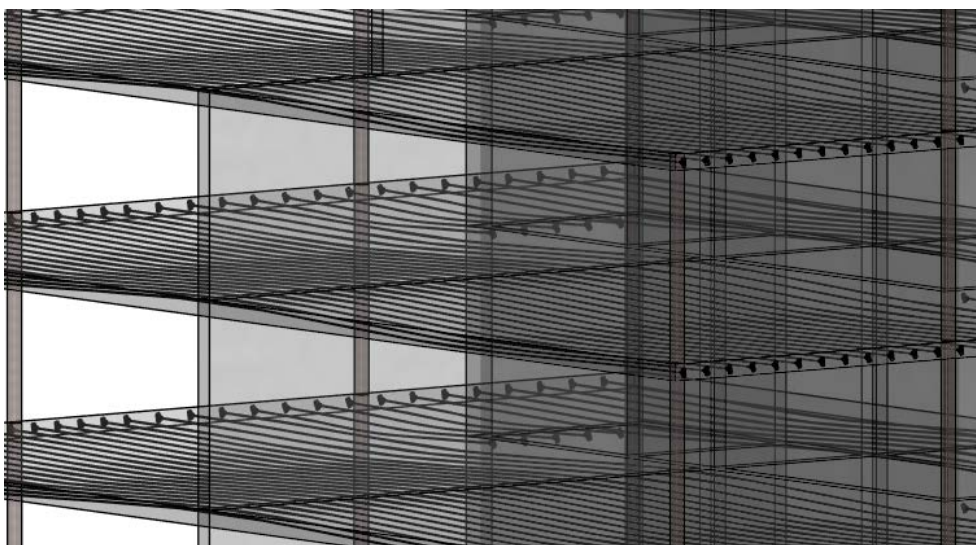
Ved utarbeidelse av denne løsningen har vi tatt utgangspunkt i systemet til THILT Engineering på etteroppspent, fiberarmert betong (Teknisk godkjenning på dette systemet er vedlagt i V5). Fibertype og fibermengde er derfor valgt på bakgrunn av dette. Løsningen ble

her fiberarmerte, etteroppspente dekker, på 230 mm, med 30 kg/fiber/m<sup>3</sup>. Den fiberarmerte betongen er selvkomprimerende med en betongkvalitet på B35.

Valgt spennsystem er XU unbonded, og dekket spennes opp med 230 kN. Se kap.4.3.9 for ytterligere beskrivelse av systemet.



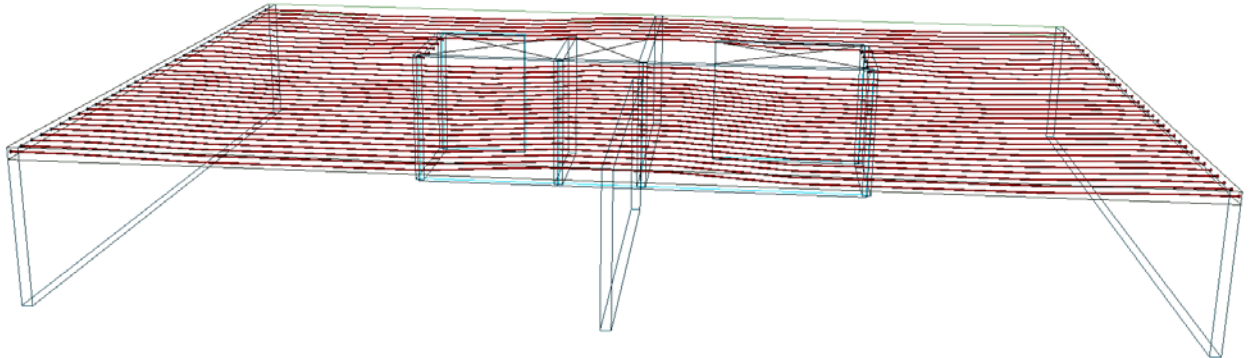
*Figur 54: Spennkabler lagt i ulik avstand mot sjakt*



*Figur 55: Oppløft av kabel inn mot vegg*

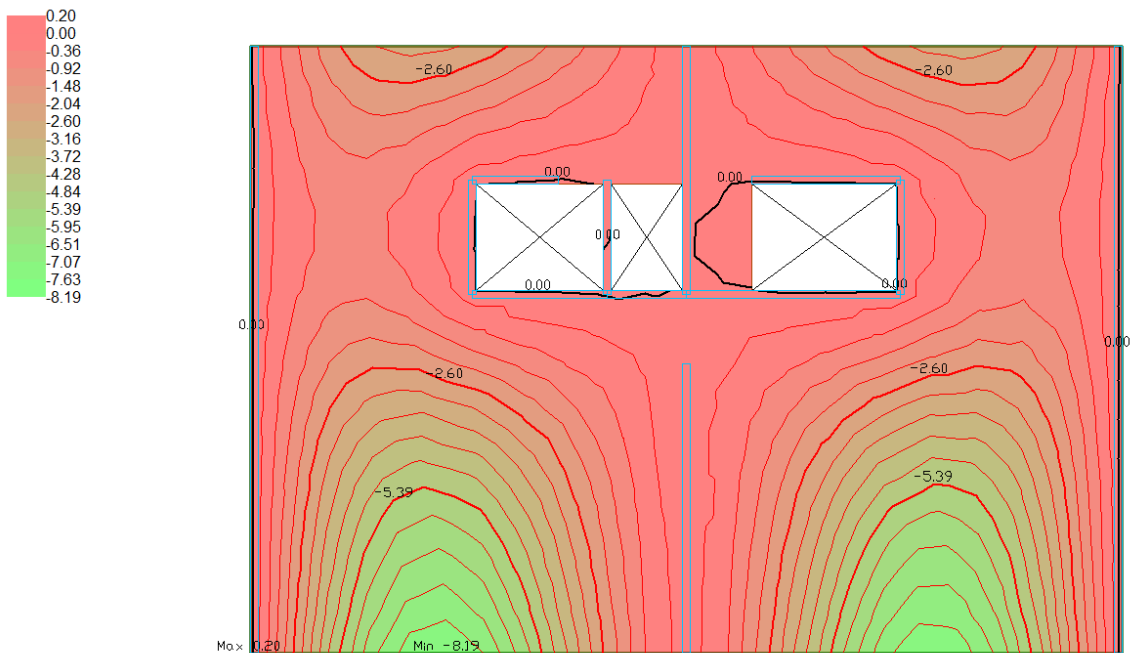
### 4.3.3 Adapt

Vi har valgt å presentere resultatene fra både Adapt og FEM-design, men i den endelige sammenligningen har vi valgt å bruke resultatene fra Adapt, da dette er et program som er spesielt utviklet for etteroppspente konstruksjoner.



Figur 56: 3D-illustrasjon av spennkabler i dekke 2

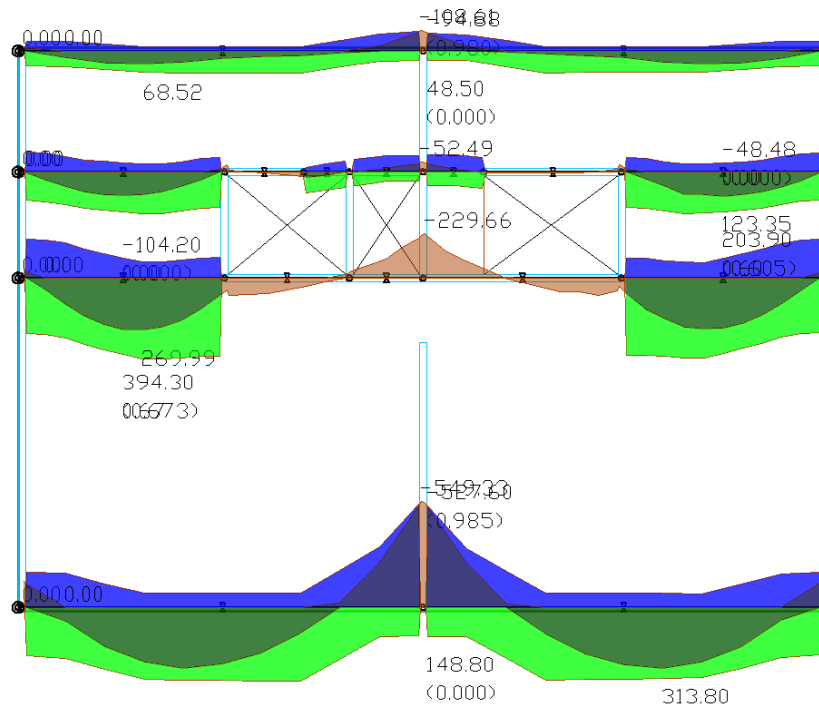
Slab, Deformation, Z-Translation (mm)  
Load Combination: Bruksgrense (SERVICEABILITY)  
Max 0.20@(7.71, -6.51, 3.00)  
Min -8.19@(12.56, -6.51, 3.00)



Figur 57: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand

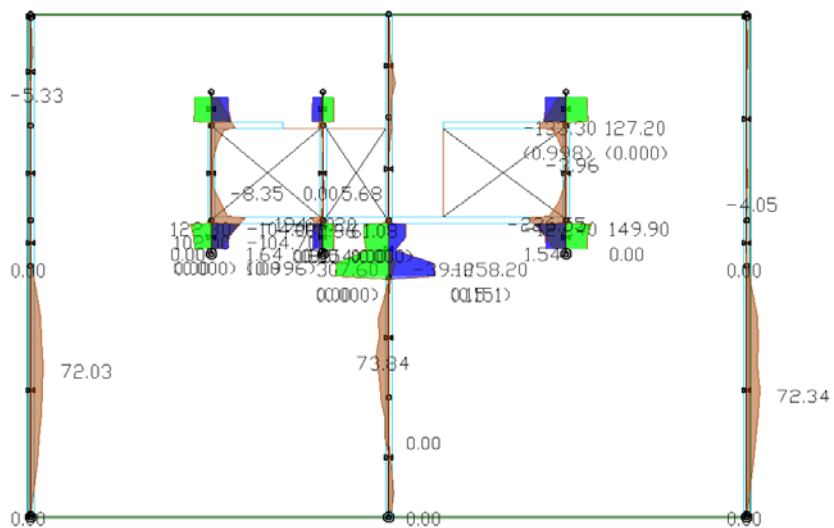


Design Sections, Investigation, Moment Capacity with Demand  
 Max: 444.70  
 Min: -534.10  
 Max demand/capacity ratio: 1.00

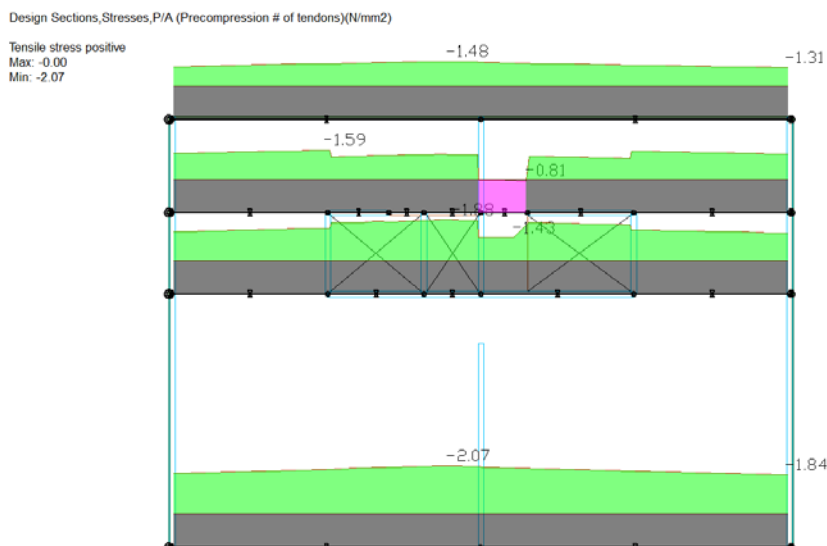


Figur 58: Momentkapasitet x-retning med oppredende moment

Design Sections, Investigation, Moment Capacity with Demand  
 Max: 444.70  
 Min: -534.10  
 Max demand/capacity ratio: 1.00



Figur 59: Momentkapasitet y-retning med oppredende moment

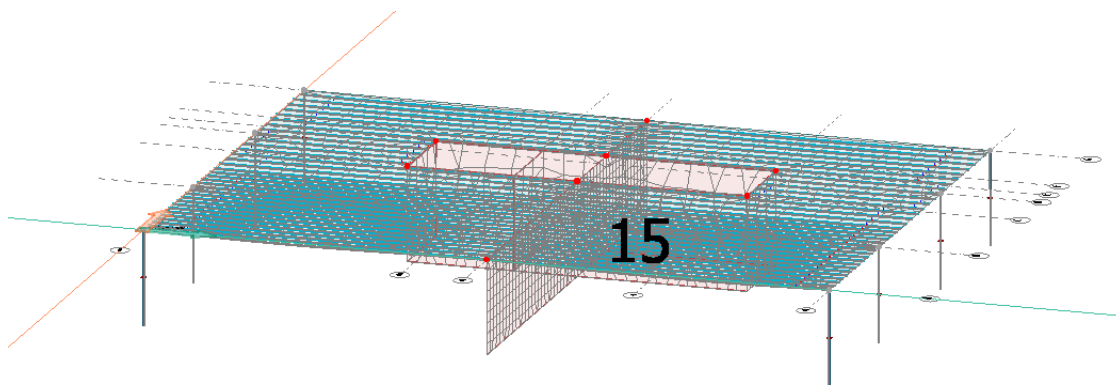


Figur 60: Ingen riss på grunn av at dekket er under aksialt trykk

Kontrollberegninger for riss ble ikke utført i denne oppgaven. Skulle dette vært gjort måtte man ha sett på tverrsnittet, og fiber skal legges inn som bidrag. Ettersom dekket blir utsatt for aksialtrykk blir det ikke rissdannelse.

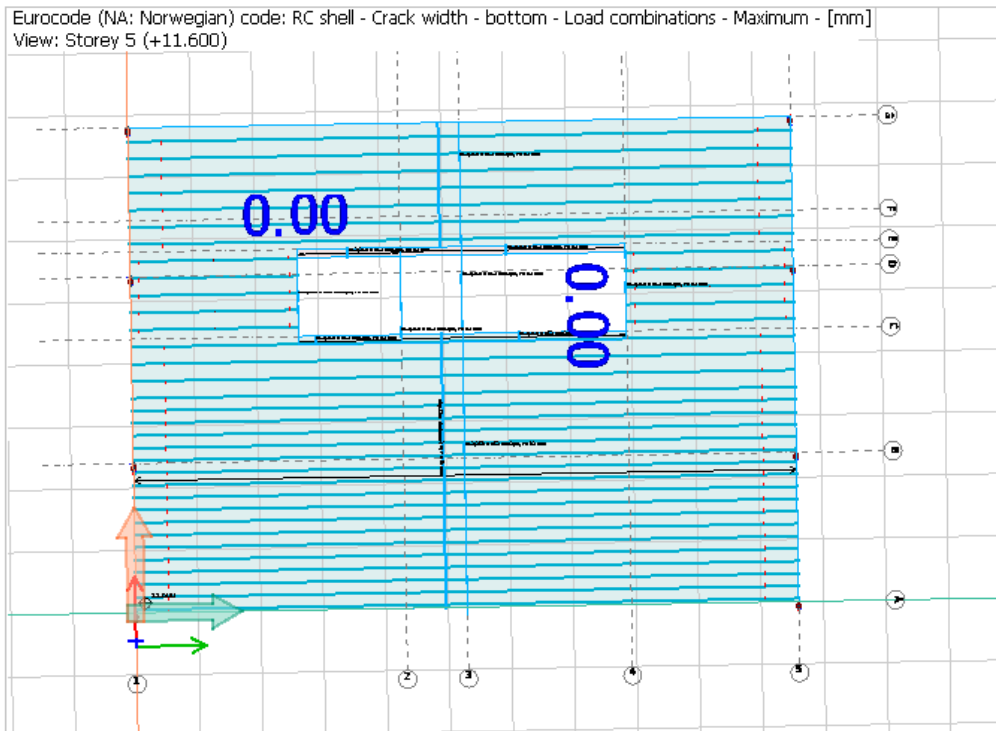
#### 4.3.4 FEM-design

FEM-design klarer i utgangspunktet ikke å regne med etteroppspente, fiberarmerte dekker. Vi ble derfor nødt til å gjøre noen forenklinger, men har valgt å ta med resultatene vi får i FEM-design og sammenligne dem med Adapt sine resultater.

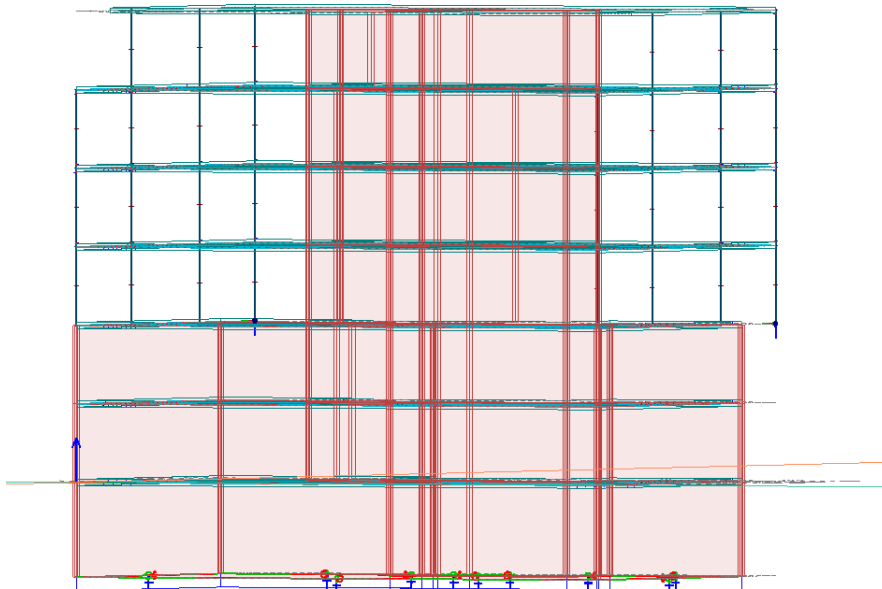


Figur 61: Nedbøyning (mm) i bruksgrensetilstand

Nedbøyning for det etteroppspente betongdekket er innenfor kravet, hvor maks nedbøyning er 42.4 mm.



Figur 62: Riss

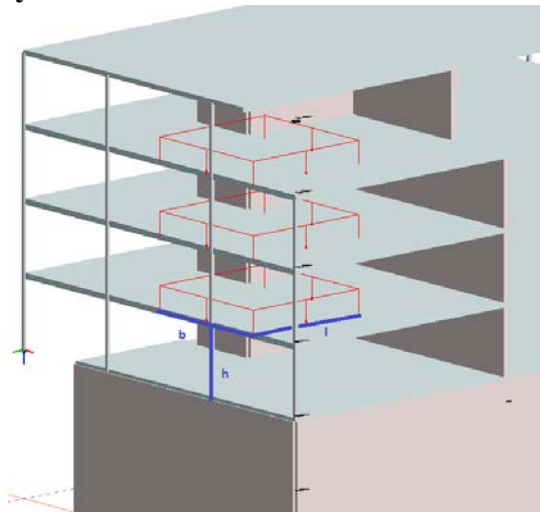


Figur 63: Antall søyler

Modellen vil trenge 26 søyler.

### 4.3.5 Manuelle beregninger

#### Søyle C.1.4.1



**Dimensjonerende lastvirkning** (ser bort i fra vekt av fiber)

Egenvekt etasjeskiller, 230 mm:  $g_e := 6.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt takkonstruksjon:  $g_t := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast på gulv:  $q_g := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast på tak:  $q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal:  $A_L := 28.62\text{m}^2$

Neglisjerer her vindlast på grunn av stenderverk.

**Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:**

$$B_1 := N_{Ed_1} := 1.35 \cdot (3 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 3 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 1.011 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$B_2 := N_{Ed_2} := 1.2 \cdot (3 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 3 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 1.004 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

## Moment:

Velger eksentrisitet  $0.0015\text{m} \times L$ , altså  $0.00435$

$$e_{\min} := 0.00435\text{m}$$

$$M_{\text{ed}} := N_{\text{Ed}1} \cdot e_{\min} = 4.399 \cdot \text{kNm}$$

## S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{\text{M1,ult}} = 1.05$$

$$\gamma_{\text{M1,acc/seis}} = 1.05$$

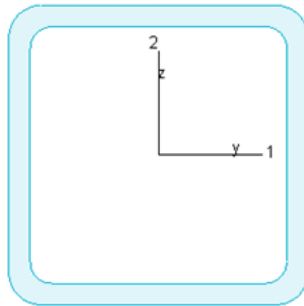
$$\gamma_{\text{M2,ult}} = 1.25$$

$$\gamma_{\text{M1,acc/seis}} = 1.00$$

$$\gamma_{\text{M1,acc/seis}} = 1.00$$

$$\gamma_{\text{M2,acc/seis}} = 1.00$$

## VKR 140x140x10



$$\begin{aligned} A &= 5093 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ I_y &= 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4 & \epsilon &= 0.81 \\ I_z &= 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4 & \lambda_1 &= 76.40 \\ I_{y1} &= 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4 \\ I_{z1} &= 1.416 \times 10^7 \text{ mm}^4 \\ W_{\text{pl},1} &= 2.461 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ W_{\text{pl},z} &= 2.461 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ W_{\text{el},\text{min},1} &= 2.023 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ W_{\text{el},\text{min},2} &= 2.023 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\ i_{y1} &= 53 \text{ mm} \\ i_{z1} &= 53 \text{ mm} \\ I_t &= 2.326 \times 10^7 \text{ mm}^4 \\ I_w &= 1.220 \times 10^8 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

## Tverrsnittsklasse

$$c := 120\text{mm}$$

$$t := 10\text{mm}$$

$$\epsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \epsilon$$

Søylen tilhører tverrsnittsklasse 1, kan derfor regne videre plastisk og trenger ikke å sjekke søylen for local buckling.

## Knekking om sterk akse

Søylen er symmetrisk, aksene er like sterke

Søylen vil ikke vippe, altså vil  $\chi_{\text{LT}} := 1$

$$L_k := 2.9\text{m} - 0.7 = 2.03\text{m} \quad f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A := 5093\text{mm}^2$$

$$I_y := 1.416 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y := 53\text{mm}$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{\text{pl}} := 2.461 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\lambda := \left( \frac{L_k}{i_y \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.501$$

Leser av knekkurve a:  $\chi := 0.91$

$$N_{b,Rd} := \left( \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot A = 1.567 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Utnyttelse:**

$$N_{rd} := f_y \cdot A = 1.808 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,pl} := \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 83.205 \cdot \text{kNm}$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{rd}} \right) + \left( \frac{M_{ed}}{M_{Rd,pl}} \right) = 0.612 \quad 0.612 < 1.0 \quad \text{Ok!}$$

**Interaksjonen kan neglisjeres dersom følgende er oppfylt:**

$$N_{Ed1} \leq 0.25 \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{og} \quad N_{Ed1} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y d$$

$$h_w := 120 \text{mm}$$

$$t_w := 10 \text{mm}$$

$$N_{Ed1} = 1.011 \times 10^3 \text{ kN} < 0.25 \cdot f_y \cdot A = 452.004 \text{ kN} \quad \text{Ikke ok!}$$

$$N_{Ed1} = 1.011 \times 10^3 \text{ kN} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 202.857 \text{ kN} \quad \text{Ikke ok!}$$

**Interaksjon:**

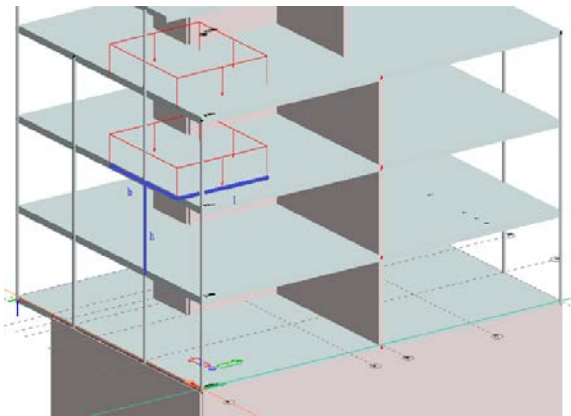
$$\psi := -0.5$$

$$c_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.4 \quad 0.4 \leq 0.4 \quad \text{ok!}$$

$$k_{yy} := c_{my} \cdot \left[ 1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{1056.2}{1566.95} \right] = 0.481$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{b,Rd}} \right) + k_{yy} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.671 \quad 0.671 < 1.0 \quad \text{ok!}$$

## Søyle 2.8.1



**Dimensjonerende lastvirkning** (ser bort i fra vekt av fiber):

Egenvekt etasjeskiller, 230mm:  $g_e := 6.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt takkonstruksjon:  $g_t := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast på gulv:  $q_g := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast på tak:  $q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastareal:  $A_L := 28.62\text{m}^2$

Neglisjerer her vindlast på grunn av stenderverk

**Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:**

$$B1 := N_{Ed1} := 1.35(2 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.05 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 712.38 \cdot \text{kN}$$

$$B2 := N_{Ed2} := 1.2(2 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.5 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 706.113 \cdot \text{kN}$$

**Moment:**

Velger her eksentrisitet  $0.0015\text{m} \times L$ , altså  $0.00435$

$$e_{\min} := 0.00435\text{m}$$

$$M_{ed} := N_{Ed1} \cdot e_{\min} = 3.099 \cdot \text{kNm}$$

**S 355**

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05$$

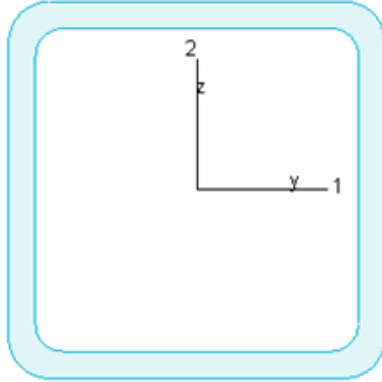
$$\gamma_{M1,ult} = 1.05$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25$$

$$\gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

**VKR 140x140x10**

$$A = 5093 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 1.416e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1.416e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_1 = 1.416e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 1.416e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 2.461e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 2.461e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 2.023e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 2.023e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 53 \text{ mm}$$

$$i_2 = 53 \text{ mm}$$

$$I_t = 2.326e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.220e+08 \text{ mm}^6$$

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

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\lambda_1 = 76.40$$

**Tverrsnittsklasse:**

$$\frac{c}{t} = 120 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\frac{\varepsilon}{t} = 0.81$$

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{c}{t} = 12 \quad 12 < 33 \cdot \varepsilon = 26.43 \text{ ok!}$$

Søylen tilhører tverrsnittsklasse 1, kan derfor regne videre plastisk og trenger ikke å sjekke søylen for local buckling

**Knekking om sterk akse**

Søylen er symmetrisk, aksene er like sterke

Søylen vil ikke vippe, altså  $\chi_{LT} = 1$

$$L_k = 2.9 \text{ m}$$

$$\frac{A}{t} = 5093 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 1.416 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 53 \text{ mm}$$

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



$$\gamma_m := 1.05$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{pl} := 2.461 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\lambda := \left( \frac{L_k}{i_y \cdot \pi} \right) \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.716$$

Leser av knekkurve a:  $\chi := 0.86$

$$N_{b,Rd} := \chi \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_m} \right) \cdot A = 1.481 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

**Utnyttelse:**

$$N_{Rd} := f_y \cdot A = 1.808 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Rd,pl} := \chi_{LT} \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 83.205 \cdot \text{kNm}$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{Rd}} \right) + \frac{M_{ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.431 \quad 0.431 < 1.0 \text{ ok!}$$

**Interaksjon kan neglisjeres dersom følgende er oppfylt:**

$$N_{Ed1} \leq 0.25 \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{og} \quad N_{Ed1} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yd}$$

$$h_w := 120 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$N_{Ed1} = 712.38 \cdot \text{kN} < 0.25 \cdot f_y \cdot A = 452.004 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke ok!}$$

$$N_{Ed1} = 712.38 \cdot \text{kN} < 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} = 202.857 \cdot \text{kN} \quad \text{Ikke ok!}$$

**Interaksjon:**

$$\psi := 0$$

$$c_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad 0.6 \geq 0.4 \quad \text{ok!}$$

$$k_{yy} := c_{my} \cdot \left[ 1 + (\lambda - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed1}}{N_{b,Rd}} \right] = 0.749$$

$$\left( \frac{N_{Ed1}}{N_{b,Rd}} \right) + k_{yy} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.509 \quad 0.509 < 1.0 \quad \text{ok!}$$

### 4.3.6 Jordskjelvdimensjonering

#### Utgangspunkt for dimensjoneringen

Jordskjelv betraktes i Norge som er en ulykkeshendelse, og ulykkeslasten skal kombineres med andre laster i henhold til pålitelighetsstandarden.

#### Duktilitet

Vi har valgt lav duktilitet som utgangspunkt for dimensjoneringen.

#### Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

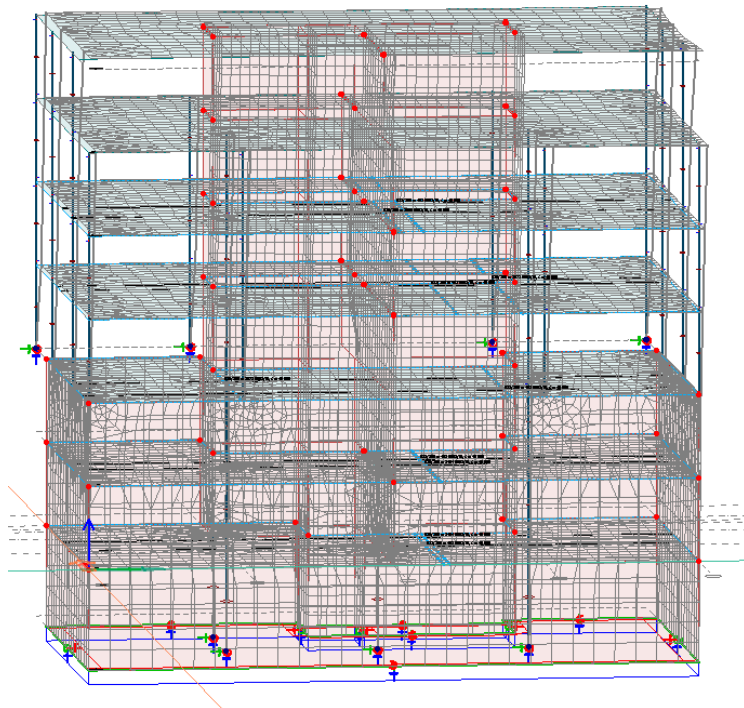
Ålesund ser ut til å ligge på Iso-kurve 0,8. Dette er ikke et maksimalområde, og det er da ikke nødvendig med tillegget på  $0,05 \text{ m/s}^2$ .

#### Seismisk faktor, $\gamma_I$

Bygget faller her under seismisk faktor på 1,0

#### Dimensjonerende grunnaskelerasjon, $A_g$ .

$$a_g = 0,8 \times a_{g40\text{hz}} \times \gamma_I = 0,8 \times 1 \times 0,8 = 0,64 \text{ m/s}^2$$



Figur 64: Akselerasjon i x-retning

## **Bestemmelse av grunntype**

I Norconsults geotekniske rapport er løsmassene beskrevet som relativt fast, med sjikt av mindre faste og løsere lag med innslag av grovere fraksjoner/stein. Velger ut ifra dette grunntype C.

## **Forsterkningsfaktor, S, for grunnforholdene**

Velger her en forsterkningsfaktor på 1,4 ut ifra valgt grunntype C.

## **Kriterium 1**

$$A_g \times s < 0.05 \times g = 0.49 \text{ m/s}^2.$$

$$0.64 \times 1.4 = 0.896 \text{ m/s}^2 > 0.49 \text{ m/s}^2.$$

Videre undersøkelser er påkrevd.

## **Knekkpunktene i responspekteret, T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub> og T<sub>D</sub>**

Disse parametrene hentes ut fra tabell NA.3.3. i Eurokode 8, ut ifra tidligere valgte parametre:

$$T_B = 0.10$$

$$T_C = 0.30$$

$$T_D = 1.5$$

## **Byggets egensvingeperiode, T**

Forenklet analyse med tverrkraftmetoden:

Tverrkraftmetoden skal regnes for to ortogonale retninger og denne metoden kan benyttes så lenge bygget er regulært i oppriss. Det vil da være slik at første egensvingeperiode for bygget vil være svært dominerende. For bygg med høyde opptil 40 m kan den første egensvingeperioden tilnærmes med følgende empiriske uttrykk:  $T_1 = C_t \times H^{3/4}$ . H er her byggets høyde fra fundament eller overkant stiv kjeller. Ettersom bygget er 17.4 m i høyde fra fundament kan vi bruke dette uttrykket.  $C_t$  er en koeffisient som er avhengig av byggets horisontale avstivningssystem. Man har her følgende system:

- Stålramme, momentstivt stålfagverk:  $C_t = 0,085$
- Betongramme, innspente søyler, betongfagverk:  $C_t = 0,075$

- Andre, betongveggskiver:  $C_t = 0,050$

(Løset, et al., 2011).

Vi velger å regne ut  $C_t$  i x- og y-retning.

$$T_x = 0.022 \times 17.4^{3/4} = 0.19 \text{ s.}$$

$$T_y = 0.029 \times 17.4^{3/4} = 0.24 \text{ s}$$

### Dimensjonerende responsenter $S_d(T)$

Velger her alternativ 3 under.

$$T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5 / q \geq 0,2 \times a_g$$

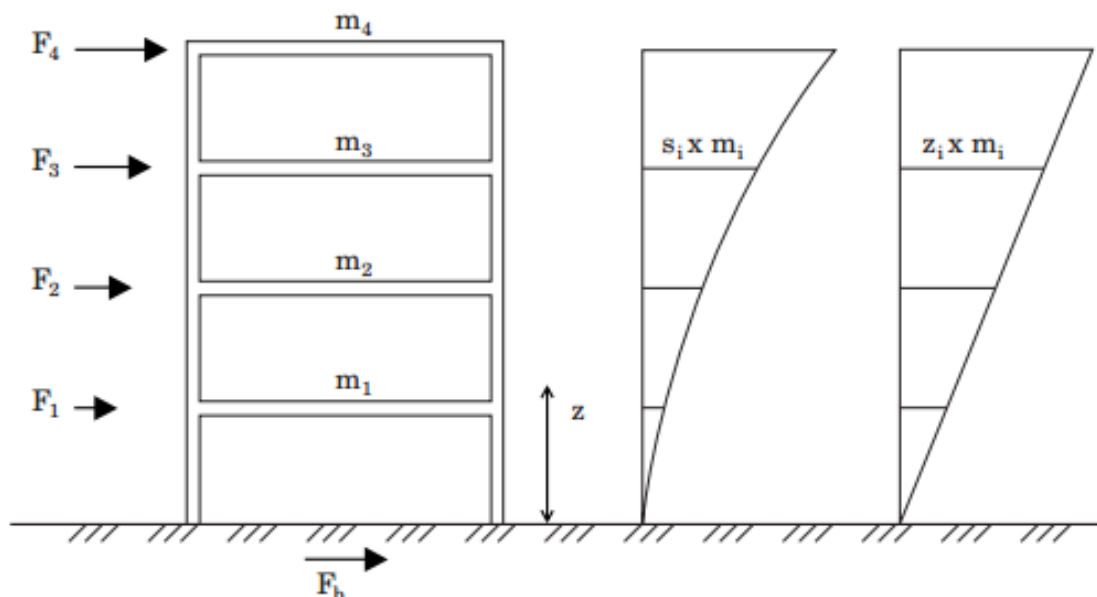
$$S_d(T) = (0.64 \times 1.4 \times 2.5) / 1.5 = 1.49 > 0.2 \times 0.64 \text{ OK!}$$

### Kriterium 2

$$S_d(T) < 0.5 \times g = 0.49 \text{ m/s}^2$$

$1.49 \text{ m/s}^2 > 0.49 \text{ m/s}^2 \rightarrow$  Videre undersøkelse påkrevd.

For fullstendig utregning, se vedlegg V2.9



Figur 65: Krefter og momenter ved jordskjelvpåvirkning

### 4.3.7 Miljø

Dersom man ser på etteroppspente betongdekker i forhold til slakkarmerte dekker, vil det totale CO<sup>2</sup>-utslippet være betydelig mindre. Dette er på grunn av at man som regel kan minimere dekketykkelsen med en slik løsning, noe som fører til mindre betongbruk. I tillegg er det også større mengde stål i et slakkarmert betongdekke, og ettersom vi har en løsning med fiberarmering vil denne løsningen gi enda mindre armeringsmengde.

### 4.3.8 Pris

Prisestimat på etteroppspente, fiberarmerte betongdekker (Merk: Alle priser er eks moms. Frakt av betong er utelatt. Ved større prosjekt kan man redusere prisen på levering av spennkabler med 10%. Dette er på grunn av mer effektiv produksjon av kabler på fabrikken når det lages større mengder til samme prosjekt)		
Vare/tjeneste	Utregning	Pris
Spennkabler		190kr/m <sup>2</sup>
Montering spennkabler		50kr/m <sup>2</sup>
Betongpris standard B35	0,230 m *1300 kr/m <sup>3</sup>	299kr/m <sup>2</sup>
Tilsetning SKB (selvkomprimerende)	0,230 m *120 kr/m <sup>3</sup>	28kr/m <sup>2</sup>
Fiber (DE 50/0,8 M)	0,230 m *600 kr/m <sup>3</sup>	138kr/m <sup>2</sup>
Forskaling		600kr/m <sup>2</sup>
Total pris		1305kr/m <sup>2</sup>

Tabell 17: Prisestimat på etteroppspente, fiberarmerte betongdekker

Spennkabler og monteringspriser er innhentet av Thilt Engineering AS, og er basert på CCL Norway sitt XU-uinjiserde spennkabel system. I tillegg til overnevnte kostnader må man mest sannsynlig påregne noe tilleggsarmering. Dette er ikke tatt med i beregningene.

#### 4.3.9 Utførelse og montering: Fremgangsmåte for etteroppspent system

Det blir her tatt utgangspunkt i CCL Norway sitt system: «XU Unbonded» for uinjiserte Spennkabler. Uinjisert system vil si at kablene er lagt slakt ut i forskalingen uten trekkør, og støpt fast i betongen. Spennkablene er plastbelagt utenpå, med et lag spesialfett imellom for å hindre korrosjon og for å sikre at spennkablene glir lett.



Figur 66: Uinjisert kabelsystem «XU Unbonded» (CCL)

Vi har her tenkt å beskrive en standard fremgangsmåte for å etteroppspenne et dekke som har oppnådd tilstrekkelig trykkfasthet:

-Før oppspenning kan skje, skal det typisk tas en terningstest (trykktesting av et prøvestykke av betongen som har blitt brukt i støpen), og om denne testen påviser at trykkfastheten i betongen er tilfredsstillende, kan oppspenningen starte.

-Deretter sikrer man tilgang til kablene. Kabelendene rengjøres for fett, sementslam osv.

-En låsekile monteres på spennkabelen. Denne skal senere benyttes til å låse kabelen etter oppspenningen.

-Hydraulisk jekk og kompressor blir utplassert og oppkoblet strøm. Et anlegg blir om nødvendig brukt for å sikre stødig og vinkelrett montering på dekket. Nummer på jekk og kompressor noteres i spennlisten.

-Kurset personell tester at utstyr fungerer i henhold til krav, sikrer at områder bak jekk, og i eventuelt andre kritiske soner, er avstengt og sikret. Jekken kan ved feilmontering/brudd i kabel bli skutt bakover med stor kraft og forårsake alvorlig personskade.

- Korrekt spennkraft blir stilt inn på kompressoren. Som regel ligger dette i området 220-230 kN, tilsvarende ca. 22-23 tonns strekkraft. De respektive kablene spennes opp etter en spennliste, der korrekt spennkraft er spesifisert for hver kabel.

-Forlengelsen av spennkabelen blir målt og notert, samt kontrollert mot spennlistens spesifikasjoner. Om disse stemmer blir kilen (se punkt 2) låst.

-Trykket skal slippes kontrollert ned og man skal nå måle låsetapet (låsetapet er kabelens tap av spennkraft som skjer fordi kabelen «glir» litt på låsekilen). Dette tapet skal kontrolleres mot listens spesifikasjoner.

-Etter at alle kontrollpunkt er gjennomgått og godkjent kan jekken demonteres og spennkabelen kappes. På enden av den avkappede kabelen skal man smøre over fett og montere en «kopp» som skal verne mot vanninntrenging. Utsparingen i betongen kan så støpes igjen med en betongsparkel/støpmasse.

-Signert spennliste leveres byggherre og eventuelt overordnede på byggeplassen, Denne spennlisten fungerer som dokumentasjon på at dekket er oppspent i henhold til spesifikasjoner fra prosjekterende.

## 4.4 Branndimensjonering

Vi har konsentrert oss om å branndimensjonere byggets hovedbæresystem, samt de sekundære bærende bygningsdelene. Hver leilighet vil være egne brannceller, samt gang, trapperom, sjakt og tekniske rom (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Boligblokken havner i risikoklasse 4 og brannklasse 3, som tar høyde for store konsekvenser ved brann. Ut ifra risikoklassen og brannklassen må konstruksjonsdelene i hovedbæresystemet bestå av materiale som har brannmotstand på R90 A2-s1, d0.

Materialet til de sekundære bærende bygningsdelene må ha en brannmotstand på R60 A2-s1, d0, mens trappeløp trenger brannmotstand på R30 A2-s1, d0 og bærende bygningsdeler under øverste kjeller må ha en brannmotstand på R120 A2-s1, d0 (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Etteroppspente betongdekker er utsatt for brann fordi dekkets bæreevne svekkes betraktelig ved tap av spennkraft. Dette kan forekomme om spennarmeringen er utsatt for høy temperatur, og det er derfor viktig at det er tilstrekkelig overdekning. Det er derimot ikke særskilte krav til overdekning for etteroppspente betongdekker (Spenneteknikk, 2017).

Ut ifra tabell vil dekket vårt oppnå REI 240 A2-s1, d0 med dekketykkelse på 230 mm og 35 mm overdekning. Det plass-støpte betongdekket på 300 mm vil også oppnå REI 240 A2-s1, d0 brannmotstand. Se tabell i vedlegg V1.5 (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Hulldekket vil oppnå kravet på R90 A2-s1, d0, da kapasiteten i dekket er lavt utnyttet. Hadde vi utnyttet dekkekapasiteten maksimalt måtte vi anvendt andre branntiltak.

For å oppnå gode nok branntekniske løsninger rundt stålsøylene, har vi brukt et simuleringsprogram av Rockwool. Løsningen ble Conlit 150/150P, en isolasjonsplate med tykkelse på 40 mm. Den blir festet rundt alle sidene av stålsøylene ved hjelp av lim eller sveisestifter.



Prosjektnavn	Fagerviklassen
Utarbeidet av	Torunn Gjerdset



Festemetode	Klebemetode (Conlit 150)
Brannklasse	R90
Maks. ståltemperatur	500
Am/V	111
Profil	HUP Kvadrat
Dimensjon	140 : 140 x 140 x 10
Antall sider	4-sidig

Figur 67: Beregning av brannisolasjonsplater

Ytterveggene må ha en brannmotstand på R90 A2-s1, d0. Veggene vil da bestå av to lag med gips på 13 mm på innsiden. Videre vil det være nødvendig med Rockwool flexi a-plate på 48 mm + 198 mm, før veggene blir kledd igjen med ubrennbart materiale (Glava, 2017)

For å imøtekomme brannklasse 3, må veggene som skiller branncellene, altså de sekundære bærende bygningsdelene, dekke minimumskravet på EI 60 A2-s1, d0. Branncelleveggene er ikke bærende, men kommer under samme definisjon som sekundære bærende bygningsdeler. Vi har valgt å bruke en løsning som Rockwool har utarbeidet. Veggoppbyggingen består av vekslende plasserte stålstendere c/c 600 mm. Mellom stenderne er det 2 Rockwool stålstenderplater med tykkelse på 50 mm. Veggene kles igjen på begge sider med 13 mm Norgips Standard.

Løsningene vi har valgt på yttervegger, innervegger og stålsøyler vil vi bruke på alle modellene.

## 4.5 Lyddimensjonering

Boenhetene i blokken vil havne i lydklasse C ifølge NS 8175:2012. Her foreligger det krav for luftlyd på minimum grenseverdi 55 dB og krav til trinnlyd på maksimum 53 dB (Se tabell i vedlegg V.1.6). For å oppnå følgende krav har vi tenkt å bruke isolasjonsleverandøren Rockwool sine løsninger.

Veggene mellom boenhetene må bestå av to lag gips på hver side, med sviller og vekslende stendere, og sjiktet mellom gipsplatene må bestå av isolasjon på 100 mm. Vi vil med dette imøtekomme minimumskravet til NS 8175:2012 med luftlyd mellom boenhetene på minimum 55 dB. Denne løsningen vil vi bruke på alle modellene våre.

For å oppnå trinnlydkravet vil oppbyggingen av etasjeskillerne variere noe fra modell til modell. Hulldekket vil være noe mer disponert for trinnlyd enn det massive betongdekket på grunn av densiteten. For å imøtekomme kravet på maksimum 53 dB vil hulldekke ha et påstøp på 50 mm, med en trinnlydplate på 20 mm over påstøpet. Etter påstøpet vil det bli montert sponplater på 22 mm før det blir montert underlag og parkett på 15 mm. Ved denne oppbyggingen vil vi oppnå trinnlyd på 51-47 dB.

Ved det etteroppspente, fiberarmerte betongdekket vil oppbyggingen bestå av en trinnlydplate på 20 mm, sponplate på 22 mm samt underlag og parkett på 15 mm. Vi har sammenlignet dekket vårt med 220 mm betongdekke, det vil si at vi oppnår trinnlyd på mindre enn 47 dB. Vi vil oppnå bedre lydisolasjon med denne løsningen enn ved hulldekket.

For det slakkarmerte betongdekket bruker vi samme oppbygging som det etteroppspente, fiberarmerte betongdekket.

## 4.6 Sammenligning av løsninger

Resultatene under er en sammenfatning av allerede presenterte resultat. Tabellen viser sammenligning av de tre ulike løsningene, ut ifra syv perspektiver: Dekketykkelse, antall søyler og bjelker, prisestimat, riss og nedbøyning.

Sammenligning							
	Dekketykkelse (m)	Total dekketykkelse (trinnlydplate, parkett osv.)	Antall søyler	Antall bjelker	Pris (kr/m <sup>2</sup> )	Riss (mm)	Nedbøyning (mm)
Etteroppspente, fiberarmerte betongdekker	0.230	0.287	26	0	1305	0	6
Hulldekker	0.265	0.374	27	18	1369	0	8
Slakkarmerte betongdekker	0.300	0.357	56	0	1809	0.12	10.1

Tabell 18: Sammenligning av resultat

## 5.0 Diskusjon

### 5.1 Valg av løsning

Bakgrunnen for valgt løsning ble basert på dekketykkelse, da det var denne problemstillingen vi ønsket å belyse. Vi valgte i tillegg å ta med en del andre aspekter ved de tre løsningene, ettersom man i virkeligheten gjerne baserer valgte løsninger på flere faktorer.

Videre så vi på ulike alternativ for bæresystemet til det slakkarmerte dekket, der vi vurderte betongsøyler i stedet for stålsøyler. Årsaken til at vi valgte å gå vekk ifra dette alternativet er flere: Fra et tidsperspektiv ville denne løsningen vært mye mer omfattende, da man måtte ha støpt en og en etasje. I tillegg ville betongsøyler tatt større plass, og det ville vært mer utfordrende å skjule en betongsøyle i en vegg i forhold til en stålsøyle. Trolig ville det også blitt en mer kostbar løsning, både med tanke på arbeidstimer, utstøping og forskaling.

En annen problemstilling vi møtte ved utarbeidelse av det slakkarmerte dekket, var antall søyler sett i forhold til spennvidden. Vi hadde i utgangspunktet tenkt å ha lik søyleplassering som de to andre modellene, det vil si fire søyler på hver kortside. Dersom vi skulle hatt en slik søyleplassering hadde dette resultert i at vi måtte hatt et mye tykkere dekke, noe som var lite ønskelig med tanke på problemstillingen vår. Vi valgte derfor å legge inn seks ekstra søyler i hver etasje.

Ved valg av løsning til modellen med prefabrikkerte elementer vurderte vi flere alternativ til bjelkene i rammesystemet. Vi tenkte først å bruke HEB-bjelker, men etter innspill fra veileder gikk vi over til en løsning med deltabjelker. Dette var mer hensiktsmessig på flere områder: Deltabjelken er en lettere og mer fleksibel bjelke, i tillegg til at den vil gi mindre høyde totalt sammenlignet med en HEB-bjelke.

Pris er en viktig faktor i valg av løsning, og i denne sammenligningen kommer det etteroppspente, fiberarmerte betongdekket best ut i prissammenligningen. Dette er en pris vi anser som realistisk, men vi har ikke tatt med kostnader knyttet til oppbygging av dekket (sponplate, trinnlydsplate, parkett osv.) og eventuelt tilleggsarmering.

Hulldekke kommer nest best ut i pris, men også her har vi sett vekk ifra kostnader knyttet til oppbyggingen av dekket. I tillegg har vi sett vekk ifra pris på fuging mellom elementene.

Løsningen vår med slakkarmerte dekker kommer dårligst ut i prissammenligningen, og i likhet med de to andre alternativene har vi her sett vekk i fra oppbygging av dekket. I tillegg har vi også sett vekk ifra monteringskostnader og eventuelle kostnader på tilleggsarmering.

Det er flere sider av de ulike løsningene vi kunne ha sett nærmere på, som gjennomlokking, total armeringsmengde, og kanskje spesielt byggetid, da dette er et forhold som spiller en sentral rolle i et slikt prosjekt. Vi mener allikevel at løsningen med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker er en kostnadseffektiv og realistisk løsning, som også ga minst byggehøyde totalt.

## 5.2 Beregninger

Ved oppstarten av arbeidet med oppgaven hadde vi sett for oss å se på den geotekniske prosjekteringen, og på fundamentene for boligblokken. Dette viste seg på et tidlig tidspunkt ble for tidkrevende. Vi valgte derfor, i samråd med veileder, å ha fokus på etasjeskillerne og bæresystemet som helhet.

De ulike modellene ble dimensjonert i FEM-design og for hånd ved bruk av MathCAD. I håndberegningene valgte vi å se på de to søylene med mest belastning, og de ble kontrollert for samlede aksiallaster og momentlaster. I tillegg så gjorde vi en kontroll av knekking, momentkapasitet og interaksjon.

Ved sammenligning av resultatene vi fikk i FEM-design og håndberegningene ser vi at disse er ganske like. Vi måtte kontrollregne søylene for hånd igjen etter de var lagt inn i FEM-design, da programmet genererte mindre søyledimensjoner der tverrsnittene hadde høyere utnyttelse.

Vi valgte i tillegg å bruke Eurocode Express for å kontrollere modellen med hulldekker, der vi kontrollerte skjærkrefter, forskyvninger, bøyemoment og aksialkrefter. Også her var resultatene svært like, men resultatene var ikke identiske med de vi fikk i FEM-design. Dette kan skyldes flere faktorer. Eurocode Express har kun to lastfaktorer, noe som gjør at man må være obs på å dele på lastfaktor i noen tilfeller. Programmet kan også kun beregne sentrisk last på søylen, det vil med andre ord si at man må regne ut eksentrisiteten for hånd før man kan fortsette å bruke programmet. Man må også regne ut et felles kryptall for hånd, da man ikke kan sette inn flere enn et kryptall. Vi mener imidlertid at resultatene var påfallende like, og anser resultatene som realistiske.

Som tidligere nevnt har vi måttet foreta en del forenklinger og bruke tilnærmet like konstruksjonsdeler på grunn av manglende alternativ i FEM-design og Eurocode. Et eksempel på dette er bjelkene i modellen med hulldekker. Vi gikk her for en løsning med deltabjelker, men dette var ikke et alternativ i FEM-design. Det vi så på som en mulighet var å importere en CAD fil med deltabjelken inn i FEM-design, men dette viste seg å bli svært komplisert. På grunn av tidsmangel valgte vi derfor å bruke et tilnærmet likt tverrsnitt, med tilnærmede like parametere.

En annen forenkling vi foretok, på alle modellene, var takkonstruksjonens geometri. Fra tegningene vi hadde mottatt fra arkitekt var taket tiltenkt med ulike vinkler og utforminger. Dette inngår også som et krav i reguleringsplanen, da nye bygg i det tiltenkte området skal oppføres med takvinkel på mellom 27 og 45 grader. Vi valgte å beregne modellen vår med utgangspunkt i at taket var flatt, men vi mener at dette har lite å si for problemstillingen vår.

Den største utfordringen knyttet til beregningene var dimensjonering av det etteroppspente, fiberarmerte betongdekket. Vi hadde i utgangspunktet tenkt å dimensjonere det i FEM-design, men det viste seg at programmet ikke hadde spennkabler som et alternativ. Løsningen ble derfor å legge inn bjelker med samme avstand og posisjon som spennkablene. Det ble her lagt inn linjelaster ut ifra manuelle beregninger vi foretok av kabelkurvaturen, slik at linjelastene simulerte spennkabelens kurvatur. I tillegg ble det lagt inn aksialkraft på bjelken, tilsvarende spennkraften kablene skulle spennes opp med. Avstanden mellom kablene og dimensjonene ble beregnet i Adapt, og det var dette vi brukte som utgangspunkt for det vi la inn i FEM-design.

Et annet aspekt ved det etteroppspente fiberdekket var at vi ikke hadde mulighet til å generere fiberarmering i FEM-design, og vi opplevde derfor problemer knyttet til gjennomlokking. Dersom programmet hadde lagt inn bidraget fra fiberen ville vi ha fått en økning i skjærkapasiteten. Dette er sider ved beregningene vi måtte ha tatt hensyn til ved sammenligning av manuelle beregninger og beregningene fra FEM-design. I tillegg valgte vi å legge inn stålplater i overkant av søylene, både på den etteroppspente modellen og den slakkarmerte. Dette gjorde at vi fikk godkjent kapasitet i FEM-design. Som alternativ kunne vi ha lagt inn stålbjelker over søylene, men vi anså det mer hensiktsmessig å anvende stålplater.

## 5.3 Jordskjelvberegninger

Ved oppstartfasen av jordskjelvdimensjoneringen tenkte vi at vi kun skulle «grovberegne» modellen vår, men det viste seg at vi måtte gå litt mer i dybden dersom vi skulle få ut noen realistiske resultater. Vi valgte å beregne de seismiske lastene manuelt parallelt med de beregningene vi gjorde i FEM-design, og vi måtte da se på kraft og moment i begge planretninger. I håndberegningene våre brukte vi tverrkraftmetoden, og vi la deretter inn de parameterne vi fikk ut for hånd i FEM-design.

Et av forholdene som gjorde det noe utfordrende å dimensjonere bygget for jordskjelv, var usikkerhet knyttet til grunnens art. Vi hadde i oppstartfasen fått en geoteknisk rapport fra Norconsult, men denne rapporten gav oss ikke nok informasjon i forhold til det vi trengte i beregningene våre. Vi måtte derfor gjøre noen forenklinger og antagelser knyttet til grunnforholdene.

Et annet forhold som vi opplevde som utfordrende ved jordskjelvberegningene var vår manglende kunnskap og kompetanse på dette området, i tillegg til at det var noe komplisert å utføre beregningene i FEM-design. Dette ble derfor en del av oppgaven vår som ble mye mer tidkrevende enn først antatt.

Ved sammenligning av håndberegningene og resultatene i FEM-design, så vi at disse var ganske like. Resultanten til kreftene i x- og y-retning var tilnærmet like, mens momentene gav større forskjeller.

## 5.4 Omfang og avgrensninger

Et annet aspekt ved oppgaven er omfanget. Ettersom vi valgte å se på tre ulike dekketyper, var det enkelte forhold vi valgte å prioritere i mindre grad enn andre på grunn av tidsmangel. Et av disse er fundament. Dette er mulig noe uheldig for den totale helheten av oppgaven som konstruksjonsoppgave, da fundamentet er en vesentlig del av hoveddelene i en konstruksjon. Vi fikk heller ikke lagt inn fundamentet i FEM-design, da vi manglet et tillegg i vår studentversjon av programmet. Løsningen her ble å håndberegne deler av fundamentet noe forenklet, slik at vi fikk et innblikk i hvordan man dimensjonerer fundament.

Et annet forhold ved dette prosjektet som vi valgte å se bort ifra er en del byggtekniske løsninger, som for eksempel oppbygging og plassering av skillevegger. Dette er forhold som er

viktige dersom man ser på prosjektet som helhet, men vi mente at dette var lite relevant i forhold til de temaene vi ønsket å belyse i denne oppgaven.

Vi mener imidlertid at vi har valgt et omfang og avgrensninger i oppgaven som har gitt oss både bredde og dybde i de ulike temaene vi har sett på. Videre mener vi at oppgaven har gitt oss en god tverrfaglig kunnskap, da vi både har satt oss inn i beregninger, modellering, gjeldende planer og reguleringer, samt standarder og krav.

## **5.5 Andre tilpasninger for å imøtekomme reguleringsplanen**

I slutfasen av dette prosjektet har vi sett på alternative løsninger for tilpasninger slik at man kan imøtekomme reguleringsplanen. Vi har kun sett på reduksjon av dekkene for å imøtekomme dette, men det vil trolig være andre muligheter for å tilfredsstille gitte krav. Man kunne da for eksempel senke bygget lengre ned i grunnen om grunnforholdene ligger til rette for dette, slik at takhøyden ikke overskrider 13 meter. Dersom man hadde valgt en slik løsning ville man trolig ha fått litt andre utfordringer knyttet til adkomst, både fra Borgundvegen og Ystenesgata.

Utfordringene ville primært knyttet seg til å få gravd ned en så god entré som mulig, og det ville blitt nødvendig å gjøre ekstra grep i forhold til drenering av overvann fra både Borgundvegen og Ystenesgata. Prisen for graving og grunnarbeid ville også blitt høyere ved denne løsningen, da høyere byggegrop og mer transport av masser ville ha gitt innvirkning på den totale kostnadsrammen. De øverste leilighetene ville også ha mistet noe utsikt, noe som kan virke negativt i salgssammenheng.

Et annet alternativ hadde vært å redusere antall etasjer, men oppdragsgiver hadde uttalt at dette ikke var et alternativ. Dette var fordi prosjektet da ikke ville kunne oppnå ønsket antall salgsenheter og dermed ville den totale økonomien i prosjektet blitt for dårlig.

Videre vurderte vi også andre utforminger for bygget, men på grunn av strenge krav i reguleringsplanen ble det utfordrende å skulle imøtekomme disse. Eksempel er takvinkel, da man kunne ha fått ned total byggehøyde ved flatt tak, men dette er spesifisert i reguleringsplanen, og vi gikk derfor bort ifra dette.



## 6.0 Konklusjon

Gjennom arbeidet med denne oppgaven har vi sett på 3 ulike løsninger for bæresystemet til den utvalgte blokka, med hovedfokus på etasjeskillerne.

Ved oppstarten av arbeidet hadde vi en god del tegninger å gå ut ifra, og løsningene vi valgte ble valgt på bakgrunn av de føringene disse tegningene gav. I tillegg til dette hadde vi tidlig et ønske om å se på fiberarmert betong, samtidig som vi ønsket å se på de mer tradisjonelle løsningene. Ut ifra dette utarbeidet vi en ønsket vinkling på oppgaven, og i samarbeid med veileder og oppdragsgiver kom vi fram til ei problemstilling vi jobbet ut ifra.

Underveis i oppgaven opplevde vi flere utfordringer. Til tross for mye informasjon fra oppdragsgiver, arkitekt og veiledere, samt det vi anser som ei godt formulert problemstilling, var det i oppstarten noe vanskelig å vite hvordan vi konkret skulle løse oppgaven. Vi var usikre på hvor mye arbeidsmengde det innebar å se på 3 ulike løsninger for etasjeskillerne, samtidig som vi ønsket å ha med «alt» som inngår i et bæresystem. Dette ble noe klarere da vi begynte å utarbeide modellene våre i FEM-design, og etter hvert ble det klart for oss hvordan vi ønsket å svare på spørsmålet vi innledningsvis hadde stilt.

Den største utfordringen med oppgaven var kanskje dimensjoneringen av det etteroppspente, fiberarmerte dekket. Noe av problematikken her var knyttet til at FEM-design ikke hadde mulighet til å legge inn spennkabler, da dette foreløpig ikke er et alternativ i programmet. I tillegg hadde vi ingen erfaring med verken fiberbetong eller etteroppspenning. Det ble derfor foretatt en god del forenklinger, og arbeidet med akkurat denne løsningen tok en del lengre tid enn først antatt. Det er imidlertid den løsningen vi selv anser som mest spennende, og det ble også den løsningen som viste seg å være mest hensiktsmessig.

Ut ifra informasjon fra oppdragsgiver var dekketykkelsen opprinnelig dimensjonert til 320 mm. Med vår løsning har vi dimensjonert etasjeskillerne med en dekketykkelse på 230 mm. Vi vil derfor klare å minimere bygget med 90 mm per etasjeskiller, noe som utgjør 540 mm på bygget totalt.

Et viktig forhold ved valg av bæresystem er å velge riktig løsning ut ifra gitte forutsentninger, og det vil variere hvilken løsning som er mest hensiktsmessig i ulike tilfeller. I denne oppgaven ble etteroppspente, fiberarmerte betongdekker det beste alternativet, men i andre tilfeller vil denne løsningen kanskje være mindre hensiktsmessig. Det er derfor viktig å kunne se helheten i et gitt prosjekt, og ut ifra dette utarbeide den løsningen som er mest riktig i gitt situasjon.

Dagens byggebransje kan oppfattes som noe konservativ, og det er kanskje ikke like lett å presentere nye løsninger for et marked der både pris- og tidspress er avgjørende faktorer. Vi mener derfor at det er viktig at vi som snart er nyutdannede ingeniører tørr å se mulighetene, og gå for nye, innovative løsninger. Vi er derfor fornøyde med at vi har fått et innblikk i en løsning som trolig bare blir enda mer aktuell, og som vi har sett i oppgaven vår også er en hensiktsmessig løsning på flere områder.

## 7.0 Referanser

Alexander, S., Vinje, L., Wilberg & John, 2012. *Betongelementboken bind B Bygging med betongelementer*. 4 red. Oslo: Betongelementforeningen.

Alfasoft, 2016. *Alfasoft*. [Internett]

Available at: <https://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>

[Funnet 8 Februar 2017].

Autodesk, 2017a. *Autodesk*. [Internett]

Available at: <http://www.autodesk.no/products/autocad-lt/features/all>

[Funnet 8 Februar 2017].

Autodesk, 2017b. *Autodesk*. [Internett]

Available at: <http://www.autodesk.no/products/revit-family/features/all>

[Funnet 8 Februar 2017].

Betongelementforeningen, 2008. *Hulldekker på bæresystemer av stål*, s.l.:

Betongelementforeningen og Norsk Stålforbund.

CCL, 2017. *CCL Norway*. [Internett]

Available at: [http://cclnorway.no/uploads/8649\\_CCL\\_Slabs\\_Brochure%20\(LR\).pdf](http://cclnorway.no/uploads/8649_CCL_Slabs_Brochure%20(LR).pdf)

[Funnet 05 04 2017].

DIBK, 2013. *DIBK*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/globalassets/universell-utforming/verktoy/prosjekteringsverktoy-for-uu-i-publikumsbygg/hp0101parkering-rev0413.pdf>

[Funnet 20 Februar 2017].

Direktoratet for byggkvalitet, 2014. *dibk*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/byggeregler/tek/3/11/i/11-2/>

[Funnet 9 Februar 2017].

Direktoratet for byggkvalitet, 2017. *dibk*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/byggeregler/tek/3/11/i/11-3/>

[Funnet 9 Februar 2017].

Edwardsen, K. I., 2014. *Trehus*. Oslo: SINTEF akademiske forlag.

Eie, J., 2010. *Stålkonstruksjoner*. Kristiansand: NKI Forlaget AS.

Eldegard, J., 2013. *Bygg uten grenser*. [Internett]

Available at:

[http://www.byggutengrenser.no/filer/nedlasting/Den%20nye%20betongen%2005092013%20web\\_0.pdf](http://www.byggutengrenser.no/filer/nedlasting/Den%20nye%20betongen%2005092013%20web_0.pdf)

[Funnet 12 05 2017].

Fiskaa, H., 2014. *Fysisk detaljplanlegging*. Trondheim: Institutt for byforming og planlegging.

Garathun, M. G., 2017. *Teknisk ukeblad*. [Internett]

Available at: <https://www.tu.no/artikler/semntindustrien-slipper-ut-4-5-prosent-av-verdens->

totale-utslipp-her-er-planen-for-a-gjore-den-klimanoytral/376709

[Funnet 12 05 2017].

Glava, 2017. *Glava*. [Internett]

Available at: <http://www.glava.no/teknisk-isolering/produkter/brannisol-baerende-staal/isover-fireprotect/isover-fireprotect-150f/>

[Funnet 2017].

Hallingdal bergboring, 2014. *Bergboring*. [Internett]

Available at: <http://www.bergboring.no/article/58/rorspunt>

[Funnet 16 Februar 2017].

Høgskolen i Oslo, 2005. *HIO*. [Internett]

Available at: [http://www.iu.hio.no/byggglab/Betonglab/diverse/ordl\\_bet04.pdf](http://www.iu.hio.no/byggglab/Betonglab/diverse/ordl_bet04.pdf)

[Funnet 11 April 2017].

Kanstad, T. et al., 2011. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. *SINTEF Building and Infrastructure*.

Katzer, J. & Jacek, D., 2012. Quality and mechanical properties of engineered steel fibres used as reinforcement for concrete.. *Construction and Building Materials*, pp. 243-248.

Kirkhus, A. & Vik, H., 2011. *Innføring i byggereglene*. 5. red. Oslo: SINTEF akademiske forlag.

Kynningsrud, 2017. *Kynningsrud*. [Internett]

Available at:

<http://www.kynningsrud.no/forretningsomrader/fundamentering/losninger/stalspant-og-stalror/>

[Funnet 15 Februar 2017].

Larsen, P. K., 2008. *Konstruksjonsteknikk*. 2. red. Trondheim: Tapir Akademiske forlag.

Larsen, P. K., 2013. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Trondheim: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS.

Løset, Ø. et al., 2010. *Dimensjonering for jordskjelv*. Oslo: Rådgivende ingeniørers forening.

Løset, Ø., Lurèn, H. & Vinje, L., 2011. *Betongelementbok bind H. Dimensjonering for jordskjelv*. Oslo: Betongelementforeningen.

Maage, M., 2015. *Betong: Regelverk, teknologi og utførelse*. Oslo: Norsk Betongforening og Byggnæringens Forlag.

Ness, A., 2015. *Arkitektur*. [Internett]

Available at: <https://www.arkitektur.no/hva-er-mest-klimavennlig-av-plass-stoppte-betongdekker-og-hulldekker>

[Funnet 12 05 2017].

Norconsult, 2015. *Geoteknisk prosjektering*, s.l.: s.n.

Norsar, 2017a. *Jordskjelv*. [Internett]

Available at: <https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/om-jordskjelv/vaar-dynamiske-klode/>

[Funnet 9 Februar 2017].

Norsar, 2017b. *Jordskjelv*. [Internett]

Available at: <https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>  
[Funnet 9 Februar 2017].

Norsk betongforening, 2009. *Fabeko*. [Internett]

Available at: [http://fabeko.no/assets/CO2\\_rapport-2009-02.pdf](http://fabeko.no/assets/CO2_rapport-2009-02.pdf)  
[Funnet 12 05 2017].

Norsk Standard, 2009. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, s.l.: Norsk Standard.

Norsk Standard, 2016. *NS-EN 1990: 2002 +A1:2005+NA:2016*, Oslo: Norsk standard.

PEIKKO, 2017. *Peikko*. [Internett]

Available at: <http://www.peikko.no/product-group-no/g=Deltabjelke>  
[Funnet 2017].

Regjeringen, 2009. *Regjeringen*. [Internett]

Available at:

[https://www.regjeringen.no/no/dokument/dep/kmd/veiledninger\\_brosjyrer/2009/lovkommentar-til-plandelen-i/-kapittel-11-kommuneplan/-11-1-kommuneplan/id556799/](https://www.regjeringen.no/no/dokument/dep/kmd/veiledninger_brosjyrer/2009/lovkommentar-til-plandelen-i/-kapittel-11-kommuneplan/-11-1-kommuneplan/id556799/)  
[Funnet 7 Februar 2017].

Regjeringen, 2011. *Regjeringen*. [Internett]

Available at: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/reguleringsplanveileder/id613879/>  
[Funnet 7 Februar 2017].

Rockwool, 2017. *Rockwool*. [Internett]

Available at: <http://static.rockwool.com/globalassets/rockwool-no/teknisk-support/dokumentasjon/brannokumentasjon/vegg/8-16.pdf>  
[Funnet 2017].

SINTEF byggforsk, 2005. *Byggforsk*. [Internett]

Available at: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=327&sectionId=2>  
[Funnet 8 Februar 2017].

SINTEF byggforsk, 2008. *byggforsk*. [Internett]

Available at: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=2553&sectionId=2>  
[Funnet 8 Februar 2017].

SINTEF byggforsk, 2013. *byggforsk*. [Internett]

Available at: <https://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?documentId=2998&sectionId=2>  
[Funnet 9 Februar 2017].

SINTEF byggforsk, 2015. *Byggforsk*. [Internett]

Available at: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=340>  
[Funnet 17 Februar 2017].

SINTEF byggforsk, 2015. *Sintef*. [Internett]

Available at: <http://www.sintef.no/byggforsk/fagblogg/poster/planlegging-av-parkeringsplasser->

og-garasjeanlegg/

[Funnet 20 Februar 2017].

SINTEF byggforsk, 2016. *byggforsk*. [Internett]

Available at: <http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&documentId=5157>

[Funnet 14 Februar 2017].

SINTEF, 2017. *Byggforsk*. [Internett]

Available at: <https://www.byggforsk.no/file/index/345>

[Funnet 2017].

SNL, 2009. *SNL*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/relaksasjon - fysikk>

[Funnet 12 April 2017].

SNL, 2009. *Store Norske Leksikon*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/slakkarmering>

[Funnet 10 April 2017].

Spenncon, 2017. *Spenncon*. [Internett]

Available at: [http://spenncon.no/sfiles/83/6/file/134613spen0094\\_brosj\\_smaahus72.pdf](http://spenncon.no/sfiles/83/6/file/134613spen0094_brosj_smaahus72.pdf)

[Funnet 11 Februar 2017].

Spenncon, 2017. *Spenncon*. [Internett]

Available at: <http://spenncon.no/mobil/produkter/hulldekker/>

[Funnet 2017].

Spenncon, 2017. *Spenncon*. [Internett]

Available at: <http://spenncon.no/spenncon/om-spencon/enok-losninger/betong-og-miljo/>

[Funnet 12 05 2017].

Spennteknikk, 2017. *Spennteknikk*. [Internett]

Available at: <http://www.spennteknikk.no/brosjyrer/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf>

Standard, 2009. *Standard*. [Internett]

Available at:

<http://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=696101>

[Funnet 10 Februar 2017].

Statens vegvesen, 2002. *Vegvesen*. [Internett]

Available at:

[https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190350/jordnagling\\_2002.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190350/jordnagling_2002.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

[Funnet 13 Februar 2017].

Statens vegvesen, 2014. *Vegvesen*. [Internett]

Available at:

[http://www.vegvesen.no/\\_attachment/70057/binary/964918?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+V220+](http://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+)

130

Geoteknikk+i+vegbygging+(18+MB).pdf

[Funnet 15 Februar 2017].

Statsbygg, 2017. *statsbygg*. [Internett]

Available at: <http://www.statsbygg.no/Oppgaver/Bygging/BIM/>

[Funnet 8 Februar 2017].

Store norske leksikon, 2009. *Store norske leksikon*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/fundament>

[Funnet 13 Februar 2017].

Strusoft, 2017. *Strusoft*. [Internett]

Available at: <http://www.strusoft.com/products/fem-design>

[Funnet 9 Februar 2017].

Sjørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. Trondheim: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS.

Tøsti, M. S. o. A. B., 2015. *Etteroppent og fiberarmert flatedekke*, Trondheim: NTNU.

Vinje, L., Wilberg, J. & Alexander, S., 2014a. *Betongelementboken bind A. Bygging med betongelementer*. Oslo: Betongelementforeningen.

Vinje, L., Wilberg, J. & Alexander, S., 2014b. *Betongelementboken bind C. Elementer og knutepunkter*. Oslo: Betongelementforeningen..

Vollen, Ø., 1999. *Statikk og fasthetslære*. 2. Utgave 3. Opplag red. Kristiansand : NKI Forlaget AS.

Wikipedia, 2017. *Wikipedia*. [Internett]

Available at: <https://no.wikipedia.org/wiki/Duktilitet>

[Funnet 11 April 2017].

Ålesund kommune, 2015. *Ålesund kommune*. [Internett]

Available at: [http://www.alesund.kommune.no/aktuelt/144-trafikk-reiser-og-samferdsel/index.php?option=com\\_content&view=article&id=490:parkeringsvedtekter&catid=528&Itemid=1266](http://www.alesund.kommune.no/aktuelt/144-trafikk-reiser-og-samferdsel/index.php?option=com_content&view=article&id=490:parkeringsvedtekter&catid=528&Itemid=1266)

[Funnet 20 Februar 2017].

Ålesund Kommune, 2017a. *Kartserver*. [Internett]

Available at:

[https://kartserver.esunmore.no/webinnsyn/Content/plandialog/GetGIplanregisterFil.aspx?systemid=dynid%7c1504%7c2012000101%7cTemaplaner+og+-kart\\_SAMLET\\_rev.+A.pdf%7cPLANKART&k=1504&arkivnavn=](https://kartserver.esunmore.no/webinnsyn/Content/plandialog/GetGIplanregisterFil.aspx?systemid=dynid%7c1504%7c2012000101%7cTemaplaner+og+-kart_SAMLET_rev.+A.pdf%7cPLANKART&k=1504&arkivnavn=)

[Funnet 13 Februar 2017].

Ålesund kommune, 2017b. *Kartserver*. [Internett]

Available at:

<https://kartserver.esunmore.no/webinnsyn/Content/plandialog/GetGIplanregisterFil.aspx?systemid=F33ED98DE4B349A6B66931328A48D358&k=1504&arkivnavn=WINMAP>

[Funnet 13 Februar 2017].

Årskog, V. & Rørvik, T., 2010. *Konstruksjonssikkerhet og belastning*. Ålesund: s.n.

Vi har brukt automatisk referanseoppsett fra word.



# Vedlegg

## **V1 Dimensjoneringsgrunnlag**

V1.1 Egenlast for ulike dekketyper

V1.2 Eksponeringsklasser

V1.3 Vindlastdimensjonering

V1.4 Snølastdimensjonering

V1.5 Branndimensjonering

V1.6 Lyddimensjonering

V1.7 Dimensjoneringstabell for prefabrikkerte betongelementer

## **V2 Modell med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker**

V2.1 3D-illustrasjon

V2.2 Dekketegninger

V2.3 Snittegninger

V2.4 Detaljtegninger

V2.5 Bøyelister

V2.6 Spennkabel beskrivelse

V2.7 Kabel plassering

V2.8 Beregning av kabelkurvatur

V2.9 Jordskjelvdimensjonering

V2.10 Fundamentberegning

V2.11 FEM-design rapport

## **V3 Modell med slakkarmerte betongdekker**

V3.1 3D-illustrasjon

V3.2 Dekketegninger

V3.3 Snitt-tegninger

V3.4 Detaljtegninger

V3.5 Bøyelister

V3.6 Fem-design rapport

#### **V4 Modell med hulldekker**

V4.1 3D-illustrasjon

V4.2 Dekketegninger

V4.3 Snittegninger

V4.4 Detaljtegninger

V4.5 Bøyelister

V4.6 Rapport fra Peikko

V4.7 FEM-design rapport

V4.8 Beregninger fra Eurocode Express

#### **V5 Teknisk godkjenning**

#### **V6 Møte- og befaringsreferat**

#### **V7 Forprosjektrapport**

#### **V8 Timelister**

## V1.1 Egenlaster for ulike dekketyper

Etteroppspent fiberdekke			
	Tyngdetetthet (kN/m <sup>3</sup> )	Tykkelse (m)	Last (kN/m <sup>2</sup> )
Betongdekke	25	0.23	5.75
Trinnlydplate	1.2	0.02	0.024
Sponplate	8	0.022	0.176
Parkett	Tabell Sintef byggforsk	0.015	0.08
Himling	Tabell Sintef byggforsk		0.15
Sum			6.18

Hulldekke			
	Tyngdetetthet (kN/m <sup>3</sup> )	Tykkelse (m)	Last (kN/m <sup>2</sup> )
Hulldekke	HD-tabell Spenncon	0.265	3.72
Påstøp	24	0.05	1.2
Trinnlydplate	1.2	0.02	0.024
Sponplate	8	0.022	0.176
Parkett	Tabell Sintef byggforsk	0.015	0.08
Himling	Tabell Sintef byggforsk		0.15
Sum			5.35

Tradisjonelt dekke			
	Tyngdetetthet (kN/m <sup>3</sup> )	Tykkelse (m)	Last (kN/m <sup>2</sup> )
Betongdekke	25	0.3	7.5
Trinnlydplate	1.2	0.02	0.024
Sponplate	8	0.022	0.176
Parkett	Tabell Sintef byggforsk	0.015	0.08
Himling	Tabell Sintef byggforsk		0.15
Sum			7.93

Takkonstruksjon			
	Tyngdetetthet (kN/m <sup>3</sup> )	Tykkelse (m)	Last (kN/m <sup>2</sup> )
Takstoler eller sperrer med c/c 0.6 m og ca. 350 mm mineralull og himling. Takstein og undertak av plater eller trebord med asfaltbelegg.			1.1

## V1.2 Eksponeringsklasse

Tabell 2 b  
Eksponeringsklasser og eksempler på hvilke forhold de gjelder under, fra NS 3473

Eksponeringsklasse	Beskrivelse av miljø	Eksempler på hvor eksponeringsklassene kan forekomme (informativt)
1 Ingen risiko for korrosjon eller nedbrytning		
X0	Betong uten armering eller innstøpt metall: Alle miljøer, unntatt der det er frysing/tining, slitasje eller kjemisk angrep For betong med armering og innstøpt metall: meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet
2 Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjelden tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendige konstruksjoner som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongoverflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2

Fundamentet vil ligge innenfor eksponeringsklasse XC2, det vil si vi må ha minimum 35 mm overdekning.

Betongdekkene faller innenfor eksponeringsklasse XC1, samme overdekning gjelder her.

Betongveggene falle innenfor eksponeringsklasse XC2, overdekning vil være 35 mm.

Eksponeringsklasse	Minimumsverdekning (mm)			
	50 års levetid		100 års levetid	
	Korrosjonsømfintlig armering <sup>1)</sup>	Lite korrosjonsømfintlig armering <sup>2)</sup>	Korrosjonsømfintlig armering <sup>1)</sup>	Lite korrosjonsømfintlig armering <sup>2)</sup>
X0	–	–	–	–
XC1	25	15	35	25
XC2, XC3, XC4	35	25	45	35
XD1, XD2, XD3	50	40	60	50
XS1, XS2	50	40	60	50
XS3	60	50	70	60
XSA	Fastsettes særskilt		Fastsettes særskilt	

<sup>1)</sup> Gjelder for spennarmering og vanlig armeringsjern med diameter mindre enn 5 mm

<sup>2)</sup> Gjelder for kamstål med diameter større enn 5 mm

### V1.3 Vindlastdimensjonering

Vindlast mot langside.

Høyde på bygget:  $h := 17.4\text{-m}$

Høyde på bygget:  $h_b := 11.6\text{-m}$

Bredde på bygget:  $b_b := 21.2\text{-m}$

Dybde på bygget:  $d_b := 15.6\text{-m}$

Referansevindhastighet:  $V_{b0} := 29 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Terrengruhet 3:  $k_T := 0.22$        $z_0 := 0.3$

**Vindsoner:**

$h_b = 11.6\text{ m} < b_b = 21.2\text{ m}$

En vindsoner på bygget

$z_1 := 17.4$

**Vindlastfaktor:**

$$k_w := 0.625 \cdot \left( k_T \cdot \ln \left( \frac{z_1}{z_0} \right) \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{7}{\ln \left( \frac{z_1}{z_0} \right)} \right) = 1.359$$

**Vindhastighetstrykk:**

$$q_{p0} := k_w \cdot V_{b0}^2 = 1.143 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

**Trykk:**

$$\frac{h}{d_b} = 1.115$$

$$C_{pe10} := 0.8$$

**Vindlast:**

$$w_t := C_{pe10} \cdot q_{p0} = 914.023 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_t := w_t \cdot b_b = 1.938 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

**Sug:**

$$\frac{h_b}{d_b} = 0.744$$

Interpolering gir

$$C_{pee10} := 0.433$$

$$w_s := C_{pee10} \cdot q_{p0} = 494.715 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_s := w_s \cdot b_b = 1.049 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

**Total kraft:**

$$q := q_t + q_s = 2.987 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} := \left( \frac{q_t \cdot h^2}{2} \right) + \left( \frac{q_s \cdot h_b^2}{2} \right) = 3639 \text{ kNm}$$

Vindlast mot kortsida.

Høyde på bygget:	$h_b := 17.4\text{-m}$	
Bredde på bygget:	$b_b := 15.6\text{-m}$	
Dybde på bygget:	$d_b := 21.2\text{-m}$	
Referansevindhastighet:	$V_{b0} := 29 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
Terrengruhet 3:	$k_r := 0.22$	$z_0 := 0.3$

### Vindsoner:

$$b_b = 15.6\text{ m} < h_b = 17.4\text{ m} < 2 \cdot b_b = 31.2\text{ m}$$

To vindsoner på bygget

$$z_1 := 15.6 \quad b_b = 15.6\text{ m}$$

$$z_2 := 17.4 \quad h_b = 17.4\text{ m}$$

### Trykk:

#### Sone 1:

$$z_1 = 15.6$$

$$k_w := 0.625 \cdot \left( k_r \cdot \ln \left( \frac{z_1}{z_0} \right) \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{7}{\ln \left( \frac{z_1}{z_0} \right)} \right) = 1.309$$

$$q_{p01} := k_w \cdot V_{b0}^2 = 1.101 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

**Sone 2:**

$$z_2 = 17.4$$

$$k_w := 0.625 \cdot \left( k_f \cdot \ln \left( \frac{z_2}{z_0} \right) \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{7}{\ln \left( \frac{z_2}{z_0} \right)} \right) = 1.359$$

$$q_{p02} := k_w \cdot V_{b0}^2 = 1.143 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{h_b}{d_b} = 0.821$$

Interpolering gir:

$$C_{pe10} := 0.773$$

**Vindlast:**

$$w_1 := q_{p01} \cdot C_{pe10} = 850.938 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$w_2 := q_{p02} \cdot C_{pe10} = 883.175 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$w := w_1 + w_2 = 1.734 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_t := w \cdot b_b = 2.705 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

**Sug:**

$$\frac{h_b}{d_b} = 0.821$$

Interpolering gir:

$$C_{pe10} := 0.446$$

$$w_{s1} := C_{pe10} \cdot q_{p01} = 490.968 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$w_{s2} := C_{pe10} \cdot q_{p02} = 509.568 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$w_s := w_{s1} + w_{s2} = 1.001 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$q_s := w_s \cdot b_b = 1.561 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

**Total kraft:**

$$q := q_t + q_s = 4.266 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} := \frac{(q \cdot h_b^2)}{2} = 6458 \text{ kNm}$$



## V1.4 Snølastdimensjonering

Kritisk snølast:  $S_{k0} := 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Formfaktor:  $\mu_1 := 0.8$

$\mu_2 := 0.533$

**Flatt tak:**

$S_1 := \mu_1 \cdot S_{k0} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

**Skrå tak:**

$S_2 := \mu_2 \cdot S_{k0} = 1.599 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Har valgt å dimensjonere bygget med flatt tak, har derfor brukt  $S_1$  ved beregninger til alle modellene.

## V1.5 Branndimensjonering

Brannmotstand	Dekke- tykkelse, d mm	Armeringsdybde, a (mm)		
		Enveis plater	Toveisplater	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	60	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	80	20	10 <sup>1)</sup>	15 <sup>1)</sup>
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	100	30	15 <sup>1)</sup>	20
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	120	40	20	25
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	150	55	30	40
<b>REI 240 A2-s1,d0 (A 240)</b>	<b>175</b>	65	40	50

<sup>1)</sup> Vil bli overstyrt av andre krav til overdekning (korrosjon, heft)

Branndimensjoneringsgrunnlag for plass-støpte betongdekker (Rockwool).

## Mulige brannklasser

Tabellen under viser mulige brannklasser for hulldekketverrsnittene med standard akseavstand. For brannteknisk dimensjonering, se Betongelementboken bind D kap.3.3 og NS EN 1168:2005+A3:2011, punkt G.2

Tverrsnitt	$h_{ekv}$	Antall spenntau i UK	$a_m$	R60	R90	R120
HD200	141	4	40	OK	Kan oppnås ved lave utnyttelser	NEI (kan være mulig ved svært lav utnyttelse)
		7	40			
HD220	162	4	60	OK		OK
		7	60			
<u>HD265</u>	196	4	40	V	(v)	NEI (kan være mulig ved svært lav utnyttelse)
		6	40			
		8	40			
		10	40			
HD285	217	4	60	OK		OK
		6	60			
		8	60			
		10	60			
HD320	222	6	40	Kan oppnås ved lave utnyttelser		NEI (kan være mulig ved svært lav utnyttelse)
		8	40			
		9	45	OK		Kan oppnås ved lave utnyttelser
		11	51			

Branndimensjoneringsgrunnlag for hulldekke (Spenncon).

## V1.6 Lyddimensjonering

Tabell 1. Utdrag av NS 8175 for boliger (luftlydisolasjon). Laveste grenseverdi for veid, feltmålt lydreduksjonstall  $R'_w$  (inkl. omgjøringstall for spektrum  $C_{50-5000}$  i klasse A og B)

Type bruksrom	Klasse A $R'_w + C_{50-5000}$ dB	Klasse B $R'_w + C_{50-5000}$ dB	Klasse C $R'_w$ dB	Klasse D $R'_w$ dB
Mellom boenheter innbyrdes og mellom boenheter og fellesarealer/felles gang/trapperom o.l.	63	58	55	50

Tabell 2. Utdrag av NS 8175 for boliger (trinnlydnivå). Høyeste grenseverdier for feltmålt veid normalisert trinnlydnivå  $L'_{n,w}$  (inkl. omgjøringstall for spektrum  $C_{50-5000}$  i klasse A og B)

Type bruksrom	Klasse A $L'_{n,w} + C_{150-2500}$ dB	Klasse B $L'_{n,w} + C_{150-2500}$ dB	Klasse C $L'_{n,w}$ dB	Klasse D $L'_{n,w}$ dB
Mellom boenheter I en boenhet fra fellesarealer/ fellesgang/trapperom	43	48	53	58

Grenseverdier for luftlydisolasjon og trinnlyd (NS 8175).

## Lydreduksjonstall for ulike veggtyper med stål- eller trestender

Monterings- anvisning nr. og brannklasse	Veggtype	R <sub>w</sub> dB (lab.verdi)	R' <sub>w</sub> dB (forv.felt)	R' <sub>w</sub> + C50-5000 dB (forv.felt)	Fradrag for tre- stender
8.16 A60	D125/75 101 RW 100	53-55	49-51	44-46	
	D125/75 102 RW 100	56-58	51-54	47-49	ca 2 dB
	<u>D125/75 202 RW 100</u>	<u>58-61</u>	<u>54-57</u>	<u>49-52</u>	
	DD (100) 202 RW 100	ca 56	ca 52	ca 46	
	DD (150) 101 RW 150	ca 55	ca 51	ca 45	ca 0 dB
	DD (150) 102 RW 150	ca 56	ca 52	ca 46	

### Tegnforklaring:

Stenderverk: E = vegg med felles stendere, D = vegg med doble, vekslende stendere og felles sviller, DD = vegg med doble stendere og doble sviller.

(Vanlige stålstendere eller trestendere)

Plateledning: 101 = 1+1 platelag, 102 = 1+2 platelag, 202 = 2+2 platelag (13mm gips eller 12mm spon)

Isolasjon: RW100 betyr 100mm eller 2x50mm av Rockwool Stålstenderplate eller Flexl A-plate.

Hulrom: For DD-vegger angir tallet i parentes innvendig hulromsavstand.

## Lydreduksjonstall for vegger og stål- eller trestendere (Rockwool).

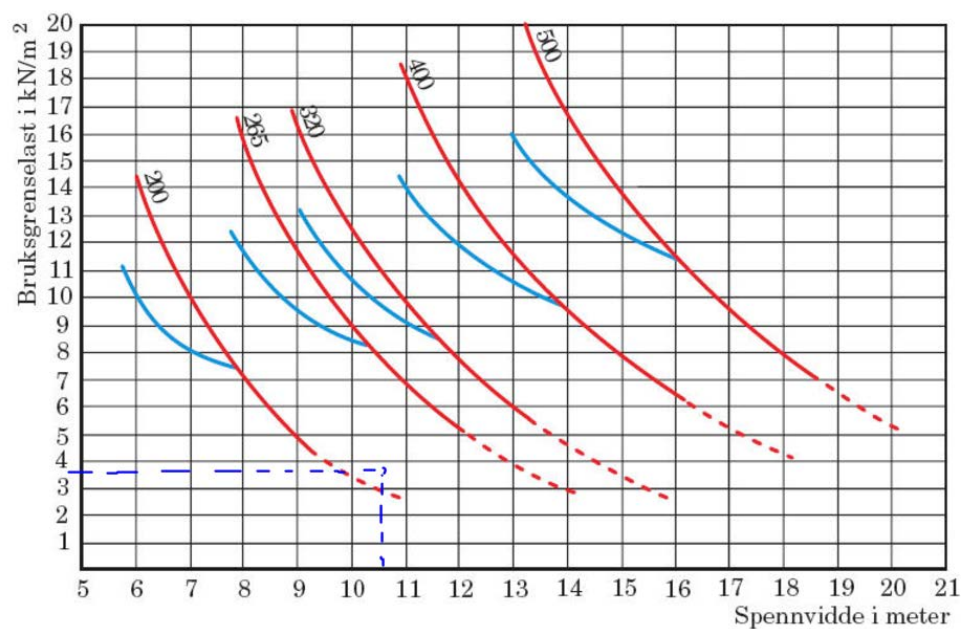
Konstruksjon	Trinnlyd	Luftlyd	Trinnlyd	Luftlyd	Trinnlyd	Luftlyd	Trinnlyd	Luftlyd
	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB
Basiskonstruksjon + 10 mm avretting	200 + 10 mm		220 + 10 mm		265 + 10 mm		290 + 10 mm	
A. Rådekke	82	52	80	53	78	54	77	55
B. Flytende gulv <sup>1)</sup> med 20 mm RW Trinnlydplate	55-51	55-57	53-49	56-58	<u>51-47</u>	<u>57-59</u>	50-46	58-60

## Lydkrav til hulldekker (Rockwool).

Konstruksjon	Trinnlyd	Luftlyd	Trinnlyd	Luftlyd	Trinnlyd	Luftlyd	Trinnlyd	Luftlyd
	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB	L' <sub>n,w</sub> (felt) dB	R' <sub>w</sub> (felt) dB
Basiskonstruksjon	160 mm		180 mm		200 mm		220 mm	
A. Rådekke	80	53	78	54	75	55	72	57
B. Flytende gulv <sup>1)</sup> med 20 mm RW Trinnlydplate	55-51	56-58	53-49	57-59	50-46	58-60	<u>≤47</u>	<u>≥60</u>

## Lydkrav til plass-støpte betongdekker (Rockwool)

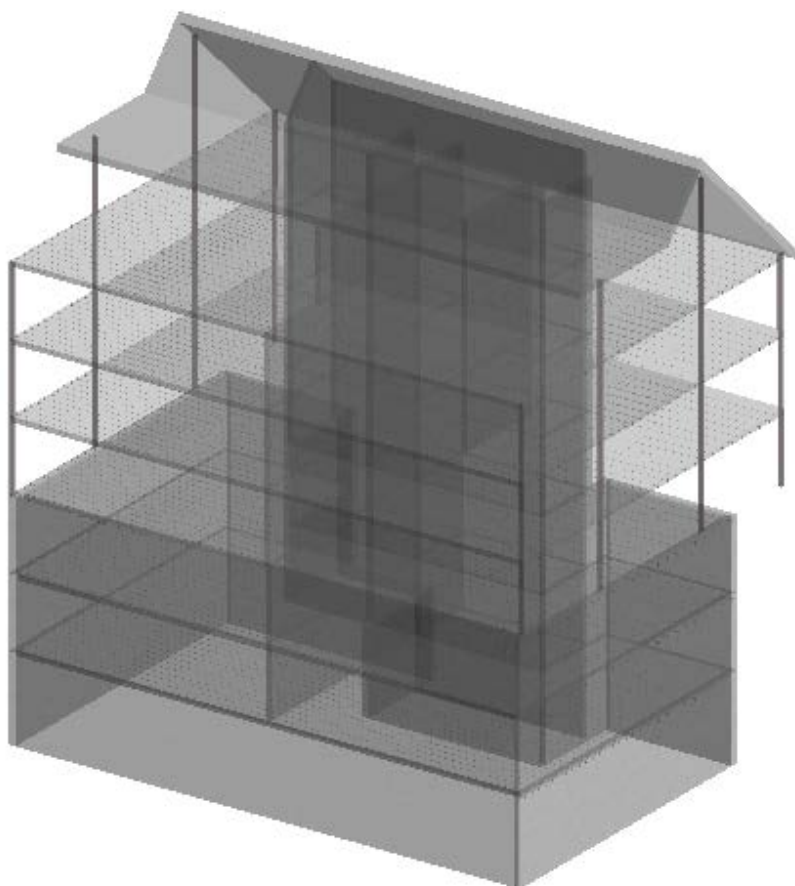
## V1.7 Dimensjoneringstabell for prefabrikkerte betongelementer

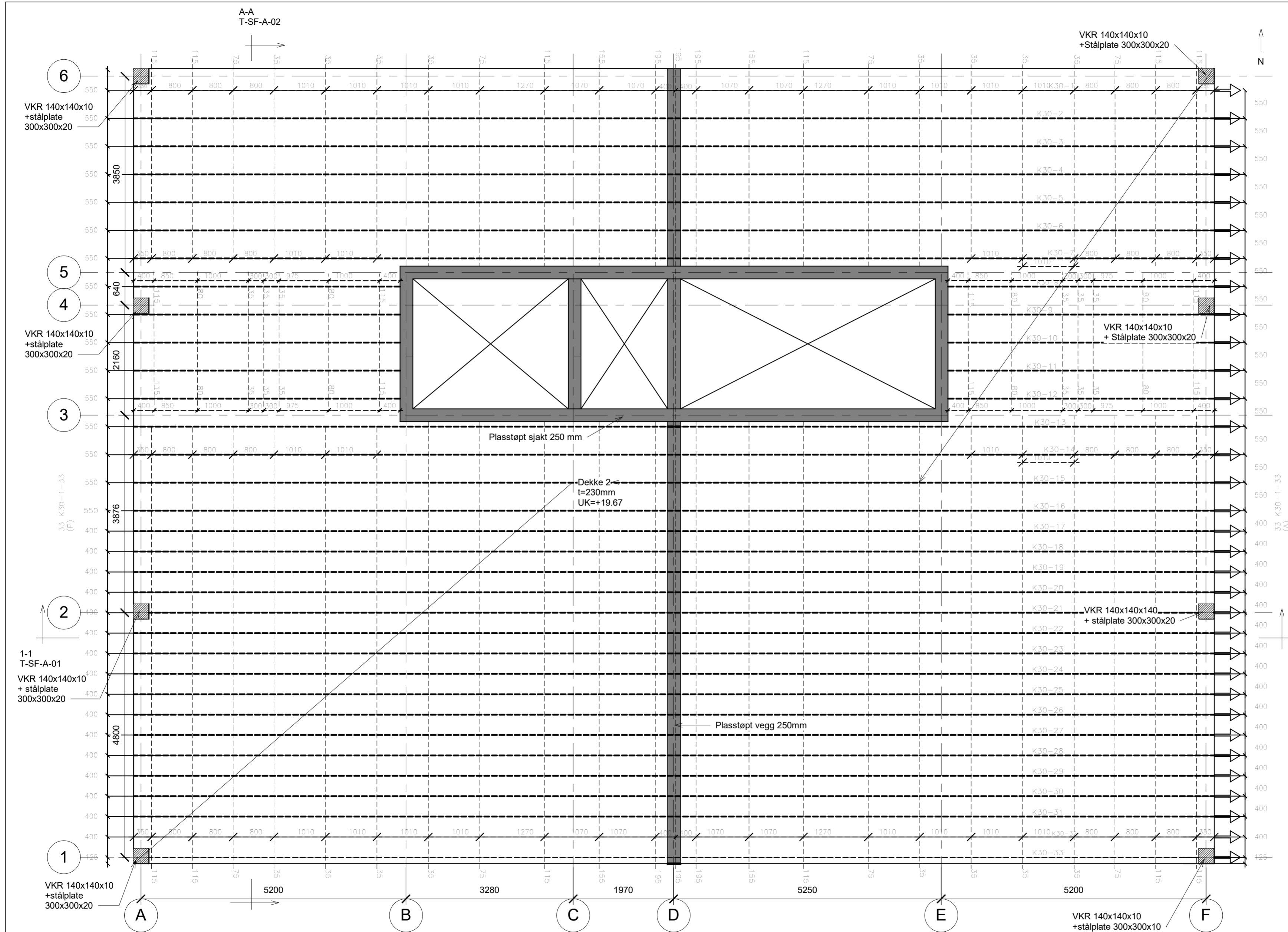


Blå kurve: Skjærkrefter blir dimensjonerende.

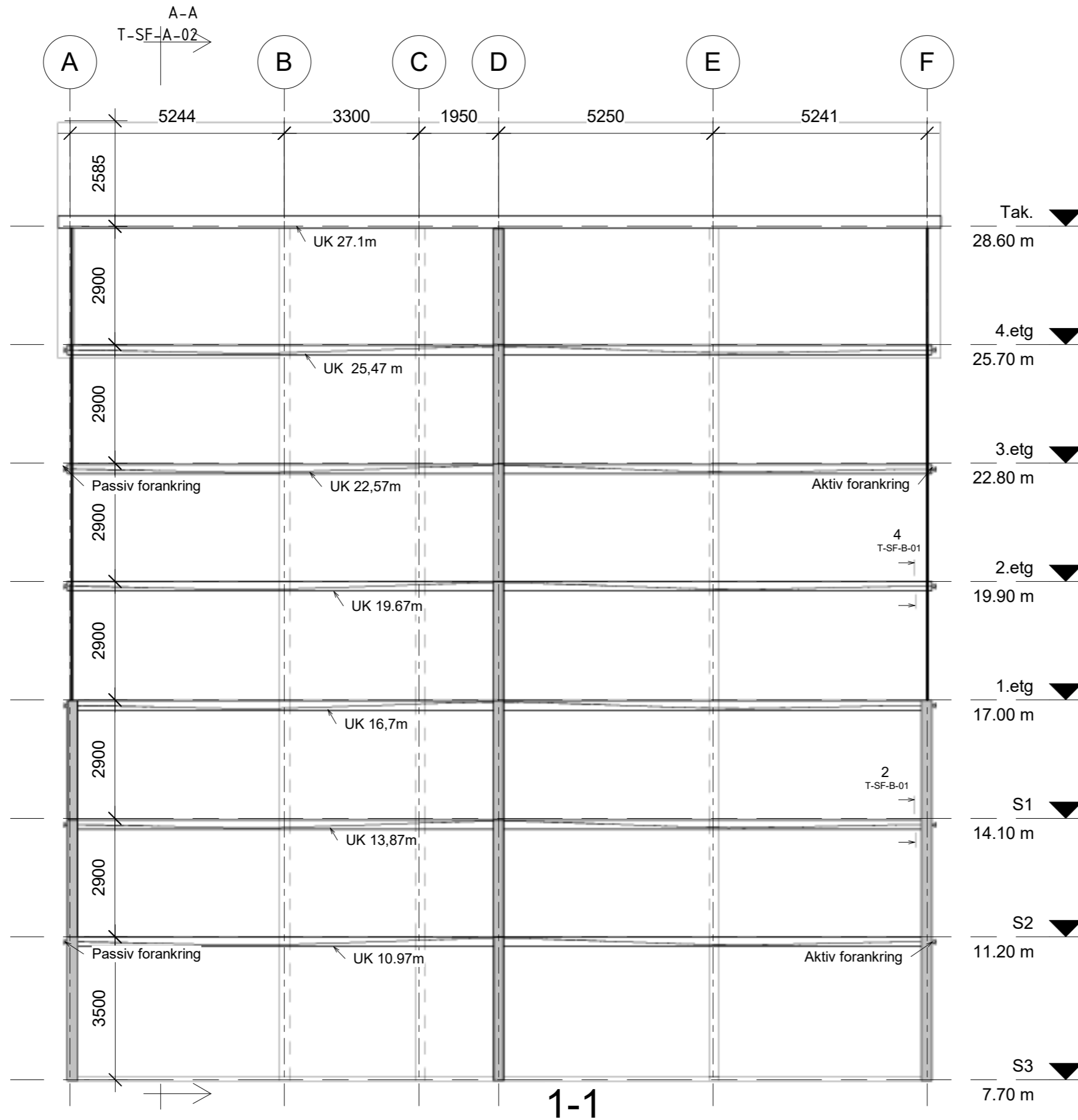
Får 3,65 kN/m<sup>2</sup> bruksgrenselast og 10,6m spenn, Ender da på HD-265 hulldekke.

## V2 Modell med etteroppente, fiberarmerte dekker



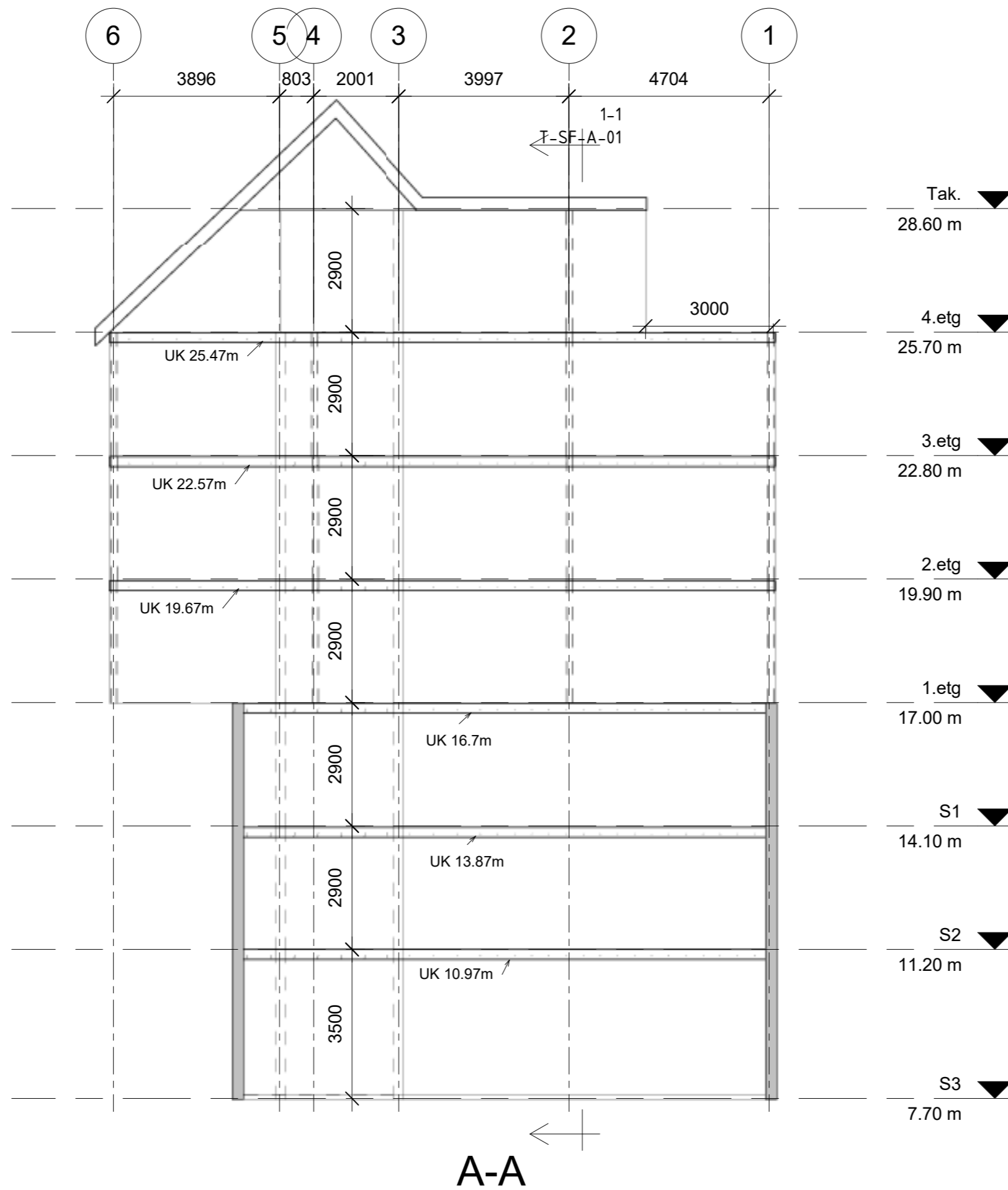


ANVISNINGER	
Tegningen viser dekkeplan med søyler, betongvegger og fordelte spennkabler	
HENVISNING: - Spennkabelbeskrivelse - T-SF-A-01 - T-SF-A-02 - T-SF-B-01	
Spennkabler: - Spennsystem: Unbonded, CCL - Betongens fasthet ved full oppspenning (terningfasthet): 25 N/mm <sup>2</sup> - Spennkraft før låsetap: 230 kN - A: 150mm <sup>2</sup>	
Merknader stolhøyder: - Avstand til UK kabel er gitt med OK stol - Avstand til høydestoler ved sjakt er angitt med egne mål på tegningen	
Betongdekke: - Dekketykkelse: 230 mm - Fasthetsklasse B35 - Stålfiber: Krampehex DE 50/0,8 M (35kg/fiber/m <sup>3</sup> ) - Eksponeringsklasse XC1 - Bestandighetsklasse M60 - Kloridklasse Cl 0,10 - Nom. overdekning Generelt 35 mm	
SYMBOLER OG SKRAVERING	
A= Aktivt anker P= Passivt anker	
	Plasstøpt betong
	Stål
FAGERVIKPLASSEN	
Tegnet av: TG	Dato: 11.05.17
Kontrollert av: IN	Tegningsnr: T-SF-A-03
Målestokk: 1:50	



1-1

FAGERVIKPLASSEN	
 Kunnskap for en bedre verden	
Tegningsnr: T-SF-A-01	
Tegnet av: TG	Dato: 11.05.17
Kontrollert av: IN	Målestokk: 1:100



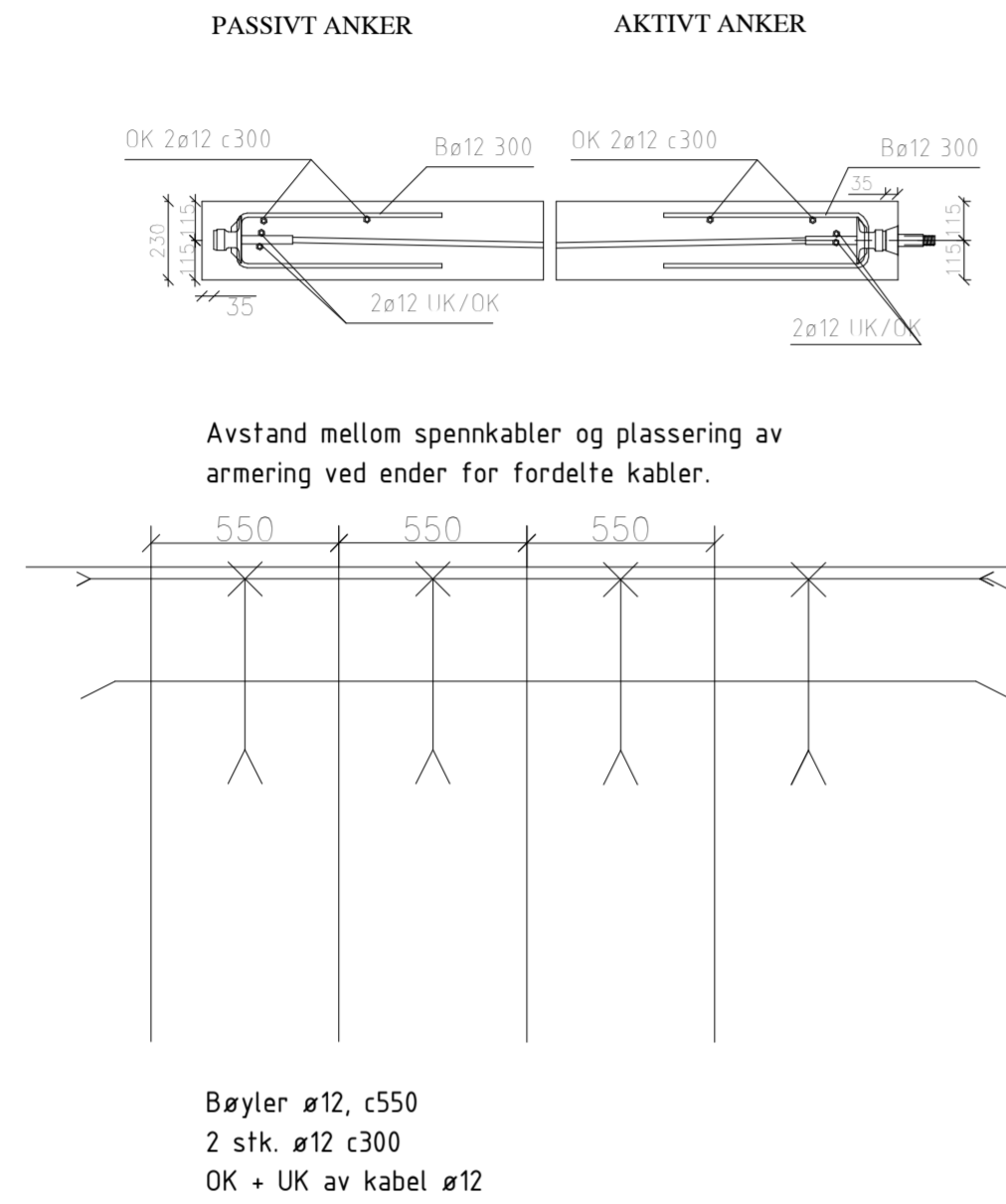
A-A

FAGERVIKPLASSEN	
 Kunnskap for en bedre verden	
Tegningsnr: T-SF-A-02	
Tegnet av: TG	Dato: 11.05.17
Kontrollert av: IN	Målestokk: 1:100



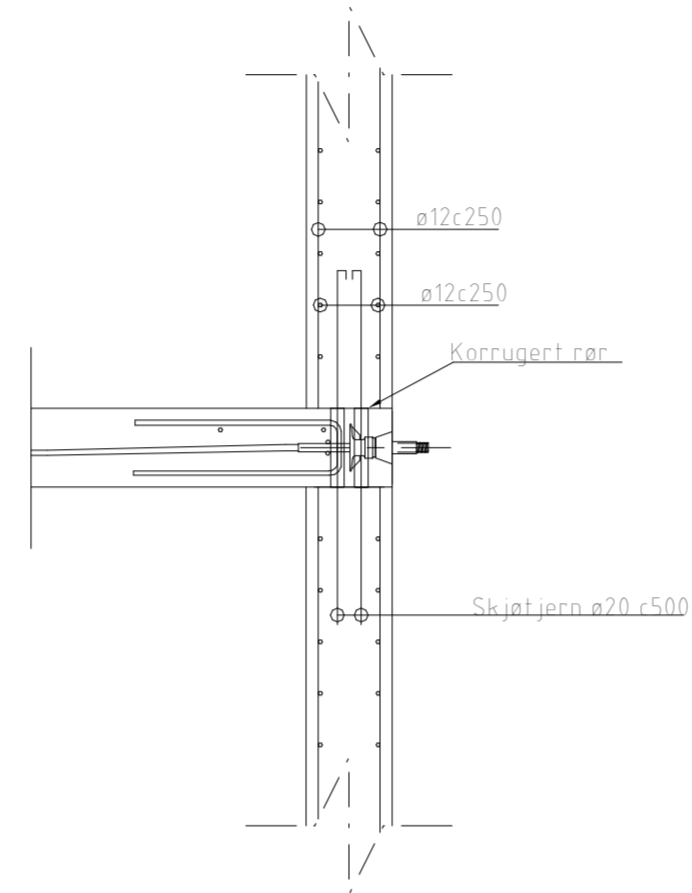
# FIG.1

## FORDELTE KABLER



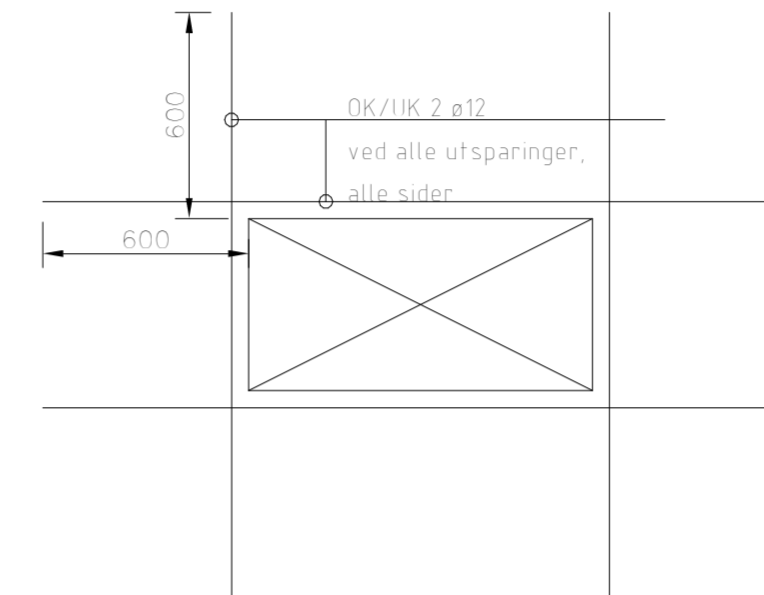
# FIG.2

## OVERGANG VEGG/DEKKE



# FIG.3

## UTSPARINGER



### ANVISNINGER

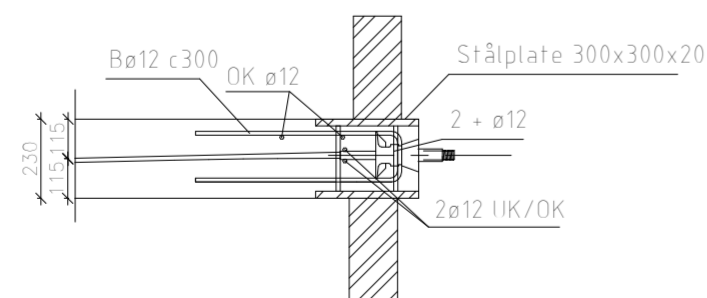
- Dekketykkelse: 230 mm
- Fasthetsklasse B35
- Eksponeringsklasse XC1
- Bestandighetsklasse M60
- Kloridklasse Cl 0.10
- Nom. overdekning Generelt 35 mm
- Armering: B500NC

### HENVISNINGER:

- T-SF-A-01
- T-SF-A-02
- T-SF-A-03

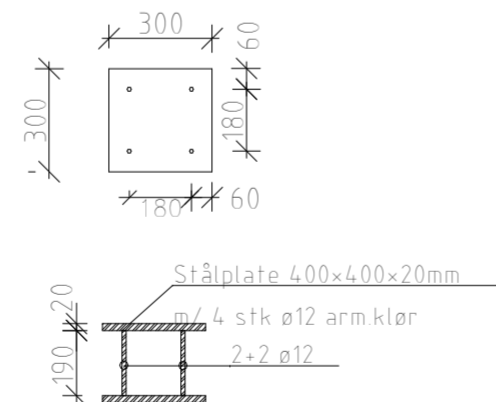
# FIG.4

## OVERGANG DEKKE/SØYLE



# FIG.5

## STÅLPLATE 56 STK



### FAGERVIKPLASSEN


Tegnet av: TG      Dato: 15.05.17  
 Kontrollert av: IN      Tegningsnr: T-SF-B-01




Maletstokk: 1:20

## V2.5 BØYELISTER

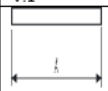

### Fundament

		F.1		F.2		F.3		F.4		F.5		F.6																	
Bøyelisten stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004										Konstruksjonsdel: fundament total armeringsmengde																			
Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok	Lengder(mm)																				
									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (mm)							
								0 0																					
F.1	B500NC	20	1630		140	526	hor		1630																				
F.1	B500NC	12	22830		125	3	hor		22830																				
F.1	B500NC	12	14230		125	3	hor		14230																				
F.1	B500NC	12	8770		125	3	hor		8770																				
F.1	B500NC	12	10280		125	3	hor		10280																				
F.1	B500NC	12	5430		125	3	hor		5430																				
F.1	B500NC	12	6895		125	3	hor		6895																				
F.1	B500NC	12	8830		125	3	hor		8830																				
F.1	B500NC	12	5380		125	3	hor		5380																				
F.1	B500NC	12	14195		125	3	hor		14195																				
F.2	B500NC	16	681		300	550	vert		306																				
Sum denne siden										ø6		ø8		ø10		ø12		ø14		ø16		ø20		ø28		ø32		ø40	
Total lengde (m)																276,73				374,55		857,38							
Total vekt (kg)																													
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside F1			Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden										Dato: 16.05.17														


### Kjellervegger

		V.1		V.2		V.3		V.4		V.5		V.6																	
Bøyelisten stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004										Konstruksjonsdel:-vegger kjeller Etteroppspent-s3,s2,s1 (VESTSIDE)																			
Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok	Lengder(mm)																				
									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (m m)							
								0 0																					
V.1	B500NC	16	3430		200	126	vert		3430																				
V.1	B500NC	12	12530		200	36	hor		12530																				
S2																													
V.1	B500NC	12	2850		250	102	vert		2850																				
V.1	B500NC	12	12550		200	30	hor		12550																				
S1																													
V.1	B500NC	12	3000		200	128	vert		3000																				
V.1	B500NC	12	12749		200	30	hor		12749																				
Sum denne siden										ø6		ø8		ø10		ø12		ø14		ø16		ø25		ø28		ø32		ø40	
Total lengde (m)																1884,75				432,18									
Total vekt (kg)																													
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside V1			Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden										Dato: 16.05.17														

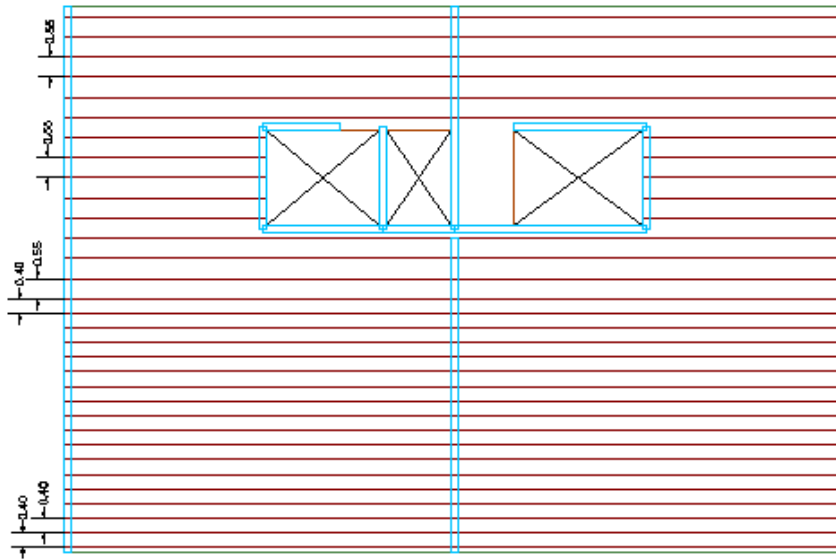
## Vegger

		V.1	V.2	V.3	V.4	V.5	V.6																
																							
Bøyelisten stemmer overens med: <a href="#">NS-EN ISO3766:2004</a>							Konstruksjonsdel:-vegger/sjakt Etteroppent:1-2-3 (VESTSIDE)																
Posis.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok															
etasje									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (mm)	
1									0	0													
V.1	B500NC	12	2830	70	250		vert		2830														
V.1	B500NC	12	8730	24	250		hor		8730														
2																							
V.1	B500NC	12	2830	70	250		vert		2830														
V.1	B500NC	12	8730	24	250		hor		8730														
3																							
V.1	B500NC	12	2830	70	250		vert		2830														
V.1	B500NC	12	8730	24	250		hor		8730														
4																							
	B500NC	12	2550	40	200		vert		2550														
	B500NC		3950	26	200		hor		3950														
Sjakt	B500NC	12	2830	60	300		vert		2830														
	B500NC	12	8730	30	200		hor		8730														
Sum denne siden		ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø25	ø28	ø32	ø40												
Total lengde (m)						1859,26																	
Total vekt (kg)																							
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside V3			Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden							Dato: 16.05.17											

## V2.6 SPENNKABEL BESKRIVELSE

Kabel nr.	Antall kabler	Fargekode	Kabellengde (kapplengde)	Forankring A/P
K27	33	Umerket	21800	A/P
K28	33	Rød	21800	A/P
K29	33	Blå	21800	A/P
K30	33	Brun	21800	A/P
K31	33	Grønn	21800	A/P
K32	33	Gul	21800	A/P
Prosjekt: Fagervikplassen	Spennkabel: 150 mm <sup>2</sup>		Dato: 14.05.17	 Kunnskap for en bedre verden

## V2.7 KABELPLASSERING



Inntegnet kabelplassering i AutoCAD.

## V2.8 BEREGNING AV KABELKURVATUR

### Beregning av kabelkurvatur

$$0.9 \cdot 10.6 = 9.54$$

$$0.1 \cdot 10.6 = 1.06 \text{ m}$$

$$x_2 := 70 \text{ mm}$$

$$e_1 := 80 \text{ mm}$$

$$e_2 := 80 \text{ mm}$$

$$h := e_1 + \frac{x_2}{2} = 0.115 \text{ m}$$

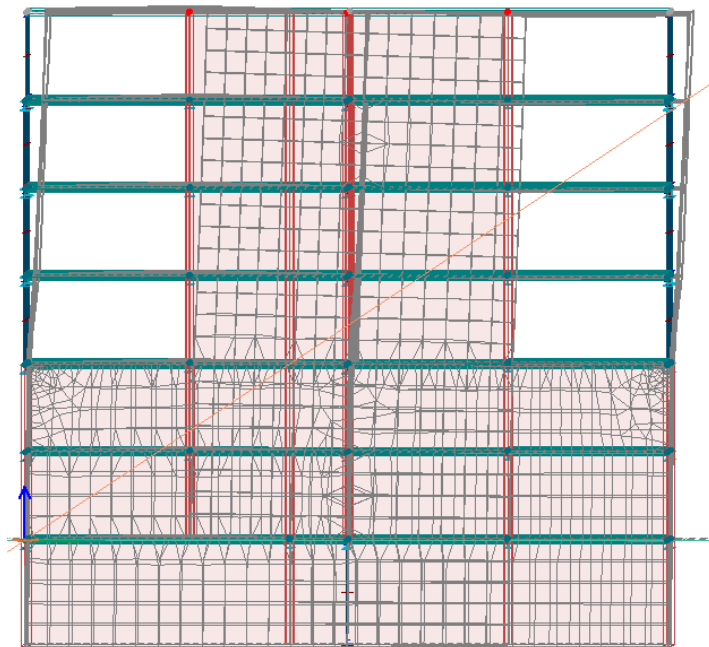
$$q_1 := \frac{(8 \cdot P \cdot H)}{(0.9L)^2} = 2.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$h_s := e_2 - x_2 = 0.01 \text{ m}$$

Nedoverrettet jevnt fordelt last over midtstøtte blir da:

$$q_2 := \frac{(8 \cdot P \cdot h_s)}{(0.2L)^2} = 4.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

## V2.9 JORDSKJELVDIMENSJONERING



Forskyvning i x-retning

1. Spissverdien for berggrunnens akselerasjon:  $a_{g40\text{hz}} := 0.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

2. Bestem seismisk faktor  $\gamma_I$ :

Bygget er seismisk klasse 2  $\rightarrow \gamma_I := 1$

3. Dimensjoner grunnakselerasjon:

$$a_g := a_{g40\text{hz}} \cdot \gamma_I^{0.8} = 0.64 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

4. Bestem konstruksjonsfaktor:

$$q \leq 1.5$$

$$q := 1.5$$

5. Bestem grunntype:

Velge grunntype C.  $\rightarrow$  Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter (Ut ifra Norconsult sine grunnundersøkelser)

6. Bestem forsterkningsfaktor (S) for grunnforholdene:

Grunntype C gir  $S = 1.4$

7. Kriterium 1:  $a_g \times s < 0.05 \times g = 0.49 \text{ m/s}^2$

$$0.64 \times 1.4 = 0.896 \text{ m/s}^2 > 0.49 \text{ m/s}^2$$

Videre undersøkelse påkrevd.

## Arealer

Etasjeskillere og tak:

$$S_1 := L \cdot b - (b_6 \cdot L_1) = 227.22 \text{ m}^2$$

$$1 = L \cdot b_1 - (b_5 \cdot L_1) = 301.32 \text{ m}^2$$

$$2 = L \cdot b_1 - (b_5 \cdot L_1) = 301.32 \text{ m}^2$$

$$3 = L \cdot b_1 - (b_5 \cdot L_1) = 301.32 \text{ m}^2$$

$$4 = L \cdot b_1 - (b_5 \cdot L_1) = 301.32 \text{ m}^2$$

$$\text{Tak} = L \cdot (b_1 - b_4) = 267.12 \text{ m}^2$$

$$4 \text{ Nyttelast} = L \cdot (b_1 - b_4) - (b_5 \cdot L_1) = 237.72 \text{ m}^2$$

$$4 \text{ balkong} = L \cdot b_4 = 63.6 \text{ m}^2$$

## Volum

### Vegger i x-retning

$$S_2 = L \cdot t_v \cdot h \cdot 2 + L_1 \cdot t_v \cdot h = 38.352 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$

$$S_1 = 38.35 \text{ m}^3$$

$$1 = L_1 \cdot t_v \cdot h \cdot 2 = 15.225 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$

$$2 = 15.23 \text{ m}^3$$

$$3 = 15.23 \text{ m}^3$$

$$4 = 15.23 \text{ m}^3$$

### Vegger i y-retning

$$S_2 := b \cdot t_v \cdot h \cdot 2 + b_6 \cdot t_v \cdot h \cdot 3 + b_2 \cdot t_v \cdot h + b_5 \cdot t_v \cdot h = 34.945 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$

$$S_1 = 32.95 \text{ m}^3$$

$$1 = b_1 \cdot t_v \cdot h + b_5 \cdot t_v \cdot h \cdot 3 = 17.4 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$

$$2 = 17.4 \text{ m}^3$$

$$3 = 14.4 \text{ m}^3$$

$$4 = b_3 \cdot t_v \cdot h + b_5 \cdot t_v \cdot h \cdot 4 = 12.325 \text{ m}^2 \cdot \text{m}$$

### Tverrkraftmetoden

$$C_t := \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

#### X-retning

$$A_{x1} := L \cdot t_v = 5.3 \text{ m}^2$$

$$A_{c1} := A_{x1} \cdot \left[ 0.2 + \left( \frac{l_{w1}}{H} \right)^2 \right] = 5.353 \text{ m}^2 \times 2$$

$$A_{x2} := L_1 \cdot t_v = 2.625 \text{ m}^2$$

$$A_{c2} := A_{x2} \cdot \left[ 0.2 + \left( \frac{l_{w2}}{H} \right)^2 \right] = 1.481 \text{ m}^2$$

$$C_t := 0.022$$

#### Y-retning:

$$A_{y1} := b \cdot t_v = 3.15 \text{ m}$$

$$A_{c1} := A_{y1} \cdot \left[ 0.2 + \left( \frac{l_{w1}}{H} \right)^2 \right] = 2.282 \text{ m} \times 2$$

$$A_{y2} := b_2 \cdot t_v = 2.9 \text{ m}^2$$

$$A_{c2} := A_{y2} \cdot \left[ 0.2 + \left( \frac{11.6}{17.4} \right)^2 \right] = 1.87$$

#### T i x-retning

$$T := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.19 \text{ s}$$

#### T i y-retning

$$T := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.24 \cdot \text{s}$$

#### Dimensjonerende spekter

$$T_B := 0.1$$

$$T_C := 0.3$$

$$T_D := 1.5$$

### Dimensjonerende spekter

$$T_B := 0.1$$

$$T_C := 0.3$$

$$T_D := 1.5$$

### X-retning

$$T_b \leq T \leq T_c$$

$$S_d(t) := a_g \cdot s \cdot \frac{2.5}{q} = 1.49$$

### Y-retning

$$T_b \leq T \leq T_c$$

$$S_d(t) := a_g \cdot s \cdot \frac{2.5}{q} = 1.49$$

### Nyttelaster (lik i x- og y-retning)

Ved jordskjelvdimensjonering medregnes 20% av snølasten og 30% av nyttelasten

$$q := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \psi_1 := 0.3$$

$$q_b := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \psi_2 := 0.2$$

$$q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S.1 = q_{si} := \psi_1 \cdot q \cdot A_{s1} = 136.332 \cdot \text{kN}$$

$$1 = q_1 := \psi_1 \cdot q \cdot A_1 = 180.792 \cdot \text{kN}$$

$$2 = q_2 := \psi_1 \cdot q \cdot A_2 = 180.792 \cdot \text{kN}$$

$$3 = q_3 := \psi_1 \cdot q \cdot A_3 = 180.792 \cdot \text{kN}$$

$$4 = q_4 := \psi_1 \cdot q \cdot A_{4n} + \psi_1 \cdot q_b \cdot A_b + \psi_2 \cdot q_s \cdot A_b = 249.24 \text{kN}$$

$$\text{Tak} = \psi_2 \cdot q_s \cdot A_t = 128.22 \text{kN}$$

$$q_{\text{total}} := 1056.15 \text{kN}$$



Egenlaster i y-retning	Egenlaster x-retning
S.1 = $g_e := 1306.52\text{kN}$ $g_v := 873.75\text{kN}$ $g_{s1} := 2180.27\text{kN}$	S1 = $g_{ex} := 1306.52\text{kN}$ $g_{vx} := 958.75\text{kN}$ $g_{s1x} := 2265.27\text{kN}$
1 = $g_{e1} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v1} := 645.68\text{kN}$ $g_1 := 2378.27\text{kN}$	1 = $g_{e1x} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v1x} := 669\text{kN}$ $g_{1x} := 2401.59\text{kN}$
2 = $g_{e2} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v2} := 435\text{kN}$ $g_2 := 2167.59\text{kN}$	2 = $g_{e2x} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v2x} := 380.75\text{kN}$ $q_{2x} := 2113.34\text{kN}$
3 = $g_{e3} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v3} := 435\text{kN}$ $g_3 := 2167.59\text{kN}$	3 = $g_{e3x} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v3x} := 380.75\text{kN}$ $g_{3x} := 2113.34\text{kN}$
4 = $g_{e4} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v4} := 371.56\text{kN}$ $g_4 := 2104.15\text{kN}$	4 = $g_{e4x} := 1732.59\text{kN}$ $g_{v4x} := 380.75\text{kN}$
Tak = $g_{e.tak} := 293.83\text{kN}$ $g_{v.tak} := 154.06\text{kN}$ $g_{tak} := 447.89\text{kN}$	Tak = $g_{etakx} := 293.83\text{kN}$ $g_{vtakx} := 190.38\text{kN}$ $g_{takx} := 484.21\text{kN}$
$g_{total} := 11445.76\text{kN}$	$g_{xtotal} := 11491.09\text{kN}$

#### Total seismisk masse i x-retning

$$S1 = M_{seis} = g_{s1} + q_{s1} = 2265.27\text{kN} + 136.33\text{kN} = 2.402 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$1 = M_{seis} = 2401.59\text{kN} + 180.79\text{kN} = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$2 = M_{seis} = 2113.34\text{kN} + 180.79\text{kN} = 2.294 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$3 = M_{seis} = 2113.34\text{kN} + 180.79\text{kN} = 2.294 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$4 = M_{seis} = 2113.32\text{kN} + 249.24\text{kN} = 2.363 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Tak} = M_{seis} = 484.21\text{kN} + 128.11\text{kN} = 612.32 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = M_{xseis} := 12547.25\text{kN} = 1254725\text{kg}$$

#### Total seismisk masse i y-retning

$$S1 = M_{seis} = g_{s1} + q_{s1} = 2180.27\text{kN} + 136.33\text{kN} = 2.317 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$1 = M_{seis} = 2401.59\text{kN} + 180.79\text{kN} = 2.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$2 = M_{seis} = 2167.59\text{kN} + 180.79\text{kN} = 2.348 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$3 = M_{seis} = 2167.59\text{kN} + 180.79\text{kN} = 2.348 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$4 = M_{seis} = 2104.15\text{kN} + 249.24\text{kN} = 2.353 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\text{Tak} = M_{seis} = 447.89\text{kN} + 128.11\text{kN} = 576 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = M_{yseis} := 12501.92\text{kN} = 1250192\text{kg}$$

#### Total seismisk masse i y-retning

$$M_1 := 140 \cdot 17.4 + 476.57 \cdot 14.5 + 380.44 \cdot 11.6 + 285.33 \cdot 8.7 + 207.29 \cdot 5.8 + 93.82 \cdot 2.9 = 1.772 \times 10^4 \text{ kNm}$$

$$M_2 := 140 \cdot 14.5 + 476.57 \cdot 11.6 + 380.44 \cdot 8.7 + 285.33 \cdot 5.8 + 207.29 \cdot 2.9 = 1.312 \times 10^4 \text{ kNm}$$

$$M_3 := 140 \cdot 11.6 + 476.57 \cdot 8.7 + 380.44 \cdot 5.8 + 285.33 \cdot 2.9 = 8.804 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$M_4 := 140 \cdot 8.7 + 476.57 \cdot 5.8 + 380.44 \cdot 2.9 = 5.085 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$M_5 := 140 \cdot 5.8 + 476.57 \cdot 2.9 = 2.194 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$M_6 := 140 \cdot 2.9 = 406 \text{ kNm}$$

$$M_7 := 140 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

#### Total seismisk masse i x-retning

$$M_{1x} := 151.12 \cdot 17.4 + 485.8 \cdot 14.5 + 377.39 \cdot 11.6 + 283.04 \cdot 8.7 + 212.4 \cdot 5.8 + 98.77 \cdot 2.9 = 1.803 \times 10^4 \text{ kNm}$$

$$M_{2x} := 151.12 \cdot 14.5 + 485.8 \cdot 11.6 + 377.39 \cdot 8.7 + 283.04 \cdot 5.8 + 212.4 \cdot 2.9 = 1.337 \times 10^4 \text{ kNm}$$

$$M_{3x} := 151.12 \cdot 11.6 + 485.8 \cdot 8.7 + 377.39 \cdot 5.8 + 283.04 \cdot 2.9 = 8.989 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$M_{4x} := 151.12 \cdot 8.7 + 485.8 \cdot 5.8 + 377.39 \cdot 2.9 = 5.227 \times 10^3 \text{ kNm}$$

$$M_{6x} := 151.12 \cdot 2.9 = 438.248 \text{ kNm}$$

$$M_{7x} := 151.12 \cdot 0 = 0 \text{ kNm}$$

#### Fordeling av krefter i x retning

$$z_1 := 2.9\text{m}$$

$$z_2 := 5.8\text{m}$$

$$z_3 := 8.7\text{m}$$

$$z_4 := 11.6\text{m}$$

$$z_5 := 14.5\text{m}$$

$$z_6 := 17.4\text{m}$$

$$\sum_{z_j} M_{seisj}$$

$$612.43 \cdot 17.4 + 2362.58 \cdot 14.5 + 2294.13 \cdot 11.6 + 2294.13 \cdot 8.7 + 2582.38 \cdot 5.8 + 2401.6 \cdot 2.9 = 1.134 \times 10^5 \text{ kNm}$$

$$F \cdot b = m_{yseis} \cdot s_{(d)}(t) \cdot \lambda = 1254725 \cdot 1.49 \cdot 0.85 = 1.589 \times 10^6 \text{ N}$$

$$F_{s1} := 98.77\text{kN}$$

$$F_1 := 212.4\text{kN}$$

$$F_2 := 282.04\text{kN}$$

$$F_3 := 377.39\text{kN}$$

$$F_4 := 485.8\text{kN}$$

$$F_{\text{tak}} := 151.12\text{kN}$$

### Fordeling av krefter i y retning

$$Z_{zj} \cdot M_{\text{seisj}} =$$

$$576.11 \cdot 17.4 + 2353.39 \cdot 14.5 + 2348.38 \cdot 11.6 + 2348.38 \cdot 8.7 + 2559.06 \cdot 5.8 + 2316.6 \cdot 2.9 = 1.134 \times 10^5 \text{ kNm}$$

$$F_b = M_{y\text{seisj}} \cdot S_{(d)}(t) \cdot \lambda = 1250192 \cdot 1.49 \cdot 0.85 = 1.583 \times 10^6 \text{ kN}$$

$$F_{s1y} := 93.82\text{kN}$$

$$F_{1y} := 207.29\text{kN}$$

$$F_{12} := 285.33\text{kN}$$

$$F_{3y} := 380.44\text{kN}$$

$$F_{3y} := 380.44\text{kN}$$

$$F_{4y} := 476.57\text{kN}$$

$$F_{\text{taky}} := 140\text{kN}$$

## V2.10 FUNDAMENTBEREGNING

Egenlast etasjeskillere:  $g_e := 6.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenlast tak:  $g_t := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast på etasjeskillere:  $q_e := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast:  $q_s := 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Tyngdetetthet betong:  $\rho_b := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Lengde betongvegg:  $l_1 := 5.4\text{m}$

Høyde betongvegg S2 og S1:  $h_1 := 2.9\text{m}$

Høyde betongvegg kjeller:  $h_2 := 3.5\text{m}$

Tykkelse på vegg:  $t := 0.25\text{m}$

Lastareal:  $A_L := 5.4\text{m} \cdot 5.3\text{m} = 28.62\text{m}^2$

Grunntrykk:  $\sigma_{gd} := 250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B_1: N_{Ed1} := 1.35 \cdot (6 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.35 \cdot \rho_b \cdot (l_1 \cdot h_1 \cdot t + l_1 \cdot h_2 \cdot t) + 1.05 \cdot 6 \cdot q_e \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 2.332 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$B_2: N_{Ed2} := 1.2 \cdot (6 \cdot g_e + g_t) \cdot A_L + 1.2 \cdot \rho_b \cdot (l_1 \cdot h_1 \cdot t + l_1 \cdot h_2 \cdot t) + 1.5 \cdot 6 \cdot q_e \cdot A_L + 1.05 \cdot q_s \cdot A_L = 2.275 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Effektiv fundament bredde:

$$b_0 := \frac{N_{Ed1}}{\sigma_{gd} \cdot l_1} = 1.727\text{m}$$

Maksimalt jordtrykk i bunnen av veggen per meter:

Tyngdetetthet jord:  $\rho_j := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Jordtrykkskoeffisient:  $\mu := 0.38$

Lastfaktor (B1):  $\gamma_j := 1.0$

Høyde på veggen:  $h := 4.95\text{m}$

$$P_j := \rho_j \cdot \mu \cdot \gamma_j \cdot h = 35.739 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Moment:

$$M_{\max} := \frac{P_j \cdot h^3}{15} = 288.979 \cdot \text{kNm}$$

Nyttelast snø per meter:

$$\text{Snølast på bakken: } q_{sb} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Lastfaktor (B1): } \gamma_q := 1.5$$

$$M_q := \frac{q_{sb} \cdot 1\text{m} \cdot h^2}{8} = 9.188 \cdot \text{kNm}$$

Moment total:

$$M_{\text{tot}} := M_{\text{max}} + M_q = 298.168 \cdot \text{kNm}$$

Nødvendig fundament bredde:

$$b := b_0 + \frac{M_{\text{tot}}}{N_{Ed1}} = 1.855 \text{ m}$$

$$\text{Lengde på momentet: } l_2 := \left( \frac{b}{2} \right) - \frac{t}{2} = 0.803 \text{ m}$$

$$\text{Fasthetsklasse: } k := 0.275$$

$$\text{Dimensjonerende strekkfaset: } f_{cd} := 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Bredde: } b_1 := 1000 \text{ mm}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} := \frac{\sigma_{gd} \cdot 1\text{m} \cdot l_2^2}{2} = 80.502 \cdot \text{kNm}$$

$$d := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{k \cdot f_{cd} \cdot b_1}} = 0.122 \text{ m} \quad \text{Øker } d \text{ til } 130 \text{ mm} \quad d := 130 \text{ mm}$$

Moment kapasitet:

$$M_{Rd} := k \cdot f_{cd} \cdot b_1 \cdot d_1^2 = 92.021 \cdot \text{kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \quad \text{Tverrsnittet er delvis utnyttet.}$$

$$z := \left( 1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 0.111 \text{ m}$$

Nødvendig armering:

$$f_{yd} := 434.37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{sn} := \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = 1.675 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Velger } \phi 20 \quad r := 10 \text{ mm}$$

Avstand:

$$C := \frac{b_1}{6} = 166.667 \cdot \text{mm}$$

$$A_h := C - 20 \text{mm} = 146.667 \cdot \text{mm}$$

Krav:

$$A_h = 0.147 \text{ m} \geq (2 \cdot \phi 20, 20 \text{mm}) \quad \text{OK!}$$

Hovedarmering:

$\phi 20$ , c 140 mm

Total høyde på fundamentet:

$$C_{\text{nom}} := 45 \text{mm}$$

$$d_1 := C_{\text{nom}} + 20 \frac{\text{mm}}{2} = 55 \cdot \text{mm}$$

$$H := d + d_1 = 185 \cdot \text{mm}$$

Høyde på fundamentet blir 200 mm.

Fordelingsarmering:

20 % av hovedarmering.

$$A_{\text{sf}} := A_{\text{sn}} \cdot 0.2 = 334.935 \cdot \text{mm}^2$$

Velger  $\phi 12$ .  $r_1 := 6 \text{mm}$

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot r_1^2 = 113.097 \cdot \text{mm}^2$$

Antall jern per meter:

$$n_1 := \frac{A_{\text{sf}}}{A_{\phi 12}} = 2.961 \quad \text{Velger 3 jern.}$$

Avstand mellom fordelingsjernene:

$$C_f := \frac{b_1}{n_1} = 337.67 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{hf}} := C_f - 12 \text{mm} = 325.67 \cdot \text{mm}$$

Fordelingsarmering:

$\phi 12$  C 320 mm

Skjærarmering:

$$V_{Ed} := \sigma_{gd} \cdot (l_2 - d_1) = 168.126 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærkapasitet:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$C_{Rdc} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{A_{sn} \cdot f_{ck}}{b_1 \cdot d_1}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} \cdot b_1 \cdot d = 124.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd} := 124.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V_{Rd} < V_{Ed}$  Nødvendig med skjærarmering

$$\cot\theta := 2.5 \quad \sin\alpha := 0.707$$

$$\text{Vinkel: } \alpha := 45 \quad \cot\alpha := 1$$

$$\text{Bøylearmering: } A_{sw} := \frac{(2 \cdot \pi \cdot \phi^2)}{4}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{c} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \geq V_{Ed}$$

$$\frac{A_{sw}}{c} := \frac{V_{Ed}}{0.9 \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha} = 1.57 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

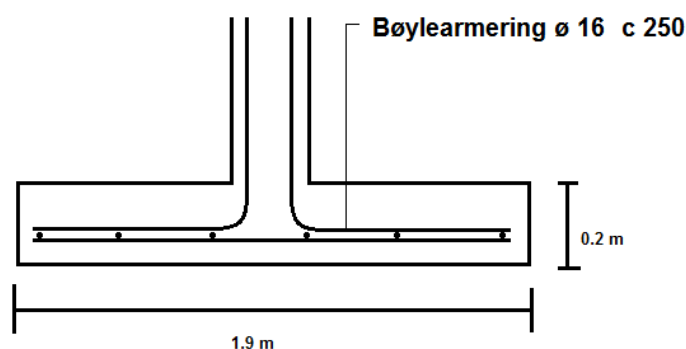
Velger  $\phi 16$

$$A_{sw} := \frac{(2 \cdot \pi \cdot 16^2)}{4} = 402.124$$

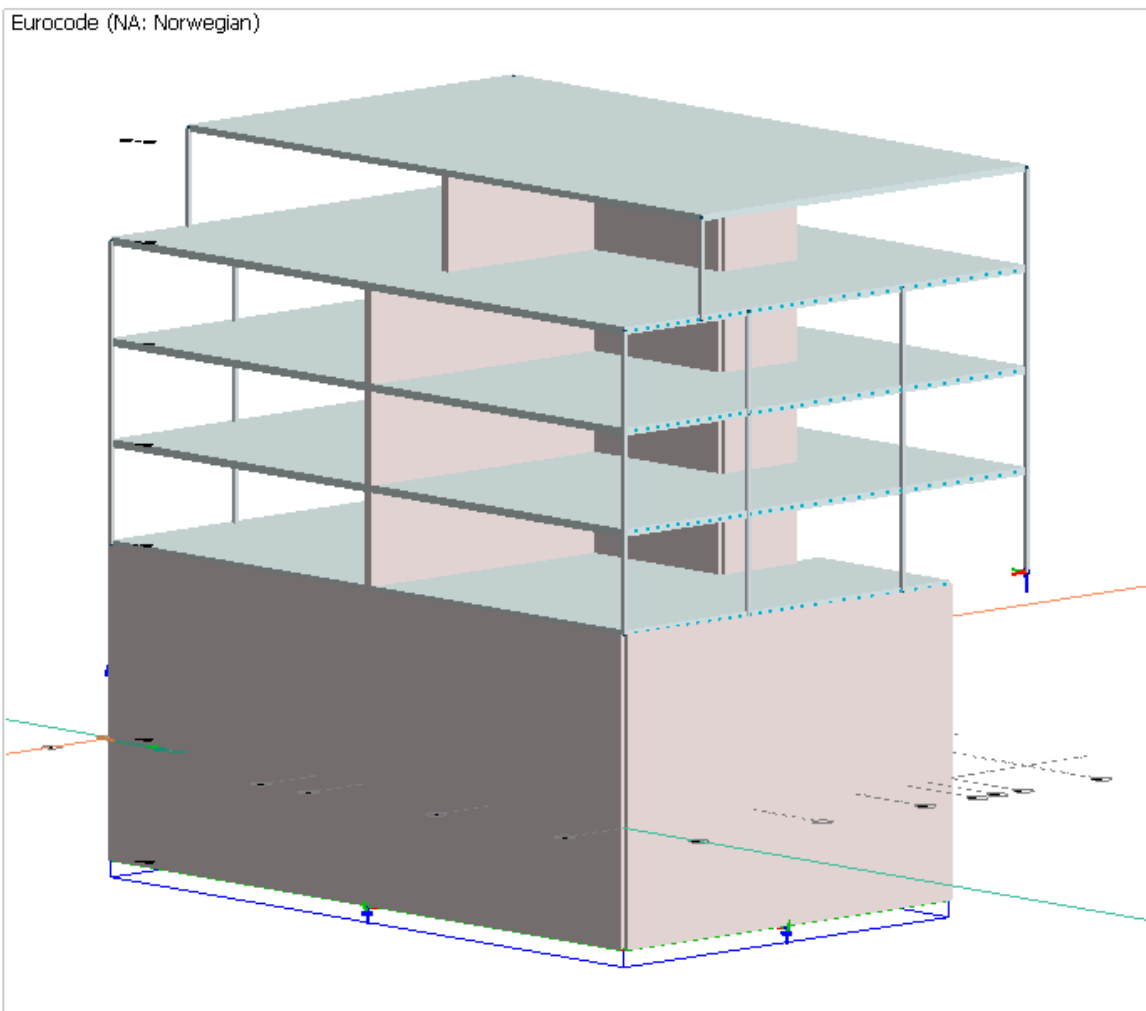
Lengde mellom bøylearmeringene:

$$c := \frac{A_{sw}}{1.567} = 256.62 \text{ mm}$$

Velger  $\phi 16$  s 250 mm



# Modell med etteroppspente, fiberarmerte betongdekker



Project:

**Fagervikplassen**

Customer:

Description:

**Beregningsrapport**

**FEM-Design 15 © StruSoft**

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 1 / 42



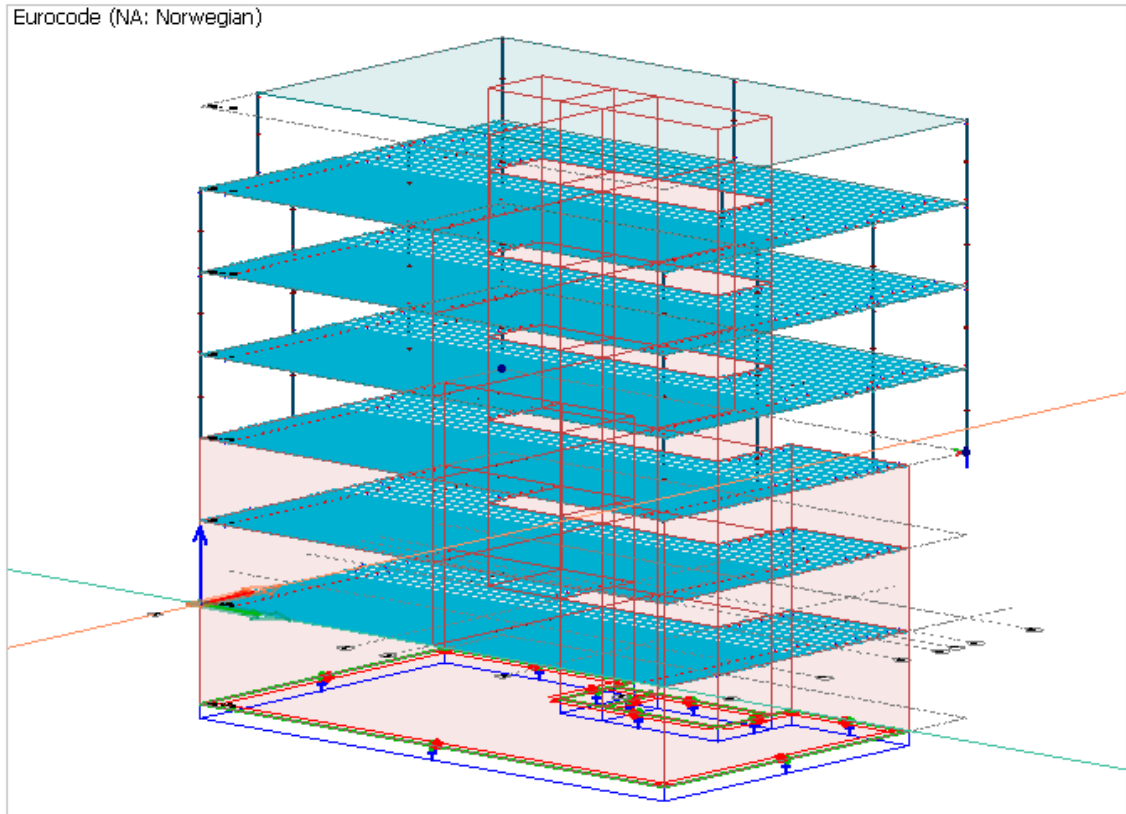
## Innhold

## Contents

<b>1 Geometri.....</b>	<b>3</b>
1.1 3D-visualisering.....	3
1.2 Materiale.....	3
<b>2 Laster.....</b>	<b>4</b>
2.1 3D-visualisering med etterspente krefter.....	4
2.2 Laster.....	4
2.3 Jordskjelvparametere.....	5
2.4 Andel av laster i jordskjelvdimensjonering.....	6
2.5 Lastkombinasjoner.....	7
<b>3 Analyse.....</b>	<b>18</b>
3.1 Likevekt.....	18
3.2 Maks av alle last kombinasjoner.....	19
3.2.1 Nedbøyning.....	19
3.2.2 Opplagerkrefter.....	20
3.2.3 Koblingskrefter.....	21
3.2.4 Krefter og spenninger i søyler.....	22
3.2.5 Krefter og spenninger i dekkene.....	24
3.3 Egenfrekvenser.....	27
3.4 Jordskjelvanalyse.....	27
<b>4 Betongdimensjonering.....</b>	<b>30</b>
4.1 Betongvegger.....	30
4.1.1 Nødvendig armering.....	30
4.1.2 Innlagt armering.....	31
4.1.3 Utnyttelse.....	31
4.2 Betongdekker.....	34
4.2.1 Nødvendig armering.....	34
4.2.2 Innlagt armering.....	35
4.2.3 Riss.....	36
4.2.4 Utnyttelse.....	36
4.3 Gjennomlorking.....	37
4.3.1 Utnyttelse.....	37
4.3.2 Detaljerte resultat.....	38
<b>5 Ståldimensjonering.....</b>	<b>40</b>
5.1 Stålsøyler.....	40
5.1.1 Inndata ståldimensjonering.....	40
5.1.2 Utnyttelse.....	41
5.1.3 Detaljerte resultat.....	42

# 1 Geometri

## 1.1 3D-visualisering



## 1.2 Materiale

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
1	C30/37	30.000	2.900	2.000	33000.000	0.00175

Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00350	1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	0.85

Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep coefficient, SLS
[-]	[t/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[-]	[-]
0.85	2.548	0.000010	0.200	2.000

Creep coefficient, ULS	Shrinkage	Dyna r.	Stab r.
[-]	[-]	[-]	[-]
1.000	0.200	1.000	1.000

## Steel materials

No.	Name	$f_{yk}(t < 16)$	$f_{yk}(16 <= t <= 40)$	$f_{yk}(40 < t <= 63)$	$f_{yk}(63 < t <= 80)$
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1	S 355	355.000	355.000	335.000	335.000

$f_{yk}(80 < t <= 100)$	$f_{yk}(100 < t <= 150)$	$f_{yk}(150 < t <= 200)$	$f_{yk}(200 < t <= 250)$	$f_{yk}(250 < t <= 400)$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
335.000	335.000	335.000	335.000	335.000

$f_{uk}(t < 3)$	$f_{uk}(3 <= t <= 40)$	$f_{uk}(40 < t <= 100)$	$f_{uk}(100 < t <= 150)$	$f_{uk}(150 < t <= 250)$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
510.000	510.000	470.000	470.000	470.000

$f_{uk}(250 < t <= 400)$	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc	Gamma M2
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
470.000	1.050	1.000	1.050	1.000	1.250

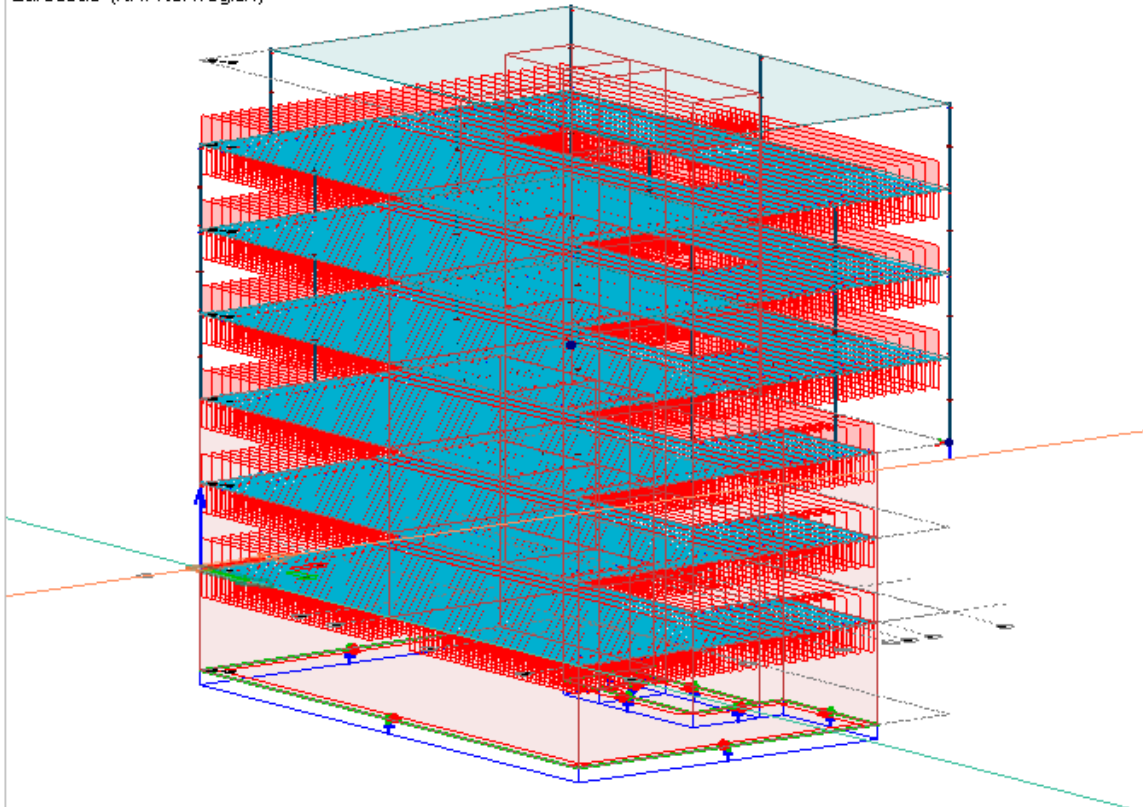
Gamma M2, acc	Gamma M5	Gamma M5, acc	Ek	Poisson's ratio	G
[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.000	1.000	1.000	210000.000	0.300	80769.000

Therm. coeff.	Density
[1/°C]	[t/m <sup>3</sup> ]
1.2000e-05	7.850000

## 2 Laster

### 2.1 3D-visualisering

Eurocode (NA: Norwegian)



### 2.2 Laster

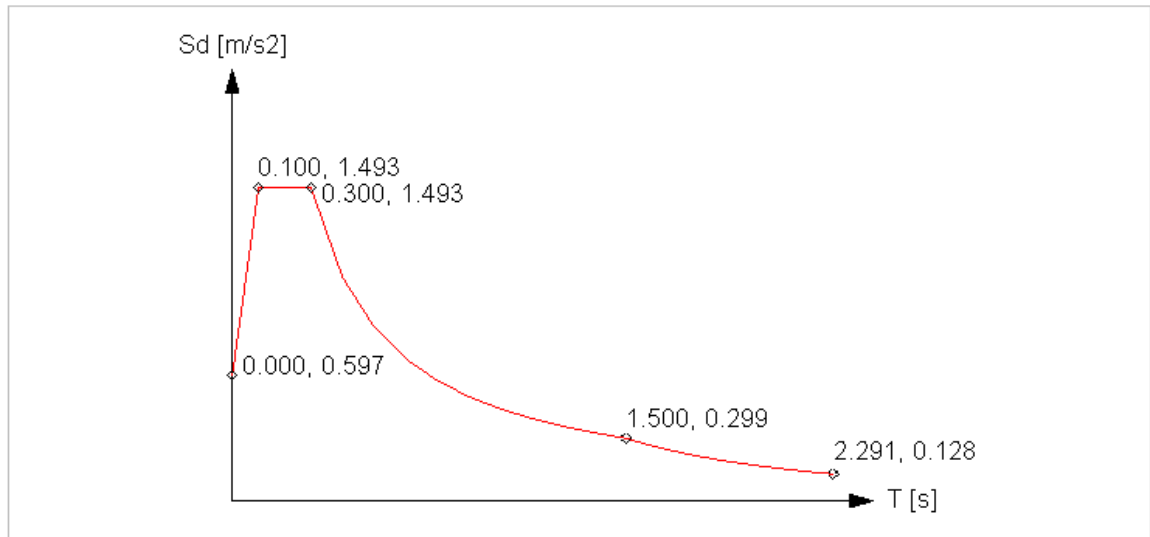
Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Auto Egen	+Struc. dead load	Permanent
2	Påført egen	Ordinary	Permanent
3	Tak	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast	Ordinary	Permanent
5	Nyttelast Balkong	Ordinary	Permanent
6	Svinn	+Shrinkage	Permanent
7	Wind load X+	Ordinary	Short-term
8	Wind load Y+	Ordinary	Short-term
9	Snow load	Ordinary	Short-term
10	Etterspente krefter	Ordinary	Permanent

### 2.3 Jordskjelv parametere

Seismic load, structure information

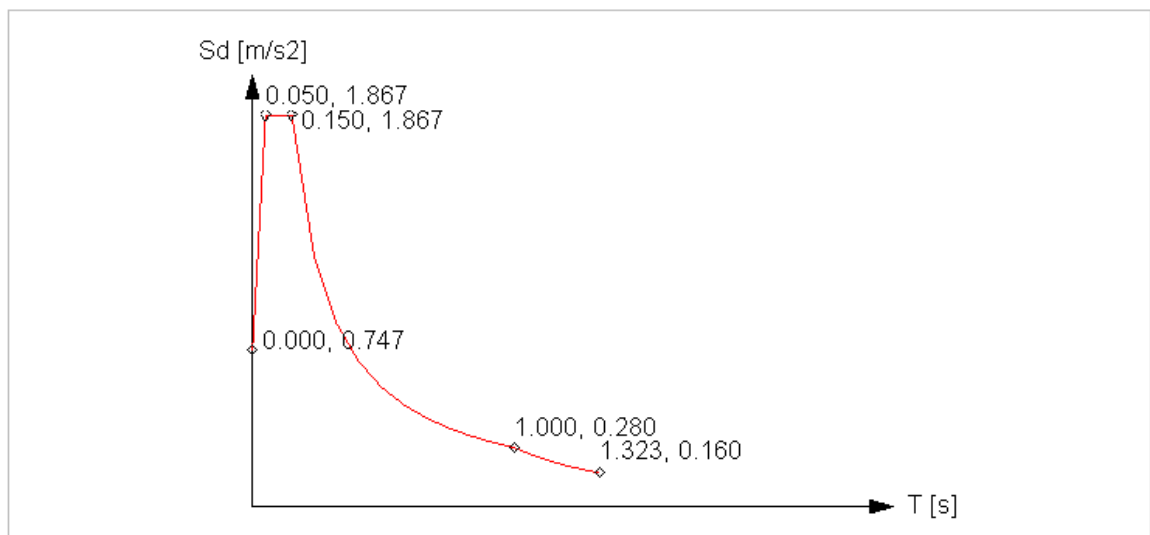
Value	Quantity
Structure type	Building structure
$\xi$ (damping factor) [%]	5.000
$q_d$ (behaviour factor for displacements)	1.500



Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	1
Ground	C
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	0.640
S	1.400
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.500
$q$	1.500
beta	0.200



Seismic load, vertical sp., standard

Value	Quantity
Type	1
agv/ag [m/s <sup>2</sup> ]	1.250
S	1.400
TB [s]	0.050

Value	Quantity
TC [s]	0.150
TD [s]	1.000
q	1.500
beta	0.200

## 2.4 Andel av laster i jordskjelvdimensjonering

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Auto Egen
2	1.000	Påført egen
3	1.000	Tak
4	0.300	Nyttelast
5	0.300	Nyttelast Balkong

No.	Factor	Load case
6	0.000	Svinn
7	0.000	Wind load X+
8	0.000	Wind load Y+
9	0.200	Snow load
10	1.000	Etterspente krefter

## 2.5 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.350	Auto Egen+Struc. dead load
			1.350	Påført egen
			1.350	Tak
			1.350	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast Balkong
			1.050	Wind load X+
			1.050	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			2	LC2ULS
1.202	Påført egen			
1.202	Tak			
1.202	Svinn+Shrinkage			
1.000	Etterspente krefter			
1.500	Nyttelast			
1.050	Nyttelast Balkong			
1.050	Wind load X+			
1.050	Wind load Y+			
1.050	Snow load			
3	LC3ULS	Ultimate		
			1.202	Påført egen
			1.202	Tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			1.050	Nyttelast
			1.500	Nyttelast Balkong
			1.050	Wind load X+
			1.050	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			4	LC4ULS
1.202	Påført egen			
1.202	Tak			
1.202	Svinn+Shrinkage			
1.000	Etterspente krefter			
1.050	Nyttelast			
1.050	Nyttelast Balkong			
1.500	Wind load X+			
1.050	Wind load Y+			
1.050	Snow load			

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
5	LC5ULS	Ultimate	1.202	Auto Egen+Struc. dead load			
			1.202	Påført egen			
			1.202	Tak			
			1.202	Svinn+Shrinkage			
			1.000	Etterspente krefter			
			1.050	Nyttelast			
			1.050	Nyttelast Balkong			
			1.050	Wind load X+			
			1.500	Wind load Y+			
			1.050	Snow load			
			6	LC6ULS	Ultimate	1.202	Auto Egen+Struc. dead load
						1.202	Påført egen
						1.202	Tak
1.202	Svinn+Shrinkage						
1.000	Etterspente krefter						
1.050	Nyttelast						
1.050	Nyttelast Balkong						
1.050	Wind load X+						
1.050	Wind load Y+						
1.500	Snow load						
7	LC1ScLS	Quasi-perman...				1.000	Auto Egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egen
						1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			1.000	Etterspente krefter			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast Balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			8	LC1ScLS	Characteristic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egen
						1.000	Tak
1.000	Svinn+Shrinkage						
1.000	Etterspente krefter						
1.000	Nyttelast						
0.700	Nyttelast Balkong						
0.700	Wind load X+						
0.700	Wind load Y+						
0.700	Snow load						
9	LC2ScLS	Characteristic				1.000	Auto Egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egen
						1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			1.000	Etterspente krefter			
			0.700	Nyttelast			
			1.000	Nyttelast Balkong			
			0.700	Wind load X+			
			0.700	Wind load Y+			
			0.700	Snow load			
			10	LC3ScLS	Characteristic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 9 / 42



No.	Name	Type	Factor	Load cases
11	LC4SCLS	Characteristic	1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast Balkong
			1.000	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
12	LC5SCLS	Characteristic	0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast Balkong
			0.700	Wind load X+
			1.000	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast Balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
13	LC1UsLS	Seismic	1.000	Snow load
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			14	LC2UsLS
1.000	Påført egen			
1.000	Tak			
1.000	Svinn+Shrinkage			
1.000	Etterspente krefter			
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast Balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 10 / 42

No.	Name	Type	Factor	Load cases
15	LC3UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
16	LC4UsLS	Seismic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
17	LC5UsLS	Seismic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
18	LC6UsLS	Seismic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
19	LC7UsLS	Seismic	-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 11 / 42

No.	Name	Type	Factor	Load cases
20	LC8UsLS	Seismic	1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
21	LC9UsLS	Seismic	1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
21	LC9UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
22	LC10UsLS	Seismic	0.200	Snow load
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
23	LC11UsLS	Seismic	1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
1.000	Svinn+Shrinkage			

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
24	LC12UsLS	Seismic	1.000	Etterspente krefter			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast Balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			1.000	Seis res, Fx-Mx			
			0.300	Seis res, Fy-My			
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load			
			1.000	Påført egen			
			1.000	Tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			1.000	Etterspente krefter			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast Balkong			
25	LC13UsLS	Seismic	0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			1.000	Seis res, Fx-Mx			
			-0.300	Seis res, Fy-My			
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load			
			1.000	Påført egen			
			1.000	Tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			1.000	Etterspente krefter			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast Balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			26	LC14UsLS	Seismic	0.200	Snow load
-1.000	Seis res, Fx-Mx						
0.300	Seis res, Fy+My						
1.000	Auto Egen+Struc. dead load						
1.000	Påført egen						
1.000	Tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
1.000	Etterspente krefter						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast Balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
27	LC15UsLS	Seismic				-1.000	Seis res, Fx-Mx
						-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load			
			1.000	Påført egen			
			1.000	Tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			1.000	Etterspente krefter			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast Balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast Balkong			

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 13 / 42

No.	Name	Type	Factor	Load cases
28	LC16UsLS	Seismic	0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
29	LC17UsLS	Seismic	-1.000	Seis res, Fx-Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			1.000	Seis res, Fy+My
			30	LC18UsLS
1.000	Påført egen			
1.000	Tak			
1.000	Svinn+Shrinkage			
1.000	Etterspente krefter			
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast Balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
0.300	Seis res, Fx+Mx			
-1.000	Seis res, Fy+My			
1.000	Auto Egen+Struc. dead load			
1.000	Påført egen			
31	LC19UsLS	Seismic		
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
1.000	Svinn+Shrinkage			
1.000	Etterspente krefter			
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast Balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 14 / 42

No.	Name	Type	Factor	Load cases
32	LC20UsLS	Seismic	0.300	Seis res, Fx+Mx
			1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My
33	LC21UsLS	Seismic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx+Mx
			1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
34	LC22UsLS	Seismic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
35	LC23UsLS	Seismic	1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
36	LC24UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 15 / 42

No.	Name	Type	Factor	Load cases
37	LC25UsLS	Seismic	1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
38	LC26UsLS	Seismic	1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
39	LC27UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
40	LC28UsLS	Seismic	0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 16 / 42

No.	Name	Type	Factor	Load cases
41	LC29UsLS	Seismic	1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
42	LC30UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
43	LC31UsLS	Seismic	0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
44	LC32UsLS	Seismic	-0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto Egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egen
			1.000	Tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Etterspente krefter
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast Balkong

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 17 / 42



No.	Name	Type	Factor	Load cases
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My

### 3 Analyse

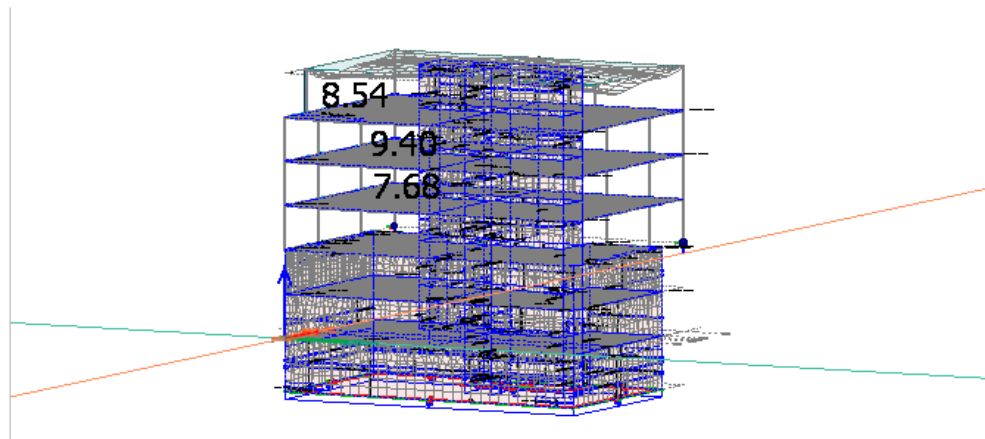
#### 3.1 Likevekt

Equilibrium, Load case

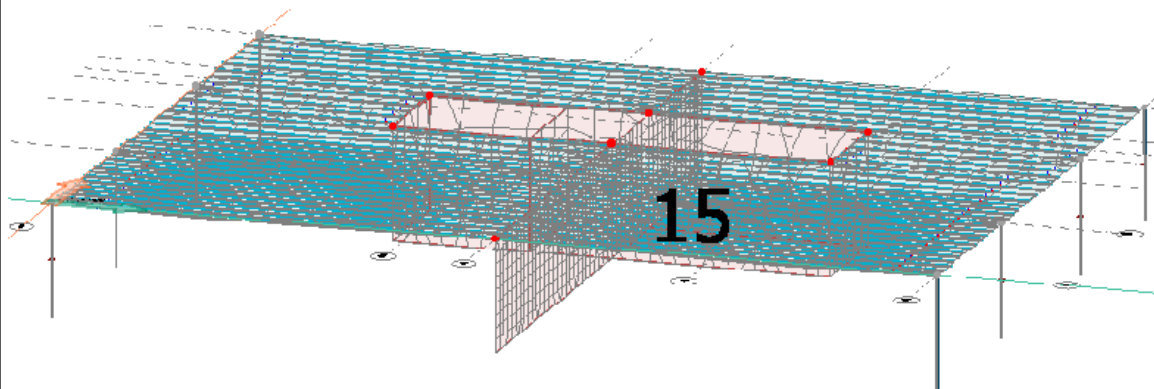
Load case	Component	Loads	Reactions	Error	Load case	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]	[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Auto Eg...	Fx'	0.000	-0.000	-	Svinn	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-		Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	-18149.072	18149.071	0.00		Fz'	0.000	-0.001	-
	Mx'	-132169.413	132169.413	0.00		Mx'	0.000	-0.003	-
	My'	191989.296	191989.288	0.00		My'	0.000	0.008	-
	Mz'	0.000	0.010	-		Mz'	0.000	-0.006	-
Påført e...	Fx'	0.000	0.000	-	Wind lo...	Fx'	209.530	-209.530	0.00
	Fy'	0.000	0.000	-		Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	-687.209	687.209	0.00		Fz'	0.000	0.000	-
	Mx'	-4618.701	4618.702	0.00		Mx'	0.000	0.000	-
	My'	7265.001	-7265.001	0.00		My'	2574.729	-2574.727	0.00
	Mz'	0.000	0.000	-		Mz'	-1671.621	1671.628	0.00
Tak	Fx'	0.000	0.000	-	Wind lo...	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	0.000	-		Fy'	301.517	-301.517	0.00
	Fz'	-293.832	293.832	0.00		Fz'	0.000	0.000	-
	Mx'	-2732.639	2732.637	0.00		Mx'	-3755.493	3755.489	0.00
	My'	3114.619	-3114.616	0.00		My'	0.000	-0.000	-
	Mz'	0.000	0.000	-		Mz'	3196.079	-3196.078	0.00
Nyttelast	Fx'	0.000	-0.000	-	Snow lo...	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-		Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	-3069.120	3069.120	0.00		Fz'	-793.728	793.727	0.00
	Mx'	-21290.997	21290.998	0.00		Mx'	-6191.723	6191.719	0.00
	My'	32442.384	-32442.382	0.00		My'	8413.515	-8413.509	0.00
	Mz'	0.000	0.002	-		Mz'	0.000	0.000	-
Nyttelas...	Fx'	0.000	0.000	-	Ettersp...	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-		Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	-254.400	254.400	0.00		Fz'	4767.434	-4767.433	0.00
	Mx'	-382.669	382.670	0.00		Mx'	30966.878	-30966.879	0.00
	My'	2696.640	-2696.639	0.00		My'	-50343.089	50343.080	0.00
	Mz'	0.000	0.000	-		Mz'	0.000	0.004	-

### 3.2 Maks av alle lastkombinasjoner

#### 3.2.1 Nedbøyning

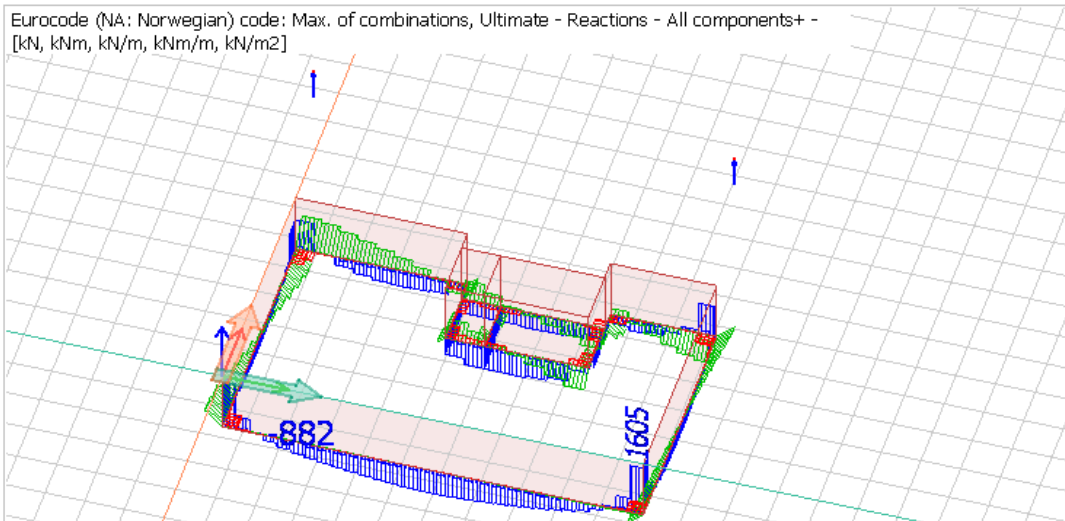


Nedbøyning i dekke 2

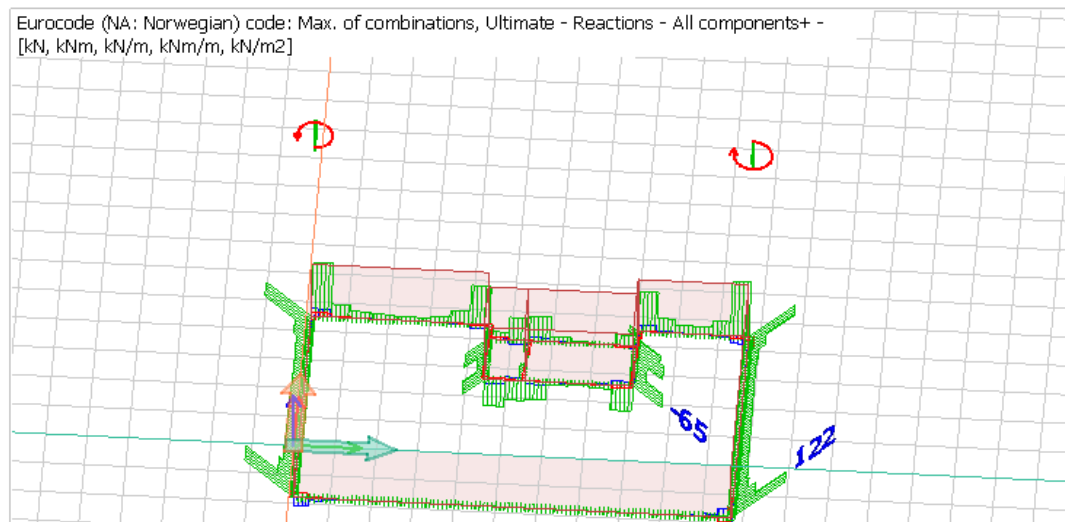


### 3.2.2 Opplagerkrefter

Krefter i opplagerene



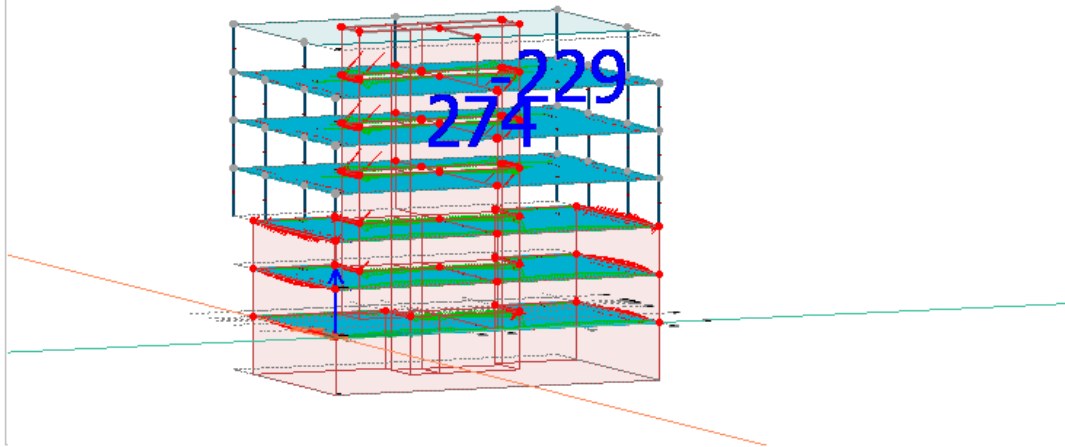
Moment i opplagerene



### 3.2.3 Koblingskrefter

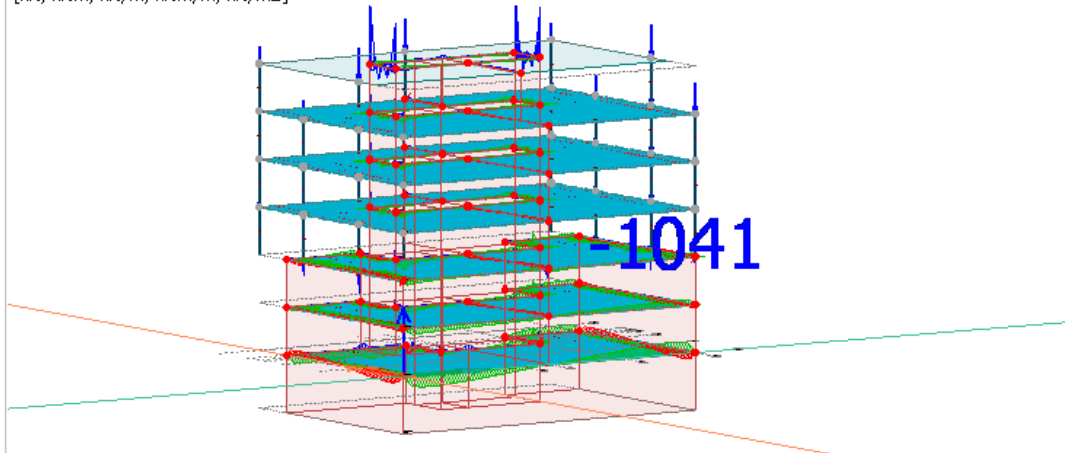
Overføring av moment mellom vegg og etterspente dekker (kN/m)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Connection forces - All components+ -  
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



Krefter i koblingene (kN)

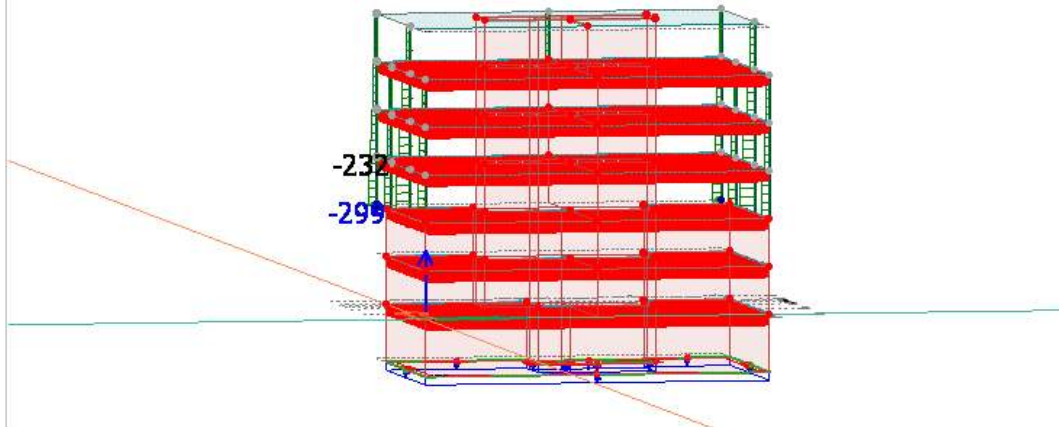
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Connection forces - All components+ -  
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



### 3.2.4 Krefter og spenninger i søyler

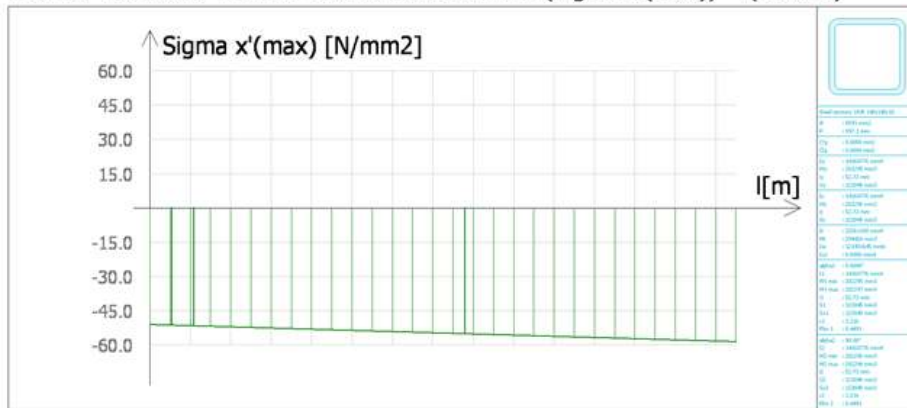
Normalkraft (kN) i søylene

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - N (N+) - Graph - [kN]



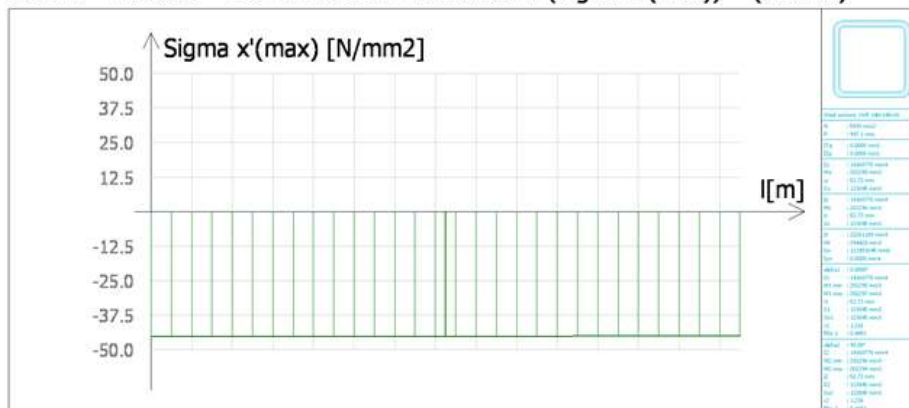
Spenning i søyle C-1.4.1

C-1.4.1 - Stresses - Max. of load combinations: U (Sigma x'(max)) - (2.90 m)



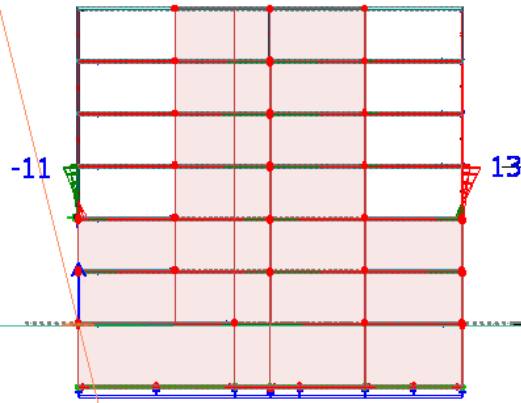
Spenning i søyle C-2.8.1

C-2.8.1 - Stresses - Max. of load combinations: U (Sigma x'(max)) - (2.90 m)



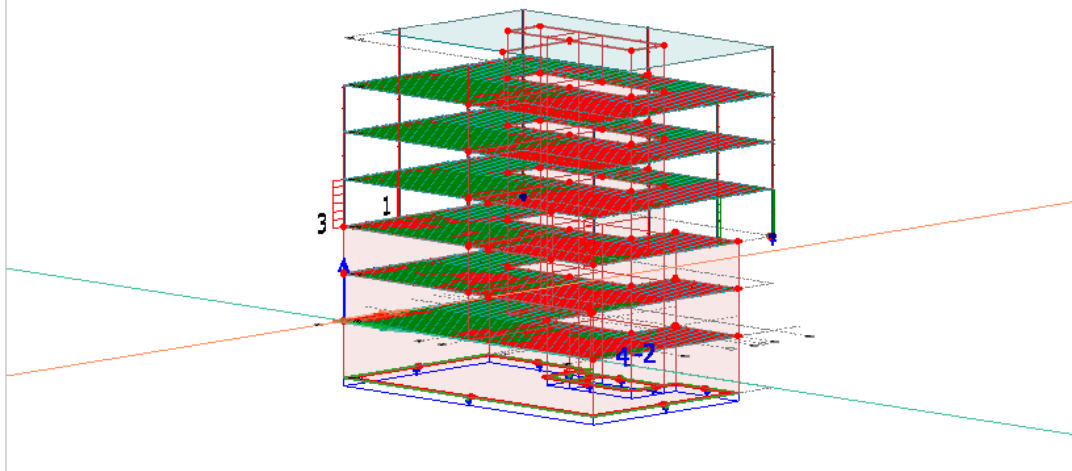
Moment i søylene

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces -  $M_y'$  ( $M_y'$ +) - Graph - [kNm]



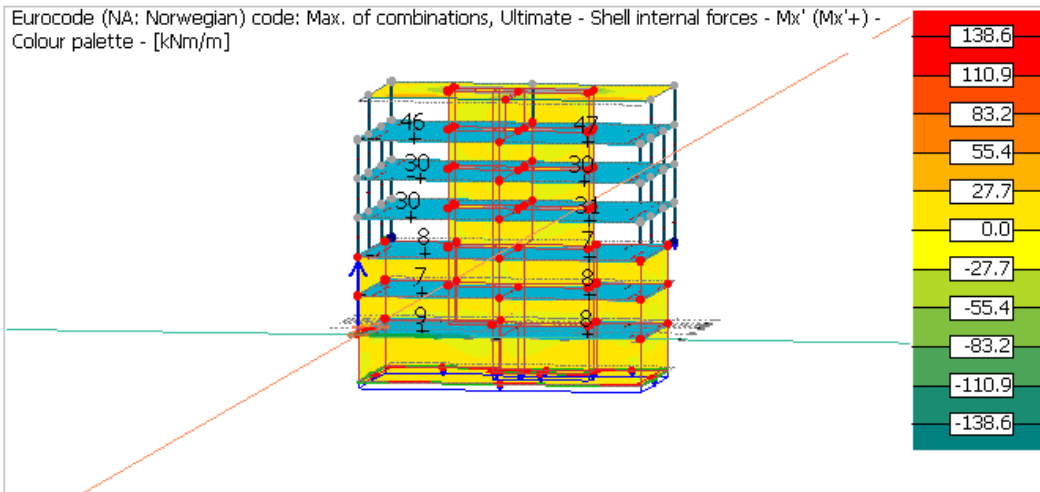
Skjærkrefter i søylene

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces -  $T_y'$  ( $T_y'$ +) - Graph - [kN]

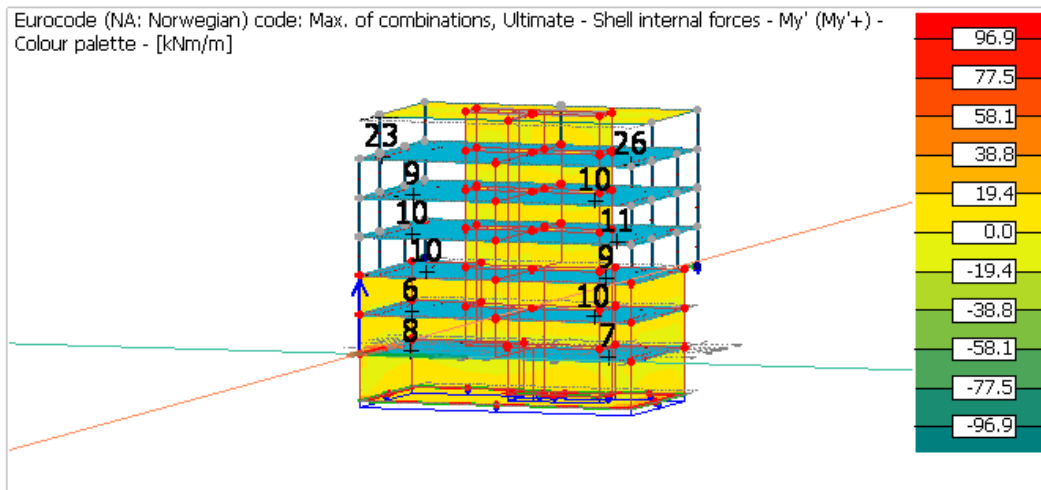


### 3.2.5 Krefter og spenninger i dekker

#### Momenter i dekkene i x-retning



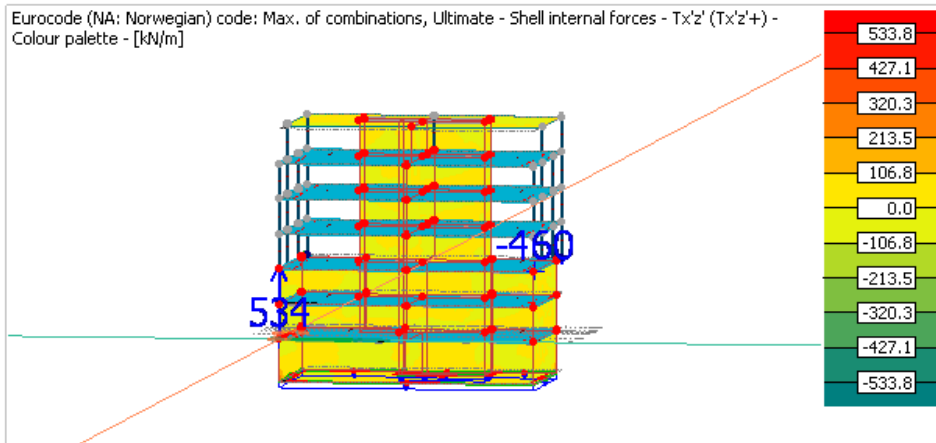
#### Moment i dekkene i y-retning



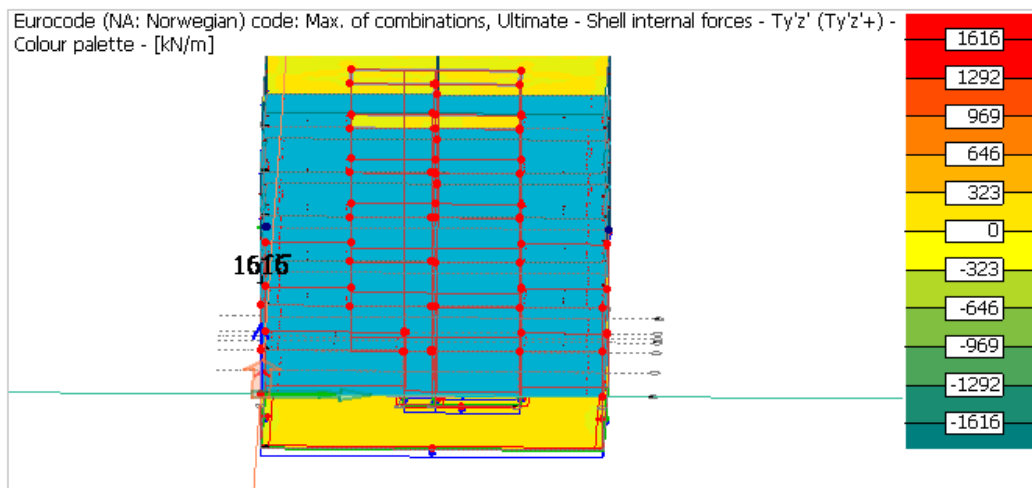


### 3.2.5 Krefter og spenninger i dekker

Skjærkrefter i dekkene i x-retning

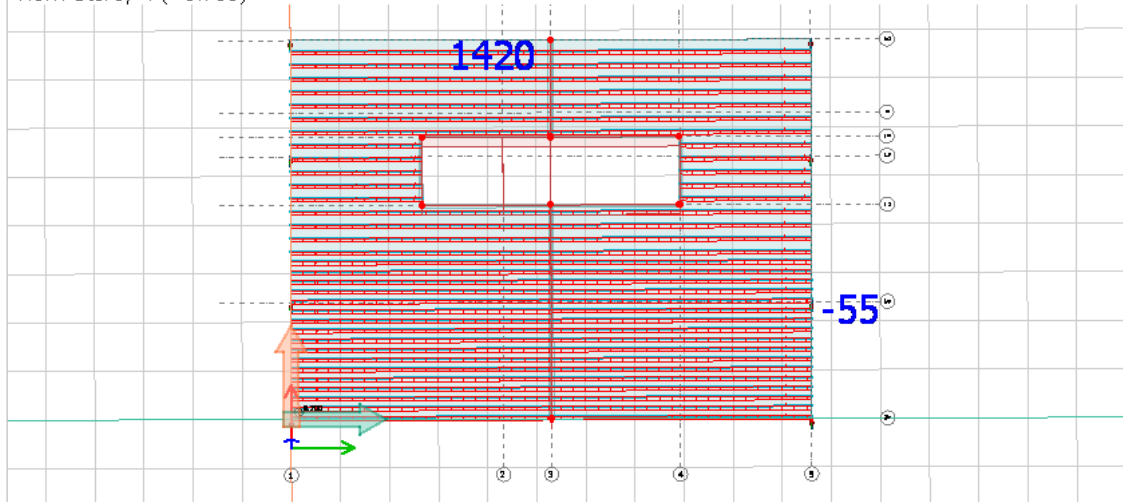


Skjærkrefter i y-retning

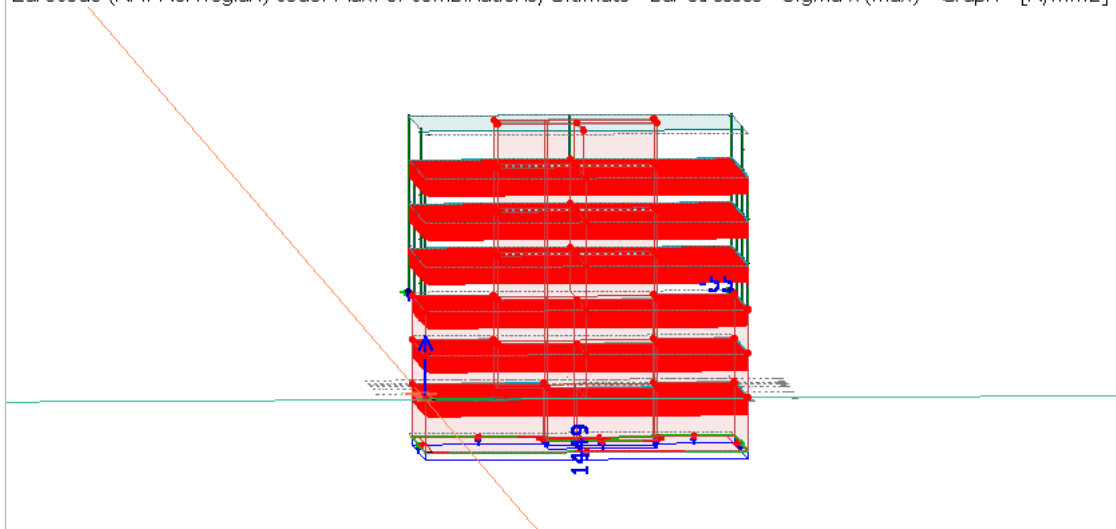


Spenning i dekke 2

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar stresses - Sigma x'(max) - Graph - [N/mm<sup>2</sup>]  
View: Storey 4 (+8.700)



Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar stresses - Sigma x'(max) - Graph - [N/mm<sup>2</sup>]



### 3.4 Egenfrekvenser

Svingeperiodene

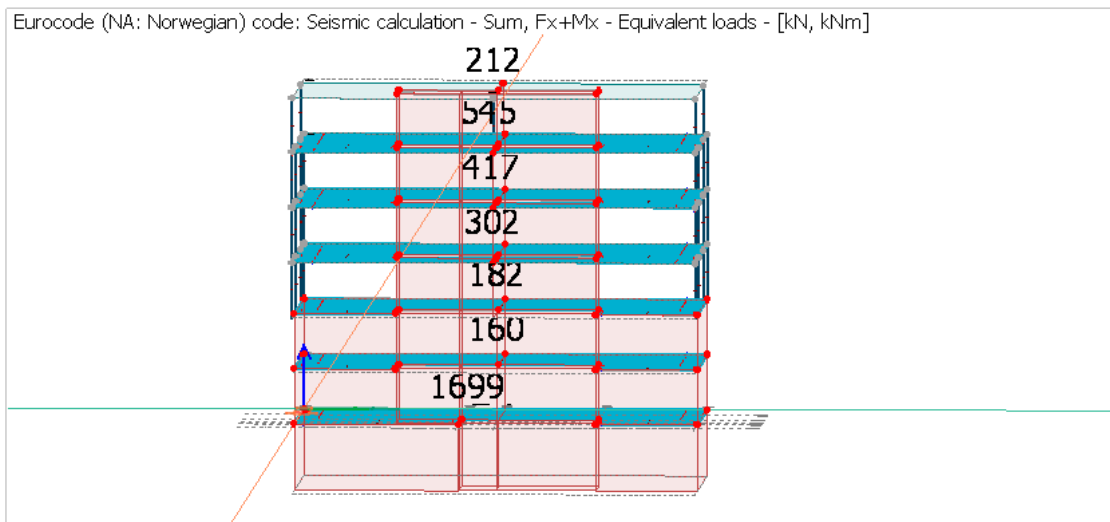
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	5.309	0.188
2	6.645	0.150
3	7.297	0.137
4	12.706	0.079
5	16.067	0.062
6	18.375	0.054
7	20.890	0.048
8	21.175	0.047
9	22.849	0.044
10	23.771	0.042

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
11	24.524	0.041
12	26.376	0.038
13	30.014	0.033
14	31.415	0.032
15	33.151	0.030
16	34.535	0.029
17	35.151	0.028
18	36.581	0.027
19	39.015	0.026
20	40.943	0.024

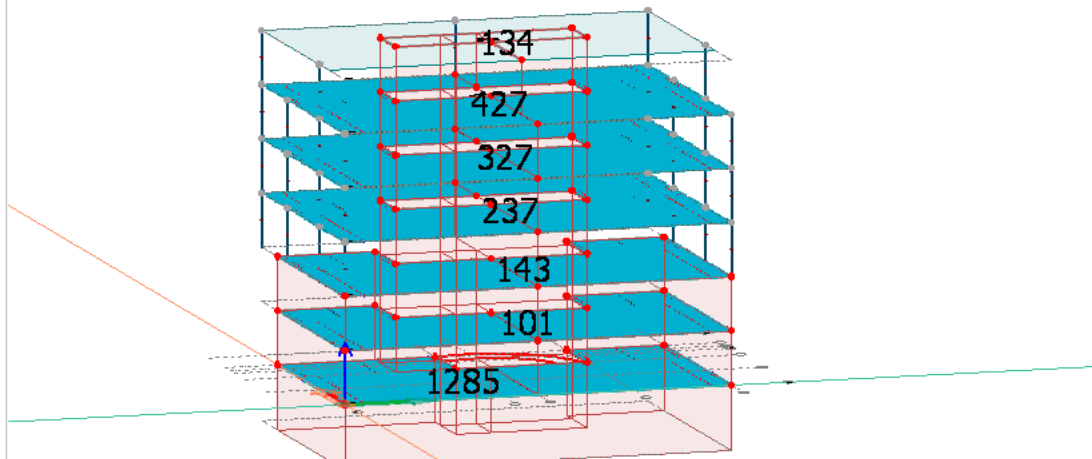
### 3.5 Jordskjelv analyse

Krefter i x-retning



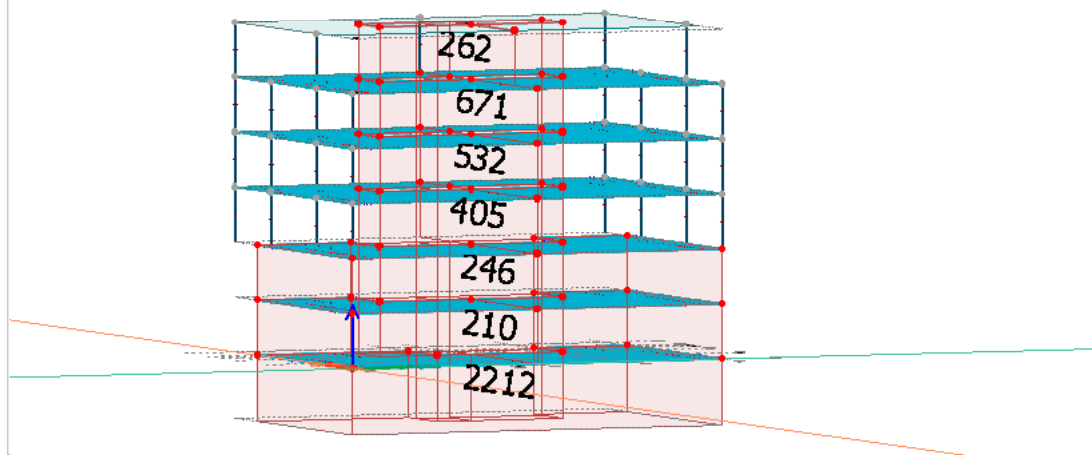
Momenter i x-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum,  $F_x+M_x$  - Equivalent loads - [kN, kNm]



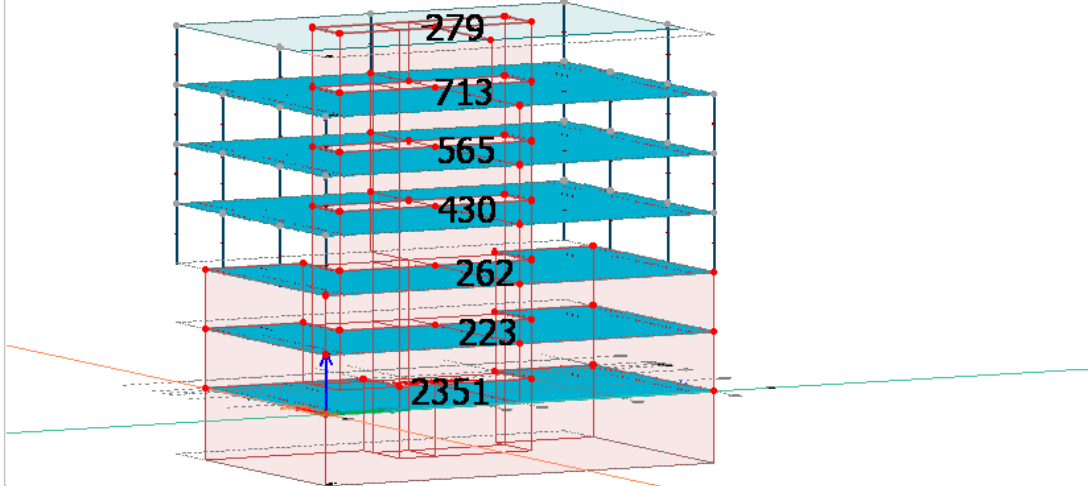
Krefter i y-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum,  $F_y+M_y$  - Equivalent loads - [kN, kNm]



Momenter i y-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy+My - Equivalent loads - [kN, kNm]

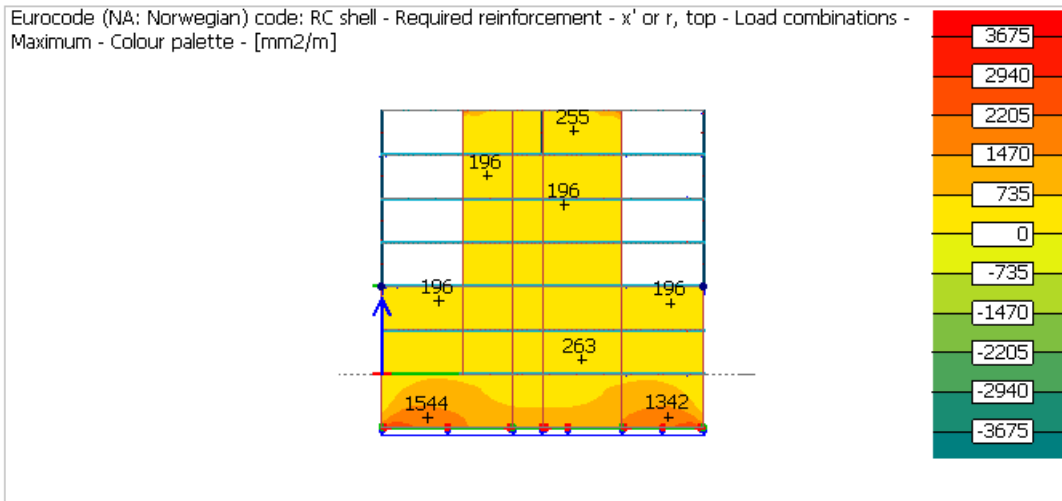


## 4 Betongdimensjonering

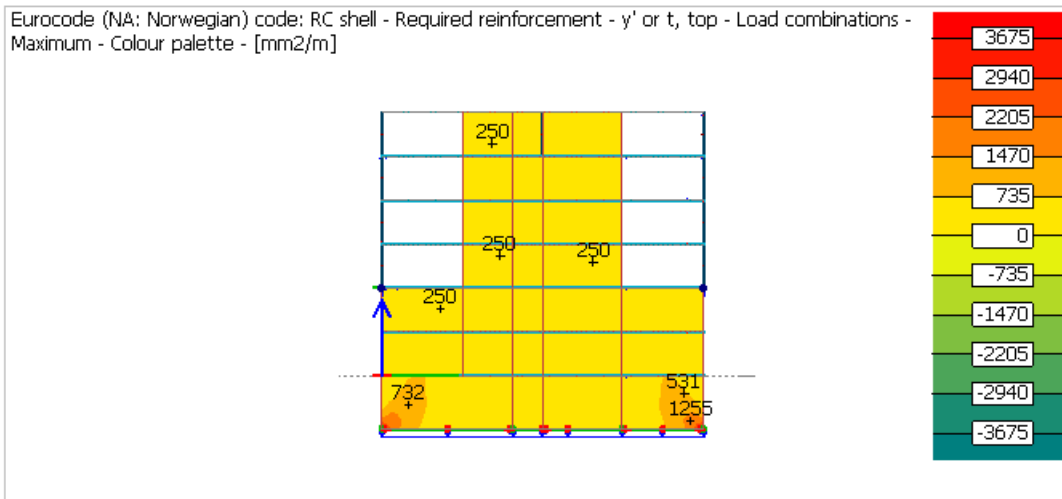
### 4.1 Betongvegger

#### 4.1.1 Nødvendig armering

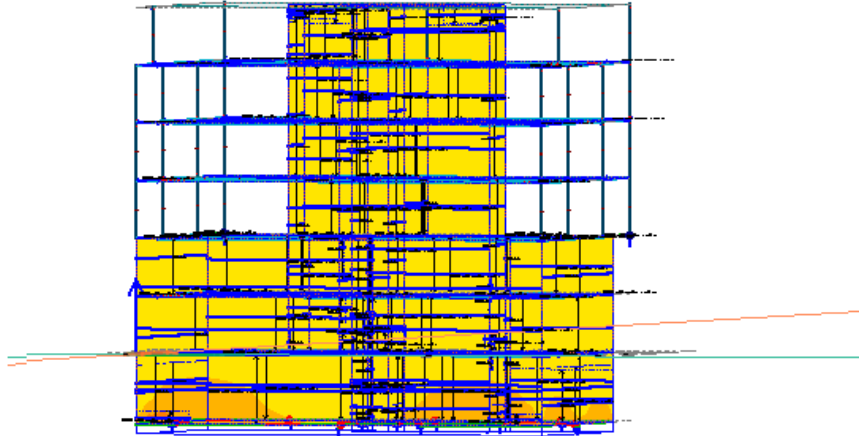
Nødvendig armering i x-retning



Nødvendig armering i y-retning



#### 4.1.2 Innlagt armering



#### 4.1.3 Utnyttelse

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	W-S2.15.1	d12/250, B500C, ...	0.497	98	98
✓	W-S2.14.1	d12/250, B500C, ...	0.182	98	98
✓	W-S2.13.1	d12/250, B500C, ...	0.159	92	92
✓	W-S2.12.1	d12/250, B500C, ...	0.130	57	57
✓	W-S2.11.1	d12/250, B500C, ...	0.139	99	99
✓	W-S2.10.1	d12/250, B500C, ...	0.336	80	80
✓	W-S2.9.1	d12/250, B500C, ...	0.155	94	94
✓	W-S2.8.1	d12/250, B500C, ...	0.982	90	90
✓	W-S2.7.1	d12/250, B500C, ...	0.584	76	76
✓	W-S2.6.1	d12/250, B500C, ...	0.248	63	63
✓	W-S2.5.1	d12/250, B500C, ...	0.048	97	97
✓	W-S2.4.1	d12/250, B500C, ...	0.419	94	94
✓	W-S2.3.1	d12/250, B500C, ...	0.053	81	81
✓	W-S2.2.1	d12/250, B500C, ...	0.401	71	71
✓	W-S2.1.1	d12/250, B500C, ...	0.584	82	82
✓	W-S1.15.1	d12/250, B500C, ...	0.379	85	85
✓	W-S1.14.1	d12/250, B500C, ...	0.157	93	93
✓	W-S1.13.1	d12/250, B500C, ...	0.136	55	55

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	W-S1.12.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-S1.11.1	d12/250, B500C, ...	0.115	70	70
✓	W-S1.10.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-S1.9.1	d12/250, B500C, ...	0.121	99	99
✓	W-S1.8.1	d12/250, B500C, ...	0.873	55	55
✓	W-S1.7.1	d12/250, B500C, ...	0.519	68	68
✓	W-S1.6.1	d12/250, B500C, ...	0.220	57	57
✓	W-S1.5.1	d12/250, B500C, ...	0.041	55	55
✓	W-S1.4.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-S1.3.1	d12/250, B500C, ...	0.041	94	94
✓	W-S1.2.1	d12/250, B500C, ...	0.356	55	55
✓	W-S1.1.1	d12/250, B500C, ...	0.519	90	90
✓	W-K.12.1	d12/200, B500C, ...	0.280	77	77
✓	W-K.11.1	d12/200, B500C, ...	0.304	90	90
✓	W-K.10.1	d12/200, B500C, ...	0.930	99	99
✓	W-K.9.1	d12/200, B500C, ...	0.313	96	96
✓	W-K.8.1	d12/200, B500C, ...	4.933	96	96
✓	W-K.7.1	d12/200, B500C, ...	2.785	99	99
✓	W-K.6.1	d12/200, B500C, ...	1.164	94	94
✓	W-K.5.1	d12/200, B500C, ...	0.130	99	99
✓	W-K.4.1	d12/200, B500C, ...	1.243	89	89
✓	W-K.3.1	d12/200, B500C, ...	0.122	90	90
✓	W-K.2.1	d12/200, B500C, ...	2.086	88	88
✓	W-K.1.1	d12/200, B500C, ...	2.862	93	93
✓	W-4.9.1	d12/200, B500C, ...	0.299	74	74
✓	W-4.8.1	d12/200, B500C, ...	0.233	96	96
✓	W-4.7.1	d12/200, B500C, ...	0.292	96	96
✓	W-4.6.1	d12/200, B500C, ...	0.260	86	86
✓	W-4.5.1	d12/200, B500C, ...	0.144	73	73
✓	W-4.4.1	d12/200, B500C, ...	0.438	88	88
✓	W-4.3.1	d12/200, B500C, ...	0.144	71	71
✓	W-4.2.1	d12/200, B500C, ...	0.455	96	96
✓	W-4.1.1	d12/200, B500C, ...	0.180	93	93
✓	W-3.10.1	d12/250, B500C, ...	0.165	86	86
✓	W-3.9.1	d12/250, B500C, ...	0.363	65	65
✓	W-3.8.1	d12/250, B500C, ...	0.136	55	55
✓	W-3.7.1	d12/250, B500C, ...	0.115	94	94
✓	W-3.6.1	d12/250, B500C, ...	0.136	59	59
✓	W-3.5.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-3.4.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-3.3.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-3.2.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55

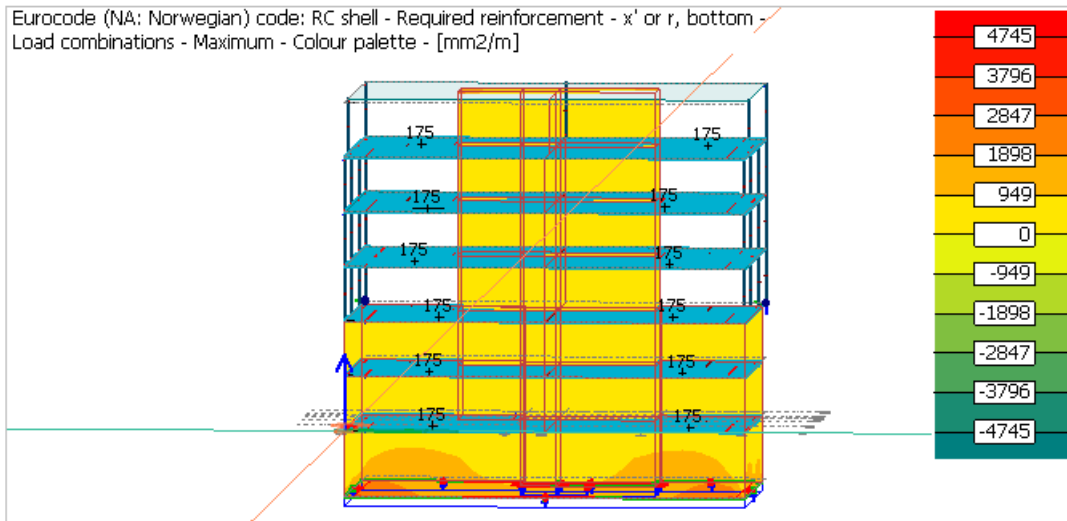


Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	W-3.1.1	d12/250, B500C, ...	0.115	94	94
✓	W-2.10.1	d12/250, B500C, ...	0.165	55	55
✓	W-2.9.1	d12/250, B500C, ...	0.363	55	55
✓	W-2.8.1	d12/250, B500C, ...	0.136	55	55
✓	W-2.7.1	d12/250, B500C, ...	0.115	83	83
✓	W-2.6.1	d12/250, B500C, ...	0.136	83	83
✓	W-2.5.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-2.4.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-2.3.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-2.2.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-2.1.1	d12/250, B500C, ...	0.115	90	90
✓	W-1.10.1	d12/250, B500C, ...	0.165	55	55
✓	W-1.9.1	d12/250, B500C, ...	0.363	55	55
✓	W-1.8.1	d12/250, B500C, ...	0.136	86	86
✓	W-1.7.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-1.6.1	d12/250, B500C, ...	0.136	55	55
✓	W-1.5.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-1.4.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-1.3.1	d12/250, B500C, ...	0.115	55	55
✓	W-1.2.1	d12/250, B500C, ...	0.297	55	55
✓	W-1.1.1	d12/250, B500C, ...	0.117	71	71

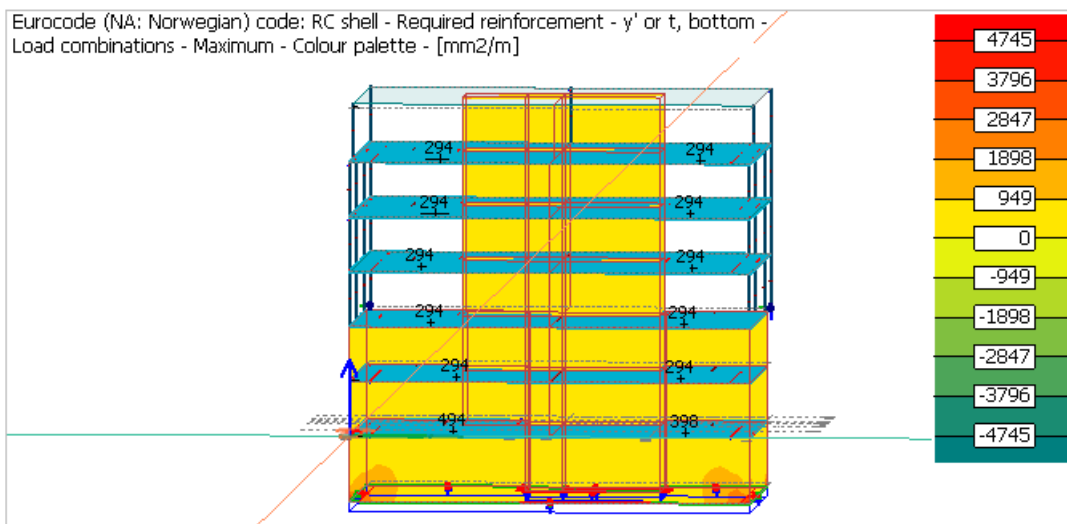
## 4.2 Betongdekker

### 4.2.1 Nødvendig armering

Nødvendig armering i x-retning.

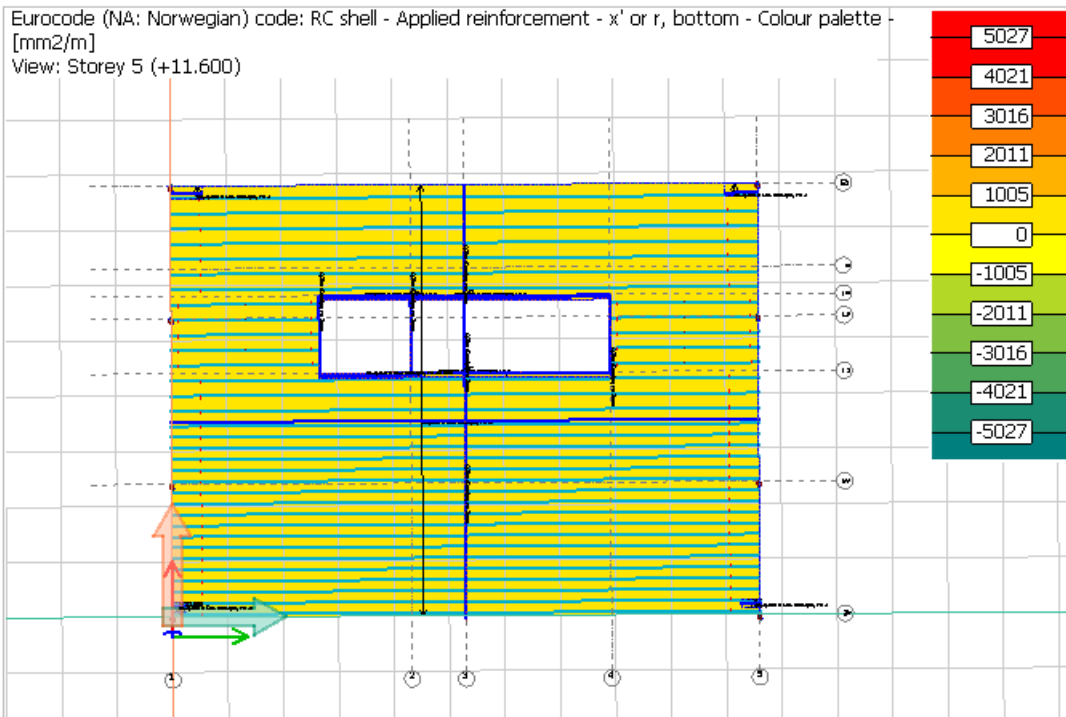


Nødvendig armering i y-retning.

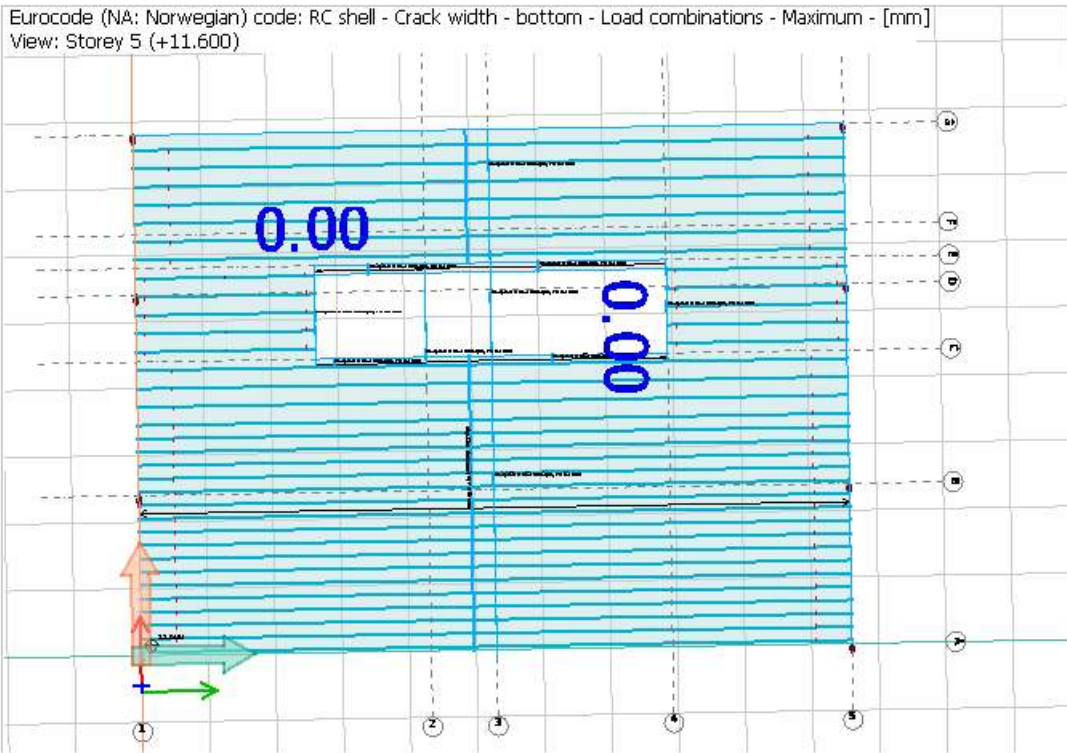


#### 4.2.2 Innlagt armering

X-retning:  $\varnothing 6$  c 150  
Y-retning:  $\varnothing 6$  c 150



### 4.2.3 Riss



### 4.2.4 Utnyttelse

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	P-S2.2.1	d6/150, B500C, ...	7.143	93	93
✓	P-S2.1.1	d6/150, B500C, ...	14.811	98	98
✓	P-4.1.1	d6/150, B500C, ...	11.128	96	96
✓	P-3.1.1	d6/150, B500C, ...	8.230	96	96
✓	P-2.1.1	d6/150, B500C, ...	8.225	98	98
✓	P-1.1.1	d6/150, B500C, ...	5.887	98	98

## 4.3 Gjennomlokking

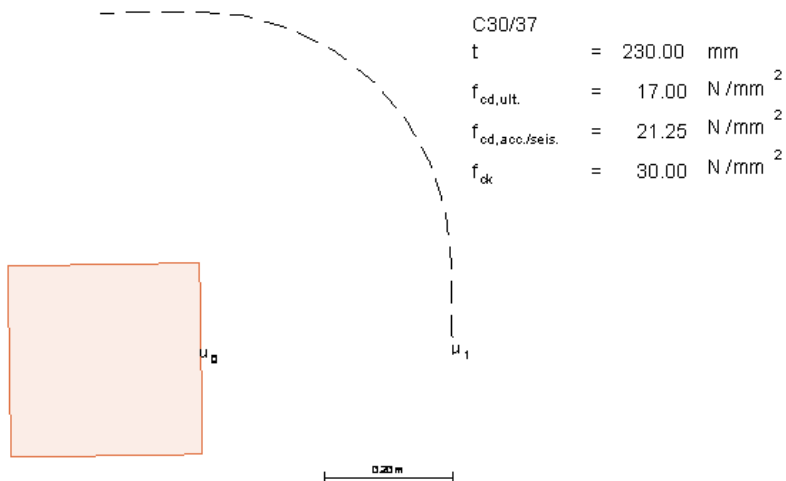
### 4.3.1 Utnyttelse

Stålplate 300x300x20 på alle søylene

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weig [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	PU.8	B500C,d = 12 ...	0.019	98	98
✓	PU.1	B500C,d = 12 ...	0.019	98	98
✓	PU.16	B500C,d = 12 ...	0.019	95	95
✓	PU.9	B500C,d = 12 ...	0.019	93	93
✓	PU.17	B500C,d = 12 ...	0.019	93	93
✓	PU.24	B500C,d = 12 ...	0.019	93	93
✓	PU.18	B500C,d = 12 ...	0.019	92	92
✓	PU.23	B500C,d = 12 ...	0.019	91	91
✓	PU.20	B500C,d = 12 ...	0.019	91	91
✓	PU.21	B500C,d = 12 ...	0.019	90	90
✓	PU.4	B500C,d = 12 ...	0.019	90	90
✓	PU.5	B500C,d = 12 ...	0.019	88	88
✓	PU.12	B500C,d = 12 ...	0.019	86	86
✓	PU.13	B500C,d = 12 ...	0.019	86	86
✓	PU.2	B500C,d = 12 ...	0.019	75	75
✓	PU.7	B500C,d = 12 ...	0.019	75	75
✓	PU.10	B500C,d = 12 ...	0.019	58	58
✓	PU.15	B500C,d = 12 ...	0.019	58	58
✓	PU.3	B500C,d = 12 ...	0.019	55	55
✓	PU.6	B500C,d = 12 ...	0.019	41	41
✓	PU.11	B500C,d = 12 ...	0.019	37	37
✓	PU.14	B500C,d = 12 ...	0.019	36	36
✓	PU.19	B500C,d = 12 ...	0.019	30	30
✓	PU.22	B500C,d = 12 ...	0.019	30	30

## PU.1

### Maximum of load combinations



#### Concrete compression resistance - Part 1.1: 6.4.3

LC: 'LC1ULS'

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.50 \cdot 47682.06}{300 \cdot 197} = 1.21 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$V_{Rd,max} = 1.22 \text{ N/mm}^2$  is calculated according to National Annex.

$$V_{Ed} = 1.21 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd,max} = 1.22 \text{ N/mm}^2 \quad (6.53) \text{ - OK}$$

#### Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3

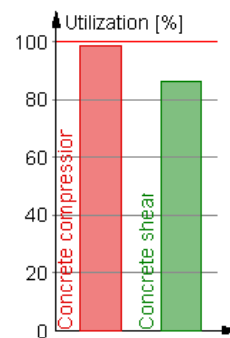
LC: 'LC1ULS'

$$V_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1.50 \cdot 47682.06}{918 \cdot 197} = 0.40 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{dk} \right)^{1/3}, V_{min} \right\} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = \\ &= \max \left\{ 0.12 \cdot 2.00 \left( 100 \cdot 0.0013 \cdot 30.00 \right)^{1/3}, 0.30 \right\} \\ &\quad + 0.10 \cdot 0.82 = \\ &= 0.46 \text{ N/mm}^2 \quad (6.47) \end{aligned}$$

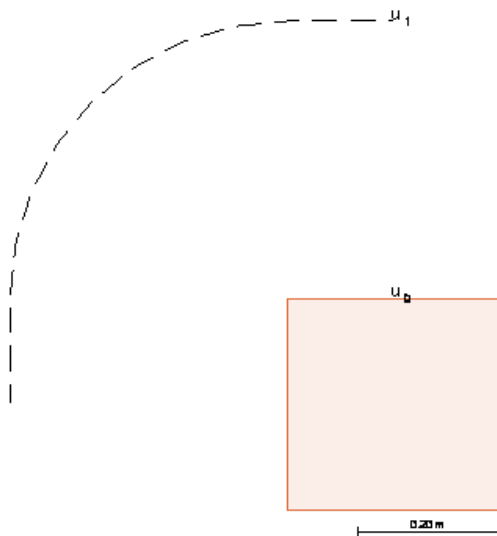
$$V_{Ed} = 0.40 \text{ N/mm}^2 \leq V_{Rd,c} = 0.46 \text{ N/mm}^2 \text{ - OK}$$

#### Summary



## PU.16

### Maximum of load combinations



C30/37

$$t = 230.00 \text{ mm}$$

$$f_{od,ult.} = 17.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{od,acc./seis.} = 21.25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$$

#### Concrete compression resistance - Part 1.1: 6.4.3

LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.50 \cdot 45633.52}{300 \cdot 197} = 1.16 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$v_{Rd,max} = 1.23 \text{ N/mm}^2$  is calculated according to National Annex.

$$v_{Ed} = 1.16 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,max} = 1.23 \text{ N/mm}^2 \quad (6.53) \text{ - OK}$$

#### Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3

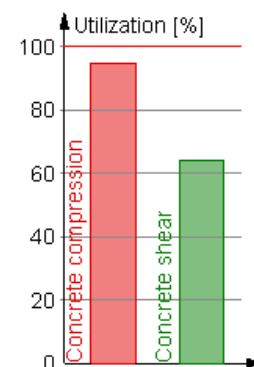
LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1.50 \cdot 45633.52}{918 \cdot 197} = 0.38 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{1/3}, v_{min} \right\} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = \\ &= \max \left\{ 0.12 \cdot 2.00 \left( 100 \cdot 0.0013 \cdot 30.00 \right)^{1/3}, 0.30 \right\} \\ &\quad + 0.10 \cdot 2.18 = \\ &= 0.59 \text{ N/mm}^2 \quad (6.47) \end{aligned}$$

$$v_{Ed} = 0.38 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,c} = 0.59 \text{ N/mm}^2 \text{ - OK}$$

#### Summary



## 5 Ståldimensjonering

### 5.1 Stålsøyler

#### 5.1.1 Inndata dimensjonering

Symmetrisk tverrsnitt, begge aksene er like sterke

Flexural buckling, stiff direction

Bar	$x_s$	$x_e$	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]
C-1.1.1	0.000	2.900	0.700
C-1.2.1	0.000	2.900	0.700
C-1.3.1	0.000	2.900	0.700
C-1.4.1	0.000	2.900	0.700
C-1.5.1	0.000	2.900	0.700
C-1.6.1	0.000	2.900	0.700
C-1.7.1	0.000	2.900	0.700
C-1.8.1	0.000	2.900	0.700
C-2.1.1	0.000	2.900	1.000
C-2.2.1	0.000	2.900	1.000
C-2.3.1	0.000	2.900	1.000
C-2.4.1	0.000	2.900	1.000
C-2.5.1	0.000	2.900	1.000
C-2.6.1	0.000	2.900	1.000
C-2.7.1	0.000	2.900	1.000
C-2.8.1	0.000	2.900	1.000
C-3.1.1	0.000	2.900	1.000
C-3.2.1	0.000	2.900	1.000
C-3.3.1	0.000	2.900	1.000
C-3.4.1	0.000	2.900	1.000
C-3.5.1	0.000	2.900	1.000
C-3.6.1	0.000	2.900	1.000
C-3.7.1	0.000	2.900	1.000
C-3.8.1	0.000	2.900	1.000
C-4.1.1	0.000	2.900	1.000
C-4.2.1	0.000	2.900	1.000
C-4.3.1	0.000	2.900	1.000
C-4.4.1	0.000	2.900	1.000
C-4.5.1	0.000	2.900	1.000



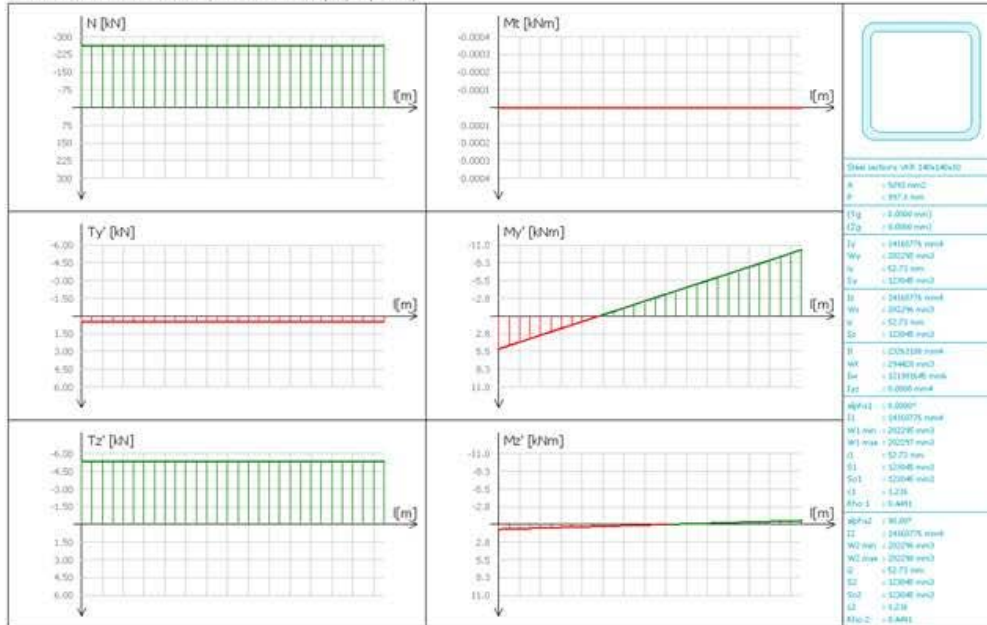
## 5.1.2 Utnyttelse

Utilization					
	Group	Design parameters	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓	C-1.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	34	34
✓	C-1.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	33	33
✓	C-1.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	33	33
✓	C-1.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	33	33
✓	C-1.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	22	22
✓	C-1.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	22	22
✓	C-1.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	20	20
✓	C-1.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	19	19
✓	C-2.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	16	16
✓	C-2.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	16	16
✓	C-2.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-2.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-3.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-2.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-3.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-2.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-2.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	8	8
✓	C-2.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	8	8
✓	C-3.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-2.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-2.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	8	8
✓	C-2.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	8	8
✓	C-3.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	7	7
✓	C-3.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	7	7
✓	C-4.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	7	7
✓	C-3.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	6	6
✓	C-3.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	6	6
✓	C-4.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	4	4
✓	C-4.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	4	4
✓	C-3.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	4	4
✓	C-3.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	4	4
✓	C-4.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	3	3
✓	C-4.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	3	3

### 5.1.3 Detaljerte resultat

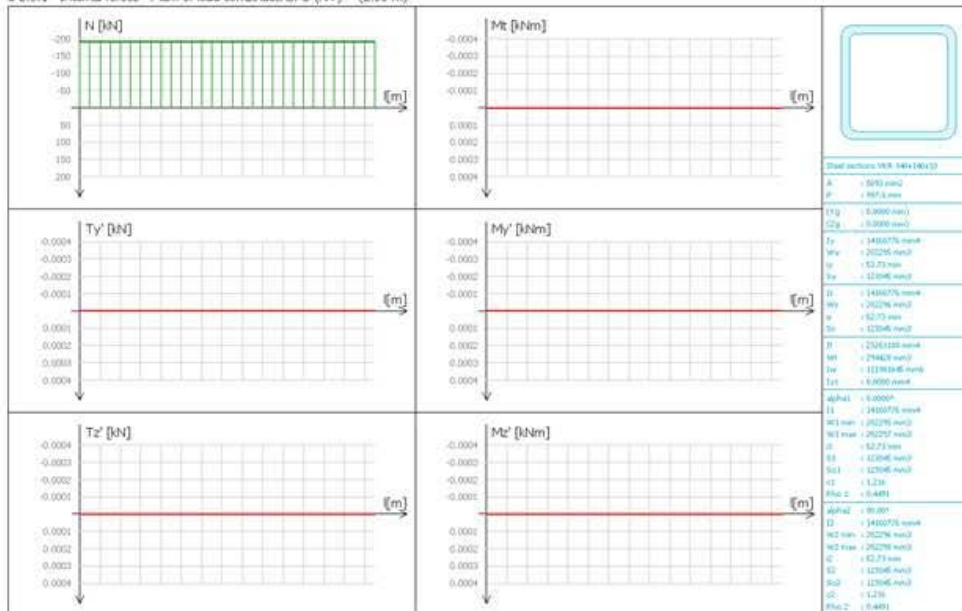
#### Søyle C-1.41

C-1.4.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (2.90 m)



#### Søyle C-2.8.1

C-2.8.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (2.90 m)



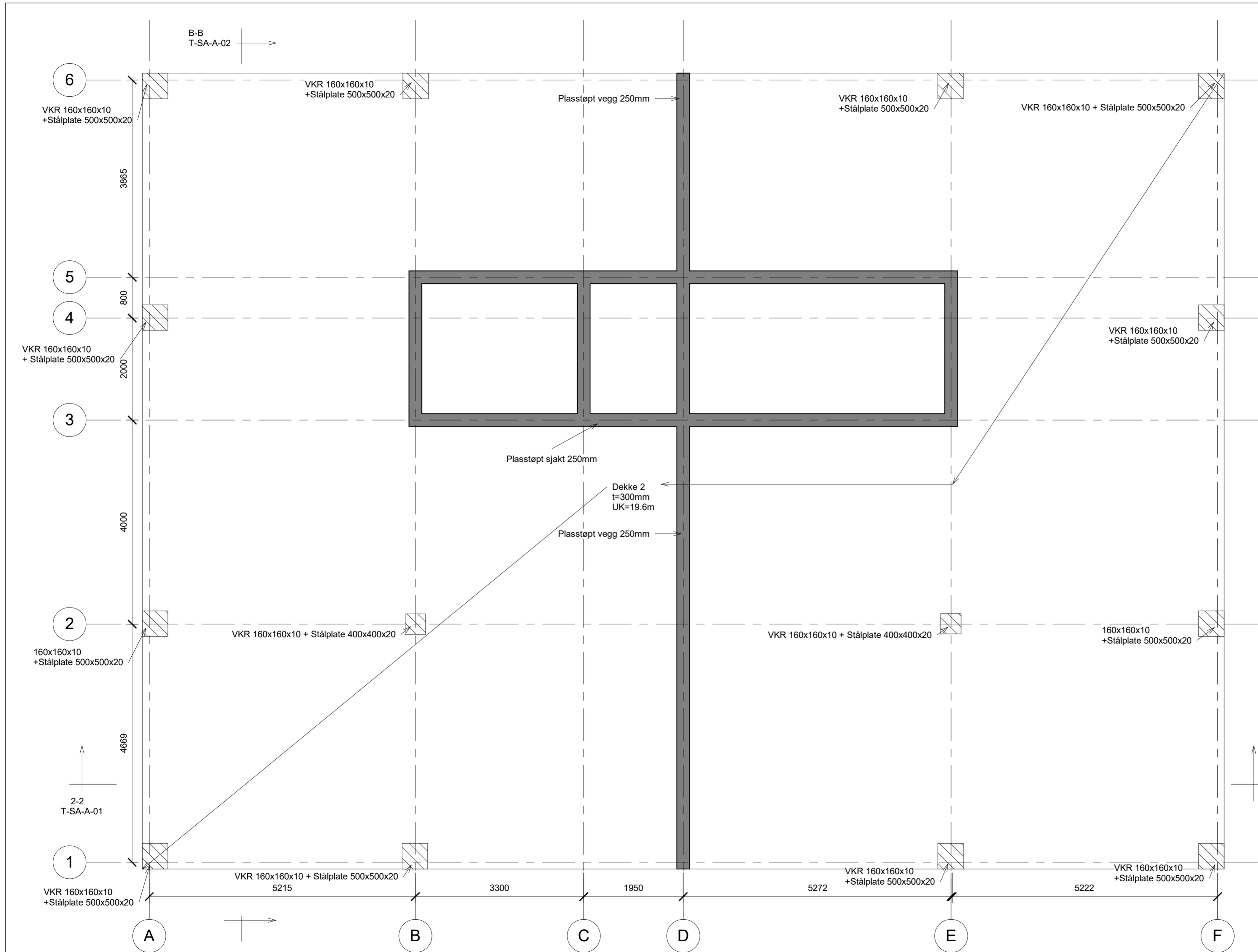
Designed:

Date: 17.05.2017

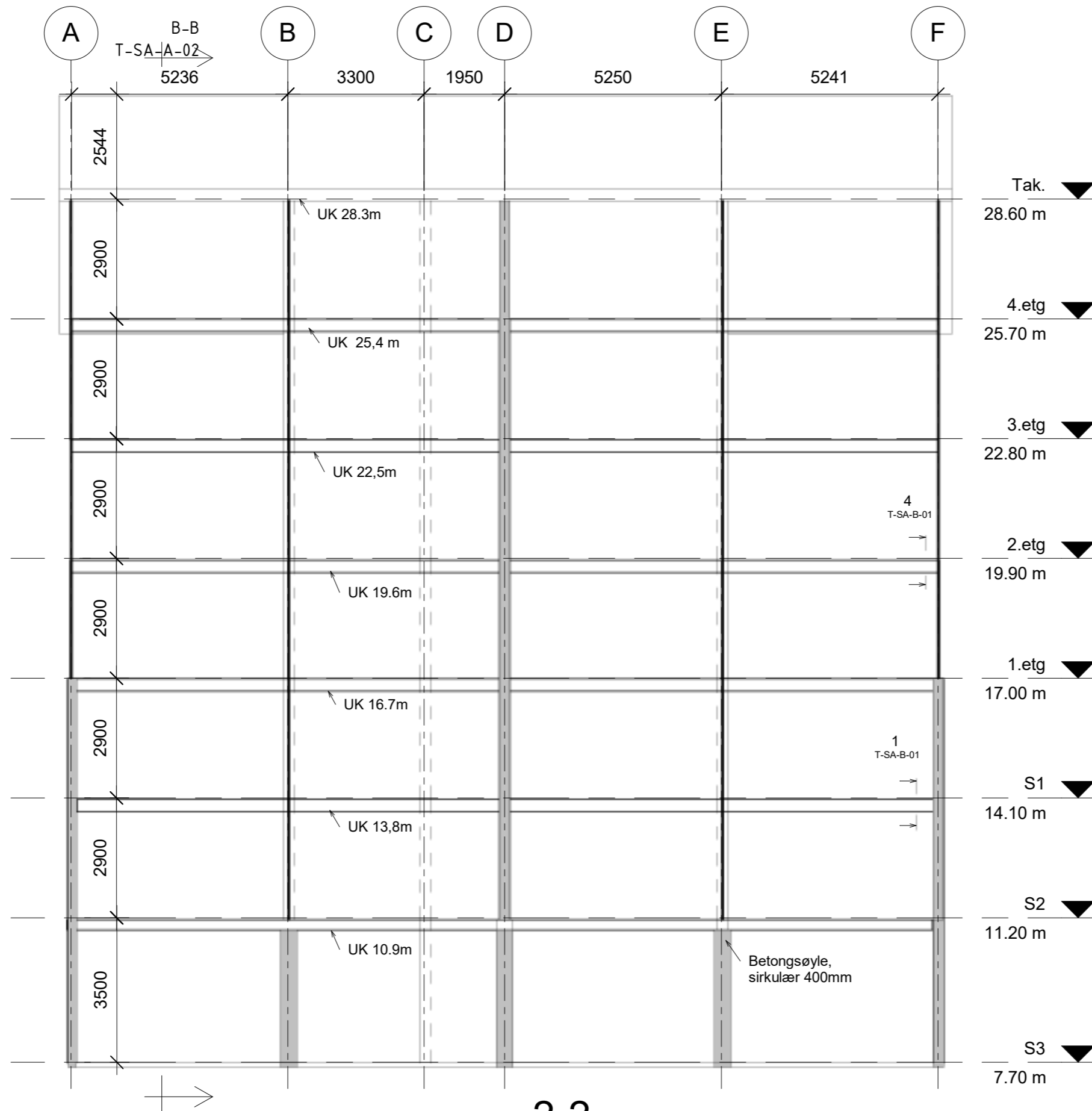
Page: 42 / 42

## V3 Modell med slakkarmerte betongdekker



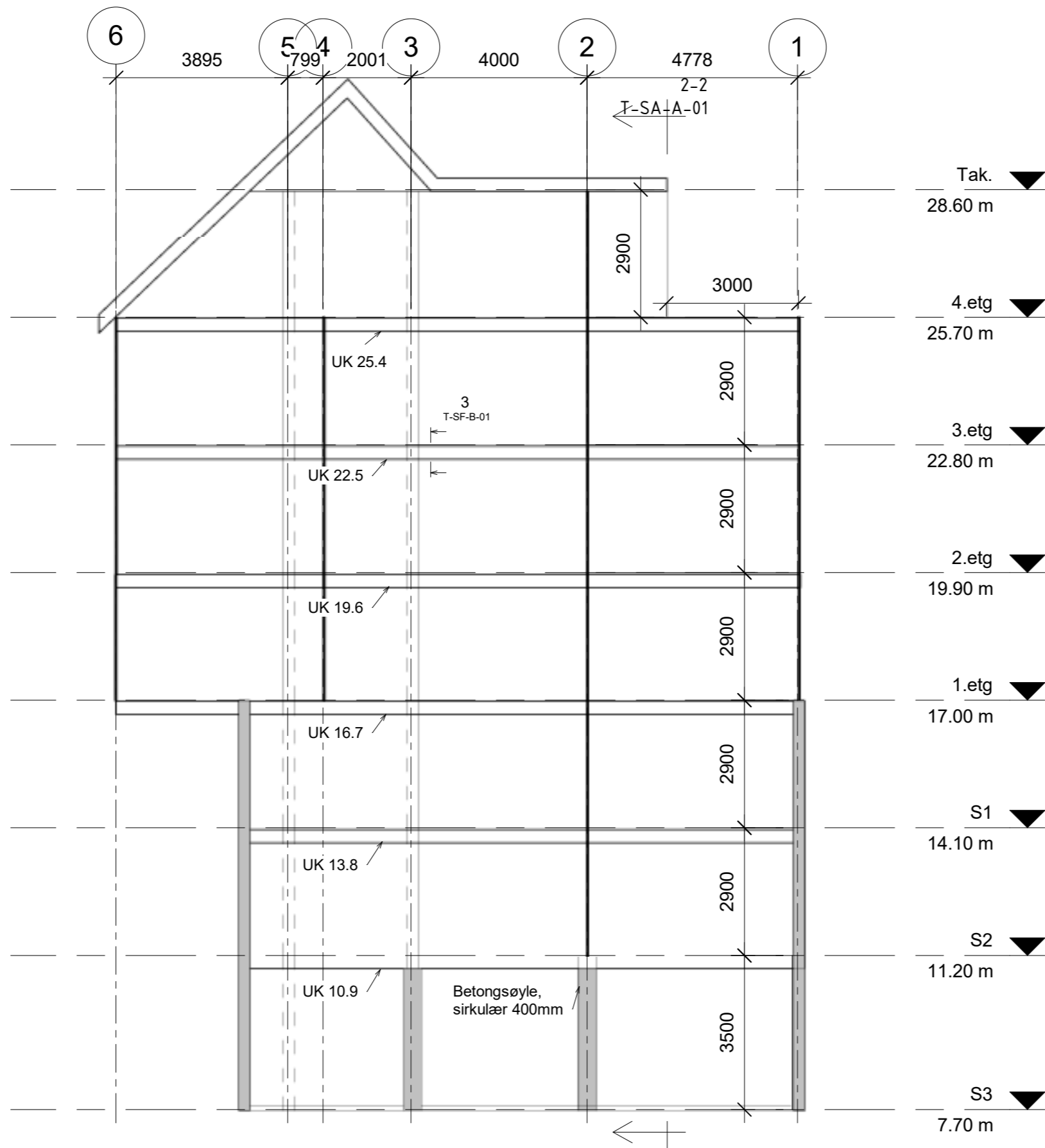


ANVISNINGER	
Tegningen viser dekkeplan med søyler og betongvegger	
<b>Betongdekke:</b> - Dekketykkelse: 300 mm - Fasthetsklasse B35 - Eksponeringsklasse XC1 - Bestandighetsklasse M60 - Kloridklasse Cl 0,10 - Nom. overdekning Generelt 35 mm - Armering: B500NC	
<b>SYMBOLER OG SKRAVERING</b> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: gray; margin-right: 5px;"></div>           Plasstøpt betong         </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="width: 15px; height: 15px; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div>           Stål         </div>	
<b>MERKNADER:</b> Stålplatene er lagt i kant med dekket, og tilhørende akse skjærer underliggende søyle i senter. Se detalj.	
<b>HENVISNING:</b> - T-SA-A-01 - T-SA-A-02 - T-SA-B-01	
<b>FAGERVIKPLASSEN</b>	
Tegnet av: TG	Dato: 13.05.17
Kontrollert av: IN	Tegningsnr: T-SA-A-03
<b>NTNU</b> Kunnskap for en bedre verden	
Målestokk: 1:50	



2-2

FAGERVIKPLASSEN	
 Kunnskap for en bedre verden	
Tegningsnr: T-SA-A-01	
Tegnet av: TG	Dato: 09.05.17
Kontrollert av: IN	Målestokk: 1:100

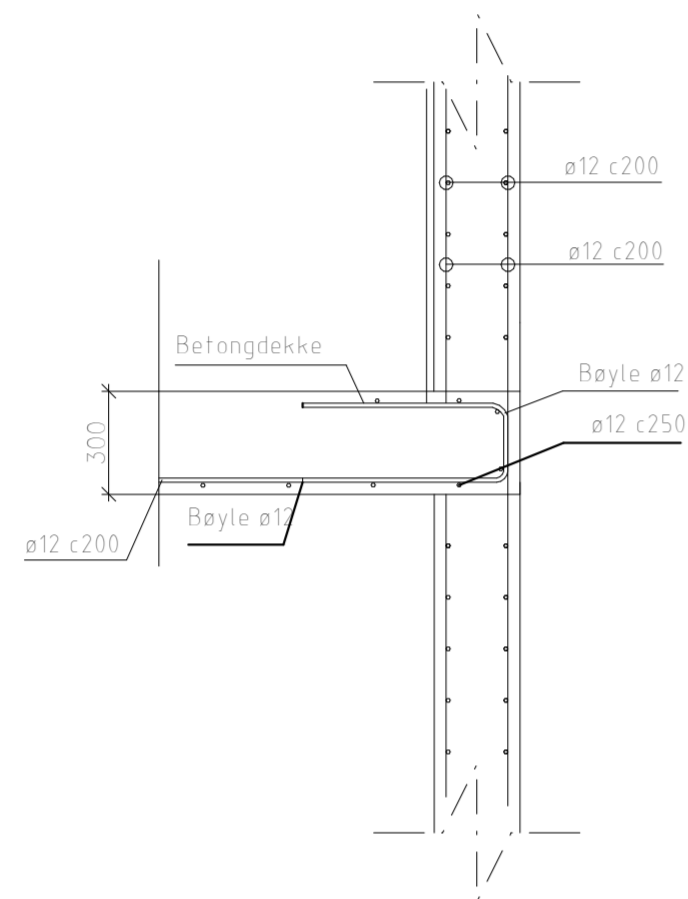


**B-B**

FAGERVIKPLASSEN	
 Kunnskap for en bedre verden	
Tegningsnr: T-SA-A-02	
Tegnet av: TG	Dato: 09.05.17
Kontrollert av: IN	Målestokk: 1:100

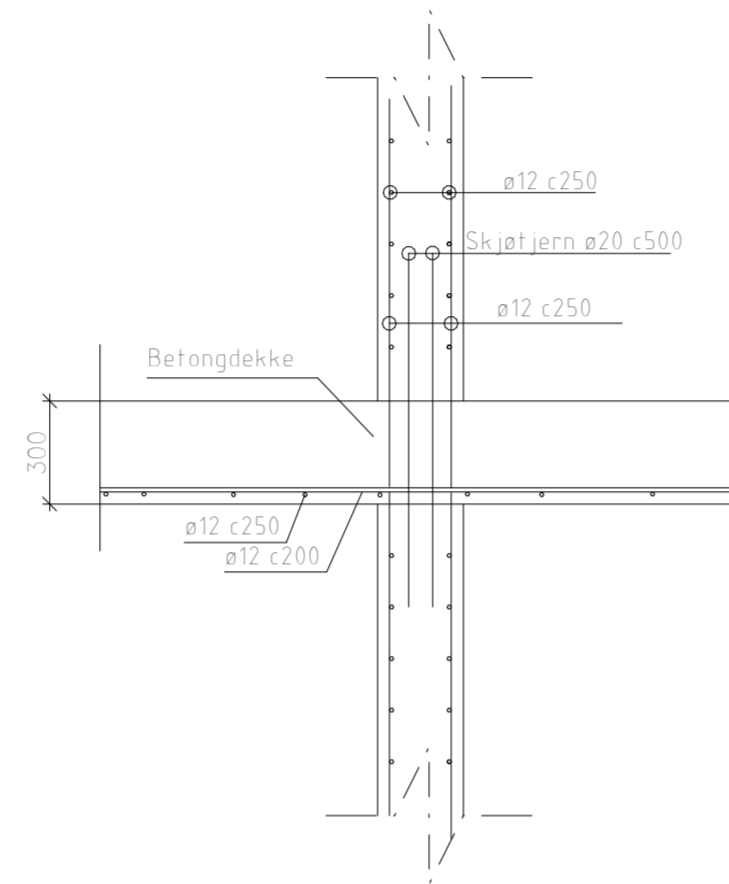
# FIG.1

## OVERGANG YTTERVEGG/DEKKE



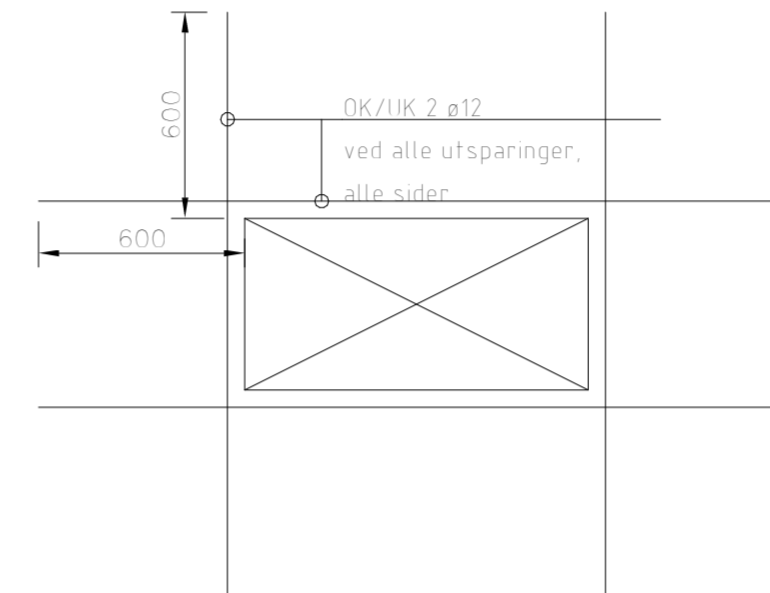
# FIG.2

## OVERGANG VEGG/DEKKE



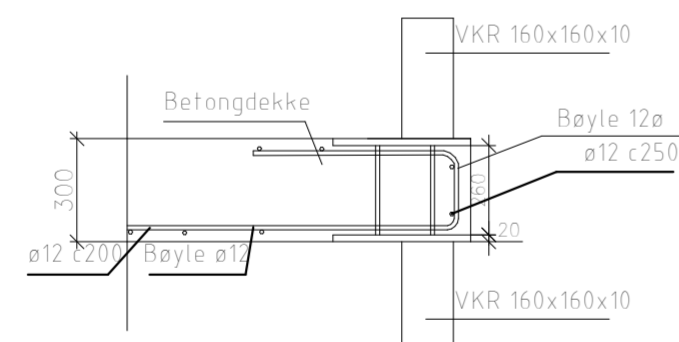
# FIG.3

## ARMERING RUNDT UTSPARINGER



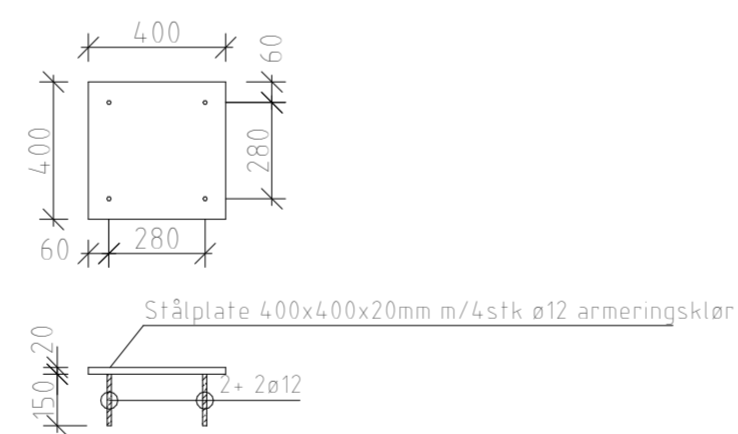
# FIG.4

## OVERGANG DEKKE/SØYLE



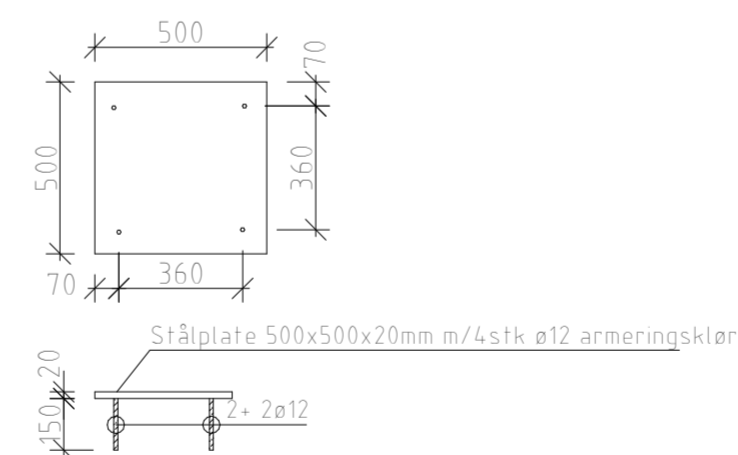
# FIG.5

## STÅLPLATE 24 STK



# FIG.6

## STÅLPLATE 72 STK



### ANVISNINGER

- Betongdekke:
- Dekketykkelse: 300 mm
- Fasthetsklasse: B35
- Eksponeringsklasse: XC1
- Bestandighetsklasse: M60
- Kloridklasse: Cl 0,10
- Nom. overdekning: Generelt 35 mm, Mot grunn 70 mm
- Armering: B500NC

### HENVISNING:

- T-SA-A-01
- T-SA-A-02
- T-SA-A-03



### FAGERVIKPLASSEN

Tegnet av: TG Dato: 13.05.17  
 Kontrollert av: IN Tegningsnr: T-SA-B-01





## V3.5 BØYELISTER

### Kjeller

		V.1		V.2		V.3		V.4		V.5		V.6											
																							
Bøyelisten stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004										Konstruksjonsdel:-Kjeller Tradisjonell :s1-s2-s3 (VESTSIDE)				Utarbeidet av: KG									
Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok															
etasje									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (mm)	
S3							0 0																
V.1	B500NC	12	12550		300	126	vert		12550														
V.1	B500NC	12	3450		200	24	hor		3450														
S2																							
V.1	B500NC	12	12550		300	126	vert		12550														
V.1	B500NC	12	2850		200	20	hor		2850														
S1																							
V.1	B500NC	12	12550		300	126	vert		12550														
V.1	B500NC	12	2850		200	20	hor		2850														
Sum denne siden		ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø25	ø28	ø32	ø40												
Total lengde (m)						4940,7																	
Total vekt (kg)																							
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside V3			Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden										Dato: 16.05.17								

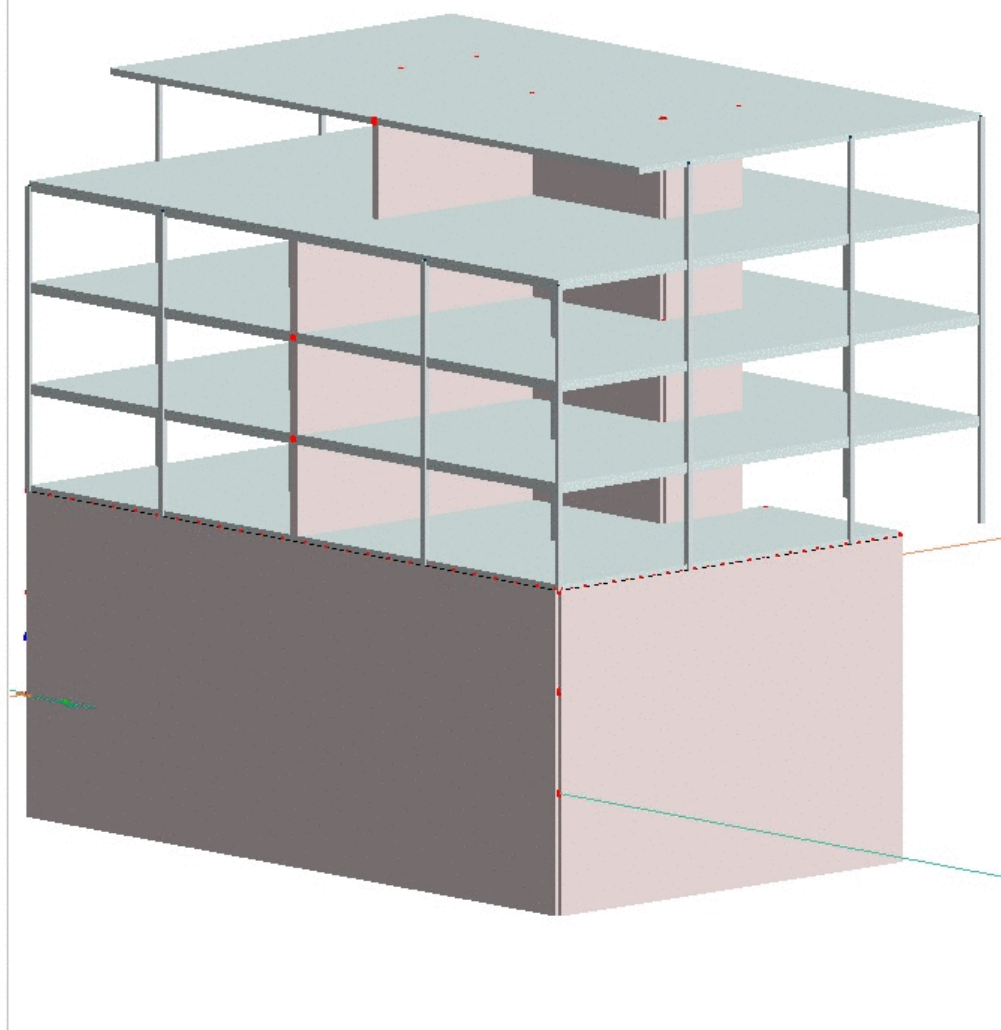
### Vegger/sjakt

		V.1		V.2		V.3		V.4		V.5		V.6											
																							
Bøyelisten stemmer overens med: : NS-EN ISO3766:2004/										Konstruksjonsdel:-vegger/sjakt Hulldekke :1-2-3 etg (VESTSIDE)				Utarbeidet av: KG									
Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok															
etasje									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (mm)	
1							0 0																
V.1	B500NC	12	2850		200	158	vert		2850														
V.1	B500NC	12	12550		300	20	hor		12550														
2																							
V.1	B500NC	12	2850		200	158	vert		2850														
V.1	B500NC	12	12550		300	20	hor		12550														
3																							
V.1	B500NC	12	2850		200	158	vert		2850														
V.1	B500NC	12	12550		300	20	hor		12550														
4																							
V.1	B500NC	12	2550		200	86	vert		2550														
V.1	B500NC	12	3950		300	20	hor		3950														
Sjakt																							
V.1	B500NC	12	2830		300	60	vert		2830														
V.1	B500NC	12	8730		200	30	hor		8730														
Sum denne siden		ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø25	ø28	ø32	ø40												
Total lengde (m)						2833,9																	
Total vekt (kg)																							
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside V3			Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden										Dato: 16.05.17								



# Modell med slakkarmerte betongdekker

Eurocode (NA: Norwegian)



Project: <b>Fagervikplassen</b>	Designer:	
Description: <b>Beregningsrapport</b>	<b>FEM-Design 15 © StruSoft</b>	
Signature:	Date: 17.05.2017	Page: 1 / 46

## Innhold

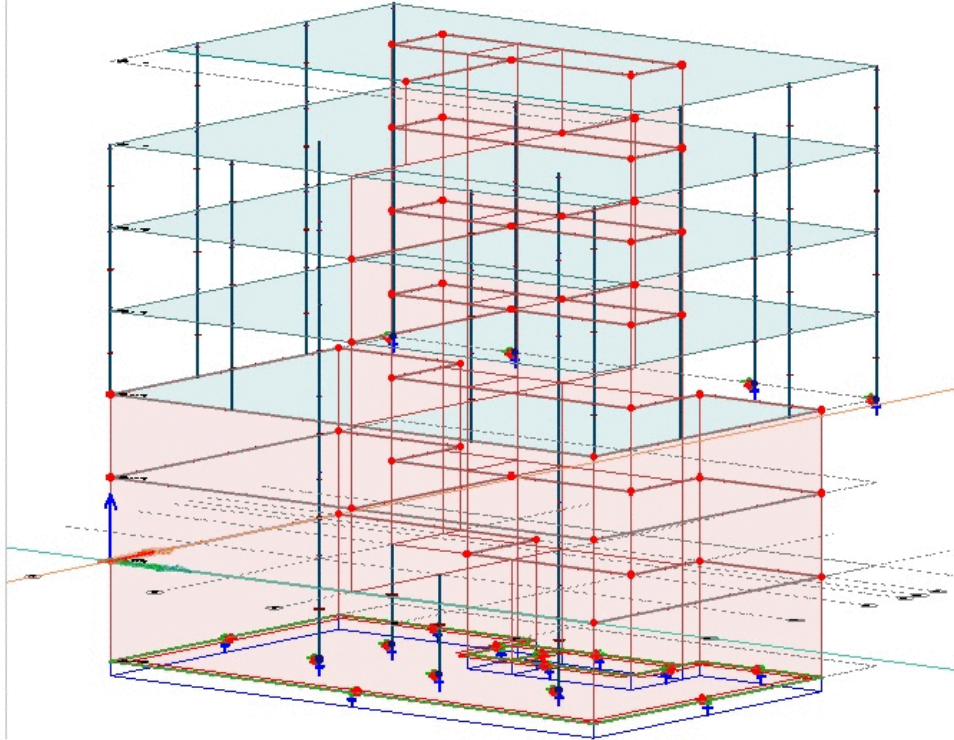
## Contents

<b>1 Geometri</b> .....	<b>3</b>
1.1 3D-visualisering.....	3
1.2 Materiale.....	3
<b>2 Laster</b> .....	<b>5</b>
2.1 3D-visualisering.....	5
2.2 Laster.....	5
2.3 Jordskjelv parametere.....	6
2.4 Andel av masser i jordskjelvdimensjonering.....	7
2.5 Lastkombinasjoner.....	7
<b>3 Analyse</b> .....	<b>18</b>
3.1 Likevekt.....	18
3.2 Maks av alle last kombinasjoner.....	19
3.2.1 Nedbøyning/forskyvning.....	19
3.2.2 Opplagerkrefter.....	20
3.2.3 Koblingskrefter.....	21
3.2.4 Krefter og spenninger i søyler.....	22
3.2.5 Krefter og spenninger i dekket.....	24
3.3 Egenfrekvenser.....	27
3.4 Jordskjelvanalyse.....	27
<b>4 Betongdimensjonering</b> .....	<b>30</b>
4.1 Betongvegger.....	30
4.1.1 Nødvendig armering.....	30
4.1.2 Innlagt armering.....	30
4.1.3 Utnyttelse.....	31
4.2 Betongdekker.....	33
4.2.1 Nødvendig armering.....	33
4.2.2 Innlagt armering.....	34
4.2.3 Riss.....	34
4.2.4 Utnyttelse.....	35
4.3 Betongsøyler.....	36
4.3.1 Utnyttelse.....	36
4.3.2 Detaljert resultat.....	36
4.4 Gjennomllocking.....	37
4.4.1 Utnyttelse.....	37
4.4.2 Detaljerte resultat.....	39
<b>5 Ståldimensjonering</b> .....	<b>44</b>
5.1 Stålsøyler.....	44
5.1.1 Knekk lengder.....	44
5.1.2 Utnyttelse.....	45
5.1.3 Detaljerte resultat.....	46

# 1 Geometri

## 1.1 3D-visualisering

Eurocode (NA: Norwegian)



## 1.2 Materiale

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
1	C30/37	30.000	2.900	2.000	33000.000	0.00175	0.00350

Gamma c	Gamma c, acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	0.85	0.85

Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep coefficient, SLS	Creep coefficient, ULS
[t/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[-]	[-]	[-]
2.548	0.000010	0.200	2.000	1.000

Shrinkage	Dyna r.	Stab r.
[-]	[-]	[-]
0.200	1.000	1.000

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 3 / 46

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
2	C30/37_1	30.000	2.900	2.000	33000.000	0.00175	0.00350

Gamma c	Gamma c, acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	0.85	0.85

Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep coefficient, SLS	Creep coefficient, ULS
[t/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[-]	[-]	[-]
2.548	0.000010	0.200	2.000	1.000

Shrinkage	Dyna r.	Stab r.
[-]	[-]	[-]
0.500	1.000	1.000

Steel materials

No.	Name	f <sub>yk</sub> (t<16)	f <sub>yk</sub> (16<=t<=40)	f <sub>yk</sub> (40<t<=63)	f <sub>yk</sub> (63<t<=80)
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1	S 355	355.000	355.000	335.000	335.000

f <sub>yk</sub> (80<t<=100)	f <sub>yk</sub> (100<t<=150)	f <sub>yk</sub> (150<t<=200)	f <sub>yk</sub> (200<t<=250)	f <sub>yk</sub> (250<t<=400)
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
335.000	335.000	335.000	335.000	335.000

f <sub>uk</sub> (t<3)	f <sub>uk</sub> (3<=t<=40)	f <sub>uk</sub> (40<t<=100)	f <sub>uk</sub> (100<t<=150)	f <sub>uk</sub> (150<t<=250)
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
510.000	510.000	470.000	470.000	470.000

f <sub>uk</sub> (250<t<=400)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc	Gamma M2	Gamma M2, acc
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
470.000	1.050	1.000	1.050	1.000	1.250	1.000

Gamma M5	Gamma M5, acc	E <sub>k</sub>	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[1/°C]	[t/m <sup>3</sup> ]
1.000	1.000	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-05	7.850000

Designed:

Date: 17.05.2017

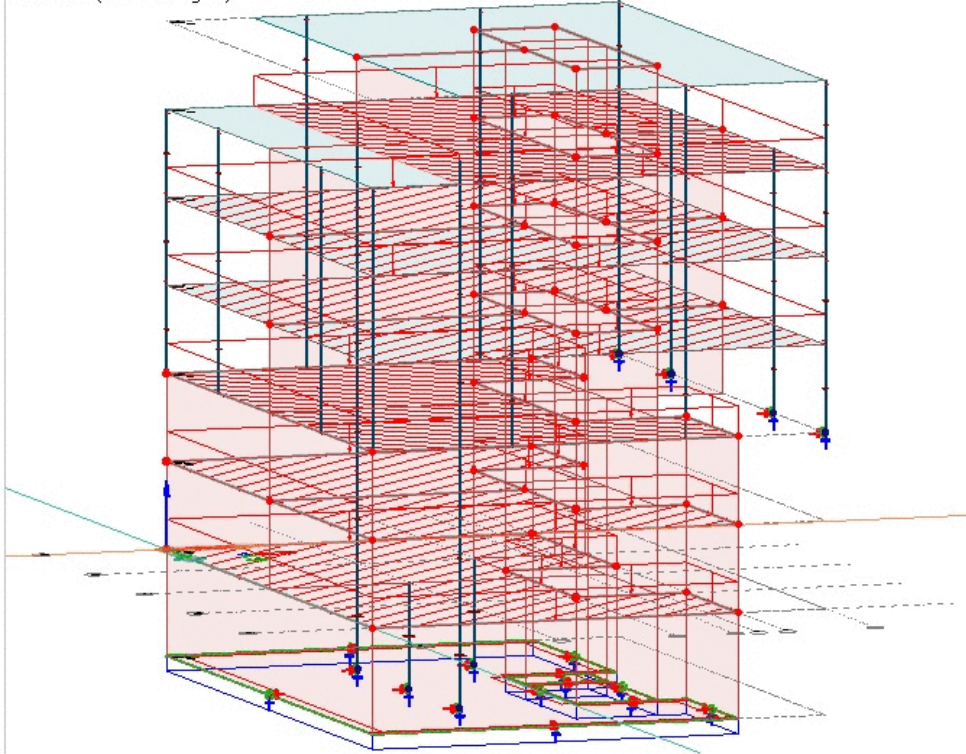
Kabel: 4 / 46

## 2 Laster

### 2.1 3D-visualisering

Modellen viser her påført nyttelest ( $q=2 \text{ kN/m}^2$ )

Eurocode (NA: Norwegian)



### 2.2 Laster

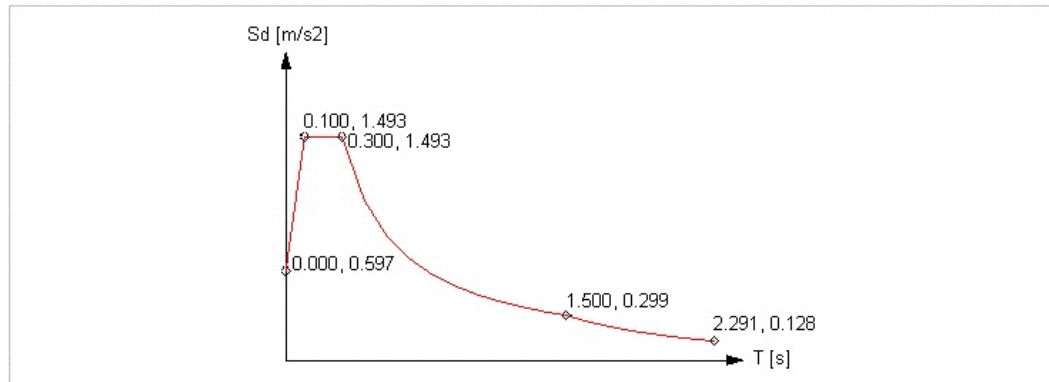
Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Auto egen	+Struc...	Permanent
2	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
3	Egenlast tak	Ordinary	Permanent
4	Nyttelest	Ordinary	Permanent
5	Nyttelest balkong	Ordinary	Permanent
6	Wind load X+	Ordinary	Short-term
7	Wind load Y+	Ordinary	Short-term
8	Snow load	Ordinary	Short-term
9	Svinn	+Shrink...	Permanent

### 2.3 Jordskjelv data

Seismic load, structure information

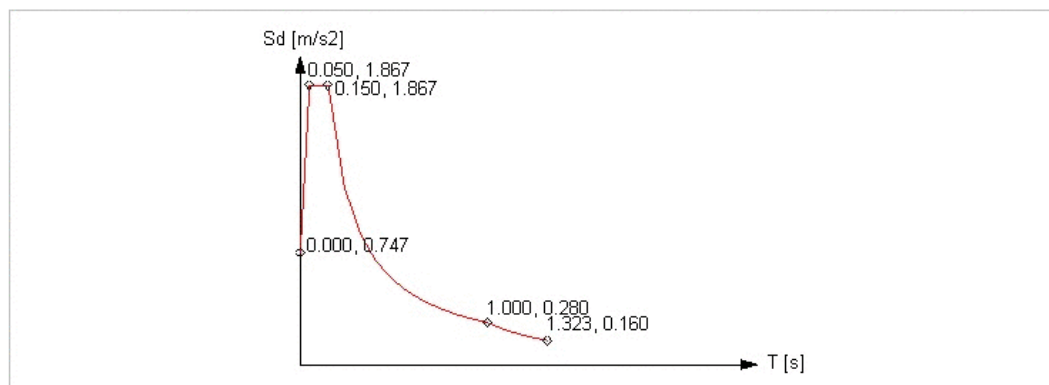
Value	Quantity
Structure type	Building structure
$\xi$ (damping factor) [%]	5.000
q <sub>d</sub> (behaviour factor for displacements)	1.500



Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	1
Ground	C
ag [m/s <sup>2</sup> ]	0.640
S	1.400
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.500
q	1.500
beta	0.200



Seismic load, vertical sp., standard

Value	Quantity
Type	1
ag <sub>v</sub> /ag [m/s <sup>2</sup> ]	1.250
S	1.400
TB [s]	0.050

Value	Quantity
TC [s]	0.150
TD [s]	1.000
q	1.500
beta	0.200



## 2.4 Andel av laster i jordskjelvdimensjonering

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Auto egen
2	1.000	Påført egenlast
3	1.000	Egenlast tak
4	0.300	Nyttelast
5	0.300	Nyttelast balkong

No.	Factor	Load case
6	0.000	Wind load X+
7	0.000	Wind load Y+
8	0.200	Snow load
9	0.000	Svinn

## 2.5 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.350	Auto egen+Struc. dead load
			1.350	Påført egenlast
			1.350	Egenlast tak
			1.350	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
			1.050	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			2	LC2ULS
1.202	Påført egenlast			
1.202	Egenlast tak			
1.202	Svinn+Shrinkage			
1.500	Nyttelast			
1.050	Nyttelast balkong			
1.050	Wind load X+			
1.050	Wind load Y+			
1.050	Snow load			
3	LC3ULS	Ultimate		
			1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.500	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
			1.050	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			4	LC4ULS
1.202	Påført egenlast			
1.202	Egenlast tak			
1.202	Svinn+Shrinkage			
1.050	Nyttelast			
1.050	Nyttelast balkong			
1.500	Wind load X+			
1.050	Wind load Y+			
1.050	Snow load			
5	LC5ULS	Ultimate		
			1.202	Påført egenlast

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 7 / 46

No.	Name	Type	Factor	Load cases
6	LC6ULS	Ultimate	1.202	Egenlast tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
			1.500	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			1.202	Auto egen+Struc. dead load
			1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
1.050	Wind load Y+			
7	LC1SqLS	Quasi-perma...	1.500	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
8	LC1ScLS	Characteristic	0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
9	LC2ScLS	Characteristic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			1.000	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
10	LC3ScLS	Characteristic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			1.000	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
0.700	Nyttelast balkong			
1.000	Wind load X+			



No.	Name	Type	Factor	Load cases
11	LC4ScLS	Characteristic	0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			1.000	Wind load Y+
12	LC5ScLS	Characteristic	0.700	Snow load
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			1.000	Snow load
13	LC1UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
14	LC2UsLS	Seismic	0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
15	LC3UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+

No.	Name	Type	Factor	Load cases
16	LC4UsLS	Seismic	0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
17	LC5UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
18	LC6UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
19	LC7UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
20	LC8UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Egenlast tak

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 10 / 46

No.	Name	Type	Factor	Load cases
21	LC9UsLS	Seismic	1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
22	LC10UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
23	LC11UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
24	LC12UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load

No.	Name	Type	Factor	Load cases
25	LC13UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fx-Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
26	LC14UsLS	Seismic	1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx-Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
27	LC15UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
28	LC16UsLS	Seismic	0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx-Mx
29	LC17UsLS	Seismic	-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage

No.	Name	Type	Factor	Load cases
30	LC18UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
0.300	Seis res, Fx+Mx			
-1.000	Seis res, Fy+My			
31	LC19UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
1.000	Svinn+Shrinkage			
32	LC20UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
1.000	Svinn+Shrinkage			
33	LC21UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx+Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
-0.300	Seis res, Fx+Mx			

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
34	LC22UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fy+My			
			1.000	Auto egen+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			-0.300	Seis res, Fx+Mx			
			-1.000	Seis res, Fy+My			
			35	LC23UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
1.000	Påført egenlast						
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
-0.300	Seis res, Fx+Mx						
1.000	Seis res, Fy-My						
36	LC24UsLS	Seismic				1.000	Auto egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			-0.300	Seis res, Fx+Mx			
			-1.000	Seis res, Fy-My			
			37	LC25UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
0.300	Seis res, Fx-Mx						
1.000	Seis res, Fy+My						
38	LC26UsLS	Seismic				1.000	Auto egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 14 / 46

No.	Name	Type	Factor	Load cases
39	LC27UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
40	LC28UsLS	Seismic	0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy-My
41	LC29UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
42	LC30UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx-Mx
			-1.000	Seis res, Fy+My

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 15 / 46

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
43	LC31UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			-0.300	Seis res, Fx-Mx			
			1.000	Seis res, Fy-My			
			44	LC32UsLS	Seismic	1.000	Auto egen+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
						1.000	Egenlast tak
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
-0.300	Seis res, Fx-Mx						
-1.000	Seis res, Fy-My						



### 3 Analyse

#### 3.1 Likevekt

Equilibrium, Load case

Load case	Component	Loads	Reactions	Error	Load case	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]	[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Auto eg...	Fx'	0.000	-0.000	-	Wind lo...	Mx'	-385.349	385.350	0.00
	Fy'	0.000	-0.000	-		My'	2696.636	-2696.636	0.00
	Fz'	-20946.731	20946.731	0.00		Mz'	0.000	-0.000	-
	Mx'	-150648.453	150648.450	0.00		Fx'	308.968	-308.967	0.00
	My'	221579.462	221579.457	0.00		Fy'	0.000	0.000	-
	Mz'	0.000	0.000	-		Fz'	0.000	0.000	-
Påført e...	Fx'	0.000	0.000	-	Wind lo...	Mx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	0.000	-		My'	3007.284	-3007.282	0.00
	Fz'	-687.209	687.209	0.00		Mz'	-2298.079	2298.079	0.00
	Mx'	-4618.693	4618.693	0.00		Fx'	0.000	0.000	-
	My'	7265.002	-7265.002	0.00		Fy'	472.885	-472.885	0.00
	Mz'	0.000	-0.000	-		Fz'	0.000	0.000	-
Egenlas...	Fx'	0.000	0.000	-	Snow lo...	Mx'	-4500.943	4500.941	0.00
	Fy'	0.000	0.000	-		My'	0.000	0.000	-
	Fz'	-293.832	293.832	0.00		Mz'	5012.579	-5012.578	0.00
	Mx'	-2732.640	2732.635	0.00		Fx'	0.000	0.000	-
	My'	3114.619	-3114.614	0.00		Fy'	0.000	0.000	-
	Mz'	0.000	0.000	-		Fz'	-793.728	793.727	0.00
Nyttelast	Fx'	0.000	0.000	-	Svinn	Mx'	-6193.334	6193.322	0.00
	Fy'	0.000	-0.000	-		My'	8413.515	-8413.504	0.00
	Fz'	-3069.120	3069.120	0.00		Mz'	0.000	0.000	-
	Mx'	-21289.617	21289.617	0.00		Fx'	0.000	0.000	-
	My'	32442.387	-32442.387	0.00		Fy'	0.000	0.000	-
	Mz'	0.000	-0.000	-		Fz'	0.000	-0.001	-
Nyttelas...	Fx'	0.000	0.000	-	Mx'	0.000	-0.003	-	
	Fy'	0.000	0.000	-	My'	0.000	0.007	-	
	Fz'	-254.400	254.400	0.00	Mz'	0.000	0.003	-	

Designed:

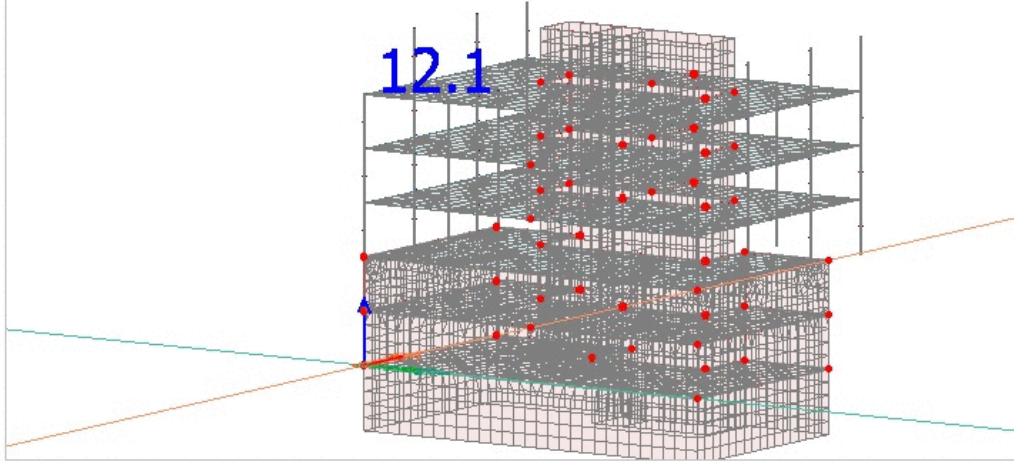
Date: 17.05.2017

Page: 17 / 46

### 3.2 Maks av alle lastkombinasjoner

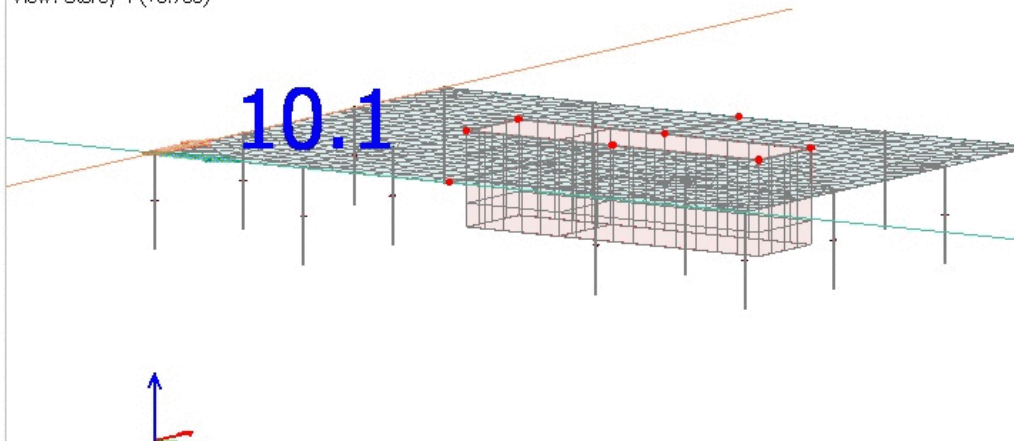
#### 3.2.1 Nedbøyning/forskyvning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Displacements - All components+ - Graph - [mm]



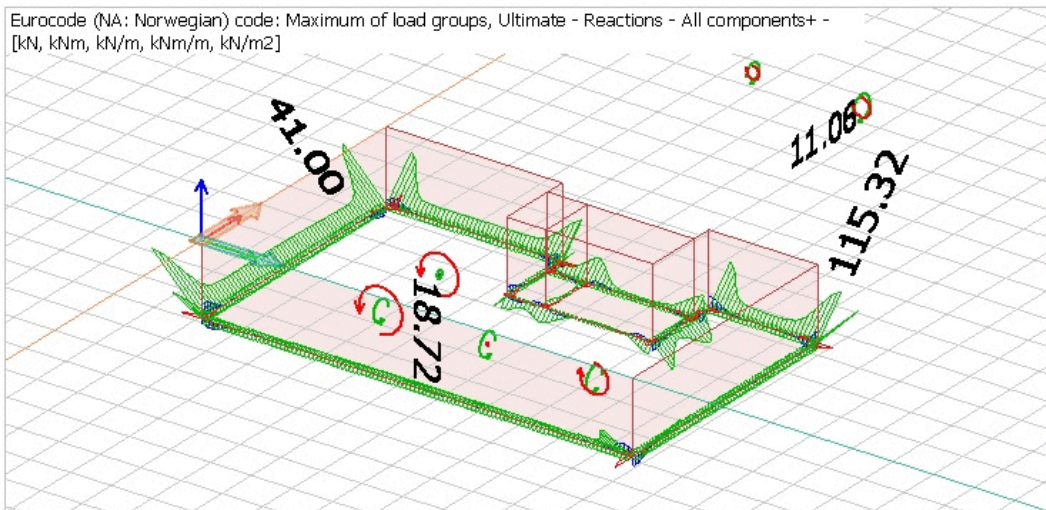
Nedbøyning i dekket 2

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Displacements - All components+ - Graph - [mm]  
View: Storey 4 (+8.700)

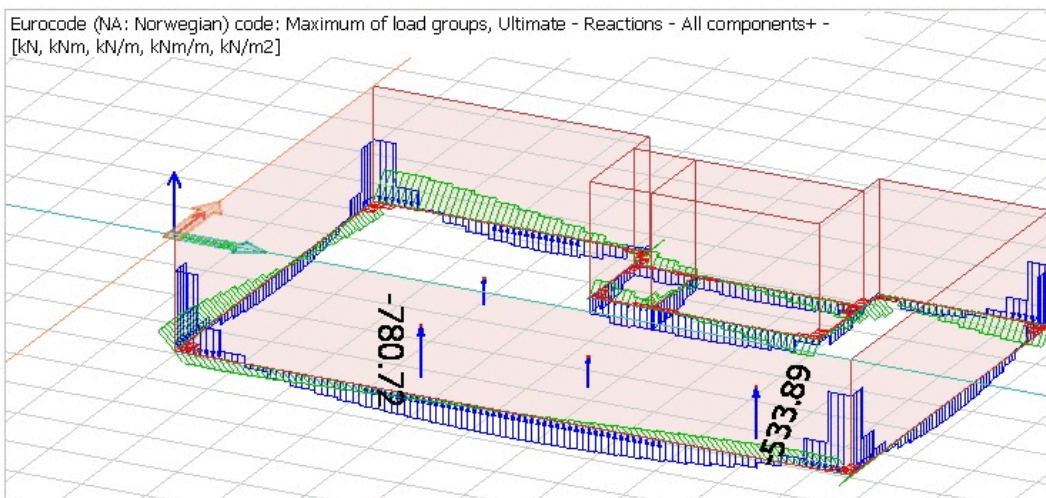


### 3.2.2 Opplagerkrefter

Moment som virker i opplagerene.



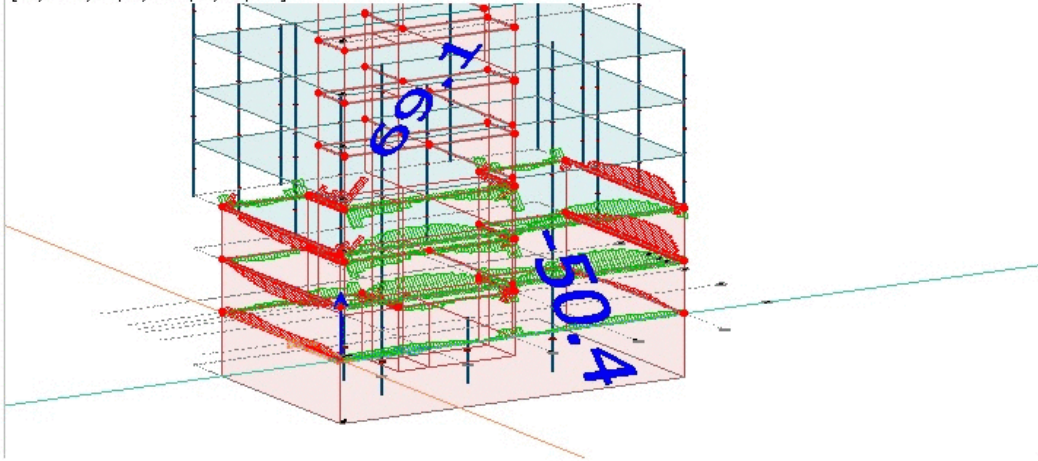
Krefter i opplagene  
+ viser krefter nedover  
- viser krefter oppover



### 3.2.3 Koblingskrefter

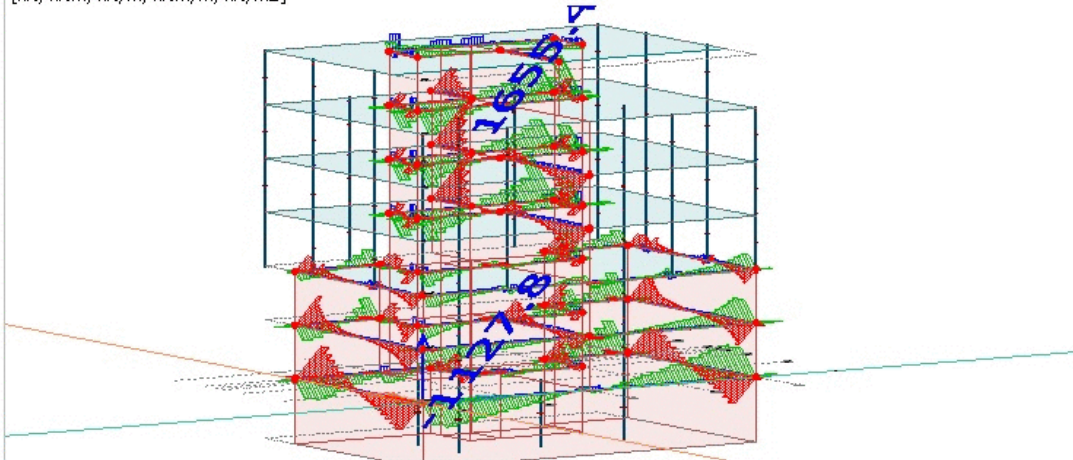
Moment mellom vegg og betongdekket

Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Connection forces - All components+ -  
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



Krefter i koblingene.  
Rød - kraft i x-retning  
Grønn - kraft i y-retning  
Blå - kraft i z-retning

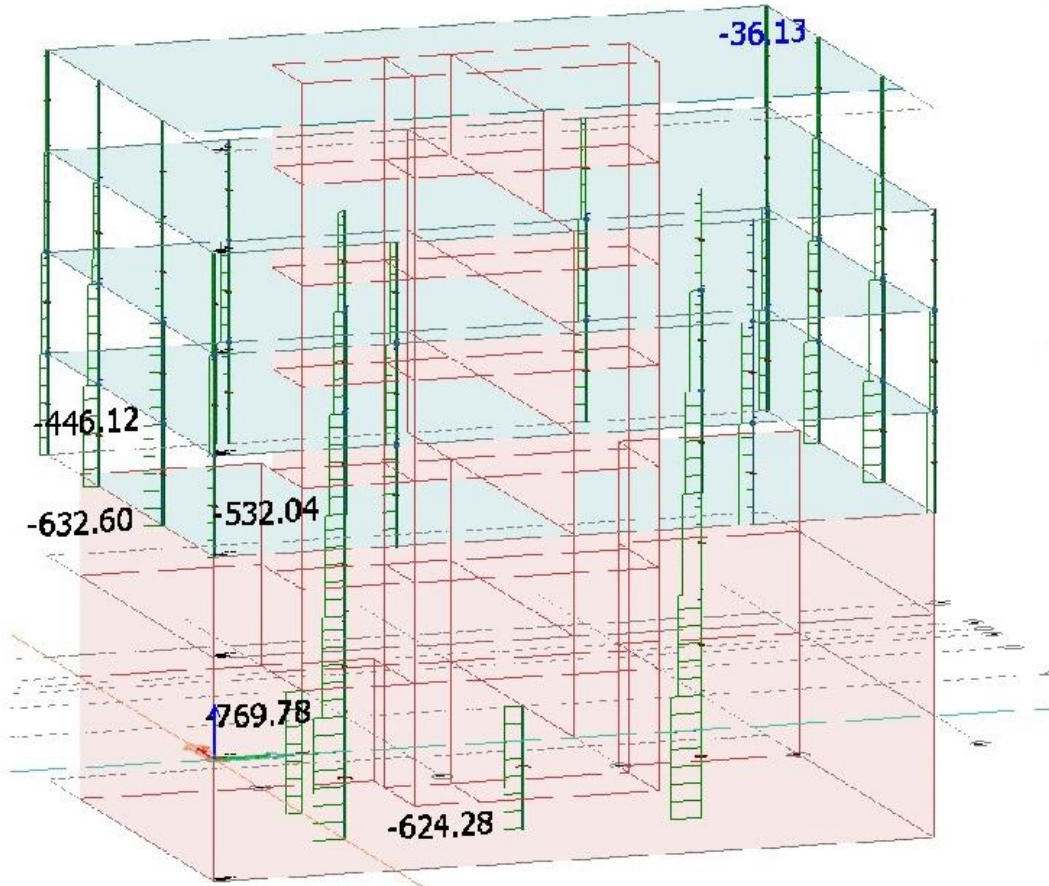
Eurocode (NA: Norwegian) code: Maximum of load groups, Ultimate - Connection forces - All components+ -  
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m<sup>2</sup>]



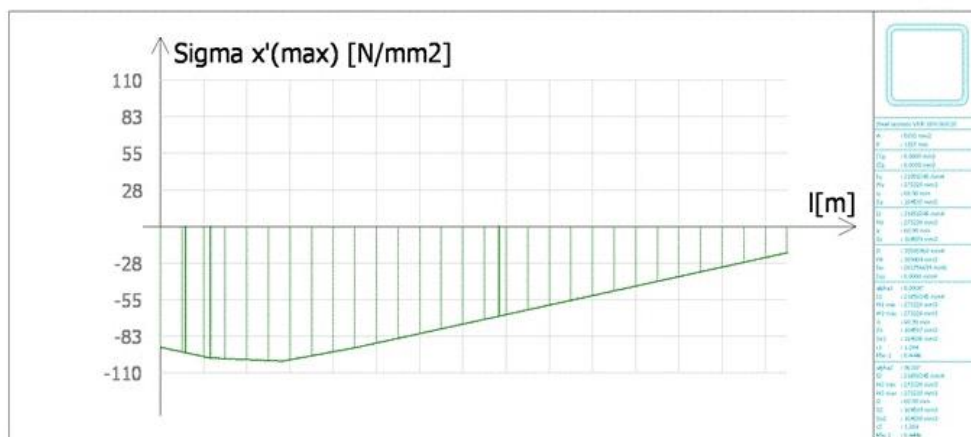


### 3.2.4 Krefter og spenninger i søyler

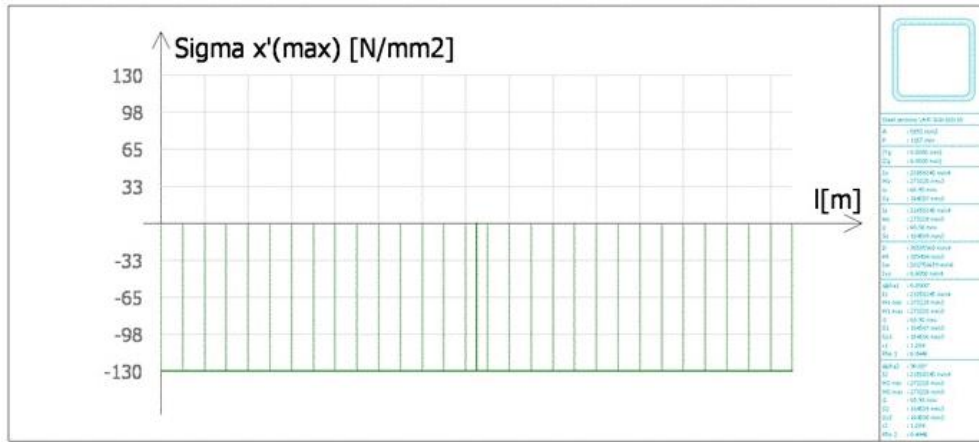
Søyler påkjent av aksialkraft



Spenning i søyle C-1.2.1

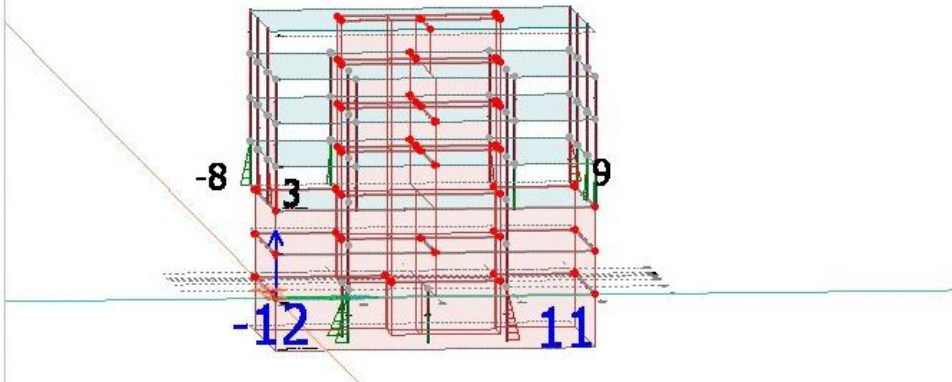


Spenning i søyle C-S2.2.1



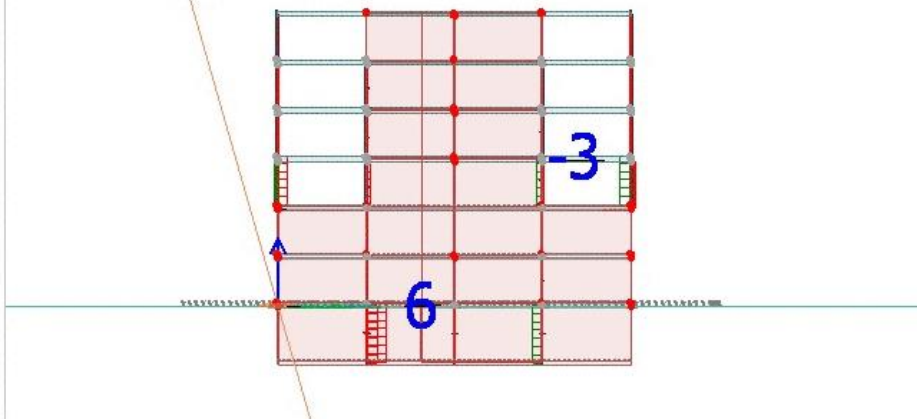
Momenter i søylene

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - My' (My'+) - Graph - [kNm]



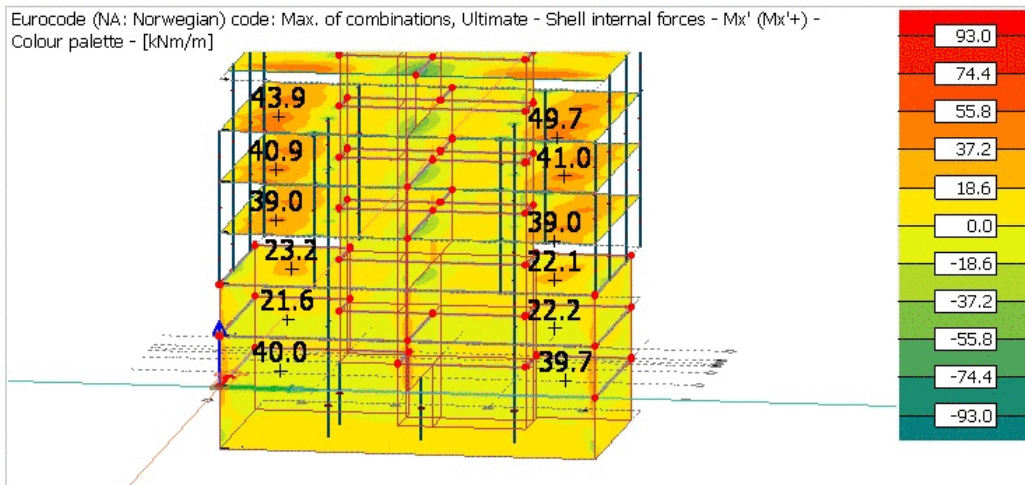
Skjærkrefter

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Bar internal forces - Tz' (Ty'+) - Graph - [kN]

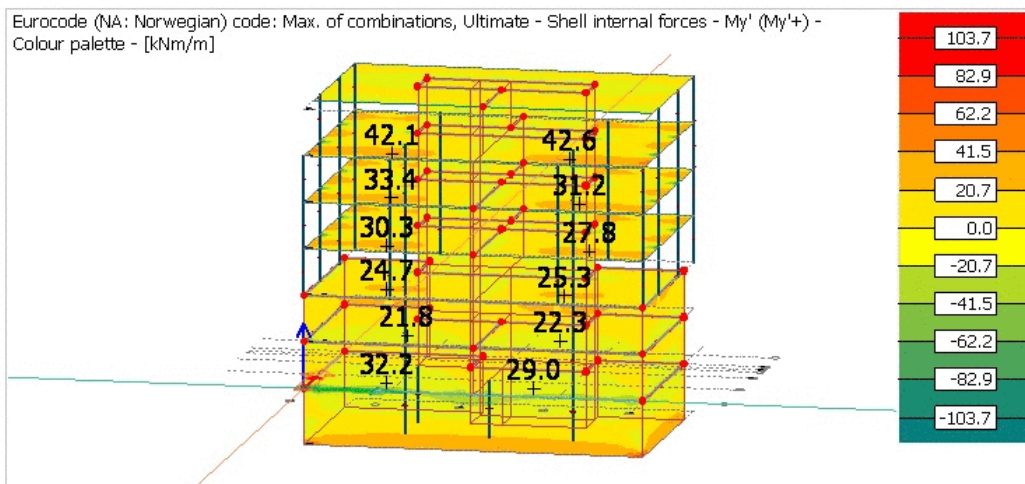


### 3.2.5 Krefter og spenninger i dekket

Momenter i x-retning

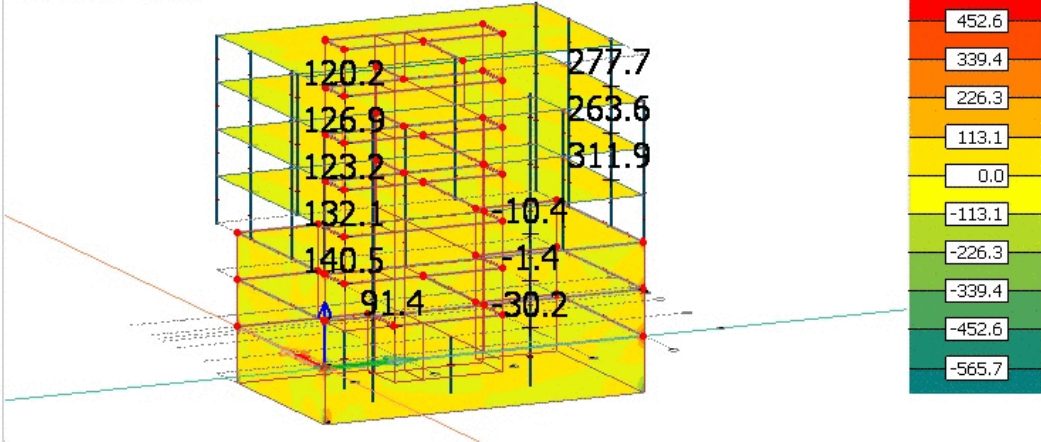


Momenter i y-retning



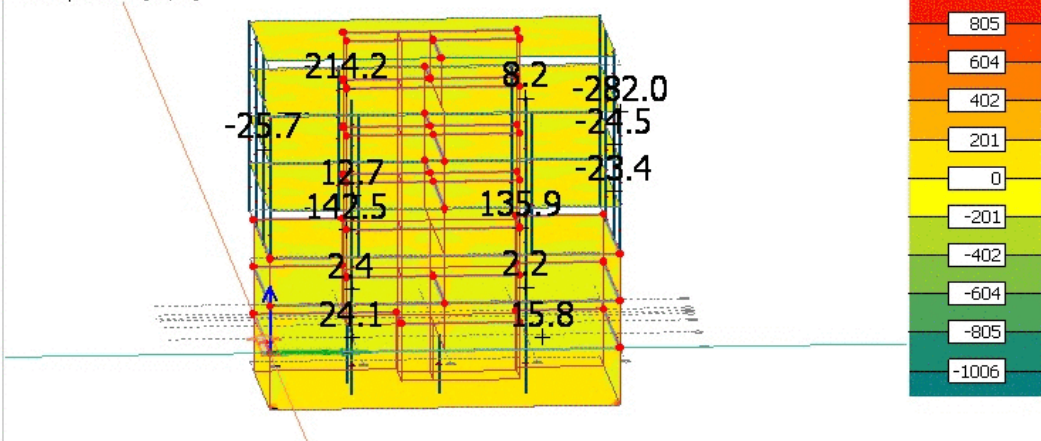
Skjærkrefter i x-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Shell internal forces -  $T_x/z'$  ( $T_x/z'+$ ) - Colour palette - [kN/m]



Skjærkrefter i y-retning

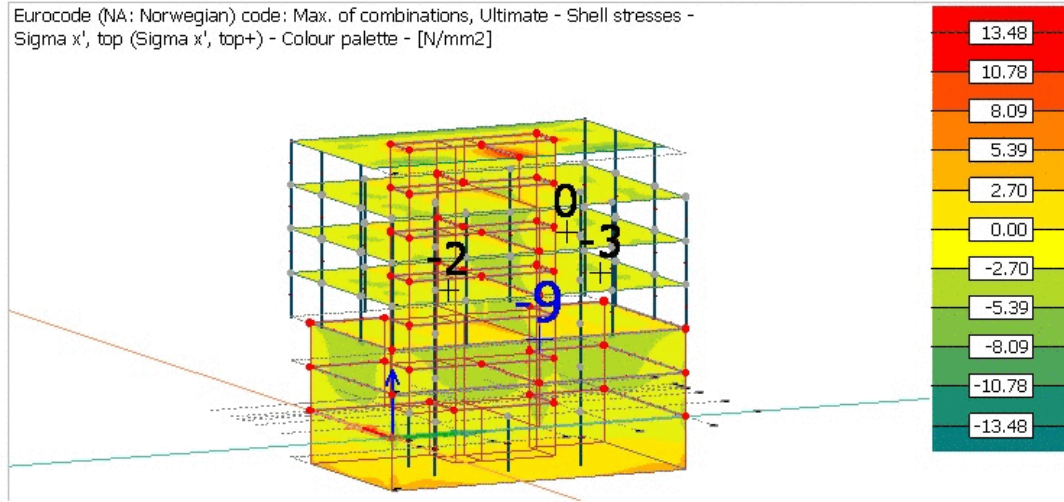
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Shell internal forces -  $T_y/z'$  ( $T_y/z'+$ ) - Colour palette - [kN/m]





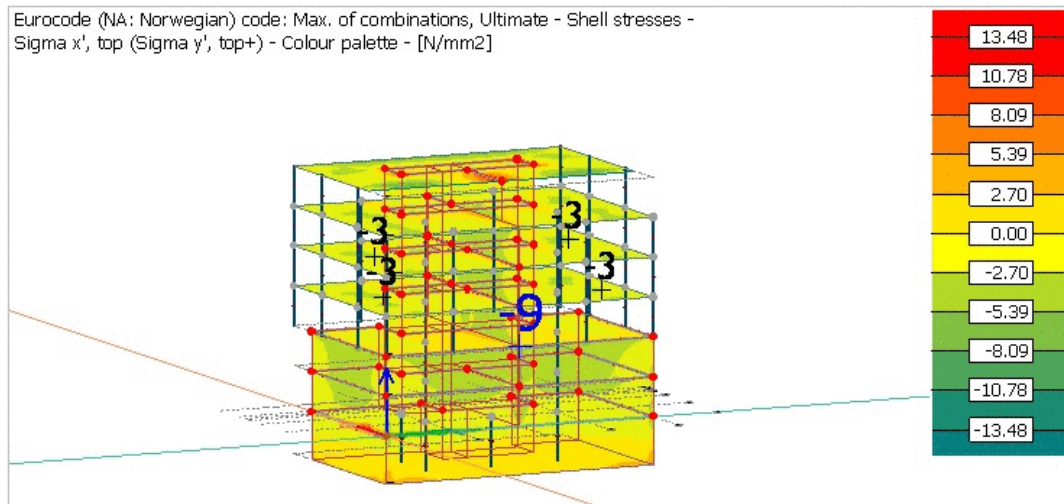
Spenning i dekkene i x-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Shell stresses -  
Sigma x', top (Sigma x', top+) - Colour palette - [N/mm<sup>2</sup>]



Spenning i dekkene i y-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Shell stresses -  
Sigma y', top (Sigma y', top+) - Colour palette - [N/mm<sup>2</sup>]



### 3.3 Egenfrekvenser

Eigenfrequencies

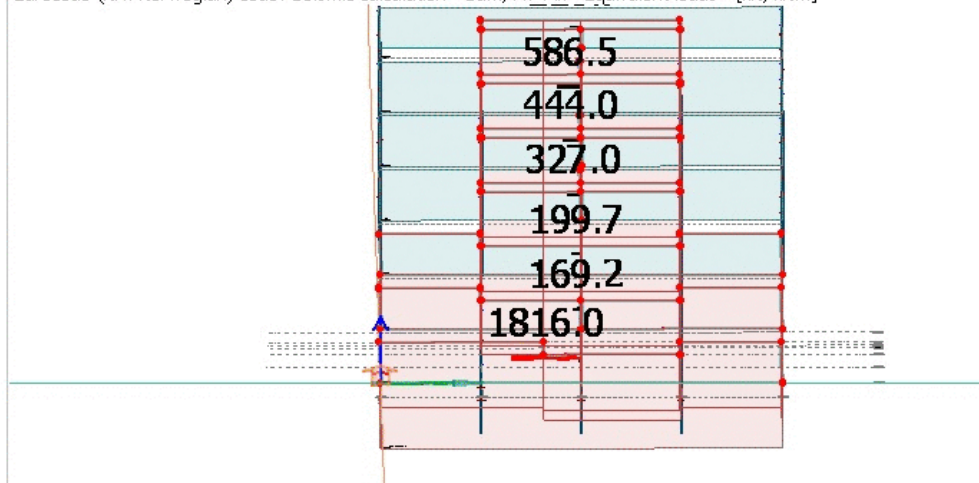
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	5.186	0.193
2	6.814	0.147
3	7.478	0.134
4	12.574	0.080
5	15.705	0.064
6	18.529	0.054
7	20.582	0.049
8	20.896	0.048
9	21.666	0.046
10	23.825	0.042

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
11	24.422	0.041
12	26.330	0.038
13	30.334	0.033
14	31.553	0.032
15	33.103	0.030
16	34.570	0.029
17	35.812	0.028
18	36.113	0.028
19	39.462	0.025
20	41.409	0.024

### 3.4 Jordskjelv analyse

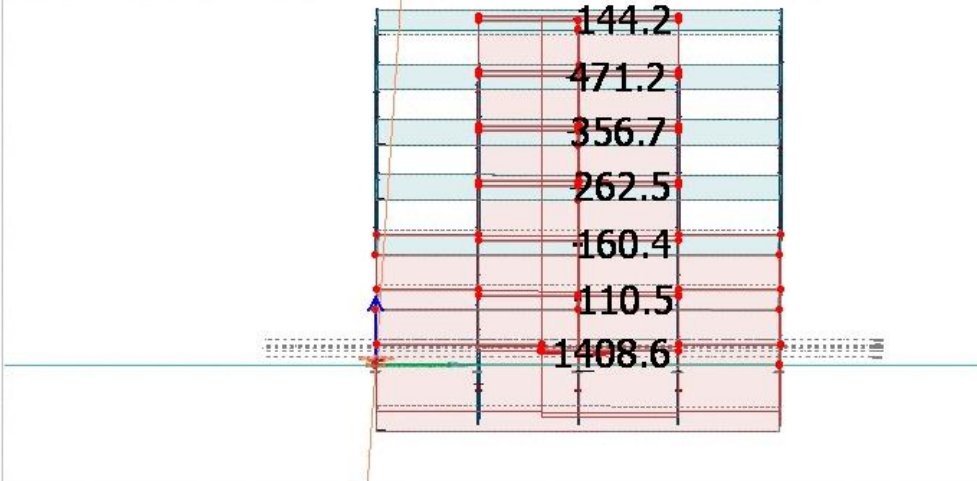
Krefter i x-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fx+Mx - Equivalent loads - [kN, kNm]



Momenter i x-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fx+Mx - Equivalent loads - [kN, kNm]



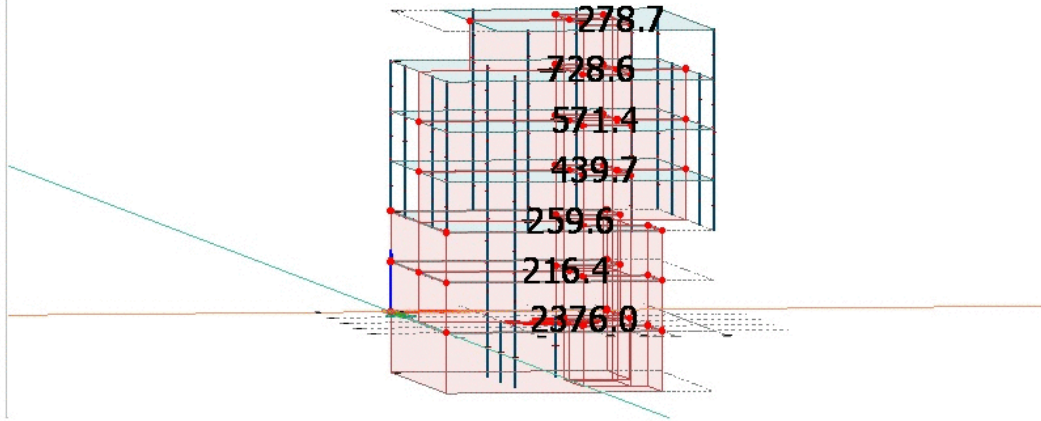
Krefter i y-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy+My - Equivalent loads - [kN, kNm]



Momenter i y-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy+My - Equivalent loads - [kN, kNm]



Designed:

Date: 17.05.2017

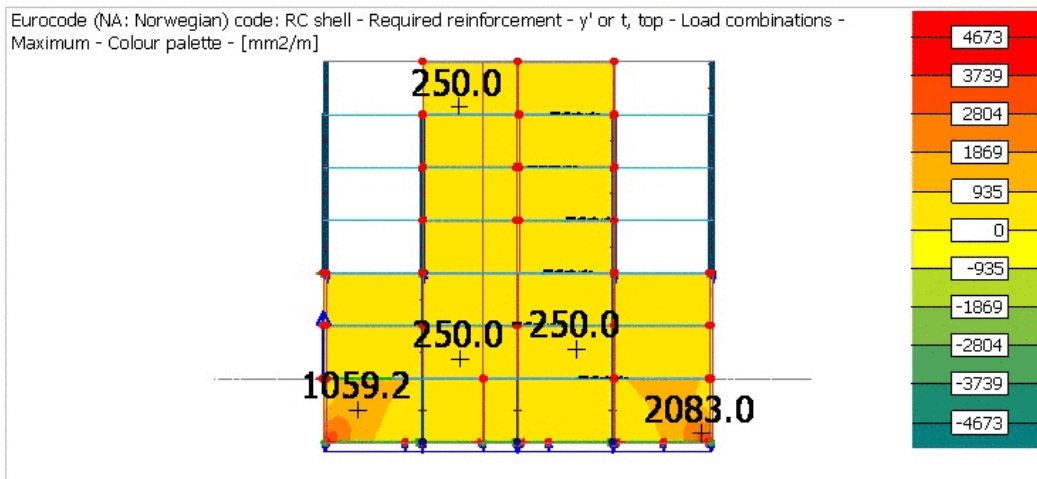
Page: 28 / 46

## 4 Betong dimensjonering

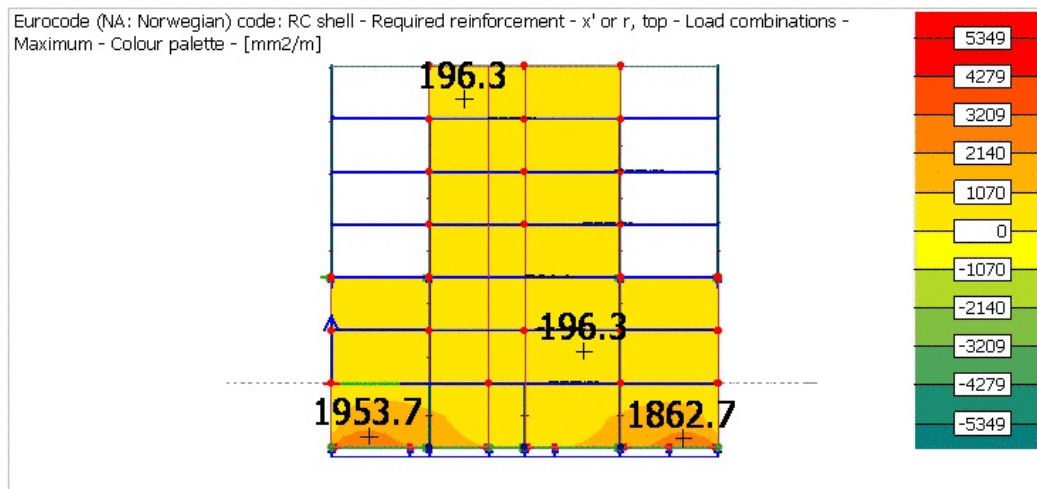
### 4.1 Betongvegger

#### 4.1.1 Nødvendig armering

Nødvendig armering i x-retning



Nødvendig armering i y-retning



#### 4.1.2 Innlagt armering

Reinforcing steel materials

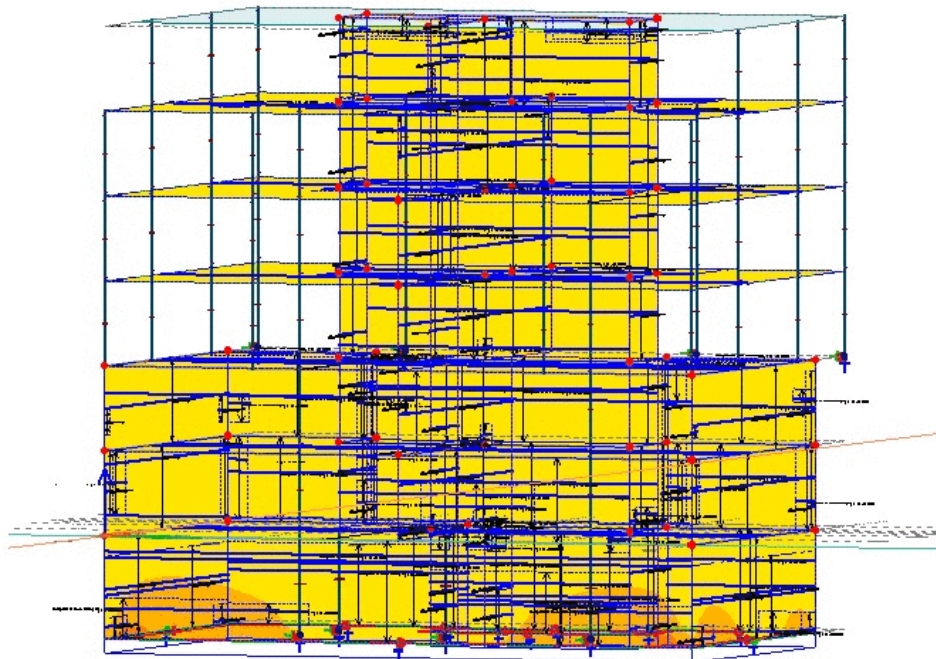
Name	fyk	Es	Epsilon uk	Epsilon ud	k
[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]
B500C	500	200000	0.0750	0.0300	1.15

Designed:

Date: 17.05.2017

Page: 29 / 46





#### 4.1.3 Utnyttelse

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	W-SjaktS2.5.1	d12/300, B500C, ...	0.121	89	89
✓	W-SjaktS2.4.1	d12/300, B500C, ...	0.714	95	95
✓	W-SjaktS2.3.1	d12/300, B500C, ...	0.172	98	98
✓	W-SjaktS2.2.1	d12/300, B500C, ...	0.455	83	83
✓	W-SjaktS2.1.1	d12/300, B500C, ...	0.177	95	95
✓	W-SjaktS1.5.1	d12/300, B500C, ...	0.120	70	70
✓	W-SjaktS1.4.1	d12/300, B500C, ...	0.451	59	59
✓	W-SjaktS1.3.1	d12/300, B500C, ...	0.181	99	99
✓	W-SjaktS1.2.1	d12/300, B500C, ...	0.455	94	94
✓	W-SjaktS1.1.1	d12/300, B500C, ...	0.212	98	98
✓	W-SjaktK.5.1	d12/300, B500C, ...	0.215	87	87
✓	W-SjaktK.4.1	d12/300, B500C, ...	1.349	98	98
✓	W-SjaktK.3.1	d12/300, B500C, ...	0.744	87	87
✓	W-SjaktK.2.1	d12/300, B500C, ...	0.880	98	98
✓	W-SjaktK.1.1	d12/300, B500C, ...	0.619	98	98
✓	W-Sjakt4.5.1	d12/300, B500C, ...	0.140	83	83
✓	W-Sjakt4.4.1	d12/300, B500C, ...	0.532	95	95
✓	W-Sjakt4.3.1	d12/300, B500C, ...	0.187	94	94
✓	W-Sjakt4.2.1	d12/300, B500C, ...	0.546	89	89
✓	W-Sjakt4.1.1	d12/300, B500C, ...	0.187	90	90

Designed:

Date: 18.05.2017

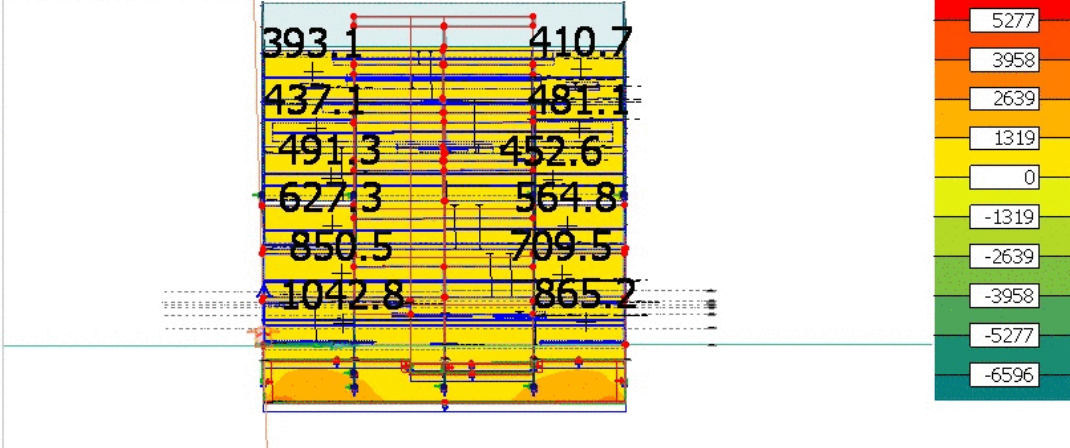
Page: 30 / 46

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	W-Sjakt3.5.1	d12/300, B500C, ...	0.120	61	61
✓	W-Sjakt3.4.1	d12/300, B500C, ...	0.468	74	74
✓	W-Sjakt3.3.1	d12/300, B500C, ...	0.134	85	85
✓	W-Sjakt3.2.1	d12/300, B500C, ...	0.472	98	98
✓	W-Sjakt3.1.1	d12/300, B500C, ...	0.134	98	98
✓	W-Sjakt2.5.1	d12/300, B500C, ...	0.120	69	69
✓	W-Sjakt2.4.1	d12/300, B500C, ...	0.469	75	75
✓	W-Sjakt2.3.1	d12/300, B500C, ...	0.134	96	96
✓	W-Sjakt2.2.1	d12/300, B500C, ...	0.479	84	84
✓	W-Sjakt2.1.1	d12/300, B500C, ...	0.134	94	94
✓	W-Sjakt1.5.1	d12/300, B500C, ...	0.120	71	71
✓	W-Sjakt1.4.1	d12/300, B500C, ...	0.474	85	85
✓	W-Sjakt1.3.1	d12/300, B500C, ...	0.132	93	93
✓	W-Sjakt1.2.1	d12/300, B500C, ...	0.467	96	96
✓	W-Sjakt1.1.1	d12/300, B500C, ...	0.134	98	98
✓	W-S2.6.1	d12/300, B500C, ...	0.549	93	93
✓	W-S2.5.1	d12/300, B500C, ...	0.934	99	99
✓	W-S2.4.1	d12/300, B500C, ...	0.601	94	94
✓	W-S2.3.1	d12/300, B500C, ...	0.274	96	96
✓	W-S2.2.1	d12/300, B500C, ...	0.264	95	95
✓	W-S2.1.1	d12/300, B500C, ...	0.601	99	99
✓	W-S1.6.1	d12/300, B500C, ...	0.508	98	98
✓	W-S1.5.1	d12/300, B500C, ...	0.951	93	93
✓	W-S1.4.1	d12/300, B500C, ...	0.670	98	98
✓	W-S1.3.1	d12/300, B500C, ...	0.289	99	99
✓	W-S1.2.1	d12/300, B500C, ...	0.305	89	89
✓	W-S1.1.1	d12/300, B500C, ...	0.654	98	98
✓	W-K.5.1	d12/200, B500C, ...	2.735	93	93
✓	W-K.4.1	d12/200, B500C, ...	5.203	94	94
✓	W-K.3.1	d12/200, B500C, ...	2.749	96	96
✓	W-K.2.1	d12/200, B500C, ...	1.293	99	99
✓	W-K.1.1	d12/200, B500C, ...	1.900	95	95
✓	W-4.1.1	d12/350, B500C, ...	0.343	99	99
✓	W-3.1.1	d12/350, B500C, ...	0.817	87	87
✓	W-2.1.1	d12/350, B500C, ...	0.605	89	89
✓	W-1.1.1	d12/350, B500C, ...	0.612	61	61

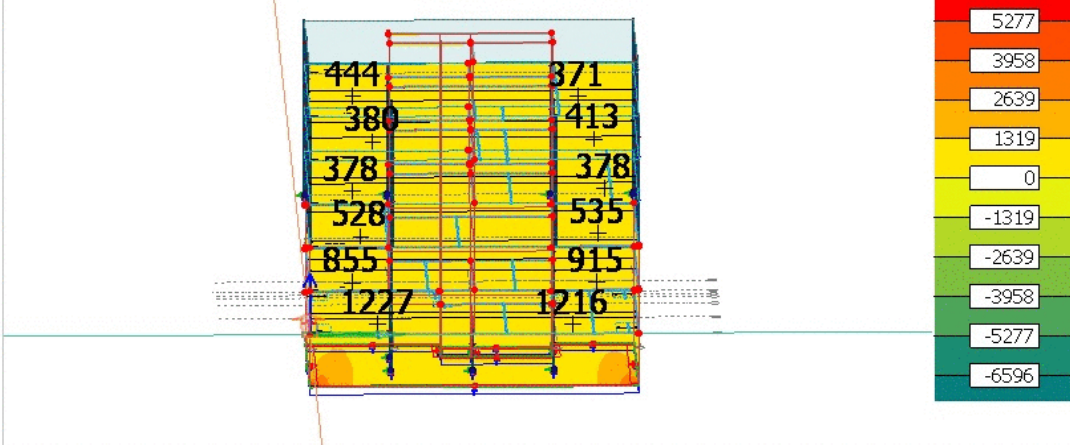
## 4.2 Betongdekke

### 4.2.1 Nødvendig armering

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Required reinforcement - x' or r, bottom - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]



Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Required reinforcement - y' or t, bottom - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]







#### 4.2.4 Utnyttelse

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	P-S2.1.1	d12/200, B500C, ...	21.784	99	99
✓	P-S1.1.1	d12/200, B500C, ...	19.477	95	95
✓	P-4.1.1	d12/200, B500C, ...	18.977	94	94
✓	P-3.1.1	d12/200, B500C, ...	20.619	95	95
✓	P-2.1.1	d12/200, B500C, ...	24.568	94	94
✓	P-1.1.1	d12/200, B500C, ...	14.534	98	98

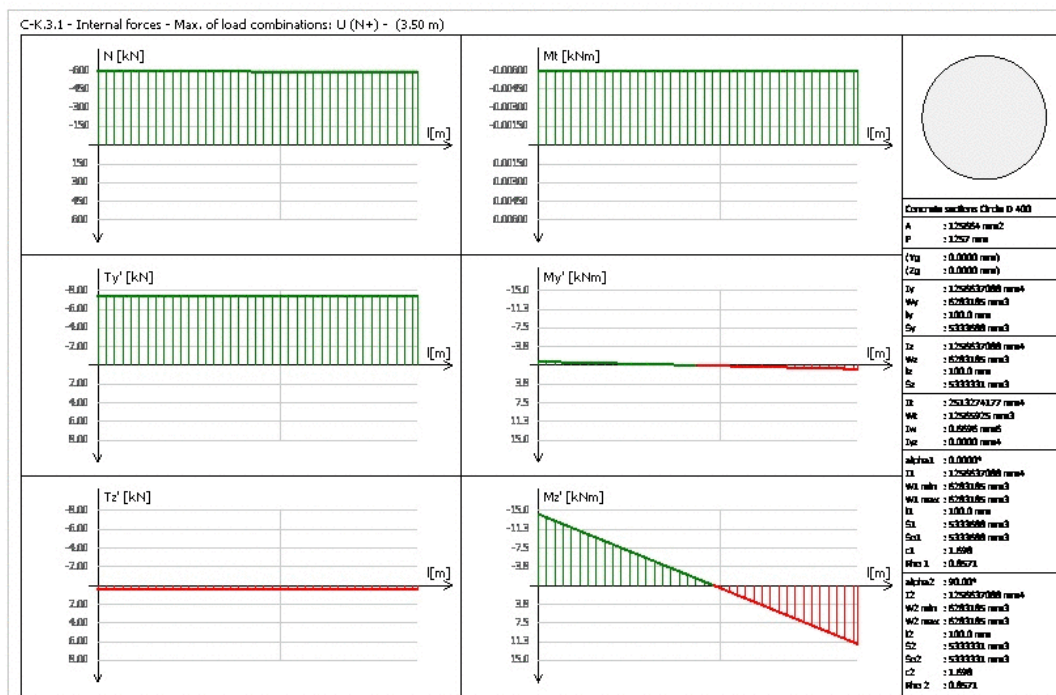
### 4.3 Betongsøyler

#### 4.3.1 Utnyttelse

Bar, Utilization, Load comb.: LC1ULS

Bar	Max. [-]	SEC [%]	ST [%]	C [%]	T [%]	CW [%]
C-K.1.1	47	47	9	4	4	-
C-K.2.1	51	51	15	3	0	-
C-K.3.1	47	47	5	2	0	-
C-K.4.1	50	50	14	2	0	-

#### 4.3.2 Detaljert resultat



## 4.4 Gjennomlokking

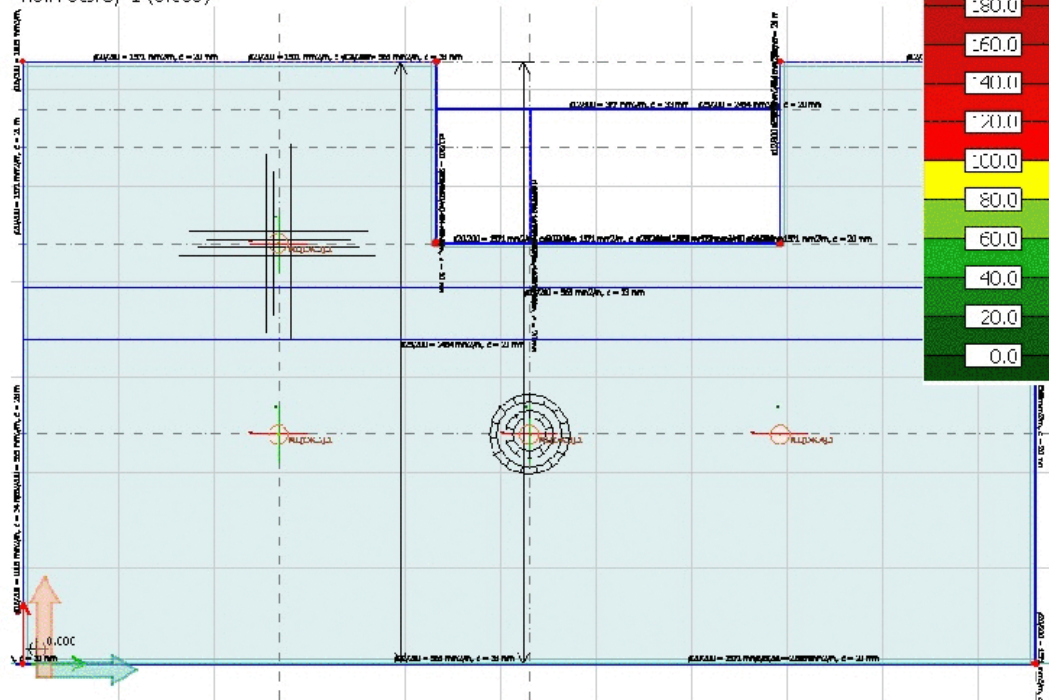
### 4.4.1 Utnyttelse

Betongsøylene i kjelleren

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	PU.(C-K.4).1	B500C,d = 10 ...	-	48	48
✓	PU.(C-K.3).1	B500C,d = 10 ...	0.019	94	94
✓	PU.(C-K.2).1	B500C,d = 10 ...	-	50	50
✓	PU.(C-K.1).1	B500C,d = 16 ...	0.046	91	91

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]

View: Stroy 1 (0.000)



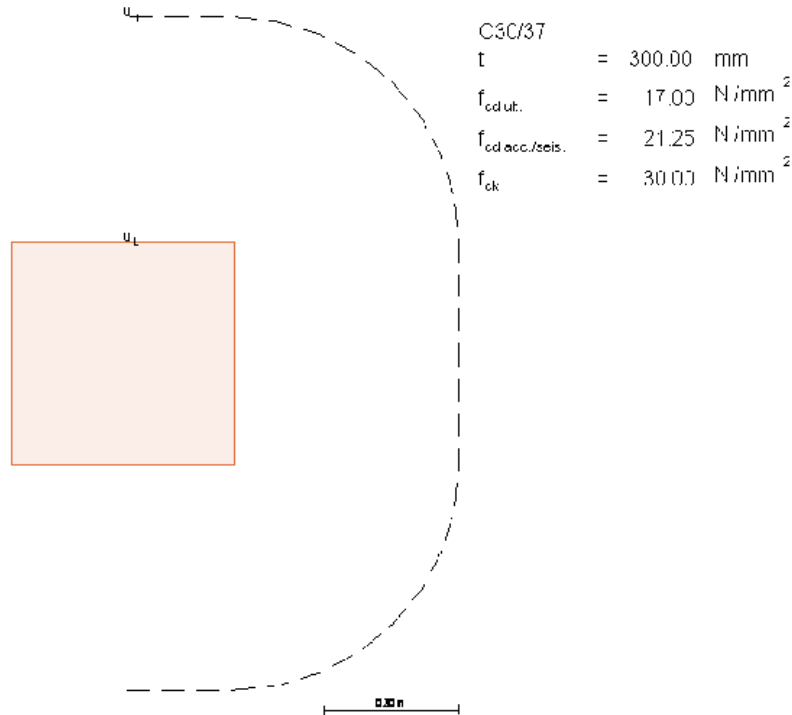
Utnyttelse til stålplatene

Utilization					
	Group	Design parameters	Total weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	PU-2.7	B500C,d = 12 ...	0.026	99	99
✓	PU-2.10	B500C,d = 12 ...	0.026	99	99
✓	PU-1.10	B500C,d = 12 ...	0.026	99	99
✓	PU-2.4	B500C,d = 12 ...	-	99	99
✓	PU-2.1	B500C,d = 12 ...	-	99	99
✓	PU-1.4	B500C,d = 12 ...	0.026	98	98
✓	PU-1.1	B500C,d = 12 ...	0.026	97	97
✓	PU-3.7	B500C,d = 12 ...	-	95	95
✓	PU-3.10	B500C,d = 12 ...	-	95	95
✓	PU-1.7	B500C,d = 12 ...	-	73	73
✓	PU-2.12	B500C,d = 12 ...	-	67	67
✓	PU-2.5	B500C,d = 12 ...	-	67	67
✓	PU-3.4	B500C,d = 12 ...	-	64	64
✓	PU-3.1	B500C,d = 12 ...	-	63	63
✓	PU-1.12	B500C,d = 12 ...	-	63	63
✓	PU-1.5	B500C,d = 12 ...	-	63	63
✓	PU-2.6	B500C,d = 12 ...	-	61	61
✓	PU-2.8	B500C,d = 12 ...	-	60	60
✓	PU-2.9	B500C,d = 12 ...	-	60	60
✓	PU-3.8	B500C,d = 12 ...	-	59	59
✓	PU-3.9	B500C,d = 12 ...	-	59	59
✓	PU-1.8	B500C,d = 12 ...	-	59	59
✓	PU-1.9	B500C,d = 12 ...	-	58	58
✓	PU-2.2	B500C,d = 12 ...	-	58	58
✓	PU-1.11	B500C,d = 12 ...	-	58	58
✓	PU-3.11	B500C,d = 12 ...	-	58	58
✓	PU-2.3	B500C,d = 12 ...	-	58	58
✓	PU-3.6	B500C,d = 12 ...	-	58	58
✓	PU-1.2	B500C,d = 12 ...	-	55	55
✓	PU-1.3	B500C,d = 12 ...	-	54	54
✓	PU-2.11	B500C,d = 12 ...	-	53	53
✓	PU-1.6	B500C,d = 12 ...	-	51	51
✓	PU-3.12	B500C,d = 12 ...	-	49	49
✓	PU-3.5	B500C,d = 12 ...	-	49	49
✓	PU-3.3	B500C,d = 12 ...	-	44	44
✓	PU-3.13	B500C,d = 12 ...	-	32	32
✓	PU-3.14	B500C,d = 12 ...	-	32	32
✓	PU-2.13	B500C,d = 12 ...	-	29	29
✓	PU-2.14	B500C,d = 12 ...	-	29	29
✓	PU-1.14	B500C,d = 12 ...	-	27	27
✓	PU-1.13	B500C,d = 12 ...	-	27	27
✓	PU-S2.1	B500C,d = 12 ...	-	20	20
✓	PU-S2.2	B500C,d = 12 ...	-	20	20
✓	PU-S1.2	B500C,d = 12 ...	-	15	15
✓	PU-S1.1	B500C,d = 12 ...	-	15	15

#### 4.4.2 Detaljerte resultater

##### PU-1.12

##### Maximum of load combinations



##### Concrete compression resistance - Part 1.1: 6.4.3

LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.40 \cdot 182270.70}{1000 \cdot 252} = 1.01 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$v_{Rd,max} = 1.83 \text{ N/mm}^2$  is calculated according to National Annex.

$$v_{Ed} = 1.01 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,max} = 1.83 \text{ N/mm}^2 \quad (6.53) \text{ - OK}$$

##### Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3

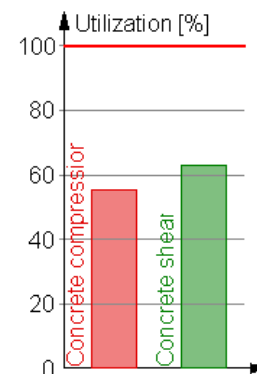
LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1.40 \cdot 182270.70}{2581 \cdot 252} = 0.39 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

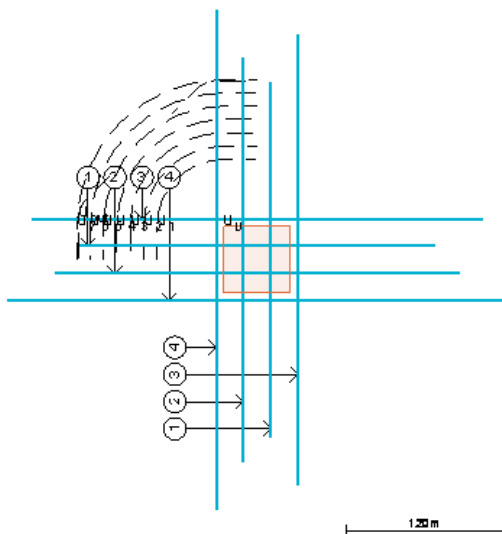
$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \max \{ C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}, v_{min} \} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = \\ &= \max \{ 0.12 \cdot 1.89 (100 \cdot 0.0069 \cdot 30.00)^{1/3}, 0.29 \} + 0.10 \\ &\quad \cdot 0.02 = \\ &= 0.62 \text{ N/mm}^2 \quad (6.47) \end{aligned}$$

$$v_{Ed} = 0.39 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,c} = 0.62 \text{ N/mm}^2 \text{ - OK}$$

##### Summary



## PU-1.4 Maximum of load combinations



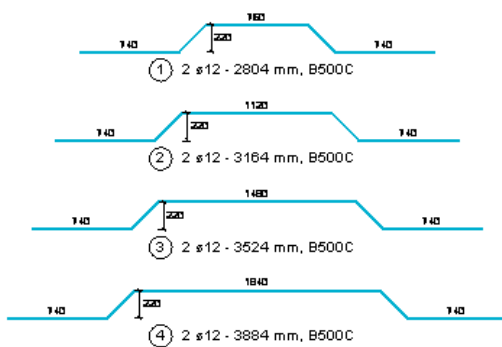
C30/37

$$t = 300.00 \text{ mm}$$

$$f_{cd,ult.} = 17.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd,acc./seis.} = 21.25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$$



### Concrete compression resistance - Part 1.1: 6.4.3

LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.50 \cdot 66176.70}{500 \cdot 252} = 0.79 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$v_{Rd,max} = 0.81 \text{ N/mm}^2$  is calculated according to National Annex.

$$v_{Ed} = 0.79 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,max} = 0.81 \text{ N/mm}^2 \quad (6.53) \text{ - OK}$$

### Shear reinforcement resistance - Part 1.1: 6.4.3

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (6.38)$$

$$v_{Rd,sw} = 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{yws,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin(\alpha)$$

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + v_{Rd,sw}$$

### Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3

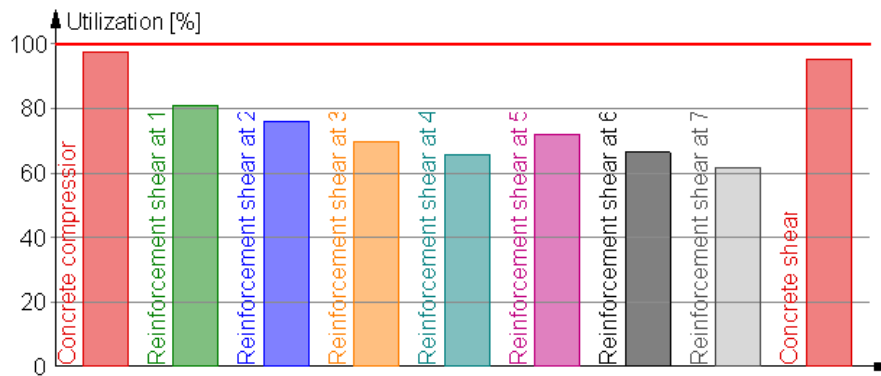
LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{Out} \cdot d} = \frac{1.50 \cdot 66176.70}{1444 \cdot 252} = 0.27 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \max \left( C_{Rd,c} \cdot k \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{1/3}, v_{min} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} = \\ &= \max \left( 0.12 \cdot 1.89 \left( 100 \cdot 0.0000 \cdot 30.00 \right)^{1/3}, 0.29 \right) + 0.10 \cdot -0.07 = \\ &= 0.29 \text{ N/mm}^2 \quad (6.47) \end{aligned}$$

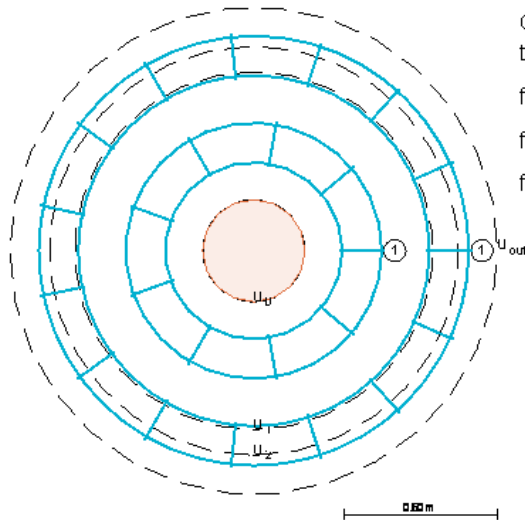
$$v_{Ed} = 0.27 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,c} = 0.29 \text{ N/mm}^2 \text{ - OK}$$

### Summary





**PU.(C-K.3).1**  
**Maximum of load combinations**



C30/37	
t	= 300.00 mm
$f_{cd,ult.}$	= 17.00 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd,acc./seis.}$	= 21.25 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	= 30.00 N/mm <sup>2</sup>



① 24 s10 - 900 mm,  
 B500C

ø6 - 32.73 m, B500C

**Concrete compression resistance - Part 1.1: 6.4.3**

LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d} = \frac{1.15 \cdot 409278.83}{1254 \cdot 250} = 1.50 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$v_{Rd,max} = 3.59 \text{ N/mm}^2$  is calculated according to National Annex.

$$v_{Ed} = 1.50 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,max} = 3.59 \text{ N/mm}^2 \quad (6.53) \text{ - OK}$$

**Shear reinforcement resistance - Part 1.1: 6.4.3**

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \quad (6.38)$$

$$v_{Rd,sw} = 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{yws,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin(\alpha)$$

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + v_{Rd,sw}$$

### Concrete shear resistance - Part 1.1: 6.4.3

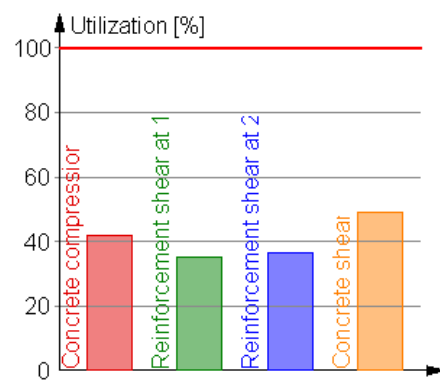
LC: 'LC1ULS'

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} = \frac{1.15 \cdot 409278.83}{5977 \cdot 250} = 0.31 \text{ N/mm}^2 \quad (6.38)$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \max \left( C_{Rd,c} \cdot k \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{1/3}, v_{min} \right) + k_1 \cdot \sigma_{cp} = \\ &= \max \left( 0.12 \cdot 1.89 \left( 100 \cdot 0.0188 \cdot 30.00 \right)^{1/3}, 0.29 \right) + 0.10 \cdot -2.31 = \\ &= 0.64 \text{ N/mm}^2 \quad (6.47) \end{aligned}$$

$$v_{Ed} = 0.31 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rd,c} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \text{ -OK}$$

### Summary



## 5 Stål dimensjonering

### 5.1.1 Stål søyler

### 5.1.2 Knekk lengde

Tverrsnittet er symmetrisk, aksene er like sterke.

Flexural buckling, weak direction

Bar	xs	xe	Beta	Bar	xs	xe	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]
C-S2.1.1	0.000	2.900	1.000	C-2.9.1	0.000	2.900	1.000
C-S2.2.1	0.000	2.900	1.000	C-2.10.1	0.000	2.900	1.000
C-S1.1.1	0.000	2.900	1.000	C-2.11.1	0.000	2.900	1.000
C-S1.2.1	0.000	2.900	1.000	C-2.12.1	0.000	2.900	1.000
C-1.1.1	0.000	2.900	0.700	C-2.13.1	0.000	2.900	1.000
C-1.2.1	0.000	2.900	0.700	C-2.14.1	0.000	2.900	1.000
C-1.3.1	0.000	2.900	0.700	C-3.1.1	0.000	2.900	1.000
C-1.4.1	0.000	2.900	0.700	C-3.2.1	0.000	2.900	1.000
C-1.5.1	0.000	2.900	0.700	C-3.3.1	0.000	2.900	1.000
C-1.6.1	0.000	2.900	0.700	C-3.4.1	0.000	2.900	1.000
C-1.7.1	0.000	2.900	0.700	C-3.5.1	0.000	2.900	1.000
C-1.8.1	0.000	2.900	0.700	C-3.6.1	0.000	2.900	1.000
C-1.9.1	0.000	2.900	0.700	C-3.7.1	0.000	2.900	1.000
C-1.10.1	0.000	2.900	0.700	C-3.8.1	0.000	2.900	1.000
C-1.11.1	0.000	2.900	0.700	C-3.9.1	0.000	2.900	1.000
C-1.12.1	0.000	2.900	0.700	C-3.10.1	0.000	2.900	1.000
C-1.13.1	0.000	2.900	0.700	C-3.11.1	0.000	2.900	1.000
C-1.14.1	0.000	2.900	0.700	C-3.12.1	0.000	2.900	1.000
C-2.1.1	0.000	2.900	1.000	C-3.13.1	0.000	2.900	1.000
C-2.2.1	0.000	2.900	1.000	C-3.14.1	0.000	2.900	1.000
C-2.3.1	0.000	2.900	1.000	C-4.1.1	0.000	2.900	1.000
C-2.4.1	0.000	2.900	1.000	C-4.2.1	0.000	2.900	1.000
C-2.5.1	0.000	2.900	1.000	C-4.3.1	0.000	2.900	1.000
C-2.6.1	0.000	2.900	1.000	C-4.4.1	0.000	2.900	1.000
C-2.7.1	0.000	2.900	1.000	C-4.5.1	0.000	2.900	1.000
C-2.8.1	0.000	2.900	1.000	C-4.6.1	0.000	2.900	1.000

### 5.1.3 Utryttelse

Max. of load combinations, Bar, Utilization

Member	Section	Status	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB	SB	IA
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
C-S2.1.1	VKR ...	Real	55	LC1ULS	48	55	48	0	-	36
C-S2.2.1	VKR ...	Real	55	LC1ULS	48	55	48	0	-	36
C-S1.1.1	VKR ...	Real	47	LC1ULS	41	47	41	0	-	30
C-S1.2.1	VKR ...	Real	46	LC1ULS	41	46	41	0	-	30
C-1.1.1	VKR ...	Real	15	LC1ULS	15	13	12	2	-	15
C-1.2.1	VKR ...	Real	40	LC1ULS	39	38	35	3	-	40
C-1.3.1	VKR ...	Real	33	LC1ULS	31	31	30	1	-	33
C-1.4.1	VKR ...	Real	29	LC1ULS	29	14	13	8	-	23
C-1.5.1	VKR ...	Real	34	LC1ULS	34	26	24	3	-	32
C-1.6.1	VKR ...	Real	34	LC1ULS	34	25	24	4	-	32
C-1.7.1	VKR ...	Real	28	LC1ULS	28	14	13	8	-	24
C-1.8.1	VKR ...	Real	33	LC1ULS	32	31	30	1	-	33
C-1.9.1	VKR ...	Real	40	LC1ULS	39	37	35	3	-	40
C-1.10.1	VKR ...	Real	15	LC1ULS	15	13	12	2	-	15
C-1.11.1	VKR ...	Real	32	LC1ULS	31	29	28	1	-	32
C-1.12.1	VKR ...	Real	37	LC1ULS	35	37	35	0	-	23
C-1.13.1	VKR ...	Real	37	LC1ULS	35	37	35	0	-	24
C-1.14.1	VKR ...	Real	32	LC1ULS	31	29	28	1	-	32
C-2.1.1	VKR ...	Real	10	LC1ULS	8	10	8	0	-	6
C-2.2.1	VKR ...	Real	28	LC1ULS	25	28	25	0	-	17
C-2.3.1	VKR ...	Real	23	LC1ULS	20	23	20	0	-	15
C-2.4.1	VKR ...	Real	11	LC1ULS	10	11	10	0	-	6
C-2.5.1	VKR ...	Real	18	LC1ULS	16	18	16	0	-	13
C-2.6.1	VKR ...	Real	18	LC1ULS	16	18	16	0	-	12
C-2.7.1	VKR ...	Real	11	LC1ULS	10	11	10	0	-	6
C-2.8.1	VKR ...	Real	23	LC1ULS	20	23	20	0	-	14
C-2.9.1	VKR ...	Real	28	LC1ULS	25	28	25	0	-	17
C-2.10.1	VKR ...	Real	10	LC1ULS	8	10	8	0	-	6
C-2.11.1	VKR ...	Real	22	LC1ULS	19	22	19	0	-	13
C-2.12.1	VKR ...	Real	27	LC1ULS	24	27	24	0	-	17
C-2.13.1	VKR ...	Real	27	LC1ULS	24	27	24	0	-	17
C-2.14.1	VKR ...	Real	21	LC1ULS	19	21	19	0	-	13
C-3.1.1	VKR ...	Real	5	LC3ULS	5	5	5	0	-	3
C-3.2.1	VKR ...	Real	17	LC1ULS	15	17	15	0	-	10
C-3.3.1	VKR ...	Real	13	LC1ULS	11	13	11	0	-	8
C-3.4.1	VKR ...	Real	7	LC6ULS	6	7	6	0	-	4
C-3.5.1	VKR ...	Real	9	LC1ULS	8	9	8	0	-	6
C-3.6.1	VKR ...	Real	9	LC1ULS	8	9	8	0	-	6
C-3.7.1	VKR ...	Real	7	LC6ULS	6	7	6	0	-	4
C-3.8.1	VKR ...	Real	13	LC1ULS	11	13	11	0	-	8
C-3.9.1	VKR ...	Real	17	LC1ULS	15	17	15	0	-	10
C-3.10.1	VKR ...	Real	5	LC3ULS	5	5	5	0	-	3
C-3.11.1	VKR ...	Real	12	LC3ULS	11	12	11	0	-	7
C-3.12.1	VKR ...	Real	15	LC1ULS	13	15	13	0	-	9
C-3.13.1	VKR ...	Real	15	LC1ULS	13	15	13	0	-	9
C-3.14.1	VKR ...	Real	12	LC3ULS	11	12	11	0	-	7
C-4.1.1	VKR ...	Real	6	LC6ULS	5	6	5	0	-	2
C-4.2.1	VKR ...	Real	3	LC6ULS	3	3	3	0	-	1
C-4.3.1	VKR ...	Real	4	LC6ULS	3	4	3	0	-	2
C-4.4.1	VKR ...	Real	4	LC6ULS	3	4	3	0	-	2
C-4.5.1	VKR ...	Real	3	LC6ULS	3	3	3	0	-	1
C-4.6.1	VKR ...	Real	6	LC6ULS	5	6	5	0	-	2

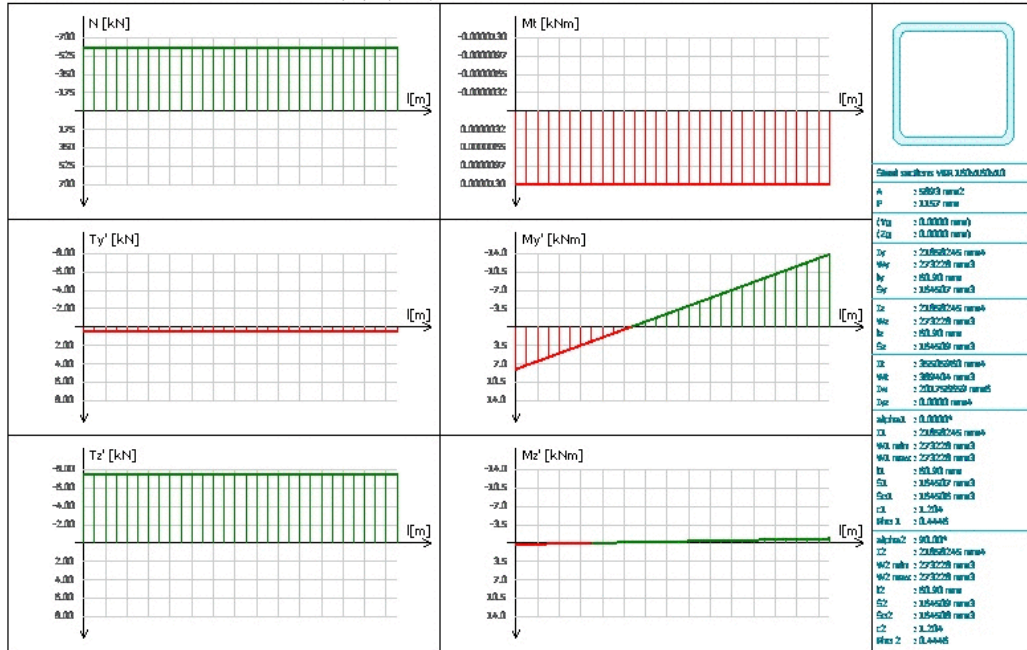
Designed:

Date: 18.05.2017

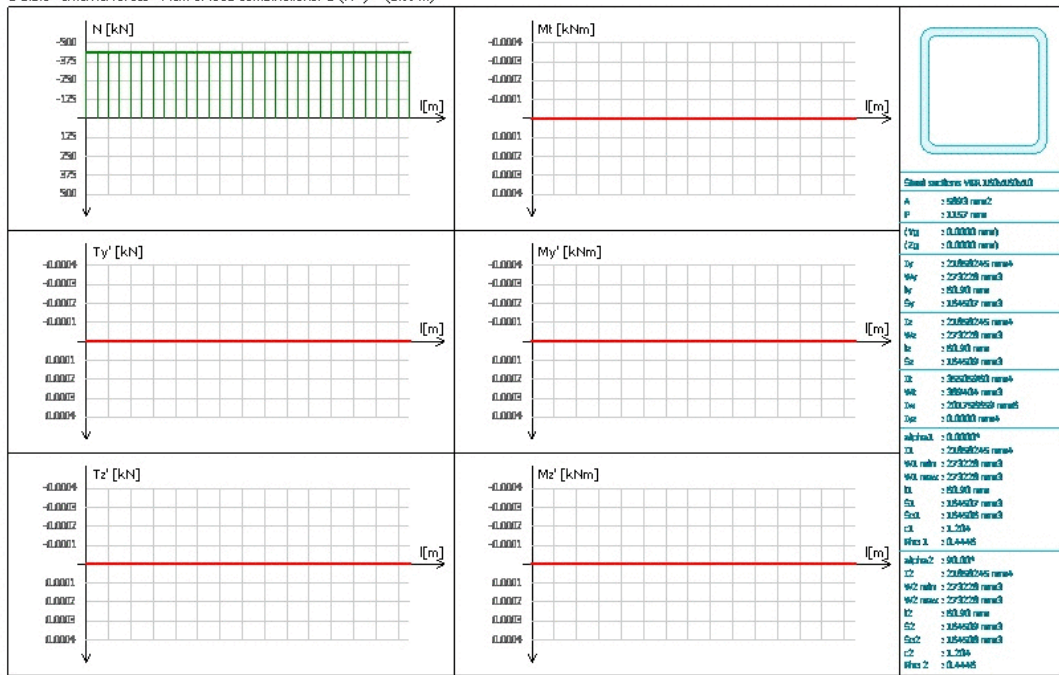
Page: 44 / 46

### 5.1.4 Detaljerte resultater

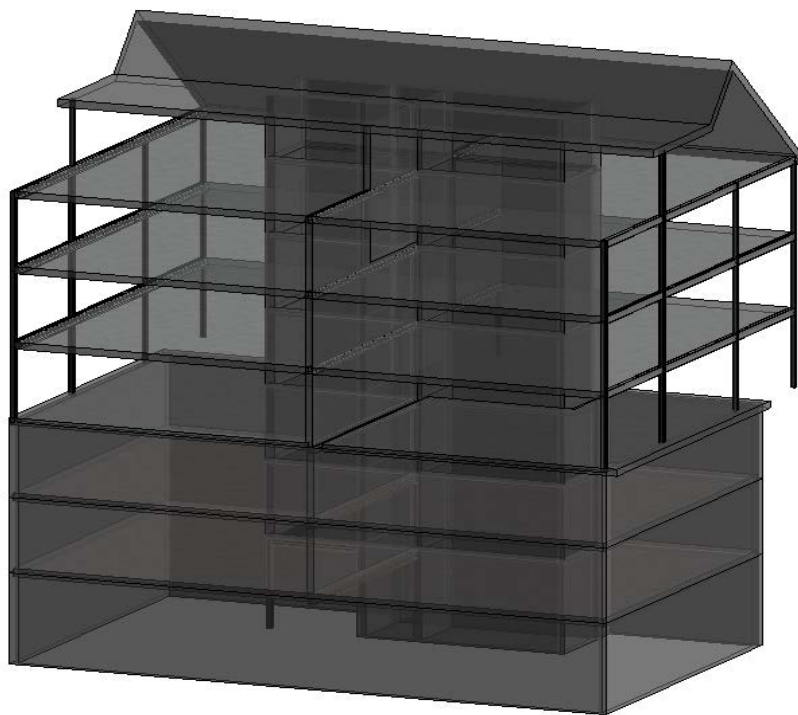
C-1.2.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (2.90 m)

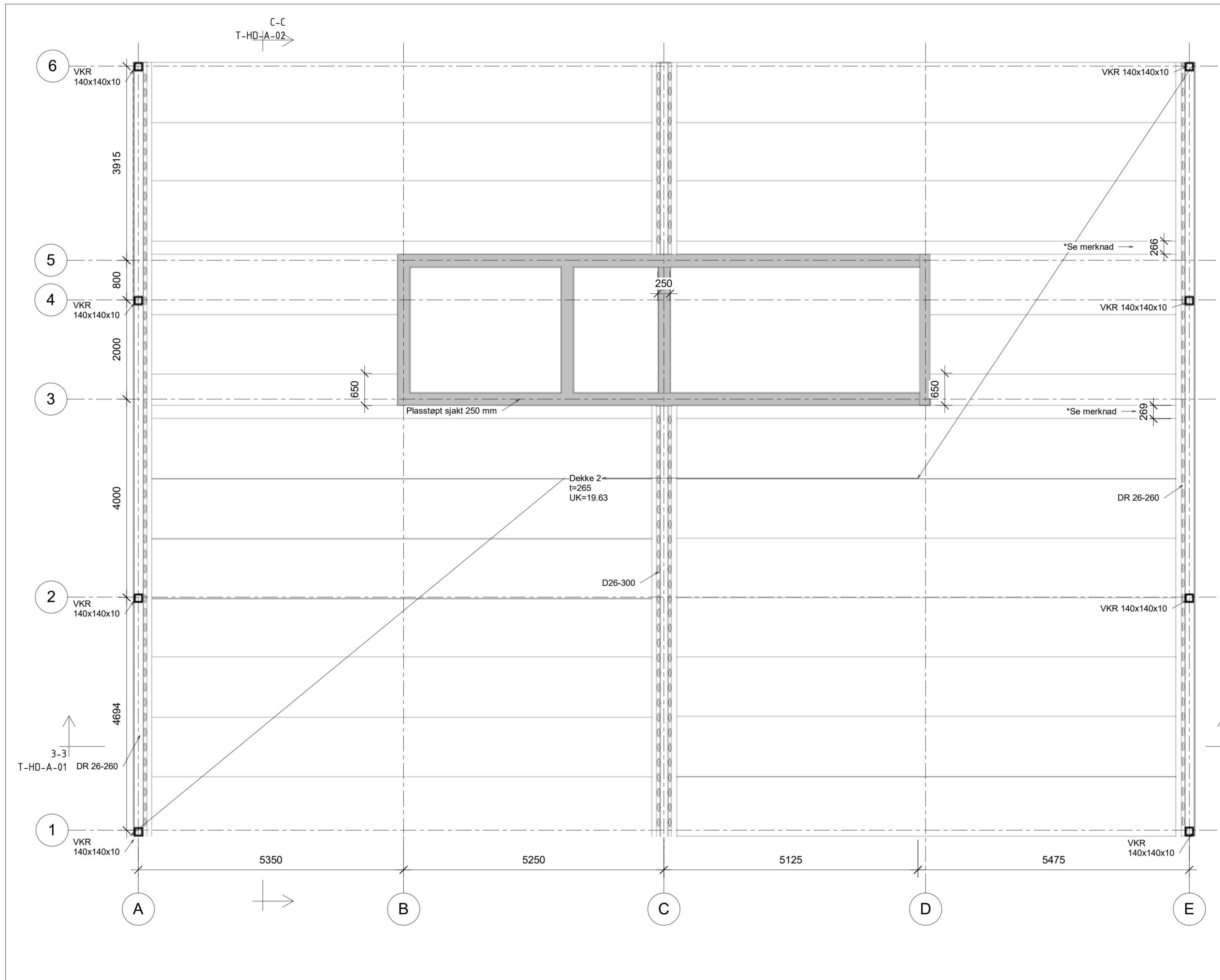



C-2.2.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (2.90 m)

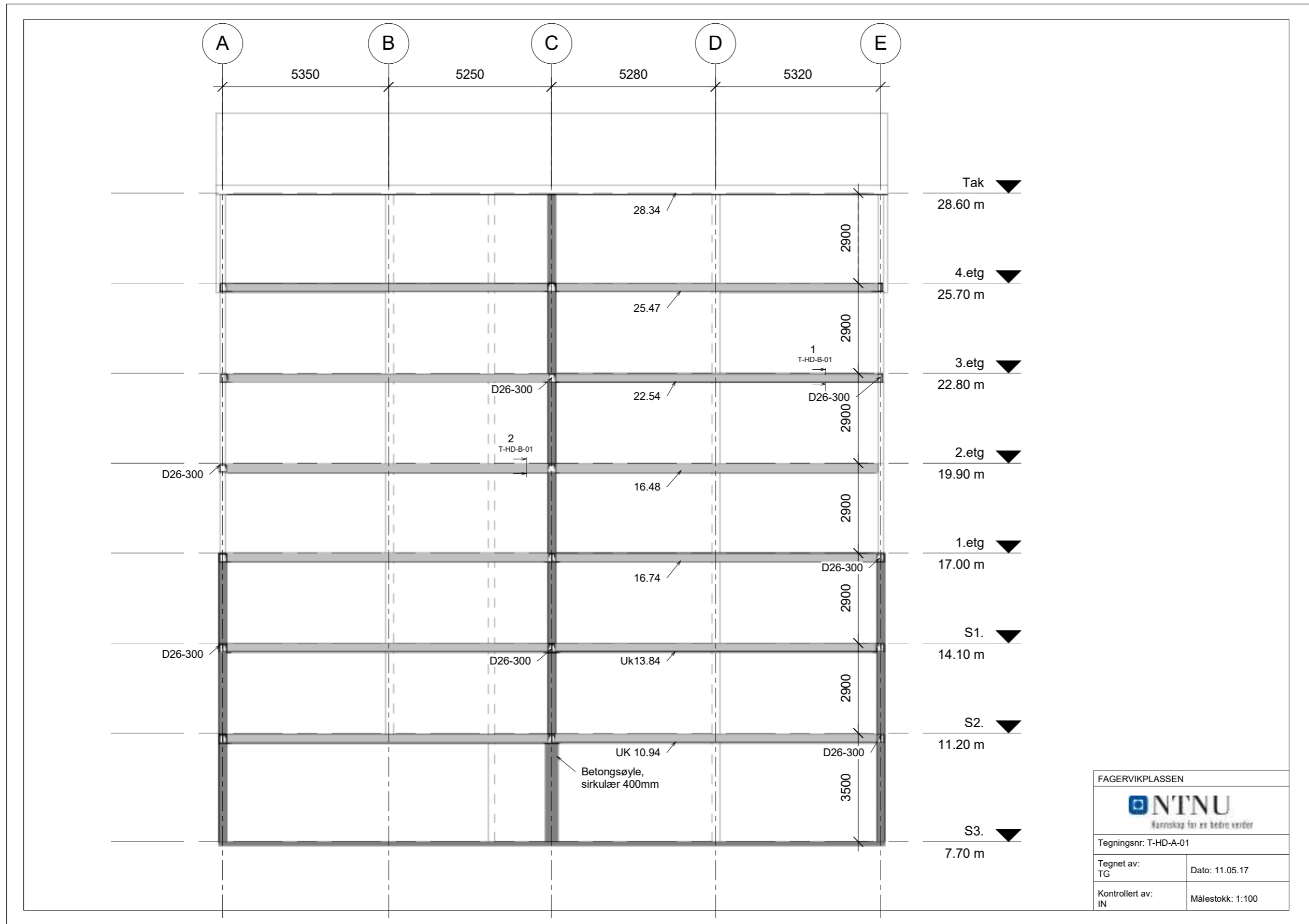


## V4 MODELL MED HULLDEKKER

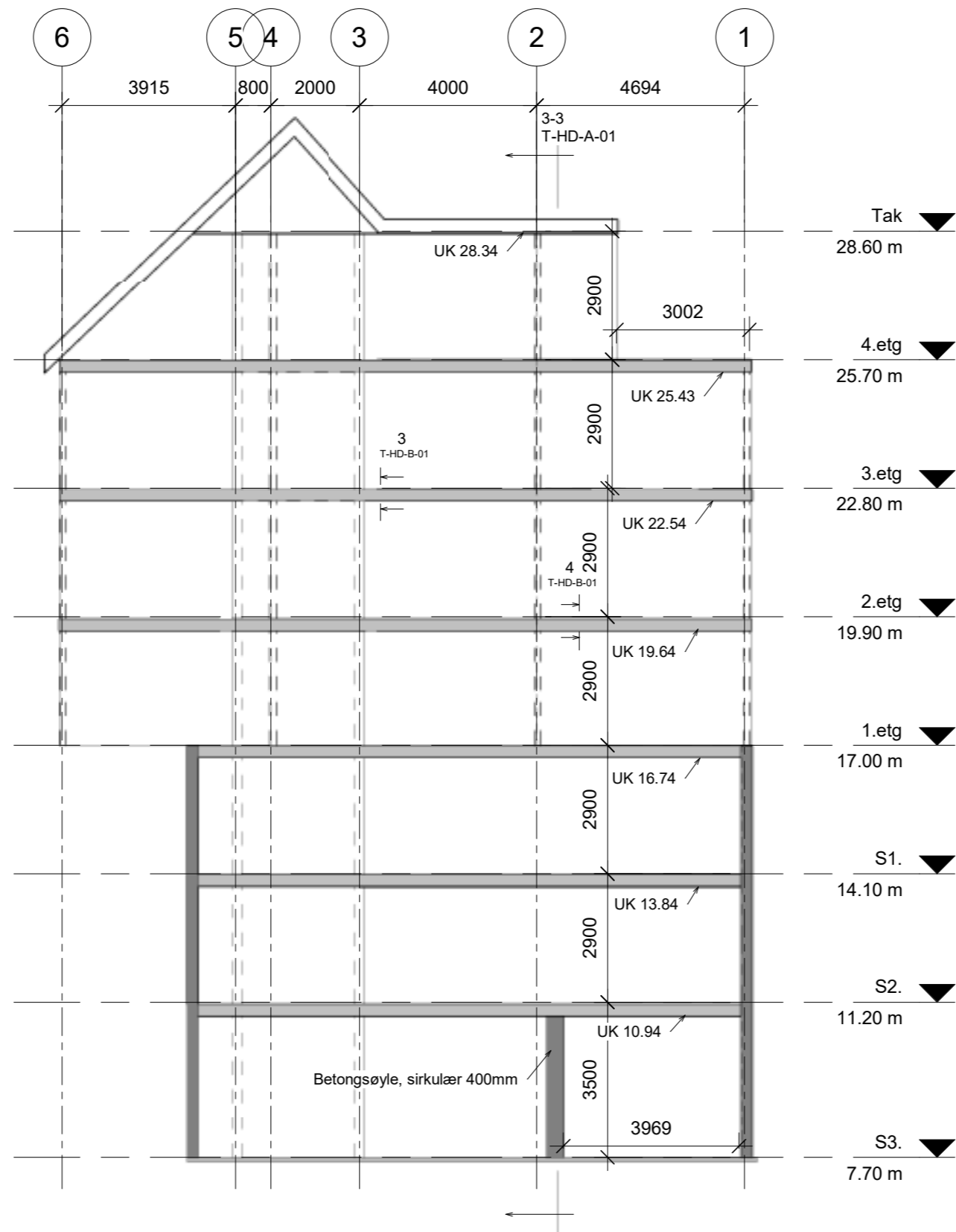




ANVISNINGER	
Tegningen viser dekkeplan med huldekker, søyler og betongvegger	
<b>Betongvegger:</b> - Tykkelse: 250 mm - Fasthetsklasse B35 - Eksponeringsklasse XC1 - Bestandighetsklasse M60 - Kloridklasse Cl 0,10 - Armering: B500NC	
<b>* MERKNAD:</b> - 266/269 mm utstøping mellom HD og sjakt	
<b>HENVISNING:</b> - T-HD-A-01 - T-HD-A-02 - T-HD-B-01	
<b>FAGERVIKPLASSEN</b>	
Tegnet av: TG	Dato: 16.05.17
Kontrollert av: IN	Tegningsnr: T-HD-A-03
 <b>NTNU</b> Kunnskap for en bedre verden	
Målestokk: 1:50	



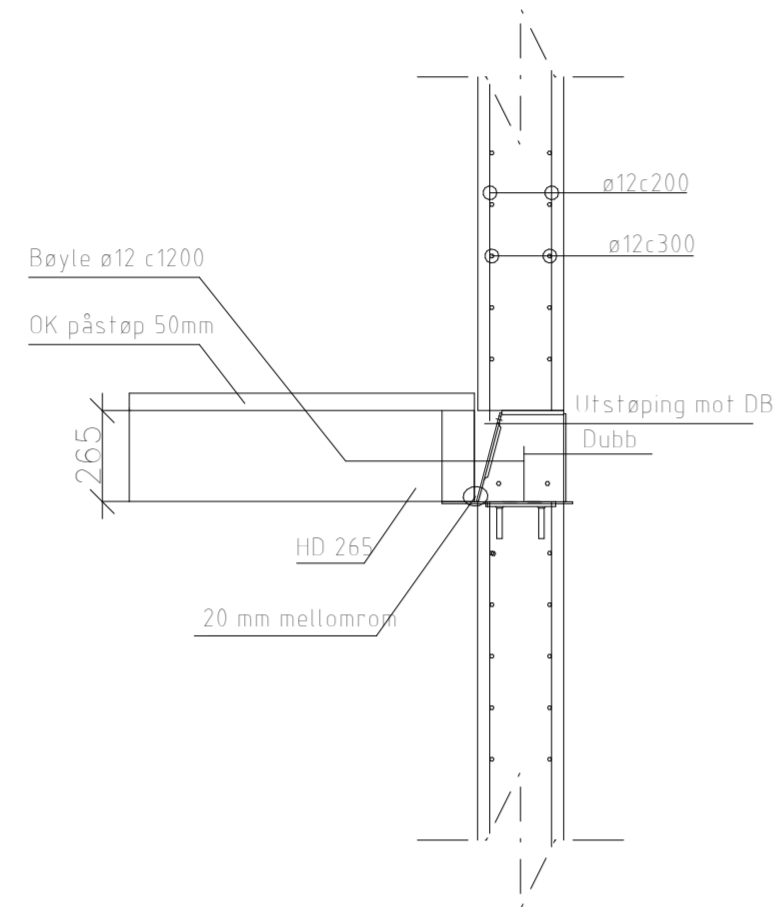




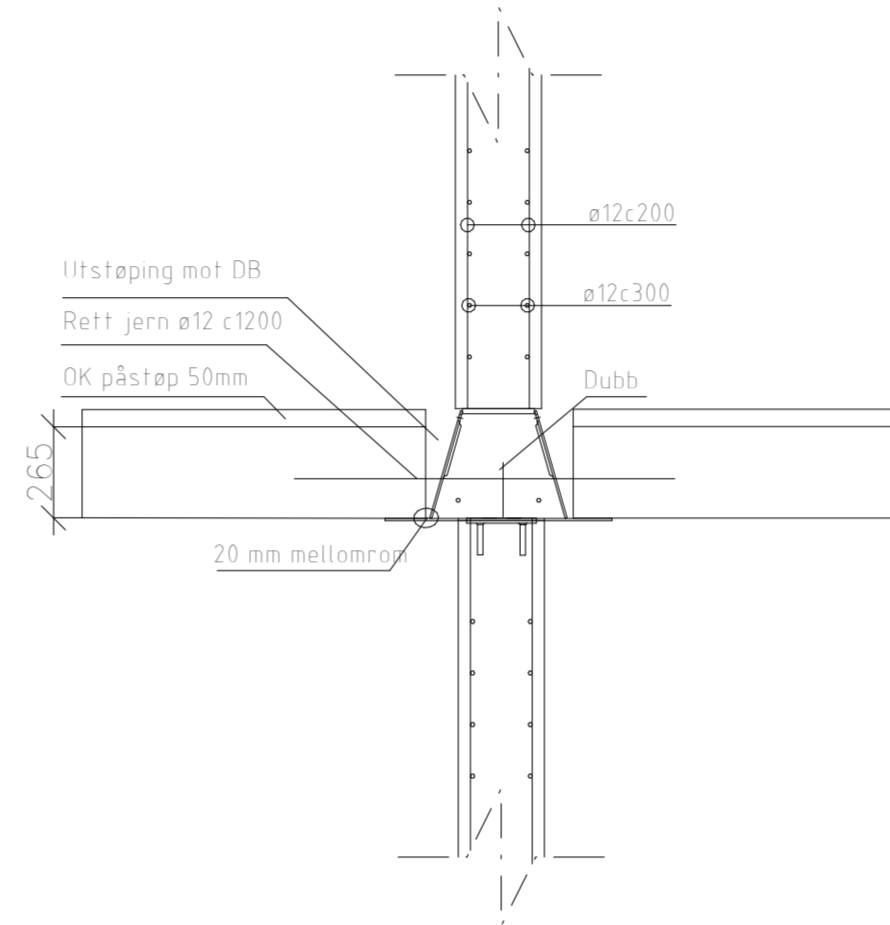
FAGERVIKPLASSEN	
 <small>Høgskolen for en bedre verden</small>	
Tegningsnr: T-HD-A-02	
Tegnet av: TG	Dato: 11.05.17
Kontrollert av: IN	Målestokk: 1:100

C-C

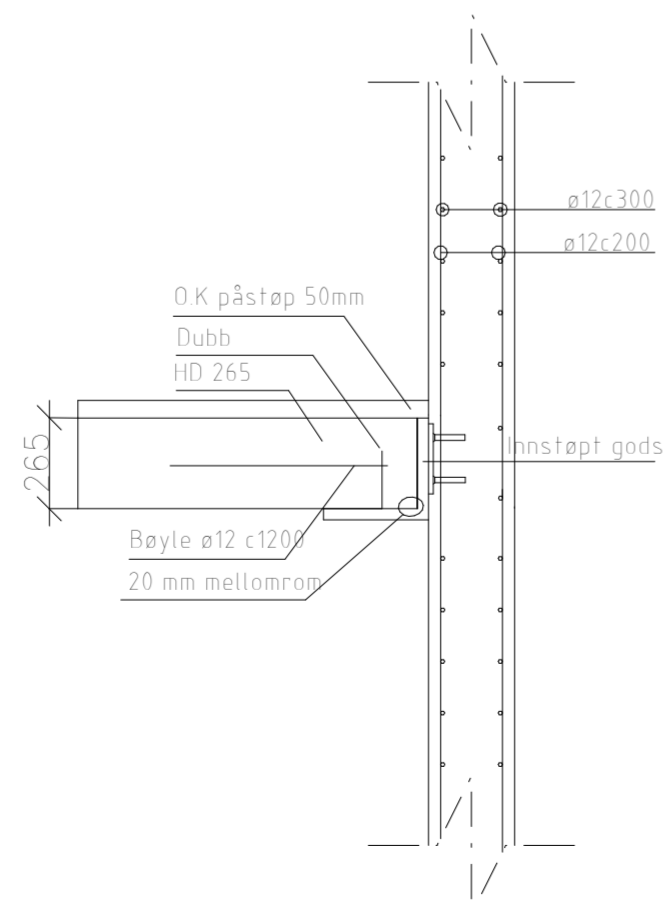
**FIG.1**  
**OVERGANG HD/YTTERVEGG**



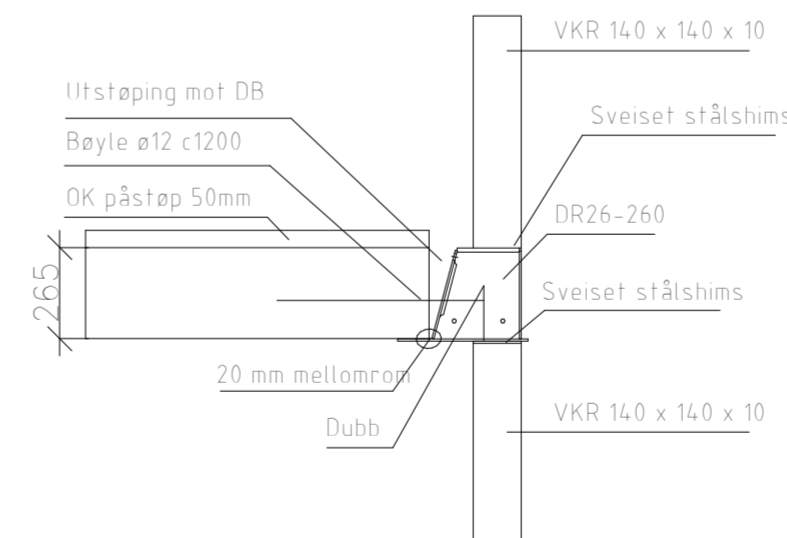
**FIG.2**  
**OVERGANG HD/VEGG**



**FIG.3**  
**OVERGANG HD/SJAKT**



**FIG.4**  
**OVERGANG HD/STÅLSØYLE**



**ANVISNINGER**

- Hulldekke 265
- Armering B500NC
- Flytstøp i fuger/50 mm påstøp: B35

**HENVISNING:**

- T-HD-A-01
- T-HD-A-02
- T-HD-A-03

**FAGERVIKPLASSEN**

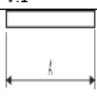

Tegnet av: TG Dato: 16.05.17  
 Kontrollert av: IN Tegningsnr: T-HD-B-01



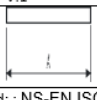

Målestokk: 1:20

## V4.5 BØYELISTER

### Vegger

		V.1	V.2	V.3	V.4	V.5	V.6															
																						
Bøyelisten stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004						Konstruksjonsdel:-vegger/sjakt Etteroppsett:1-2-3 (VESTSIDE)																
Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok														
etasje									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (m)
1								0	0													
V.1	B500NC	12	2830		250	70	vert		2830													
V.1	B500NC	12	8730		250	24	hor		8730													
2																						
V.1	B500NC	12	2830		250	70	vert		2830													
V.1	B500NC	12	8730		250	24	hor		8730													
3																						
V.1	B500NC	12	2830		250	70	vert		2830													
V.1	B500NC	12	8730		250	24	hor		8730													
4																						
V.1	B500NC	12	2550		200	40	vert		2550													
V.1	B500NC	12	3950		200	26	hor		3950													
Sjakt																						
V.1	B500NC	12	2830		300	60	vert		2830													
V.1	B500NC	12	8730		200	30	hor		8730													
Sum denne siden		ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø25	ø28	ø32	ø40											
Total lengde (m)						1859,26																
Total vekt (kg)																						
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside V3		Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden												Dato: 16.05.17						

### Kjeller:

		V.1	V.2	V.3	V.4	V.5	V.6															
																						
Bøyelisten stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004						Konstruksjonsdel:-kjeller hulldekke s1-s2-s3 (VESTSIDE)												Utarbeidet av: KG				
Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang	Antall konstr.deler	Senter avstand	Totalt antall	Form kode	Krok														
etasje									A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K	O	R/V	Dor (mm)
S3								0	0													
V.1	B500NC	12	3450	36	200		vert		3450													
V.1	B500NC	16	12550	102	250		hor		12550													
S2																						
V.1	B500NC	12	2850	126	200		vert		2850													
V.1	B500NC	12	12550	24	250		hor		12550													
S1																						
V.1	B500NC	12	2850	126	250		vert		2850													
V.1	B500NC	12	12550	24	200		hor		12550													
Sum denne siden		ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø25	ø28	ø32	ø40											
Total lengde (m)						1444,8		1280,1														
Total vekt (kg)																						
<b>BØYELISTE</b>		Bøyelisteside V3		Prosjekt: Fagervikplassen  Kunnskap for en bedre verden												Dato: 16.05.17						

## V4.6 RAPPORT FRA PEIKKO



Peikko Designer: Deltabeam 1.1.0.121

Page: 1/15

Project: Skoleprosjekt Nordvik  
 Project number:  
 Designer:

Report version:  
 Deltabeam revision:

Site address:

Peikko office:  
 Checked by:

Contractor:

Approved by:

### Contents

Applied standards  
 Applied materials  
 Applied partial safety factors and combinations  
 1. Beam DB101  
 1.1 Static scheme  
 1.2 Load scheme  
 1.3 Data  
 1.4 Verification

### Applied standards

- EN 1990 + NO EN NA - EN 1991-1-6 + NO EN NA  
 - EN 1991-1-1 + NO EN NA  
 - EN 1994-1-1 + NO EN NA - RC2, K<sub>fl</sub> = 1.0  
 - EN 1994-1-2 + NO EN NA

### Applied materials

Material	Grade	Yield strength (MPa)	Young's modulus (MPa)	Density (kN/m <sup>3</sup> )
Steel	S355	355	210000	78
Concrete	C25/30	25	31476	25
Reinforcing steel	B500B	500	210000	78

### Applied partial safety factors and combinations

#### Persistent and transient design situation (erection and normal use of the building)

Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1,5$  ,  $\gamma_s = 1,15$  ,  $\gamma_M = 1,05$

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,2$  ,  $\gamma_{G,inf} = 0,9$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$   
 Combination expression 6.10 :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0i} Q_{k,i}$

#### ULS - STR - internal failure of the structure

Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,35$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$   
 Combination expression 6.10a + 6.10.b :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,i}$   
 $\sum \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,i}$

#### SLS

Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$   
 Combination expression 6.14b for deflections during an erection stage :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} Q_{k,i}$   
 Combination expression 6.16b for total deflections :  $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2i} Q_{k,i}$   
 Modified combination expression 6.14b for deflections due to variable loads only :  $Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} Q_{k,i}$

#### Accidental situation - fire

Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1$  ,  $\gamma_s = 1$  ,  $\gamma_M = 1$

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

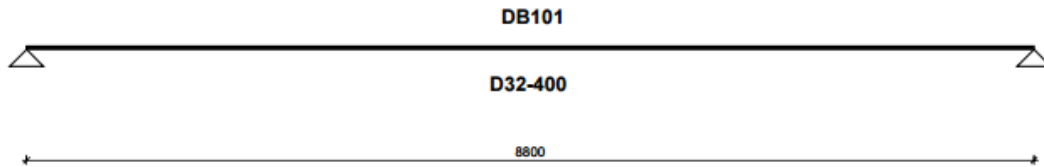
#### ULS - STR - internal failure of the structure

Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$   
 General combinative form :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1}(\psi_1 \text{ for wind, otherwise } \psi_2) + \sum \psi_{2i} Q_{k,i}$

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:34
----------------------------	---	------------	------------------------------

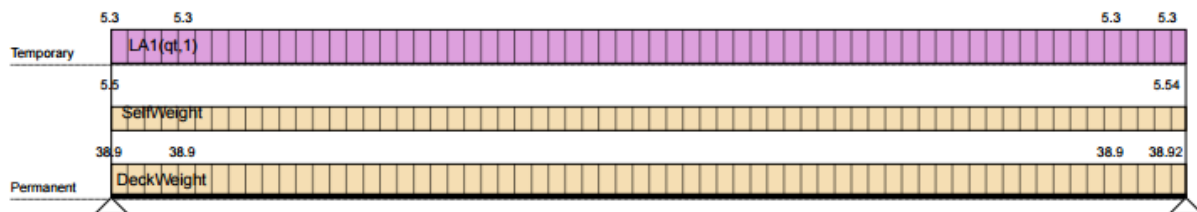
# 1. Beam DB101 (R60, EXC2)

## 1.1 Static scheme



## 1.2 Loads

### 1.2.1 Load for stage 1 - steel member



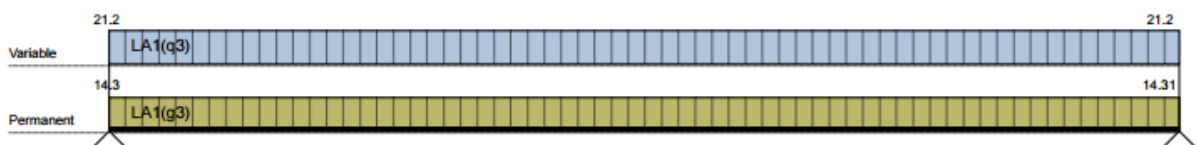
Loads transferred from the slab

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
DeckWeight		Permanent	All	0.00	0.60	38.93	38.93
DeckWeight		Permanent	All	0.60	8.20	38.93	38.93
DeckWeight		Permanent	All	8.20	8.80	38.93	38.93
LA1(qt,1)		Temporary	LC1	0.00	0.60	5.30	5.30
LA1(qt,1)		Temporary	LC1	0.60	8.20	5.30	5.30
LA1(qt,1)		Temporary	LC1	8.20	8.80	5.30	5.30

Line loads acting directly on the beam

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
SelfWeight		Permanent	All	0.00	8.80	5.54	5.54

### 1.2.3 Load for stage 3 - composite member 2



Project:  
 Project number:  
 Designer:

 Report version:  
 Deltabeam revision:

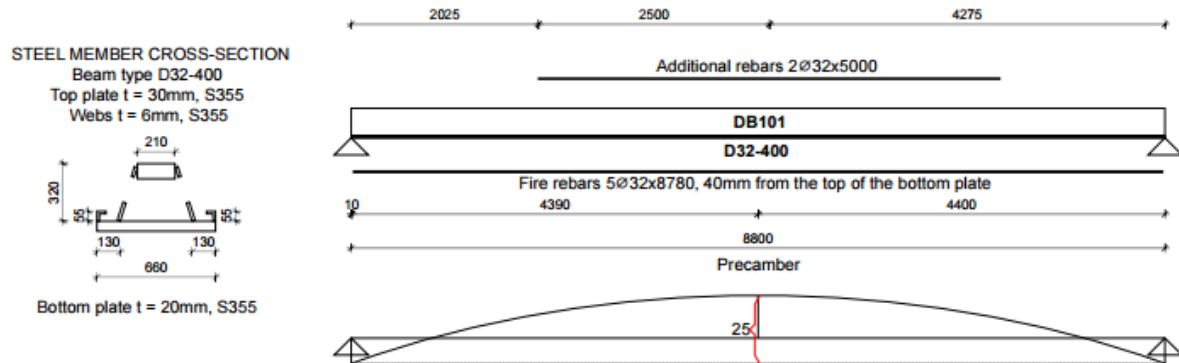
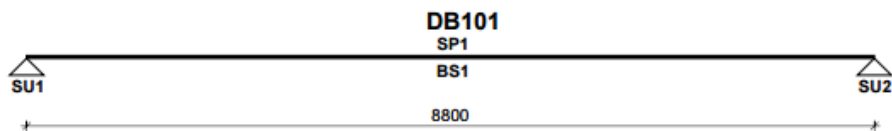
**Loads transferred from the slab**

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
LA1(q3)		Permanent	LC1	0.00	8.80	14.31	14.31
LA1(q3)		Variable	LC1	0.00	8.80	21.20	21.20

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:34
----------------------------	---	------------	------------------------------

 Project:  
 Project number:  
 Designer:

 Report version:  
 Deltabeam revision:

**1.3 Data**

**1.4 Verification**


Limit state	Stage	Description	Support forces	
			Support SU1	Support SU2
ULS - EQU	All stages	Min./Max. (kN) (+) compression (-) tension Note:	232.7 / 450.3	232.7 / 450.3

Limit state	Stage	Internal force / resistance	Beam span BS1						Status
			Left side		In span		Right side		
ULS - STR	Stage 1 - steel member	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	0.0 / 682.2	377.5 / 450.9	0.0 / 682.2	n/a	n/a	n/a	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	299.1 / 352.7	297.6 / 352.7	299.1 / 352.7	n/a	n/a	n/a	
	Stage 3 - composite member 2	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	0.0 / 951.4	991.4 / 1184.9	0.0 / 951.4	n/a	n/a	n/a	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	450.6 / 675.9	448.3 / 675.9	450.6 / 675.9	n/a	n/a	n/a	
ULS - Fire ( R60 )	Stage 3 - composite member 2	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	0.0 / 905.0	630.5 / 993.9	0.0 / 905.0	n/a	n/a	n/a	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	286.6 / 561.4	285.1 / 561.4	286.6 / 561.4	n/a	n/a	n/a	
ULS - Accidental	Stage 3 - composite member 2	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	

(-)  $M_{Ed}$  / (-)  $M_{Rd}$  tension on top  
(+)  $M_{Ed}$  / (+)  $M_{Rd}$  tension on bottom  
(In ULS - Accidental limit stage verification EN 1991-1-7 Annex A is not considered)  
(In span values with MAX utilization of capacity shown)

SLS - Deflection  $W_1$ - $W_c$  in erection stage due to permanent load (precamber taken into account)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	8 800.0	-7.8	29.3	OK	DB101	BS1	8 800.0	-7.8	29.3	OK

SLS - Deflections  $W_2$  due to variable load in final composite stage (precamber not taken into account, applied EN 1990 eq. 6.14b)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	8 800.0	-9.5	25.1	OK	DB101	BS1	8 800.0	-9.5	25.1	OK

SLS - Total deflections  $W_{max}$  due to quasi-permanent combination in final composite stage (precamber taken into account, applied EN 1990 eq. 6.16b)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	8 800.0	-19.3	35.2	OK	DB101	BS1	8 800.0	-19.3	35.2	OK

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie Danielsen, stefanie.danielsen@peikko.com	Date: 28.04.2017 14:07:34
----------------------------	--	------------------------------

Project:  
 Project number:  
 Designer:

Skoleprosjekt Nordvik

 Report version:  
 Deltabeam revision:

Site address:

 Peikko office:  
 Checked by:

Contractor:

Approved by:

## Contents

 Applied standards  
 Applied materials  
 Applied partial safety factors and combinations  
 1. Beam DB102  
 1.1 Static scheme  
 1.2 Load scheme  
 1.3 Data  
 1.4 Verification

## Applied standards

- EN 1990 + NO EN NA	- EN 1991-1-6 + NO EN NA
- EN 1991-1-1 + NO EN NA	
- EN 1994-1-1 + NO EN NA	- RC2, Kfi = 1.0
- EN 1994-1-2 + NO EN NA	

## Applied materials

Material	Grade	Yield strength (MPa)	Young's modulus (MPa)	Density (kN/m <sup>3</sup> )
Steel	S355	355	210000	78
Concrete	C25/30	25	31476	25
Reinforcing steel	B500B	500	210000	78

## Applied partial safety factors and combinations

### Persistent and transient design situation (erection and normal use of the building)

 Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1,5$  ,  $\gamma_s = 1,15$  ,  $\gamma_M = 1,05$ 

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,2$  ,  $\gamma_{G,inf} = 0,9$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$ 

 Combination expression 6.10 :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_0 Q_{k,i}$ 

#### ULS - STR - internal failure of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,35$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$ 

 Combination expression 6.10a + 6.10.b :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} \psi_0 Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_0 Q_{k,i}$ 
 $\sum \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_0 Q_{k,i}$ 

#### SLS

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$ 

 Combination expression 6.14b for deflections during an erection stage :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_0 Q_{k,i}$ 

 Combination expression 6.16b for total deflections :  $\sum G_{k,j} + \sum \psi_2 Q_{k,i}$ 

 Modified combination expression 6.14b for deflections due to variable loads only :  $Q_{k,1} + \sum \psi_0 Q_{k,i}$ 

### Accidental situation - fire

 Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1$  ,  $\gamma_s = 1$  ,  $\gamma_M = 1$ 

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

#### ULS - STR - internal failure of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$ 

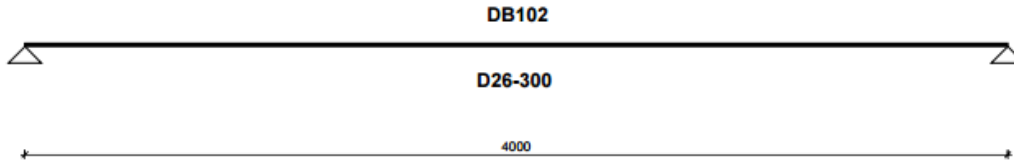
 General combinative form :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1}(\psi_1 \text{ for wind, otherwise } \psi_2) + \sum \psi_2 Q_{k,i}$ 

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:34
----------------------------	---	------------	------------------------------



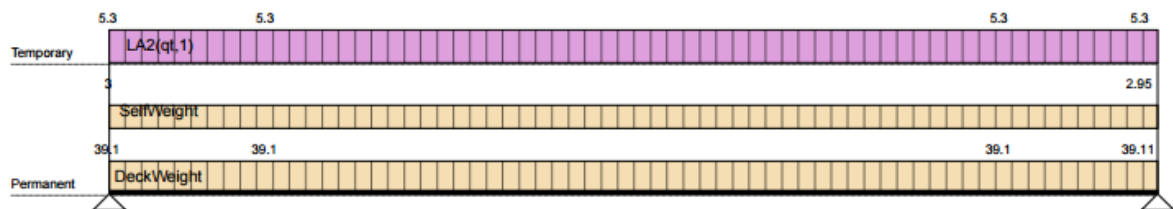
# 1. Beam DB102 (R60, EXC2)

## 1.1 Static scheme



## 1.2 Loads

### 1.2.1 Load for stage 1 - steel member



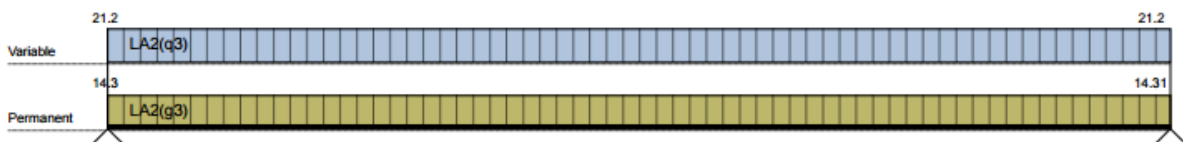
Loads transferred from the slab

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
DeckWeight		Permanent	All	0.00	0.60	39.11	39.11
DeckWeight		Permanent	All	0.60	3.40	39.11	39.11
DeckWeight		Permanent	All	3.40	4.00	39.11	39.11
LA2(qt,1)		Temporary	LC1	0.00	0.60	5.30	5.30
LA2(qt,1)		Temporary	LC1	0.60	3.40	5.30	5.30
LA2(qt,1)		Temporary	LC1	3.40	4.00	5.30	5.30

Line loads acting directly on the beam

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
SelfWeight		Permanent	All	0.00	4.00	2.95	2.95

### 1.2.3 Load for stage 3 - composite member 2



Project:  
 Project number:  
 Designer:

Skoleprosjekt Nordvik

 Report version:  
 Deltabeam revision:

**Loads transferred from the slab**

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
LA2(q3)		Permanent	LC1	0.00	4.00	14.31	14.31
LA2(q3)		Variable	LC1	0.00	4.00	21.20	21.20

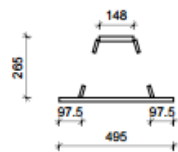
Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:34
----------------------------	---	------------	------------------------------

 Project:  
 Project number:  
 Designer:

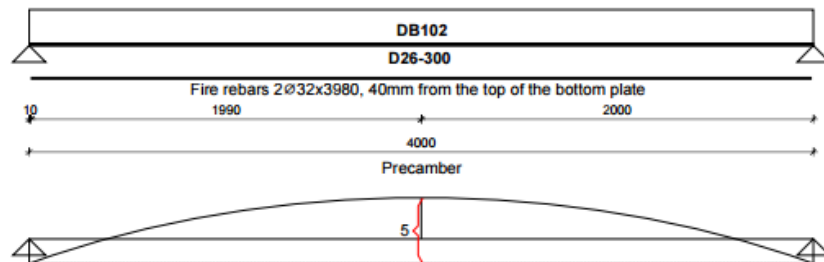
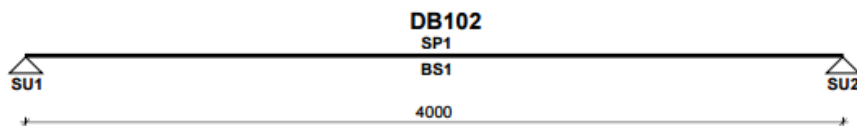
Skoleprosjekt Nordvik

 Report version:  
 Deltabeam revision:

**1.3 Data**
**STEEL MEMBER CROSS-SECTION**

 Beam type D26-300  
 Top plate t = 10mm, S355  
 Webs t = 6mm, S355


Bottom plate t = 8mm, S355


**1.4 Verification**


Limit state	Stage	Description	Support forces	
			Support SU1	Support SU2
ULS - EQU	All stages	Min./Max. (kN) (+) compression (-) tension Note:	101.5 / 198.9	101.5 / 198.9

Limit state	Stage	Internal force / resistance	Beam span BS1						Status
			Left side		In span	Right side		Left side	
ULS - STR	Stage 1 - steel member	MEd/MRd (kNm)	0.0 / 171.4	129.0 / 171.4	0.0 / 171.4	n/a	n/a	n/a	OK
		VEd/VRd (kN)	129.5 / 148.5	128.0 / 148.5	129.5 / 148.5	n/a	n/a	n/a	
ULS - Fire ( R60 )	Stage 3 - composite member 2	MEd/MRd (kNm)	0.0 / 294.7	198.4 / 294.7	0.0 / 294.7	n/a	n/a	n/a	OK
		VEd/VRd (kN)	199.1 / 418.8	196.8 / 418.8	199.1 / 418.8	n/a	n/a	n/a	
ULS - Accidental	Stage 3 - composite member 2	MEd/MRd (kNm)	0.0 / 250.4	125.0 / 250.4	0.0 / 250.4	n/a	n/a	n/a	OK
		VEd/VRd (kN)	125.5 / 319.2	124.1 / 319.2	125.5 / 319.2	n/a	n/a	n/a	
		MEd/MRd (kNm)	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	
		VEd/VRd (kN)	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	

(-)MEd / (-)MRd tension on top  
(+)MEd / (+)MRd tension on bottom  
(In ULS - Accidental limit stage verification EN 1991-1-7 Annex A is not considered)  
(In span values with MAX utilization of capacity shown)

SLS - Deflection  $W_1$ - $W_2$  in erection stage due to permanent load (precamber taken into account)

Absolute deflections				Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)						
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	4 000.0	-2.3	13.3	OK	DB102	BS1	4 000.0	-2.3	13.3	OK

SLS - Deflections  $W_3$  due to variable load in final composite stage (precamber not taken into account, applied EN 1990 eq. 6.14b)

Absolute deflections				Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)						
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	4 000.0	+1.7	11.4	OK	DB102	BS1	4 000.0	-1.7	11.4	OK

SLS - Total deflections  $W_{max}$  due to quasi-permanent combination in final composite stage (precamber taken into account, applied EN 1990 eq. 6.16b)

Absolute deflections				Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)						
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	4 000.0	-4.6	16.0	OK	DB102	BS1	4 000.0	-4.6	16.0	OK

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:35
----------------------------	---	------------	------------------------------

Project:  
 Project number:  
 Designer:

Skoleprosjekt Nordvik

 Report version:  
 Deltabeam revision:

Site address:

 Peikko office:  
 Checked by:

Contractor:

Approved by:

## Contents

 Applied standards  
 Applied materials  
 Applied partial safety factors and combinations  
 1. Beam DB103  
 1.1 Static scheme  
 1.2 Load scheme  
 1.3 Data  
 1.4 Verification

## Applied standards

- EN 1990 + NO EN NA	- EN 1991-1-6 + NO EN NA
- EN 1991-1-1 + NO EN NA	
- EN 1994-1-1 + NO EN NA	- RC2, Kfi = 1.0
- EN 1994-1-2 + NO EN NA	

## Applied materials

Material	Grade	Yield strength (MPa)	Young's modulus (MPa)	Density (kN/m <sup>3</sup> )
Steel	S355	355	210000	78
Concrete	C25/30	25	31476	25
Reinforcing steel	B500B	500	210000	78

## Applied partial safety factors and combinations

### Persistent and transient design situation (erection and normal use of the building)

 Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1,5$  ,  $\gamma_s = 1,15$  ,  $\gamma_M = 1,05$ 

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,2$  ,  $\gamma_{G,inf} = 0,9$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$ 

 Combination expression 6.10 :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

#### ULS - STR - internal failure of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,35$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$ 

 Combination expression 6.10a + 6.10.b :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,i}$ 
 $\sum \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

#### SLS

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$ 

 Combination expression 6.14b for deflections during an erection stage :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

 Combination expression 6.16b for total deflections :  $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2i} Q_{k,i}$ 

 Modified combination expression 6.14b for deflections due to variable loads only :  $Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

### Accidental situation - fire

 Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1$  ,  $\gamma_s = 1$  ,  $\gamma_M = 1$ 

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

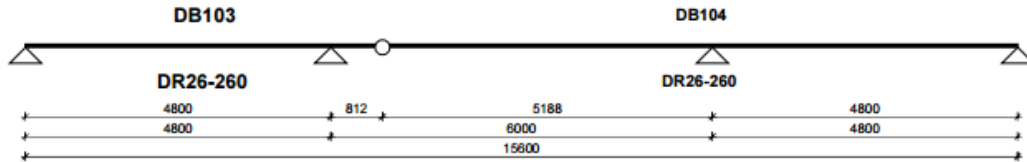
#### ULS - STR - internal failure of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$ 

 General combinative form :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} (\psi_1 \text{ for wind, otherwise } \psi_2) + \sum \psi_{2i} Q_{k,i}$

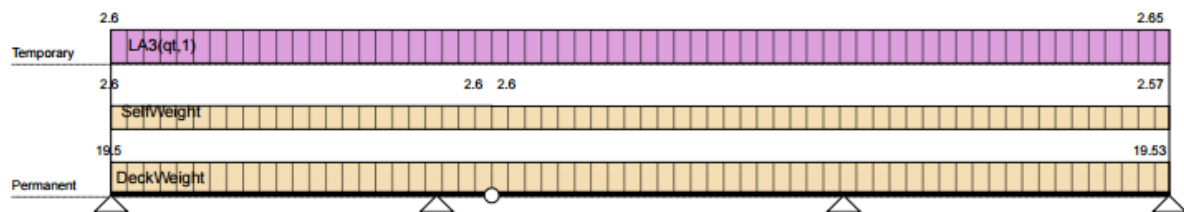
# 1. Beam DB103 (R60, EXC2)

## 1.1 Static scheme



## 1.2 Loads

### 1.2.1 Load for stage 1 - steel member



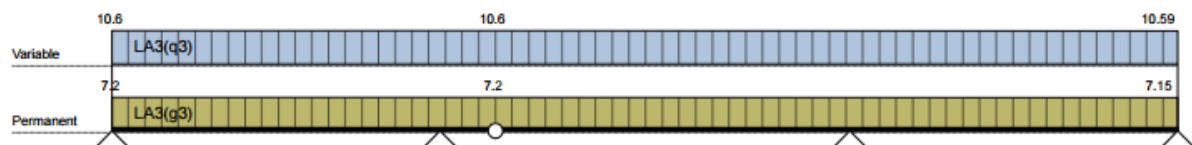
Loads transferred from the slab

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
DeckWeight		Permanent	All	0.00	15.60	19.53	19.53
LA3(qt,1)		Temporary	LC1	0.00	15.60	2.65	2.65

Line loads acting directly on the beam

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
SelfWeight		Permanent	All	0.00	5.61	2.58	2.58
SelfWeight		Permanent	All	5.61	15.60	2.57	2.57

### 1.2.3 Load for stage 3 - composite member 2



Loads transferred from the slab

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
LA3(g3)		Permanent	LC1	0.00	5.60	7.15	7.15
LA3(g3)		Permanent	LC1	5.60	15.60	7.15	7.15
LA3(q3)		Variable	LC1	0.00	5.60	10.60	10.60
LA3(q3)		Variable	LC1	5.60	15.60	10.60	10.59

Skoleprosjekt Nordvik.pddb

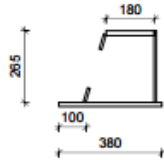
 Stefanie  
 stefanie.danielsen@peikko.com

Danielsen,

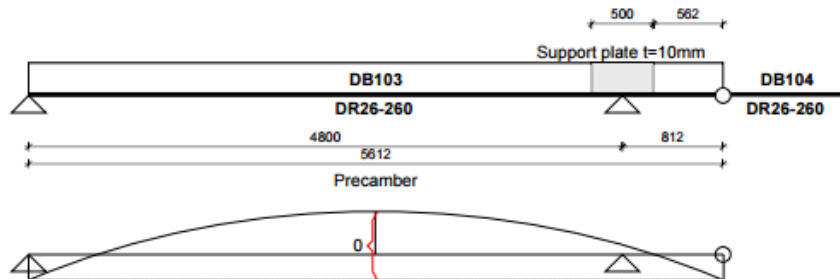
 Date: 28.04.2017  
 14:07:35

### 1.3 Data

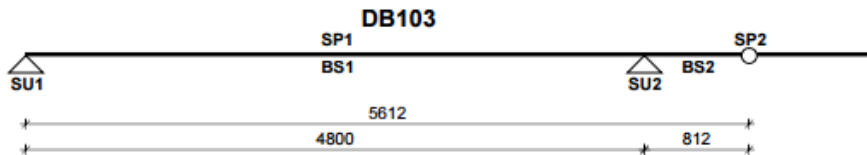
#### STEEL MEMBER CROSS-SECTION

 Beam type DR26-260  
 Top plate t = 10mm, S355  
 Webs t = 5mm, S355


Bottom plate t = 8mm, S355



### 1.4 Verification



Limit state	Stage	Description	Support forces	
			Support SU1	Support SU2
ULS - EQU	All stages	Min./Max. (kN) (+) compression (-) tension Note:	45.4 / 108.6	144.8 / 293.3

Limit state	Stage	Internal force / resistance	Beam span BS1			Beam span BS2			Status
			Left side	In span	Right side	Left side	In span	Right side	
ULS - STR	Stage 1 - steel member	MEd/MRd (kNm)	0.0 / 188.7	47.2 / 122.0	-65.7 / 138.7	-65.7 / 138.7	n/a	0.0 / 188.7	OK
		VEd VRd (kN)	69.4 / 119.9	70.5 / 119.9	94.9 / 118.5	95.7 / 118.5	n/a	68.6 / 119.9	
ULS - Fire (R60)	Stage 3 - composite member 2	MEd/MRd (kNm)	0.0 / 295.7	115.6 / 295.7	-103.3 / 165.4	-103.3 / 165.4	n/a	0.0 / 221.0	OK
		VEd VRd (kN)	108.7 / 468.1	107.5 / 468.1	144.0 / 468.1	149.5 / 468.1	n/a	108.7 / 468.1	
ULS - Accidental	Stage 3 - composite member 2	MEd/MRd (kNm)	0.0 / 92.6	89.3 / 92.6	-59.2 / 137.3	-59.2 / 137.3	n/a	0.0 / 174.4	OK
		VEd VRd (kN)	67.0 / 420.7	89.5 / 307.2	90.2 / 307.2	87.0 / 307.2	n/a	61.1 / 307.2	

(-)MEd / (+)MRd tension on top  
(+)MEd / (+)MRd tension on bottom  
(In ULS - Accidental limit stage verification EN 1991-1-7 Annex A is not considered)  
(In span values with MAX utilization of capacity shown)

#### SLS - Deflection $W_1$ - $W_2$ in erection stage due to permanent load (precamber taken into account)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	4 800.0	-5.0	16.0	OK	DB103	BS1	4 800.0	-5.0	16.0	OK
SP2	6 000.0	0.8	20.0	OK		BS2	1 625.1	0.8	5.4	OK

#### SLS - Deflections $W_2$ due to variable load in final composite stage (precamber not taken into account, applied EN 1990 eq. 6.14b)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	4 800.0	-2.6	13.7	OK	DB103	BS1	4 800.0	-2.6	13.7	OK
SP2	6 000.0	1.5	17.1	OK		BS2	1 625.1	1.5	4.6	OK

#### SLS - Total deflections $W_{max}$ due to quasi-permanent combination in final composite stage (precamber taken into account, applied EN 1990 eq. 6.16b)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP1	4 800.0	-7.1	19.2	OK	DB103	BS1	4 800.0	-7.1	19.2	OK
SP2	6 000.0	1.5	24.0	OK		BS2	1 625.1	1.5	6.5	OK

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie Danielsen,	Date: 28.04.2017
	stefanie.danielsen@peikko.com	14:07:35

Project:  
 Project number:  
 Designer:

Skoleprosjekt Nordvik

 Report version:  
 Deltabeam revision:

Site address:

 Peikko office:  
 Checked by:

Contractor:

Approved by:

## Contents

Applied standards
Applied materials
Applied partial safety factors and combinations
1. Beam DB104
1.1 Static scheme
1.2 Load scheme
1.3 Data
1.4 Verification

## Applied standards

- EN 1990 + NO EN NA	- EN 1991-1-6 + NO EN NA
- EN 1991-1-1 + NO EN NA	
- EN 1994-1-1 + NO EN NA	- RC2, Kfi = 1.0
- EN 1994-1-2 + NO EN NA	

## Applied materials

Material	Grade	Yield strength (MPa)	Young's modulus (MPa)	Density (kN/m <sup>3</sup> )
Steel	S355	355	210000	78
Concrete	C25/30	25	31476	25
Reinforcing steel	B500B	500	210000	78

## Applied partial safety factors and combinations

### Persistent and transient design situation (erection and normal use of the building)

 Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1,5$  ,  $\gamma_s = 1,15$  ,  $\gamma_M = 1,05$ 

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,2$  ,  $\gamma_{G,inf} = 0,9$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$ 

 Combination expression 6.10 :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

#### ULS - STR - internal failure of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1,35$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1,5$ 

 Combination expression 6.10a + 6.10.b :  $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,i}$ 
 $\sum \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fl} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fl} \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

#### SLS

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$ 

 Combination expression 6.14b for deflections during an erection stage :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

 Combination expression 6.16b for total deflections :  $\sum G_{k,j} + \sum \psi_2 Q_{k,i}$ 

 Modified combination expression 6.14b for deflections due to variable loads only :  $Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} Q_{k,i}$ 

### Accidental situation - fire

 Safety factors for materials :  $\gamma_c = 1$  ,  $\gamma_s = 1$  ,  $\gamma_M = 1$ 

#### ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

#### ULS - STR - internal failure of the structure

 Safety factors for loads :  $\gamma_{G,sup} = 1$  ,  $\gamma_{G,inf} = 1$  ,  $\gamma_{Q,sup} = 1$  ,  $\gamma_{Q,inf} = 1$ 

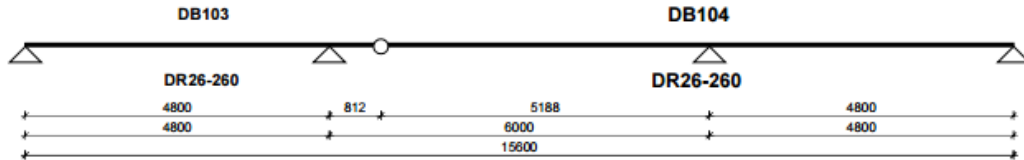
 General combinative form :  $\sum G_{k,j} + Q_{k,1}(\psi_1 \text{ for wind, otherwise } \psi_2) + \sum \psi_2 Q_{k,i}$ 

Skoleprosjekt Nordvik.pddb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:35
----------------------------	---	------------	------------------------------



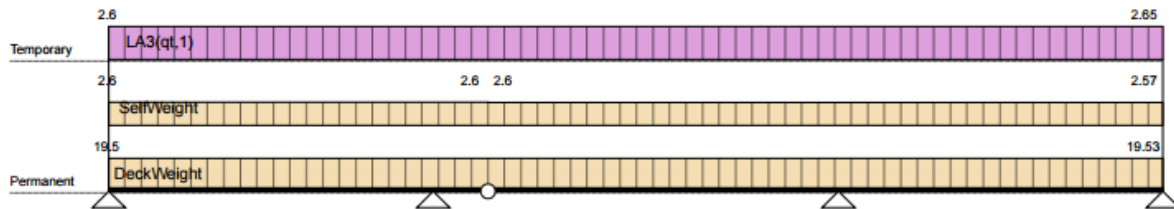
# 1. Beam DB104 (R60, EXC2)

## 1.1 Static scheme



## 1.2 Loads

### 1.2.1 Load for stage 1 - steel member



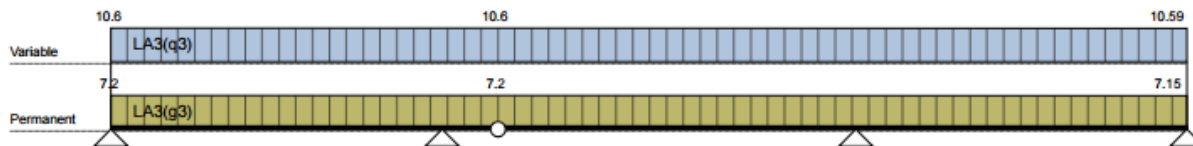
#### Loads transferred from the slab

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
DeckWeight		Permanent	All	0.00	15.60	19.53	19.53
LA3(qt,1)		Temporary	LC1	0.00	15.60	2.65	2.65

#### Line loads acting directly on the beam

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
SelfWeight		Permanent	All	0.00	5.61	2.58	2.58
SelfWeight		Permanent	All	5.61	15.60	2.57	2.57

### 1.2.3 Load for stage 3 - composite member 2



#### Loads transferred from the slab

Name	Description	Type	Load Case	Position (m)		Characteristic value of load (kN/m)	
				Start	End	Start	End
LA3(g3)		Permanent	LC1	0.00	5.60	7.15	7.15
LA3(g3)		Permanent	LC1	5.60	15.60	7.15	7.15
LA3(q3)		Variable	LC1	0.00	5.60	10.60	10.60
LA3(q3)		Variable	LC1	5.60	15.60	10.60	10.59

Skoleprosjekt Nordvik.pddb

 Stefanie  
 stefanie.danielsen@peikko.com

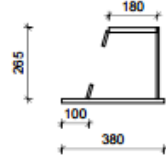
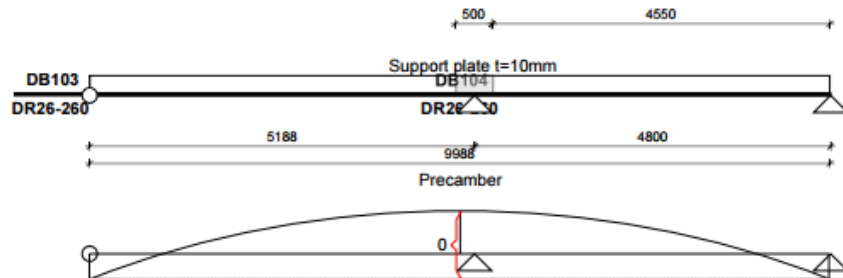
Danielsen,

 Date: 28.04.2017  
 14:07:35

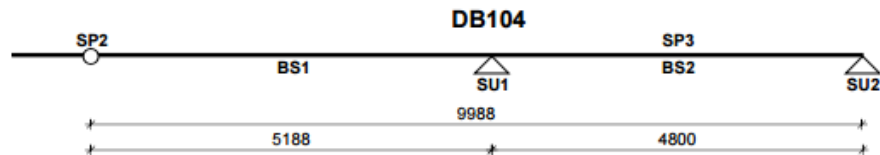


### 1.3 Data

#### STEEL MEMBER CROSS-SECTION

 Beam type DR26-260  
 Top plate  $t = 10\text{mm}$ , S355  
 Webs  $t = 5\text{mm}$ , S355

 Bottom plate  $t = 8\text{mm}$ , S355


### 1.4 Verification



Limit state	Stage	Description	Support forces	
			Support SU1	Support SU2
ULS - EQU	All stages	Min./Max. (kN) (+) compression (-) tension Note:	159.4 / 312.1	42.3 / 98.7

Limit state	Stage	Internal force / resistance	Beam span BS1			Beam span BS2			Status
			Left side	In span	Right side	Left side	In span	Right side	
ULS - STR	Stage 1 - steel member	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	0.0 / 188.7	61.9 / 122.0	-104.2 / 138.7	-104.2 / 138.7	40.1 / 122.0	0.0 / 188.7	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	68.6 / 119.9	66.8 / 119.9	107.7 / 118.5	102.9 / 118.5	60.4 / 119.9	61.2 / 119.9	
ULS - Fire (R60)	Stage 3 - composite member 2	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	0.0 / 295.7	100.3 / 230.4	-143.8 / 165.4	-143.8 / 165.4	95.4 / 295.7	0.0 / 295.7	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	108.7 / 468.1	110.3 / 468.1	159.9 / 468.1	152.4 / 468.1	103.5 / 468.1	98.8 / 468.1	
ULS - Accidental	Stage 3 - composite member 2	$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	0.0 / 92.6	57.4 / 92.6	-124.9 / 137.3	-124.9 / 137.3	44.2 / 92.6	0.0 / 92.6	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	61.1 / 420.7	61.1 / 420.7	108.1 / 307.2	103.9 / 307.2	55.1 / 420.7	53.6 / 420.7	
		$M_{Ed}/M_{Rd}$ (kNm)	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ (kN)	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	

(-)  $M_{Ed}$  / (-)  $M_{Rd}$  tension on top  
 (+)  $M_{Ed}$  / (+)  $M_{Rd}$  tension on bottom  
 (In ULS - Accidental limit stage verification EN 1991-1-7 Annex A is not considered)  
 (In span values with MAX utilization of capacity shown)

 SLS - Deflection  $W_1, W_2$  in erection stage due to permanent load (precamber taken into account)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP2	6 000.0	-4.7	20.0	OK	DB104	BS1	5 187.6	-5.2	17.3	OK
SP3	4 800.0	-3.2	16.0	OK		BS2	4 800.0	-3.2	16.0	OK

 SLS - Deflections  $W_3$  due to variable load in final composite stage (precamber not taken into account, applied EN 1990 eq. 6.14b)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP2	6 000.0	-3.0	17.1	OK	DB104	BS1	5 187.6	-2.3	14.8	OK
SP3	4 800.0	-2.0	13.7	OK		BS2	4 800.0	-2.0	13.7	OK

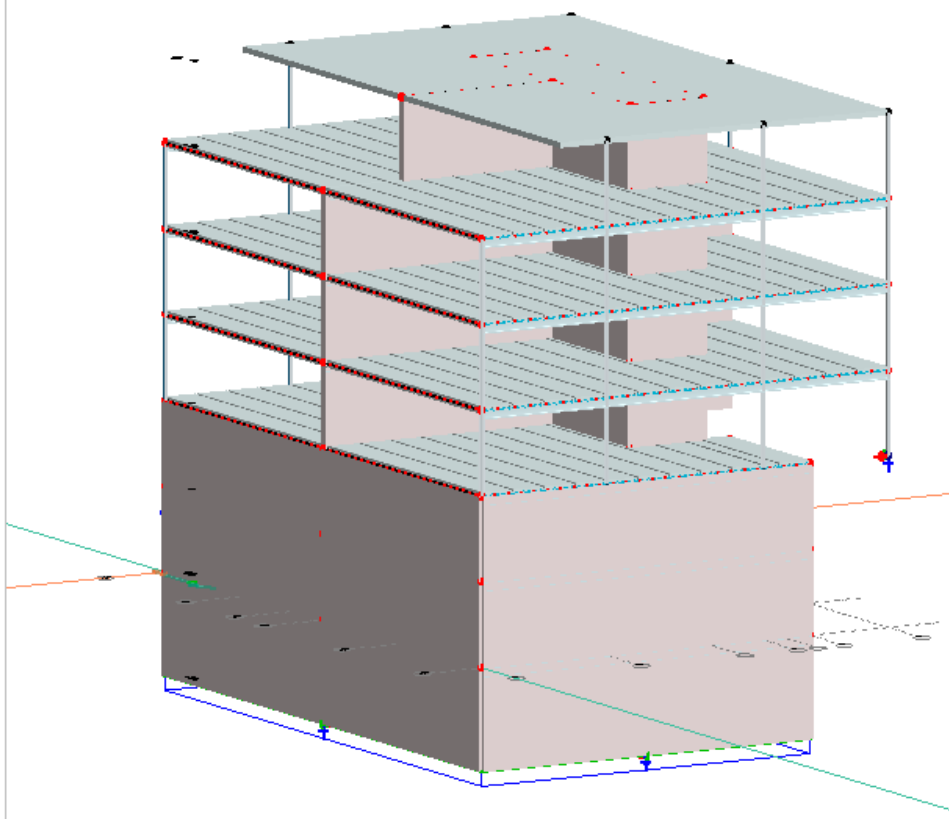
 SLS - Total deflections  $W_{max}$  due to quasi-permanent combination in final composite stage (precamber taken into account, applied EN 1990 eq. 6.16b)

Absolute deflections					Relative deflections (displacement of flexible indirect support taken into account)					
Span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status	Beam	Beam span	Effective length $L_{eff}$ (mm)	Deflection (mm)	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ (mm)	Status
SP2	6 000.0	-7.1	24.0	OK	DB104	BS1	5 187.6	-7.3	20.8	OK
SP3	4 800.0	-4.7	19.2	OK		BS2	4 800.0	-4.7	19.2	OK

Skoleprosjekt Nordvik.pdbb	Stefanie stefanie.danielsen@peikko.com	Danielsen,	Date: 28.04.2017 14:07:35
----------------------------	---	------------	------------------------------

# Modell med hulldekker

Eurocode (NA: Norwegian)



Project: <b>Fagervikplassen</b>	Designer:	
Description: <b>Beregningsrapport</b>	<b>FEM-Design 15 © StruSoft</b>	
Signature:	Date: 16.05.2017	Oldalak: 1 / 39

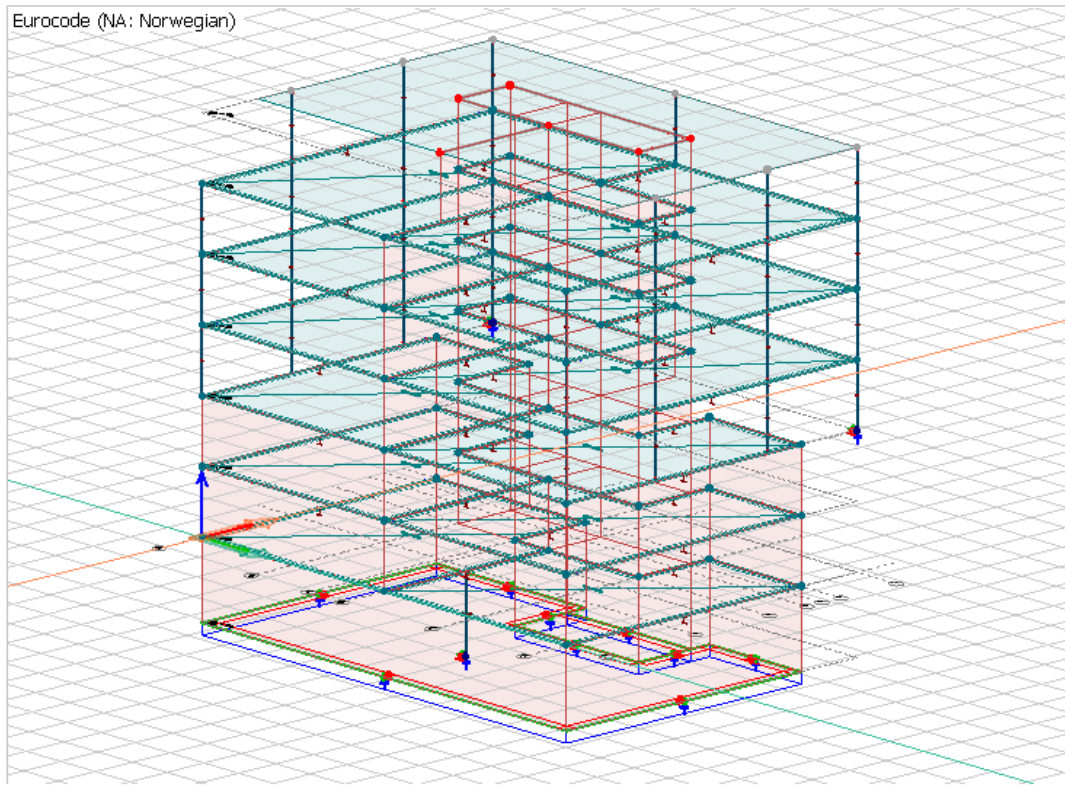
# Innhold

# Contents

<b>1 Geometri</b> .....	<b>3</b>
1.1 3D-visualisering.....	3
1.2 Materiale.....	3
<b>2 Laster</b> .....	<b>5</b>
2.1 3D-visualisering.....	5
2.2 Laster.....	5
2.3 Jordskjelv parametre.....	6
2.4 Andel av laster i jordskjelvdimensjonering.....	7
2.5 Lastkombinasjoner.....	7
<b>3 Analyse</b> .....	<b>17</b>
3.1 Likevekt.....	17
3.2 Maks av alle lastkombinasjoner.....	19
3.2.1 Nedbøyning.....	19
3.2.2 Oppleggskrefter.....	20
3.2.3 Koblingskrefter.....	21
3.2.4 Krefter og spenninger i bjelker og søyler.....	22
3.2.5 Krefter og spenninger dekkene.....	26
3.3 Egenfrekvenser.....	27
3.4 Jordskjelvanalyse.....	28
<b>4 Betongdimensjonering</b> .....	<b>30</b>
4.1 Betongvegger.....	30
4.1.1 Nødvendig armering.....	30
4.1.2 Innlagt armering.....	31
4.1.3 Utnyttelse.....	32
4.2 Betongdekker.....	33
4.2.1 Riss 0.....	33
4.3 Betongsøyle.....	34
4.3.1 Inndata.....	34
4.3.2 Utnyttelse.....	34
4.3.3 Armeringsmengde.....	34
<b>5 Ståldimensjonering</b> .....	<b>35</b>
5.1 Stålsøyler og stålbjelker.....	35
5.1.1 Inndata dimensjonering.....	35
5.1.2 Utnyttelse.....	36
5.1.3 Detaljerte resultat.....	38

# 1 Geometri

## 1.1 3D-visualisering



## 1.2 Materiale

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
1	C30/37	30.000	2.900	2.000	33000.000	0.00175

Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00350	1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	0.85

Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep coefficient, SLS
[-]	[t/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[-]	[-]
0.85	2.548	0.000010	0.200	2.000

Creep coefficient, ULS	Shrinkage	Dyna r.	Stab r.
[-]	[-]	[-]	[-]
1.000	0.200	1.000	1.000

Designed:

Date: 16.05.2017

Page: 3 / 39

## Steel materials

No.	Name	$f_{yk}(t<16)$	$f_{yk}(16\leq t\leq 40)$	$f_{yk}(40<t\leq 63)$	$f_{yk}(63<t\leq 80)$
[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1	S 355	355.000	355.000	335.000	335.000

$f_{yk}(80<t\leq 100)$	$f_{yk}(100<t\leq 150)$	$f_{yk}(150<t\leq 200)$	$f_{yk}(200<t\leq 250)$	$f_{yk}(250<t\leq 400)$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
335.000	335.000	335.000	335.000	335.000

$f_{uk}(t<3)$	$f_{uk}(3\leq t\leq 40)$	$f_{uk}(40<t\leq 100)$	$f_{uk}(100<t\leq 150)$	$f_{uk}(150<t\leq 250)$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
510.000	510.000	470.000	470.000	470.000

$f_{uk}(250<t\leq 400)$	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]
470.000	1.050	1.000	1.050	1.000

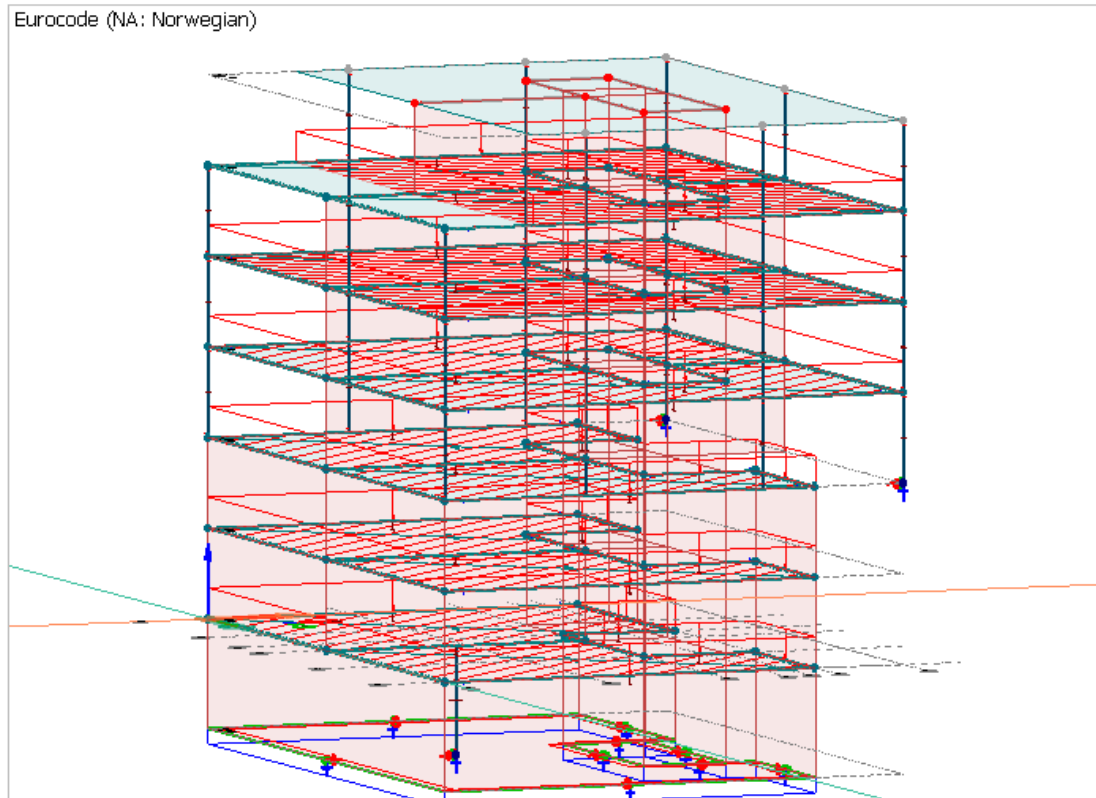
Gamma M2	Gamma M2, acc	Gamma M5	Gamma M5, acc	$E_k$	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
1.250	1.000	1.000	1.000	210000.000	0.300

G	Therm. coeff.	Density
[N/mm <sup>2</sup> ]	[1/°C]	[t/m <sup>3</sup> ]
80769.000	1.2000e-05	7.850000

## 2 Laster

### 2.1 3D-visualisering

Modell med nyttelast ( $q=2 \text{ kN/m}$ )



### 2.2 Laster

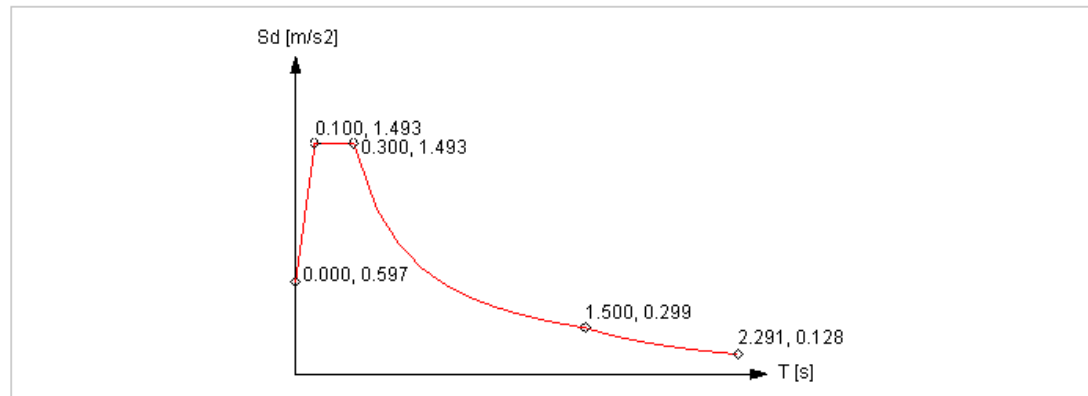
Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Auto egenlast	+Struc. dead load	Permanent
2	Påført egenlast	Ordinary	Permanent
3	Egenlast tak	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast	Ordinary	Permanent
5	Nyttelast balkong	Ordinary	Permanent
6	Wind load X+	Ordinary	Short-term
7	Wind load Y+	Ordinary	Short-term
8	Snow load	Ordinary	Short-term
9	Svinn	+Shrinkage	Permanent

## 2.3 Jordskjelv parametre

Seismic load, structure information

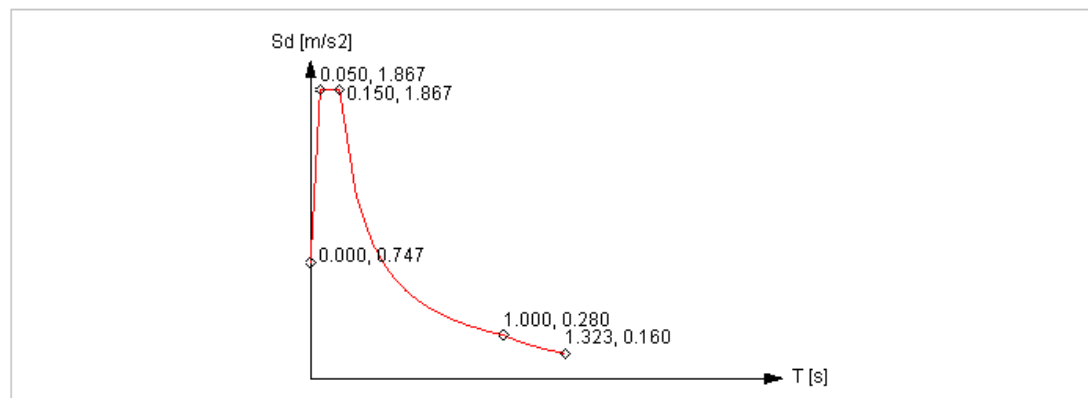
Value	Quantity
Structure type	Building structure
$\xi$ (damping factor) [%]	5.000
$q_d$ (behaviour factor for displacements)	1.500



Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	1
Ground	C
$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	0.640
S	1.400
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.500
$q$	1.500
beta	0.200



Seismic load, vertical sp., standard

Value	Quantity
Type	1
$a_{gv}/a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	1.250
S	1.400
TB [s]	0.050

Value	Quantity
TC [s]	0.150
TD [s]	1.000
$q$	1.500
beta	0.200

Designed:

Date: 16.05.2017

Page: 6 / 39

## 2.4 Andel av laster i jordskjelvdimensjonering

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Auto egenlast
2	1.000	Påført egenlast
3	1.000	Egenlast tak
4	0.300	Nyttelast
5	0.300	Nyttelast balkong

No.	Factor	Load case
6	0.000	Wind load X+
7	0.000	Wind load Y+
8	0.200	Snow load
9	0.000	Svinn

## 2.5 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.350	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.350	Påført egenlast
			1.350	Egenlast tak
			1.350	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
			1.050	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			2	LC2ULS
1.202	Påført egenlast			
1.202	Egenlast tak			
1.202	Svinn+Shrinkage			
1.500	Nyttelast			
1.050	Nyttelast balkong			
1.050	Wind load X+			
1.050	Wind load Y+			
1.050	Snow load			
3	LC3ULS	Ultimate		
			1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.500	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
			1.050	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			4	LC4ULS
1.202	Påført egenlast			
1.202	Egenlast tak			
1.202	Svinn+Shrinkage			
1.050	Nyttelast			
1.050	Nyttelast balkong			
1.500	Wind load X+			
1.050	Wind load Y+			
1.050	Snow load			
5	LC5ULS	Ultimate		



No.	Name	Type	Factor	Load cases
6	LC6ULS	Ultimate	1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast balkong
			1.050	Wind load X+
			1.500	Wind load Y+
			1.050	Snow load
			1.202	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.202	Påført egenlast
			1.202	Egenlast tak
			1.202	Svinn+Shrinkage
			1.050	Nyttelast
			1.050	Nyttelast balkong
7	LC1SqLS	Quasi-permanent	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
8	LC1ScLS	Characteristic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			1.000	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
9	LC2ScLS	Characteristic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			1.000	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
10	LC3ScLS	Characteristic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong

No.	Name	Type	Factor	Load cases
11	LC4ScLS	Characteristic	1.000	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			0.700	Snow load
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			1.000	Wind load Y+
12	LC5ScLS	Characteristic	0.700	Snow load
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.700	Nyttelast
			0.700	Nyttelast balkong
			0.700	Wind load X+
			0.700	Wind load Y+
			1.000	Snow load
			13	LC1UsLS
1.000	Påført egenlast			
1.000	Egenlast tak			
1.000	Svinn+Shrinkage			
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
1.000	Seis res, Fx+Mx			
0.300	Seis res, Fy+My			
14	LC2UsLS	Seismic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
15	LC3UsLS	Seismic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+

No.	Name	Type	Factor	Load cases
16	LC4UsLS	Seismic	0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx+Mx
17	LC5UsLS	Seismic	-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
18	LC6UsLS	Seismic	1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
19	LC7UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
20	LC8UsLS	Seismic	0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast

No.	Name	Type	Factor	Load cases
21	LC9UsLS	Seismic	1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-1.000	Seis res, Fx+Mx
			-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
22	LC10UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
23	LC11UsLS	Seismic	0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
24	LC12UsLS	Seismic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			1.000	Seis res, Fx-Mx
			0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
1.000	Svinn+Shrinkage			
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
25	LC13UsLS	Seismic	0.200	Snow load			
			1.000	Seis res, Fx-Mx			
			-0.300	Seis res, Fy-My			
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			26	LC14UsLS	Seismic	-1.000	Seis res, Fx-Mx
0.300	Seis res, Fy+My						
1.000	Auto egenlast+Struc. dead load						
1.000	Påført egenlast						
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
27	LC15UsLS	Seismic				-1.000	Seis res, Fx-Mx
						-0.300	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			28	LC16UsLS	Seismic	-1.000	Seis res, Fx-Mx
						0.300	Seis res, Fy-My
1.000	Auto egenlast+Struc. dead load						
1.000	Påført egenlast						
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
29	LC17UsLS	Seismic				-1.000	Seis res, Fx-Mx
						-0.300	Seis res, Fy-My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
30	LC18UsLS	Seismic	1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			0.300	Seis res, Fx+Mx			
			1.000	Seis res, Fy+My			
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
31	LC19UsLS	Seismic	0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			0.300	Seis res, Fx+Mx			
			-1.000	Seis res, Fy+My			
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			0.300	Seis res, Fx+Mx			
			32	LC20UsLS	Seismic	1.000	Seis res, Fy-My
1.000	Auto egenlast+Struc. dead load						
1.000	Påført egenlast						
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
0.300	Seis res, Fx+Mx						
-1.000	Seis res, Fy-My						
33	LC21UsLS	Seismic				1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
						1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
34	LC22UsLS	Seismic	-0.300	Seis res, Fx+Mx			
			1.000	Seis res, Fy+My			
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			35	LC23UsLS	Seismic	-0.300	Seis res, Fx+Mx
						-1.000	Seis res, Fy+My
						1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
1.000	Påført egenlast						
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
36	LC24UsLS	Seismic				-0.300	Seis res, Fx+Mx
						1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			37	LC25UsLS	Seismic	-0.300	Seis res, Fx+Mx
						-1.000	Seis res, Fy-My
						1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
38	LC26UsLS	Seismic				0.300	Seis res, Fx-Mx
						1.000	Seis res, Fy+My
						1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			

Designed:

Date: 16.05.2017

Page: 14 / 39

No.	Name	Type	Factor	Load cases			
39	LC27UsLS	Seismic	0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			0.300	Seis res, Fx-Mx			
			-1.000	Seis res, Fy+My			
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
40	LC28UsLS	Seismic	0.200	Snow load			
			0.300	Seis res, Fx-Mx			
			1.000	Seis res, Fy-My			
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load			
			1.000	Påført egenlast			
			1.000	Egenlast tak			
			1.000	Svinn+Shrinkage			
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			0.300	Seis res, Fx-Mx			
			-1.000	Seis res, Fy-My			
			41	LC29UsLS	Seismic	1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
1.000	Påført egenlast						
1.000	Egenlast tak						
1.000	Svinn+Shrinkage						
0.200	Nyttelast						
0.200	Nyttelast balkong						
0.200	Wind load X+						
0.200	Wind load Y+						
0.200	Snow load						
-0.300	Seis res, Fx-Mx						
1.000	Seis res, Fy+My						
42	LC30UsLS	Seismic				1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
						1.000	Påført egenlast
						1.000	Egenlast tak
						1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast			
			0.200	Nyttelast balkong			
			0.200	Wind load X+			
			0.200	Wind load Y+			
			0.200	Snow load			
			-0.300	Seis res, Fx-Mx			



No.	Name	Type	Factor	Load cases
43	LC31UsLS	Seismic	-1.000	Seis res, Fy+My
			1.000	Auto egenlast+Struc. dead load
			1.000	Påført egenlast
			1.000	Egenlast tak
			1.000	Svinn+Shrinkage
			0.200	Nyttelast
			0.200	Nyttelast balkong
			0.200	Wind load X+
			0.200	Wind load Y+
			0.200	Snow load
			-0.300	Seis res, Fx-Mx
			1.000	Seis res, Fy-My
			44	LC32UsLS
1.000	Påført egenlast			
1.000	Egenlast tak			
1.000	Svinn+Shrinkage			
0.200	Nyttelast			
0.200	Nyttelast balkong			
0.200	Wind load X+			
0.200	Wind load Y+			
0.200	Snow load			
-0.300	Seis res, Fx-Mx			
-1.000	Seis res, Fy-My			

### 3 Analyse

#### 3.1 Likevekt

Equilibrium, Load case

Load case	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Auto egenlast	Fx'	0.000	-0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-
	Fz'	-16880.668	16880.666	0.00
	Mx'	-123337.198	123337.190	0.00
	My'	178671.441	-178671.423	0.00
	Mz'	0.000	0.000	-
Påført egenlast	Fx'	0.000	-0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-
	Fz'	-2605.001	2605.000	0.00
	Mx'	-17508.105	17508.103	0.00
	My'	27539.424	-27539.418	0.00
	Mz'	0.000	-0.000	-
Egenlast tak	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	-293.832	293.832	0.00
	Mx'	-2732.640	2732.638	0.00
	My'	3114.619	-3114.617	0.00
	Mz'	0.000	0.000	-
Nyttelast	Fx'	0.000	-0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-
	Fz'	-3069.120	3069.119	0.00
	Mx'	-21289.680	21289.677	0.00
	My'	32442.394	-32442.388	0.00
	Mz'	0.000	-0.000	-
Nyttelast balkong	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-
	Fz'	-254.400	254.400	0.00
	Mx'	-385.316	385.317	0.00
	My'	2696.620	-2696.619	0.00
	Mz'	0.000	-0.000	-
Wind load X+	Fx'	308.968	-308.967	0.00
	Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	0.000	0.000	-
	Mx'	0.000	0.000	-
	My'	3007.144	-3007.142	0.00
	Mz'	-2298.079	2298.079	0.00
Wind load Y+	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	472.885	-472.885	0.00
	Fz'	0.000	0.000	-
	Mx'	-4500.748	4500.745	0.00
	My'	0.000	0.000	-
	Mz'	5012.579	-5012.578	0.00
Snow load	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	0.000	-
	Fz'	-793.728	793.727	0.00

Designed:

Date: 16.05.2017

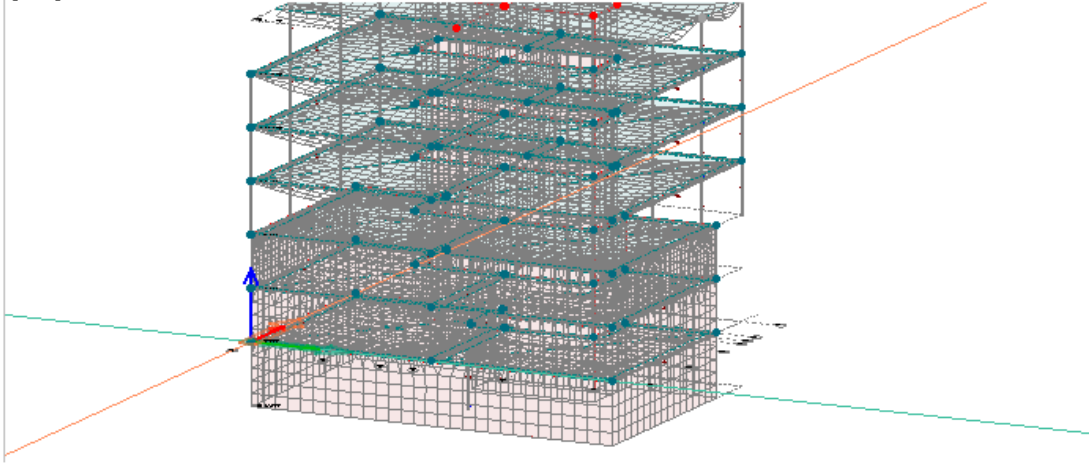
Page: 17 / 39

Load case	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Svinn	Mx'	-6193.313	6193.309	0.00
	My'	8413.505	-8413.499	0.00
	Mz'	0.000	0.000	-
	Fx'	0.000	0.000	-
	Fy'	0.000	-0.000	-
	Fz'	0.000	-0.001	-
	Mx'	0.000	-0.002	-
	My'	0.000	0.008	-
	Mz'	0.000	-0.001	-

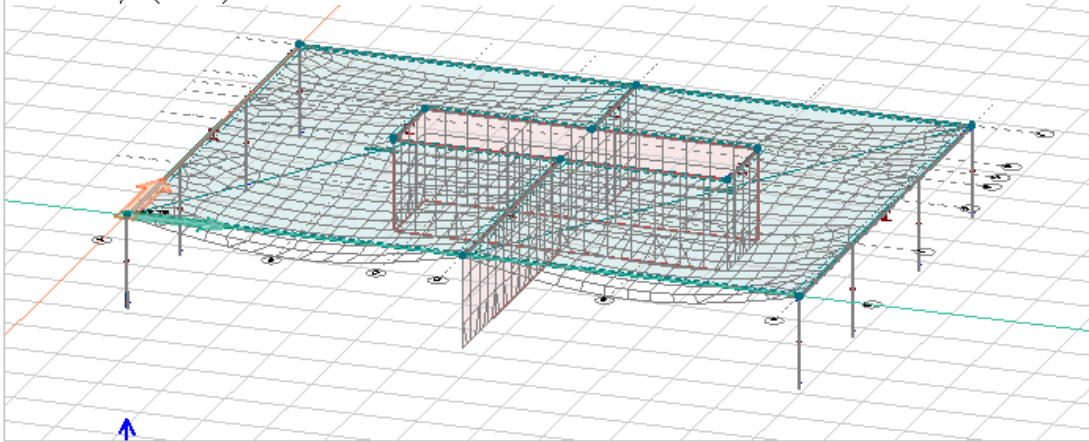
## 3.2 Maks av alle lastkombinasjoner

### 3.2.1 Nedbøyning

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Displacements - All components+ - Graph - [mm]



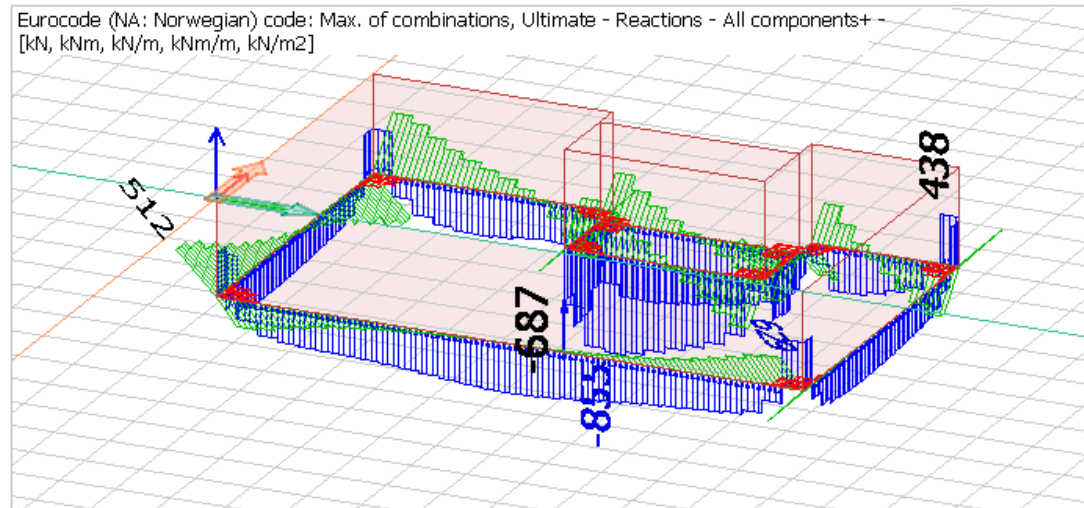
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Displacements - All components+ - Graph - [mm]  
View: Storey 4 (+8.700)



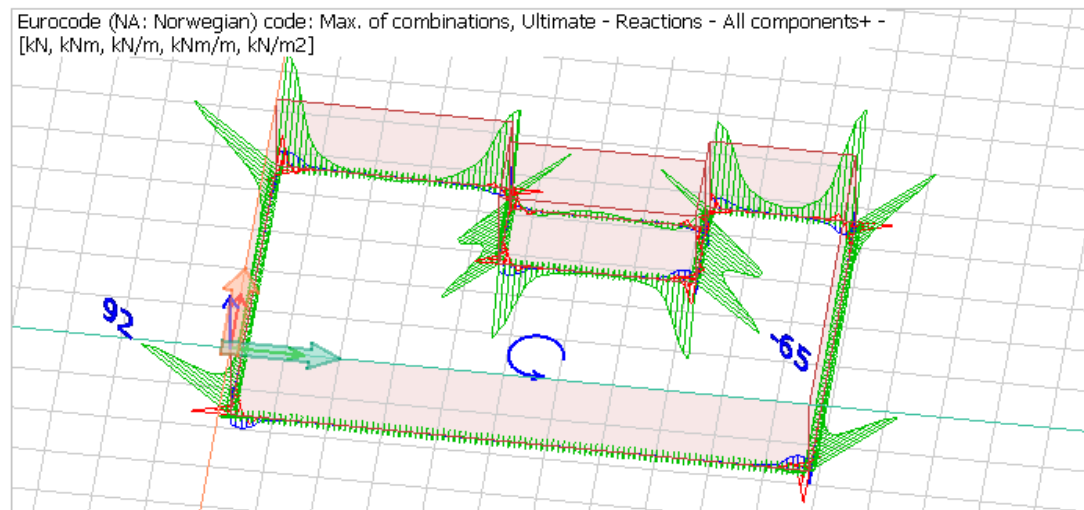
### 3.2.2 Oppleggskrefter

Grønn viser kraft i x-retning.  
Rød viser kraft i y-retning.  
Blå viser kraft i z-retning.

Krefter i opplagene



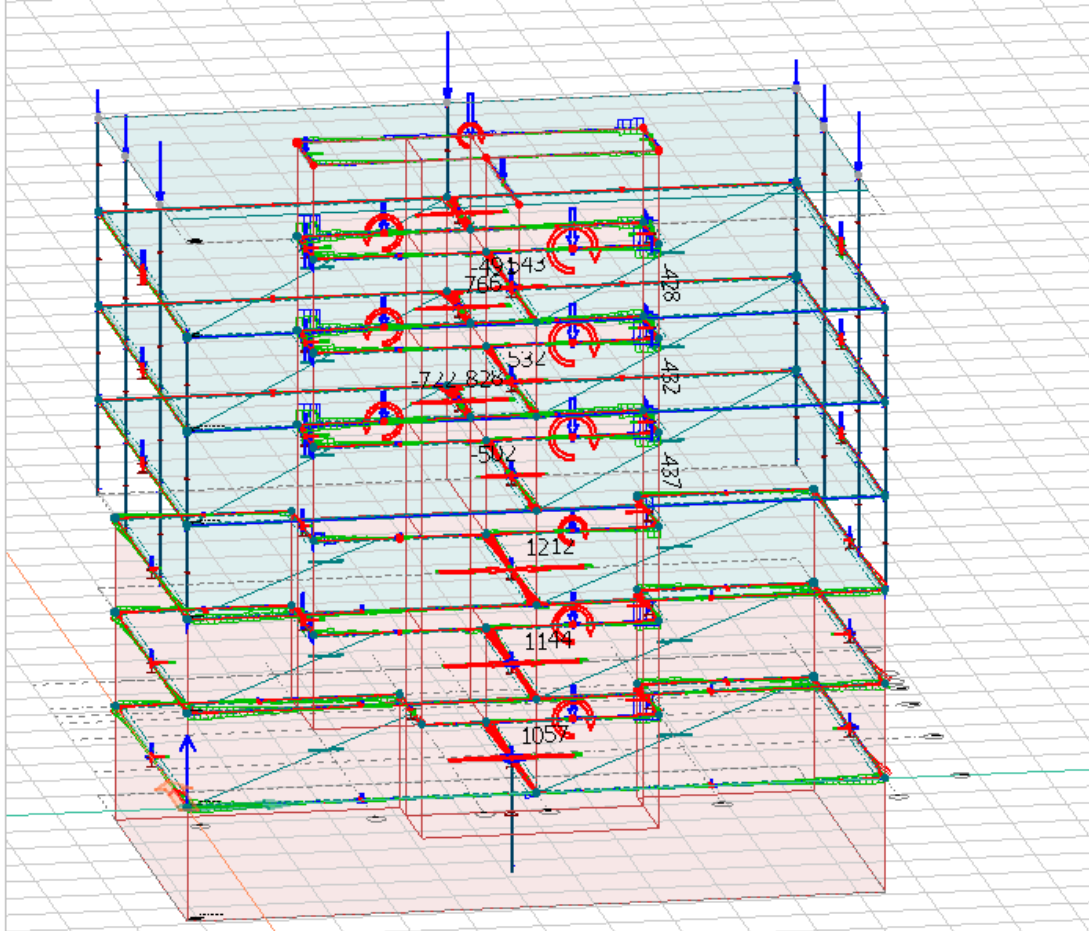
Moment



### 3.2.3 Koblingskrefter

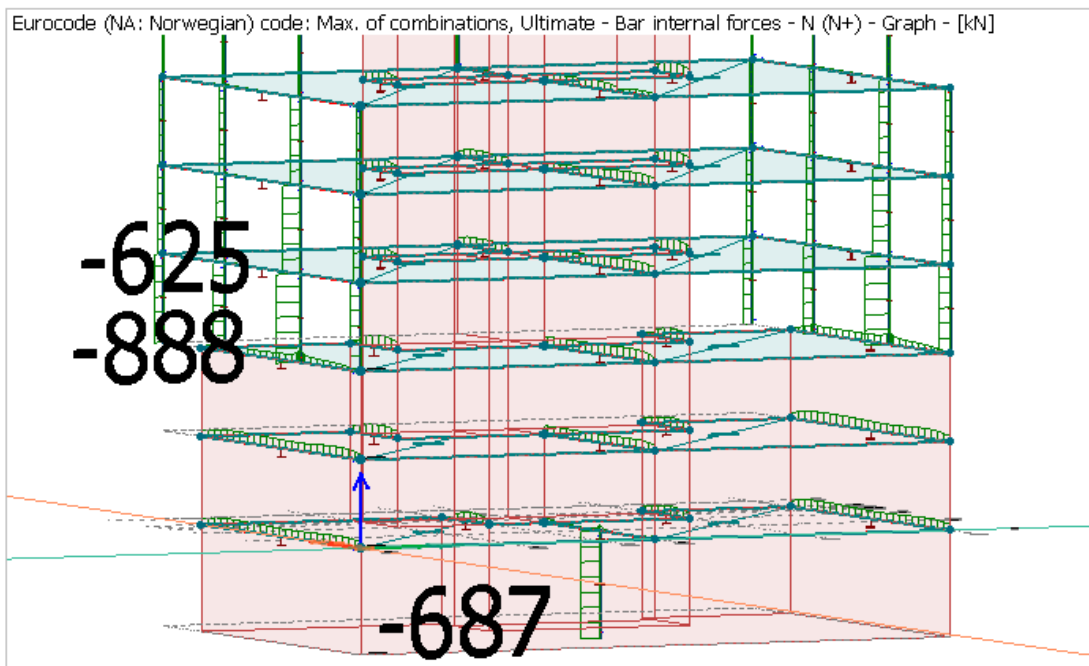
Krefter i koblingene, ingen moment på grunn av hulldekkene er leddet.

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Connection forces - All components+ -  
[kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m2]

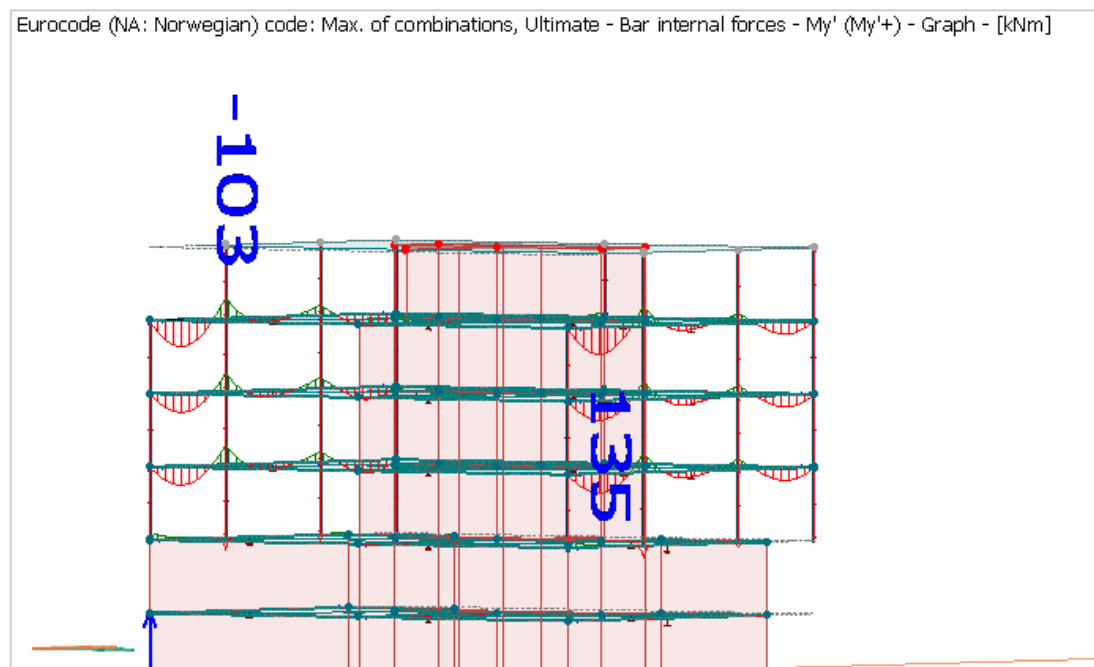


### 3.2.4 Krefter og spenninger i bjelker og søyler

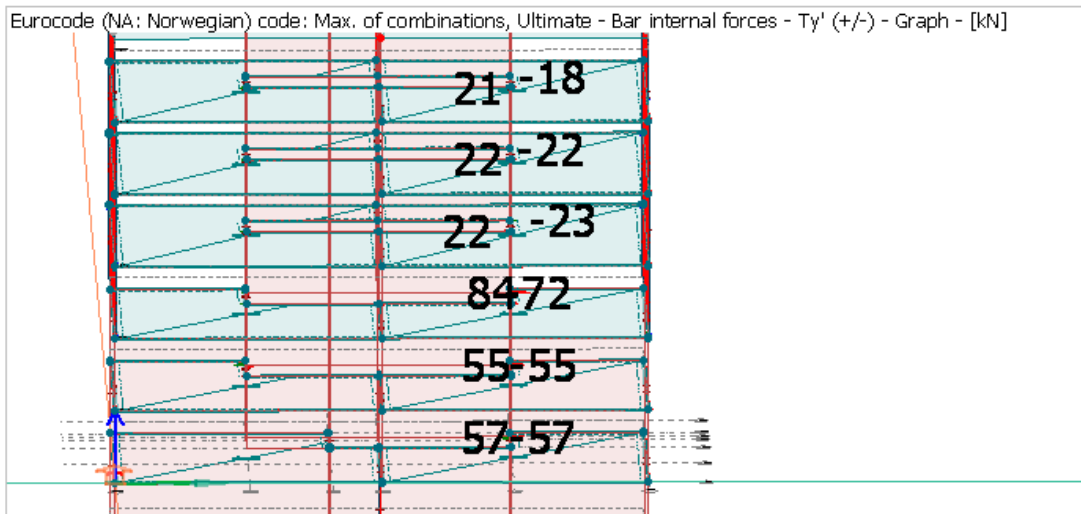
Normalkraft (kN)



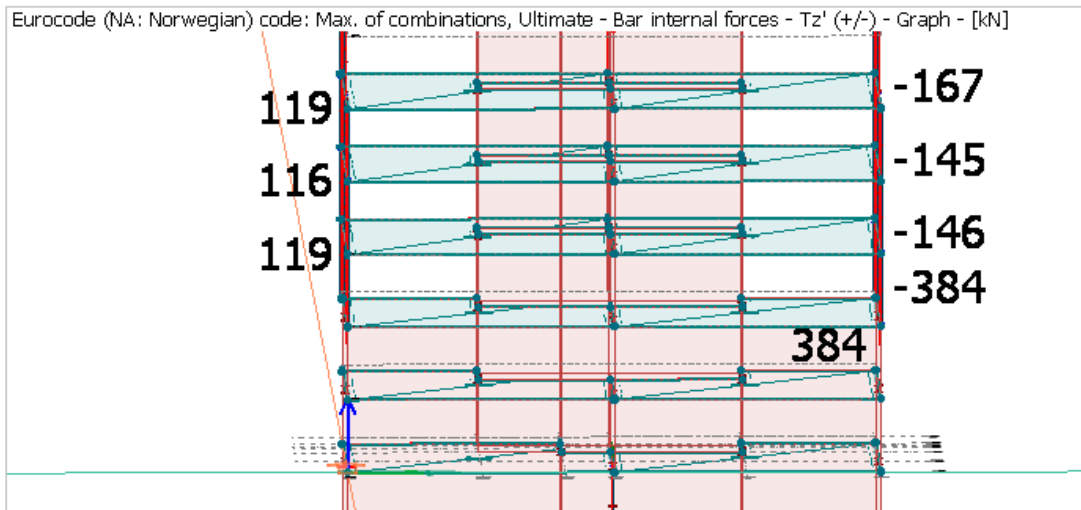
Moment i stålbejler (kNm)



Skjærkraft i y-retning (kN)



Skjærkraft i x-retning (kN)



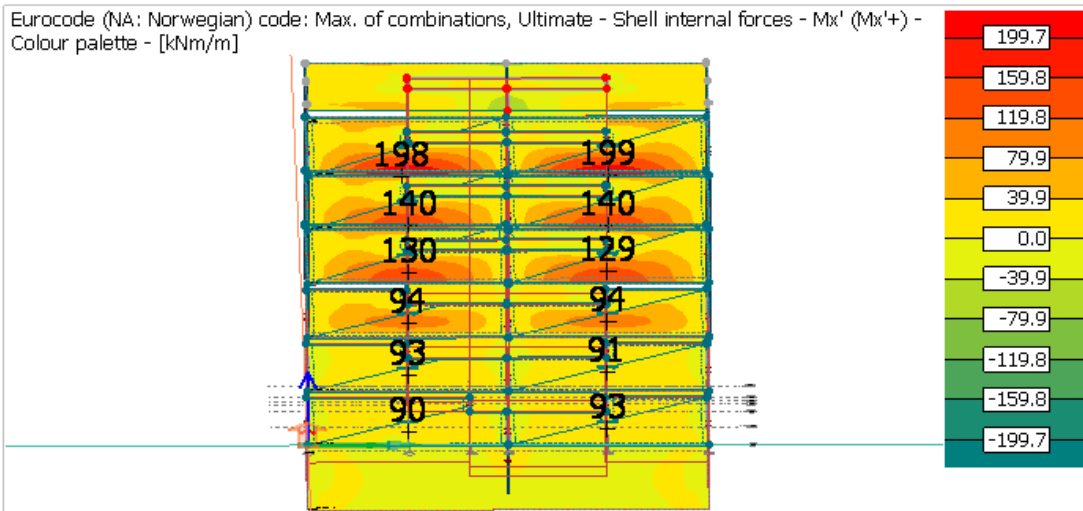




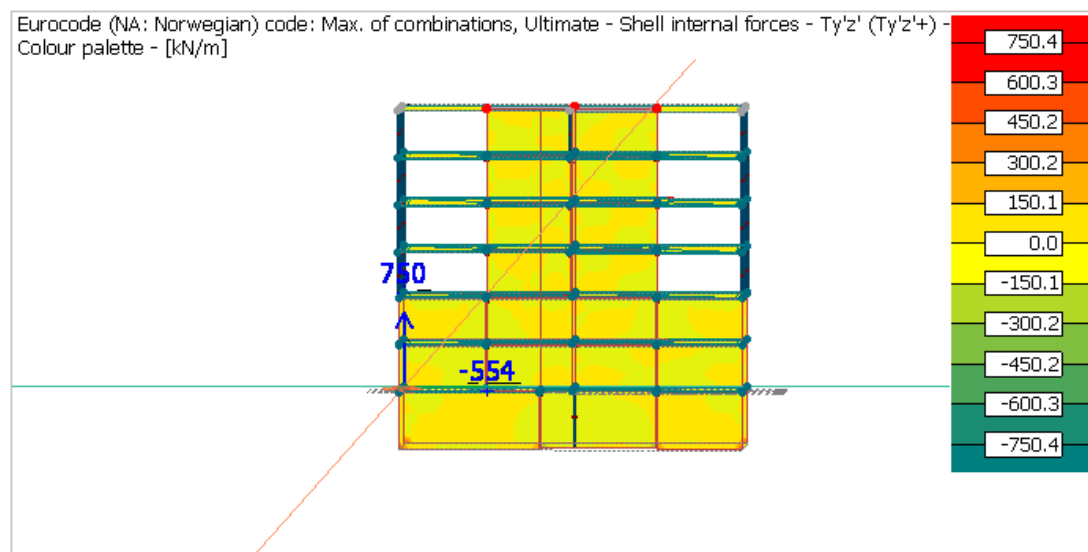


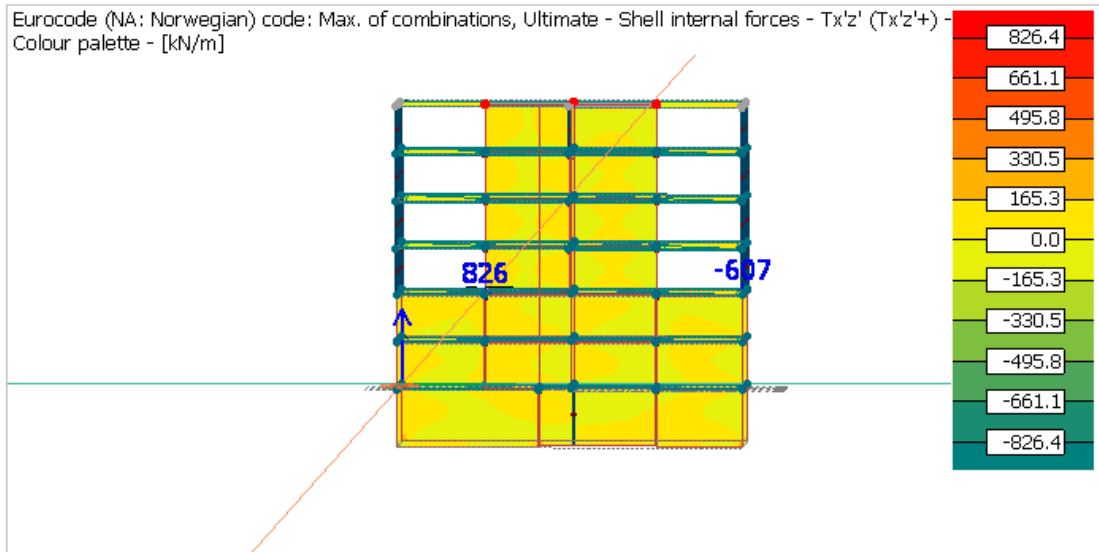
### 3.2.5 Krefter og spenninger dekkene

Momenter i dekkene



Skjærkrefter i dekkene





### 3.3 Egenfrekvenser

Eigenfrequencies

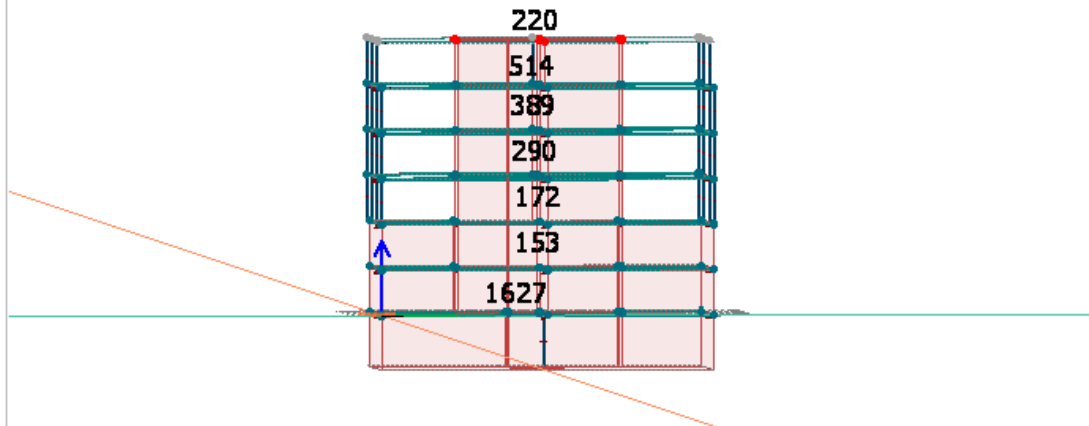
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	5.300	0.189
2	6.801	0.147
3	7.401	0.135
4	12.500	0.080
5	15.663	0.064
6	18.140	0.055
7	20.061	0.050
8	20.913	0.048
9	21.537	0.046
10	23.677	0.042

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
11	24.655	0.041
12	26.332	0.038
13	29.891	0.033
14	31.320	0.032
15	32.728	0.031
16	33.738	0.030
17	34.325	0.029
18	34.971	0.029
19	38.007	0.026
20	38.357	0.026

### 3.4 Jordskjelvanalyse

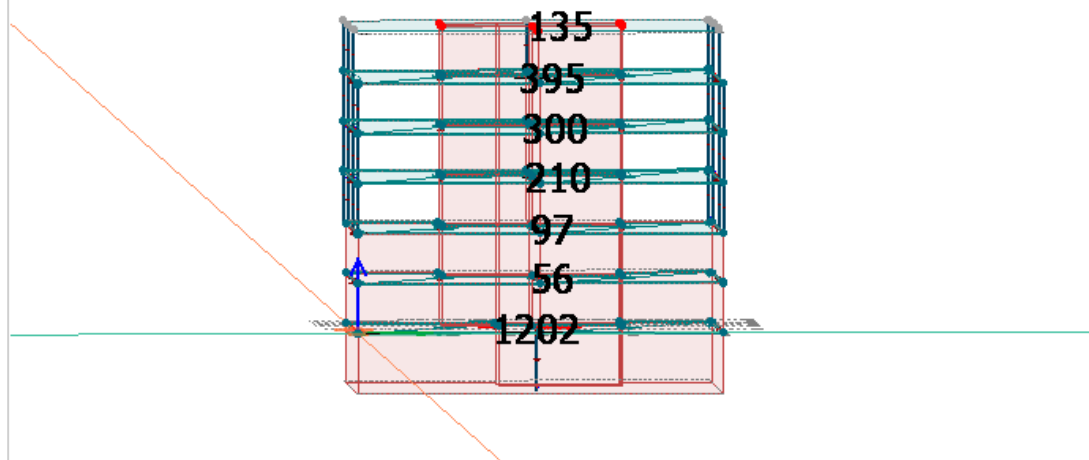
Krefter i x-retning (kN)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fx+Mx - Equivalent loads - [kN, kNm]



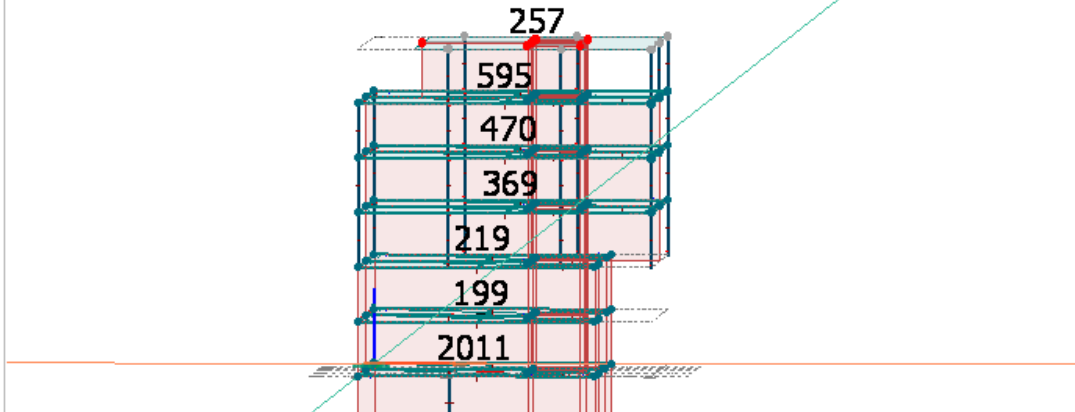
Momenter i x-retning (kNm)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - 3.shape, Fx+Mx - Equivalent loads - [kN, kNm]



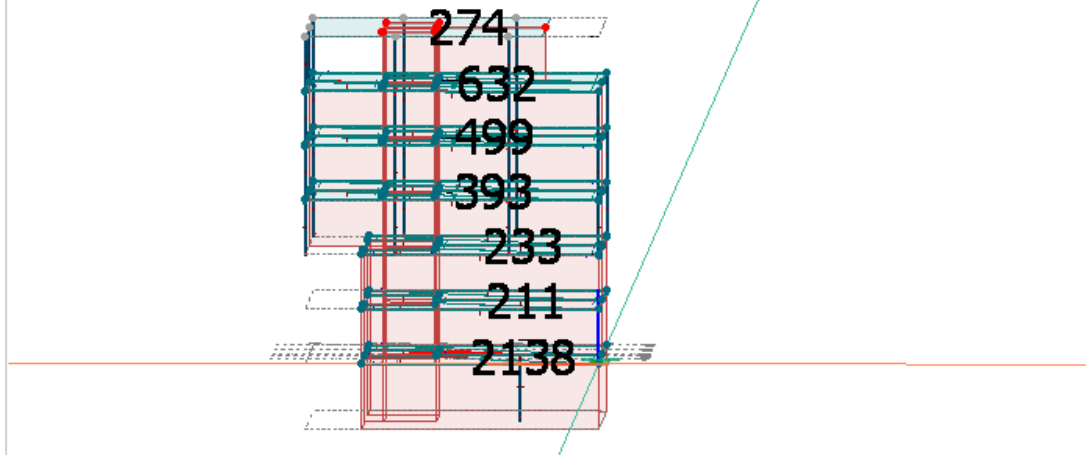
Krefter i y-retning (kN)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy+My - Equivalent loads - [kN, kNm]



Momenter i y-retning (kNm)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy+My - Equivalent loads - [kN, kNm]



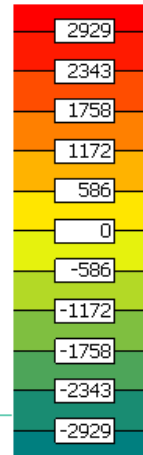
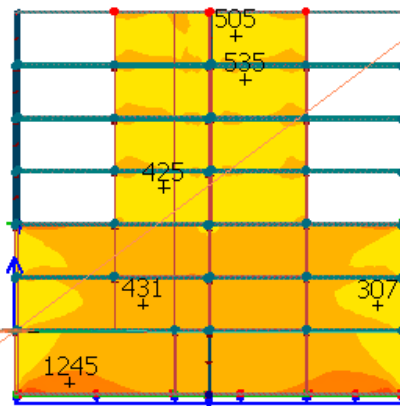
## 4 Betongdimensjonering

### 4.1 Betongvegger

#### 4.1.1 Nødvendig armering

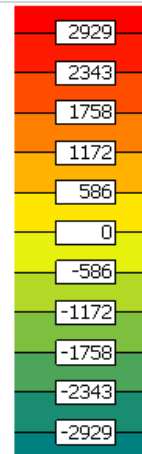
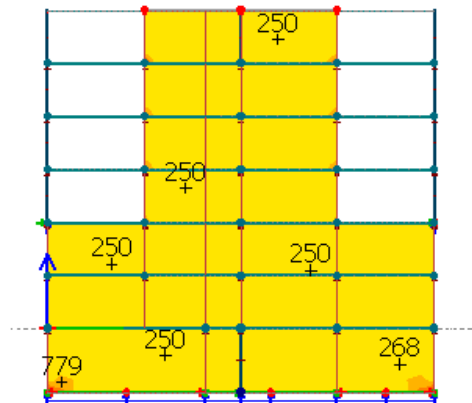
Nødvendig armering i x-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Missing reinforcement -  $x'$  or  $r$ , bottom - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]

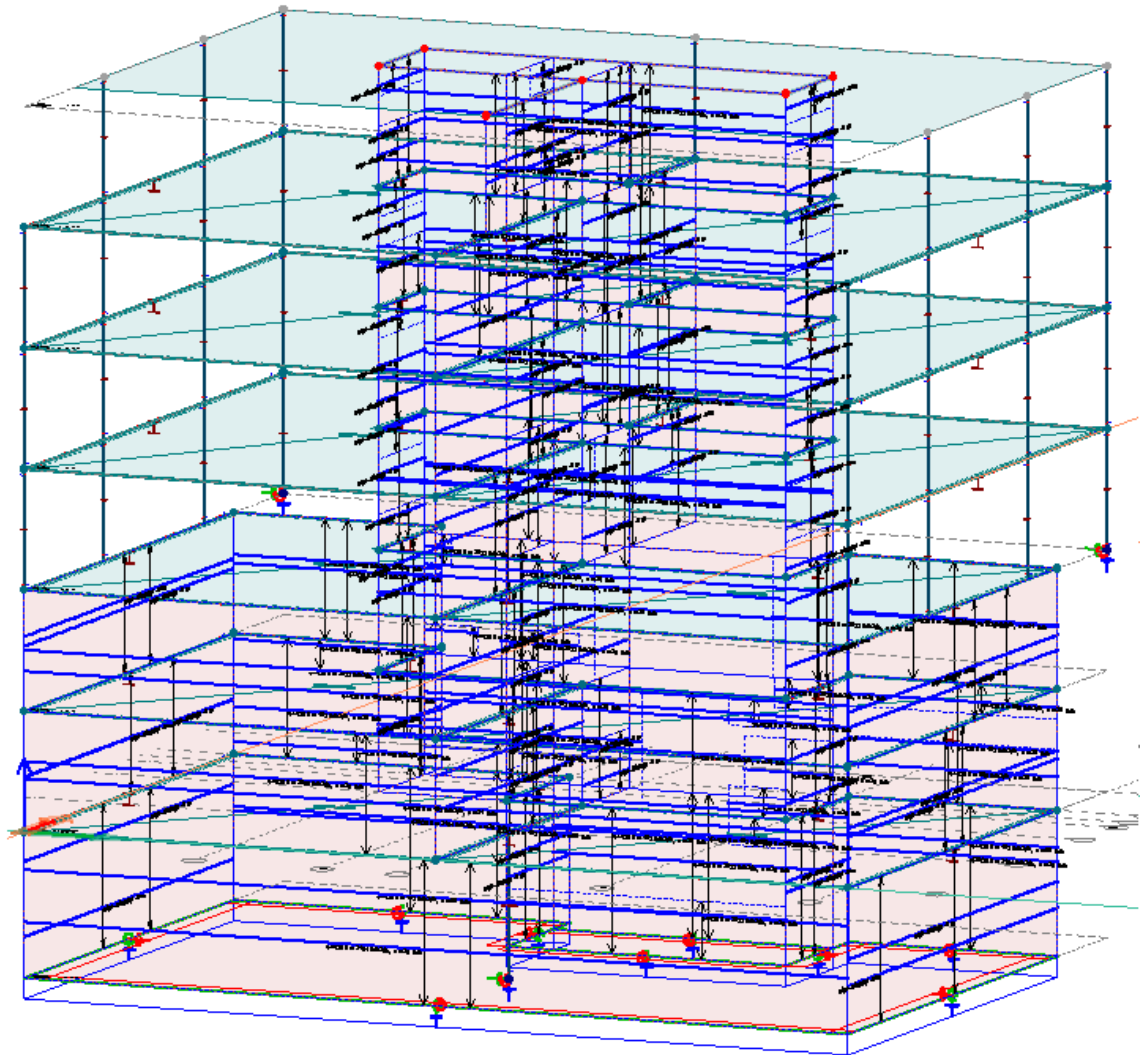


Nødvendig armering i y-retning

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Missing reinforcement -  $y'$  or  $t$ , bottom - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm<sup>2</sup>/m]



#### 4.1.2 Innlagt armering





### 4.1.3 Utnyttelse

Utilization					
	Group	Design parameters	Tctal weight [t]	Max. [%]	Min. [%]
✓	W-1.1.1	d12/300, E500C, ...	0.717	99	99
✓	W-1.2.1	d12/300, E500C, ...	0.996	99	99
✓	W-1.3.1	d12/300, E500C, ...	0.315	99	99
✓	W-1.4.1	d12/300, E500C, ...	1.140	96	96
✓	W-1.5.1	d12/300, E500C, ...	0.261	99	99
✓	W-1.6.1	d12/300, E500C, ...	0.096	66	66
✓	W-1.7.1	d12/300, E500C, ...	0.106	93	93
✓	W-1.8.1	d12/300, E500C, ...	0.299	99	99
✓	W-2.1.1	d12/300, E500C, ...	0.904	92	92
✓	W-2.2.1	d12/300, E500C, ...	1.103	96	96
✓	W-2.3.1	d12/300, E500C, ...	0.304	99	99
✓	W-2.4.1	d12/300, E500C, ...	0.961	99	99
✓	W-2.5.1	d12/300, E500C, ...	0.310	98	98
✓	W-2.6.1	d12/300, E500C, ...	0.120	52	52
✓	W-2.7.1	d12/300, E500C, ...	0.192	72	72
✓	W-2.8.1	d12/300, E500C, ...	0.525	98	98
✓	W-3.1.1	d12/300, E500C, ...	0.789	99	99
✓	W-3.2.1	d12/300, E500C, ...	1.105	89	89
✓	W-3.3.1	d12/300, E500C, ...	0.311	98	98
✓	W-3.4.1	d12/300, E500C, ...	0.963	99	99
✓	W-3.5.1	d12/300, E500C, ...	0.311	89	89
✓	W-3.6.1	d12/300, E500C, ...	0.120	89	89
✓	W-3.7.1	d12/300, E500C, ...	0.248	91	91
✓	W-3.8.1	d12/300, E500C, ...	0.484	97	97
✓	W-4.1.1	d12/300, E500C, ...	1.114	98	98
✓	W-4.2.1	d12/300, E500C, ...	0.315	97	97
✓	W-4.3.1	d12/300, E500C, ...	0.966	98	98
✓	W-4.4.1	d12/300, E500C, ...	0.314	89	89
✓	W-4.5.1	d12/300, E500C, ...	0.131	88	88
✓	W-4.6.1	d12/300, E500C, ...	0.253	98	98
✓	W-4.7.1	d12/300, E500C, ...	0.679	97	97
✓	W-K.1.1	d12/250, E500C, ...	2.443	98	98
✓	W-K.2.1	d12/250, E500C, ...	1.665	99	99
✓	W-K.3.1	d12/250, E500C, ...	0.600	89	89
✓	W-K.4.1	d12/250, B500C, ...	0.885	92	92
✓	W-K.5.1	d12/250, B500C, ...	0.569	91	91
✓	W-K.6.1	d12/250, B500C, ...	1.037	99	99
✓	W-K.7.1	d12/250, B500C, ...	2.433	98	98
✓	W-K.8.1	d12/250, B500C, ...	4.086	98	98
✓	W-K.9.1	d12/250, B500C, ...	1.198	80	80
✓	W-S1.1.1	d12/250, B500C, ...	1.492	96	96
✓	W-S1.2.1	d12/250, B500C, ...	0.508	96	96
✓	W-S1.3.1	d12/250, B500C, ...	0.493	81	81
✓	W-S1.4.1	d12/250, B500C, ...	0.745	99	99
✓	W-S1.5.1	d12/250, B500C, ...	0.477	97	97
✓	W-S1.6.1	d12/250, B500C, ...	0.507	81	81
✓	W-S1.7.1	d12/250, B500C, ...	1.492	99	99
✓	W-S1.8.1	d12/250, B500C, ...	2.507	99	99
✓	W-S1.9.1	d12/250, B500C, ...	0.699	99	99
✓	W-S1.10.1	d12/250, B500C, ...	1.603	97	97
✓	W-S1.11.1	d12/250, B500C, ...	0.130	51	51
✓	W-S2.1.1	d12/250, B500C, ...	1.505	89	89
✓	W-S2.2.1	d12/250, B500C, ...	0.358	80	80
✓	W-S2.3.1	d12/250, B500C, ...	0.497	97	97
✓	W-S2.4.1	d12/250, B500C, ...	1.066	89	89
✓	W-S2.5.1	d12/250, B500C, ...	0.436	96	96
✓	W-S2.6.1	d12/250, B500C, ...	0.375	99	99
✓	W-S2.7.1	d12/250, B500C, ...	1.506	96	96
✓	W-S2.8.1	d12/250, B500C, ...	1.958	89	89
✓	W-S2.9.1	d12/250, B500C, ...	0.914	92	92
✓	W-S2.10.1	d12/250, B500C, ...	1.039	99	99
✓	W-S2.11.1	d12/250, B500C, ...	0.166	81	81
✓	W-S2.12.1	d12/250, B500C, ...	0.162	77	77

Designed:

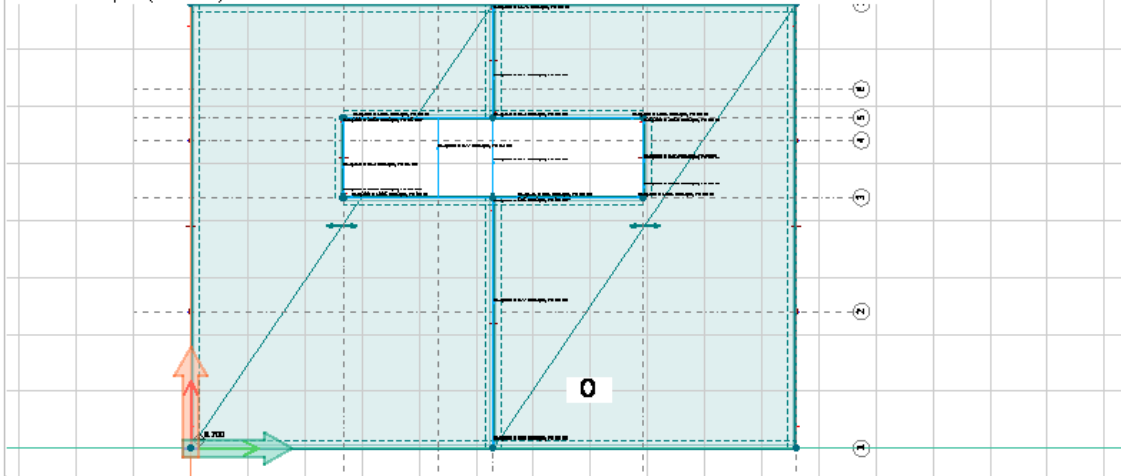
Date: 16.05.2017

Page: 32 / 39

## 4.2 Betongdekker

### 4.2.1 Riss

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Crack width - top - Load combinations - Maximum - [mm]  
View: Storey 4 (+8.700)



## 4.3 Betongsøyle

### 4.3.1 Inndata

Symmetrisk søyle, aksene er symmetrisk

Flexural buckling, weak direction

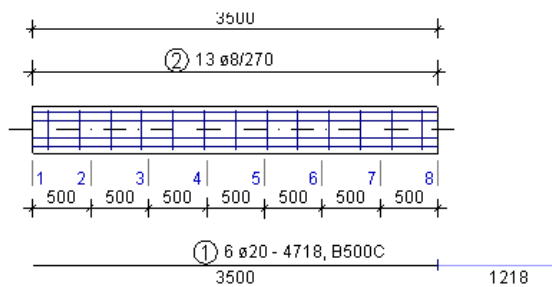
Bar	xs	xe	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]
C-K.1.1	0.000	3.500	1.000

### 4.3.2 Utnyttelse

Max. of load combinations, Bar, Utilization

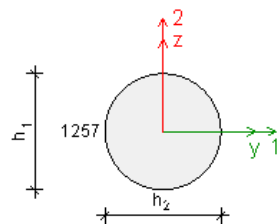
Bar	Max.	Combination	SEC	ST	C	T	CW
[-]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
C-K.1.1	34	LC1ULS	34	0	0	0	0

### 4.3.3 Armeringsmengde



②  
13 ø8 - 1012  
B500C

#### Cross-section



$$h_1 = 400 \text{ mm}$$

$$h_2 = 400 \text{ mm}$$

$$A_o = 125664 \text{ mm}^2$$

$$I_{oy} = 1256637088 \text{ mm}^4$$

$$I_{oz} = 1256637088 \text{ mm}^4$$

$$I_{o1} = 1256637088 \text{ mm}^4$$

$$I_{o2} = 1256637088 \text{ mm}^4$$

Designed:

Date: 16.05.2017

Page: 34 / 39

## 5 Ståldimensjonering

### 5.1 Stålsøyler og stålbejler

#### 5.1.1 Inndata dimensjonering

Flexural buckling, weak direction

Bar	xs	xe	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]
B-K.1.1	0.000	4.400	1.000
	4.400	8.800	1.000
B-K.2.1	0.000	12.600	1.000
B-K.3.1	0.000	12.600	1.000
B-S2.1.1	0.000	12.600	1.000
B-S2.2.1	0.000	8.800	1.000
B-S2.3.1	0.000	12.600	1.000
B-S1.1.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	12.600	1.000
B-S1.2.1	0.000	8.800	1.000
B-S1.3.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	12.600	1.000
C-1.1.1	0.000	2.900	1.000
C-1.2.1	0.000	2.900	1.000
C-1.3.1	0.000	2.900	1.000
C-1.4.1	0.000	2.900	1.000
C-1.5.1	0.000	2.900	1.000
C-1.6.1	0.000	2.900	1.000
C-1.7.1	0.000	2.900	1.000
C-1.8.1	0.000	2.900	1.000
B-1.1.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	15.600	1.000
B-1.2.1	0.000	8.800	1.000
B-1.3.1	0.000	4.000	1.000
B-1.4.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	15.600	1.000
C-2.1.1	0.000	2.900	1.000
C-2.2.1	0.000	2.900	1.000
C-2.3.1	0.000	2.900	1.000
C-2.4.1	0.000	2.900	1.000
C-2.5.1	0.000	2.900	1.000
C-2.6.1	0.000	2.900	1.000
C-2.7.1	0.000	2.900	1.000
C-2.8.1	0.000	2.900	1.000
B-2.1.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	15.600	1.000
B-2.2.1	0.000	8.800	1.000
B-2.3.1	0.000	4.000	1.000

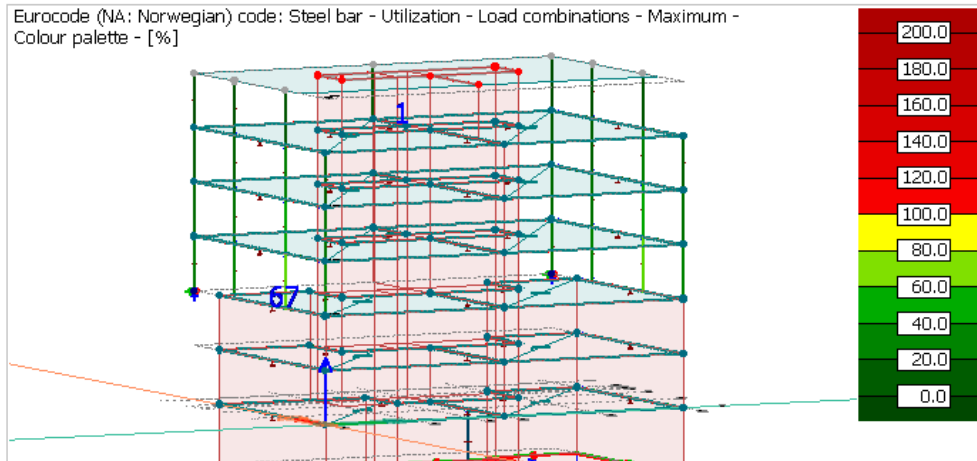
Bar	xs	xe	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]
B-2.4.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	15.600	1.000
C-3.1.1	0.000	2.900	1.000
C-3.2.1	0.000	2.900	1.000
C-3.3.1	0.000	2.900	1.000
C-3.4.1	0.000	2.900	1.000
C-3.5.1	0.000	2.900	1.000
C-3.6.1	0.000	2.900	1.000
C-3.7.1	0.000	2.900	1.000
C-3.8.1	0.000	2.900	1.000
B-3.1.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	15.600	1.000
B-3.2.1	0.000	3.000	1.000
	3.000	8.800	1.000
B-3.3.1	0.000	4.000	1.000
B-3.4.1	0.000	4.800	1.000
	4.800	10.800	1.000
	10.800	15.600	1.000
C-4.1.1	0.000	2.900	1.000
C-4.2.1	0.000	2.900	1.000
C-4.3.1	0.000	2.900	1.000
C-4.4.1	0.000	2.900	1.000
C-4.5.1	0.000	2.900	1.000
C-4.6.1	0.000	2.900	1.000
C-4.7.1	0.000	2.900	1.000
B-K.4.1	0.000	2.800	1.000
	2.800	3.800	1.000
B-K.5.1	0.000	2.800	1.000
	2.800	3.800	1.000
B-S2.4.1	0.000	2.800	1.000
	2.800	3.800	1.000
B-S2.5.1	0.000	2.800	1.000
	2.800	3.800	1.000
B-S1.4.1	0.000	2.800	1.000
	2.800	3.800	1.000
B-S1.5.1	0.000	2.800	1.000
	2.800	3.800	1.000
B-1.5.1	0.000	2.800	1.000
B-1.6.1	0.000	2.800	1.000
B-2.5.1	0.000	2.800	1.000
B-2.6.1	0.000	2.800	1.000

Bar	xs	xe	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]
B-3.5.1	0.000	2.800	1.000

Bar	xs	xe	Beta
[-]	[m]	[m]	[-]
B-3.6.1	0.000	2.800	1.000

### 5.1.2 Utnyttelse

Største utnyttelsen på stålsøylene er 67?  
Har alle lik dimensjon på alle søylene og bjelkene.

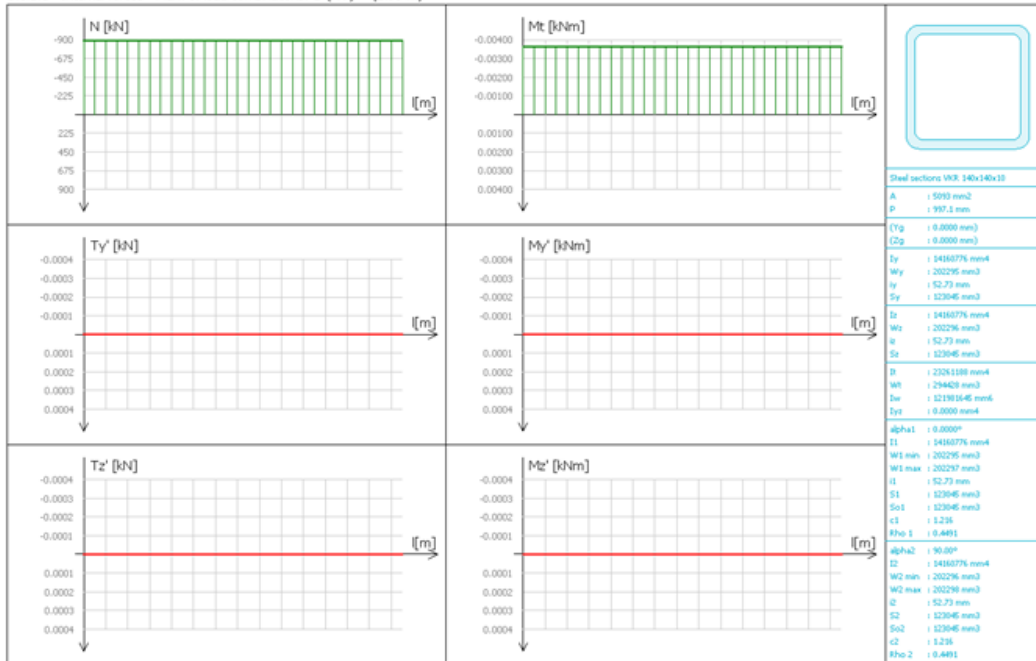


Utilization					
	Group	Design parameters	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓	B-1.1.1	HE-B 300	HE-B 300	21	21
✓	B-1.2.1	HE-B 300	HE-B 300	24	24
✓	B-1.3.1	HE-B 300	HE-B 300	12	12
✓	B-1.4.1	HE-B 300	HE-B 300	21	21
✓	B-1.5.1	HE-B 300	HE-B 300	11	11
✓	B-1.6.1	HE-B 300	HE-B 300	12	12
✓	B-2.1.1	HE-B 300	HE-B 300	20	20
✓	B-2.2.1	HE-B 300	HE-B 300	24	24
✓	B-2.3.1	HE-B 300	HE-B 300	9	9
✓	B-2.4.1	HE-B 300	HE-B 300	20	20
✓	B-2.5.1	HE-B 300	HE-B 300	11	11
✓	B-2.6.1	HE-B 300	HE-B 300	11	11
✓	B-3.1.1	HE-B 300	HE-B 300	26	26
✓	B-3.2.1	HE-B 300	HE-B 300	11	11
✓	B-3.3.1	HE-B 300	HE-B 300	12	12
✓	B-3.4.1	HE-B 300	HE-B 300	26	26
✓	B-3.5.1	HE-B 300	HE-B 300	11	11
✓	B-3.6.1	HE-B 300	HE-B 300	11	11
✓	B-K.1.1	HE-B 300	HE-B 300	30	30
✓	B-K.2.1	HE-B 300	HE-B 300	43	43
✓	B-K.3.1	HE-B 300	HE-B 300	43	43
✓	B-K.4.1	HE-B 300	HE-B 300	15	15

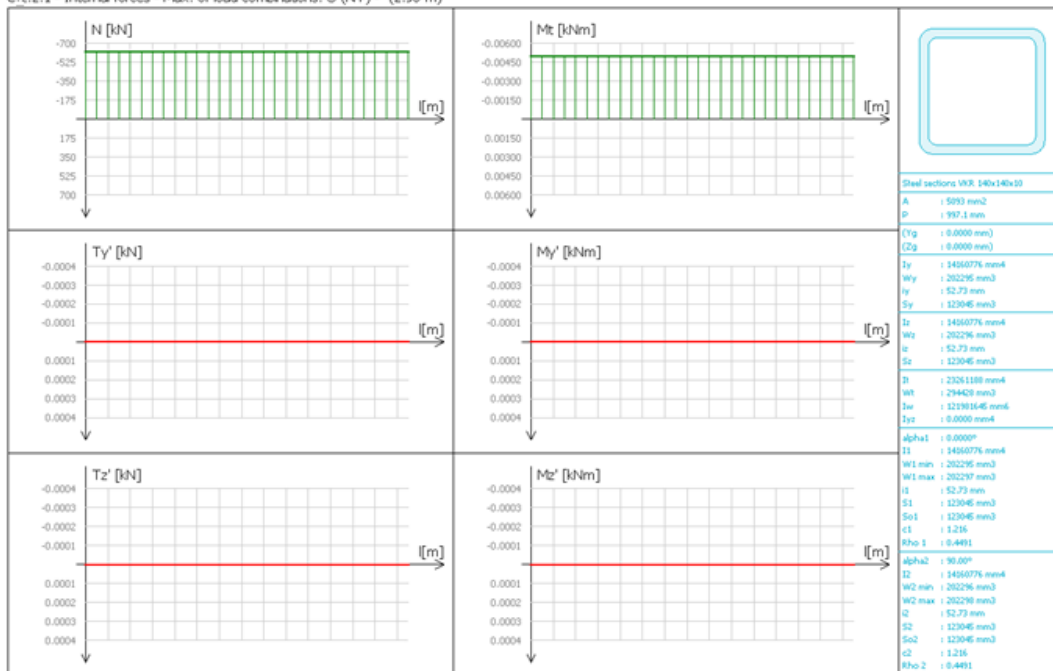
	Group	Design parameters	Applied profile	Max. [%]	Min. [%]
✓	B-K.5.1	HE-B 300	HE-B 300	8	8
✓	B-S1.1.1	HE-B 300	HE-B 300	39	39
✓	B-S1.2.1	HE-B 300	HE-B 300	25	25
✓	B-S1.3.1	HE-B 300	HE-B 300	41	41
✓	B-S1.4.1	HE-B 300	HE-B 300	15	15
✓	B-S1.5.1	HE-B 300	HE-B 300	12	12
✓	B-S2.1.1	HE-B 300	HE-B 300	44	44
✓	B-S2.2.1	HE-B 300	HE-B 300	22	22
✓	B-S2.3.1	HE-B 300	HE-B 300	46	46
✓	B-S2.4.1	HE-B 300	HE-B 300	14	14
✓	B-S2.5.1	HE-B 300	HE-B 300	15	15
✓	C-1.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	30	30
✓	C-1.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	67	67
✓	C-1.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	30	30
✓	C-1.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	25	25
✓	C-1.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	25	25
✓	C-1.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	30	30
✓	C-1.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	67	67
✓	C-1.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	30	30
✓	C-2.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	21	21
✓	C-2.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	47	47
✓	C-2.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	21	21
✓	C-2.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	17	17
✓	C-2.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	17	17
✓	C-2.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	21	21
✓	C-2.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	47	47
✓	C-2.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	21	21
✓	C-3.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	13	13
✓	C-3.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	27	27
✓	C-3.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	12	12
✓	C-3.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-3.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	10	10
✓	C-3.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	12	12
✓	C-3.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	27	27
✓	C-3.8.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	13	13
✓	C-4.1.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	7	7
✓	C-4.2.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	5	5
✓	C-4.3.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	3	3
✓	C-4.4.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	3	3
✓	C-4.5.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	5	5
✓	C-4.6.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	7	7
✓	C-4.7.1	VKR 140x140x10	VKR 140x140x10	8	8

### 5.1.3 Detaljerte resultat

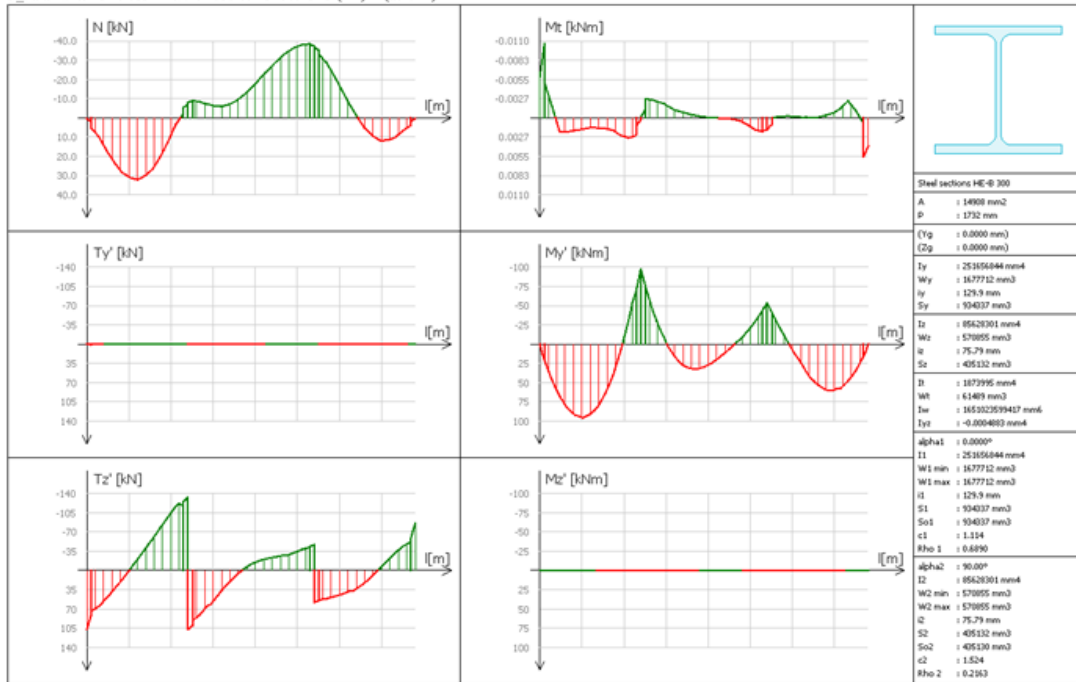
C.1.2.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (2.90 m)



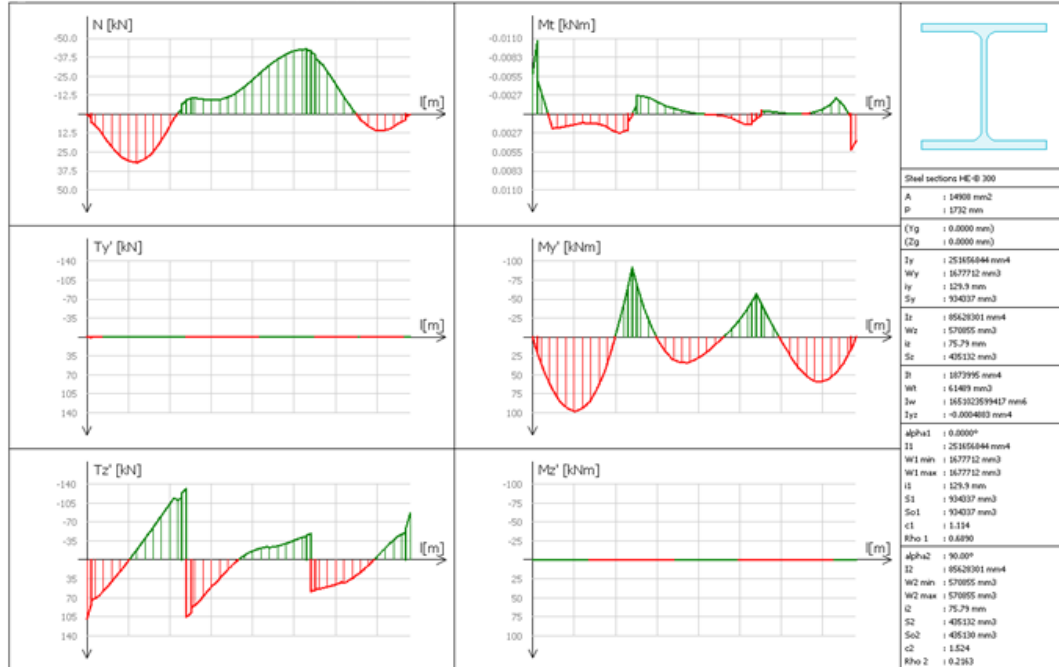
C.2.2.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (2.90 m)



B.1.1.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (15.6 m)



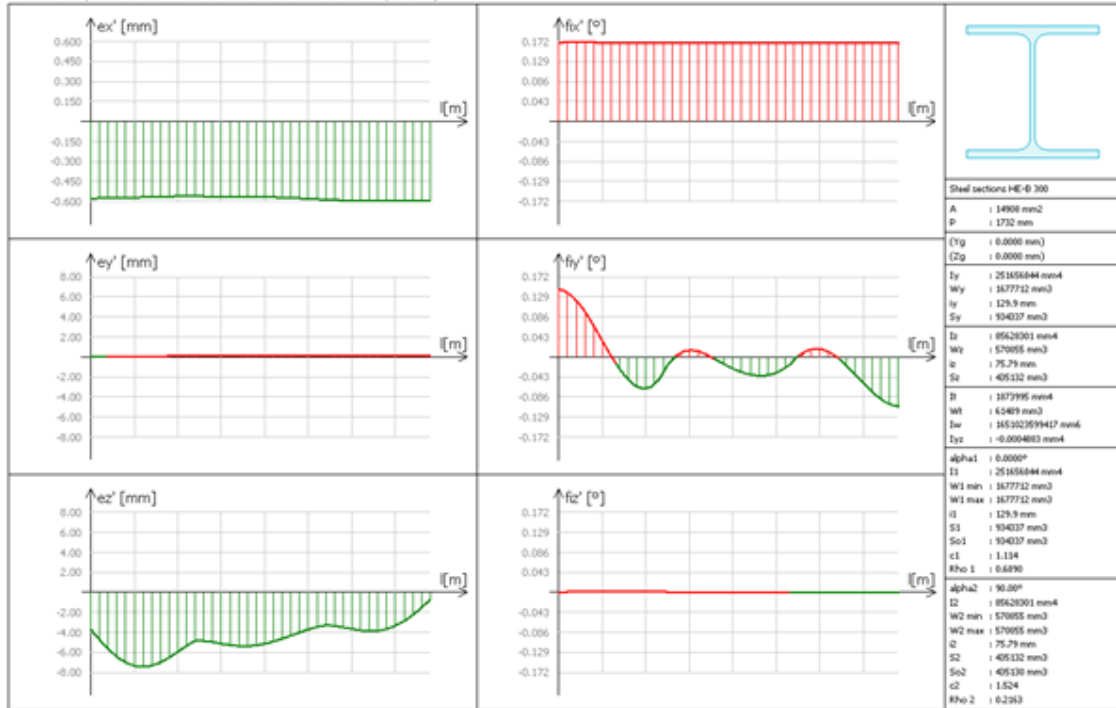
B.2.1.1 - Internal forces - Max. of load combinations: U (N+) - (15.6 m)



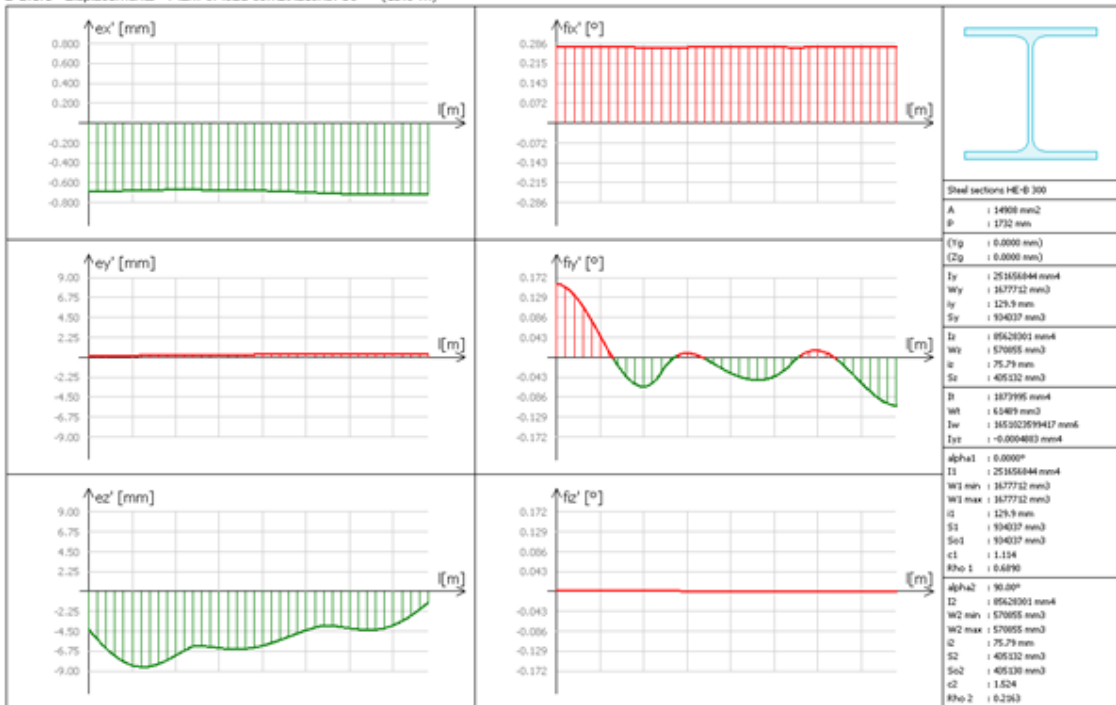


# Nedbøyning i bruksgrensetilstand

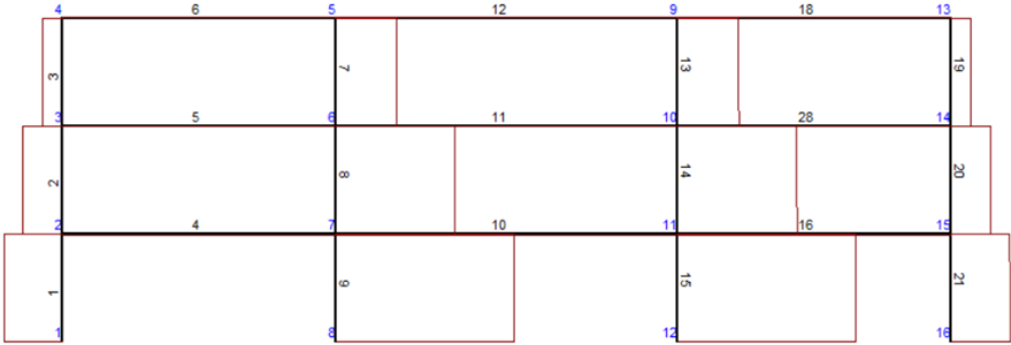
B-1.1.1 - Displacements - Max. of load combinations: Sc - (15.6 m)



B-2.1.1 - Displacements - Max. of load combinations: Sc - (15.6 m)

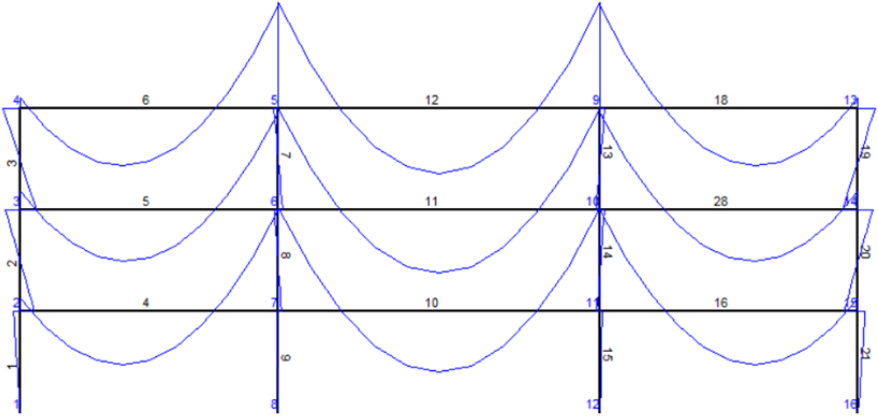


V4.8 BEREGNINGER FRA EUROCODE



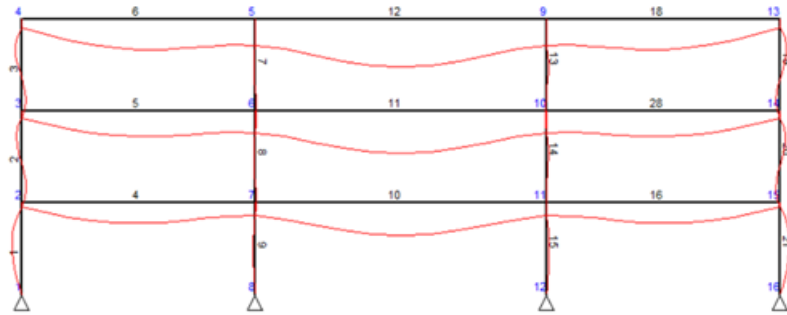
Aksialkraftdiagram  
 maxN=9.79 kN, minN=-1110.43 kN

Aksialkraftdiagram



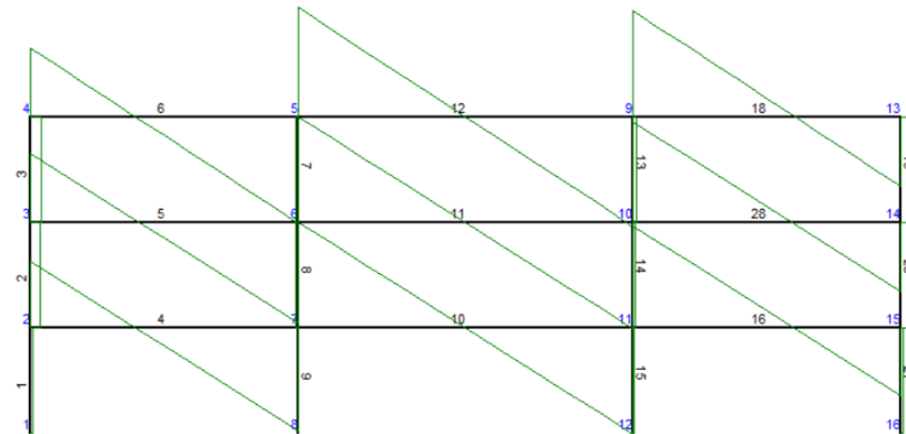
Bøymomentdiagram  
 maxM=110.56 kNm, minM=-178.05 kNm

## Bøyemomentdiagram



Forskyvningsdiagram  
maxD=11.63 mm

## Forskyvningsdiagram



Skjærkraftdiagram  
maxV=192.41 kN, minV=-192.41 kN

## Skjærkraftdiagram



SINTEF Certification

**Nr. 20462**

Utstedt: 05.01.2016  
Revidert:  
Gyldig til: 01.04.2021  
Side: 1 av 3

SINTEF Byggforsk bekrefter at

### **CCL Deck**

er vurdert å være egnet i bruk og tilfredsstillende krav til produktdokumentasjon i henhold til Forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk (DOK) og Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK10), for de egenskaper, bruksområder og betingelser for bruk som er angitt i dette dokumentet

#### **1. Innehaver av godkjenningen**

Thilt Engineering AS  
Postboks 9163  
6023 Ålesund  
+47 918 12 475  
[www.thilt.no](http://www.thilt.no)

#### **2. Produktbeskrivelse**

CCL Deck er et konsept for plasstøpte betongdekker understøttet av søyler og/eller vegger. Hovedarmeringen består av etteroppspente kabler. CCL Deck skiller seg fra ordinære betongdekker ved at det meste av slakkarmering som kreves etter NS-EN 1992-1-1 er erstattet av stålfiberarmering.

Enkeltproduktene som inngår i betongdekket omfattes ikke av godkjenningen. Produktene spesifiseres for hvert enkelt byggeprosjekt og forutsettes dokumentert i henhold til forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk (DOK), og være CE-merket der forskriften krever dette.

#### *Egenskaper ved brannpåvirkning*

CCL Deck har tilsvarende brannmotstand som betongdekker med tradisjonell slakkarmering. Nødvendig overdekning til spennarmering skal beregnes av innehaver i hvert enkelt tilfelle. Stålfibrene i overdekningssonen på eksponert side regnes ikke aktiv i en brannsituasjon.

Brannmotstand for forskjellige dekketykkelser som vist i Byggforskserien 520.321 *Brannmotstand for etasjeskillere* kan brukes som et utgangspunkt.

#### *Lydisolering*

CCL Deck har lydisolerende egenskaper som tilsvarer tradisjonelle massive betongdekker.

Orienterende verdier for luftlydisolasjon og trinnlydnivå kan finnes i Byggforskserien 522.513 *Lydisolerende tunge etasjeskillere*.

#### *Varmeisolering*

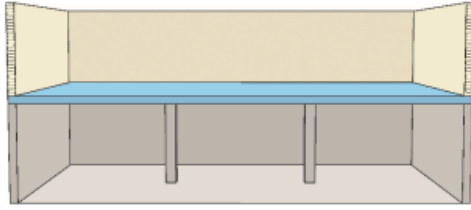


Fig. 1  
Eksempel på anvendelse av CCL Deck

### 3. Bruksområder

CCL Deck kan brukes som etasjeskiller eller fundamentplate i bygninger i pålitelighetsklasse 1 og 2; se figur 1.

### 4. Egenskaper

#### Bæreevne

CCL Deck vil ha tilsvarende bæreevne som et etterspent betongdekke med tradisjonell slakkarmering.

U-verdi for CCL Deck er den samme som for betongdekker med tradisjonell slakkarmering.

#### Bestandighet

CCL Deck er egnet for bruk i eksponeringsklasse X0, XC1-XC4 og XD1-XD3 etter NS-EN 206.

Ved bruk i eksponeringsklassene XD1-XD3 skal bidraget fra stålfibrene i de ytterste 10 mm på eksponert side ikke medregnes ved kontroller i bruks- og bruddgrensetilstanden.

### 5. Miljømessige forhold

Det er ikke gjennomført miljøvurdering av enkeltproduktene som inngår i betongdekket. Det forutsettes at miljørelaterte egenskaper med hensyn til helse- og miljøfarlige kjemikalier og påvirkning på inn klimaet er dokumentert for hver enkelt komponent og for hvert enkelt materiale som anvendes i oppbygningen av betongdekket.

SINTEF Byggforsk er norsk medlem i European Organisation for Technical Assessment, EOTA, og European Union of Agrément, UEAtc

Kontaktperson, SINTEF Byggforsk: Gunrid Kjellmark

Utarbeidet av: Gunrid Kjellmark

www.sintefcertification.no

Telefon: 73 59 30 00

E-post: certification@sintef.no

© Copyright SINTEF Byggforsk

SINTEF Teknisk Godkjenning - Nr. 20462

Side 2 av 3

### 6. Betingelser for bruk

#### Prosjektering

Krav til pålitelighet etter NS-EN 1990:2002 skal påvises i hvert enkelt tilfelle etter NS-EN 1992-1-1 og retningslinjer gitt i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 38 (NB38).

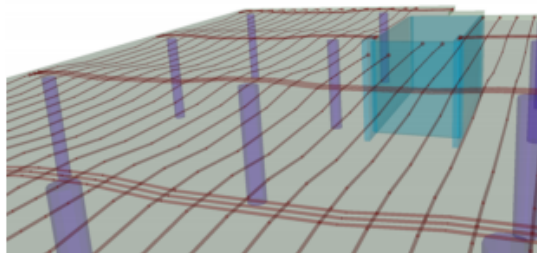
Ved bruk i bygninger i Pålitelighetsklasse 2 skal det påvises tilstrekkelig momentkapasitet uten fiberbidrag når last- og materialfaktorer settes lik 1.0.

#### Framstilling av betong

Framstillingen av betong med stålfiber skal skje etter NS-EN 206 og tilleggskrav til kontroll i NB38. Betongen som brukes i CCL Deck skal være selvkomprimerende.

#### Armering

Hovedbæring består av etteroppspente kabler. Kablene legges relativt konsentrert i en retning og jevnt fordelt i den andre retningen; se Fig. 2.



Betongleveranse og utstøping må planlegges på en måte som gjør at utilsiktede kaldskjøter ikke oppstår.

### 7. Produkt- og produksjonskontroll

Produktet produseres av Thilt Engineering AS, Ålesund, Norge.

Innehaver av godkjenningen er ansvarlig for produksjonskontrollen for å sikre at produktet blir produsert i henhold til de forutsetninger som er lagt til grunn for godkjenningen.

Fabrikkfremstillingen av produktet er underlagt overvåkende produkt- og produksjonskontroll i henhold til kontrakt om SINTEF Teknisk Godkjenning.

### 8. Grunnlag for godkjenningen

Godkjenningen er basert på verifikasjon av egenskaper og virkemåte som vist i følgende dokumenter:

- Spenneteknikk Construction AS: "Full scale test. Prestressed tendons and steel fibre in flat slab." Rapport november 2013
- Hallberg, M. A og Hanssen, H. E. : "Post-Tensioned Fiber Reinforced Flatslab", Master's thesis, NTNU 2013
- THiLT Engineering AS: "Dimensjonering og utførelse av CCL Deck", august 2015
- Norsk Betongforenings publikasjon 38: "Dimensjonering og utførelse av fiberarmert betong" (utkast august 2015)
- Sivertsen, M. og Tøsti, A. B. : "Etteroppspent og fiberarmert flatdekke", Master's thesis, NTNU 2015

Fig. 2  
Typisk layout for spennkabler

Avstanden mellom de jevnt fordelte kablene skal ikke overstige  $4 \cdot h \leq 750$  mm.

Dersom tilfredsstillende kapasitet er påvist kan slakkarmering utelates med unntak av:

- Armering i underkant over søyler etter NS-EN 1992-1-1 pkt 9.4.1(3)
- Spaltestrekkarmering i soner der flere kabler er forankret
- Armering gjennom støpeskjøter

#### Utstopping

Betongen skal legges ut med pumpe. Pumpeslangens diameter skal minst være 1.5 ganger fiberlengden.

Det skal tilstrebis en fiberfordeling og –orientering i tråd med beregningsforutsetningene. Fiberballer unngås ved pumping gjennom rist.

Det skal tas spesielt hensyn til tverrsnittsendringer, trekkerør, kabelbunter og liknende som kan føre til svekkelser på grunn av opphopning av fiber.

Selvkomprimerende fiberbetong skal ikke vibreres.

#### 9. Merking

CCL Deck kan merkes med godkjenningsmerket for Teknisk Godkjenning 20462.



Godkjenningsmerke

#### 10. Ansvar

Innehaver/produsent har det selvstendige produktansvar i henhold til gjeldende rett. Bruksbetinget krav kan ikke fremmes overfor SINTEF Byggforsk utover det som er nevnt i NS 8402.

for SINTEF Byggforsk

Marius Kvalvik  
Godkjenningsleder

V6 Møte- og befaringsreferat

Møte med M. Kristiseter		
Dato: 28.11.2017	Kl: 13.00	Emblem
Møtetype	Oppstartsmøte	
Deltakere	Kristian Gjendem, Torunn Gjerdset, Ingvild Nordvik, Vemund Årskog, Stig Mork, Therese Giskeødegård Osvik.	
Møteinnhold	<p>Møtet startet med en kjapp gjennomgang av aktuelle prosjekter. Valget falt på et prosjekt ved Klipra, Fagervikplasen. Prosjektet består av 4 bygg på totalt 103 leiligheter. Prosjektet har flere utfordringer, blant annet bakveggen mot Borgundvegen.</p> <p>Vi kom med innspill om at vi helst så for oss en oppgave som inneholdt dimensjonering av bæresystemer. De mente vi kunne se på bæresystemet til husrekken mot Borgundvegen, noe Vemund mente var en god vinkling.</p> <p>Det ble også nevnt at høyden på bygget var et problem, da tilhørende reguleringsplanen er rigid når det kommer til kotehøyder og fasadeutforming.</p> <p>Vi fikk utdelt en god del tegninger, rapporter og dokumenter tilknyttet prosjektet. Vi endte med at vi skulle komme tilbake til hvordan vi ville vinkle oppgaven.</p>	
Konklusjon	Vi fikk se forskjellige innfallsvinkler på oppgaven.	

Møte med M Kristiseter		
Dato: 11.01.2017	Kl: 13.00	Emblem
Møtetype		
Deltakere	Kristian Gjendem, Torunn Gjerdset, Ingvild Nordvik, Vemund Årskog, Stig Mork	
Møteinnhold	<p>Vi la frem ønske om å vinkle oppgaven mot bæresystemet til blokken mot Borgundvegen med fokus på dekkeløsning for å få ned høyden. Stig nevnte at etteroppspent fiberarmert betongdekke kan være et godt alternativ til den tradisjonelle måten å støpe på, samt et samarbeid med Steinar Trygstad ved Thilt. Vemund støtter gruppens viking.</p>	

	På slutten av møtet signerte vi en avtale om bacheloroppgave med M. Kristiseter.
Konklusjon	Vi fikk vinklet oppgaven mot bæresystemet til blokkene mot borgundvegen. Vi fikk belyst flere problemstillinger, samt se på forskjellige løsninger for å støpe dekkene.

Befaring på Dyrøy betong AS		
Dato: 19.01.2017	Kl: 09.30	Olsvika
Møtetype	Befaring på Dyrøys lokale og byggeplass	
Deltakere	Kristian Gjendem, Torunn Gjerdset, Ingvild Nordvik, Ronny Breiteig, Frode Lie	
Møteinnhold	Vi møtte driftssjef Ronny Breiteig for en gjennomgang av hvordan fiberarmert betong blir produsert ved deres lokale. Vi får se en medarbeider blande 6 m <sup>3</sup> SKB med ca. 2% stålfiber (Krampeharex DE 50/1.0 N). Dyrøy har egen blandemaskin som fordeler fibrene jevnt i trommelbilen før avreise til byggeplass. Dette er ikke helt i samsvar med gjeldene standarder på området, men de har så godt kvalitetssystem at de kan gå gode for betongen. Avviket fra standarden blir i tillegg opplyst på følgeseddelen til leveransen.	
Konklusjon	Vi fikk mye informasjon som vi kan bruke videre ved å gjøre kalkyler på prissammenlikning.	

Befaring Spenncon		
Dato: 07.02.2017	Kl: 09.30	Hjørungavåg
Møtetype	Befaring, produksjonshall	
Deltakere	Kristian Gjendem, Torunn Gjerdset, Ingvild Nordvik	
Møteinnhold	Vi reiste ut til Spenncon AS i Hjørungavåg, for et møte med Vidar Ytre-Hauge. Agendaen for besøket var informasjon rundt Spenncons sine produkter, i tillegg til en befaring i produksjonshallene for å se hvordan prefabrikkerte betongelementer ble produsert.	
Konklusjon	Vi fikk kunnskap om hulldekker generelt, samt produksjonen.	



Veiledermøte		
Dato: 15.02.2017	Kl: 11.00	NTNU
Møtetype	Veiledermøte	
Deltakere	Kristian Gjendem, Torunn Gjerdsset, Ingvild Nordvik, Vemund Årskog	
Møteinnhold	<p>Vi lurte på om den teoretiske delen av bacheloroppgaven så bra ut, Vemund responderte med at han skulle gå gjennom det i løpet av uken og komme med tilbakemeldinger. Videre ga han sine synspunkter rundt dimensjoneringsdelen av oppgaven, hvor vi blant annet burde sammenlikne de forskjellige dekketyperne med hensyn på krav til lyd og brann.</p> <p>Vemund gikk kjapt gjennom jordskjelvdimensjonering, og mente at det ikke ville være for tidkrevende for oss, da den kunne utføres ved forenklinger.</p> <p>Vi fortalte videre at vi hadde lyst til å få gjennomført et kurs i FEM-design via Norconsult, ettersom også flere grupper skulle bruke beregningsprogrammet. Vemund mente dette var gjennomførbart, men forklarte at et slikt program er komplekst og tar tid å sette seg inn i.</p>	
Konklusjon	<p>Prøve å avklare forholdet rundt FEM-design kurset.</p> <p>Finne relevant informasjon på lyd krav og brann til de forskjellige dekketyperne.</p> <p>Mer informasjon om hvordan vi kan jordskjelvdimensjonere.</p>	

Veiledermøte		
Dato: 01.03.2017	Kl: 11.00	NTNU
Møtetype	Veiledermøte	
Deltakere	Kristian Gjendem, Torunn Gjerdsset, Ingvild Nordvik, Vemund Årskog	
Møteinnhold	<p>Vi spør Vemund om hans syn på spennvidder på etterspent fiberdekke og hvilken vei dekket bør spennes for å gjøre det mest økonomisk. Vemund forklarer oss at plassering på sjakter spiller inn på hvilken vei dekket bør spennes, da det kan oppstå krefter på sjakten som er uheldig. Vemund avtaler et møte for oss med Steinar Trygstad, som jobber ved etteroppspanning ved Thilt.</p>	

## FORPROSJEKT - RAPPORT FOR BACHELOROPPGAVE

**TITTEL:**

Fagervikplassen leilighetskompleks

**KANDIDATNUMMER(E):**

Kristian Gjendem, Torunn Gjerdsset og Ingvild Nordvik

<b>DATO:</b> 27.01.17	<b>EMNEKODE:</b> IB303312	<b>EMNE:</b> Bacheloroppgave	<b>DOKUMENT TILGANG:</b> Åpen
<b>STUDIUM:</b> Bygg- Konstruksjon		<b>ANT SIDER/VEDLEGG:</b> 25/7	<b>BIBL. NR:</b>

**OPPDRAKSGIVER(E)/VEILEDER(E):**M Kristiseter ASStig Ivar Mork                      [stig@kristiseter.no](mailto:stig@kristiseter.no)                      90542626NTNU ÅlesundVemund Årskog                      [vemund.arskog@ntnu.no](mailto:vemund.arskog@ntnu.no)                      93033753**OPPGAVE/SAMMENDRAG:**

Forprosjektet er en introduksjon til, og første del, av bacheloroppgaven. Hovedoppgaven vil omhandle valg av bæresystem til et boligprosjekt på Klipra, Ålesund. Vi har valgt å se på ulike løsninger for bæresystemet, med hovedvekt på etasjeskillerene.

## Innhold

1.0 Innledning.....	
1.1 Bakgrunn for valg av tema.....	
1.2 Begreper.....	
2.0 Prosjektorganisasjon.....	
2.1 Prosjektorganisasjon.....	
2.2 Oppgaver for prosjektgruppen.....	
2.3 Oppgaver for prosjektmedlemmer.....	
2.4 Styringsgruppe (Veilder og kontaktperson/oppdragsgiver).....	
3.0 Avtaler.....	
3.1 Avtaler med oppdragsgiver.....	
3.2 Arbeidssted og ressurser.....	
3.3 Gruppenormer, samarbeidsregler og holdninger.....	
4.0 Prosjektbeskrivelse.....	
4.1 Problemstilling.....	
4.2 Målsetting.....	
4.3 Hensikt.....	
4.4 Krav til prosjektresultat.....	
4.5 Metode.....	
4.6 Informasjonsinnsamling.....	
4.7 Vurdering.....	
4.8 Hovedaktiviteter.....	
<b>5.0 Framdriftsplan.....</b>	
5.1 Hovedplan.....	
5.2 Styringshjelpemidler.....	
5.3 Intern kontroll.....	
5.4 Beslutninger.....	
<b>6.0 Dokumentasjon.....</b>	
6.1 Dokumentasjon som skal utarbeides.....	
6.2 Rutiner.....	
7.0 Planlagte møter og rapporter.....	
7.1 Møter.....	
7.2 Periodiske rapporter.....	
8.0 Planlagt avviksbehandling.....	
9.0 Utstyrbehov og forutsetninger for gjennomføring.....	
<b>10.0 Referanser.....</b>	
<b>11.0 Vedlegg.....</b>	

# 1.0 Innledning

Fagervikplassen er et boligprosjekt gitt av M Kristiseter AS, som skal oppføres på Klipra i Ålesund. Prosjektet omfatter 5 leilighetskomplekser der tre ligger mot Borgundvegen, og to ligger mot Ystenesgata. Vi har valgt å avgrense oppgaven til de tre bygningene som vil ligge mot Borgundvegen. Disse tre bygningene vil bestå av seks etasjer. Oppgaven er i hovedtrekk en konstruksjonsoppgave, med vektlegging av minimering av tykkelsen på etasjeskillerene og overholdelse av norsk standard og gitte rammebetingelser.

## 1.1 Bakgrunn for valg av tema

Som helhet har dette prosjektet flere utfordringer, og det er flere problemstillinger man står overfor. Vi har valgt å se på bæresystemet for disse bygningene, med utgangspunkt i byggehøyde og gitte standarder. Noe av hovedvekten av oppgaven blir å sammenligne «tradisjonell» armering med fiberarmering i dekkene, samt finne ei løsning som kan minimere tykkelsen på etasjeskillerene for å imøtekomme gitte krav.

## 1.2 Begreper

- *Fiberarmert betong* er betong armert med bare fiber (Kanstad et al. 2011).
- *Bæresystemet* omfatter de delene av konstruksjonen som har som oppgave å holde konstruksjonen oppe, og overføre de opptredende lastene til fundamentene (Larsen, 2008).
- «*Tradisjonell*» armering. Forsterkning av en bærende bygningsdel, oftest armeringsstål i betong (Juliebø, 1997).
- *PBL*: Plan- og bygningsloven.
- *TEK10* er en byggt teknisk forskrift, tilhørende PBL.
- *Norsk standard* omfatter standarder for produkter, prosjektering og utførelse.

## 2.0 Prosjektorganisasjon

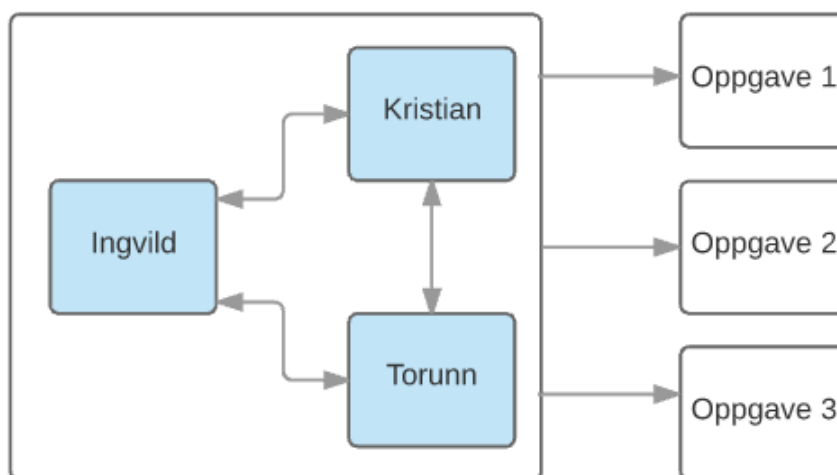
### 2.1 Prosjektgruppe

Prosjektgruppe			
Navn	Adresse	Mobil	E-post
Kristian Gjendem	Nørvegjerdet 2D, 6009 Ålesund	908 39 251	<a href="mailto:kristiangjendem@msn.com">kristiangjendem@msn.com</a>
Torunn Gjerdsset	Keiser Wilhelmsgate 60, 6003 Ålesund	917 71 843	<a href="mailto:torunn_510@hotmail.com">torunn_510@hotmail.com</a>
Ingvild Nordvik	Keiser Wilhelmsgate 60, 6003 Ålesund	924 83 395	<a href="mailto:inordvik94@hotmail.com">inordvik94@hotmail.com</a>

Tabell 2.1: Kontaktopplysninger for personer tilknyttet prosjektet

### 2.2 Oppgaver for prosjektgruppen

Prosjektgruppen skal innhente nødvendig informasjon, utføre avtalte prosjektoppgaver og sørge for å opprettholde god kommunikasjon, slik at aktuelle problemstillinger blir belyst og kan bidra til problemløsning. Det er sentralt at både samarbeid og selvstendig arbeid er tilfredsstillende, slik at målsettingene og tidsfristene blir overholdt.



Figur 2.2: Prosjektorganisering

## 2.3 Oppgaver for prosjektmedlemmer

Oppgave- og ansvarsfordelingen til prosjektmedlemmene vil være forankret i et gjennomgående samarbeid, og fastsatte oppgaver vil fordeles og utføres etter avtale mellom prosjektmedlemmene. Noe arbeid vil være selvstendig, mens noen oppgaver krever mye samarbeid.

## 2.4 Styringsgruppe (Veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

Styringsgruppens viktigste oppgaver er å gjøre nødvendige beslutninger, samt følge opp disse. I tillegg er også styringsgruppen ansvarlig for å gi råd og støtte i problemstillinger som blir tatt opp (Rolstadås, Olsson, Johansen, Langlo, 2014).

Styringsgruppe				
Navn	Rolle	Organisasjon	E-post	Telefon
Vemund Årskog	Veileder	NTNU Ålesund	<a href="mailto:vemund.arskog@ntnu.no">vemund.arskog@ntnu.no</a>	93033753
Stig Ivar Mork	Veileder	M Kristiseter AS	<a href="mailto:stig@kristiseter.no">stig@kristiseter.no</a>	90542626
Kristian Gjendem	Medlem	Prosjektgruppe	<a href="mailto:kristiangjendem@msn.com">kristiangjendem@msn.com</a>	90839251
Torunn Gjerdset	Medlem	Prosjektgruppe	<a href="mailto:torunn_510@hotmail.com">torunn_510@hotmail.com</a>	91771843
Ingvild Nordvik	Medlem	Prosjektgruppe	<a href="mailto:Inordvik94@hotmail.com">Inordvik94@hotmail.com</a>	92483395

Tabell 2.4: Styringsgruppe

## **3.0 Avtaler**

### **3.1 Avtale med oppdragsgiver**

Ansvarlig for prosjektet er M Kristiseter, og oppgaven ble utarbeidet i samarbeid med vår kontaktperson i Kristiseter, samt veilederen vår. I første del av prosjektfasen ble det holdt et oppstartmøte, der Kristiseter presenterte prosjektet, og foreslo ulike tilnærminger. Deretter ble det holdt møte med både veileder og Kristiseter, der det ble foretatt avgrensninger og utarbeidet et grovutkast til problemstilling. Videre foreligger det plan om framdriftsrapport hver 14. dag, der det blir en vurderingssak underveis hvor ofte oppdragsgiver og veileder skal involveres. Se vedlegg 3 for avtale.

### **3.2 Arbeidssted og ressurser**

Under oppstartsfasen av prosjektet ble det avklart hvilket rom vi fikk til disposisjon, og hvilke dataverktøy vi anså som nødvendig for prosjektet. Vi har tilgang på veiledning og rådgivning fra M Kristiseter dersom det er nødvendig underveis i prosjektet, samt mulighet til å benytte rapporter gjort av eksterne konsulenter. Vi har i tillegg vært i kontakt med Steinar Trygstad v/Thilt Engineering, ettersom vi har valgt å bruke fiberarmert betong som et alternativ.

### **3.3 Gruppenormer, samarbeidsregler og holdninger**

For å opprettholde en gjennomgående god struktur i arbeidet, blir det holdt et internt kontrollmøte hver morgen med samtlige prosjektmedlemmer, i tillegg til at det på mandager holdes et internt ukesmøte. Her vil man gjennomgå hvilke oppgaver som skal gjennomføres i løpet av uka, og kontrollere at framdriftsplanen kontinuerlig er oppdatert. Det er viktig at alle prosjektmedlemmer forholder seg til avtalt framdriftsrapport og gitte arbeidsoppgaver, og dersom det skulle oppstå uenigheter og utfordrende problemstillinger, må man vurdere behovet for kontakt med veileder.

## **4.0 Prosjektbeskrivelse**

### **4.1 Problemstilling**

Hvordan dimensjonere et bæresystem som vil kunne minimere tykkelsen på etasjeskillerene, samtidig som man overholder gitte krav og standarder?

### **4.2 Målsetting**

Hovedmålet med oppgaven er å tilegne oss kunnskap om valgt tema, og i tillegg dimensjonere et bæresystem som overholder gitte krav, standarder og lovverk.

### **4.3 Hensikt**

Hensikten med denne oppgaven er å utarbeide ei løsning for bæresystemet til leilighetskompleksene som ligger mot Borgundvegen.

### **4.4 Krav til prosjektresultat**

De overordnede kravene omfatter at de valg og dimensjoneringsprosesser som skal foretas, må utføres i henhold til gitte standarder og lovverk: PBL, TEK10 og Norsk standard. Det er også viktig at prosjektets resultat samsvarer med målsetting og problemstilling, og utarbeides i henhold til NTNUs regelverk. I tillegg til dette må vi også forholde oss til gitte rammebetingelser og gjeldene reguleringsplan.

### **4.5 Metode**

Utgangspunktet for oppgaven er et boligprosjekt, sett fra et konstruksjonsperspektiv. Vi skal forholde oss til dimensjonering som er i tråd med norsk standard. Oppgaven blir en kombinasjon mellom kvalitativ og kvantitativ metode.

### **4.6 Informasjonsinnsamling**

Under arbeidet med forprosjektet har vi innhentet informasjon som vi anser som nødvendig for det videre arbeidet. Vi kommer også til å fortsette arbeidet med informasjonsinnsamling videre underveis i hovedoppgaven, og vi forventer å anskaffe mer informasjon etter hvert.



<b>Informasjonsinnsamling</b>
1.0 Prosjektinformasjon (M Kristiseter AS)
1.1 Reguleringsplan
1.2 Kart, tegninger og annen informasjon
2.0 Lover, forskrifter og standarder
2.1 Plan- og bygningsloven
2.2 TEK 10
2.3 Norsk Standard
3.0 Prosjektrapporter
COIN rapporten (2011)
4.0 Litteratur
Betong
Armering: Spenn-/slakkarmering, fiberarmering
Bygningsmessig brannvern
Stål
Geoteknikk
5.0 Dimensjoneringsprinsipp
Lastforutsetninger
Grunnleggende forutsetninger
Jordskjelvdimensjonering
Statiske beregninger

Tabell 4.6: Informasjonsinnsamling

## 4.7 Vurdering

Dette er et prosjekt i regi av M Kristiseter, og bedriften har allerede opplevd flere utfordringer knyttet til byggesøknaden på grunn av rammebetingelser gitt av kommunen.

Leilighetskomplekset er i dag regulert til Fagervikplassen hvor det i dag står et hus av kulturminneverdi, og det vil ikke være mulig å bevare huset dersom prosjektet skal realiseres. En annen utfordring er å finne en løsning for bærekonstruksjonen, slik at man ikke overstiger gitte krav til høyde.

På tomten er det også utfordringer med byggegrunnen, da det er stor høydeforskjell mellom Borgundveien og Ystenesgata. Vi må derfor vurdere hvilken metode som skal brukes for å sikre løsmassene rundt byggegropen.

Vi vil underveis i prosjektet sammenlikne våre løsninger med allerede eksisterende forslag til løsninger fra M Kristiseter, og vi vil fortsette vår prosjektering selv om de ikke er kommet like langt i prosessen.

Videre er det viktig å se på hvilke faktorer som vil være sentrale for å kunne oppnå god kvalitet på arbeidet vårt. Som prosjektgruppe er det viktig med en god dialog og godt samarbeid innad i gruppen, men like gjeldende er samarbeid og dialog med veileder og bedrift. Det er også viktig at framdriftsrapporten blir opprettholdt og revidert fortløpende med arbeidet, slik at man gjennomgående i prosjektet overholder en god struktur. Samtidig er det også viktig å undersøke hvilke eventuelle faktorer som kan gi negativ innvirkning på prosjektet, og hvordan man skal håndtere dette. Tap av data, brudd på avtaler og mer tidkrevende oppgaver enn først antatt er alle faktorer som kan true et suksessfullt prosjekt.

## 4.8 Hovedaktiviteter

Hovedaktiviteter		
Nr	Hovedaktiviteter	Ansvar
1	Forprosjektrapport	Alle
2	Innsamling av data	Alle
3	Rammebetingelser	Alle
4	Metoder	Alle
5	Teori	Alle
6	Valg av metoder for sikring rundt byggegrøp	Alle
7	Jordskjelvsberegning	Alle
8	Dimensjonering av bærekonstruksjon	Alle
9	Brannisolering	Alle
10	Beregningsprogrammer	Alle
11	Diskusjon og valg av metode	Alle
12	Modellering	Alle
13	Sammenfatning av valgte løsninger	Alle
14	Ferdigstille oppgave	Alle

## **5.0 Framdriftsplan**

### **5.1 Hovedplan**

Hovedplanen er fremstilt via et Gantt-diagram, se vedlegg 1. Aktivitetene i planen skal utføres til gitt tid og av avtalte personer i gruppen ut i fra framdriftsrapporten. De største tidkrevende hovedaktivitetene vil bli delt inn i underaktiviteter, slik at det vil være lettere å få oversikt over hovedaktiviteten og tidsrammen.

Milepæler i prosjektet:

- Konkretisere problemstilling.
- Innlevering av forprosjekt.
- Valg av bæresystem.
- Ferdigstilling av illustrasjoner og tegninger.
- Innlevering av hovedprosjekt.
- Framføring.

### **5.2 Styringshjelpemidler**

Framdriftsrapporten er det sentrale hjelpemiddelet for å styre prosjektet til suksess, og denne vil bli revidert kontinuerlig. Det skal både utarbeides en intern framdriftsrapport, i tillegg til at veileder og bedrift skal få en oppdatert rapport hver 2 uke (Se vedlegg for framdriftsrapport).

#### **5.2.1 Programvare**

- Microsoft Excel.
- Microsoft Project.
- Microsoft Visio.

#### **5.2.2 Utviklingshjelpemidler**

- Revit.
- AutoCAD.
- FEM-design.

### **5.3 Intern kontroll**

For å kvalitetssikre arbeidet gjennom hele prosjektet vil vi som tidligere nevnt holde jevnlig møter, foreta nødvendige revideringer, samt kontinuerlig kontrollere resultater opp mot framdriftsplanen. Det vil derfor bli holdt et internt møte hver morgen med samtlige prosjektmedlemmer, i tillegg til at det på mandager holdes et internt ukesmøte der man gjennomgår hvilke oppgaver som skal gjennomføres i løpet av uka.

### **5.4 Beslutninger**

Beslutninger som omhandler større utfordringer og problemstillinger blir fattet av både gruppe-medlemmer, veileder og bedrift, mens dersom det oppstår mindre problemer og utfordringer vil dette løses internt i gruppen. Her kan det eventuelt være aktuelt med hjelp av veileder dersom det oppstår store uenigheter. Videre vil beslutninger også bli tatt ut i fra beregninger og resultater.

## **6.0 Dokumentasjon**

### **6.1 Dokumentasjon som skal utarbeides**

Vi vil dokumentere timer vi jobber med prosjektet i timelister og spesifisere hva vi har jobbet med, og vi vil føre møtoreferater. I tillegg vil vi ha en fremdriftsplan der vi vil føre eventuelt større avvik. Hele gruppen skal være enig før dokumenter og referat legges ved oppgaven. Gruppens medlemmer vil gjennom hele prosessen kontrollere arbeidet til hverandre.

### **6.2 Rutiner**

- Planlagt arbeidsdag er 08:00-16:00 mandag-fredag. Eventuelt fravær meldes til gruppens øvrige medlemmer så fort det lar seg gjøre.
- Gjennomføre planlagte møter, både interne og eksterne.
- Sikkerhetskopiere data fortløpende og opprette en sky der dokument kan lastes opp (JIRA).
- Alle rapporter og referater skal kontrolleres og godkjennes av alle medlemmer, samt ha samme mal/oppbygging.

## **7.0 Planlagte møter og rapporter**

### **7.1 Møter**

Vi planlegger å holde møter med bedrifter og fagpersoner som kan bistå oss med rådgivning og informasjon til oppgaven. Fra disse møtene vil vi føre logg, slik at vi kan gjengi det sentrale fra møtene.

Møter med styringsgruppen vil skje fortløpende og vi vil i den forbindelse framvise oppdatert framdriftsplan til gruppen.

Innad i gruppen vil vi hver mandag morgen ta en briefing som vil gi hovedføringene for arbeidet som skal utføres i løpet av uken. Vi vil også justere framdriftsplanen.

Vi vil også holde et kort møte hver morgen for å diskutere eventuelle problemstillinger som dukker opp underveis. Vi vil ha fokus på at det skal være lav terskel for å komme med innspill, starte diskusjoner og utfordre andre gruppemedlemmers synspunkt.

### **7.2 Periodiske rapporter**

- Framdriftsrapporten vil bli overlevert til styringsgruppen hver 14 dag.
- Intern fremdriftsplan vil oppdateres på mandagsmøtet.

## **8.0 Planlagt avviksbehandling**

Dersom gruppen møter på problemstillinger som vi ikke klarer å håndtere internt på grunn av framdriftsplanen eller andre forhold, vil vi snarest mulig holde et møte internt i gruppen for å drøfte eventuelle alternativ.

Dersom utfordringen ser ut til å være av en slik art at den kan påvirke resultatet på prosjektet, vil vi ta kontakt med styringsgruppen og legge fram saken. Vi vil strekke oss langt i å finne en løsning som ivaretar alle parter. Skal vi stemme for et vedtak vil hvert medlem ha lik stemmerett og saken vil bli avgjort med flertall.

Alle endringer vi gjør fra opprinnelige interne planer vil vi beskrive i en avviksrapport som vil forklare valg av ny vinkling.

Når det kommer til ansvar og rollefordeling i gruppen, har hvert medlem like mye ansvar, plikter og lik rett til å komme med synspunkter og forslag til endringer.

## **9.0 Utstysbehov og forutsetninger for gjennomføring**

Til de statiske beregningene på bygget vil vi ha behov for dimensjoneringsprogram. Vi vil, så langt det lar seg gjøre, benytte oss av program vi allerede har kjennskap til fra skolen, som Revit og FEM-design. Dersom det blir behov for ytterligere dataverktøy vil vi henvende oss til M Kristiseter, eventuelt til skolen.

Vi kommer også, som nevnt tidligere, til å ha behov for tilgang på rapporter utarbeidet av eksterne konsulenter som grunnlag for arbeidet vårt.

## 10. Referanser

Juliebø, E. (1997) *Armeringsboka*. Oslo: Universitetsforlaget AS

Kantsad, T. (2011) 'Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner', *SINTEF Building and Infrastructure*, 29, 51

Larsen, P.K. (2008) *Konstruksjonsteknikk. Laster og bæresystemer*. 2 utg.

Trondheim: Tapir akademisk forlag.

Vedlegg:

Vedlegg 1    Framdriftsplan


Vedlegg 2    Møtereferater


Vedlegg 3    Avtale mellom oppdragsgiver, studenter og NTNU i Ålesund








## V8 Timelister

JANUAR	Antall timer	Antall timer	Antall timer	Antall timer
Ukenummer	Uke 1	Uke 2	Uke 3	Uke 4
Prosjektmedlemmer				
Kristian Gjendem	40	40	40	40
Torunn Gjerdset	40	40	40	40
Ingvild Nordvik	40	40	40	40
TOT= 480 timer				 Kunnskap for en bedre verden

FEBRUAR	Antall timer	Antall timer	Antall timer	Antall timer
Ukenummer	Uke 5	Uke 6	Uke 7	Uke 8
Prosjektmedlemmer				
Kristian Gjendem	40	40	40	40
Torunn Gjerdset	40	40	40	40
Ingvild Nordvik	40	40	40	40
TOT= 480 timer				 Kunnskap for en bedre verden

MARS	Antall timer	Antall timer	Antall timer	Antall timer	Antall timer
Ukenummer	Uke 9	Uke 10	Uke 11	Uke 12	Uke 13
Prosjektmedlemmer					
Kristian Gjendem	40	40	40	40	40
Torunn Gjerdset	40	40	40	60	60
Ingvild Nordvik	FERIE	40	40	60	60
TOT= 640 timer					 Kunnskap for en bedre verden

APRIL	Antall timer	Antall timer	Antall timer	Antall timer
Ukenummer	Uke 14	Uke 15	Uke 16	Uke 17
Prosjektmedlemmer				
Kristian Gjendem	40	40	FERIE	40
Torunn Gjerdset	40	40	60	60
Ingvild Nordvik	40	40	60	60
TOT= 520 timer				 Kunnskap for en bedre verden

MAI	Antall timer	Antall timer	Antall timer
Ukenummer	Uke 18	Uke 19	Uke 20
Prosjektmedlemmer			
Kristian Gjendem	40	40	40
Torunn Gjerdset	65	65	75
Ingvild Nordvik	65	65	75
TOT= 530			 Kunnskap for en bedre verden