



UNIVERSITETET I AGDER

Jordskjelvanalyse av dekke- konstruksjoner i fleretasjes bygg

En studie av konsekvenser ved usikkerhet i
prosjekteringsgrunnlag, og vurdering av kostnadseffektive
prosesser og løsninger

STIG TORE LIED, PER-EIRIK MOLTU

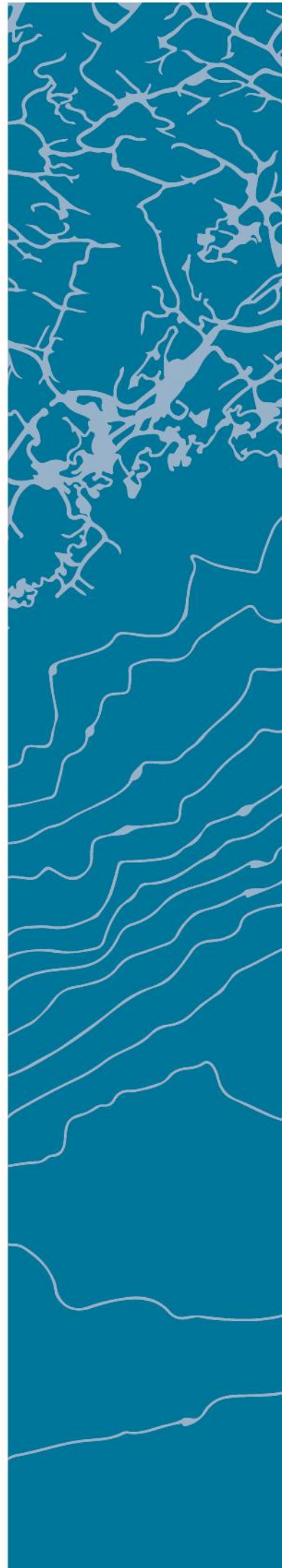
VEILEDER

Dmitry Vysochinskiy, førsteamanuensis

Universitetet i Agder, 2018

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for Ingeniørvitenskap



Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

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

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"> - ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands. - ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt. - ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt. - har alle referansene oppgitt i litteraturlisten. - ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse. 	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å betrakte som fusk og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen §§ 31.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert.	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at Universitetet i Agder vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter høgskolens retningslinjer for behandling av saker om fusk.	<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

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 Aura og på UiA sine nettsider med forfatter(ne)s godkjenning.

Oppgaver som er unntatt offentlighet eller taushetsbelagt/konfidensiell vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved Universitetet i Agder en vederlagsfri rett til å

gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering: JA NEI

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)? JA NEI

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over? JA NEI

Er oppgaven unntatt offentlighet? JA NEI

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

Forord

Denne masteroppgaven er avsluttende prosjektarbeid for sivilingeniørstudiet innen byggkonstruksjoner ved Universitetet i Agder Grimstad, fakultet for teknologi og realfag. Omfanget av oppgaven er 30 studiepoeng og den er skrevet våren 2018.

Det er viktig for oss å takke veilederen vår, Dmitry Vysochinskiy, for konstruktiv og nyttig veiledning. Du har hjulpet oss med relevant teori på en god og lærerik måte. Takk for at du har satt av tid til ukentlig oppfølging. Dette har vært til svært god hjelp i denne perioden.

Vi vil også rette en takk til Atle Settemsdal i Tømmerdal Consult for gode innspill og råd til oppgaven.

Det er også viktig for oss å takke våre familier. Dere har vært til god støtte, og gjort det mulig å sette av nødvendig tid til oppgaven.

I denne oppgaven har det vært fokus på å løse utfordringer som ingeniører møter i arbeidshverdagen. Masteroppgaven har gitt oss solid innsikt i fagfeltet, og kunnskapen vil være svært nyttig i vår arbeidshverdag fremover.

Ålesund, 25.05.18

Voss, 25.05.18

Stig Tore Lied

Per-Eirik Moltu

Summary

This master-thesis investigates the effects on multi-story buildings generated by seismic loading and the potential diversity of results based on wrong assumptions in an early stage of engineering. A point of focus has been the different capacities of the horizontal slabs in the building, and if it is possible to use results from the modal-analysis directly for further calculations. Because seismic loading often causes large horizontal forces, we have also considered different methods for improving capacities regarding in-plane shear-forces.

The results indicate that some factors affect the results considerably relative to the forces that are generated by seismic loading, both on shear-walls and horizontal slabs. In many cases this could lead to difficulties due to the relatively small capacity to withstand in-plane forces. Furthermore, our work shows that it is possible to communicate results from the FEM-program directly to other companies for calculations. It is also shown that there are solutions for improving the longitudinal shear capacity of hollow core slabs which could be useful in dimensioning of constructions for seismic loads

Innholdsfortegnelse

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring.....	i
Publiseringsavtale.....	ii
Forord.....	iii
Summary	iv
1 Innledning.....	1
2 Samfunnsperspektiv	2
3 Teori.....	3
3.1 Grunnleggende teori om jordskjelv.....	3
3.1.1 Jordkloden vår og platetektonikk.....	3
3.1.2 Jordskjelv i Norge	4
3.1.3 Hvordan defineres et jordskjelv	5
3.2 Dynamikk.....	6
3.2.1 Èn-frihetsgrads-system.....	6
3.2.2 Frie svingninger	7
3.2.3 Tvungne svingninger.....	10
3.2.4 Jordskjelvindusert belastning.....	16
3.2.5 Flerfrihetsgrads-system.....	17
3.2.6 Stivhetsmatrise.....	17
3.2.7 Dempingsmatrise.....	18
3.2.8 Massematrise	18
3.2.9 Avstivning av usymmetriske bygg	19
3.2.10 Respons spekter	21
3.3 Betong i konstruksjoner	23
3.3.1 Materialmodeller.....	23
3.3.2 Spennarmert betong og elementer.....	24
3.3.3 Statisk modell for avstivningssystemer	26
3.3.4 Horisontale dekkeskiver	28
3.3.5 Vertikale skiver	29
3.3.6 Hulldekkenes skjærkapasitet i planet.....	30
3.3.7 Forankring av hulldekker	33
3.3.8 Lett-tak-elementer og betydning av masse.....	35
3.4 Elementmetoden.....	36
3.4.1 Trinnvis gjennomgang elementmetoden	36
3.4.2 Singulariteter i Elementmetoden	39
3.5 Eurokode 8	40
3.5.1 Krav til prosjektering	41
3.5.2 Duktilitet	42
3.5.3 Utelatelteskriterier.....	44
3.6 Uavhengig Kontroll	45
4 Forskerspørsmål	46
5 Case-Study.....	47
5.1 Teknisk om Kremmergården	49

6	Metode	51
6.1	Fremgangsmåte	51
6.2	Seismisk analyse i henhold til Eurokode 8	51
6.3	Modal Analyse	52
6.3.1	Modal respons	53
6.3.2	Kombinasjon av modal respons	54
6.4	Modellering i Robot Structural Analysis	55
7	Resultat	59
7.1	Metode for økt skjærkapasitet i hulldekkeforbindelser	60
7.2	Kommunikasjon av resultater fra en modal analyse	63
7.2.1	Krefter for dimensjonering av dekkeskiver	64
7.2.2	Krefter for dimensjonering av skjærvegg-hulldekke-forbindelser	65
7.2.3	Krefter for dimensjonering av skjærvegger	66
7.3	Hvilke konsekvenser kan feil modellering gi?	67
8	Diskusjon	69
8.1	Fortannet sidekant i hulldekket	69
8.2	Kommunikasjon av grunnlag fra en modal analyse	70
8.3	Hva kan gå feil i en modal analyse?	71
9	Konklusjon	73
10	Anbefalinger	74
11	Referanser	75
12	Vedlegg	77
	Vedlegg 1: Formeloversikt	78
	Vedlegg 2: Trinnvis dimensjonering i henhold til Eurokode 8	80
	Vedlegg 3: Testmodell for beregning av hulldekker i Robot	82
	Vedlegg 4: Testmodell for illustrasjon av uhensiktsmessig avstivning	86
	Vedlegg 5: Lastkombinasjoner modal analyse Kremmergården	90
	Vedlegg 6: Makslaster skjærvegger – Resultat fra modal analyse av Kremmergården	91
	Vedlegg 7: Referat og fremdriftsplan	96
	Vedlegg 8: Beregning av skjærkapasitet hulldekker	98
	Vedlegg 9: Makslaster hulldekker	100
	Vedlegg 10: Plantegninger	103
	Vedlegg 11: Hulldekkeplaner	113
	Vedlegg 12: A3-poster	118

1 Innledning

Denne masteroppgaven tar for seg ulike problemstillinger knyttet til dimensjonering av konstruksjoner som er utsatt for jordskjelvlaster. Jordskjelvdimensjonering er et sammensatt og komplekst tema, og det er lagt stor vekt på å finne gode og relevante løsninger på utfordringer som ingeniører opplever ved seismiske analyser.

Analysene gjennomføres ved hjelp av elementmetode-programmet Robot Structural Analysis i henhold til regelverket Eurokode 8. Der er det gitt tydelige retningslinjer for hvordan jordskjelvdimensjonering skal gjennomføres. I dag er det krav til å følge Eurokode 8 ved prosjektering av konstruksjoner i Norge. Siden regelverket er relativt nytt i Norge, har mange ingeniører måttet tilegne seg kompetanse innen temaet. Vi ønsker derfor at denne oppgaven kan gi en innføring i fagområdet og hvordan en kan utarbeide kostnadseffektive løsninger og prosesser ved jordskjelvdimensjonering.

Masteroppgaven er utarbeidet i samarbeid med Tømmerdal Consult AS i Ålesund og Spenncon AS i Hjørungavåg. Tømmerdal Consult AS er et rådgivende ingeniørfirma der hovedkompetansen er knyttet til konstruksjonsteknikk. Spenncon AS er en leverandør av prefabrikkerte betongelementer, og har fabrikker fire steder i Norge; Sandnes, Hjørungavåg, Hønefoss og Verdal.

Det har vært et viktig mål for oppgaven å løse utfordringer som ingeniører møter i hverdagen. Spenncon har gitt innspill på at seismiske laster kan gi kapasitetsproblemer i hulldekkeforbindelser, og det er derfor gjennomført undersøkelser for å finne forbedrede løsninger som ennå ikke er innført i Norge. Samtidig har det vært viktig å løse utfordringer som oppstår ved kommunikasjon av seismiske laster. Mye frustrasjon kan oppstå når resultat fra en seismisk analyse ikke blir formidlet på en hensiktsmessig måte, og det har derfor vært fokusert på hvordan utnytte mulighetene som ligger i programvarene som gjennomfører analysene. I jordskjelvdimensjonering er det mange faktorer som må angis, og det kan bli tatt uheldige eller feil antakelser tidlig i prosjekteringen. I oppgaven er det også sett på hvilke følger eventuelle feil eller upresis modellering vil gi i en konstruksjon utsatt for jordskjelvlaster.

2 Samfunnsperspektiv

Jordskjelv som oppstår har ulike farepotensialer ut ifra styrke og hvor i verden de oppstår. Det har vist seg at svært kraftige jordskjelv i velutviklede land ofte kun har ført til mindre skader med lave tap av menneskeliv. Til sammenligning har moderate og kraftige jordskjelv vært fatale for mindre utviklede land. Haiti og Pakistan har eksempelvis fått merke de alvorlige konsekvensene ved jordskjelv, med ødeleggelser og store tap av menneskeliv. Japan som er verdensledende på jordskjelvsikring har i motsetning til Haiti og Pakistan kunnet avverge de største konsekvensene. Dette viser at det er viktig med ressurser og god kunnskap om hvordan en på best mulig måte kan redusere jordskjelvenes skadepotensiale.



Figur 2.1: Kollapset bygning, Haiti [1]

I Norge er jordskjelvdimensjonering relativt nytt, og mange lurer på hvorfor det er aktuelt her. Men Norge er faktisk det området i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv i dag. Det har også vært skader på bygninger relatert til jordskjelv, der det meste kjente eksempelet er jordskjelvet i Oslo i 1904. Skjelvet hadde en styrke på 5,4 på Richters skala [2].

Per nå er det for de fleste bygg krav om kontroll av jordskjelvinduserte krefter. På generelt grunnlag er det svært mange faktorer som kan påvirke hvordan en bygnings endelige dynamiske egenskaper blir. En vanlig problemstilling er ofte knyttet til at det er vanskelig å gi en bygning gode dynamiske og statiske egenskaper på samme tid. Dersom en bygning prosjekteres slik at bygget får lange svingeperioder og dermed små jordskjelvlaster, vil det samme bygget kanskje bli for mykt ved store vindkrefter og muligens svikte. Det er mye å hente dersom rådgivende ingeniør kommer tidlig på banen og utarbeider i samarbeid med arkitekt et avstivningssystem som kan oppfylle kravene til hensiktsmessig utforming og styrke for å motstå både dynamiske og statiske laster på best mulig måte. Følgene ved omprosjektering kan i mange tilfeller være svært kostbare og tidkrevende. I verste fall er bygget så uhensiktsmessig utformet at det blir nødvendig med fordyrende tiltak for å i det hele tatt få bygget til å ta opp de kreftene som teoretisk vil kunne oppstå. Forsinkelser, dagmulker og fordyrende tiltak kan i mange tilfeller unngås med god planlegging fra start til slutt.

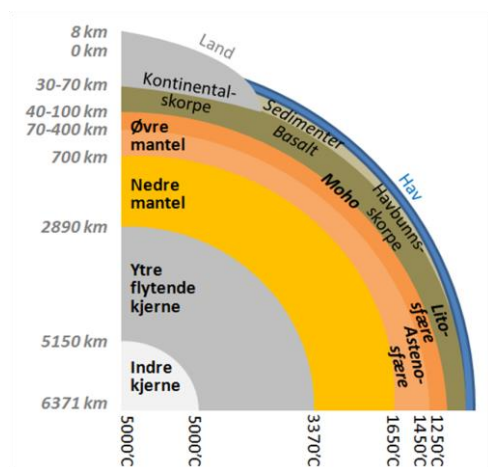
3 Teori

3.1 Grunnleggende teori om jordskjelv

3.1.1 Jordkloden vår og platetektonikk

Planeten vår har en gjennomsnittlig radius på ca. 6700 km med en snittverdi for tetthet på ca. 5.5 g/cm³. Jordkloden har en kjerne av tungmetaller, storparten jern med en massetetthet tilnærmet 8 g/cm³ omringet av en mantel. Mantelen består av to deler, en øvre og en nedre mantel. Den nedre mantelen er smeltet stein, mens den øvre mantelen er fast fjell eller steinmasser. Utenpå denne mantelen ligger jordskorpa. Jordskorpa er det ytterste laget, og den består av to hoveddeler. Under havene ligger den tynne oseanskorpa som i gjennomsnitt er 8-10 kilometer tykk, og kontinentalskorpa som har gjennomsnittlig tykkelse på 35 kilometer [3].

Figur 3.1 viser klodens oppbygning innerst til ytterst.



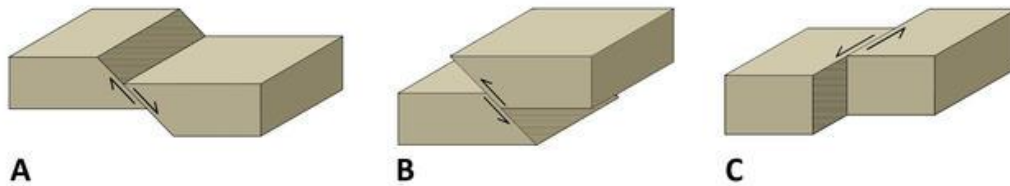
Figur 3.1 Snitt av Jordkloden [4]

Jordskorpen og deler av den øvre mantelen som er ca. 100 km tykk utgjør litosfæren. Under litosfæren ligger astenosfæren som er ca. 150 km tykk. Litosfæren er delt inn i 20 store plater som er store stykker av fjell eller stein. Disse blokkene glir og beveger seg i forhold til hverandre i ulike retninger jamfør figur 3.2. Bevegelsene fører til at enorme mengder energi blir utløst og punktet i jorden der bevegelsen starter er betegnet som hyposentrum. Dersom en trekker en linje vinkelrett ut til jordoverflaten oppstår et punkt som betegnes som episenteret for et jordskjelv.



Figur 3.2 De tektoniske platene som er en del av jordens litosfære [5]

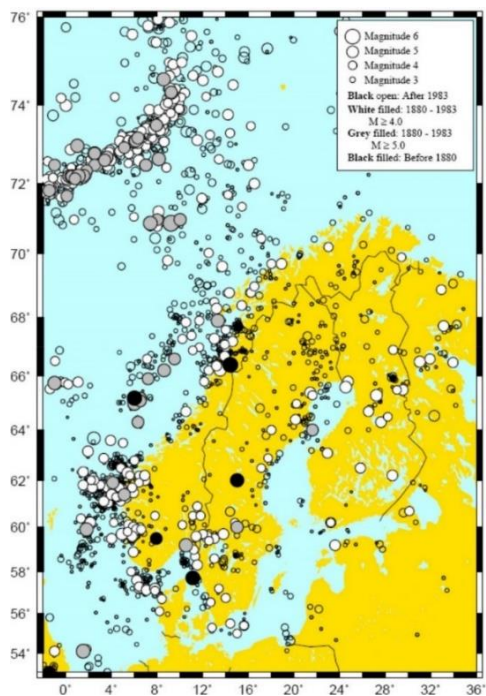
Platene beveger seg med lav hastighet i forhold til hverandre men kan i noen tilfeller kile seg og glippe. Når dette skjer utløses energi som videreføres som trykkbølger, et jordskjelv. Jordskjelv oppstår ved plutselige brudd og forskyvninger i jordskorpen som fører til at det oppstår elastiske bølger i grunnen. Skjelvene kan føles av ulik grad alt etter hvor mye energi som blir utløst. Justeringen av platene i forhold til hverandre som forekommer etter et jordskjelv, gir det som betegnes som etterskjelv. Etter hvert som trykkbølgene beveger seg mot jordens overflate fra hyposenteret, deler de seg i P-bølger og S-bølger. De to typene benevnes ofte som primær og sekundær-bølger. P-bølger og S-bølger har ulike hastigheter der P-bølgene er de første som når jordoverflaten. Jordskjelv forekommer oftest der platene møtes, og det er også her de kraftigste jordskjelvene oppstår. [5]



Figur 3.3: Forskyvningsmekanismer [6]

3.1.2 Jordskjelv i Norge

I likhet med mange andre europeiske land er jordskjelvene som oppstår i Norge svært ofte så svake at de ikke merkes av befolkningen. De kraftige jordskjelvene som har stort energipotensial oppstår langs og mellom de tektoniske platene. Asia og Sør-Amerika har eksempelvis en mye større sannsynlighet for jordskjelv enn Norge. Likevel baserer Eurokoden seg på at det i Norge er sannsynlig med jordskjelv opptil 6,5 på Richters skala i løpet av en 50 års-periode. I senere tid har det oppstått sterke jordskjelv både ved Jan Mayen (2012) og Svalbard (2008). Målestasjonene til NORSAR målte skjelvene til en styrke på henholdsvis 6,6 og 6,2. [7]



Figur 3.4: Jordskjelv i Norden [4]

3.1.3 Hvordan defineres et jordskjelv

Et jordskjelvs styrke kan tallfestes på flere måter. Tre ulike metoder er magnitudo, intensitet og fysisk størrelse. Magnitudo angir verdier for hvor mye energi som er utløst og intensitet for hvordan folk opplever rystelser. Størrelse på forkastningen og hvor langt startpunktet for forskyvningen har forflyttet seg gir verdier for fysisk størrelse. Et jordskjelvs styrke er svært vanskelig å måle eksakt siden de ulike metodene har styrker og svakheter i forhold til metode.

Folk flest forbinder et jordskjelvs styrke med Richters skala. Richters skala er en logaritmisk tabell som tallfester jordskjelvets magnitudo. Den baserer seg på en kombinasjon av utslaget et jordskjelv gir på en seismograf og hvilken avstand det er til jordskjelvets hyposenter. Den er uegnet for å måle styrke av flere grunner og amplituden er den eneste variabelen som blir registrert. Et kort jordskjelv som førte til et stort utslag på en seismograf vil få et høyere Richter-tall enn et langvarig jordskjelv som har et utslag har utløst betydelig større mengde energi. Et langt jordskjelv vil også føre til større skade. To seismografer som er plassert på ulike steder i forhold til jordskjelvets senter kan også ha helt ulike utslag.

Det er derfor ikke en direkte sammenheng mellom Richters skala og momentmagnitudo, selv om verdiene kan være like. Skalaen som blir mest benyttet er momentmagnitudo M_w , og den er basert på seismisk moment. Dette momentet beregnes ut ifra bruddets snittflate, avstanden fjellet har beveget seg, fjellets stivhet og hvor effektivt spenningene i grunnen har blitt utløst.

Momentmagnitudo	Beskrivelse	Skader	Frekvens
Mindre enn 2.0	Ubetydelig	Mikrojordskjelv, føles ikke.	8000 per dag
2.0-2.9	Mindre	Føles sjelden men kan registreres.	1 300 000 per år
3.0-3.9		Kan føles men gjør ingen skade.	130 000 per år
4.0-4.9	Lett	Skjelving av inventar i hus og buldrende lyd. Gjør sjelden skade.	13 000 per år
5.0-5.9	Moderat	Kan lokalt gjøre stor skade på skjøre bygninger.	1 319 per år
6.0-6.9	Kraftig	Kan gjøre skade opptil 160 kilometer omkring i befolkede områder.	134 per år
7.0-7.9	Større	Stor skade over store områder.	17 per år
8.0-8.9	Svært kraftig	Kan gjøre skade over flere hundre kilometer.	1 per år
9.0-9.9		Katastrofalt over flere tusen kilometer.	1 per 20 år

Tabell 3.1 Beskrivelse magnitudo jordskjelv [8]

3.2 Dynamikk

Når jordskjelv oppstår vil det sette konstruksjoner i bevegelse, og derfor er det viktig å gjennomføre dynamiske analyser for å undersøke om konstruksjonene tåler de seismiske belastningene. Begrepet dynamikk har sitt opphav i det greske ordet *dynamis* (*δύναμις*) som betyr kraft. I dag er dynamikk mest brukt i forbindelse med læren om legemers bevegelse og krefter som er årsaken til bevegelsen. I dynamikk bruker en bevegelseslovene til å bestemme legemers bevegelse når krefter er kjent, eller hvilke krefter som er gjeldene når bevegelsen er kjent [9]. Dynamikk er sammen med statikk en underkategori av mekanikk.

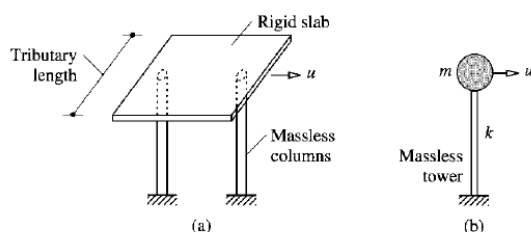


Figur 3.5: Dynamikk er en underkategori av mekanikk

Seismiske belastninger kan slå ut svært forskjellig på ulike konstruksjoner, og to bygninger som ser like ut fra utsiden, kan reagere ulikt på et jordskjelv. Hvordan en bygning vil bli påvirket av seismiske påkjenninger er avhengig av svært mange variabler. For å kunne avdekke hvilke faktorer som virker inn, vil det i dette kapittelet bli presentert grunnleggende teori innen dynamikk, og hvordan dette er relatert til de seismiske påkjenningene i konstruksjoner. Utledning av dynamikkteori er, om ikke annet oppgitt, basert på boken «Dynamics of Structures» av Anil K. Chopra [10].

3.2.1 Æn-frihetsgrads-system

Æn-frihetsgrads-systemet er det mest grunnleggende eksempelet på et dynamisk system. I dette systemet kan forskyvningen av massen m kun skje ved en rotasjon eller i en retning. Hvor mange frihetsgrader et system har er gitt ved antall parameterer som må til for å definere forskyvningene til massen relativt til sin originale posisjon. System der massen kan forskyve seg i flere retninger eller rotasjoner kalles flerfrihetsgrads-system. På figuren nedenfor er det illustrert to idealiserte æn-frihetsgrads-system der massen m er støttet av en masseløs søyle med stivhet k .



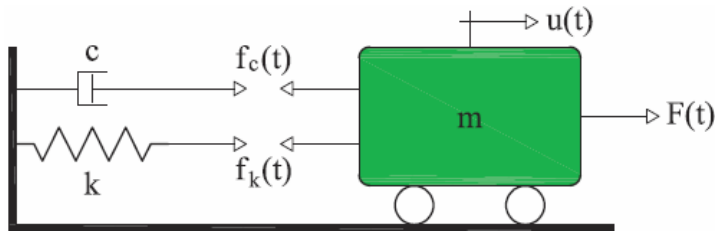
Figur 3.6: En frihetsgrad-system [10]

Ved å anta at søylen deformerer seg elastisk og samtidig antar at de horisontale svingningene er relativt små, kan et slikt idealisert system defineres ved hjelp av følgende differensialligning.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (3.2.1)$$

Der m er masse, \ddot{u} er akselerasjon, k er stivhet og u er forskyvning.

Et én-frihetsgrads-system kan også illustreres ved hjelp av et masse-fjær system som vist på figuren nedenfor.

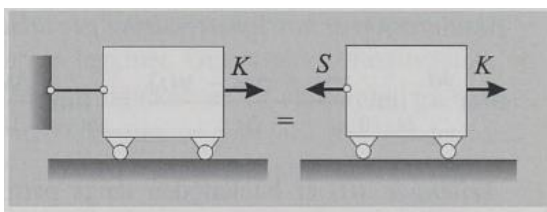


Figur 3.7: Masse-fjær system [11]

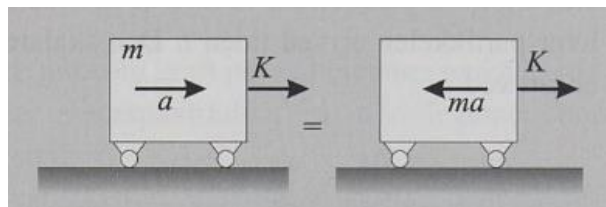
Her er vognen med masse m utsatt for en dempingskraft $f_c(t) = c\dot{u}$, der c dempingskoeffisienten og \dot{u} er hastigheten. Den fullstendige bevegelsesligningen kan da uttrykkes ved differensialligningen:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (3.2.2)$$

Det kan være nyttig å bruke en alternativ tilnærming til bevegelsesligningen; *D’Albemberts prinsipp*. Denne tilnærmingen tar utgangspunkt i en dynamisk eller kvasi-statisk tilnærming av kreftene som oppstår i et dynamisk system, og betrakter massekrefter som treghetskrefter. Figur 3.8 viser en vogn som er påvirket av to like store krefter i horisontal retning: snorkraften S og trekraften K . Vognen er i statisk likevekt: $F = S + K = 0$. Figur 3.9 viser en vogn som er utsatt for snorkraften K . Vognens treghet, her representert med massen m , etablerer en reaksjonskraft til trekraften K som er lik ma . Likevektsligning kan derfor skrives som $K - ma = 0$, og vognen er da i *dynamisk likevekt* [9].



Figur 3.8: Statisk likevekt [9]



Figur 3.9: Dynamisk likevekt [9]

3.2.2 Frie svingninger

Når jordskjelv inntreffer oppstår det bølger og bevegelser i jordskorpen. Disse vil forplante seg i konstruksjoner, og den seismiske påvirkningen vil føre til at konstruksjonene blir satt i svingning. Svingninger er derfor viktig i den grunnleggende forståelsen av jordskjelvdimensjonering. I dette delkapittelet vil frie svingninger i én-frihets-gradssystem bli presentert, og en vil se nærmere på hvordan damping påvirker de dynamiske systemene. Frie svingninger betyr at svingningene skjer uten en ytre påvirkning, men trenger en starthastighet $\dot{u}(0)$ eller startforskyvning $u(0)$ for å bli satt i gang:

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (3.2.3)$$

Frie svingninger – udempet

Når svingninger er udempet, betyr det at svingningene i teorien vil fortsette i evig tid. I et udempet system settes dempingskoeffisienten c lik 0 og ved å benytte bevegelsesligningen (3.2.2) vil dette gi følgende homogen lineær differensialligning:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (3.2.4)$$

Denne differensialligningen kan da løses ved å anvende startbetingelsene gitt i ligning (3.2.3), og det gir løsningen:

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (3.2.5)$$

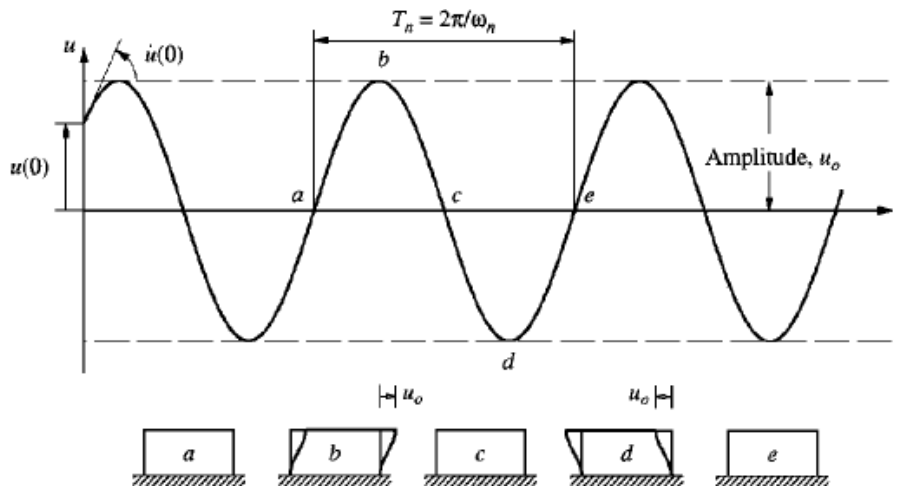
ω_n er systemets naturlige vinkelfrekvens, og den er definert som

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.2.6)$$

Den naturlige vinkelfrekvensen er også kjent som systemets naturlige frekvens eller egenfrekvens. Den naturlige egenperioden T_n er relatert til den naturlige vinkelfrekvensen ω_n :

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{1}{f_n} \quad (3.2.7)$$

Der f_n er den naturlige sykliske frekvensen til svingninger som er oppgitt i hertz. Figur 3.10 nedenfor viser en rammekonstruksjon som er satt i udempet svingning, og bevegelsen er grafisk fremstilt ved hjelp av ligning (3.2.5). Denne konstruksjonen svinger symmetrisk om sin statiske likevekt, og vil i teorien svinge i det uendelige. Men i reelle konstruksjoner vil det oppstå energitap i form av blant annet friksjon, og svingningene vil dermed bli dempet.



Figur 3.10: Udempet svingning i en konstruksjon [10]

Frie svingninger – dempet

Når frie svingninger avtar med tiden, er én-frihetsgradssystemet utsatt for demping. Demping oppstår som følge av at energitap i svingningen på grunn av blant annet friksjon eller luftmotstand. Demping defineres ved hjelp av Newton-friksjon og Coulomb-friksjon, men det er den førstnevnte som er klart mest brukt i dag. Newton-friksjon blir i dag omtalt som viskøs demping, og det er også denne som ligger til grunn i beregningsprogrammet Robot Structural Analysis som er benyttet i case-studien.

Frie svingninger har ingen ytre kraftvirkning og derfor kan en sette $F(t)=0$. Dempet frie svingninger kan derfor defineres slik ved hjelp av bevegelsesligningen (3.2.2):

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (3.2.8)$$

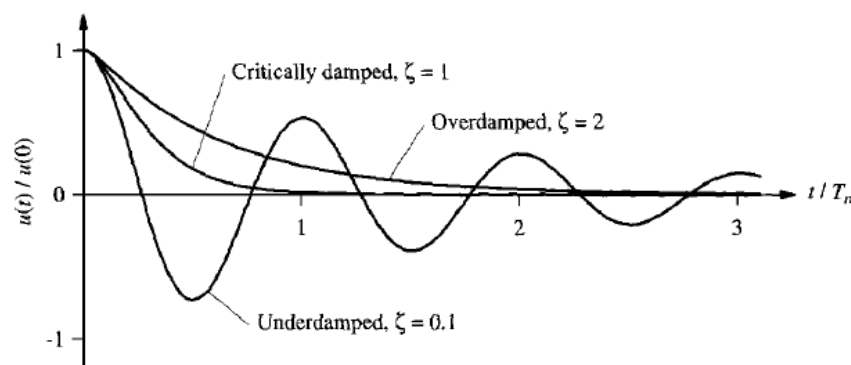
Her er massen m påvirket av to horisontale krefter: dempingskraften $ku(t)$ og stivhetskraften $c\dot{u}(t)$ [9]. Hvordan en svingning vil utarte seg er avhengig av dempingsforholdet ζ , og er definert som:

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} \quad (3.2.9)$$

Der c er dempingskonstanten som forteller hvor mye energi som forsvinner i en svingning. c_{cr} er systemets kritiske dempingskoeffisient som er gitt ved:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} = 2m\omega_n \quad (3.2.10)$$

Som en kan se av formlene ovenfor, er dempingsforholdet ζ avhengig av systemets masse og stivhet. Figur 3.11 nedenfor viser demping av en svingning ved tre ulike verdier for dempingsforholdet:



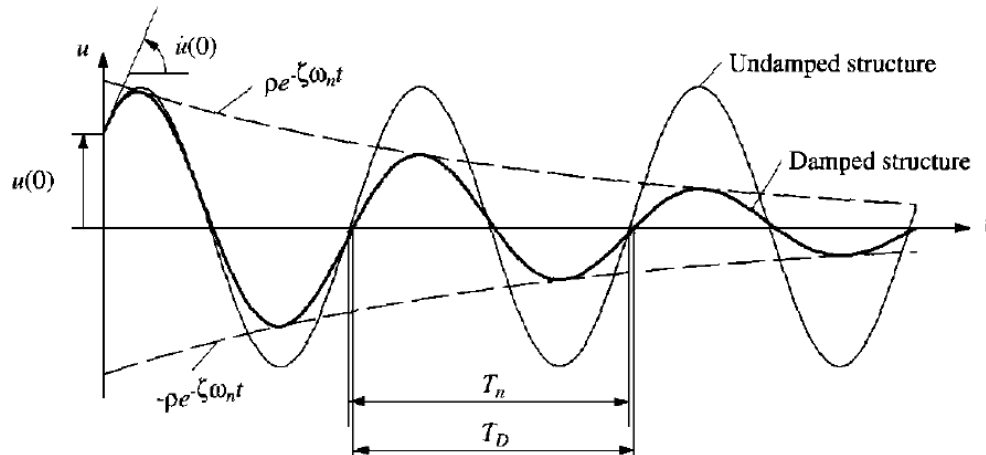
Figur 3.11: Demping av svingning ved tre ulike dempingsforhold [10]

De ulike dempingsforholdene kan deles inn i tre ulike kategorier avhengig av forholdstallet ζ :

Type demping	Dempingsforhold	Utvikling i svingning
Underkritisk dempet	$\zeta < 1$ eller $c_{cr} < c$	Svingningene fortsetter med avtakende amplituder
Kritisk dempet	$\zeta = 1$ eller $c_{cr} = c$,	Svingningen returnerer til likevektsposisjon uten å svinge.
Overkritisk dempet	$\zeta > 1$ eller $c_{cr} > c$	Svingningen returnerer raskt til likevektsposisjon uten å svinge

Tabell 3.2: Kjennetegn for svingninger ved ulike dempingsforhold

I konstruksjoner som bygninger og broer, er dempingsforholdet vanligvis lavere enn 0,10, og det er derfor mest relevant å fokusere videre på underkritiske dempede svingninger. Damping av svingninger får også innvirkning på egenperioden. Figur 3.12 illustrerer differansen i egenperioden til en underkritisk dempet svingning (T_d) sammenlignet med den egenperioden til en udempet svingning (T_n).



Figur 3.12: Dampet og udempet svingning [10]

Forholdet mellom T_d og T_n er avhengig av dempingsforholdet ζ , og definert ved:

$$T_d = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad (3.2.11)$$

Forholdet mellom vinkelfrekvensen til et dempet system (ω_D) og den naturlige vinkelfrekvensen (ω_n) er også avhengig av dempingsforholdet ζ , og er gitt ved:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (3.2.12)$$

Fra formel 3.2.11 og 3.2.12 kan en se at demping senker frekvensen i systemet fra ω_n til ω_D og forlenger egenperioden fra T_n til T_d . Men når dempingsforholdet ζ er lavere enn 0,2, kan en se bort i fra denne effekten, og derfor vil effekten heller ikke være relevant for denne oppgaven.

3.2.3 Tvungne svingninger

En svingning er tvungen når svingningene drives av en ytre harmonisk kraft. Denne kraften defineres ved: $p(t) = p_0 \sin \omega t$ eller $p(t) = p_0 \cos \omega t$, der ω er kraftfrekvensen og p_0 er kraftamplituden. Vi skal nå se på hvordan dette utarter seg for udempede og dempede svingninger.

Tvungne svingninger – udempet

Ved å sette den ytre harmoniske kraften $p(t)$ inn for $F(t)$ i bevegelsesligningen for et udempet system får en:

$$m\ddot{u} + ku = p_0 \sin \omega t \quad (3.2.13)$$

I virkeligheten er de fleste ytre påkjenninger ikke harmoniske. Men ved å undersøke respons-spekteret til de ikke harmoniske kreftene, kan påkjenningene representere harmoniske krefter ved å benytte Fourier transformasjon.

Ved å løse differensialligningen for startkondisjonene $u = u(0)$ og $\dot{u} = \dot{u}(0)$ vil en få følgende partikulærløsning:

$$u_p(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \sin \omega t \quad (3.2.14)$$

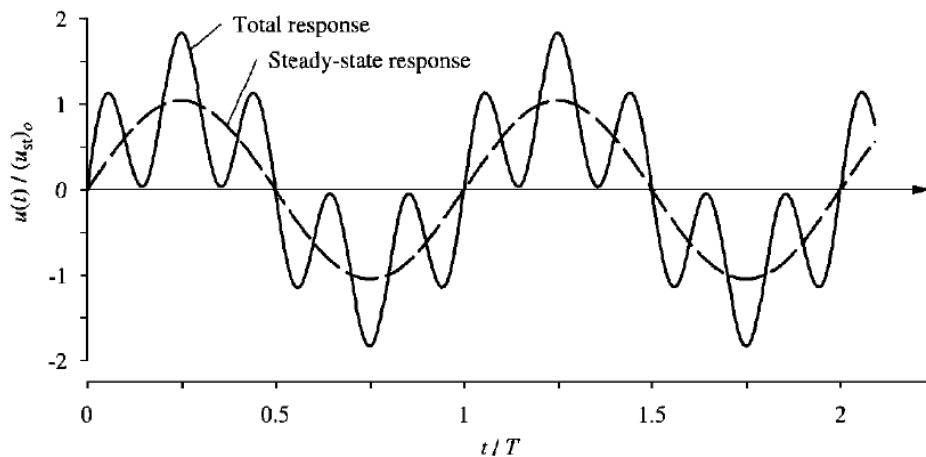
Partikulærløsningen beskriver hvordan svingningene utarter ut ifra startkondisjonene, men det behøves en komplementær løsning $u_k(t)$ for å beskrive hvordan svingningen responderer på en ytre harmonisk kraft:

$$u_k(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t = u(0) \cos \omega_n t + \left[\frac{u(0)}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} \frac{\omega/\omega_n}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] \sin \omega_n t \quad (3.2.15)$$

For å finne den fullstendige løsningen for systemet må en summere den partikulære og komplementære ligningen.

$$u(t) = u_p(t) + u_k(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \sin \omega t + u(0) \cos \omega_n t + \left[\frac{u(0)}{\omega_n} - \frac{p_0}{k} \frac{\omega/\omega_n}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] \sin \omega_n t \quad (3.2.16)$$

$u(t)$ er systemets totale respons, og denne er grafisk fremstilt på figur 3.13 nedenfor. Figuren tar utgangspunkt i frekvensforholdet $\omega/\omega_n = 0,2$. Vinkelfrekvensen er altså 5 ganger høyere enn kraftfrekvensen. Den partikulære løsningen $u_p(t)$ er vist i stiplet linje og total respons $u(t)$ er vist i heltrukken linje:



Figur 3.13: Udempet svingning utsatt for en ytre harmonisk kraft [10]

Grafene ovenfor viser at den partikulære løsningen $u_p(t)$ vil sette systemet i svingninger som hører til kraftfrekvensen, mens den komplementære løsningen $u_k(t)$ vil sette systemet i svingninger tilhørende vinkelfrekvensen. Svingninger vil oppstå uansett startkondisjon, og dette kan en se ved å sette $u(0) = \dot{u}(0) = 0$. Systemet kan da deles inn i dynamisk respons og statisk deformasjon:

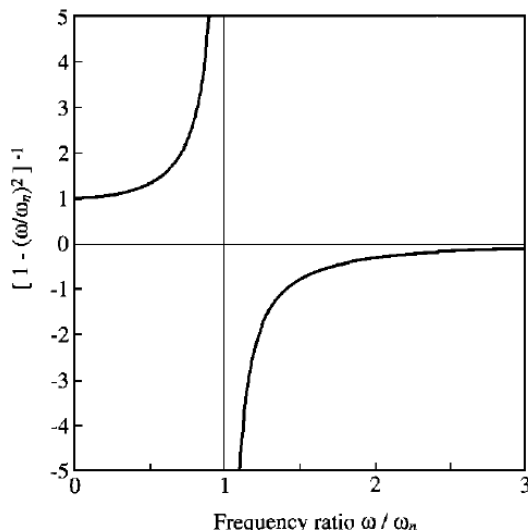
$$u(t) = u_{st0} \left[\frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right] (\sin \omega t) \quad \text{Dynamisk Respons} \quad (3.2.17)$$

$$u_{st0} = \frac{p_0}{k} \quad \text{Maks deformasjon} \quad (3.2.18)$$

Total respons (3.2.16) kan da ved startkondisjon lik 0 defineres som:

$$u(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \left(\sin \omega t - \frac{\omega}{\omega_n} \sin \omega_n t \right) \quad (3.2.19)$$

Ved å studere nevneren brøken i uttrykket for dynamisk respons, kan en se at ligning (3.2.17) vil gå mot pluss eller minus uendelig når kraftfrekvensen (ω) og vinkelfrekvensen (ω_n) nærmer seg hverandre. Denne brøken er derfor svært viktig innen svingningsteori, og den er kalt den dynamiske forsterkningsfaktoren (DAF). Nedenfor er en grafisk fremstilling av $DAF \left[\frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2} \right]$ plottet mot frekvensforholdet ω/ω_n :



Figur 3.14: Grafisk fremstilling DAF mot frekvensforholdet ω/ω_n [10]

Fra plottet i figur 3.14 kan en trekke følgende slutninger:

Frekvensforhold:	DAF	Fortegn	Forskyvning	Utvikling DAF
$\omega/\omega_n < 1$	Positiv	$u(t)$ og $p(t)$ har likt fortegn	Forskyvning i fase	Frekvensforhold minker: DAF går mot 1
$\omega/\omega_n > 1$	Negativ	$u(t)$ og $p(t)$ har ulikt fortegn	Forskyvning er ute av fase relativ til påsatt kraft	Frekvensforhold øker: DAF går mot 0

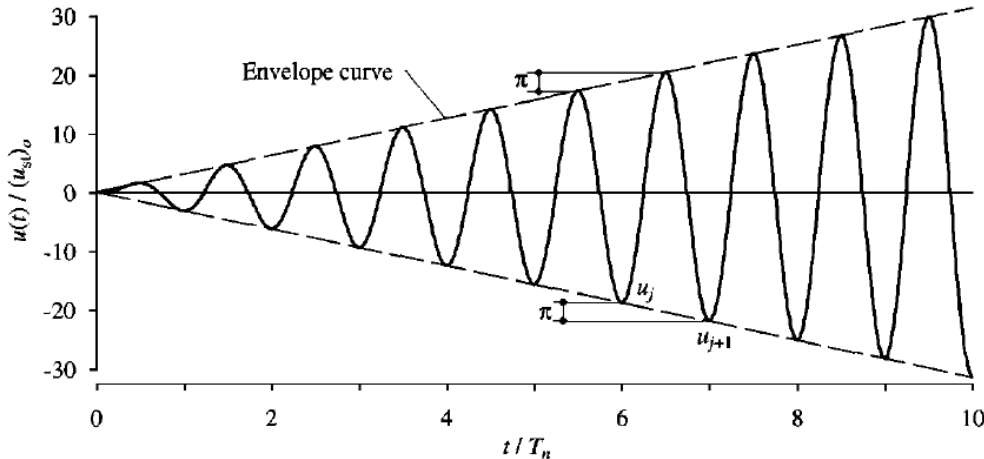
Tabell 3.3 Utvikling av frekvensforhold og DAF

Som en kan se av tabell 3.3 og figur 3.14 vil DAF gå mot null når frekvensforholdet øker. Dette betyr at når kraftfrekvensen ω er betydelig høyere enn den naturlige vinkelfrekvensen ω_n , vil påkjenningene på systemet gå mot null. Dette er svært gunstig for konstruksjoner som har veldig lang naturlig vinkelfrekvens i forhold til frekvensen til jordskjelvsvingninger. Når jordskjelvsvingningene vibrerer, vil ikke konstruksjonen «rekke» å reagere. I jordskjelvsikring av konstruksjoner blir dette brukt aktivt for å redusere belastningen på bygningene. Det blir blant annet gjort ved at baseisolerører forlenger den naturlige vinkelfrekvensen til bygningen.

Når frekvensforholdet $\omega/\omega_n = 1$, vil ligning (3.2.19) ikke være gyldig lenger. Derfor må det innføres en ny fullstendig løsning for ligning (3.2.16) ved startkondisjon $u(0) = \dot{u}(0) = 0$:

$$\frac{u(t)}{(u_{st})_0} = \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi t}{T_n} \cos \frac{2\pi t}{T_n} - \sin \frac{2\pi t}{T_n} \right) \quad (3.2.20)$$

Ved å fremstille dette grafisk kan en se at resonans oppstår og amplituden øker lineært med tiden:



Figur 3.15: Resonans [10]

Tvungne svingninger – dempet

Svingninger som er utsatt for en dempingseffekt og ytre harmonisk kraft, er definert som dempede tvungne svingninger. Ved å benytte bevegelsesligningen 3.2.2, kan dette systemet defineres ved følgende ligning:

$$m\ddot{u} + ku + c\dot{u}(t) = p_0 \sin \omega t \quad (3.2.21)$$

Differensialligningen ovenfor løses deretter for startkondisjonene $u = u(0)$ og $\dot{u} = \dot{u}(0)$. Dette gir den partikulære løsningen $u_p(t)$ som representerer svingningene som er initiert av den variable kraften $p_0 \sin \omega t$:

$$u_p(t) = C \sin \omega t + D \cos \omega t \quad (3.2.22)$$

$$C = \frac{p_0}{k} \frac{1 - (\omega/\omega_n)^2}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \quad (3.2.23)$$

$$D = \frac{p_0}{k} \frac{-2\zeta\omega/\omega_n}{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + [2\zeta(\omega/\omega_n)]^2} \quad (3.2.24)$$

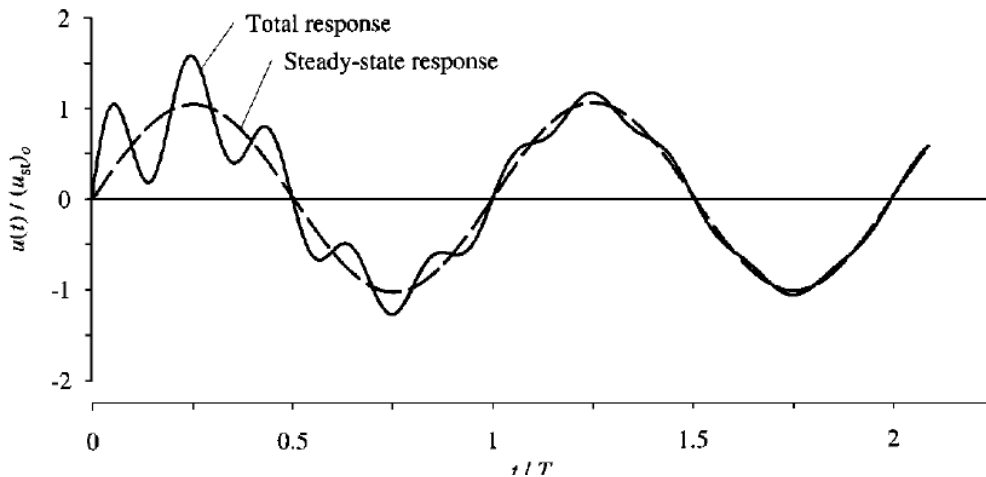
Differensialligningen 3.2.21 må også ha en komplementær løsning som representerer systemets vinkelfrekvens, og den er definert på følgende forenklete form:

$$u_k(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) \quad (3.2.25)$$

Dette gir da den fullstendige løsningen (total respons):

$$u(t) = u_k(t) + u_p(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + C \sin \omega t + D \cos \omega t \quad (3.2.26)$$

Den totale responsen $u(t)$ kan fremstilles grafisk, og på figuren nedenfor er total respons fremstilt grafisk ved et frekvensforhold $\omega/\omega_n = 0,2$. Total respons er markert med hel linje, mens den partikulære løsningen er markert med stiptet linje.



Figur 3.16: Total respons ved dempet tvungen svingning [10]

Svingninger som representerer systemets vinkelfrekvens vil etter hvert avta på grunn av demping, og den totale responsen til systemet vil derfor nærme seg svingningene til den harmoniske kraften $p_0 \sin \omega t$. Det største utslaget vil oppstå i startfasen før svingningene har blitt stabilisert.

Resonans oppstår når kraftfrekvensen ω og vinkelfrekvensen ω_n nærmer seg hverandre, og en skal nå se nærmere på hvordan dette utvikler seg i et dempet system. Ved å sette startkondisjoner lik 0 og kraftfrekvensforholdet ω/ω_n lik 1, vil konstantene C og D i den partikulære løsningen defineres ved hjelp av ligning 3.2.27 og 3.2.28

$$C = 0 \quad (3.2.27)$$

$$D = -u_{st0}/2\zeta \quad (3.2.28)$$

For den komplementære løsningen (3.2.25) vil også A og B kunne bestemmes gitt betingelsene ovenfor, og dette gir:

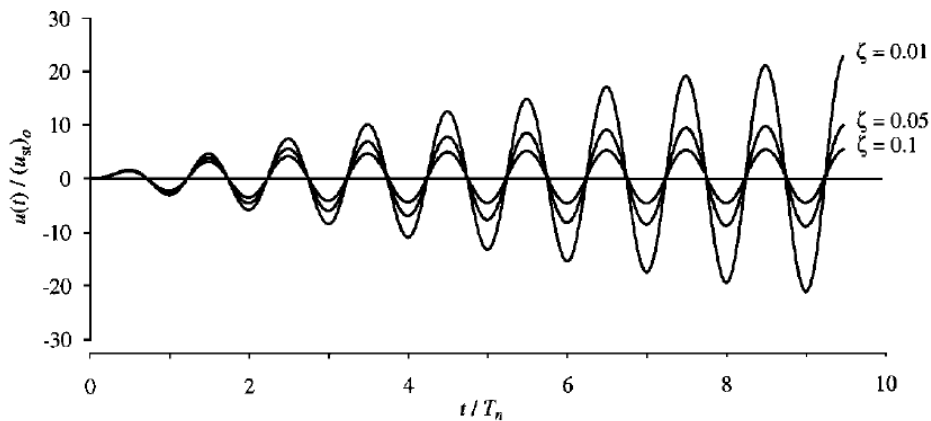
$$A = u_{st0}/2\zeta \quad (3.2.29)$$

$$B = u_{st0}/2\sqrt{\zeta} \quad (3.2.30)$$

Den totale responsen ved resonans kan da defineres ved hjelp av ligning 3.2.31:

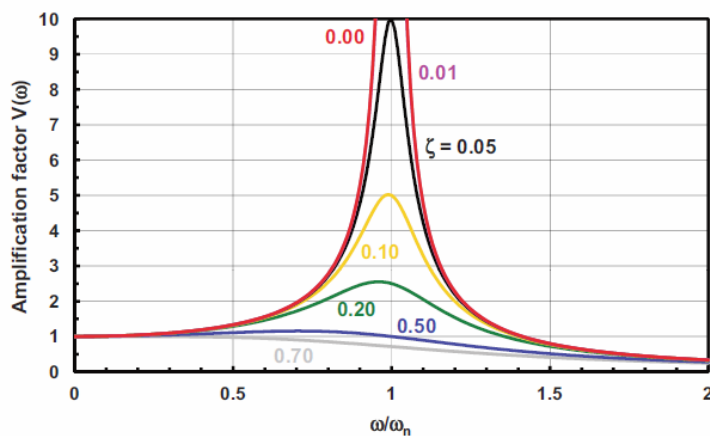
$$u(t) = u_{st0} \frac{1}{2\zeta} \left[e^{-\zeta\omega_n t} \left(\cos \omega_D t + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \omega_D t \right) - \cos \omega_n t \right] \quad (3.2.31)$$

På figur 3.17 under er total respons ved resonans grafisk fremstilt for ulike verdier av dempingsforholdet ζ :



Figur 3.17: Resonans ved ulike dempingsforhold

Dempingsforholdet har tydelig en sterk innvirkning på hvordan svingningene utvikler seg. Når dempingsforholdet nærmer seg null, vil dempingen i systemet være minimal, og systemets svingninger vil bli store. Den grafiske fremstillingen av dynamiske forsterkningsfaktoren illustrerer dette godt, og på figur 3.18 nedenfor er dette vist ved ulike verdier for dempingsforholdet.



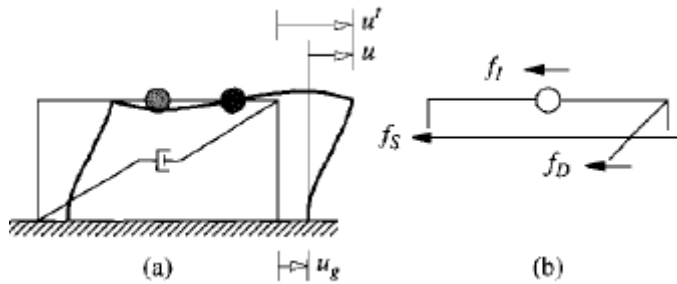
Figur 3.18: Dynamisk forsterkningsfaktor ved ulike dempingsforhold [11]

3.2.4 Jordskjelvindusert belastning

Når jordskjelv oppstår vil konstruksjoner satt i svingning og store belastninger vil bli påført. Ved å benytte en enkel rammekonstruksjon som eksempel kan en ved hjelp av D'Alemberts dynamiske likevektsprinsipp forklare hvilke krefter som oppstår, og dette gir likevektsligningen:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (3.2.32)$$

f_I er treghetskraften, f_D er dempingskraften og f_S er stivhetskraften i en idealisert rammekonstruksjon vist på figur 3.19 under:



Figur 3.19: Rammekonstruksjon utsatt for seismisk belastning [10]

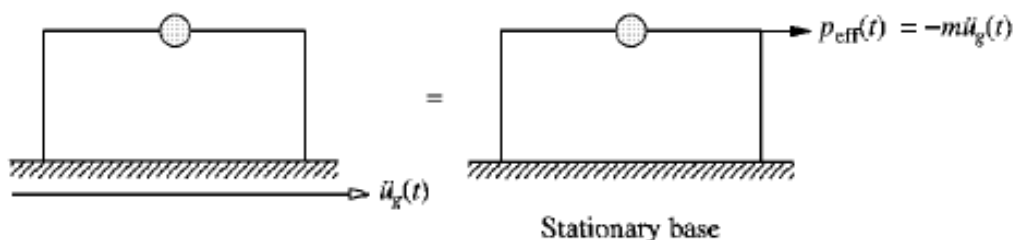
Den seismiske belastningen fører til bevegelser i konstruksjonen vist i figur 3.19a, og er relasjonen mellom forskyvningene er definert i ligning 3.2.33 under:

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (3.2.33)$$

Der $u_g(t)$ er forskyvning av underlaget, $u^t(t)$ er forskyvningen til massepunktet og $u(t)$ er den relative forskyvningen mellom underlaget og massen. Men det er kun $u(t)$ som produserer stivhet og dempingskrefter mellom massen og underlaget, og bevegelsesligningen er dermed gyldig. Relasjonen mellom treghetskraften f_I og akselerasjonen \ddot{u}^t av massen er gitt ved $f_I = m\ddot{u}^t$. Bevegelsesligningen for jordskjelvinduserte belastninger i rammekonstruksjoner er derfor definert som:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.2.34)$$

Dersom en sammenligner ligningen ovenfor med bevegelsesligningen (3.2.2), kan en se at rammekonstruksjonen som er utsatt for jordskjelvbelastning vil være identisk med et stasjonært system som er utsatt for en ytre kraft $-m\ddot{u}_g(t)$. En kan derfor erstatte $-m\ddot{u}_g(t)$ med effektiv jordskjelvlast $p_{\text{eff}}(t)$ som er illustrert på figur 3.20 under:



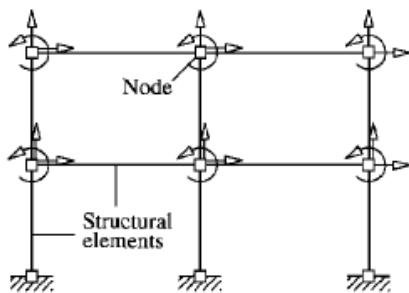
Figur 3.20: Effektiv jordskjelvlast [10]

Fra formelen til effektiv jordskjelvlast kan en se at lasten øker proporsjonalt med massen. Dette er viktig for en ingeniør å vite om; når en øker massen vil påkjenningene på konstruksjonen øke tilsvarende.

3.2.5 Flerfrihetsgrads-system

Dynamiske system er som oftest mer komplisert enn én-frihetsgrads-system, og det er derfor nødvendig å innføre system med flere frihetsgrader. Bevegelsesligningen 3.2.2 viser at kreftene i dynamiske system kan deles inn i følgende tre grupper: treghets-, elastisitets- og dempingskrefter.

Ved å bryte ned en rammekonstruksjon i ulike elementer, kan den fremstilles i form av søyler, veggelement og bjelker som er koblet sammen i knutepunkt. I en todimensjonal ramme kan et knutepunkt ha tre frihetsgrader (DOF); en frihetsgrad ved rotasjon av et knutepunkt og to frihetsgrader ved forskyvning i ortogonale retninger. Nedenfor er det illustrert en rammekonstruksjon med 18 frihetsgrader.



Figur 3.21: Rotasjon og aksial deformasjon ved 18 DOF [10]

3.2.6 Stivhetsmatrise

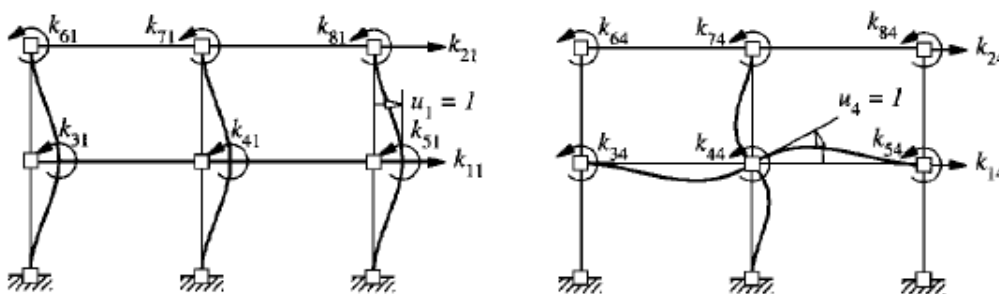
I et lineært system kan en stivhetsmatrise forklare relasjonen mellom de eksterne kreftene f_{Sj} og deformasjonene u_j . Stivhetsmatrisen består av komponentene k_{ij} som beskriver kraften som må påføres frihetsgraden i som resulterer i en enhetsforskyvning i frihetsgrad j . Denne sammenhengen i en enkelt frihetsgrad kan beskrives ved følgende ligning:

$$f_{Si} = k_{i1}u_1 + k_{i2}u_2 + \dots + k_{ij}u_j + \dots + k_{iN}u_N \quad (3.2.35)$$

Denne ligningen kan fremstilles på matriseform slik at den gjelder for alle frihetsgrader:

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \vdots \\ f_{SN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{11} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{11} & \dots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \dots & k_{Nj} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{bmatrix} \quad (3.2.36)$$

Der « k » er systemets stivhetsmatrise. Denne matrisen er symmetrisk og den beskriver hvilken evne systemet har til stå imot en forskyvning. På figur 3.22 nedenfor det illustrert en rammekonstruksjon som er utsatt for deformasjoner i frihetsgraden u .



Figur 3.22: Deformasjon ved for $u_1 = 1$ og $u_4 = 1$ [10]

3.2.7 Dempingsmatrise

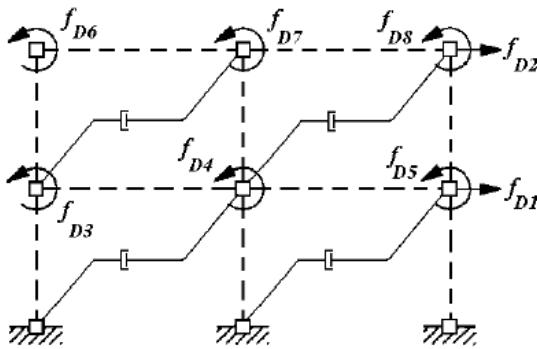
På grunn av energitap vil svingninger i konstruksjoner etter hvert forsvinne, og i et idealisert system blir dette definert ved hjelp av viskøs demping. Hastigheten \dot{u} er relatert til dempingskraften f_D ved ligningen $f_D = c\dot{u}$ der c er dempingskoeffisienten. Ved en hastighet i frihetsgrad j oppstår det en dempingskraft f_{Di} i frihetsgrad i .

$$f_{Di} = c_{i1}\dot{u}_1 + c_{i2}\dot{u}_2 + \dots + c_{ij}\dot{u}_j + \dots + c_{iN}\dot{u}_N \quad (3.2.37)$$

Denne ligningen kan fremstilles på matriseform slik at den gjelder for alle frihetsgrader:

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{11} & \dots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{11} & \dots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \dots & c_{Nj} & \dots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{bmatrix} \quad (3.2.38)$$

Der « c » er systemets stivhetsmatrise.



Figur 3.23: Demping i en rammekonstruksjon [10]

3.2.8 Massematrise

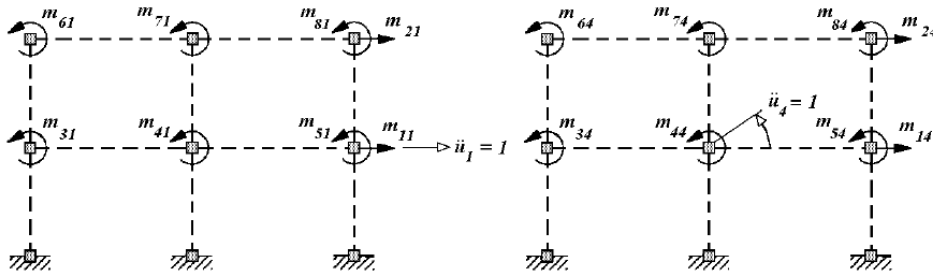
Tregheitskraften f_I virker på massen m som fører til akselerasjonen \ddot{u} .

Akselerasjonen \ddot{u} er relatert til tregheitskraften f_I ved formelen $f_I = m\ddot{u}$. Ved en akselerasjon i frihetsgrad j oppstår det en tregheitskraft f_{Ii} i frihetsgrad i :

$$f_{Ii} = m_{i1}\ddot{u}_1 + m_{i2}\ddot{u}_2 + \dots + m_{ij}\ddot{u}_j + \dots + m_{iN}\ddot{u}_N \quad (3.2.39)$$

Denne ligningen kan fremstilles på matriseform slik at den gjelder for alle frihetsgrader:

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{11} & \dots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{11} & \dots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \dots & m_{Nj} & \dots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{bmatrix} \quad (3.2.40)$$



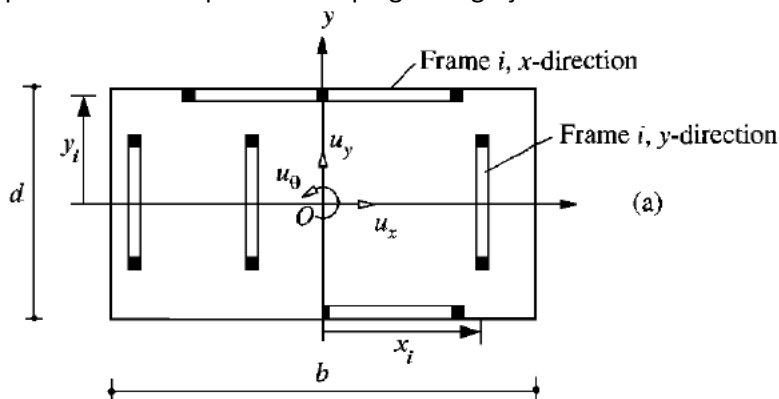
Figur 3.24: Akselerasjon av masse i rammekonstruksjon $\ddot{u}_1 = 1$ og $\ddot{u}_4 = 1$ [10]

I figur 3.24 er massen samlet i knutepunktene, og for reelle konstruksjoner kan en neglisjere treghetskreftene i rotasjon: $m_{44} = 0$. Derfor vil massematrisene være diagonale i system der massen er betraktet som samlet («lumped»):

$$m_{ij} = 0 \text{ for } i \neq j \quad (3.2.41)$$

3.2.9 Avstivning av usymmetriske bygg

I dag er mange av konstruksjonene som blir bygget usymmetriske, og ved usymmetrisk avstivning vil det oppstå en rotasjon (u_θ) om den vertikale akse i tillegg til bevegelsene i x-retning (u_x) og y-retning (u_y). På figuren nedenfor er det vist en konstruksjon med usymmetrisk avstivning, og massesenteret er plassert sentrisk planet. Damping er neglisjert i denne sammenhengen.



Figur 3.25: Avstivning av usymmetrisk bygg [10]

Systemets forskyvning for ett plan er definert ved forskyvningsvektoren u :

$$u = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{bmatrix} \quad (3.2.42)$$

Størrelsen på matrisen u er avhengig av antall etasjer (N) det er i konstruksjonen, og størrelsen er gitt ved formelen $3 \times N$. Systemets forskyvningskomponenter er gitt ved følgende tre formler:

$$u_x = [u_{1x} \quad u_{2x} \quad \cdots \quad u_{Nx}]^T \quad (3.2.43)$$

$$u_y = [u_{1y} \quad u_{2y} \quad \cdots \quad u_{Ny}]^T \quad (3.2.44)$$

$$u_\theta = [u_{1\theta} \quad u_{2\theta} \quad \cdots \quad u_{N\theta}]^T \quad (3.2.45)$$

Relasjonen mellom forskyvningen u_i til hver enkelt skive er og den globale forskyvningen u er definert ved hjelp av ligning (3.2.46):

$$u_i = a_{xi}u \quad \text{eller} \quad u_i = a_{yi}u \quad (3.2.46)$$

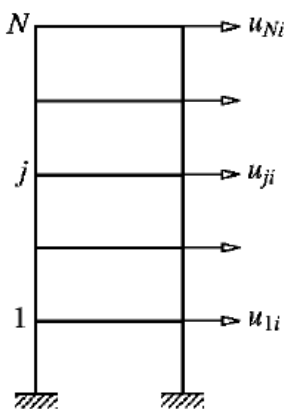
Der a_{xi} og a_{yi} er transformasjonsmatriser for skiver orientert i henholdsvis x- og y-retning. Transformasjonsmatrisene er gitt ved:

$$a_{xi} = [\mathbf{I} \quad \mathbf{0} \quad -\mathbf{y}_i\mathbf{I}] \quad \text{eller} \quad a_{yi} = [\mathbf{I} \quad \mathbf{0} \quad -\mathbf{x}_i\mathbf{I}] \quad (3.2.47)$$

Der I er identitetsmatrise og 0 er en matrise der alle verdiene er lik 0. Begge matrisene har en størrelse lik $N \times N$. Stivheten til hver enkelt skive kan deretter beregnes etter følgende formel:

$$k_i = a_{xi}^T k_{xi} a_{xi} \quad \text{eller} \quad k_i = a_{yi}^T k_{yi} a_{yi} \quad (3.2.48)$$

På figuren nedenfor er det vist et oppriss av en skive med antall etasjer N og etasjenummer j .



Figur 3.26: Fler-etasje-system [10]

Ved å summere hver enkelt vegg sitt bidrag til stivhet, vil en finne byggets totale stivhet. Denne kan da skrives på matriseform, og stivhetsmatrisen for bygningen kan da:

$$k = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.2.49)$$

Fra bevegelsesligningen gitt i tidligere kapittel kan en se at et udempet system består av både stivhetskrefter og massekrefter. Det gjenstår derfor å beskrive massekreftene som oppstår i en bygning med usymmetrisk avstivning. Akselerasjon er fra fysikken definert som den dobbelderiverte av forskyvning, ut ifra ligning (3.2.42) kan akselerasjonen derfor skrives som:

$$\ddot{u} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{bmatrix} \quad (3.2.50)$$

I dette systemet er massen betraktet som jevnt fordelt i hvert plan i konstruksjonen. Massematrisen for systemet er derfor diagonal, og er definert som:

$$m = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \quad (3.2.51)$$

I_0 er treghetsmomentet, og I_0 representerer treghetskreftene som oppstår ved rotasjon av konstruksjonen om den vertikale akse. Treghetsmomentet er definert ved:

$$I_0 = \frac{m(b^2+d^2)}{12} \quad (3.2.52)$$

Som vist i kapittel 3.2.4 kan bevegelsesligningen også brukes for å beskrive krefter som oppstår i en konstruksjon utsatt for seismiske krefter. Jordskjelvindusert belastning for et udempet system kan derfor beskrives ved følgende ligning:

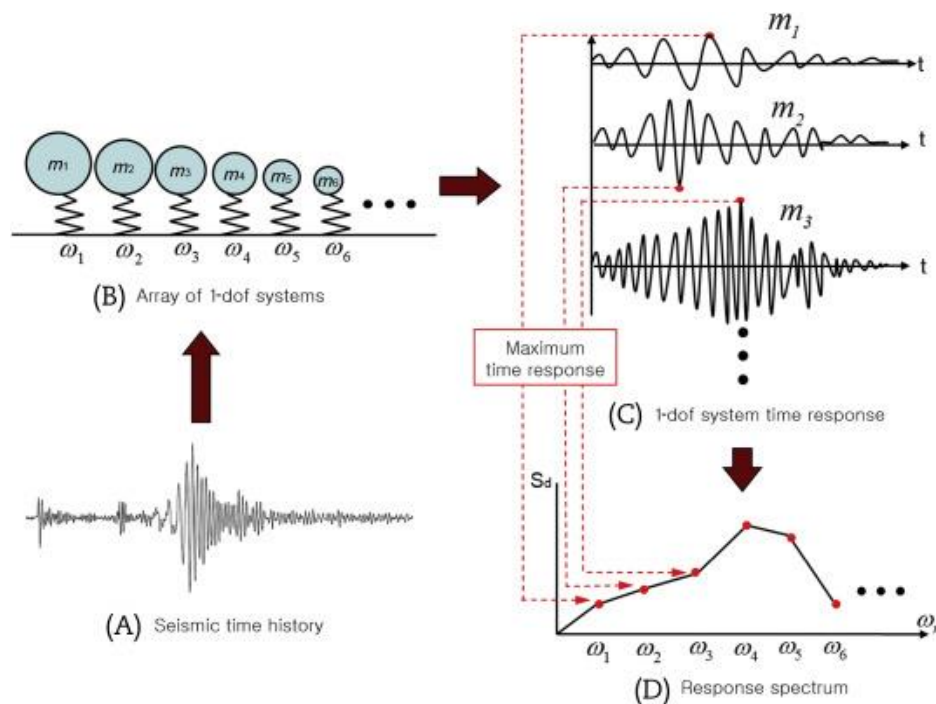
$$m\ddot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.2.53)$$

Ved å anvende matrisene beskrevet i dette delkapittelet, blir bevegelsesligningen på matriseform:

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gx} \\ \ddot{u}_{gy} \\ \ddot{u}_{g\theta} \end{bmatrix} \quad (3.2.54)$$

3.2.10 Respons spekter

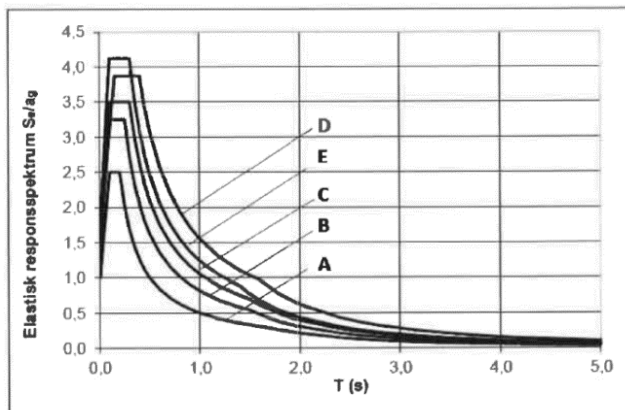
Respons spekter ble introdusert av M.A. Biot i 1932 for å beskrive grunnbevegelser og effekten bevegelsene har på konstruksjoner. Dette er et grunnleggende konsept i jordskjelvberegning, og respons spekter er et plott av spissverdier fra ulike en-frihetsgrads-system som er utsatt for en grunnbevegelse. Figuren nedenfor beskriver forenklet hvordan et respons spekter blir etablert:



Figur 3.27: Respons spekter [12]

I henhold til figur 3.27 er første steg (A) å registrere grunndata som er utgangspunkt for hvilke akselerasjoner systemet skal utsettes for. Deretter blir flere system med ulike egenfrekvenser (B) utsatt for akselerasjoner og responsen blir registrert (C). Den maksimale responsen for de ulike systemene blir deretter plottet i et diagram som utgjør respons spekter (D). [12]

I en modal analyse blir det beregnet en spissverdi for hver eneste svingemode som er utsatt for en akselerasjon gitt av et respons spekter. Denne akselerasjonen er kalt pseudo-akselerasjonen. Hver enkelt respons blir deretter kombinert for å beregne den totale responsen for hele konstruksjonen.



Figur 3.28 Elastisk responspektrum med grenseverdier [13]

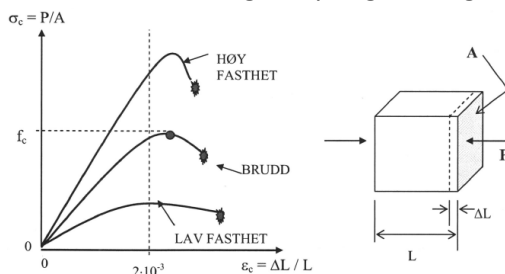
3.3 Betong i konstruksjoner

Armert betong er et av de viktigste og mest vanlige bygningsmaterialene vi benytter. Betong er økonomisk og svært anvendbart til et bredt spekter av ulike konstruksjoner. Konstruksjoner av betong er svært motstandsdyktige mot brann og har god bestandighet mot nedbrytning fra miljøet dersom betongresepten og utførelsen er god.

Betong er materiale som er satt sammen av sement, stein/sand og eventuelle tilsetningsstoffer. Tilsetningsstoffene blir tilsatt i små mengder og gjør det mulig å få de egenskapene som er ønskelige i fersk tilstand og/eller i herdefasen. Egenskaper som er mulig å forbedre ved å benytte tilsetningsstoffer er eksempelvis støpelighet og bestandighet. Vanlig konstruksjonsbetong (B30-B45) har høy trykkapasitet f_{ck} (30-45 MPa) og lav strekkapasitet f_{ctm} (2,9-3,5 MPa). Denne svakheten kompenseres ved å armere tverrsnittet slik at armeringen kan ta opp de strekkraftene som oppstår i konstruksjonen. Armering er helt nødvendig for å ta opp kreftene, men bidrar også til å begrense rissviddene som vil oppstå.

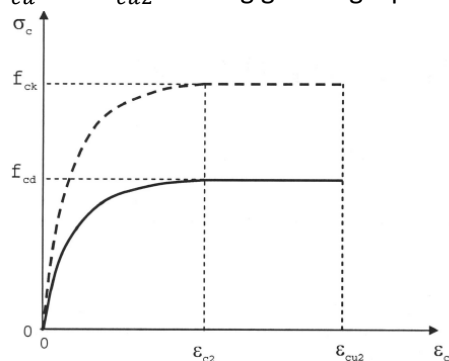
3.3.1 Materialmodeller

Armert betong kan betraktes som en kompositt av betong og armering. Armeringsstålet tilfører nødvendig strekkstyrke og duktilitet. Betongen står for formbarhet og bestandighet. Betong har en fullstendig ikke-lineær spenning-tøyningsoppførsel i trykk. [14] Ved trykktesting kan det ses av figur 3.29 at prøver av ulik betongkvalitet har ulike spenning/tøyningsforløp. Kurvene har likhet i form av at toppunktene for spenning inntreffer på omtrentlig den samme tøyningen på ca. $\epsilon_c = 2 \times 10^{-3}$. I tillegg viser figuren at betong av høyere fasthetsklasse er sprøere enn betong med lav fasthet. Betong med lave fastheter har lengre tøying før de går til brudd.



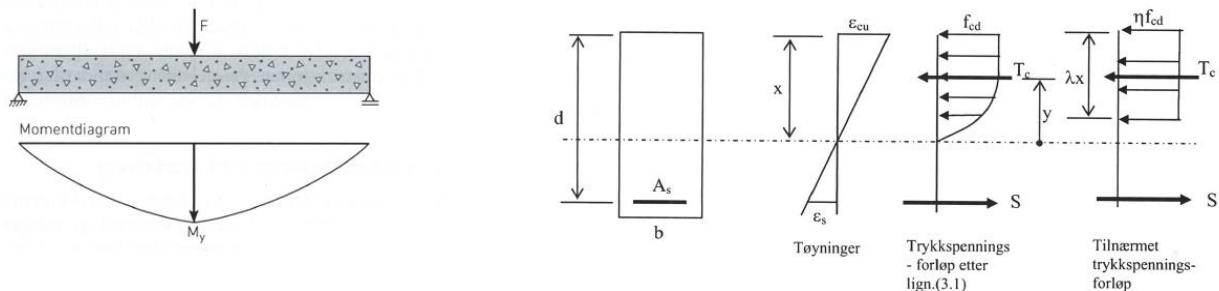
Figur 3.29: Spenning/tøyningskurver for betong i trykktest [14]

For å kunne beregne betongkonstruksjoner i bruddgrensetilstanden kan det benyttes et idealisert spennings-/tøyningsdiagram for betongen. Trykkbrudd i betongen vil da oppstå ved en betongtøying ϵ_{cu} eller ϵ_{cu2} avhengig av valgt spenning/tøyningsssammenheng etter Eurokode 2, figur 3.30



Figur 3.30 Idealisert Spenning/tøyningskurve [14]

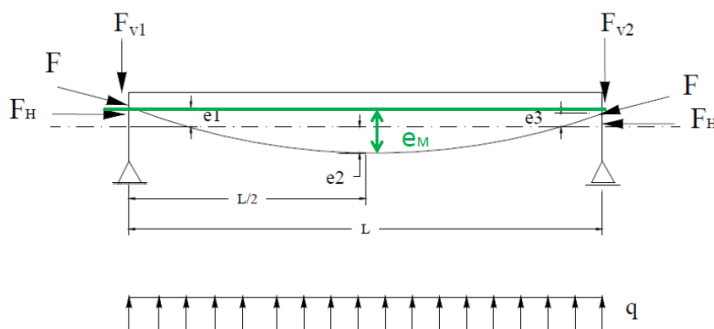
For å forenkle beregningen av betongkonstruksjoner basert på bakgrunnen om at armert betong har en ikke-lineær oppførsel, er det vanlig å benytte en rektangulær spenningsblokk i trykksonen. Dette er en tilnærming i henhold til Eurokode 2 der faktoren λ definerer den effektive trykksonen og faktoren η definerer den effektive trykkfastheten. For vanlige fasthetsklasser $\leq B50$ er verdiene henholdsvis 0,8 og 1,0. Det er viktig å påpeke at den rektangulære tilnærmelsen forutsetter at trykksonen er fullt utnyttet, altså at tøyningen øverst i trykksonen er lik den fastsatte grensetøyningen ϵ_{cu} . Den stiplede linjen viser nøytralaksen i bjelken.



Figur 3.31 Tilnærming til rektangulær trykkspenningsblokk [14]

3.3.2 Spennarmert betong og elementer

Spennarmert betong er betegnelsen på betongkonstruksjoner som er tilført normalkrefter for å motvirke strekkspenninger som oppstår eksempelvis i bjelker og dekker. Normalkreftene tilføres ved å sette store strekkrefter på spenntauene slik at betongen påføres trykkspenninger. Prinsippet er å utnytte betongens trykkfasthet og kompensere for den lave strekkfastheten. Strekkraften i spennarmeringen overføres til betongen ved hjelp av endeforankringer eller ved heft mellom betong og spennarmeringen. Det kan dermed oppnås større skjærkapasitet, lengre spennvidder på grunn av redusert nedbøyning og redusert betongmengde. Spennarmeringen plasseres på en slik måte i forskalingen at den motvirker moment og deformasjoner når de spennes opp. En flytter spennarmeringen fra tyngdepunktaksen mot underkanten ved strekk i underkant, og mot overkanten ved strekk i overkant. Det mest effektive er altså at spennarmeringsprofilen følger momentdiagrammet til bjelken.



Figur 3.32 Statisk modell av eksentrisk plassert spenntau i en fritt opplagt betongbjelke. [14]

For å oppnå disse effektene kan det benyttes to ulike metoder som kalles forspenning og etterspenning. Forskjellene ligger i når spenntauene påføres strekkrefter.

Forspenning:

Ved forspenning spennes først spenntauene opp mellom egnede konstruksjoner, før betongen støpes ut og omslutter spenntauene. Denne metoden er hovedsakelig benyttet i produksjon av betongelementer i fabrikker hvor det benyttes egne produksjonsbenker. Eksempel på slike produkter er sandwich-vegger og hulldekker. Hulldekker inneholder kun spennarmering og den ligger i hulldekkets spennretning. Dette betyr at hulldekker sin primære bæreevne i hulldekkets lengderetning.

Prosedyren for produksjon er som følger: [14]

- a) Oppspenning av spenntau ved bruk av lås og jekk. Kraften som spenntauene spennes opp med tilsvarer tøyingsdifferansen mellom betongen og spennarmering gitt ved:
$$P_0 = \varepsilon_{p0} x E_p x A_p \quad (3.3.1)$$
- b) Formsetting av betongelementene. Vanligvis lange spennbenker som gjør det mulig å serieprodusere de ulike tverrsnittene og typene.
- c) Utstøping og herding av betong.
- d) Etter at tilstrekkelig fasthet er oppnådd kappes spenntauene. For kontinuerlig støpte elementer sages elementene i passende lengder slik at kraften fra spenntauene blir overført til betongen ved heftspenninger mellom armering og betong. I slike elementer benyttes vanligvis konstant eksentrisitet på spenntauene.

Etteroppspenning:

I etterspente konstruksjoner må det benyttes en annen metode. På byggeplass monteres rør av ulike typer i forskalingen slik at spenntauene kan trekkes inn i rørene når betongen har herdet til en hvis fasthet. Spenntauene spennes opp med jekker og forankres ved hjelp av spesielle anker som skal bidra til å fordele normalkreftene i konstruksjonen. Etter oppspenning er det mulig å injisere rørene med sementgrout eller lignende. I noen tilfeller er det mulig å benytte spenntau som er ferdig tredd i plastrør som er fylte med fett. Disse injiseres ikke etter oppspenning, og normalkraften vil kun tilføres ved hjelp av forankringen ved endepunktene. I motsetning til forspente konstruksjoner inneholder etterspente vanlig slakkarmering for å kunne ta opp skjærkrefter i forankringssonen og for å hindre uønsket oppsprekking på grunn av spenningsdifferanser i de ulike spenntauene. [15]

I konstruksjoner av spennbetong benyttes ofte betong med høyere fasthet enn det som er normalt for slakkarmerte konstruksjoner. Oppspenning gir store trykkrefter i betongen, og opptredende spenninger under oppspenning må kontrolleres mot oppnådd trykkfasthet når spennkraft påsettes. I likhet med normal betong, er det viktig med tett betong for å gi god korrosjonsbeskyttelse.

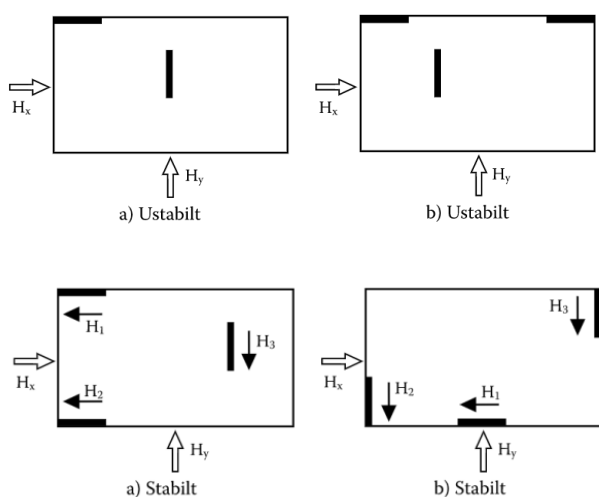
For at betongen ikke skal få strekkspenninger i bruksgrensetilstanden er det viktig å benytte spenntau av høyfast stål. Etter at spenntauene er oppspente vil den tilhørende kraften reduseres på grunn av ulike spenningsstap som oppstår som et resultat av svinn i betongen og relaksasjon i stålet. Spenningsstapene med påfølgende reduksjon av trykkspenninger i betongen er for det meste uavhengig av stålets fasthet, siden vanlig armeringsstål har samme elastisitetsmodul som spenntauene. Dette gjør at spenningsstapet i spenntauene er prosentvis lavere enn for vanlig armeringsstål. For å oppnå nødvendig kvalitet på spenntauene er det vanlig å bruke ulike legeringer med ustrakt bruk av bearbeiding. Stål benyttet for dette formålet vil i motsetning til vanlig armeringsstål ikke ha en utpreget flytegrense. [14]

3.3.3 Statisk modell for avstivningssystemer

Statiske beregninger av en konstruksjon skal påvise hvilke krefter den utsettes for. Et bygg eller en konstruksjon er stabil når den har kapasitet til å motstå de kreftene som den blir utsatt for, inkludert 2-ordens-virkninger. Lastfordelingen for vertikale laster antas som oftest som statisk bestemt, mens måten modellene tar opp de horisontale kreftene angir statisk modell. For vanlige elementbygg i Norge er det vanlig å anta forbindelser som leddet eller innspenne. Det er viktig at det som prosjekteres samsvarer med utførelsen som er tiltenkt i de ulike prosjektene; både i byggefasen og når bygget er ferdigstilt.

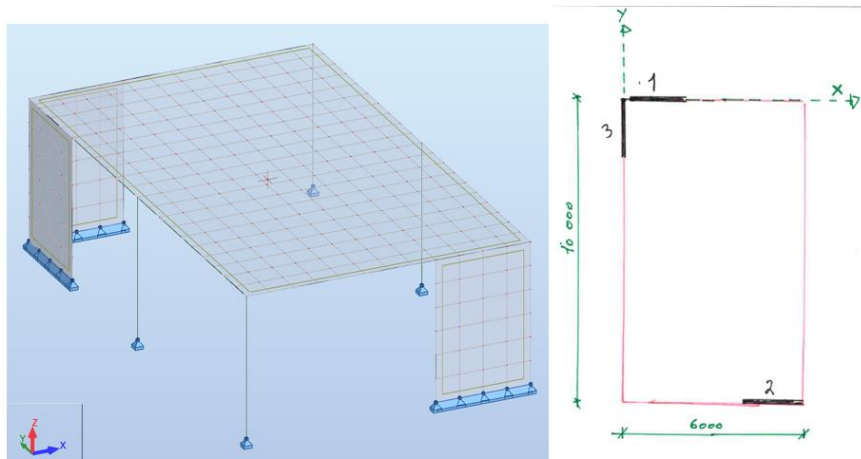
Et bygg med avstivningssystem basert på vertikale og horisontale skiver vil i de fleste tilfeller være statisk ubestemt. For å kunne beregne deformasjoner er den reelle stivheten til skivene viktig. Reell stivhet angir skivens stivhet basert på opptredende lastvirkning, og om belastningen fører til at betongen vil risse (Stadium 2). Om Stadium 2 legges til grunn vil stivheten reduseres betydelig, men «krever» ofte store belastninger for å oppnås. For elementskiver er denne utregningen usikker og relativt krevende.

For at avstivningssystemet i en konstruksjon skal mobiliseres, må den bli deformert. Total forskyvning deles inn i translasjon og rotasjon og kan regnes ut med ulike metoder. Generelt blir det alltid gjort forenklinger også ved bruk av programvare. For lastfordeling vil det være tilstrekkelig å vurdere den relative stivheten til de avstivende skivene. Med lastfordeling menes hvor stor prosentandel av horisontale laster som tas opp av de enkelte avstivende skivene. For vanlige regnearks-modeller vil det være betongskivens retning, mål og materialkvalitet som har betydning for lastopptaket. Kraftfordelingen er avhengig av antallet skiver samt plassering. For å oppnå et stabilt system er det ikke tilstrekkelig med en vertikal betongskive i hver retning. Det må minst være oppsatt av tre skiver og ikke ha et felles skjæringspunkt. Figur 3.33 viser stabile og ustabile systemer. Dersom systemet kan ta opp både rotasjon og translasjon er systemet stabilt. Dersom systemet er statisk bestemt vil det være tilstrekkelig med vanlige likevekts-ligninger for å fordele kreftene. Statisk ubestemte systemer der det er flere skiver enn likevekts-ligninger vil det være nødvendig å vurdere de vertikale skivenes stivhet.



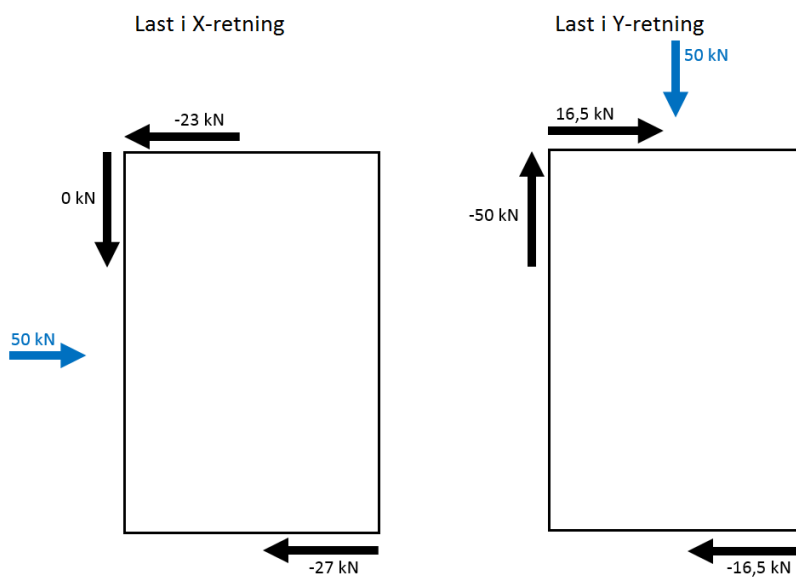
Figur 3.33 Ustabile og stabile avstivningssystemer [16]

For å illustrere viktigheten av et stabilt skivesystem, er det i vedlegg 4 gjennomført håndberegninger av et regulært skivebygg der det oppstår tilleggskrefter på grunn av eksentrisitet. Dette bygget består av 3 avstivende skiver forbundet til en stiv horisontal skive. Utvendige mål er 6x10 meter med en etasjehøyde på 3,5m. Det antas at skivene er uarmerte, urisset (Stadium 1) og at de fungerer enkeltvis. Modellen er statisk bestemt og det er relativt enkelt å regne seg frem til stivhetssenteret for bygget.



Figur 3.34 Eksempelskisse for utregning av kraftfordeling

Statisk modell som følger av kreftene i X og Y-retninger gitt nedenfor:

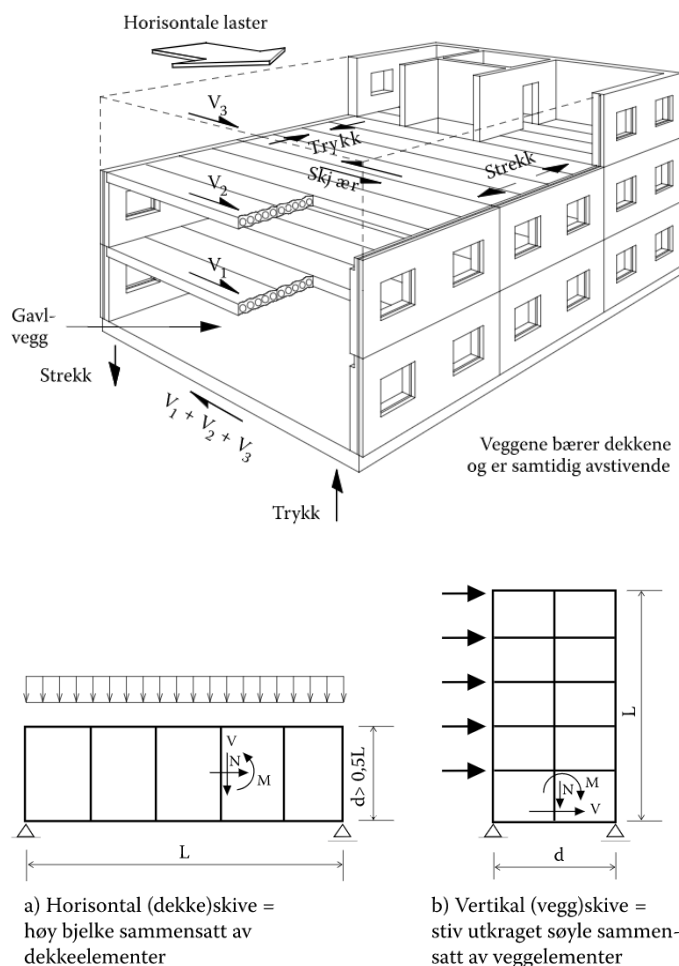


Figur 3.35: Last i x- og y-retning ved uhensiktsmessig avstivning

Av resultatet kan man se at den uheldige eksentrisiteten gir relativt store momentkrefter sett ut ifra lasten. Dette viser viktigheten av hensiktsmessig plassering av avstivende elementer. Symmetrisk avstivning dersom dette er mulig er det beste, altså at stivhetssenteret er sammenfallende med tyngdepunktet.

3.3.4 Horisontale dekkeskiver

For de fleste konstruksjoner antas horisontalskiver som stive skiver. Stive skiver vil effektivt videreføre torsjonskrefter generert av statiske eller dynamiske laster til avstivningssystemet. En skive er enten et dekke eller en veggkonstruksjon som tar opp krefter i sitt eget plan, og det er følgelig ønskelig at krefter i størst mulig grad tas opp som skivevirking. Skivesystemer tar opp horisontale laster i etasjeskillerene, som igjen viderefører kreftene som oppstår til vertikale skjærvegger eller vindkryss i stål. I mange tilfeller får de horisontale skivene store krefter når de utsettes for dynamiske laster, og det er her hulldekker har sin største svakhet. Evnen til å motstå skjærkrefter i planet er lav sammenlignet med ett slakk eller spennarmert kompaktdekke. Dette er fordi hulldekker uten konstruktiv påstøp har liten plass til armering i fugene mellom de ulike elementene som utgjør skivekonstruksjonen, og dette begrenser i mange tilfeller den maksimale kapasiteten. Vi vil i stor grad se på dekkekonstruksjoner av hulldekker i denne oppgaven, siden dette er den mest vanlige konstruksjonen i Norge. [17]



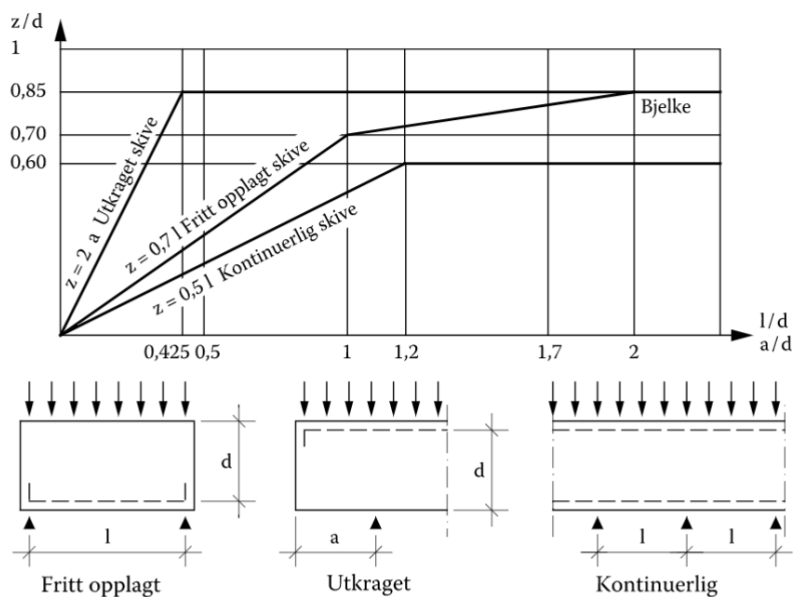
Figur 3.36 Statisk modell for avstivende skive av hulldekker [16]

3.3.5 Vertikale skiver

Vertikale skiver av betongelementer er beregningsmessig like som for plasstøpte betongskiver. Skivene kan være satt sammen av flere enkelt-elementer eller en stor enkeltskive. Ved horisontal belastning får skivene et moment som kan tas som trykk og strekk-krefter i randsonene.

Betongtrykk-tøyninger og trykkspenninger i monolittiske skiver av betong er ulik fra normale bjelker. Et resultat av dette er lavere verdier av trykkspenninger i betongen og lengre trykksone som igjen fører til mindre innvendig momentarm Z . Vanligvis defineres en dekkekonstruksjon som en skive dersom spennvidden $l \leq$ effektiv høyde d . I mange tilfeller vil dekkekonstruksjonen ligge en plass mellom skive og bjelke. Dette inntreffer ved $d < l \leq 2d$. Det er viktig at det er sammenheng mellom dekkekonstruksjonens effektive høyde og momentarm for å ivareta den faktiske lastvirkningen [16].

Figur 3.37 viser verdier for indre momentarm i ulike dekkesskiver.



Figur 3.37 Verdier for momentarm i ulike skivebetingelser [16]

For vanlige skiveberegninger benyttes en estimert verdi for momentarmen $Z = 0,5 - 0,7 \times l$

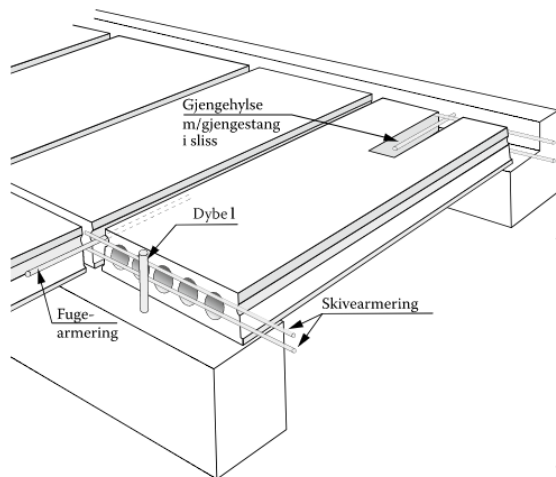
For skiveberegninger er stivheten til en skive helt avgjørende for hvordan lastene fordeles. For monolittiske elementskiver er beregningen av reell stivhet vanskelig å dokumentere eksakt. Generelle stivhetsberegninger forutsetter ofte at det beregnes i stadium 1, det vil si urisnet og en lineær-elastisk materialmodell er benyttet. En stivhetsberegning i stadium 2 der betongen antas som risset vil stivheten bli betydelig redusert og det må tas hensyn til en redusert E-modul. Dersom lang-tids E-modul skal benyttes må også virkningene av svinn, kryp og relaksasjon i spenntauene vurderes.

$$\frac{M}{EI} = \frac{1}{R} \quad (3.3.2)$$

Formelen som viser sammenhengen mellom moment og krumning vil i takt med økende tverrsnitthøyde eller reduisering i spennvidde stemme dårligere og dårligere helt til den ikke lenger kan benyttes. I de fleste tilfeller er horisontale skiver betydelig stivere enn de vertikale veggene som de er forankret til. Dette er grunnen til at vanlig bjelketeori kan benyttes for å regne seg frem til moment og skjæradiagrammer med vanlig elastisitetsteori der Naviers hypotese og Hookes lov er gjeldende.

3.3.6 Hulldekkenes skjærkapasitet i planet

Det vil nå bli sett litt nærmere på hvordan de teoretiske modellene for overføring av skjærkrefter i planet behandles. De tre mest vanlige metodene for overføring av skjærkrefter er skjærfriksjon i utstøpte fuger, dybelskjær og sveising av stålplater. Figur 3.38 viser hvordan en ivaretar skivevirkningen i dekket. Armeringen skal ta opp eventuelle membrankrefter i form av strekk som oppstår i planet ved horisontale laster.



Figur 3.38 Skivearmering på tvers for skivevirkning av dekkekonstruksjonen. [16]

Formelen for skjærkapasiteten i en støpeskjøt eller tilsvarende fugene mellom hulldekker er gitt ved:

$$V_{Rdi} = c \times f_{ctd} \times A_i + \mu \times f_{yd} \times A_s + \mu \times N_{Ed} \leq 0,5 \times v \times f_{cd} \times A_i \quad (3.3.3)$$

De ulike leddene i formelen er som følger:

- $c \times f_{ctd} \times A_i$ = Betongens heftbidrag der c er ruhetstallet
- $\mu \times f_{yd} \times A_s$ = Friksjon ganger tverrarmering
- $\mu \times N_{Ed}$ = Friksjon ganger trykkraft
- $0,5 \times v \times f_{cd} \times A_i$ = Betongens øvre grenseverdi for trykkbrudd

I Eurokode 2 er det bestemt at heftfastheten under dynamiske laster skal halveres. Dette er ivarettatt ved å anta at skjøten er svært opprisset ($c=0$). Da må tverrarmeringen dimensjoneres for hele strekkraften/membrankraften som oppstår i det aktuelle snittet. Den øvre grensen for skjærspenningen i fugen er satt til 0,15 MPa, men ved dimensjonering i DCL er grenseverdien for maksimal skjærspenning i fuge økt noe i henhold til materialfaktorene slik at:

$$\frac{0,15 \times \gamma_c}{\gamma_{c-DCL}} = \frac{0,15 \times 1,5}{1,2} = 0,19 \text{ MPa} \quad [17] \quad (3.3.4)$$

For hulldekkefuger er det da en generell skjærkapasitet i glatte fuger gitt av:

$$V_{Rdi} = 0,6 \times f_{yd} \times A_s \leq 0,19 \times A_i \quad [17] \quad (3.3.5)$$

Grenseverdiene er avhengige av ruheten til overflatene og om fugene antas som risset eller urisset. Bakgrunnen for de relativt lave verdiene skyldes usikkerheten med graden av fugeriss forårsaket av sammentrekningsmuligheter. Det er likevel viktig å påpeke at selv om grenseverdiene er relativt lave, så harmonerer de med elementenes skiveskjær-kapasitet slik at det alltid er fugene som er

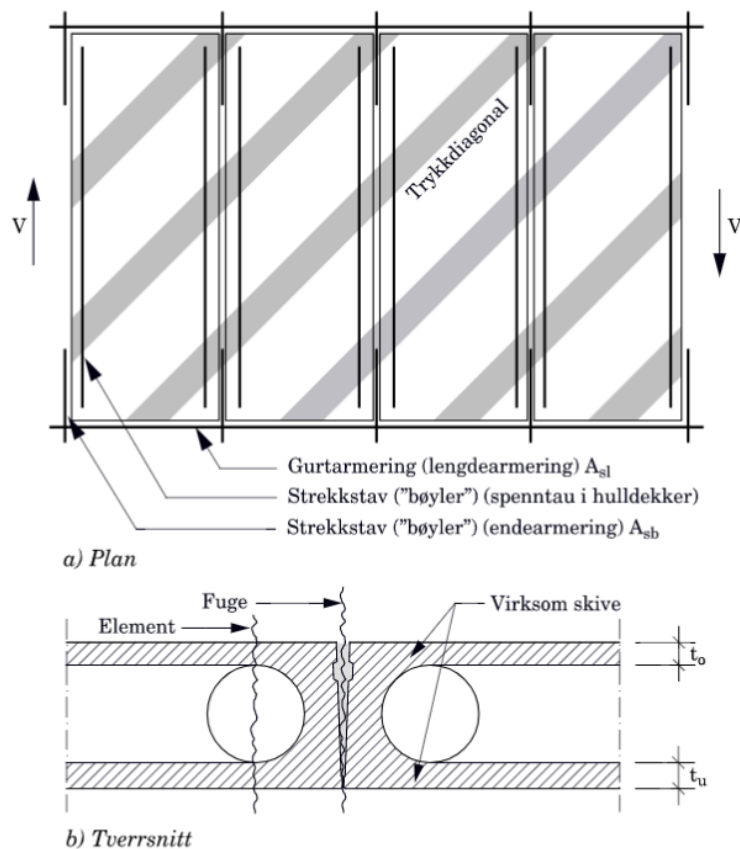
dimensjonerende. Tabell 3.4 viser typiske beregningsformler som kan benyttes for dimensjonering av konstruksjoner som utføres med element. Dersom sidekantene til hulldekkene utføres med fortanning er det mulig å ta opp større skjærkrefter enn dersom man antar glatt forbindelse til tilstøtende hulldekke. Dette vil bli vurdert senere i oppgaven. [17]

Bruksområde	Overflate	Risstype	Dimensjoneringsformel for V_{Rd}	Øvre grense	Anbefalt minimum armering *
Hulldekke skiver	Glatt (hulldekker innbyrdes)	Risset	$0,6 \times f_{yd} \times A_s$	$0,15 \times A_1$ (MPa)	–
	Svært glatt (mot andre elementer)	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$0,15 \times A_1$ (MPa)	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
Veggskiver horisontal fuge	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s + 0,5 \times N_{Ed}$	$0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_i$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
Veggskiver vertikal fuge	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$(0,5 \times v \times f_{ctd} \times A)$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,5$
	Fortannet	–	$0,5 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,9 \times f_{yd} \times A_s$	$0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1$	$A_s \times f_{yd} = 0,25 \times V_{Ed} / 0,9$
Hylse-fundament	Svært glatt	Urisset	$0,03 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,5 \times f_{yd} \times A_s$	$(0,5 \times v \times f_{ctd} \times A)$	–
	Fortannet	–	$0,5 \times f_{ctd} \times A_1 + 0,9 \times f_{yd} \times A_s$	$0,5 \times v \times f_{ctd} \times A_1$	–

Tabell 3.4 Dimensjoneringsformler for typiske utstøpte fuger i konstruksjoner av betongelement [16]

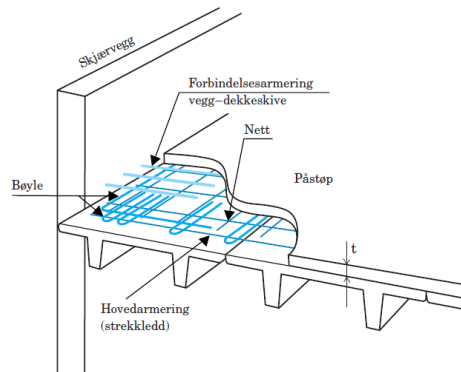
For skivevirkning av hulldekker er det 3 bruddmodeller som er gjeldende. [18]

1. Trykkdiagonaler i betong i øvre og nedre sjikt av skiven samt strekkstaver av armering.
2. Skjærbrudd eller rent strekkbrudd i øvre og nedre sjikt.
3. Skjærbrudd i fuge



Figur 3.39 Kritiske Snitt i Hulldekker [18]

I de fleste tilfeller vil bruddmodell nr. 3 være gjeldende, og denne forbindelsen er i utgangspunktet hulldekkenes svake punkt, med en begrenset skjærkapasitet. Som tidligere er det nevnt at hulldekkefugen har en skjærkapasitet på 0,19 MPa i DCL, og tilsvarende grense for skjærbrudd i øvre eller nedre sjikt i hulldekket med tykkelse 265mm er 0,45-0,49 MPa (Bruddmodell nr. 2). I dag blir utfordringen knyttet til skjærkapasitet ofte løst ved å benytte påstøp på hulldekkene eller ved lokal forsterkning der det er store skjærpåkjenninger. Påstøp fører til økt masse i bygget, som igjen fører til økt påkjenning ved en modal analyse. Økt masse kan også føre til at maksimal spennvidde blir redusert. I tillegg er tiltaket fordyrende og tidkrevende. Det er derfor interessant å undersøke om det finnes andre løsninger for å øke skjærkapasiteten mellom hulldekker uten hjelp av påstøp.



Figur 3.40: Konstruktiv påstøp med armering [18]

Dersom det kun er utfordringer knyttet til skjærspenninger i et mindre område, kan en benytte en lokal forsterkning av hulldekke ved hjelp av sammensveising eller forskalingsplater. Dette er illustrert på figuren under:



Figur 3.41: Lokal utbedring i områder med store påkjenninger [18]

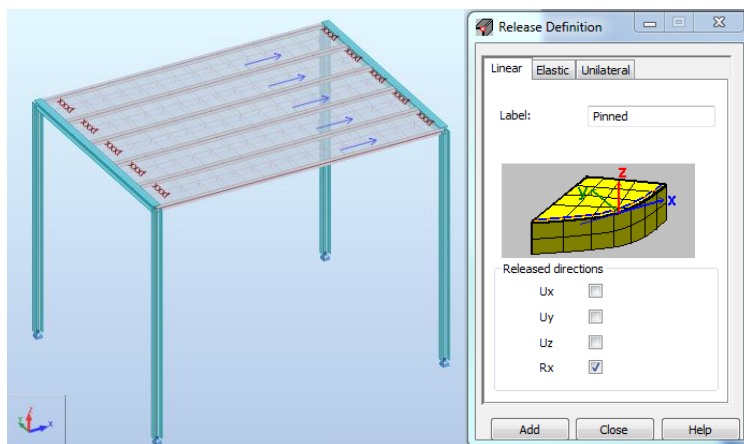
Dette er en god løsning dersom dette blir benyttet i et svært begrenset område, men egner seg ikke for større områder da dette er tidkrevende og fordyrende. Det er derfor fortsatt aktuelt å undersøke om det finnes andre muligheter for å øke skjærkapasiteten til hulldekkene, og i resultatkapittelet blir det presentert en løsning som i henhold til Eurocode 2 gir en klar forbedring i denne forbindelsen.

3.3.7 Forankring av hulldekker

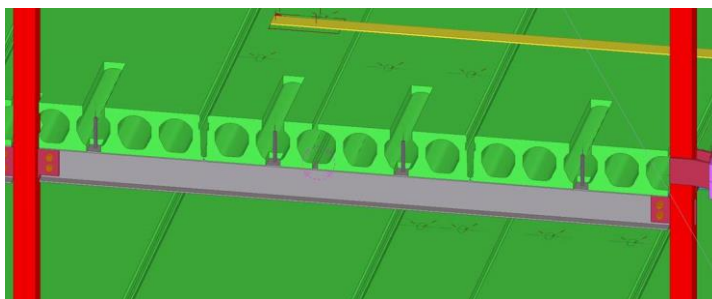
Prefabrikkerte elementer kobles og forankres til tilstøtende konstruksjoner ved hjelp av ulike metoder. Prinsippene for om det er kobling til betong eller stålkonstruksjoner er like, og beregnes ofte som leddet da det er vanskelig å verifisere en full innspenning. I tillegg er det vanligvis ikke armering i overkant i hulldekker for å ta opp strekkrefter i overkant. Dette fører til at dekkekonstruksjonen bør i de fleste tilfeller beregnes som fritt opplagt. I dette delkapittelet vil vi se på noen av de mest vanlige forbindelsene av prefabrikkert hulldekker. De ulike forbindelsene har ulike kapasiteter og beregningsmetoder. Dette vil bli videre undersøkt i metodekapittelet.

1. Hulldekker fritt opplagt på stålbjelke eller betongvegg

Når hulldekkene beregnes som fritt opplagt, er dette definert som en leddet forbindelse der det ikke oppstår moment ved opplegget. I Robot må dette modelleres inn som lineære ledd der man velger hvilke frihetsgrader som skal være fastholdt eller ikke. Benevnningen «XXXF» i figur 4.42 tilsier at dekkekanten er fastholdt i X, Y og Z retning, men kan rotere om horisontal lokal akse. For utførelsen er det en vanlig metode at det sveises på armeringsjern på bjelken. En eller flere kanaler i hulldekkene åpnes, det legges en armeringsbøyle rundt det påsveiste armeringsjernet før det til slutt støpes igjen med betong. Dersom hulldekkene legges opp på en betongvegg vil veggarmeringen stikke opp i en eller flere kanaler i hulldekkene med lik prosedyre som for en stålbjelke. Beregningsmodellen for de to typene er lik.



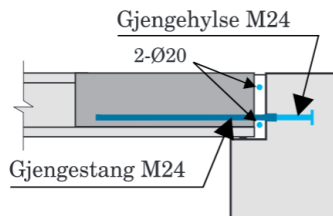
Figur 3.42 Robotmodell av hulldekker fritt opplagt på stålbjelker



Figur 3.43 Teklamodell av hulldekker fritt opplagt på stålbjelke

2. Hulldekker mot betongvegg/Elementvegg i endekant

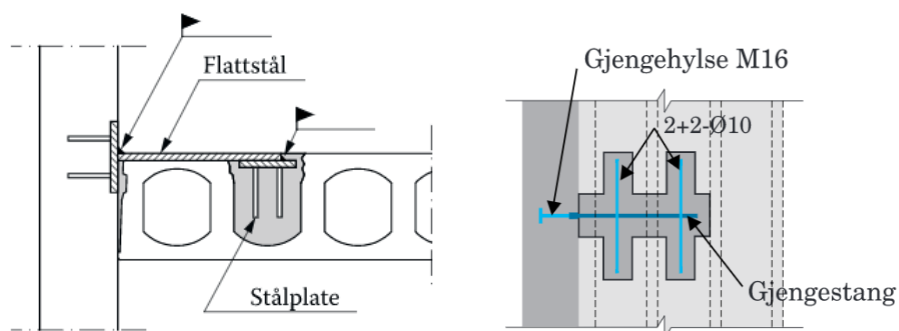
Dersom hulldekker skal legges opp på plasstøpte eller prefabrikerte betongvegger, er det et alternativ å benytte seg av oppstikkende vertikale armeringsjern eller gjengehylser som støpes inn i hulldekkenes kanaler. En slik forbindelse vil kunne ta opp momentkrefter.



Figur 3.44 Detalj for innfesting mot betongvegg [17]

3. Hulldekker mot betongvegg/Elementvegg i sidekant

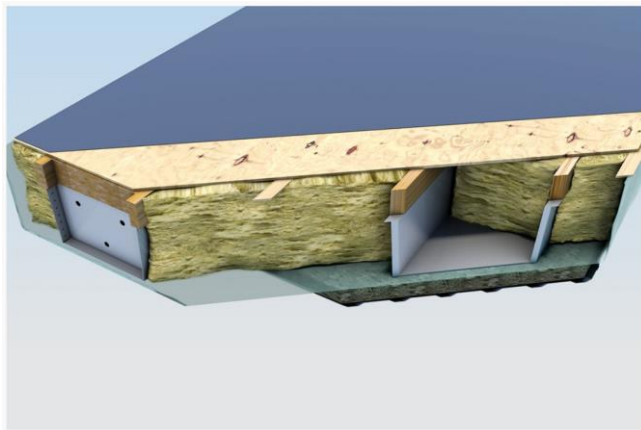
I tilfeller der horisontalskiver skal videreføre skjærkrefter inn på avstivende vertikale vegger må skjærkraften tas opp av enten ren skjærfriksjon eller dybelskjær. I tilfeller med smale avstivende vegger der store skjærkrefter skal tas opp er det mulig å ta opp kraften ved en kombinasjon av skjærfriksjon og trykk/strekk forbindelser mot den avstivende skiven. Andre muligheter er nedstøpte flattstål som sveises til nedstøpte stålplater [17].



Figur 3.45 Innfestningsdetaljer for hulldekker i sidekant [17]

3.3.8 Lett-tak-elementer og betydning av masse

Lett-tak-elementer er en dekkekonstruksjon som kan benyttes som takplan. Lett-tak-elementer er en kompositt bestående av to parallelle u-formede tynnplate-kassetter av stål som hovedbæring forbundet med limtre og spikrede kryssfinerplater. Taktroplatene og treflensene danner da trykkflens i tverrsnittet. Elementene har dampsperre av plastfolie, er isolerte og leveres vanligvis med tekking av takfolie eller asfaltbelegg. En slik takkonstruksjon vil være et godt alternativ til plasstøpte dekker eller hulldekker, spesielt med tanke på fremdrift. [19]



Figur 3.46: Lett-takk-system [19]

På grunn av svært lav egenvekt er lett-tak et godt alternativ for bygg for å redusere seismiske laster. I masteroppgaven til Morten Solheim (FEM-Analyse av større skivekonstruksjoner av lett-tak) ble det konkludert med følgende: [20]

- Reduksjon i baseskjær mellom 15-25 prosent
- Redusert totallast på takplan
- Reduksjon i skjærstrømmer i takplan med færre spenningskonsentrasjoner

For at en skive av lett-tak skal fungere som stiv skive må den ha randbjelker som kan ta opptredende trykk og strekkrefter generert av torsjonsmomentet som oppstår ved horisontale laster. Takplanet tar opp horisontale skjærkrefter som genererer skjærstrømmer i konstruksjonen. Denne skjærstrømmen tas i stor grad av finerplaten i elementet, med en grenseverdi fra 17 til 23 kN/m. [21]. Dersom lett-taks-elementer skal benyttes i en FEM-beregning må det benyttes representative materialmodeller. Dette er mulig å definere i de fleste FEM-programmer. I Robot er det mulig å definere D-, K- og H-matrise for et skall-element og leverandørene oppgir verdier som settes inn i matrisene for å få en korrekt stivhet av elementet. Dette vil bli vist i metodekapittelet.

3.4 Elementmetoden

Elementmetoden er en tilnærmet men effektiv numerisk metode for å løse randverdiproblemer innen anvendt matematikk. Problemene er definerte ved en eller flere differensialligninger og tilhørende randbetingelser. For problemer som involverer kompliserte geometrier, lasttilfeller eller materialmodeller er det umulig eller svært lite hensiktsmessig å løse dette analytisk-matematisk. Analytiske løsninger er de som er gitt ved et matematisk uttrykk som er gjeldende for et antall ukjente verdier for en konstruksjon eller konstruksjonsdel på en vilkårlig posisjon. Slike problemer må løses numerisk ved hjelp av eksempelvis elementmetoden. Ved bruk av elementmetoden vil det være mulig å definere et system av simultane algebraiske ligninger som løsning. En konstruksjonsdel deles opp i mindre elementer (*finite elements*). I stedet for å løse problemet for hele modellen i en operasjon formuleres ligningene for hvert enkelt element som deretter kombineres for å finne den endelige løsningen.

Den mest vanlige metoden innen konstruksjonsmekanikk er forskyvning/stivhetsmetoden. Det ukjente i systemet er da forskyvningen av nodene.

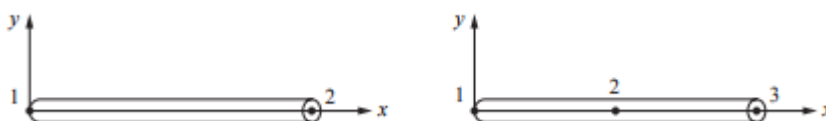
3.4.1 Trinnvis gjennomgang elementmetoden

Som tidligere nevnt starter hele prosessen med å dele strukturen opp i mindre elementer. Hvert element har sin egen forskyvningsfunksjon, og alle elementene er direkte eller indirekte bundet sammen i knutepunkter og/eller grenselinjer og/eller overflater. Ved å bruke forholdet mellom spenning og tøyning for et gitt material, kan en beregne hvordan elementer og noder opptrer i forhold til hverandre. Det vil nå bli presentert en trinnvis gjennomgang som viser de ulike prosessene i elementmetode-analyse. Dette er basert på en gjennomgang vist i boken «A first course in the finite element method» av Daryl L. Logan [22].

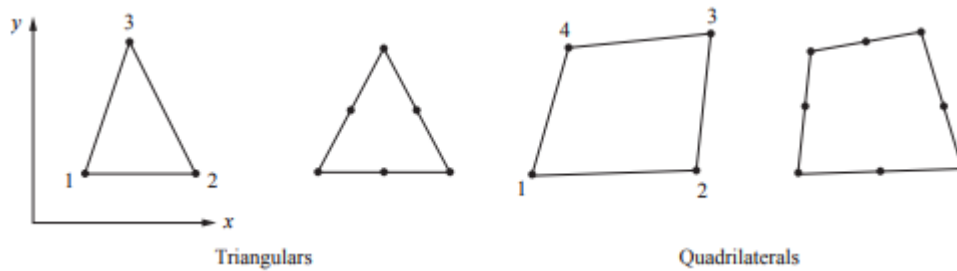
Steg 1: Oppdeling av struktur og valg av type element

For at elementmetoden skal være nøyaktig, er det viktig å dele strukturen opp i element som gir en best mulig beskrivelse av de fysiske egenskapene og hvordan strukturen opptrer. Det er også viktig å dele opp modellen i element som verken er for store eller for små. For små element kan gi en alt for komplisert og krevende modell, og dette kan kreve mer enn hva datamaskinen kan håndtere. I tillegg kan for små element skape en urealistisk stor stivhet i konstruksjonen. Men for store element kan gi en for dårlig beskrivelse av modellen, og en kan gå glipp av spenningskonsentrasjoner som oppstår i virkeligheten. Valg av størrelse og type element er en av hovedoppgavene ved gjennomføring av en FEM-analyse.

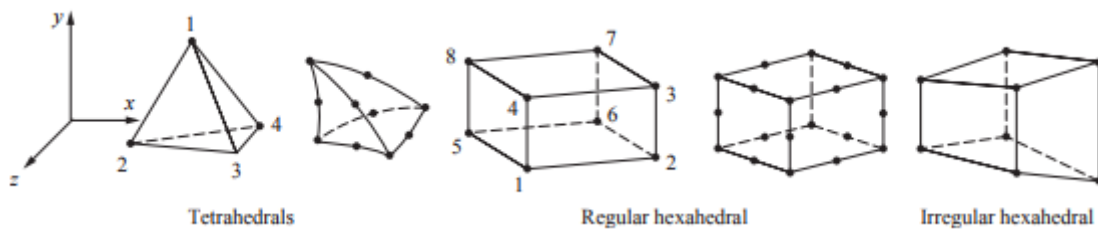
- 1d-Elementer som kan representere et bjelkeelement:



- 2d-Elementer med noder i hjørner og mellom hjørner:



- 3d-Elementer med noder i hjørner og mellom hjørner (Volumelementer/brick)



Figur 3.47 Forskjellige elementtyper [22]

Steg 2: Definisjon av forskyvningsfunksjon

Forskyvningene i en node er definert ved vektoren e_j , og antall frihetsgrader til noden bestemmer hvor mange komponenter e_j består av. Antall frihetsgrader til elementet er summen av alle frihetsgradene til nodene i elementet.

For to-dimensjonale element er forskyvningen internt i et element definert ved forskyvningsfunksjonen $u(x,y)$. For at funksjonen skal være gyldig, må følgende konvergenzkriterier være oppfylt:

1. Forskyvningsfunksjonen må være kontinuerlig i hele elementet.
2. Når noder har stivt legeme-bevegelser, må hele elementet ha tilsvarende bevegelser. Dette hindrer at spenning utvikler seg i element ved stivt legeme-bevegelser.
3. Forskyvningsfunksjonen må inkludere permanente tøyningstilstander for elementet. Dette betyr at ved en-dimensjonal deformasjon i x-retning, vil en forskyvning u kun resultere i tøyningen ϵ_x : $e_x = \frac{du}{dx}$

For å knytte tøyningene i strukturen til spenninger i materialet, må en etablere en tøyning/spenning-relasjon. Hook's lov angir dette ved:

$$\sigma_x = E e_x \tag{3.4.1}$$

Der E er elastitetsmodulen og σ_x er spenninger i x-retning.

Steg 3: Utlede elementets stivhetsmatrise og ligninger

Utleddning av elementets stivhetsmatrise kan bli gjort på flere forskjellige metoder.

Forskyvningsmetoden, også kalt likevektsmetoden og stivhetsmetoden, er en metode som er utledet ved å bruke kraftlikevektskondisjoner for et element og samtidig gjøre nytte av kraft/deformasjonsrelasjoner. Dette er en metode som passer best for en-dimensjonale element som fjærer og bjelker. For å etablere stivhetsmatriser og ligninger for to og tredimensjonale element, er det enklere å bruke energibetraktninger som tilnærming. Det finnes også flere forskjellige metoder der energibetraktninger blir brukt for å komme frem til ligninger som beskriver oppførselen til et element.

Stivhetsmatrisen k for et vilkårlig element kan ved hjelp av prinsippet om virtuelt arbeid fremstilles som:

$$[k] = \int [B]^T [D] [B] dV \quad (3.4.2)$$

Der B er gradient-matrisen som kun er avhengig av node-koordinater til elementet, og D er spenning-tøyning matrisen som forteller noe om elastisiteten i elementet. Prinsippet om virtuelt arbeid kan også brukes til å beskrive forholdet mellom krefter, stivhet og forskyvning i nodene.

$$[f] = [k][d] \quad (3.4.3)$$

Der f er vektoren til elementets nodekrefter, k er stivhetsmatrisen til elementet og d er vektoren til forskyvninger i elementets frihetsgrader.

Steg 4: Sette sammen elementligninger til globalt system

I dette steget blir informasjonen til alle de ulike elementene satt i et globalt system som beskriver hele modellen. Ved hjelp av kraftlikevektsligninger i den «direkte stivhetsmetoden», kan den globale ligningen skrives som:

$$[F] = [K][d] \quad (3.4.4)$$

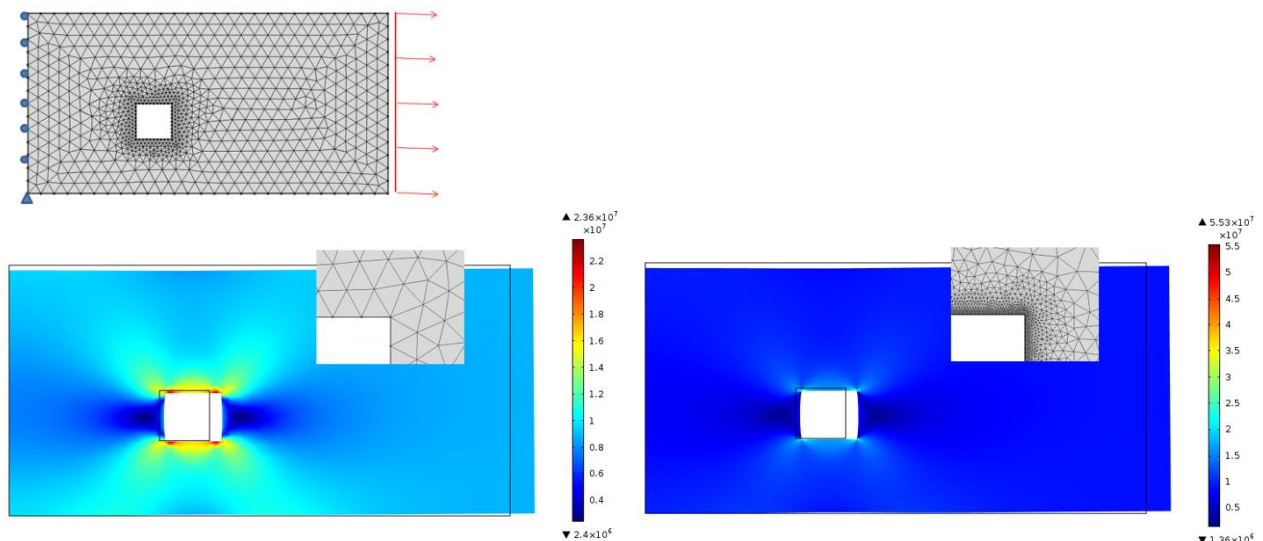
Der F er vektoren til globale node-krefter, K er strukturens globale stivhetsmatrise og d er vektoren til en kjent eller ukjent forskyvning. Ligningen må deretter løses for de frihetsgrader der forskyvningen ukjent.

3.4.2 Singulariteter i Elementmetoden

I noen tilfeller kan en elementmodell inneholde singulariteter. Dette er områder i modellen der verdier som løses ut i programmet har svært høye verdier eller at noen aspekter ved løsningen går mot en uendelig verdi. Det er viktig å være i stand til å vite hvorfor disse singularitetene oppstår og når de kan ignoreres og ikke slik at man kan være i stand til å luke ut unaturlige spenningstopper.

Et typisk eksempel er en skarp kant i en elementmodell eller en utsparing i en betongvegg. Ulike elementinndelinger gir ulike verdier av tøyninger og spenninger. En altfor fin elementinndeling kan i noen tilfeller føre til at løsningen ikke konvergerer. Radius går da mot null og kreftene som oppstår går mot uendelig. Elementinndeling må representere reell geometri uten kunstige/usannsynlige skarpe endringer. Den mest korrekte fremgangsmåten vil være å modellere endringer i geometri like bratt som i virkeligheten, men ikke brattere.

Nedenfor vises et utsnitt av en elementmodell av en skive utsatt for en strekk-kraft, med påfølgende spenningsplott for de to tilfellene. Som man ser av figuren gir tilfellet med den fine elementinndeling en spenningstopp som er dobbelt så høy som ved modellen med grovere elementinndeling.



Figur 3.48 Spenningsplott for skive utsatt for normalkraft [23]

Likevel viser spenningstoppene seg å være svært lokale. Dersom figuren snittes litt utenfor innerkanten av utsparingen er spenningen tilnærmet uendret. Konstruksjonsmessig vil dette være uproblematisk siden en opptredende spenningstopp i et svært lokalt punkt i de fleste tilfeller kun vil føre til en omfordeling av spenninger. Generelt er ikke en punktlast/nodelast noen som inntreffer da en last alltid vil fordeles til tilknyttede noder i det globale elementnettet. Det betyr at lasten vil bli fordelt over et visst område uansett. Dette kan forklares ved Saint-Venants prinsippet, som tilsier at forskjellene mellom effektene av to ulike men statisk ekvivalente lastvirkninger blir ubetydelig ved en tilstrekkelig avstand fra lastens angrepspunkt. Det betyr at det ikke er nødvendig å vurdere veldig lokale spenningskonsentrasjoner så lenge den globale lastvirkningen er den samme. Et viktig punkt å nevne er at en punktlast eller en linjelast som virker vinkelrett på et skall-element eller et bjelkeelement ikke vil gi singulariteter siden bøyning og krumning er styrt av ligninger som er ulike de som benyttes i faststoff-mekanikk. Derimot vil en punktlast eller en linjelast som virker i planet av et element kunne gi singulariteter. Der det oppstår sykliske lasttilfeller og utmattelsesberegninger må gjennomføres, vil det være viktig å angi korrekte spenningstopper. Dette vil ikke bli vurdert i vår oppgave. [23]

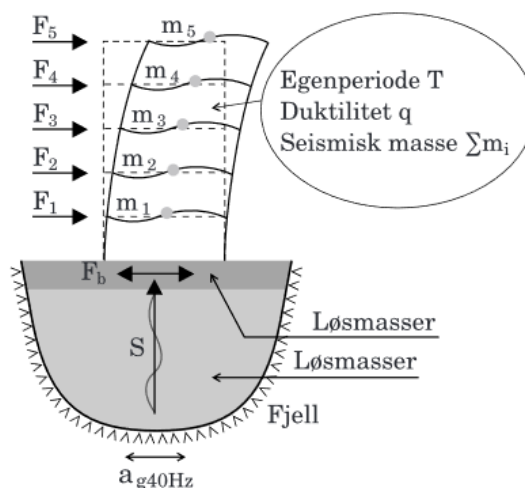
3.5 Eurokode 8

Et opptredende jordskjelv er komplisert og umulig å forutse eksakt. I forhold til prosjektering er det vanskelig å finne rasjonelle metoder til beregninger og dimensjonering. Variasjoner i styrke, retning og intensitet gjør at resultater fra målinger ikke kan benyttes direkte. Det gjeldende regelverket for prosjektering for jordskjelv er Eurokode 8, som legger føringer for hva en seismisk analyse skal baseres på.

Eurokoden benytter en maksimal referanseverdi for en grunnakselerasjon (a_{gR}) for grunntype A (fjell og fjellformasjoner). I Norge er det vanlig å regne om a_{gR} til en stedlig akselerasjon (a_{g40Hz}) ved frekvensen 40Hz og egenperioden 0,025. Den stedlige akselerasjonen a_{g40Hz} kan bestemmes ut ifra et seismisk sonekart i det nasjonale tillegget i Eurokode 8. Verdien gitt i sonekartet har en referansesannsynlighet for overskridelse 1 gang i løpet av 50 år.

Referansesannsynligheten har en tilhørende seismisk faktor γ_1 som er lik 1,0. For andre returperioder enn referansereturperioden på 50 år, er den dimensjonerende grunnakselerasjonen for grunntype A (a_g) lik a_{gR} multiplisert med den tilhørende seismiske faktoren γ_1 . Forholdet mellom de to angivelsene for akselerasjon uttrykkes ved $a_{gR} = 0,8 \times a_{g40Hz}$.

Vibrasjoner forplanter seg gjennom løsmasser med ulik intensitet og hastighet i forhold til hvilke grunnforhold som er gjeldende. For å ivareta forskjellene er det innført en forsterkningsfaktor S og en seismisk faktor γ_1 . Faktorene S og γ_1 bestemmes ut ifra grunntype og seismisk klasse for bygget. Verdiene for det elastiske responspekteret kan dermed beregnes ved å ta utgangspunkt i referanseverdien til grunntype A. [13]



Figur 3.49: Idealisert fremstilling for jordskjelvdimensjonering. [17]

Vibrasjonene ved et jordskjelv vil føre til at konstruksjoner settes i svingning. De aktuelle svingformene vil være avhengige av jordas svingninger og byggets egensvingeperiode T . Dersom jordas svingninger og byggets egensvingeperiode har tilnærmet like verdier kan det oppstå uheldige dynamiske resonanseffekter som vil øke rystelsene fra jordskjelvet. Kraftene som oppstår i konstruksjonen vil være avhengig av byggets evne til å dempe og absorbere rystelsene forårsaket av jordskjelvet. Denne evnen er uttrykt ved konstruksjonsfaktoren q .

Etter en seismisk beregning, enten ved modal-analyse eller forenklet metode, finnes den totale seismiske lasten F_b som angriper det definerte basenivået eller overkant av stiv kjeller. Kraften F_b er omtalt som baseskjæret og denne belastningen er definert som summen av den totale horisontale lasten generert av jordskjelv for hver enkelt etasje over stiv kjeller. [24]

Det er mange faktorer som bestemmer hvor store kreftene fra et jordskjelv vil være. «Myke» jordmasser i form av leire eller dårlige grunnforhold vil ha betydelig større forsterkning S enn harde morenemasser eller fjell. Fra dynamikken ses det at et stivere bygg vil gi kortere egensvingeperiode og derav bidra til økte seismiske laster. En konstruksjon bør i så måte ha tilfredsstillende stivhet for å motstå forskyvning fra statiske vindlaster og samtidig inneha en hvis duktilitet for å kunne håndtere dynamiske seismiske laster. Et bygg som er lite hensiktsmessig utformet vil i mange tilfeller få kompliserte lastbilder med spenningskonsentrasjoner som kan være vanskelig å takle. Det er også grunnen til at Eurokode 8 sier en del om hensiktsmessig utforming av bygget i forhold til regularitet og fornuftig plassering av avstivningssystemet. Å plassere tyngdepunkt og senter for avstivningssystemet nært sammenfallende er ofte et godt utgangspunkt, men er ikke alltid like lett å etterkomme. På bakgrunn av dette er det en stor fordel å komme tidlig inn i prosjekteringsfasen for å fastsette gode bæresystemer som reduserer kompleksiteten i dimensjoneringen. Da er det også enklere å ta hensyn til arkitektens og byggherrens ønsker i forhold til utforming av bygget.

3.5.1 Krav til prosjektering

Det er Norsk Standard og Eurokodene som er retningsgivende ansvarlig prosjekterende. Fellesnevneren for de ulike standardene er at de er basert på *partialkoeffisient-metoden*. For denne oppgaven er de viktigste Eurokodene følgende:

- NS-EN 1991 Eurokode 1: Grunnlag for prosjektering.
- NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner.
- NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder.

I alle de ulike eurokodene er det nasjonalt annekset som er gjeldende for hvilke verdier, parameter og faktorer som skal benyttes. Det er viktig å være klar over dette siden det svært ofte er angitt andre verdier i det nasjonale annekset for de fleste Eurokodene, også Eurokode 8.

De grunnleggende kravene for prosjektering er at den med tilstrekkelig grad av pålitelighet skal ivareta:

1. Konstruksjonens kapasitet basert på brukbarhet og bestandighet.
2. Skader som følge av brann, eksplosjoner, påkjøring og menneskelige feil.
3. Økonomiske hensyn.

Samtidig skal følgende krav være oppfylt:

1. Konstruksjonen skal tåle den dimensjonerende påvirkningen uten globalt eller lokalt sammenbrudd
2. Konstruksjonen skal beholde sin konstruksjonsmessige integritet og den må ha resterende bæreevne etter en seismisk belastning.
3. Hvert etasjeplan skal virke som en stiv horisontal skive og den skal effektivt overføre krefter til de avstivende elementene i konstruksjonen.

Det bør være etablert gode kvalitetssikringstiltak for å sikre at konstruksjonen tilfredsstillere kravene gitt i Eurokodene. Internt i bedrifter er vanlige tiltak egenkontroll og sidemannskontroll av utført arbeid som følger et godkjent kvalitetssystem. Graden av kontroll beror på hvilken tiltaksklasse, kontrollklasse og utførelsesklasse prosjektet settes i. Det er viktig at dette dokumenteres godt siden dette er noe som blir kontrollert ved en uavhengig kontroll. [25].

3.5.2 Duktilitet

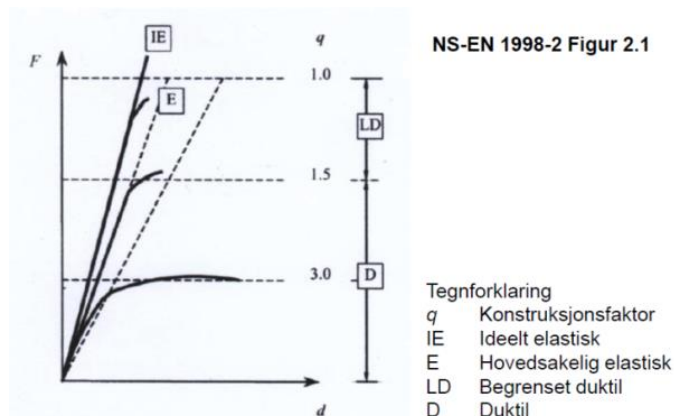
Duktilitet definerer en konstruksjons evne til å absorbere energien ved en deformasjon. I Eurokode 8 deles konstruksjoner inn i ulike klasser alt etter hvilken duktilitet bygget er forventet å ha:

Duktilitetsklasse	q-verdi
Lav duktilitet (DCL)	Lavere enn 1,5
Middels/høy duktilitet (DCM/DCH)	Høyere enn 1,5

Tabell 3.5: Duktilitetsklasse Eurokode 8

Konstruksjonsverdien q angir hvor godt byggets vertikale avstivningssystem absorberer og fordeler energien fra et jordskjelv. Ved å benytte konstruksjonsfaktoren q , begrenser Eurokode 8 dermed utnyttelsen av avstivningssystemet [24]. Duktilitetsklassen DCH blir ikke benyttet i Norge.

Figur 3.50 viser en oversikt over materialoppførsel ved **ulike** verdier av q . Konstruksjoner med lav duktilitet har vanligvis en q verdi mellom 1,0 og 1,5, og dette tilsier lineært-elastisk oppførsel. Det er ulike fremgangsmåter for jordskjelvberegninger i duktilitetsklassene DCL og DCH, og de vil bli presentert i det påfølgende avsnittet.



Figur 3.50: Materialoppførsel ved ulike verdier konstruksjonsfaktor q [13]

Lav duktilitet (DCL):

DCL er en forkortelse for *Ductility class low* og det den mest vanlige duktilitetsklassen. Når en konstruksjon har lav duktilitet, fører dette til at jordskjelvberegningene blir betydelig forenklet. For at en konstruksjon skal dimensjoneres i DCL, må kravene om lav seismisitet være oppfylt:

1. Lav seismisitet:

$$a_g \times S = \gamma_1 \times 0,8 \times a_{g40Hz} \times S < 0,1g = 0,98 \text{ m/s}^2 \quad (3.5.1)$$

2. Lav duktilitet:

Konstruksjonsfaktor q kan ikke ha høyere verdi enn 1,5

Selv om kravene for DCL er oppfylt, står en fritt til å velge å dimensjonere etter en høyre duktilitetsklasse. Dimensjonering i DCL har ulike fordeler og ulemper:

Fordeler ved bruk av DCL:

- En kan dokumentere kapasiteter i samsvar med materialstandardene
- Bygningen kan sikres ved normal statisk likevekt
- Små forskyvninger gir lave tilleggslaster som er generert av eksentrisitet

Ulemper ved bruk av DCL:

- Gir relativt store laster, spesielt ved dårlige grunnforhold (F.eks. leire).

I kapittel 6.2 blir det presentert en hensiktsmessig fremgangsmåte for dimensjonering i DCL som er basert på betongelementboken bind H [17].

Middels/høy duktilitet (DCM/DCH):

DCM/DCH er forkortelser for *ductility class medium/high*, og her er ikke utelatelseskriteriene gjeldende. I DCM er det antatt at det oppstår en plastisk omlagring i bærende knutepunkter og elementer som i realiteten resulterer i større forskyvninger sammenlignet med DCL. I DCM skal konstruksjonsfaktoren q være mellom 1,5 og 4, og i DCH er q -verdien over 4. DCH kan ikke benyttes i Norge. I DCM er det stilt krav til materialkvalitetene til stål og betong, samt krav for geometrien i konstruksjonen. Eurokode 8 beskriver i kapittel 5-10 hvilke tilleggskrav utover DCL som er gjeldene i DCM/DCH. Denne oppgaven er begrenset til DCL, og DCM vil derfor ikke bli utredet videre.

3.5.3 Utelatelseskriterier

Eurokode 8 åpner for at jordskjelvdimensjonering kan utelates. De baserer seg på bygningens egensvingeperioder, masse og kompleksitet/regularitet. De fire utelatelseskriteriene er oppgitte punktvis nedenfor. Det er tilstrekkelig at et av punktene er tilfredsstilt [24]. Utelatelseskriterier er vurdert for Kremmergården i vedlegg 2.

1. Konstruksjonstype og seismisk klasse

For konstruksjoner som plasseres i seismisk klasse 1 eller lette trekonstruksjoner kan seismiske analyser utelates; lagerbygg, boliger og konstruksjoner med små konsekvenser ved sammenbrudd i henhold til tabell NA.4(902) i Eurokode 8 [24].

2. Svært lav seismisitet

Eurokode 8 åpner opp for å utelate seismiske analyser ved *svært lav seismisitet* i henhold til kapittel 2.2.1 (4). Standarden henviser videre til kapittel 3.2.1 (5) og i nasjonalt tillegg er utelatelseskriteriet nedenfor definert [24]:

$$agxS < 0,05g = 0,49 \frac{m}{s^2} \quad (3.5.2)$$

3. Dimensjonerende spektrum

Dersom kravet i formel 3.5.3 er oppfylt, kan seismiske analyser utelates. Da er det forutsatt at konstruksjonen tilfredsstiller regularitetskravene i Eurokode 8, i tillegg til at det i beregningen er anvendt full stivhet til avstivende bygningselementer [24].

$$Sd(T) < 0,05g = 0,49 \frac{m}{s^2} \quad (3.5.3)$$

4. Sammenligning av baseskjær, vindkrefter og skjevstilling

Dersom bygningen oppfyller kravene nedenfor, kan baseskjær bli sammenlignet med en kombinasjon av vind og skjevstilling.

$$F_b < (1,05 \times \text{vind} + 1,05 \times \text{skjevstilling}) \times \frac{Y_{c,brudd}}{Y_{c,DCL}} \quad (3.5.4)$$

I tillegg må følgende krav også være oppfylt [17]:

1. Krav om regularitet i plan og oppriss
2. Opptredende krefter er basert på en lineært elastisk modell
3. Konstruksjonsfaktor q skal være lik 1,5 eller lavere
4. De lineære elastiske analysene må være representativ for bygget

Alle konstruksjoner som ikke tilfredsstiller kravene ovenfor må kontrolleres for seismiske belastninger i henhold til Eurokode 8.

3.6 Uavhengig Kontroll

For konstruksjoner i tiltaksklasse 2 eller 3 er det i Byggesaksforskriften (SAK10) krav om at byggherre må bestille uavhengig kontroll for alle aktuelle fag i prosjektet. Her er det kun nevnt det som angår konstruksjonssikkerhet.

Kontrollerende foretak skal være en annen juridisk enhet enn det foretaket som utfører arbeidet som kontrolleres. Videre skal foretaket ikke ha personlig eller økonomisk tilknytning som kan påvirke kontrollen. Dette skal bekreftes i erklæring om ansvarsrett, og gjelder i forhold til de foretak som prosjekterer eller utfører arbeidet som skal kontrolleres.

Kontrollen skal gjennomføres på fagområder i henhold til § 14-2 andre ledd og § 14-3 og i overensstemmelse med ansvaret til ansvarlig kontrollerende etter § 12-5. Kontrollen skal angis i gjennomføringsplanen og beskrives i erklæring om ansvarsrett for kontroll.

Konstruksjonssikkerhet, hvor kontrollkravet for prosjektering begrenses til risiko for sammenbrudd i hovedbæresystem, herunder prosjekteringsgrunnlaget, lastantagelser, stabilitet og materialeegenskaper, og kontrollkravet for utførelse begrenses til at hovedbæresystem er gjennomført og dokumentert som prosjektert, herunder at valgte materialer har egenskaper som bestemt i prosjekteringen [31].

På grunnlag av dette skal følgende **ALLTID** dokumenteres i en uavhengig kontroll:

1. Kvalitetssystemer, sjekklister for tegninger og beregninger.
2. Oppdatert tegningsgrunnlag fra RIB og eventuelt ARK.
3. Hvilke Standarder og laster som er lagt til grunn i beregningene. Vindlast, seismiske laster, nyttelaster, egenlaste, jordtrykk, ulykkeslaste mm.
4. Kvalifiserte antagelser for grunnforhold benyttet i prosjektering. Eventuelt en geoteknisk rapport.
5. Global stabilitet samt forutsetninger og beregninger som viser at dette er tilfredsstillende.
6. Dokumentasjon på alt som omfatter hovedbæresystem. Beregningsfiler og/eller utskrifter av beregninger for følgende:
 - Fundament for bærende elementer (søylar og/eller vegger)
 - Avstivende skjærvegger og/eller vindkryss, bjelker og søylar
 - Angitte materialeegenskaper
7. For utførelse: Kontroll av at hovedbæresystemet er gjennomført og dokumentert som prosjektert samt at valgte materialer har de egenskapene som er bestemt i prosjekteringsfasen, eksempelvis bekreftelse fra entreprenør på betong eller stålkvaliteter.

4 Forskerspørsmål

I denne masteroppgaven ønsker vi å se nærmere jordskjelvdimensjonering av kontorbygg. Det blir tatt utgangspunkt i utbyggingen av Kremmergården kjøpesenter i Ålesund. Problemstillinger vi vil se nærmere på og prøve å besvare så godt det lar seg gjøre er:

- Finnes det alternative løsninger for å forbedre hulldekkenes skjærkapasitet og fugenes kapasitet? Hvilke økonomiske fordeler kan oppnås ved forbedrede løsninger?
- Hvordan ønsker andre prosjekterende (betongelementleverandør) å motta grunnlag fra rådgivende ingeniør? Kan resultater fra en modal analyse kommuniseres direkte fra programvaren?
- Hvordan modellere godt nok og nøyaktig nok for bruk til dimensjonering? Hvilke konsekvenser kan feil eller upresis modellering gi?

5 Case-Study

For Kremmergården kjøpesenter er det undersøkt ulike punkter. Det er utført en modal analyse av bygget og sett på effektene og kreftene som oppstår i bygget ved et eventuelt jordskjelv.

Beregningene er basert på forprosjektet, samt gjeldende regelverk Eurokode 8.

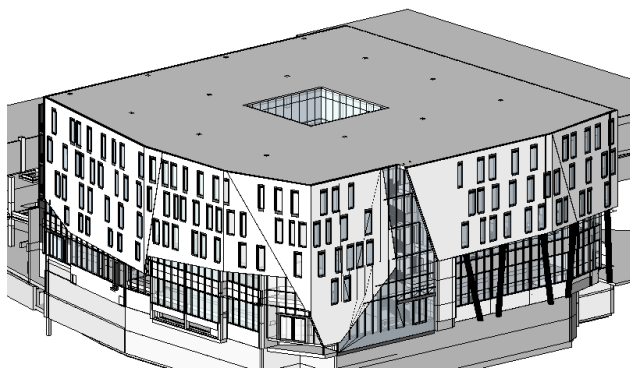
I denne masteroppgaven er det gjort analyser av påbygget på Kremmergården kjøpesenter i Ålesund sentrum. Prosjektet skal ferdigstilles i slutten av 2018.

Det skal bygges på det som i dag omfatter Kremmergården senter. Det skal bygges fra dagens tak der det er vurdert flere alternativer i forhold til valg av statisk system og konstruksjoner. Kjøpesenteret er fundamentert på fjell og har to parkeringskjellere, betegnet på tegninger som 1u og 2u.

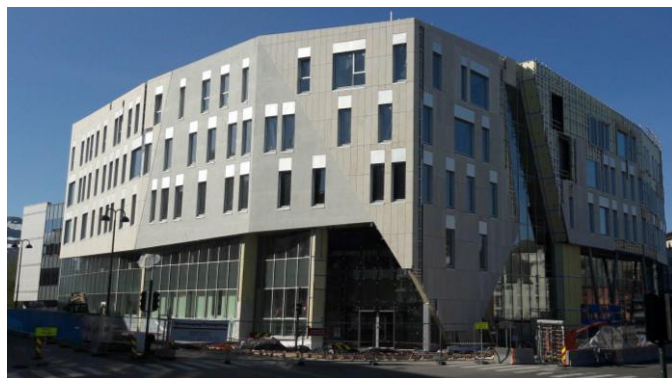
Parkeringskjellerne ligger under bakkenivå på tre av fire sider der vestfasaden har nedkjøring.

Eksisterende bygningsmasse er prosjektert med betongsøyler, etterspente betongbjelker og slakkarmerte ribbedekker som etasjeskiller i 1u og det som betegnes som eksisterende takplan, nå 2. etasje.

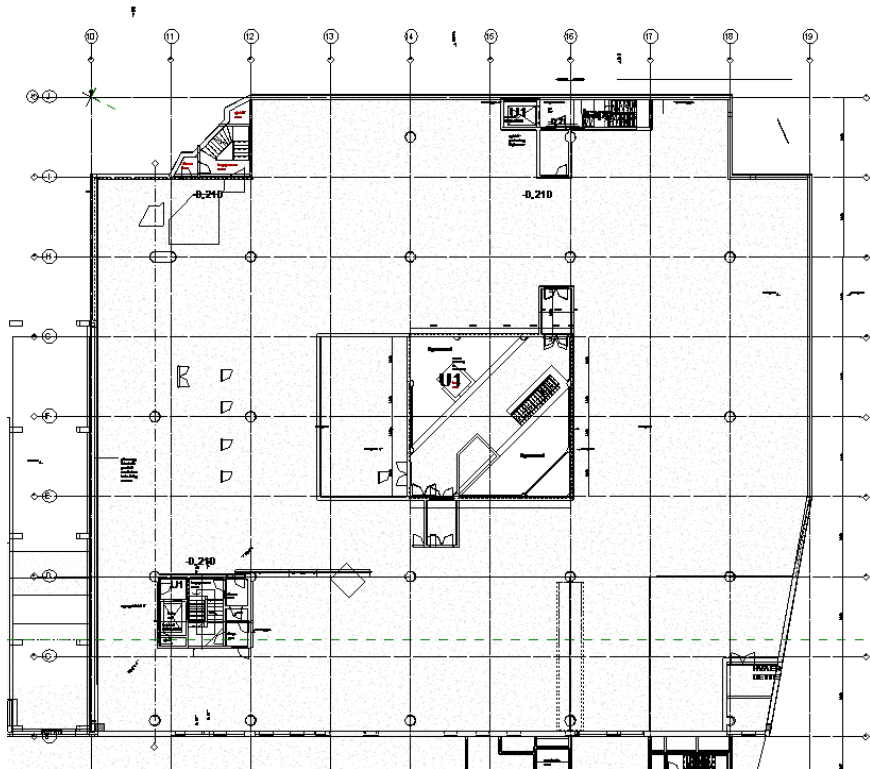
I oppgaven er det konkludert med at parkeringskjelleren kan betegnes som stiv kjeller. Dette er basert på at den er betydelig stivere enn overliggende konstruksjoner som vil utgjøre nybygget. Nybygget er fundamentert på eksisterende betongskiver/sjakter. Bæresystemet består av plasstøpte slakkarmerte betongskiver, stålbjelker og stålsøyler. De plasstøpte betongskivene står for global stabilitet og avstivningen av bygget. Etasjeskillere består av hulldekker, med en konstruktiv påstøp på 100 mm. Takplanet vil utføres som lett-tak-elementer. Nedenfor er det vist et utsnitt av arkitektmodellen til Kremmergården, og på neste side er lagt ved plantegninger for to av etasjene. Resterende plantegninger finnes i vedlegg 10.



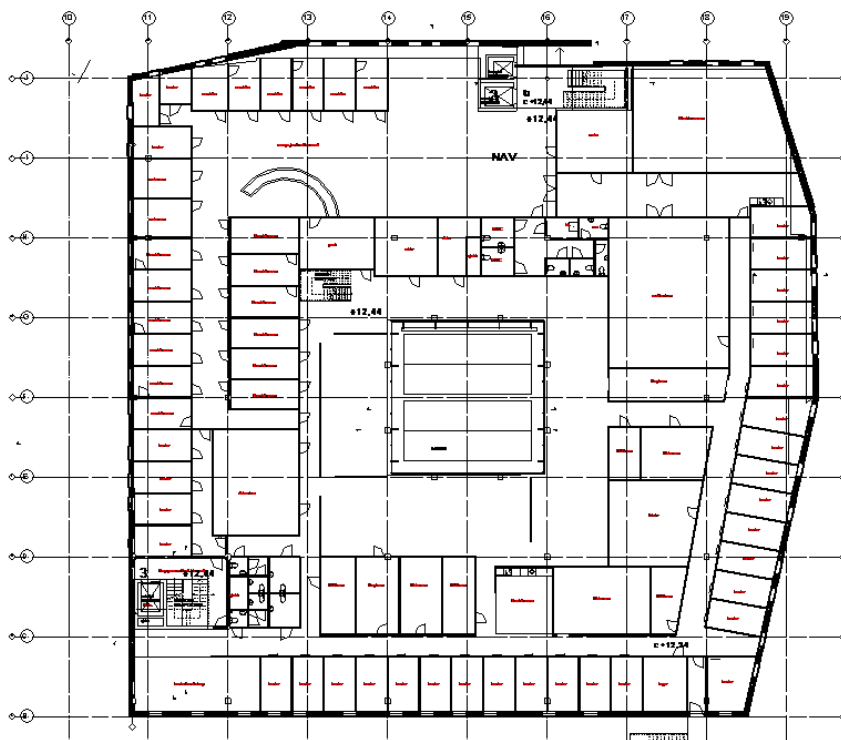
Figur 5.1 Utsnitt av arkitektmodellen på nye Kremmergården Kjøpesenter



Figur 5.2: Foto av Kremmergården 05.18



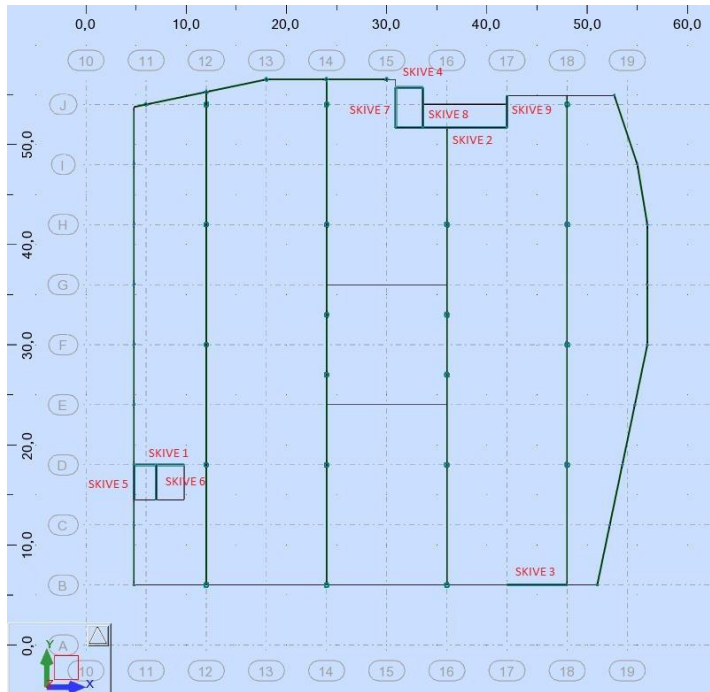
Figur 5.3: Plan 1 Kremmergården Kjøpesenter



Figur 5.4: Plan 3 Kremmergården Kjøpesenter

5.1 Teknisk om Kremmergården

Kremmergården kjøpesenter er bygget på med kontorlokaler. De to parkeringskjellerne er betydelig stivere enn ovenstående konstruksjon slik at stiv kjeller anses å ligge på dagens gateplan. Bygget skal avstives med plasstøpte skjærvegger som vist på figur 5.5. Bygget anses ikke som regulært nok til at forenklede metoder fra Eurokode 8 kan benyttes.



Figur 5.5 Avstivende system Kremmergården. Plasstøpte betongskiver

Følgende punkter er ikke tatt hensyn til i beregningen:

- Vindlaster er ikke vurdert
- Fleksibilitet i grunn og deformasjon av grunn
- Deformasjon av fundamenter.
- Seismiske laster i vertikal-retning (Ikke krav i henhold til Eurokode 8)
- Skjevstillingslaster $P-\Delta$

I tillegg til alle vertikale laster skal det tas hensyn til forskyvning av stivhetssenter som gir torsjonseffekter. Den samlede etasjelasten for hver enkelt etasje multipliseres med en antatt eksentrisitet på fem prosent. Dette er lagt inn som en horisontal last langs dekkekanter som i sum gir det totale ekstra momentet som etasjene skal ilegges.

For å få med virkningen av nyttelast i modal masse skal det i henhold til Eurokode 8 legges til i beregningen. Denne andelen er henholdsvis 0,3 for nyttelast, 0,2 for snølast og 1,0 for alle egenlaster. Jordskjelv er en ulykkeshendelse, med lastfaktorene for nyttelast og egenlast satt til 0,3 og 1,0 jmfør tabell 5.1.

Laster legges inn i robot-modellen i henhold til tabell 5.1

Nyttelaster	Lastfaktor Ulykke Seismisk	Verdi	Prosent modal masse i seismisk masse
Snølast Ålesund Kommune Formfaktor 0,8	0,2	$3,0 \text{ kN}/\text{m}^2$	0,2
Nyttelast konstruksjoner Kategori B (Kontor)	0,3	$3,0 \text{ kN}/\text{m}^2$	0,3
Egenlast HD 265	1,0	$3,8 \text{ kN}/\text{m}^2$	1,0
Egenlast 100 mm Påstøp	1,0	$2,5 \text{ kN}/\text{m}^2$	1,0
Påførte egenlaster (Isolasjon, lettvegger mm)	1,0	$1,0 \text{ kN}/\text{m}^2$	1,0

Tabell 5.1 Laster for Kremmergården

6 Metode

6.1 Fremgangsmåte

Det har vært nødvendig å hente inn informasjon for å kunne svare på forskerspørsmålene i denne oppgaven. Først ble det gjennomført litteraturstudie innen dynamikk, betong og jordskjelvdimensjonering for å dekke kunnskapshull og for å få et teoretisk grunnlag for masteroppgaven. I tillegg har det vært nødvendig å studere relevante regelverk og tilegne seg kunnskap om programvaren *Robot Structural Analyses* som er benyttet. Det er også gjennomført et forprosjekt der ulike beregningsmetoder innen jordskjelvberegning ble sammenlignet.

I dette kapittelet blir det først presentert en standard fremgangsmåte for jordskjelvdimensjonering, og deretter blir det forklart hva som ligger bak en modal analyse. I tillegg blir det forklart hvordan konstruksjonen er modellert i Robot, med fokus på detaljer i skjærforbindelser mellom hulldekker. Hulldekker har en begrenset skjærkapasitet, og i oppgaven ønsker en å finne kostnadseffektive løsninger som løser dette.

6.2 Seismisk analyse i henhold til Eurokode 8

Alle metoder for seismiske beregninger baserer seg på gjeldende Eurokode 8. Parameterne gitt Eurokode 8 er viktige for de resulterende kreftene som genereres i en seismisk beregning. Vi har foreslått en systematisk fremgangsmåte for seismisk analyse i *ductility class low* basert på tabell H 3.2 i betongelementboken [17] og resultatet for Kremmergården er finnes i vedlegg nr. 2. Fremgangsmåten er nyttig både ved en forenklet beregning og en modal-seismisk analyse.

1. Bestem spissverdi for berggrunnens akselrasjon
Utifra et seismisk sonekart som er gitt i det nasjonale annekset i standarden kan spissverdien for berggrunnens akselrasjon (a_{g40Hz}) bestemmes.
2. Bestem seismisk klasse og seismisk faktor og kontrollere utelatelseskriterium 1
Hvilken seismisk klasse en konstruksjon har er bestemt utifra risiko og konsekvens ved sammenbrudd, og de fire seismiske klassene er definert i tabell NA.4(902). Seismisk klasse bestemmer hvilken seismisk faktor (γ_I) som skal bli brukt, og en kan deretter kontrollere for utelatelseskriterium 1.
3. Beregn dimensjonerende grunnakselrasjon
Utifra seismisk faktor (γ_I) og spissverdi for berggrunnens akselrasjon (a_{g40Hz}) kan den dimensjonerende grunnakselrasjonen (a_g) beregnes.
4. Bestem verdi av konstruksfaktor
Utifra valgt duktilitetsklasse (DCL/DCM) kan konstruksjonsfaktor q velges. Denne faktoren beskriver hvilken evne et avstivningssystem har til å fordele og absorbere energien fra et jordskjelv.
5. Bestem grunntype
Grunntype A-E velges utifra befaringer eller graveprøver på byggeplass. De ulike grunntypene er vist i tabell NA.3.1 i standarden.
6. Bestem forsterkningsfaktor for grunnforholdene, kontrollere utelatelseskriterium 2
Forsterkningsfaktor S bestemmes utifra valgt grunntype. Utelatelseskriterium 2 kan deretter kontrolleres.

7. Bestem knekkpunktparametrene til det elastiske responspekteret
 T_B , T_C og T_D er parametre som bestemmer knekkpunktene i det elastiske responspekteret $S_d(T)$, og parametrene bestemmes utifra valgt grunntype. De ulike verdiene er definert i tabell NA 3.3 i standarden.
8. Beregne egensvingeperioden og avstivningskoeffisient, kontrollere utelatelseskriterium 3
Den første egensvingeperioden T kan beregnes, og avstivningskoeffisienten C_t må bestemmes eller beregnes. Ved hjelp av formler gitt i punkt 3.2.2.5 i EC8, kan det dimensjonerende elastiske responspektrum $S_d(T)$ beregnes.
9. Baseskjær sammenlignes med vind- og skjevstillingslaster, kontrollere utelatelseskriterium 4
Om baseskjæret F_b er mindre enn en kombinasjon av vind- og skjevstillingslaster er videre analyser relatert til jordskjelv ikke nødvendig.
10. Beregning av seismiske laster i bygget ved hjelp av tverrkraftmetoden eller modal analyse
Dersom ingen av utelatelseskriteriene er oppfylt, må konstruksjonen beregnes for seismiske krefter ved hjelp av tverrkraftmetoden eller modal analyse.
11. Dimensjonering av bygget
Lastkombinasjoner fra jordskjelv kombineres med de fra andre laster, og dimensjonering av bygget kan da gjøres i henhold til aktuell dimensjoneringsstandard.

6.3 Modal Analyse

Målet med en modal analyse er å bestemme sannsynlige svingeformer og frekvenser for en struktur eller konstruksjon under fri vibrasjon. I tilfeller der kravene til forenklete beregninger ved hjelp av tverrkraftmetoden ikke er tilfredsstillende, setter Eurokoden krav om at det skal utføres en 2d eller 3d modal analyse. Eksempler der kravene ikke er oppfylte er gitt nedenfor:

- Kravene til regularitet ikke er oppfylte
- Byggets første egensvingeperiode overstiger den minste av $4T_c$ eller $2s$ [24]

Men selv om kravene til en forenklet beregning ved hjelp av tverrkraftmetoden er oppfylt, er det anbefalt å gjennomføre en modal analyse for å dobbeltsjekke resultatene fra tverrkraftmetoden. En forenklet beregning kan gi alt for høye krefter, og det kan føre til betydelige kostnader knyttet til overdimensjonering.

I modal analyse resulterer hver eneste svingeform i en belastning, og hensikten med analysen er å finne hvilken totalbelastning svingeformene påfører konstruksjonen. I punkt 4.3.1 i Eurokode 8 er det gitt en oversikt over hvilke krav som bør og skal tas hensyn til ved en modal analyse.

Punkt som skal tas hensyn til:

- Modellen skal i tilstrekkelig grad representere konstruksjonens reelle fordeling av stivhet og masse, slik at treghetskrefter og forskyvninger er korrekte i forhold til den reelle konstruksjonen. I realiteten betyr det at modellen skal samsvare med utførelsen. Et viktig fokusområde er den primære avstivningen av bygget som gir føringer for byggets dynamiske respons.
- Modellen skal ta hensyn til torsjonsvirkninger på grunn av usikkerheten knyttet til retningen til jordskjelvet og usikkerheter i plasseringer av masser. Dette blir gjort ved å relokere det beregnede massesenteret til hver etasje 5 prosent av det totale målet for betraktete etasje vinkelrett på retningen for den seismiske påvirkningen:

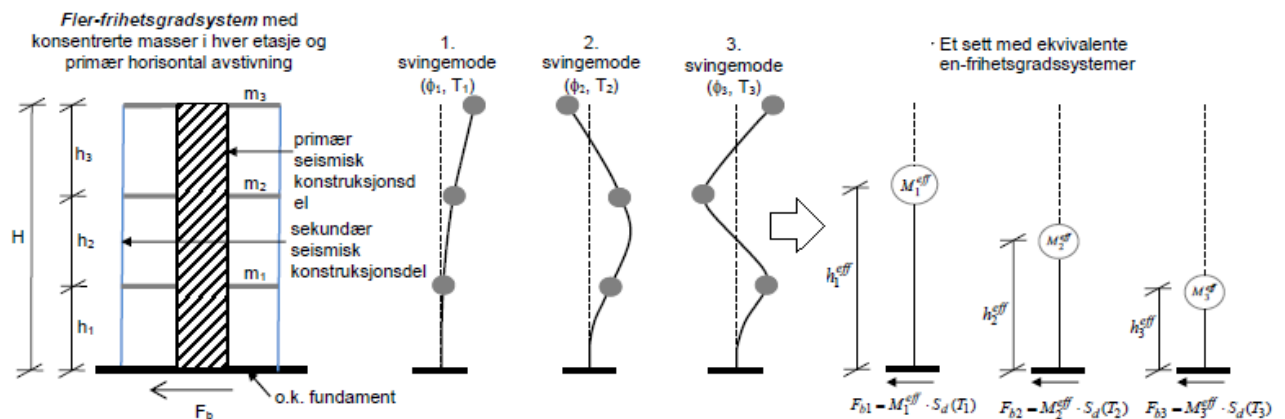
$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (6.3.1)$$

Punkter som kan eller bør tas hensyn til:

- Knutepunkters bidrag til konstruksjonens evne til deformasjon.
- Stivheten til sekundære bygningsdeler/ ikke konstruktive bygningsdeler dersom disse åpenbart har betydning for bygningens seismiske respons. Eksempler på dette kan være murverk og lettvegger.

6.3.1 Modal respons

En konstruksjon blir modellert som et fler-frihetsgradssystem, og massen i systemet kan enten være konsentrerte eller fordelt i de ulike nivåene i konstruksjonen. Bæresystemet til konstruksjonen vil gi systemet en stivhet. Når konstruksjonen blir satt i svingning med en tilhørende mode n , finnes det et tilsvarende en-frihetsgradssystem med lik egensvingeperiode som det reelle systemet. Figur 6.1 viser at systemet vil ha en generalisert stivhet K_n og generalisert masse M_n :



Figur 6.1 Modal Respons [24]

Hver eneste svingemode har en tilhørende egenperiode og forskyvning. I en analyse vil en finne maksimal respons til hver enkelt svingemode, også omtalt som modal respons. For å finne konstruksjonens modale respons kombinerer en resultatene fra alle svingemodene [24].

Det er krav i Eurokoden til antall svingeformer som skal være inkludert og hvor mye av den medsvingende massen som er tatt med i analysen:

- Summen av de effektive modale massene for svingemodene det er tatt hensyn til, må være større enn 90% av byggets masse.

$$\sum M_1^{eff} > 0,9 \times m \quad (6.3.2)$$

- Det er krav om at alle svingeformer som har et bidrag på mer enn 5% av konstruksjonens totale masse, er inkludert i beregningene.

I bygninger som har store torsjonskrefter, kan det første kravet ovenfor være svært vanskelig å imøtekomme. I slike tilfeller vil det være umulig å innfri kravet om 90 prosent av byggets masse i x- og y-retning. Dette kan justeres i henhold til eurokoden med et minste antall moder som bør inkluderes i en modal analyse [24]:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (6.3.3)$$

Der n er antall etasjer over bakke- eller fundamentnivå. I tillegg må den siste beregnede svingeperioden være større eller lik 0,2 sekund [24]:

$$T_k \leq 0.2s \quad (6.3.4)$$

6.3.2 Kombinasjon av modal respons

Det finnes flere ulike metoder å kombinere de ulike modale responsene, og på figur 6.1 er baseskjæret for de tre svingemodene: F_{b1} , F_{b2} , og F_{b3} oppgitt. Å legge sammen de 3 effektene vil være for konservativt. Det er nødvendig å kombinere effekten av moder på andre måter som er gitt i Eurokode 8. Det som avgjør valg av metode, er hvorvidt responstopperne opptrer som statistisk avhengige eller uavhengige. Responsen for to ulike svingeformer er antatt statistisk uavhengig dersom egenperiodene tilfredsstiller kravet:

$$T_j \leq 0,9 \times T_i \quad (6.3.5)$$

Der $T_j < T_i$. Dersom alle relevante modale responser innfrir kravet ovenfor, kan kombinasjonsregelen SRSS bli benyttet:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^k E_{Ej}^2} \quad (6.3.6)$$

Dersom egensvingperiodene ligger for tett, kan SRSS ikke benyttes, og Eurokode anbefaler i punkt 4.3.3.2(3) bruk av en mer nøyaktig metode ved hjelp av *Fullstendig Kvadratisk Kombinasjon*, eller CQC:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^k \sum_{i=1}^k \rho_{ij} E_{Ej} E_{Ei}} \quad (6.3.7)$$

Der ρ er en korrelasjonskoeffisient. Fra formlene ovenfor kan en se at SRSS er en forenkling av CQC, og det er også CQC som er anvendt i programvaren Robot. [24]

6.4 Modellering i Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis er valgt program i denne oppgaven. Det er et avansert modelleringsprogram som baserer seg på elementmetoden. Det er utviklet av Autodesk og er et av de mest dominerende programmene i byggebransjen til bruk ved dynamiske og seismiske analyser. Programmet har et bredt spekter av beregninger og har små begrensninger i forhold til det som er relevant for en konstruktør.

Robot som programvare gjør ulike forenklinger i beregninger. Den viktigste er at elementmetoden i seg selv er en tilnærming til det faktiske forholdet. Dette er viktig å være klar over i forhold til hvordan bygget deles opp i elementer, og hvilke virkninger uheldig elementinndeling kan gi. I de fleste tilfeller vil eksempelvis grov elementinndeling ikke kunne fange opp viktige spenningskonsentrasjoner. Bygget modelleres opp i Robot Structural Analysis 2018 der grunnlagstegninger fra arkitekt og stålleverandør benyttes. Det er viktig at bygget modelleres mest mulig korrekt av flere grunner, dette poengteres også i Eurokode 8. Det generelle kravet er at modellen skal representere konstruksjonen godt nok. Følgende punkter må ta hensyn til:

- Modellen skal i stor nok grad representere byggets faktiske fordeling av stivhet og masse, slik at den dynamiske responsen og opptredende krefter er sannsynlige.
- Det skal tas hensyn til torsjonsvirkninger som kan oppstå på grunn av forskyvning av massesenter og usikkerheten knyttet til jordskjelvets angrepspunkt. Dette oppnås ved å flytte det beregnede massesenteret til hver etasje 5 prosent av det totale lengdemålet for betraktete etasje i X og Y retning.

I tillegg bør følgende virkninger i de fleste tilfeller vurderes:

- Stivheten i sammenføyninger som kan gi endringer i bygningens evne til deformasjon
- For betongkonstruksjoner, murverk og samvirkekonstruksjoner av stål og betong bør stivheten av lastbærende elementer i vurderes i opprisset tilstand tilsvarende stadium 2 eller begynnende flytetøyning i armering.
- Dersom det ikke er benyttet en metode for å beregne stivheten til de opprissede konstruksjonsdelene kan E-modulen og skjærmodulen (G) til betong og murverk settes til halvparten av tilhørende stivhet i urisset tilstand.
- Effekten av sekundære konstruksjonsdeler som kan ha betydning for bygningens dynamiske respons. Eksempel på dette er murverk, platekledd lettvegger etc.

Modellen av Kremmergården bygges opp i henhold til tegningsgrunnlag. I første omgang legges akser og etasjenivåer inn før søyler, bjelker og dekkekonstruksjoner modelleres inn ved hjelp av ulike menyer i programvaren. Hulldekker og avstivende vertikale vegger er modellert inn som skall-elementer.

Etter at modellen er ferdigstilt benyttes mesh-funksjonen i programmet. Denne funksjonen deler opp konstruksjonen inn i elementer og dette kan gjøres manuelt, semi-automatisk eller automatisk av programmet. Når elementinndelingen er generert er det hensiktsmessig å kjøre en beregning uten laster for å kontrollere modellen for uregelmessig node-inndeling eller feilmeldinger.

Dersom modellen har feilmeldinger i form av instabiliteter eller manglende lagerbetingelser er det nødvendig å korrigere dette før man går videre. Denne fasen kan i mange tilfeller være tidkrevende og stadfester hvor viktig det er å være pinlig nøyaktig i modelleringsfasen. Uregelmessig elementinndeling

trenger ikke å bety at modellen ikke er korrekt, men det vil føre til at den blir mer krevende å kjøre på datamaskinen. Flere noder gir flere ligninger og krever økt grad av datakraft.

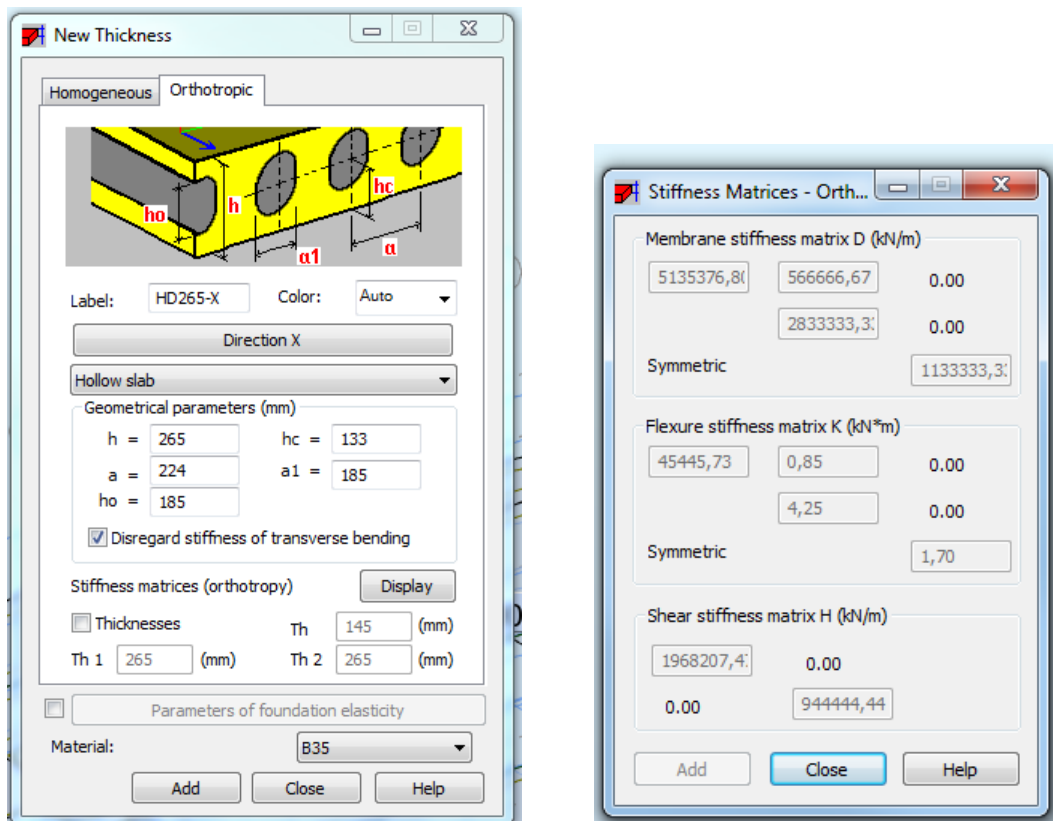
Basert på punktene ovenfor er det viktig at bygningen modelleres godt nok, ikke perfekt. Dette er ofte noe som blir misforstått. Viktige punkter som korrekt masse av bygget, plassering av skiver i x- og y-retning og vurdering av sammenføynings stivhet samt lagerbetingelser er det som i første omgang er viktigst. I mange tilfeller kan dette være utfordrende nok, siden det er svært vanlig at konstruksjonene justeres fortløpende, både dimensjoner og plasseringer.

Kremmergården kjøpesenter er modellert fra kjeller av med søyler leddet til fundamenter som står på fjell. Søyler og bjelkeforbindelser er modellert med innspenning. Dette ble konkludert mer korrekt enn leddforbindelser og vil i liten grad virke inn på bygningens dynamiske respons. Dekkekonstruksjoner er basert på hulldekkeplaner fra leverandør og modellert i henhold til denne. Hulldekkene er modellert fritt opplagte på stålbjelker, siden hulldekker vanligvis ikke dimensjoneres for å oppta støttemoment.

Robot regner ut de tilhørende stivhetene til dekkekonstruksjonen gitt av:

$$[D] \frac{kN}{m}, \quad [K] kNm \quad [H] \frac{kN}{m}$$

Dette er stivhetsmatrisene for membran-stivhet, bøyestivhet og skjærstivhet.



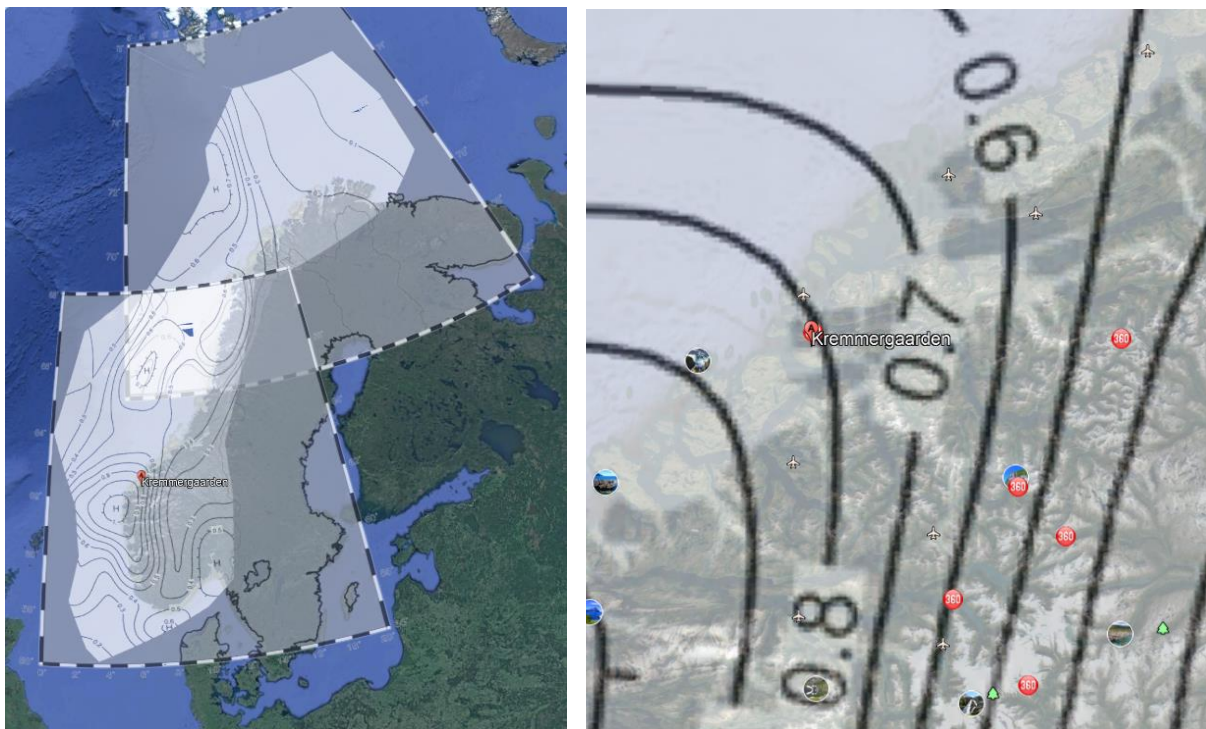
Figur 6.2 Skjermbilde hulldekkemodell med tilhørende stivhetsmatriser

Programvaren vurderer altså ikke skivene som uendelig stive, men lineært elastiske og uarmerte. I de tilfellene vi ønsker å se på effekten av modellering av uendelige stive skiver settes verdiene i D-matrisen betydelig høyere enn for tilfellet med beregnet stivhet for hulldekkene. Formelverket for

hvordan Robot vurderer dette er vist på hjemmesidene til programvaren [26]. Vurderinger rundt resultatet ved bruk av uendelig stive skiver er vist i resultatkapittelet.

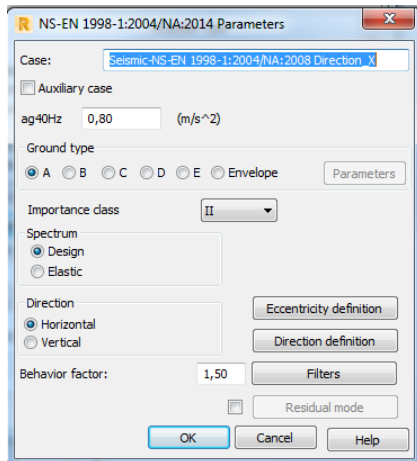
I forbindelsen mellom hulldekkene er det lagt en fuger som sørger for at hulldekkene er sammenkoblet, og i beregningene forutsetter en at forbindelsen er urisnet. Dette sørger for at en har en membranvirkning som sørger for at de horisontale kreftene blir fordelt ut til bygningsrammen [27]

Etter at modellen er kvalitetssikret, er det tid for å legge på laster i henhold til de gjeldende last-standardene. Vertikallaster legges inn i alle etasjer med korrekte verdier. Neste operasjon blir å kjøre en modal-analyse for å finne byggets dynamiske respons og svingemoder. Dersom den modale analysen har oppnådd sannsynlige egenperioder og svingemoder der effektiv modal masse er minimum 90 prosent for siste mode i X og Y-retning, er det mulig å legge inn seismiske laster. Denne beregningen gjøres av programvaren og baseres på input fra Eurokode 8. Grunnakselasjon (a_{g40Hz}), grunnforhold, seismisk klasse og konstruksjonsfaktor (q) utgjør grunnlaget for beregningene.



Figur 6.3 Sonekart for a_{g40Hz} og lokasjon av Kremmergården.

Følgende verdier er benyttet for seismiske beregninger:



Figur 6.4: Input seismiske beregninger RSA2018

- $a_{g40Hz} = 0,80$
- Grunntype A (Fjell og fjellformasjoner)
- Seismisk klasse 2
- Duktilitetsfaktor $q=1,50$

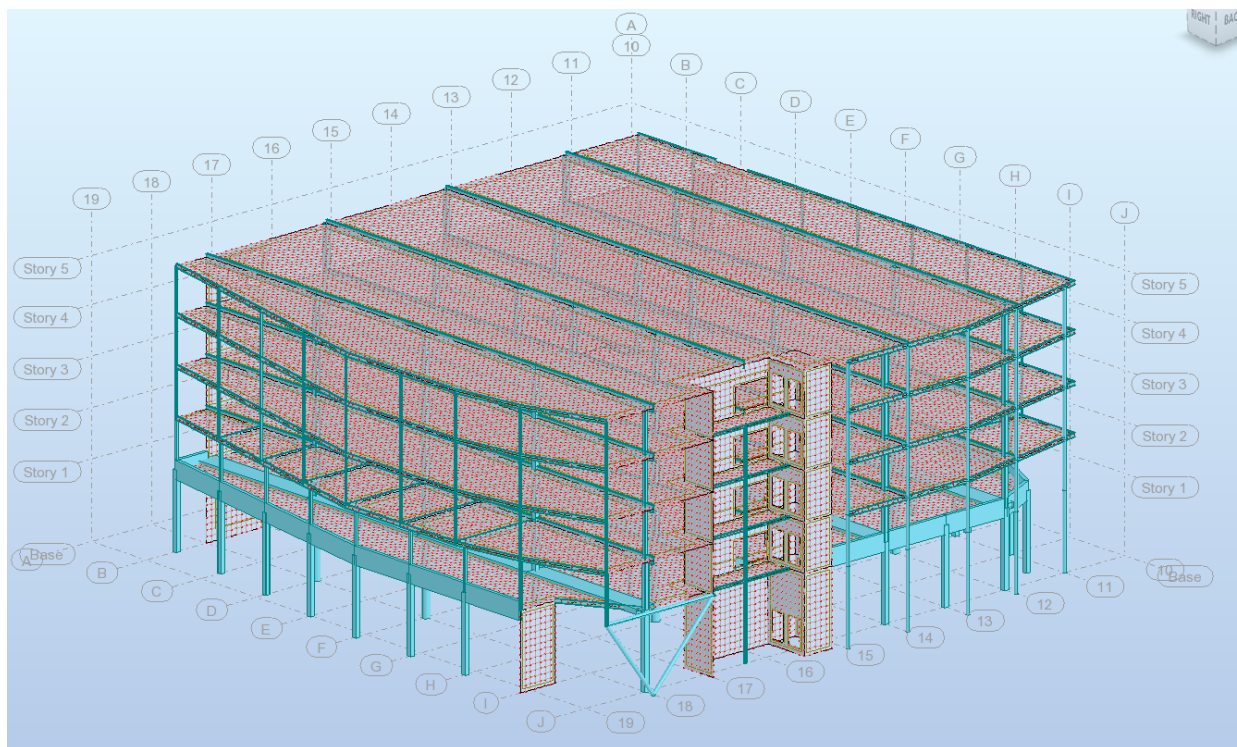
Når en seismisk analyse er utført, må det legges inn aktuelle lastkombinasjoner. Dette kan gjøres manuelt eller automatisk av programvaren. For å lette analysen og gjøre vurderinger av resultater lettere, har vi benyttet manuelle lastkombinasjoner. Ved bruk av automatisk generering av lastkombinasjoner vil man i mange tilfeller få problemer med å kvalitetssikre resultatene siden Robot da gir største og minste opptredende krefter fra alle lastkombinasjoner. En vil ikke i like stor grad ha mulighet til å plukke ut de største opptredende kreftene som kan oppstå i de ulike konstruksjonsdelene samtidig. Lastkombinasjonene kan finnes i vedlegg 5.

7 Resultat

I dette kapitlet blir det presentert resultater fra analysene som er gjennomført. Først vil det bli presentert en ny løsning som forbedrer skjærkapasiteten til hulldekker, og hvilke økonomiske fordeler en slik løsning kan gi.

Det er ofte utfordringer knyttet til kommunikasjon av resultat fra en modal analyse til en leverandør av betongelement. Det er derfor svært nyttig å finne en metode som tilfredsstiller kravene elementleverandører har til underlag. I dette kapitlet vil fremgangsmåten bli presentert.

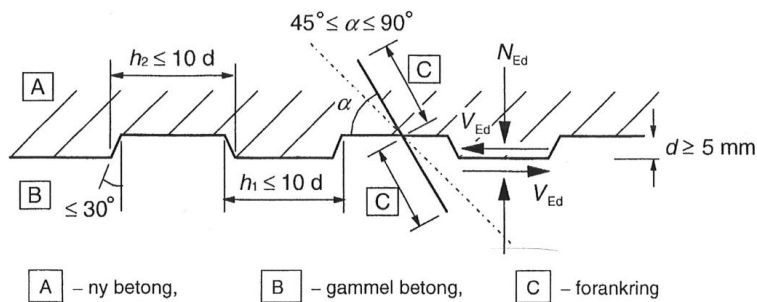
For å finne hvilke utslag ulike parametere vil ha for en jordskjelvdimensjonering, er ni ulike beregningsmodeller sammenlignet, og resultatet blir presentert i tabellform.



Figur 7.1: FEM-modell Kremmergården

7.1 Metode for økt skjærkapasitet i hulldekkeforbindelser

Punkt 6.2.5 i Eurokode 2 angir en metode for å øke kapasiteten ved å etablere en fortannet støpeskjøt i hulldekkesiden. Dette fører til at fugen får et bedre feste i hulldekke, og kapasiteten øker:



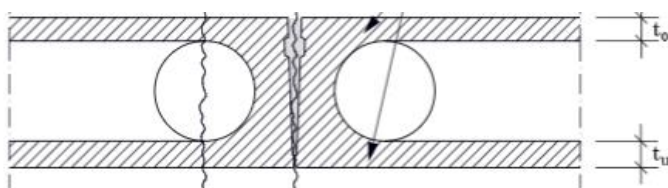
Figur 7.2: Fortannet fuge som er beskrevet i Eurokode 8 [14]

I 2017 lanserte den spanske hulldekkemaskin-produzenten Prensoland den første serieproduserte maskinen som lager en fortannet støpeskjøt:



Figur 7.3: Fortannet støpeskjøt [28]

Dette gjør det mulig for hulldekkereprodusenter å investere i en maskin som lager en type hulldekke som øker skjærkapasiteten til den langsgående hulldekke-hulldekke-forbindelsen. I henhold beregninger i Kim S. Elliotts bok 'Precast Concrete Structures' [29] kan en øke skjærkapasiteten i fugen fra 0,15 MPa til 0,45 MPa, altså en tredobling. Ved dimensjonering i DCL kan en justere denne grensen i henhold til materialfaktorer, og grenseverdiene kan settes til henholdsvis 0,19 og 0,56 MPa [17]. Det er dog viktig å nevne at hulldekkets svake punkt da vil være skjærkapasiteten ved topp/bunn av hullrom i hulldekket. For hulldekket med høyde 265mm som er brukt i Kremmergården, vil kapasiteten maksimalt strekkes til 0,45-0,49 MPa i henhold til beregninger i vedlegg 8. En sammenligning av kapasiteter ved ulike bruddmodeller og hulldekketykkelser er presentert i tabell på neste side.



Figur 7.4: Bruddmodell som beskriver svikt i øvre/nedre sjikt [18]

Huldekke høyde [mm]	Geometri hulldekke: $b_w = t_o + t_u$ [mm]	Maks tillatt skjærspenning [Mpa]	Maks tillatt skjærspenning [Mpa]	Maks tillatt skjærspenning [Mpa]	Prosentvis økning av kapasitet med fortannet sidekant
200	45	0,38	0,19	0,56	102 %
	60	0,51	0,19	0,56	169 %
265	73	0,45	0,19	0,56	137 %
	80	0,49	0,19	0,56	160 %
320	75	0,38	0,19	0,56	97 %
	80	0,40	0,19	0,56	111 %
400	100	0,39	0,19	0,56	106 %
	100	0,39	0,19	0,56	106 %
500	100	0,31	0,19	0,56	62 %
	105	0,32	0,19	0,56	70 %

	Tilsvarende skjærspenning i fuge ved brudd i øvre eller nedre sjikt (Bruddmodell nr.2)
	Maks tillatt skjærspenning i fuge uten fortannet sidekant (Bruddmodell nr.3)
	Maks tillatt skjærspenning i fuge med fortannet sidekant (Bruddmodell nr.3)

Tabell 7.1: Kapasiteter ved ulike bruddmodeller og hulldekketykkelser, med og uten fortannet sidekant

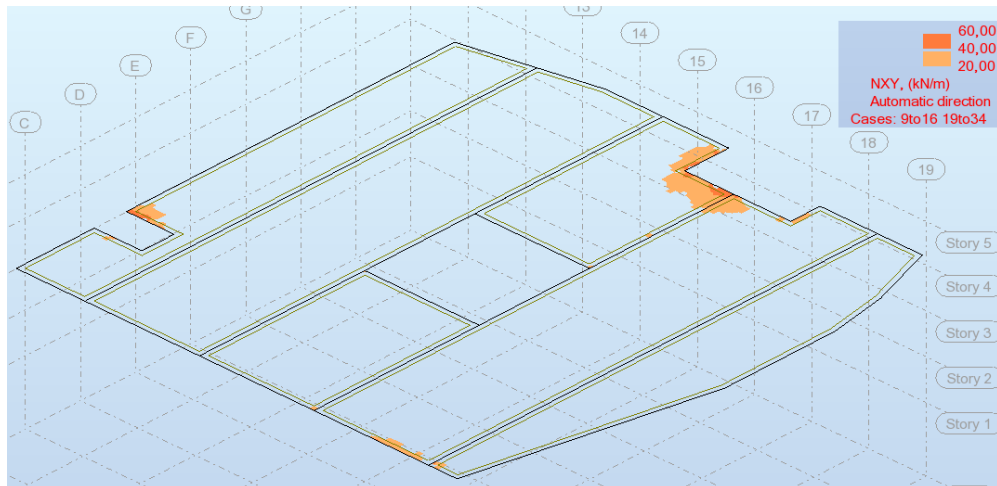
Tabellen ovenfor viser en tydelig økning av kapasitet ved bruk av fortannet sidekant, og det gir en prosentvis større fordel til de tynneste hulldekkene. De ulike bruddmodellene er presentert i delkapittel 3.3.6. Avhengig av tykkelsen og geometrien på hulldekket vil kapasiteten øke mellom 62-169% ved fortannet sidekant. Hulldekkene som er brukt i Kremmergården har en tykkelse på 265mm, og de ville økt skjærkapasiteten fra 0,19MPa til 0,45/0,49MPa. Dette tilsvarer en økning i kapasitet på 137/160%.

Som tidligere nevnt ble det besluttet å benytte konstruktivt påstøp på hulldekkene i Kremmergården blant annet for å øke skjærkapasiteten i hulldekkeforbindelse. Det er derfor interessant å undersøke om dette var nødvendig i henhold til en modal analyse. I tabellen nedenfor er det oppgitt hvilken maks skjærkraft som opptrer i fugen i en hulldekkeforbindelse, og hvilken utnyttelse dette gir.

	Maks skjærkraft i hulldekkeforbindelse [kN]	Utnyttelse ved Hulldekkeforbindelse	
		$\tau=0,19$ MPa	$\tau=0,49$ MPa
Original modell uten påstøp	-39,16	124,1 %	48,1 %

Tabell 7.2: Resultat modal analyse av Kremmergården uten påstøp

Det kan også være nyttig å undersøke hvor de store skjærbelastningene er i modellen, og på figuren nedenfor er områder med maks skjærkraft i planet på over 20kN markert.



Figur 7.5: Områder som har høy verdi av skjærkraft

Som tidligere nevnt er grensen for skjærspenningen mellom hulldekker i DCL 0,19 MPa. For hulldekker med høyde 265mm tilsvarer dette en skjærkraft på 31,6 kN. Som figur 7.1 ovenfor viser, er det forholdsvis lite omfang av områder med skjærkraftverdi over 20 kN.

Det økonomiske aspektet er selvsagt det avgjørende for om hulldekkeprodusenter velger å investere i nye maskiner som kan produsere hulldekker med fortannet sideskjøt. Prensoland har oppgitt følgende priser for hulldekkemaskinen:

- Investeringskostnad maskin: 110 000 €
- Investeringskostnad form: 16 000 € pr/stk
- Budsjett for vedlikehold for 2 år: 10 000 €
- *Estimat frakt og installasjon:* 200 000 €

Prensoland har ikke oppgitt frakt og installasjonskostnader, og det er derfor tatt utgangspunkt i en kostnad på 200 000 €. Total investeringskostnad vil derfor være ca. 336 000 €, tilsvarende ca. 3 250 000 NOK. Dersom hulldekker med fortannet sideskjøt kan resultere i at en unngår bruk av konstruktive påstøp, vil det være nyttig å sammenligne kostnader knytt til bruk av påstøp og kostnader knytt til å investere i nytt utstyr. En entreprenør oppgir at tilleggskostnad for bruk av konstruktiv påstøp er ca. 300 kr/m². Tilleggskostnaden for bruk av konstruktiv påstøp i Kremmergården er beregnet nedenfor.

- Areal hulldekke per etasje: 2250 m²
- Antall etasjer med hulldekke: 3
- Totalt areal hulldekker: 6750 m²
- Tilleggskostnad konstr. påstøp: 6750 m² x 300 kr/m² = 2 025 000 kr

I teorien kunne en dermed spart ca 2 millioner kroner dersom en hadde funnet en løsning der en unngikk å bruke konstruktiv påstøp for Kremmergården. En investering av ny type hulldekkemaskin til i overkant av 3 millioner kroner vil derfor i teorien raskt bli tjent inn dersom det fører til at en unngår bruk av konstruktiv påstøp.

7.2 Kommunikasjon av resultater fra en modal analyse

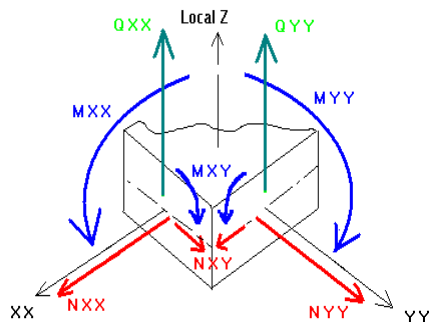
Tilbakemeldinger fra betongelementleverandøren Spenncon viser at det i mange tilfeller kan være utfordrende å få utlevert det som trengs fra rådgivende ingeniør for å kunne starte prosjektering. Det har derfor vært et viktig punkt i denne oppgaven å studere hvordan en best mulig kan hente ut resultater fra en modal analyse i Robot for dimensjonering. Det henvises også til vedlegg 3 som viser denne metoden anvendt på forenklete testmodeller. Følgende informasjon er hentet ut fra den modale analysen i Robot for dimensjonering:

- Krefter for dimensjonering av dekkeskiver (N_{xx}/N_{yy} og N_{xy})
- Krefter for dimensjonering av skjærvegg-hulldekke-forbindelser (N_{xy})
- Krefter for dimensjonering av skjærvegger (N , V og M)

Teksten i kursiv ovenfor henviser til hvordan Robot benevner krefter i planet:

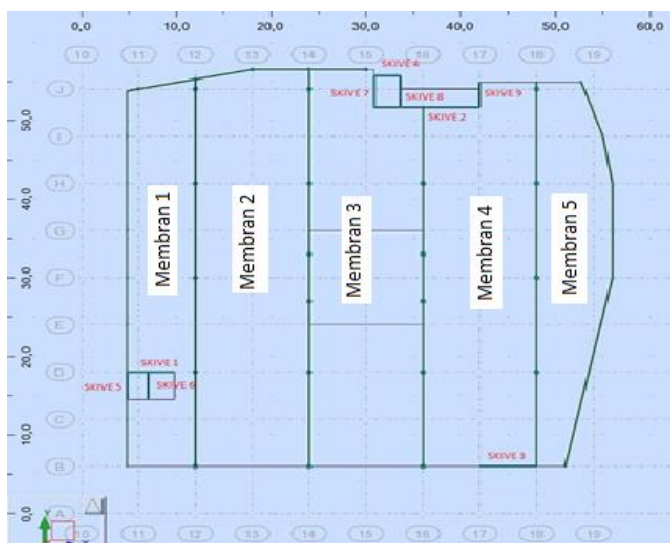
- N_{xx} = Normalkraft i x retning (trykk og strekk), generert av moment i x-retning M_{xx}
- N_{yy} = Normalkraft i y retning (trykk og strekk), generert av moment i y-retning M_{yy}
- N_{xy} = Skjærkraft (Positivt og negativt fortegn)

Figur 7.6 nedenfor illustrerer de ulike kreftene som Robot oppgir:



Figur 7.6: Krefter i planet Robot [27]

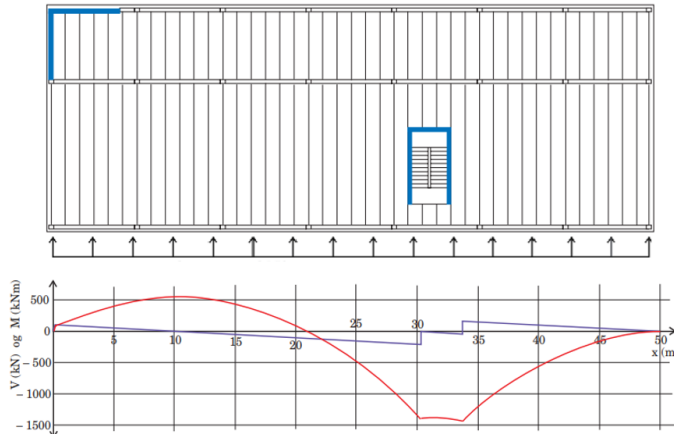
Nedenfor er det vist et skjermbilde fra Robot-modell av kremmergården som viser lokasjon av de ulike skjærveggene og hvordan hulldekkene er delt inn i fem ulike membraner:



Figur 7.7: Oversikt fjerde etasje Kremmergården - Skjermbilde fra Robot-modell

7.2.1 Krefter for dimensjonering av dekkeskiver

Elementleverandører har tradisjonelt sett alltid tatt utgangspunkt i skjær og momentdiagrammer for å dimensjonere hulldekker. Nedenfor er det illustrert et typisk skivebygg der vindlast er dimensjonerende:

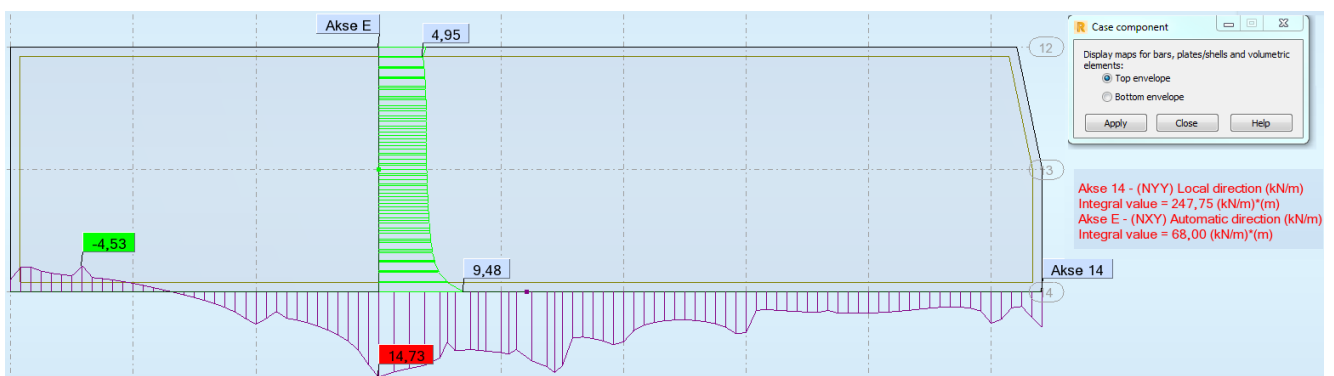


Figur 7.8: Skjær og momentdiagram av skivebygg [17]

Dette er en metode som betrakter hulldekkene som en høy bjelke, og ved statiske lasttilfeller er det derfor mulig å forenklet regne ut randstrekk i underkant/topp av «bjelken». Randstrekket vil da bestå av to komponenter:

- Strekkrefter fra moment
- Strekkrefter som oppstår ved skjærfriksjon mellom hulldekkene

Ved en modal analyse vil lastbildet se annerledes ut, og det vil derfor ikke være mulig å fremstille skjær og momentdiagrammer på samme måte uten å gjøre betydelige forenklinger. Ved en avansert modal analyse vil dette ikke være formålstjenlig, og det er derfor foretrukket å hente ut strekkrefter fra modellen direkte. Strekkrefter fra moment vil i Robot være representert som N_{xx} eller N_{yy} og skjærkrefter er benevnt N_{xy} . På figuren nedenfor er det hentet ut strekkrefter N_{yy} ved akse 14 i membran nummer 2. Ved maksimal strekkraft er det hentet ut skjærkraft N_{xy} , og en kan dermed regne ut maksimalt randstrekk i akse 14. For en grundigere gjennomgang av fremgangsmetoden, henvises det til vedlegg 3.



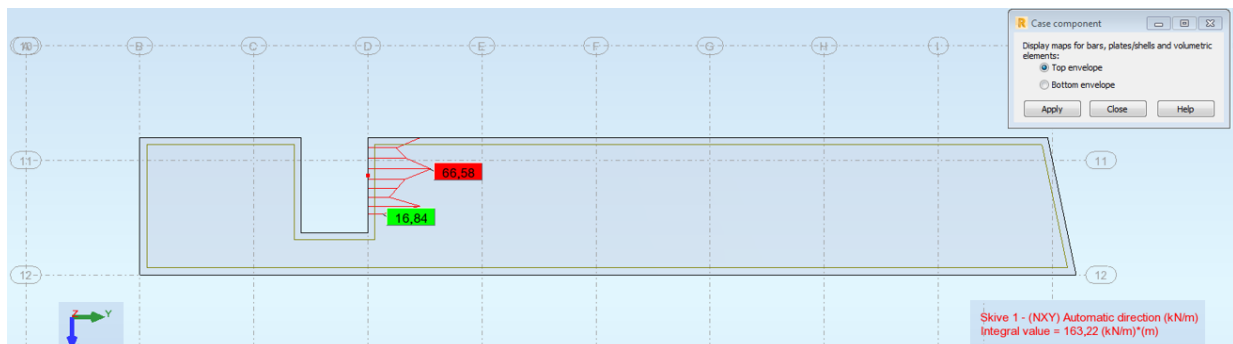
Figur 7.9: Underlag for beregning av maksimalt randstrekk for membran 2

7.2.2 Krefter for dimensjonering av skjærvegg-hulldekke-forbindelser

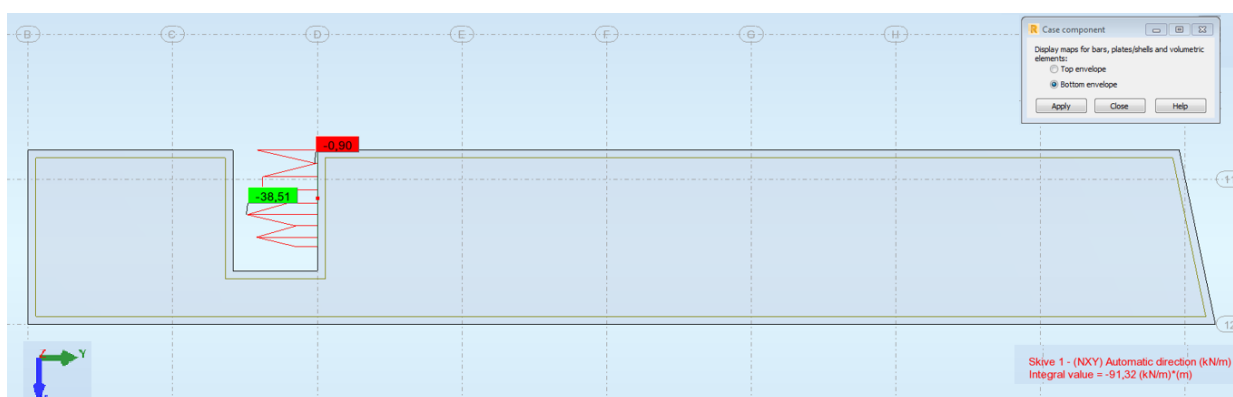
For at elementleverandør skal kunne dimensjonere innfestningen til hulldekkene mot skjærvegg, er det nødvendig å oppgi maksimale skjærkrefter som oppstår i denne forbindelsen. Robot har forskjellige metoder for å oppgi forbindelseskraftene, men ved forsøk i testmodell er det vist at mest korrekte metoden er å bruke last-tilfelle *combinations* i *panel cuts*-funksjonen som vist på figur 7.10 og 7.11. Denne funksjonen viser minimum- og maksimumkrefter som opptrer i hulldekket ved skjærvegginnfestning, og resultatet for alle skjærvegger er vist i tabell 7.3 under. Skjermbilder som viser hvordan kreftene er hentet ut for skive 1:

Innfestning hulldekke til skive (Integralverdier) Maksimum og minimumkrefter		
	Maks [kN]	Min [kN]
Skive 1	163,2	-91,32
Skive 2	407,6	-359,32
Skive 3	278	-134
Skive 7	203	-280
Skive 9	69	-67

Tabell 7.3: Krefter ved innfestning av hulldekke til skive



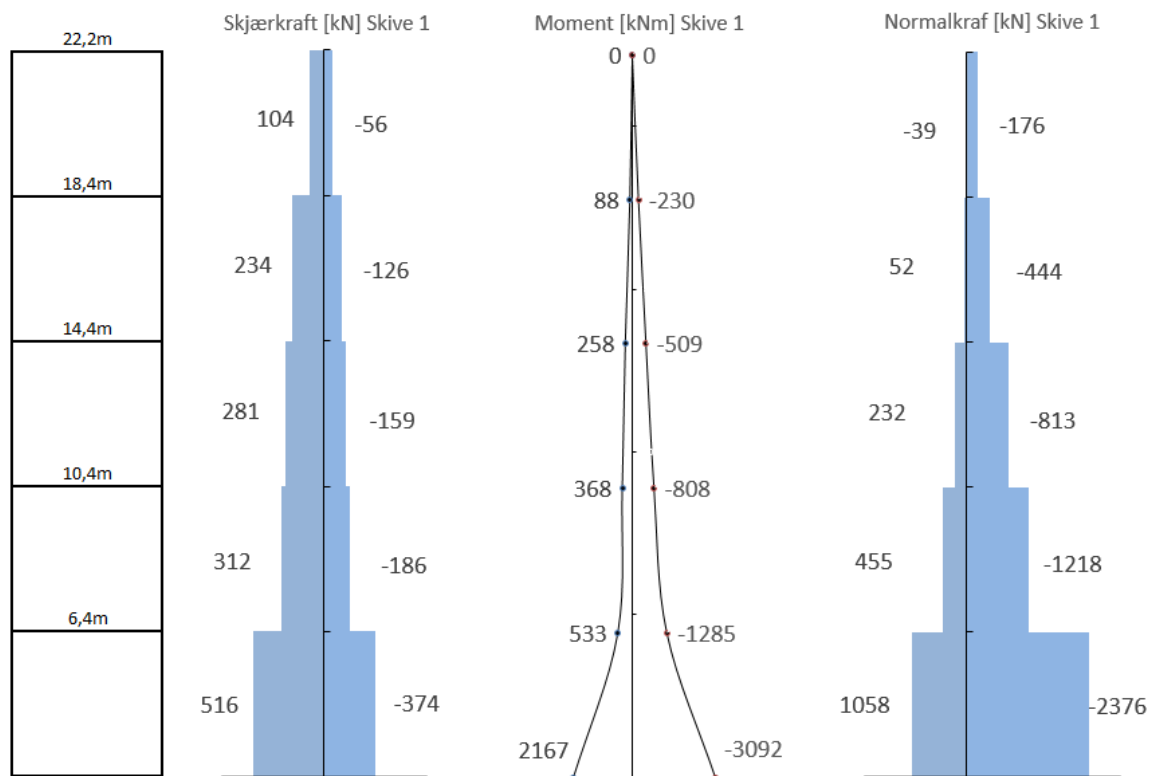
Figur 7.10: Maksimum krefter ved innfestning til skive 1



Figur 7.11: Minimum-krefter ved innfestning til skive 1

7.2.3 Krefter for dimensjonering av skjærvegger

I dette kapittelet har er det illustrert aktuelle resultater for dimensjonering av vertikale avstivende vegger. I mange tilfeller kan dette være et tankekors i forhold til hvilke krefter som skal benyttes. Et alternativ er å gå ut ifra maksimale positive og negative verdier for normalkraft, skjærkraft og moment, men i de fleste tilfeller vil dette være usannsynlige verdier fordi de aldri vil oppstå samtidig. Et eksempel er tilfeller der en lastkombinasjon kan gi store innspenningsmomenter i bunn av skiva, men lave skjærkraft-verdier. En måte å løse dette på er å sette opp et regnestykke for alle aktuelle lastkombinasjoner for å luke ut den kombinasjonen som gir høyeste total utnyttelsesgrad for den aktuelle avstivende vegg i forhold til normalkraft, skjærkraft og moment. Dette vil ofte være tidkrevende, spesielt i modeller der det er brukt mange lastkombinasjoner. I teorien vil en få like mange beregninger for hver enkelt vegg som antall lastkombinasjoner. Problemet løses ofte ved å likevel angi maksimale verdier. I Robot kan resultatene hentes ut i funksjonen «reduced results for panels». Nedenfor er det fremstilt diagrammer for skjærkraft (V), moment (M) og normalkraft (N) for skive 1. Resterende resultat er presentert i vedlegg 6.



Figur 7.12: Skjærkraft-, moment- og normalkraftdiagram for skive 1

7.3 Hvilke konsekvenser kan feil modellering gi?

I dette delkapittelet vil det bli presentert resultat fra ulike beregningsmodeller hvor det er sett nærmere på hvilke utslag feil eller upresis modellering kan gi. I arbeidet har det også vært viktig å avdekke hva som er ekstra viktig å ha fokus på i en modal analyse.

De ulike modellene som er sammenlignet er:

1. Original modell av Kremmergården

Dette er utgangspunktet for sammenligning av krefter. Kremmergården er modellert etter beste evne for å gi en best mulig gjenspeiling av den reelle konstruksjonen.

2. Original modell med konstruktiv påstøp

I Kremmergården er det valgt å legge en konstruktiv påstøp på toppen av hulldekkene. Dette fører til økt masse og økt belastning på avstivende vegger, og det er derfor ønskelig å undersøke hvilken betydning dette har.

3. Åpninger i skjærvegger er fjernet

I mange skjærvegger er det åpninger som f.eks. vinduer og dører. Av og til velger ingeniører å ikke inkludere åpninger i beregningsmodellen. Det vil derfor være nyttig å undersøke om dette er en forsvarlig praksis.

4. U hensiktsmessig avstivning

I denne modellen er skive 3 fjernet, og bygget vil altså miste en avstivende vegg. Grunnen til at dette blir undersøkt er at denne veggene ikke var inkludert i de tidlige skissene av Kremmergården, men ble inkludert etter råd fra RIB.

5. Uendelig stive dekkeskiver

I forenklede beregninger er dekkeskivene ofte betraktet som uendelig stive, i motsetning til hvordan de er definert i Robot. Ved å endre stivheten til dekkeskivene kan en undersøke hvilken effekt dette har for resultatet.

6. Innspente søyler og vegger

Av og til antar ingeniører at søyler og vegger er fullt innspent i grunnen uten at det er tilstrekkelig grunnlag for det. Det er derfor ønskelig å undersøke hvilken effekt dette har.

7. Grovere elementinndeling

I original modell er det brukt en elementstørrelse på 0,5x0,5 meter på hulldekker. Hvilken effekt vil det ha om en endrer elementstørrelsen i hulldekkene til 1x1 meter?

8. Lavere akselerasjon

For Kremmergården er det brukt en relativt høy grunnakselerasjon: $a=0.8m/s^2$. Andre steder i landet er det betydelig lavere akselerasjoner i henhold til seismisk sonekart. Hvilken effekt vil det ha å legge inn en lavere akselerasjon $a=0,6m/s^2$?

9. Endret grunntype:

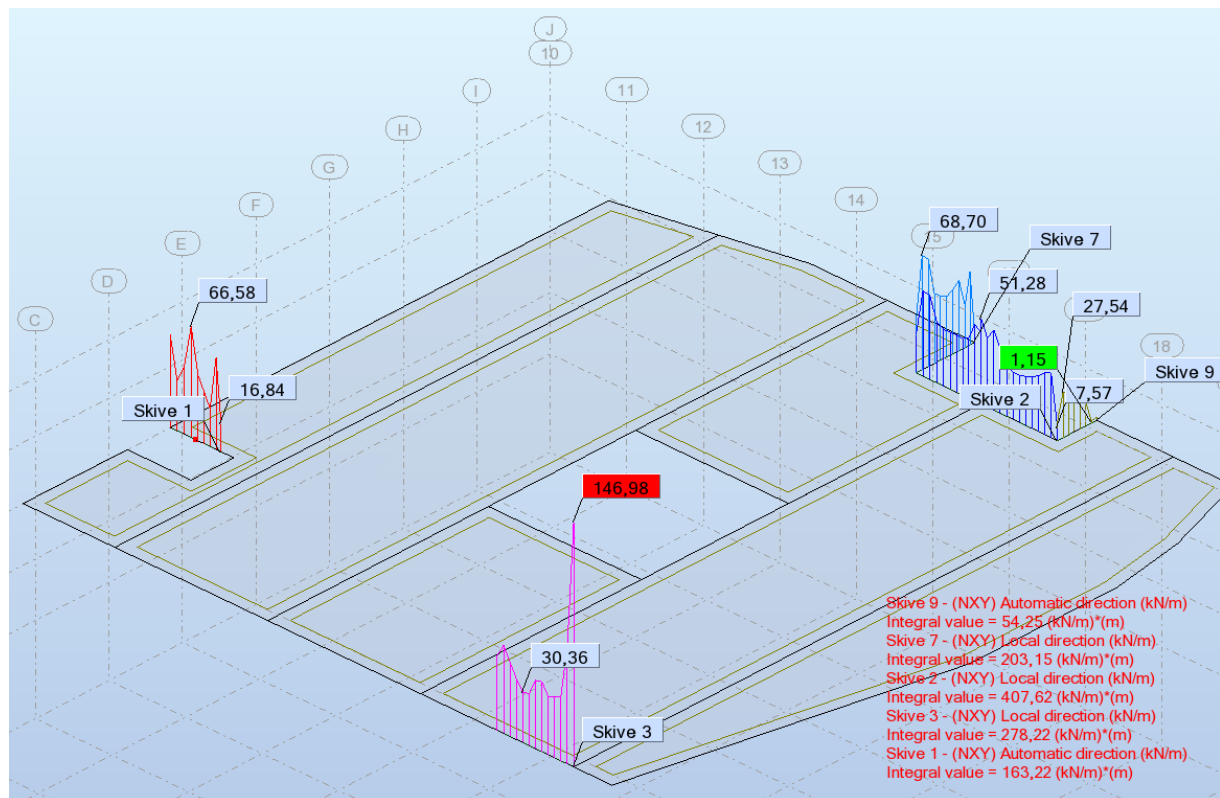
For Kremmergården er det dokumentert grunntype A, men i denne modellen ser en nærmere på hvilke krefter som oppstår dersom en benytter grunntype C i stedet. I starten av en prosjektering blir det ofte antatt en grunntype før en har tilgjengelig nødvendig grunnlag, og det er derfor relevant å se hvilken påvirkning grunntypen har på kreftene som oppstår i konstruksjonen.

Kreftene er hentet ut ifra den øverste etasjen med hulldekker, siden det er der de største kreftene opptrer. Tabellen nedenfor viser integralverdier av skjærkraften som hulldekkene belaster skjærveggene og hvilket baseskjær bygget har.

	Skive 1 [kN]	Skive 2 [kN]	Skive 3 [kN]	Skive 7 [kN]	Skive 9 [kN]	Baseskjær X-retn [kN]	Baseskjær Y-retn [kN]
1. Original modell	163	408	278	280	69	1851	1773
2. Original modell med påstøp	212	502	351	330	70	1998	1918
3. Åpninger i skjærvegg fjernet	142	434	306	185	52	1999	1919
4. U hensiktsmessig avstivning	265	362	0	323	64	1624	1775
5. Uendelig stive dekkeskiver	189	502	312	349	0	1900	1843
6. Innspenne Søylar og vegger	165	410	280	286	52	1858	1807
7. Grovere elementinndeling	106	485	243	315	48	1888	1846
8. For lav akselerasjon (a=0,6)	133	316	230	220	44	1389	1334
9. For dårlig grunntype (C)	267	790	449	513	93	3642	3415

Tabell 7.4: Resultatene for integralverdier for skjærkraft mellom hulldekke og skive

Nedenfor er det vist en illustrasjon av hvor snittene plassert, og integralverdiene er gitt med rød tekst i nedre høyre hjørne. Skjermbildet er hentet fra Robot-modell.



Figur 7.13: Skjerm bilde fra Robotmodellen av original modell Kremmergården

8 Diskusjon

I vår masteroppgave har vi valgt å se på flere aktuelle problemstillinger definert som ulike forskerspørsmål. I diskusjonskapittelet vil vi prøve å belyse det vi har funnet ut av resultater og samtidig diskutere viktige problemstillinger som er knyttet opp mot forskerspørsmålene. Først og fremst viser det seg at det er fint mulig å benytte seg av Robot for å hente ut nødvendige krefter for prosjektering, men en skal likevel være obs på at det er flere fallgruver knyttet til bruken av den. Det er helt nødvendig å kjenne til hvordan programvaren opererer, og hva verdiene for krefter faktisk representerer. Å modellere hensiktsmessig, minimere bruken av lastkombinasjoner og gjøre fornuftige forenklinger vil gjøre modellen lettere å jobbe med uten at det går på bekostning av et godt nok prosjekteringsgrunnlag. Dette er kritisk for at det i det hele tatt skal være mulig å kommunisere resultater på en hensiktsmessig måte til involverte parter.

8.1 Fortannet sidekant i hulldekket

Et av forskerspørsmålene er knyttet til om det er mulig å forbedre skjærkapasiteten i fugen ved hulldekkets sidekant. Denne forbindelsen er spesielt utsatt for store spenninger ved horisontale seismiske laster, og etter innføring av Eurokode 8 er det derfor flere bygg som må bruke konstruktiv påstøp som kompensasjon for utilstrekkelig skjærkapasitet. Det er også valgt konstruktiv påstøp i Kremmergården.

Undersøkelser som er gjennomført viser at det i 2017 ble lansert hulldekkemaskiner som produserer hulldekker med en fortannet sidekant som i henhold til Eurokode 2 øker skjærkapasitet i fugen til 0,45 MPa. Dette er en solid økning av kapasitet i fugen i forhold til dagens grense på 0,15 MPa. Ved seismiske beregninger i DCL kan en justere denne grensen i henhold til materialfaktorene, og grenseverdiene blir derfor 0,19MPa og 0,57MPa [17]. På grunn av begrensning i hulldekkets skjærkapasitet i øvre og nedre kant ved hulrom kan dog grenseverdien for hulldekkene med høyde på 265mm maksimalt strekkes til 0,45-0,49 MPa avhengig av hulldekkets geometri. Det er altså fullt mulig å øke skjærkapasiteten i hulldekkene ved å investere i en hulldekkemaskin som lager en fortannet sidekant.

I Kremmergården ble valgt om bruk konstruktiv påstøp tatt tidlig i prosjekteringsprosessen før seismiske analyser var gjennomført. Det er oppgitt at grunnlaget for denne avgjørelsen delvis var å sikre seg god kapasitet mot store horisontale krefter ved en seismisk analyse. I tillegg valgte en påstøp for å ha mulighet til å legge rør i påstøpet, men dette ble aldri gjennomført.

I henhold til beregninger i oppgaven er det vist at konstruktiv påstøp ikke var nødvendig. Det finnes områder som overskrider tillatt skjærkapasitet, men her hadde det vært tilstrekkelig med lokale utbedringer ved bruk av utstøping og sammensveising av hulldekker. Fordi lokasjonen av høg skjærspenning var på et begrenset område, ville det ikke utgjort noen betydelig forskjell om hulldekkene hadde en forbedret skjærkapasitet. I henhold til beregninger kunne en i teorien unngått sammensveising av hulldekker ved tre lokasjoner, men dette utgjør ikke betydelige kostnadsinnsparinger. Den store besparingen ligger i å unngå bruk av konstruktiv påstøp i hele konstruksjonen. I Kremmergården førte dette til en tilleggs kostnad på ca. 2 millioner kroner. Dersom løsningen med fortannet hulldekke hadde vært tilgjengelig, hadde en kanskje ikke vært like bekymret for skjærkapasiteten til hulldekkene, og en ville kanskje ikke valgt konstruktiv påstøp.

8.2 Kommunikasjon av grunnlag fra en modal analyse

Tilbakemeldinger fra elementleverandør viser at det i mange tilfeller kan være utfordrende å få utlevert det som trengs fra rådgivende ingeniør for å kunne starte prosjektering. Dette gjelder spesielt tidlig i prosjektfasen der mange faktorer som vil virke inn på det statiske systemet ofte ikke er bestemt. I mange tilfeller er det ikke mulig å levere fra seg grunnlag som kan anses som godt nok for utarbeidelse av arbeidstegninger og produksjonstegninger veldig tidlig, dette fordi det i begynnelsen er arkitekten som tegner et utkast til et ferdig bygg. Dette kan dette ses på som idefasen av et prosjekt. Dette vil ikke vi gå nærmere inn på her, men det er tidligere nevnt at det er mye å hente på å fastsette statiske systemer tidlig i prosjektfasen.

En vanlig metode er å definere viktige faser i prosjektet for å planlegge prosjektering opp produksjon og levering. Tidlig i prosjektet er det ønskelig å avklare følgende:

- Alle vertikale og horisontale laster klare og bekreftet korrekt.
- Hovedfilosofi for global stabilitet avklart for hele bygget. Med dette menes at metode for å ivareta horisontal avstivning er bekreftet og at kreftene er av en størrelsesorden som er mulig å ta opp. Det er viktig at rådgiver kjenner til hulldekkers grenseverdier for kapasiteter.
- Skjærkraft mellom vertikale og horisontale dekker. Innfestningskraft.
- Momentpåvirkning av dekkekonstruksjonen. Maksimalt opptredende randstrekk eller moment.

Elementleverandører vil trenge grunnlag som gjør det mulig å dimensjonere hulldekker for vertikale og horisontale laster, krefter for skivevirkning (randstrekk), samt skjærkrefter for innfestning mot avstivende vertikale bygningselementer (vertikale betongvegger eller fagverkskonstruksjoner). Det er også poengtert at grunnlaget som videresendes må være mulig å tolke for andre på en så enkel som mulig måte. Det er hensiktsmessig å holde antallet lastkombinasjoner på et minimum for å lette arbeidet. Lange datautskrifter er ikke ønsket.

Hvordan resultater fra en modal analyse skal vises er ofte diskutert. Et godt eksempel på denne diskusjonen er moment og skjærkraft-diagrammer for horisontale skiver. Tidligere er det gjort betydelige forenklinger ved prosjektering av dekkekonstruksjoner, og dette er også gjort selv om det er blitt gjennomført en avansert modal analyse. En forenkling som ofte blir gjort er å omforme den dynamiske seismiske lasten til en statisk last som virker jevnt fordelt i dekkeskiven opplagt på et statisk bestemt system av vertikale avstivende vegger. Dette fører til at det er mulig å hente ut verdiene som gir de typiske formene for et moment og skjærkraft-diagram. Det er også denne typen forenklede moment- og skjærkraftdiagram elementleverandørene etterspør.

Vår oppgave vurderer ikke graden av korrekthet for denne fremgangsmåten, men det virker lite hensiktsmessig å utføre modal analyse for å finne krefter generert fra seismiske laster, men ikke benytte resultater direkte fra programvaren. Vi mener at nødvendige krefter er mulig å hente direkte fra programvaren uten å gjøre disse forenklingene, fordi det i stor grad er momentstrekk og innfestningskrefter elementleverandørene er ute etter, og de kan finnes ved hjelp av flere metoder. Det er viktig å skille mellom statiske og dynamiske laster, fordi et dynamisk lasttilfelle aldri vil gi et «ryddig» moment eller skjærkraftdiagram. Det har derfor vært et viktig punkt i denne oppgaven å studere hvordan en best mulig kan hente ut resultater fra en modal analyse i Robot for dimensjonering.

Robot er godt egnet til å finne de ønskelige kreftene, men en må ha forståelse for hva verdiene en henter ut representerer. Oppsettet som er presentert i kapittel 7.2 er basert på flere testmodeller som er utarbeidet og dokumentert i vedlegg 3, og viser at kreftene som elementleverandører etterspør er mulig å hente ut fra en modal analyse. Oppsettet vil være gyldig også for statiske laster slik som vind. I denne oppgaven er det kun vurdert krefter i plan 5 som er nest øverste etasje. Dette på bakgrunn av at det mest sannsynlig er denne etasjen som vil ha de dimensjonerende kreftene.

8.3 Hva kan gå feil i en modal analyse?

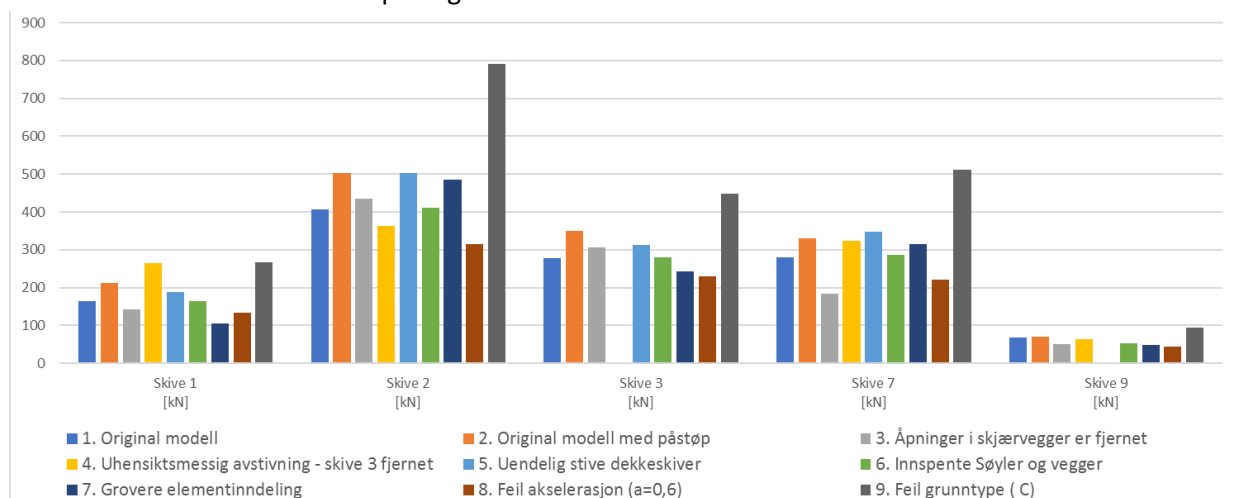
Det er kontrollert hvilke effekter feil eller upresis bruk av programvare kan gi. Der er flere grunner til at det er nyttig å undersøke hvilken påvirkning de ulike parameterne har på sluttresultatet i en modal analyse. I formelle eller uformelle beslutningsøyeblikk kan det bli stilt spørsmål om viktigheten til de ulike parameterne, og mangel på kunnskap kan føre til at uheldige forutsetninger blir lagt til grunn for jordskjelvanalysen. Eksempel på spørsmål som kan bli stilt tidlig i en prosjekteringsfase er:

- Hvilken konsekvens kan det få dersom det viser seg at grunntypen var type C i stedet for A?
- Hvor mye påvirker det resultatet om en velger konstruktiv påstøp som øker massen i bygget?

I tillegg vil det være nyttig for ingeniører å vite hva det er viktig å ha ekstra fokus på en i en modal analyse. Det vil være interessant å vite hvilke forenklinger en kan gjøre i en modal analyse uten at det vil ha en signifikant betydning på sluttresultatet. Eksempel på spørsmål som en ingeniør kan stille seg i modal analyse er:

- Hvilken betydning har åpninger i skjærvegger for sluttresultatet?
- Hvor viktig er elementinndeling av hulldekkene for sluttresultatet?

Det er også interessant å se på andre feil som kan bli gjort i en beregning. Feil akselerasjon kan bli lagt inn, og søyler eller hulldekker kan bli modellert med feil opplagerbetingelser. For å sammenligne de ulike modellene er det registrert hvilken innfestingskraft (skjærkraft) hulldekkene har på de ulike skjærveggene i plan 5 i Kremmergården. Den originale modellen er sammenlignet med åtte andre modeller der feilene er lagt inn. For å få en visuell oversikt over hvilke feil som gir de største utslagene er resultatene fremstilt i et stolpediagram under:



Figur 8.1: Stolpediagram som viser innfestingskraft for ulike skiver ved de forskjellige modellene

Diagrammet ovenfor viser at det er forholdsvis stor forskjell i hvilke utslag de ulike feilene gir. En kan også observere at skive 2 tar opp mest skjærkrefter, mens skive 9 har et ganske lite bidrag. For å tallfeste forskjellen er det vist en tabell nedenfor der det er regnet ut den prosentvise endringen i forhold til original modell:

Røde celler = Økning i krefter	Skive 1 [kN]	Skive 2 [kN]	Skive 3 [kN]	Skive 7 [kN]	Skive 9 [kN]	Base-skjær X	Base-skjær Y
Grønne celler = Reduksjon i krefter							
1. Original modell	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
2. Original modell med påstøp	30,1 %	23,2 %	26,1 %	17,7 %	1,6 %	7,9 %	8,2 %
3. Åpninger i skjærvegger fjernet	-13,0 %	6,5 %	9,9 %	-34,0 %	-25,1 %	8,0 %	8,2 %
4. U hensiktsmessig avstivning	62,4 %	-11,2 %	-100,0 %	15,5 %	-8,0 %	-12,3 %	0,1 %
5. Uendelig stive dekkeskiver	15,7 %	23,1 %	12,3 %	24,5 %	-100,0 %	2,6 %	3,9 %
6. Innspente Søyl er og vegger	1,1 %	0,6 %	0,7 %	2,2 %	-24,6 %	0,4 %	1,9 %
7. Grovere elementinndeling	-35,1 %	19,0 %	-12,7 %	12,6 %	-30,8 %	2,0 %	4,1 %
8. For liten akselerasjon (a=0,6)	-18,3 %	-22,6 %	-17,4 %	-21,4 %	-36,4 %	-25,0 %	-24,8 %
9. Grunntype (C)	63,3 %	93,9 %	61,4 %	83,1 %	35,4 %	96,8 %	92,6 %

Tabell 8.1: Prosentvis endring ved de ulike modellene

Tabellen ovenfor viser hvordan ulike feilkilder i modelleringen påvirker maksimal skjærkraft i veggskivene samt det totale baseskjæret i X og Y-retning. De ulike feilkildene vil kunne påvirke resultatene i ulik grad. Eksempelvis vil uhensiktsmessig avstivning ikke påvirke alle konstruksjonsdeler i like stor grad, men føre til en omfordeling av krefter som kan gi kapasitetsproblemer i en allerede høyt utnyttet konstruksjonsdel. I dette tilfellet fører dette til at Skive 1 får en økt belastning på 62 %.

Noen faktorer påvirker resultatet betydelig, eksempelvis ved bruk av feil grunntype som gir endringer i maksimal akselerasjon. Her kan en observere opp mot en dobling av kreftene. Dette kan i mange tilfeller være en svært aktuell problemstilling der det ikke foreligger sikre grunnundersøkelser som fastslår hvilken grunntype som skal benyttes.

I tillegg fører konstruktiv påstøp på hulldekkene til økt masse i konstruksjonen, og tabellen viser at dette også resulterer i en økning i belastningen på 17-30 % på fire av skivene. Dette er en betydelig økning, og det kan være nyttig å ha tallfestet denne effekten ved senere prosjekt.

Andre feilkilder har moderat innvirkning på resultatene. Fjerning av utsparinger i vegger, uendelig stive dekkeskiver og grov elementinndeling faller innenfor denne kategorien i vårt tilfelle.

De resterende feilkildene har lav innvirkning på resultatet, men i kombinasjon med andre kan de i sum gi betydelige differanser i beregningsgrunnlaget.

Det er verdt å merke at differansene som de ulike feilkildene gir vil variere fra et prosjekt til et annet. Geometri og valg av konstruksjon vil ha betydelig innvirkning på hvor store utslag de ulike faktorene vil gi. Likevel er den generelle trenden at de har en betydning i stor, moderat eller mindre grad.

9 Konklusjon

Det har vært et mål i oppgaven å forbedre prosesser og løsninger ved jordskjelvdimensjonering av dekkekonstruksjoner. Det er undersøkt om det finnes løsninger for å øke skjærkapasitet i hulldekkeforbindelser og om dette er relevant for konstruksjoner i Norge. I tillegg er det sett på hvordan en på en god måte kan kommunisere resultatene fra en modal analyse til elementleverandører, og hvilke utslag feil eller upresis modellering gir.

I oppgaven er det dokumentert at det finnes løsninger for å forbedre skjærkapasiteten i den langsgående fugen til hulldekket. Fortannede hulldekker gir i henhold til Eurokoden en økt kapasitet, og vil være en tydelig forbedring av hulldekket uten at det går på bekostning av andre parameterer. For Kremmergården ville det vært mulig å unngå konstruktiv påstøp for å ivareta den nødvendige skivevirkningen i et bygg. Selv om seismiske laster førte til store krefter og spenningstopper, ville det vært mulig å ta opp kreftene og løse problemene med hulldekkenes grensekapasiteter ved hjelp av tilpassede løsninger. Innstøpte stålplater og utstøpte slisser kan være mulige metoder for å ivareta dette. Fortannet sidekant ville hatt begrenset nytte i Kremmergården der grenseverdiene kun er overskredet typisk i soner hvor det er forventet en høy utnyttelse. Eksempler på dette er inne mot avstivende vegger, utsparinger og i feltsoner med maksimale rand-krefter. Likevel vil hulldekker med fortannet sidekant være svært aktuelt for konstruksjoner som er høyere, bygd på dårligere grunn eller gar ugunstig utformede avstivningssystemer.

Oppnådde resultater viser at Robot kan benyttes til å videreformidle prosjekteringsgrunnlag uten å gjøre andre beregninger eller forenklinger som endrer de forutsetningene som er lagt til grunn i en romlig FEM-modell. For å gjøre det mulig for en annen part å forstå det som er hentet ut av resultater er det som i alle andre beregninger viktig med gode rutiner og ryddighet i det som presenteres. Samtidig må det påregnes noe etterarbeid av resultatene for å få frem det som er nødvendig på en god måte.

De ulike virkningene av typiske forenklinger eller snarveier i prosjekteringsfasen er kontrollert for case-modellen. Det viser seg at noen har større innvirkning på resultatene enn andre, men den generelle trenden er at alle har et visst bidrag. Det verste tilfellet er når det er benyttet grunnforhold som ikke er representative, og som gir en betydelig økning i opptredende krefter i alle deler av konstruksjonen. Basert på funnene er det svært viktig at det utføres gode nok grunnundersøkelser for å fastsette det som danner grunnlaget for de seismiske parameterne i en modal analyse.

10 Anbefalinger

Resultatene i denne oppgaven viser at det er mulighet å forbedre skjærkapasiteten i den langsgående fugen til hulldekkene ved hjelp av fortannet sidekant. Denne løsningen bør derfor være interessant for elementleverandører å tilby, og det kan være store besparelser ved å unngå bruk av fordyrende konstruktive påstøp.

Undersøkelser som er blitt gjennomført viser at FEM-programmer kan brukes til å formidle krefter direkte fra en modal analyse. Dette forenkler kommunikasjonen mellom rådgivende ingeniør og elementleverandør. Det er derfor anbefalt at både elementleverandører og rådgivende ingeniører bør tilegne seg mer kompetanse knyttet til effektiv bruk av programvarer som gjennomfører en modal analyse.

En bør altså fase ut bruk av forenklete, og til dels svært konservative tilnærminger til formidling av resultat fra en modal analyse. Dette kan føre til fordyrende løsninger og anbefales derfor ikke.

Resultat fra undersøkelser i oppgaven viser at det noen parameterer i en modal analyse som har større betydning for resultatet enn andre. Ved en endring i grunntype fra A til C, vil en få en sterk økning i krefter i konstruksjonen. Det er derfor sterkt anbefalt å undersøke grunnforhold tidlig for å unngå ubehagelige overraskelser sent i prosjekteringsfasen. En bør også være forsiktig med å anta god grunntype dersom dette ikke er bekreftet.

I tillegg kunne det vært interessant å se på hvordan våre problemstillinger angripes i andre land der jordskjelv er et større problem enn i Norge. Japan, USA og Sør Amerika er land der kreftene er av en helt annen størrelse enn i Norge. Hvordan løser de eksempelvis modellering og skivevirkning her?

11 Referanser

- [1] Bistandsaktuelt, (funnet 11.05.18) Hentet fra:
<https://www.bistandsaktuelt.no/nyheter/nyheter---tidligere-ar/2012/forbereder-seg-pa-nye-jordskjelv/>.
- [2] Norsar, (Funnet 24.03.18) Hentet fra:
<https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/jordskjelvet-i-oslo-i-1904-article1281-933.html>.
- [3] O. R. Aarhaug, Geoteknikk, Trondheim: NKI, 1992.
- [4] Wikipedia the free encyclopedia, (Funnet 11. mars. 2018) Hentet fra:
https://no.wikipedia.org/wiki/Jorden#/media/File:Jordens_indre.png.
- [5] M. Budhu, "Soil Mechanics and Foundation", John Wiley & Sons Inc, 2010.
- [6] Norsar, (Funnet 23.03.18) Hentet fra:
<https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>.
- [7] Norsar, (Funnet 23.03.18) Hentet fra:
<https://www.jordskjelv.no/jordskjelv/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>.
- [8] Wikipedia the free encyclopedia, (Funnet 11. mars. 2018) Hentet fra:
https://en.wikipedia.org/wiki/Peak_ground_acceleration.
- [9] F. Irgens, «Dynamikk», Tapir Forlag, 1999.
- [10] A. K. Chopra, «Dynamics of Structures,» Prentice Hall, 2001.
- [11] D. A. Dazio, «Fundamentals of Structural Dynamics,» UME School, 2013.
- [12] G. S. O. Song. (Funnet 10.04.18). Hentet fra:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1738573316300067>.
- [13] Norsk Standard, NS-EN 1998-1:2004+ NA2014, Standard Norge, 2004.
- [14] S. I. Sørensen, "Betongkonstruksjoner - Beregning og Dimensjonering etter Eurokode 2", Tapir Forlag, 2009.
- [15] M. Maage, "Betong Regelverk, teknologi og utførelse", Byggenæringens Forlag, 2017.
- [16] Betongelementforeningen, "Bind B Avstivning og Kraftoverføring", Betongelementforeningen, 2017.
- [17] Betongelementforeningen, "Bind H Dimensjonering for Jordskjelv", Betongelementforeningen, 2011.

- [18] Betongelementforeningen, "Bind C Elementer og Knutepunkter, Betongelementforeningen", 2017.
- [19] Sintef Byggeforsk, "Teknisk Godkjenning Lett-Tak Takelementer" Sintef Byggeforsk, 2000.
- [20] M. Solheim, "FEM-Analyse av større skivekonstruksjoner av Lett-Tak" Universitet for Miljø og Biovitenskap, 2012.
- [21] Lett-Tak Systemer AS, «Lett-Tak Skiveberegninger,» Larvik, 2018.
- [22] D. L. Logan, "A first course in the Finite Element Method, Stamford", Cengage Learning, 2012.
- [23] H. Sonnerlind, (Funnet 13.03.2018) Hentet fra:
<https://www.comsol.com/blogs/singularities-in-finite-element-models-dealing-with-red-spots/>.
- [24] Rådgivende Ingeniøreres Forening, "Dimensjonering for Jordskjelv", Rådgivende Ingeniøreres Forening, 2010.
- [25] Norsk Standard, NS-EN 1990, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Standard Norge, 2002.
- [26] Autodesk, «Autodesk Robot Help Forum,», (Funnet: 25.03.18) Hentet fra:
<http://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2018/ENU/?guid=GUID-4365C83B-46AF-4614-BE9C-219E817226B7>.
- [27] M. S. Gambiro Soeprapto, «Effect of longitudinal joint on the shear-key of hollow core,», EDP Sciences, 2017.
- [28] Prensoland (Funnet 05.04.18). Hentet fra:
<https://www.prensoland.com/maquina/hollow-core-slabs-machines-indenting/>.
- [29] K. S. Elliot, Precast Concrete Structures, Second Edition, CRC Press, 2017
- [30] P.E. Moltu og S.T. Lied, «Beregning av bygg for Seismiske laster basert på tverrkraft-metode og modal-analyse,» Grimstad, 2017.
- [31] Byggesaksforskriften (SAK10), Direktoratet for byggkvalitet (Funnet 16.04.18). Hentet fra:
<https://dibk.no/byggeregler/sak/4/14/14-2/>

12 Vedlegg

- Vedlegg 1 - Formeloversikt
- Vedlegg 2 - Trinnvis dimensjonering
- Vedlegg 3 - Testmodell hulldekker
- Vedlegg 4 - Testmodell uhensiktsmessig avstivet
- Vedlegg 5 - Lastkombinasjoner modal analyse Kremmergården
- Vedlegg 6 - Makslaste på skjærvegger
- Vedlegg 7 - Referat og fremdriftsplan
- Vedlegg 8 - Beregning skjærkapasitet hulldekker
- Vedlegg 9 - Makslaste ved hulldekkeforbindelser
- Vedlegg 10 - Plantegninger
- Vedlegg 11 - Hulldekkeplaner
- Vedlegg 12 - A3-poster

Vedlegg 1

Formeloversikt

Kapittel	Formelnummer	Referansehenvisning	Referansepunkt
3.2.1	3.2.1	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	1.1 (1.1.1)
	3.2.2	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	1.5.1 (1.5.2)
3.2.2	3.2.3	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.1 (2.1.2)
	3.2.4	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.1 (2.1.1)
	3.2.5	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.1 (2.1.3)
	3.2.6	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.1 (2.1.4)
	3.2.7	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.1 (2.1.5/2.1.6)
	3.2.8	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.2 (2.2.1a)
	3.2.9	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.2 (2.2.2)
	3.2.10	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.2 (2.2.3)
	3.2.11	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.2.2 (2.2.6)
	3.2.12	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	2.2.2 (2.2.5)
3.2.3	3.2.13	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.1)
	3.2.14	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.3)
	3.2.15	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.5)
	3.2.16	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.6a)
	3.2.17	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.7)
	3.2.18	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.9)
	3.2.19	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1. 6b)
	3.2.20	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.1 (3.1.13a)
	3.2.21	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.1 (3.2.1)
	3.2.22	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.1 (3.2.3)
	3.2.23	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.1 (3.2.4)
	3.2.24	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.1 (3.2.4)
	3.2.25	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.1 (3.2.5)
	3.2.26	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.1 (3.2.5)
	3.2.27	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.2
	3.2.28	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.2
	3.2.29	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.2
	3.2.30	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.2
	3.2.31	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	3.2.2 (3.2.6)
3.2.4	3.2.32	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	1.7 (1.7.2)
	3.2.33	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	1.7 (1.7.1)
	3.2.34	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	1.7 (1.7.5)
3.2.6	3.2.35	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.2 (9.2.1)
	3.2.36	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.2 (9.2.2)
3.2.7	3.2.37	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.3 (9.2.4)
	3.2.38	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.3 (9.2.5)

Kapittel	Formelnummer	Referansehenvising	Referansepunkt
3.2.8	3.2.39	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.4 (9.2.7)
	3.2.40	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.4 (9.2.8)
	3.2.41	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.2.4 (9.2.10)
3.2.9	3.2.42	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3
	3.2.43	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3
	3.2.44	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3
	3.2.45	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3
	3.2.46	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3 (9.5.21)
	3.2.47	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3 (9.5.22)
	3.2.48	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3 (9.5.23)
	3.2.49	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3 (9.5.25)
	3.2.50	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.3
	3.2.51	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.1
	3.2.52	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.1
	3.2.53	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.1 (9.5.13)
	3.2.54	"Dynamics of Structures", Anil K. Chopra	9.5.1 (9.5.15)
3.3.2	3.3.1	Betongkonstruksjoner, Svein Ivar Sørensen	6.2 (6.3)
	3.3.2	Betongelementboken Bind H	
	3.3.3	Betongelementboken Bind H	4.4.2
	3.3.4	Betongelementboken Bind H	4.4.2
	3.3.5	Betongelementboken Bind H	4.4.2
3.4.1	3.4.1	"A first course in the finite element method", Daryl L. Logan	1.4 (1.4.2)
	3.4.2	"A first course in the finite element method", Daryl L. Logan	1.4
	3.4.3	"A first course in the finite element method", Daryl L. Logan	1.4. (1.4.5)
	3.4.4	"A first course in the finite element method", Daryl L. Logan	1.4. (1.4.6)
3.5	3.5.1	NS-EN 1998+NA2014	NA.3.2.1(4)
	3.5.2	RIF-Hefte Dimensjonering for Jordskjelv	3.1 (3-1)
	3.5.3	RIF-Hefte Dimensjonering for Jordskjelv	3.1 (3-2)
	3.5.4	RIF-Hefte Dimensjonering for Jordskjelv	3.1 (3-3)
6.3	6.3.1	NS-EN 1998+NA2014	4.3.2(1)
	6.3.2	NS-EN 1998+NA2014	4.3.3.3.1(3)
	6.3.3	NS-EN 1998+NA2014	4.3.3.3.1(5)
	6.3.4	NS-EN 1998+NA2014	4.3.3.3.1(5)
	6.3.5	NS-EN 1998+NA2014	4.3.3.3.2(1)
	6.3.6	RIF-Hefte Dimensjonering for Jordskjelv	8.5.5
	6.3.7	RIF-Hefte Dimensjonering for Jordskjelv	8.5.5

Vedlegg 2

Trinnvis dimensjonering i henhold til Eurokode 8 og kontroll utelatelseskriterier

I det første delkapittelet blir det gjennomført en trinnvis dimensjonering i henhold til Eurokode 8 og fremgangsmetoden er basert på forprosjektet [30] :

Steg 1: Bestem spissverdi for berggrunnens akselrasjon, a_{g40Hz}

Vår case-modell er et kontorbygg i Ålesund. Verdien for tilfellet er dermed 0,8.

Steg 2: Bestem seismisk faktor γ_I kontrollere utelatelseskriterium 1

Seismisk klasse for kontorbygg er klasse 2. Dette fører til at seismisk faktor settes til 1,0. Siden bygget ikke har seismisk klasse 1, og utelatelseskriterium 1 kan ikke anvendes.

Steg 3: Beregn dimensjonerende grunnakselrasjon a_g

$$a_g = a_{g40Hz} \times \gamma_I \times 0,8 = 0,8 \times 1,0 \times 0,8 = 0,64 \text{ m/s}^2$$

Steg 4: Bestem verdi av konstruksfaktor q

Konstruksjonsfaktor $q=1,5$ er valgt fordi bygget skal dimensjoneres etter regelverket som gjelder lav-duktilitet.

Steg 5: Bestem grunntype A-E

Velger grunntype A fordi bygget er fundamentert på fjell/fjellformasjoner.

Steg 6: Bestem forsterkningsfaktor S for grunnforholdene, kontrollere utelatelseskriterium 2

Fra grunntype A er forsterkningsfaktoren S lik 1.

$$a_g \times S = \gamma_I \times 0,8 \times a_{g40Hz} \times S < 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

$$1 \times 0,8 \times 0,8 \times 1 = 0,64 \text{ m/s}^2 < 0,49 \text{ m/s}^2, \text{ utelatelseskriterium 2 er ikke oppfylt.}$$

Konstruksjonen tilfredsstiller krav om duktilitet for duktilitetsklasse DCL. Dermed kan konstruksjonen beregnes i duktilitetsklasse lav.

Steg 7: Bestem parametrene T_B , T_C og T_D

Valgt grunntype er bestemmende for verdiene av de ulike knekkpunktene i det elastiske responsspekteret. Av figur 3.34 Grunntype B følgende verdier:

$$T_B = 0,1 \text{ s}$$

$$T_C = 0,2 \text{ s}$$

$$T_D = 1,7 \text{ s}$$

Steg 8: Beregne den tverrkoeffisient C_t første egensvingperioden T , avstivningskoeffisient C_t og det elastiske dimensjonerende responspekteret $S_d(T)$. Kontrollere utelatelseskriterium 3

Beregner verdien av T_1 forenklet gitt av:

$$c_t \times h^{3/4} = 0,050 \times 22,2^{3/4} = 0,51 \text{ s}$$

Siden første egensvingperiode T_1 er lik 0,51s skal formel i punkt nr 3 benyttes. Dette gir at:

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \times a_g$$

$$S_d(T) = 0,64 \times 1,3 \times \frac{2,5}{1,5} \times \frac{0,2}{0,51} = 0,42$$

$$\beta \times a_g = 0,2 \times 0,64 = 0,128 < S_d(T)$$

Dersom det dimensjonerende elastiske spekteret $S_d(T) < 0,49 = 0,05 \times 9,81 \text{ m/s}^2$ er videre påvisning mot jordskjelv ikke nødvendig. $S_d(T)$ er større enn $0,49 \text{ m/s}^2$, og utelatelseskriterium 3 er derfor ikke oppfylt.

Steg 9: Baseskjæret beregnes og sammenlignes mot vindlast. Kontrollere utelatelseskriterium 4

Vindlast er ikke vurdert i oppgaven, og baseskjæret kan derfor ikke sammenlignes mot vindlast.

Steg 10: Berening av seismiske laster i bygget ved hjelp av tverrkraftmetoden eller modal analyse.

Seismiske laster er beregnet ved hjelp av modal analyse. Tverrkraftmetoden kan ikke benyttes for Kremmergården fordi konstruksjonen ikke tilfredsstillt krav til regularitet.

Vedlegg 3

Testmodell for beregning av hulldekker i Robot

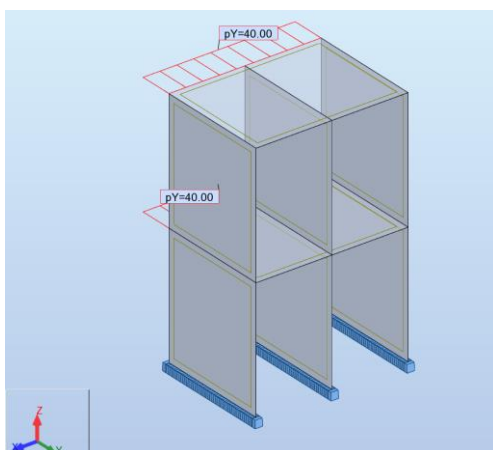
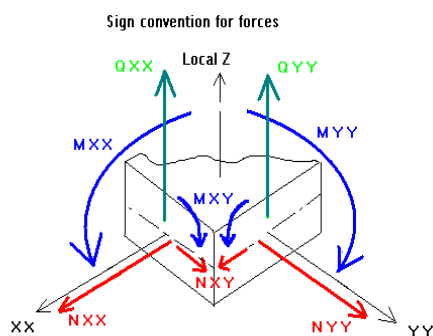
Testmodellen er produsert for å kontrollere lastvirkninger og for å poengtere hva som hentes ut ifra FEM-programmet. Modellen består av 2 etasjer med hulldekker fritt opplagt på avstivende plaststøpte betongvegger. Elementinndelingen er 0,25x0,25. Vi tar for oss øverste etasje som har en jevnt fordelt linjelast på 40 kN/m . Bredden på bygget er 6 meter, lengden er 8 meter

For at en elementleverandør skal kunne prosjektere et hulldekke trenger de følgende informasjon fra en modal analyse:

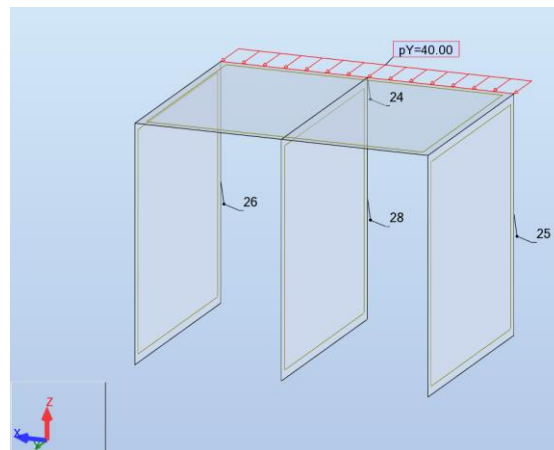
- Normalkraftdiagrammer for dimensjonering av dekkeskiver
- Maksimale opptredende skjærkrefter N_{xy} i alle dekker
- Maksimal påkjenning fra hulldekket på skjærvegger

Benevning for krefter i planet i Robot Structural Analysis 2018

- N_{xx} = Normalkraft i x retning (trykk og strekk), generert av moment i x-retning M_{xx}
- N_{yy} = Normalkraft i y retning (trykk og strekk), generert av moment i y-retning M_{yy}
- N_{xy} = Skjærkraft (Positivt og negativt fortegn)



Figur: Testmodell



Opplagerkrefter i vegg

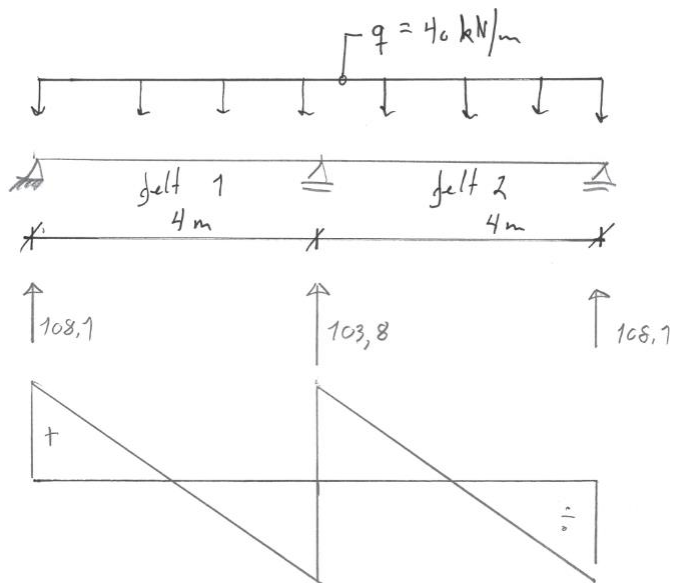
Hvordan kraftfordelingen til veggene utarter seg er avhengig av de ulike bygningselementenes tilhørende skjærstivhet og bøyestivhet samt opplagingsbetingelser i knutepunkter og basenivå. Ved å se på tabellverdiene vil opplaggskreftene fordele seg slik:

$$\text{Sum resulterende last } N = q * l = 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 8\text{m} = 320 \text{ kN}$$

Opplaggskrefter i vegger ved handberegning:

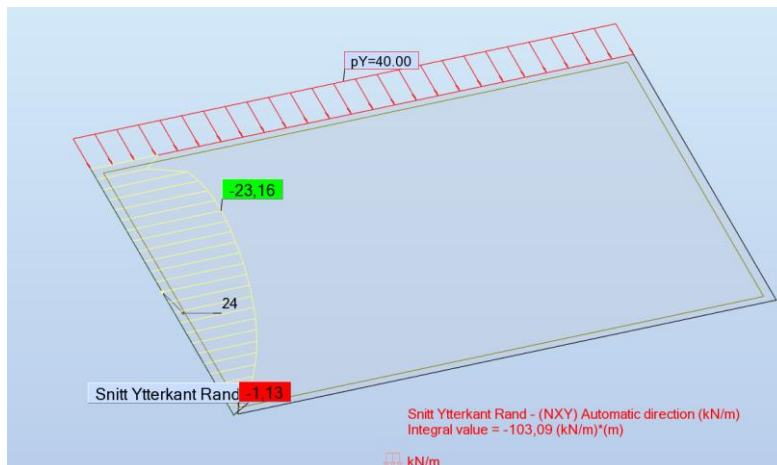
Vegg/Panel	Kraft (kN)
26	-108,1
28	-103,8
25	-108,1
Sum Opplaggslast	320,0 kN

Som gir følgende form på skjærdiagrammet:



Figur: Skjæradiagram felt 1 og 2 basert på resultat fra testmodell i Robot

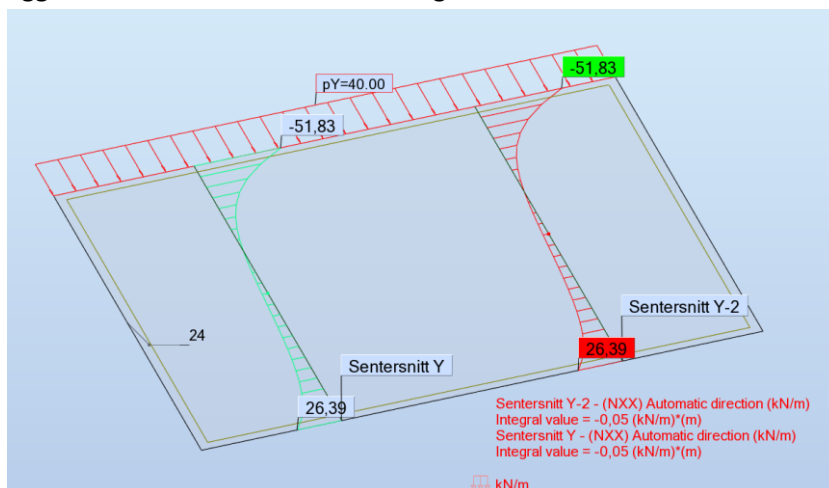
Verdiene for skjærkreftene er mulig å hente ut i aktuelle snitt i programvaren ved å benytte seg av Cut-funksjonen under fanen «panel cuts». Integralverdien på 103,09 kN angir den totale opplagerkraften i vegg som er noe ulik den som er innhentet fra tabellverdiene. Differansen er neglisjerbar, og kommer av at programvaren presenterer resultatene på to ulike metoder, samt hvor snittet tas i elementnettet. Dette viser at integralverdier av snitt i hulldekkene kan angi total skjærbelastning for hele lengden. Dette kan brukes som input i beregning av innfestning mot skjærvegg og for beregning av randstrekk.



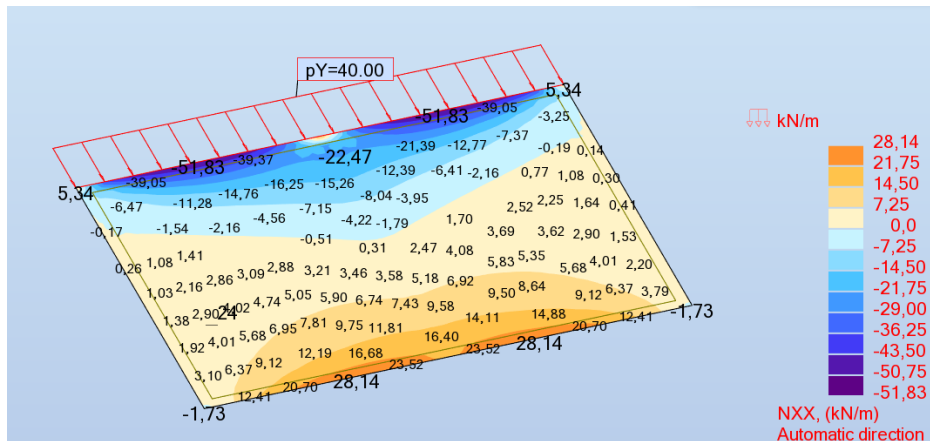
Figur: Integralverdi 103,09 angir total opplagerkraft i vegg

Strekk og trykkrfter (Normalkrefter) i hulldekke

Ved å snitte dekket i ulike posisjoner er det mulig å hente ut Normalkrefter (strekk og trykk) samt skjærkrefter. Normalkraft (strekk og trykk snittet midt i felt 1 og felt 2) angir trykkraft på 51,83 kN og strekkraft 26,4 kN som vist på figur 7-5. Dette kan også underbygges ved å benytte seg av kart-funksjonen som presenterer verdier i senter av de ulike elementene i elementinndelingen. Av kartfunksjonen kan en da danne seg et bilde hvor strekk/og trykksone for de ulike lasttilfellene ligger. Dette viser at det er fint mulig å finne aktuelle krefter for dimensjonering av horisontalskiven.



Figur: Trykk og skjærkrefter i hulldekke i testmodellen



Figur: Oversikt over maks trykk og strekkrefter i testmodellen.

Sammenligning av strekkrefter fra Robot testmodell med tradisjonell metode:

Maksimalt trykk og skjærkrefter kan en også finnes ved formler oppgitt i regelverk og betongelementboken. Dette vil gi en god pekepinn på om resultatene fra Robot er relevante og reelle.

For å finne ut om maksimale strekkrefter, kan en benytte tradisjonell bjelketeori. Maksimale moment finner vi ved $X=2\text{m}$:

$$M_{\text{maks}} = 108,9\text{kN} \times 2\text{m} - (40/2)\text{ kN/m} \times 2\text{m} = 136,2\text{ kNm}$$

Der 108,9kN er opplagerkraft og 40kN/m er påsatt vindlast. Momentet på 136,2 kNm vil resultere i en strekkraft på «undersiden» av bjelken, og i henhold til betongelementboken bind H punkt 5.1.2.1, blir strekkraften:

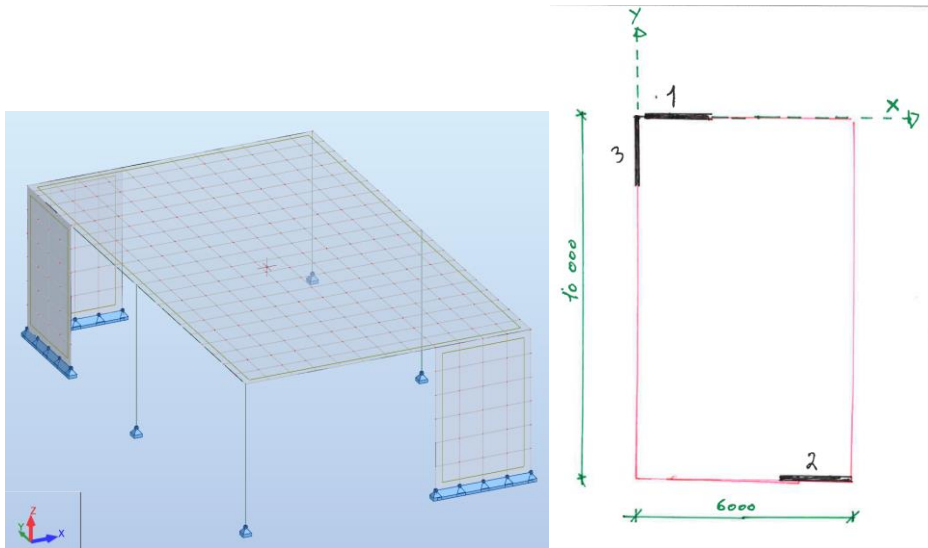
$$N_{xx} = 136,2\text{ kNm} / (6-0,3\text{m}) \times 0,8 = 29,8\text{ kN}$$

Resultatet fra tradisjonell beregning (29,8 kN) stemmer godt overens med maksimal strekk i Robot (28,14kN). Resultatene kan dermed brukes som input til beregning av randstrekk for randarmering. Her vil det også være et bidrag fra skjærkreftene, og de kan bli funnet ved å snitte hulldekket i Y-retning ved $X=2\text{m}$ og benytte integralverdien som Robot oppgir.

Vedlegg 4

Testmodell for illustrasjon av uhensiktsmessig avstivning

Vi tar for oss et regulært skivebygg bestående av 3 avstivende skiver forbundet til en stiv horisontal skive. Utvendige mål er 6x10 meter med en etasjehøyde på 3,5m. Det antas at skivene er uarmerte, urisset (Stadium 1) og at de fungerer enkeltvis. Modellen er statisk bestemt og det er relativt enkelt å regne seg frem til stivhetscenteret for bygget.



Figur: Eksempelskisse for utregning av kraftfordeling

Stivhet av skivene beregnes etter formler gitt i betongelementboken bind B og H. [16]

$$\text{Forskyvning } \Delta t = \frac{F_i}{K} = \frac{F_i}{K_b} + \frac{F_i}{K_s}$$

$$\text{Bøyestivhet } K_b = \frac{3EI}{H^3}$$

$$\text{Skjærstivhet } K_s = \frac{EA}{3h}$$

$$\text{Sum stivhet } K = K_b + K_s = \left(\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s} \right)^{-1}$$

$$\text{Tregghetsmoment } I = \frac{txL^3}{12}$$

$$\text{Areal } A = txL$$

$$E_{cm} = 34\,000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{lengde vegg} = 2m$$

$$\text{veggykkelse } t = 0,2m$$

Skive	Sterk akse	L (m)	h (m)	I (m ⁴)	A (m ²)	K _b (kN/m)	K _s (kN/m)	K (kN/m)
1	K _x	4,2	3,5	1,235	0,840	2937,6	2720,0	1412,3
2	K _x	4,2	3,5	1,191	0,830	2833,9	2687,6	1379,4
3	K _y	5,2	3,5	2,277	1,030	5415,8	3335,2	2064,1

Input for stivhet av vegger er fra valgt 0-system (Y-X akse) jfr figur til veggens tyngdepunkt.

Skive	1	2	3	Sum
X (m)	1	5	0	
Y(m)	0	-10	-1	
Kx	1412,3	1379,4	0,0	2791,7
Ky	0,0	0,0	2064,1	2064,1
x*Ky	0	0	0	0,0
y*Kx	0	-	0	-13794,2

Dersom tyngdepunktet TP antas å ligge i senter ved koordinat (X=3000,Y=-5000) kan plassering av byggets stivhetssenter fra aksekryss Y-X jfr figur er beregnes etter følgende formel:

$$X_t(m) = \frac{x \cdot K_y}{K_y} = \frac{0 \text{ kN/mxm}}{2064,1 \text{ kN/m}} = 0m$$

$$Y_t(m) = \frac{y \cdot K_x}{K_x} = \frac{-13794,2 \text{ kN/mxm}}{2791,7 \text{ kN/m}} = -4,9 m$$

For å regne med usikkerheter i plassering av disse punktene skal det legges til en eksentrisitet på 5 prosent for X og Y-retning. Differanser mellom tyngdepunkt og stivhetssenter er det som fører til rotasjonskrefter som må tas opp av avstivende skiver.

Nytt tyngdepunkt for bygget blir som følger:

$$TP_x = TP \pm 0,05 \cdot Lx = 3 + 0,05 \cdot 6 = 3,3m \text{ eller } 2,7m$$

$$TP_y = TP \pm 0,05 \cdot Ly = -5 + 0,05 \cdot 10 = 5,5m \text{ eller } 4,4m$$

Plasseringen for tyngdepunkt er som følger: (3,3;-5,5) eller (2,7;-4,5) som gir eksentrisitet i forhold til stivhetssenteret som utregnet tidligere.

$$E_x = X_t(m) - TP_x = 0 - 3,3m = -3,3m$$

$$E_y = Y_t(m) - TP_y = -4,9 + 4,4m = -0,5m$$

Velger å se på kraftfordelingen til de avstivende skiver med en teoretisk horisontal last på 50 kN for valgt avstivningssystem.

Rotasjonsstivhet for bygget er gitt ved tabell nedenfor

Skive	1	2	3	Sum
$x=x_i-x_t$	1,0	5,0	0,0	
$y=y_i-y_t$	4,9	-5,1	3,9	
$x \cdot K_y$	0	0	0	0,000
$y \cdot K_x$	6978,3454	-6978	0	0,000
$x^2 \cdot K_y$	0	0	0	0,000
$y^2 \cdot K_x$	34480,662	35303	0	69783,454
		K-rotasjon		69783,454

Ut ifra utregnet rotasjonsstivhet kan fordelingen av krefter beregnes etter følgende formel:

$$V_{xi} = -F_{ix} \times \left(\frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \right) + M_T \times \left(\frac{K_{xi} \times y_i}{K_{rot}} \right) \text{ henholdsvis for translasjon og rotasjon}$$

$$V_{yi} = -F_{iy} \times \left(\frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} \right) + M_T \times \left(\frac{K_{yi} \times x_i}{K_{rot}} \right) \text{ henholdsvis for translasjon og rotasjon}$$

Kraftfordeling i X retning:

Fx:	50	kN	
Moment grunnet Eksentrisitet	25,0	Knm	(Fx*Ey)

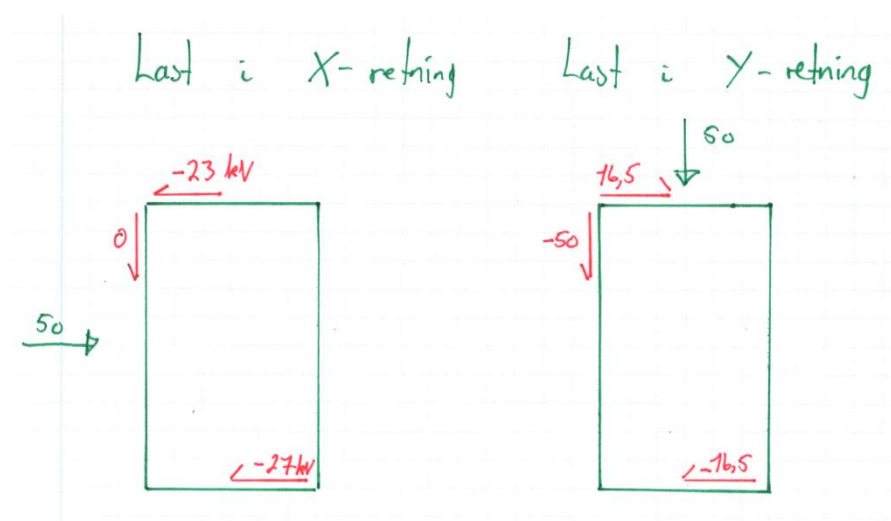
Skive	1	2	3	Sum
Translasjon				
Hx (kN)	-25,29	-24,71	0,00	-50,00
Hy (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
Rotasjon				
Hx (kN)	2,50	-2,50	0,00	0,00
Hy (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
Sum				
Hx (kN)	-22,79	-27,21	0,00	-50,00
Hy (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00

Kraftfordeling i Y-retning:

Fy:	50	kN	
Moment grunnet Ey:	165,0	Knm	(Fy*Ex)

Skive	1	2	3	Sum
Translasjon				
Hx (kN)	0	0	0	0,00
Hy (kN)	0,00	0,00	-50,00	-50,00
Rotasjon				
Hx (kN)	16,50	-16,50	0,00	0,00
Hy (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
Sum				
Hx (kN)	16,50	-16,50	0,00	0,00
Hy (kN)	0,00	0,00	-50,00	-50,00

Statisk modell som følger av kreftene i X og Y-retninger gitt nedenfor



Av resultatet kan man se at den uheldige eksentrisiteten gir relativt store momentkrefter sett ut ifra lasten. Dette viser viktigheten av hensiktsmessig plassering av avstivende elementer. Symmetrisk avstivning dersom dette er mulig er det beste, dvs at stivhetssenteret er sammenfallende med tyngdepunktet.

Vedlegg 5

Lastkombinasjoner Modal Analyse Kremmergården:

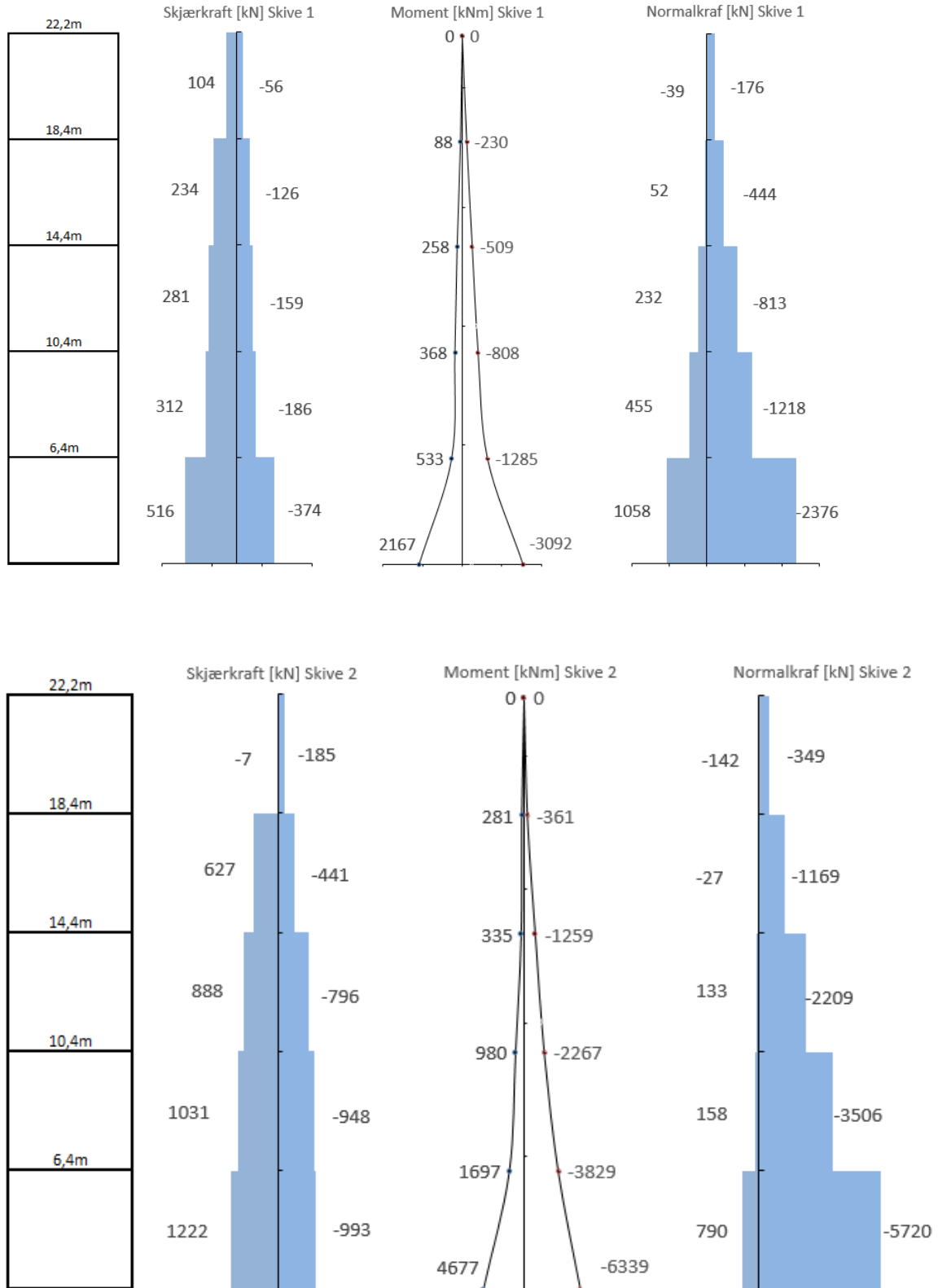
Lastnummer	Beskrivelse Hovedlaster
1	Egenvekt
2	Nyttelast kontor
3	Snølast
4	Påført Egenlast
6	Modal
7	Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2014 Direction_X
8	Seismic-NS-EN 1998-1:2004/NA:2014 Direction_Y
17	Tilleggsmoment Mx
18	Tilleggsmoment My

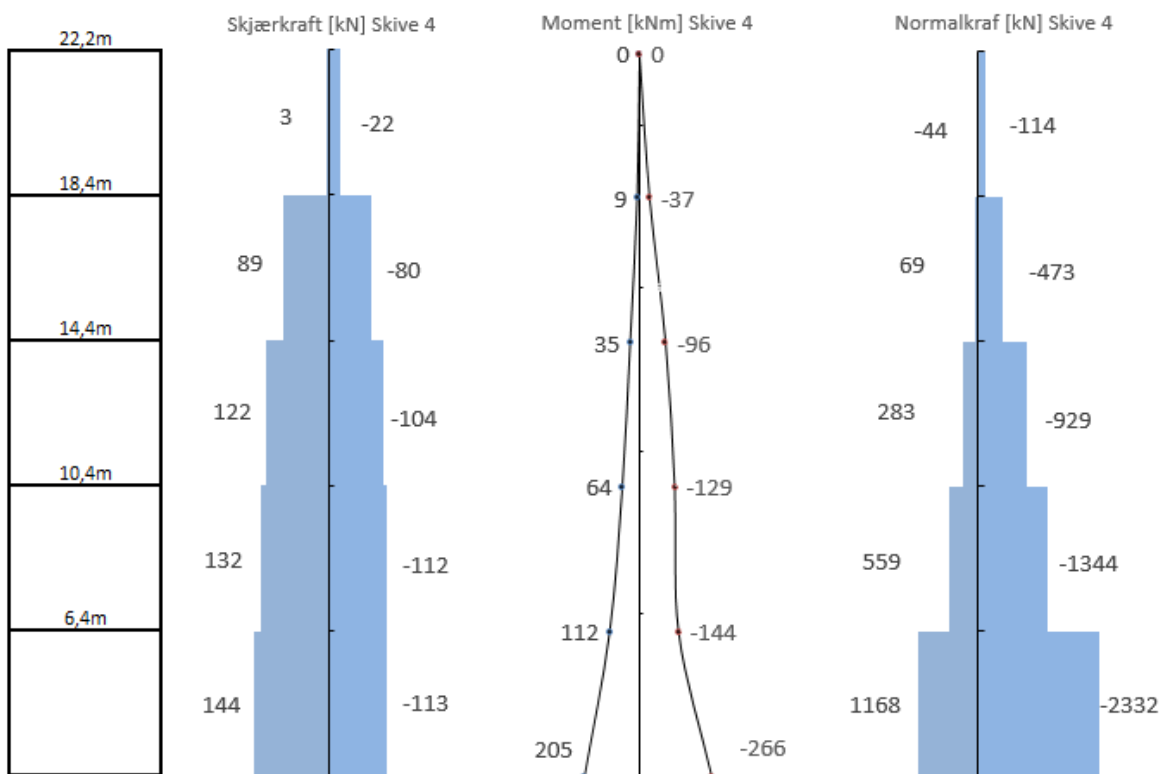
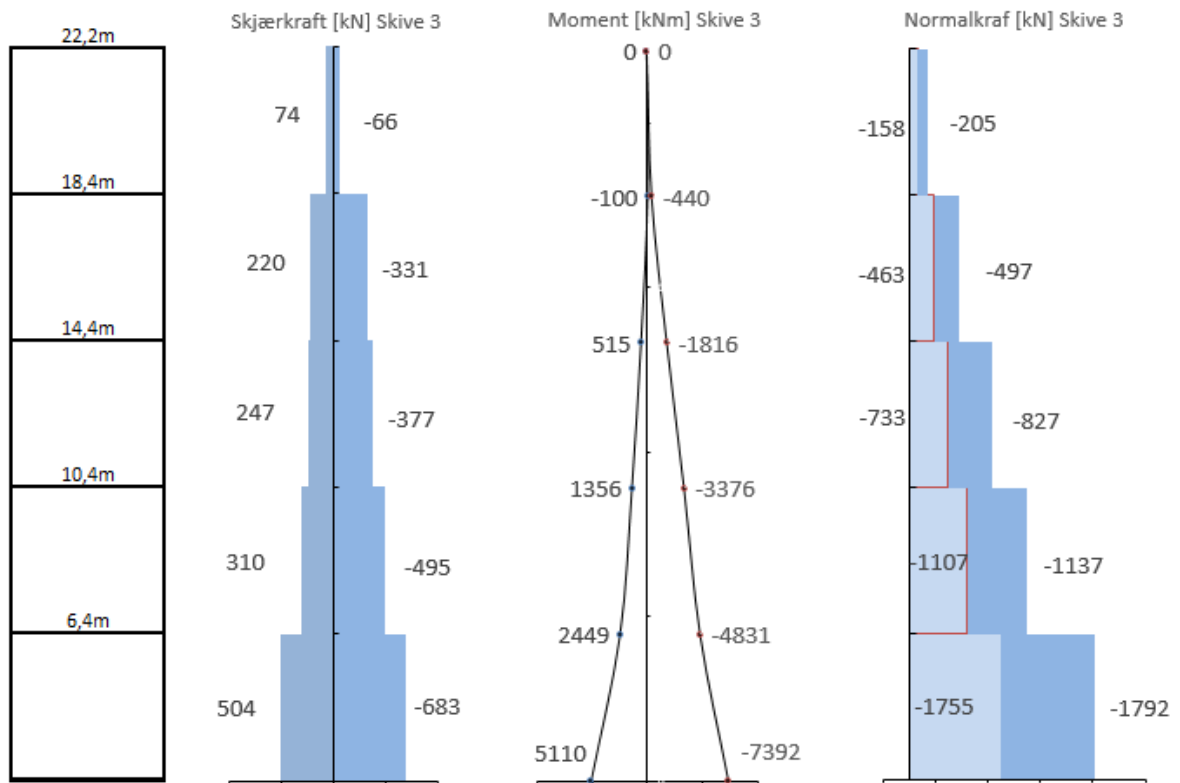
Lastkombinasjoner:

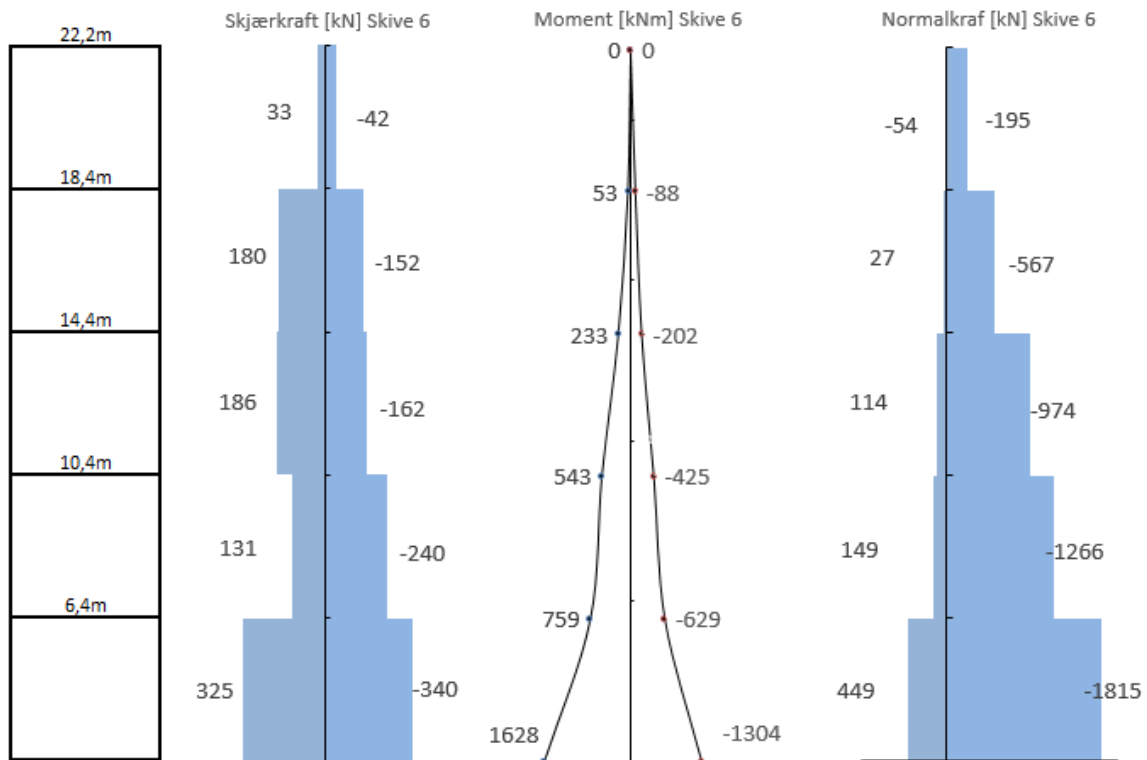
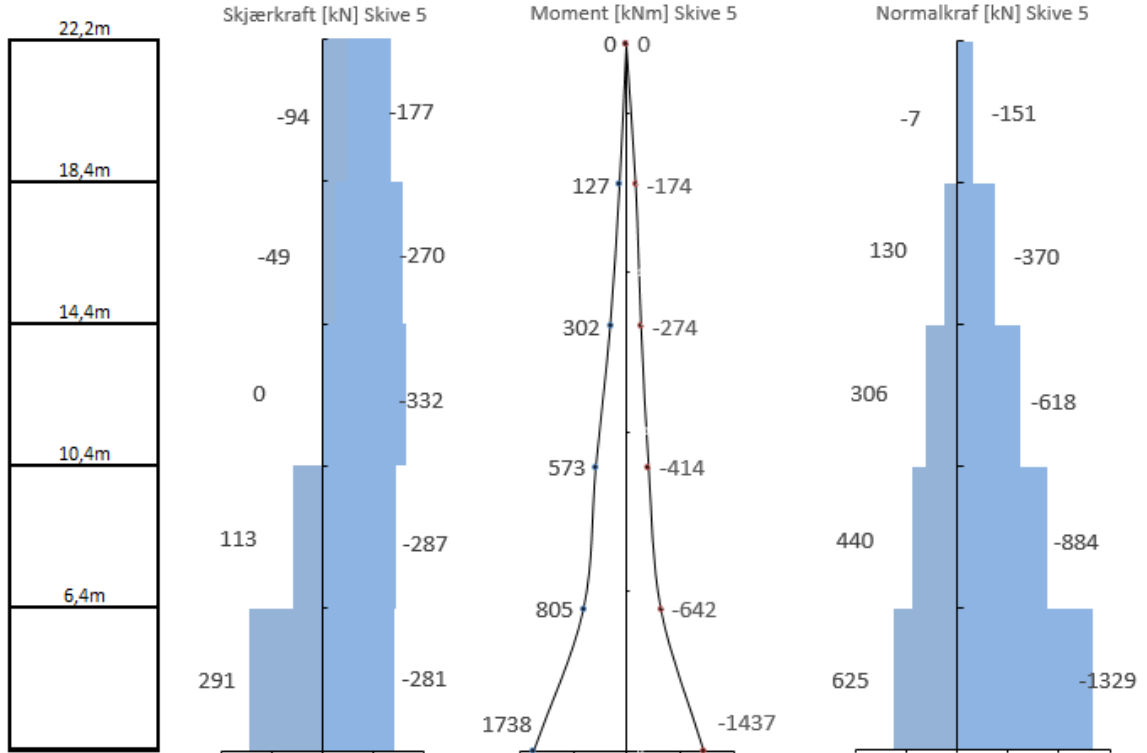
Lastnummer	Navn	Definisjon av lastkombinasjon
9 (C) (CQC)	ACC-1	$(1+4+7)*1.00+3*0.20+(2+8)*0.30$
10 (C) (CQC)	ACC-2	$(1+4+7)*1.00+8*-0.30+2*0.30+3*0.20$
11 (C) (CQC)	ACC-3	$(1+4)*1.00+(2+8)*0.30+3*0.20+7*-1.00$
12 (C) (CQC)	ACC-4	$(1+4)*1.00+2*0.30+3*0.20+7*-1.00+8*-0.30$
13 (C) (CQC)	ACC-5	$(1+4+8)*1.00+(2+7)*0.30+3*0.20$
14 (C) (CQC)	ACC-6	$(1+4)*1.00+(2+7)*0.30+3*0.20+8*-1.00$
15 (C) (CQC)	ACC-7	$(1+4+8)*1.00+2*0.30+3*0.20+7*-0.30$
16 (C) (CQC)	ACC-8	$(1+4)*1.00+2*0.30+3*0.20+7*-0.30+8*-1.00$
19 (C) (CQC)	ACC-9	$(9+17)*1.00$
20 (C) (CQC)	ACC-10	$(9+18)*1.00$
21 (C) (CQC)	ACC-11	$(10+17)*1.00$
22 (C) (CQC)	ACC-12	$(10+18)*1.00$
23 (C) (CQC)	ACC-13	$(11+17)*1.00$
24 (C) (CQC)	ACC-14	$(11+18)*1.00$
25 (C) (CQC)	ACC-15	$(12+17)*1.00$
26 (C) (CQC)	ACC-16	$(12+18)*1.00$
27 (C) (CQC)	ACC-17	$(13+17)*1.00$
28 (C) (CQC)	ACC-18	$(13+18)*1.00$
29 (C) (CQC)	ACC-19	$(14+17)*1.00$
30 (C) (CQC)	ACC-20	$(14+18)*1.00$
31 (C) (CQC)	ACC-21	$(15+17)*1.00$
32 (C) (CQC)	ACC-22	$(15+18)*1.00$
33 (C) (CQC)	ACC-23	$(16+17)*1.00$
34 (C) (CQC)	ACC-24	$(16+18)*1.00$

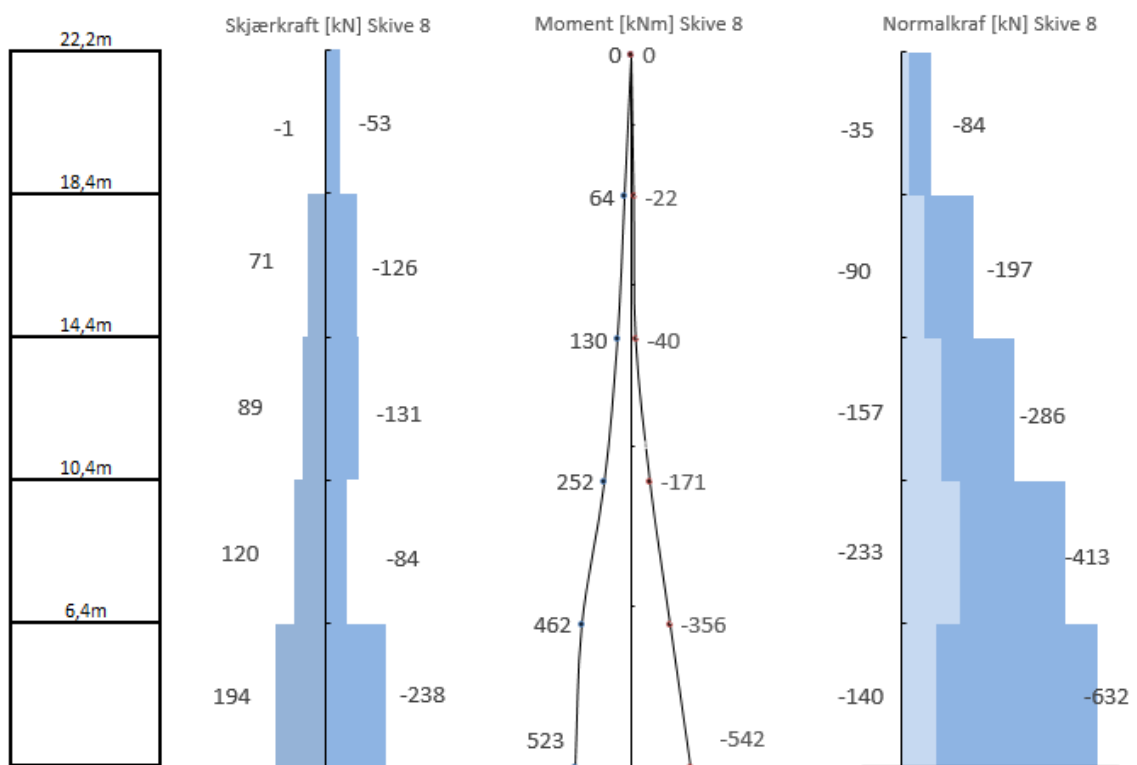
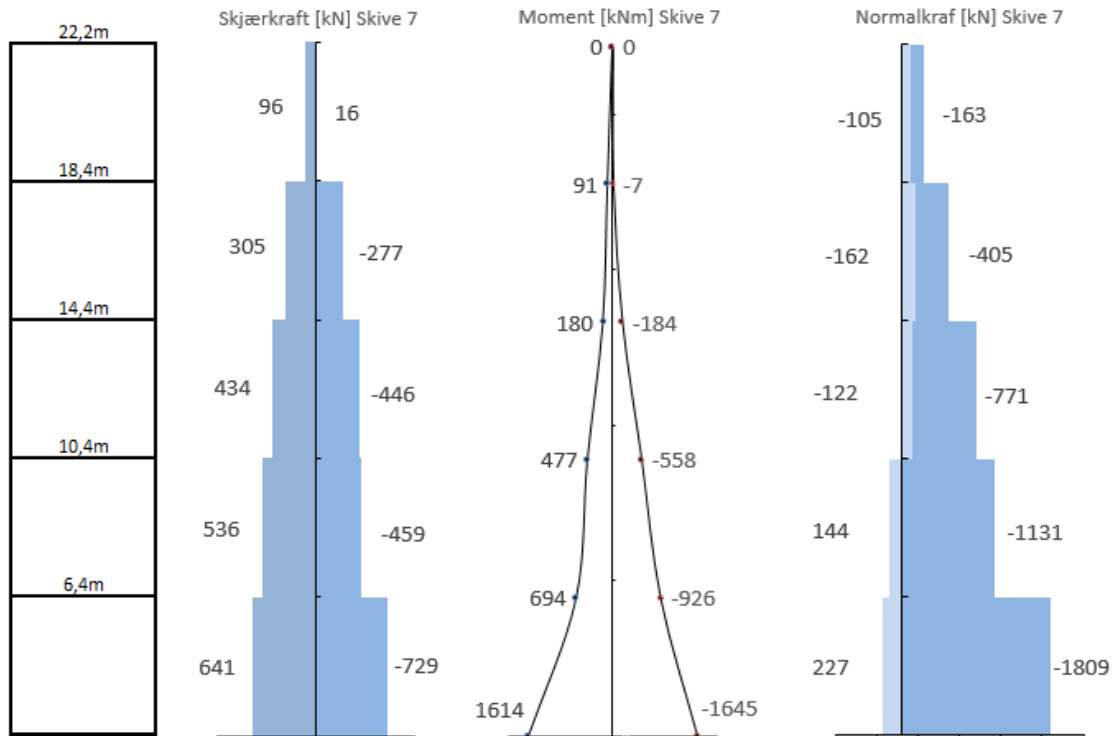
Vedlegg 6

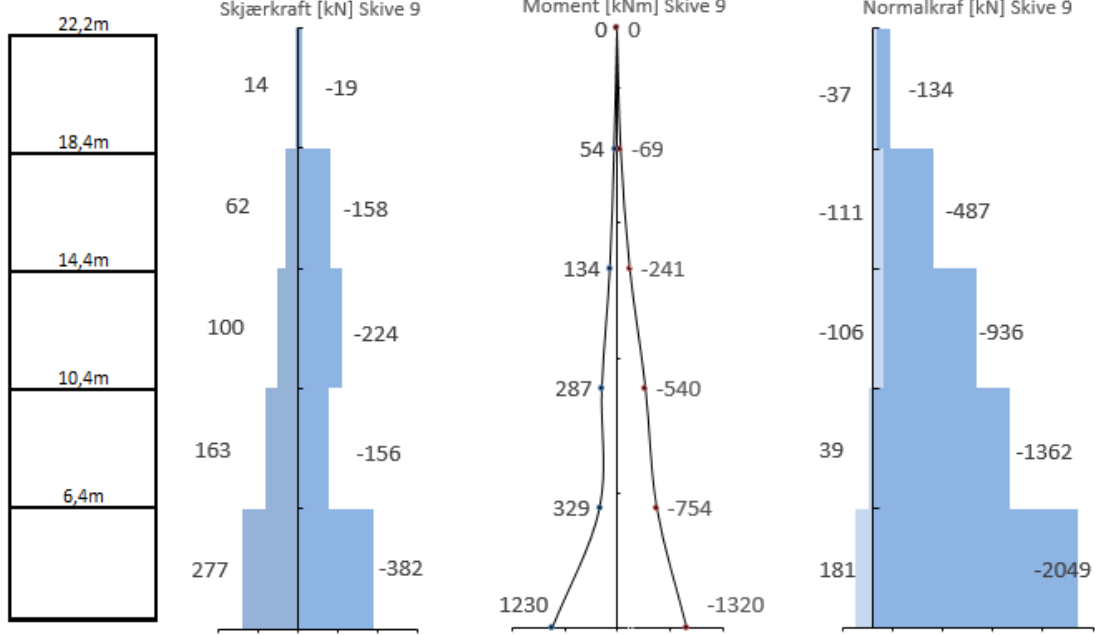
Makslaster Skjærvegger – Resultat fra modal analyse av Kremmergården:











Vedlegg 7

Referat og fremdriftsplan

I denne masteroppgaven har kommunikasjon med veileder hovedsakelig skjedd gjennom ukentlige møter på Skype. Den ukentlige veiledningen har vært til stor hjelp siden vi ofte fikk muligheten til å diskutere og få hjelp til ulike utfordringer vi møtte på å studiet. Det har vært en ryddig og god kommunikasjon med veileder. Vi har stort sett holdt oss til tidsplanen som var planlagt i fremdriftsplanen. Referat fra oppstartsmøtet med Spenncon er lagt ved:

Oppstartsmøte Spenncon

Viser til møtet hos Spenncon 09.01.2018 der vi diskuterte et samarbeid i forbindelse med vår masteroppgave.

Forprosjektet høsten 2017 bestod i stor grad av seismiske analyser av et kontorbygg i Ålesund. I oppgaven studerte vi blant annet:

- Dynamikk
- Eurokode 8 og teorien som den bygger på
- Ulike analysemetoder for seismiske laster.
- Konsekvenser for seismiske laster ved endringer/økninger i stivhet og masse for etasjeskillere.

Masteroppgaven skal bygge på forprosjektet. Og vi har derfor valgt et case-studie (Kremmergården Kjøpesenter i Ålesund) som vi skal benytte.

Opgaven må være noe mer enn en ren dimensjoneringsoppgave. Gjerne at vi løser en problemstilling som er aktuell.

I forbindelse med møtet har det kommet frem at det svært ofte oppstår problemer med kapasitetene til hulldekkene. I mange tilfeller er de seismiske lastene ofte så store at det blir nødvendig med fordyrende tiltak (Påstøp, nedstøpte flattstål, fagverk) som øker kapasitetene til hulldekkene. De fordyrende tiltakene øker med graden av unøyaktig modellering eller «feil» i oppgitte laster.

Det kan være interessant å se på hvordan disse kapasitetene / grenseverdiene som hulldekkelieferandørene benytter seg av kan tøyes, og om det er mulig å løse dette på bedre måter.

Aktuelle temaer og mål med oppgaven:

- Hvordan modellere godt nok og nøyaktig nok for bruk til dimensjonering. (Elementtyper, lagerbetingelser, mesh, etc. Kort sagt: Fornuftig detaljnivå på modellering.
- Hvordan kommunisere resultater fra en modal seismisk analyse på best mulig vis. Det vektlegges at det i stor grad skal benyttes programvare for dette.
- Hvordan hente ut aktuelle krefter direkte fra Robot til bruk i dimensjonering?
- Hulldekkedimensjonering. Sette seg inn i hvordan systemer av hulldekker fungerer.
- Samfunnspektiv: Økonomi. Hvilke kostnader følger kombinasjon «dårlig» modellering og uhensiktsmessig dimensjonering.
- Forskningsbasert: Er det mulig å løse problemer med grenseverdier for kapasiteter i hulldekker på en bedre måte. Kan det være aktuelt med tester? Fullskala? Evt nedjusterte tester?
- Hvilken grad av sikkerhet har vi i modellering og dimensjonering. Fare for kollaps?

Forskerspørsmål må genereres ut ifra ovennevnte temaer.

Vedlegg 8

Beregning av skjærkapasitet hulldekker

Kapasiteter ved ulike bruddmodeller og hulldekketykkelser, med og uten fortannet sidekant

Dermed blir det tre bruddmodeller:

1. Trykkdiagonaler i betong i øvre og nedre sjikt av skiven samt strekkstaver av armering.
2. Skjærbrudd eller rent strekkbrudd i øvre og nedre sjikt.
3. Skjærbrudd i fuge

Bruddmodell 1 er ikke dimensjonerende for selve elementene

Bruddmodell 2 og 3 er sammenlignet i tabellen nedenfor for ulike hulldekketykkelser.

Beregningene er basert på betongelementboken Bind C, kapittel 13.1.2

Ved beregning i DCL er øvre grense for skjærspenning 0,19 MPa Bind H 4.4.2 ($0,15 \times \gamma_c / \gamma_c \text{ DCL} = 0,15 \times 1,5 / 1,2 = 0,19 \text{ MPa}$)

Ved fortannet sidekant i hulldekke kan øvre grense for skjærspenning settes som 0,5625 MPa ($0,45 \times \gamma_c / \gamma_c \text{ DCL} = 0,45 \times 1,5 / 1,2 = 0,5625 \text{ MPa}$)

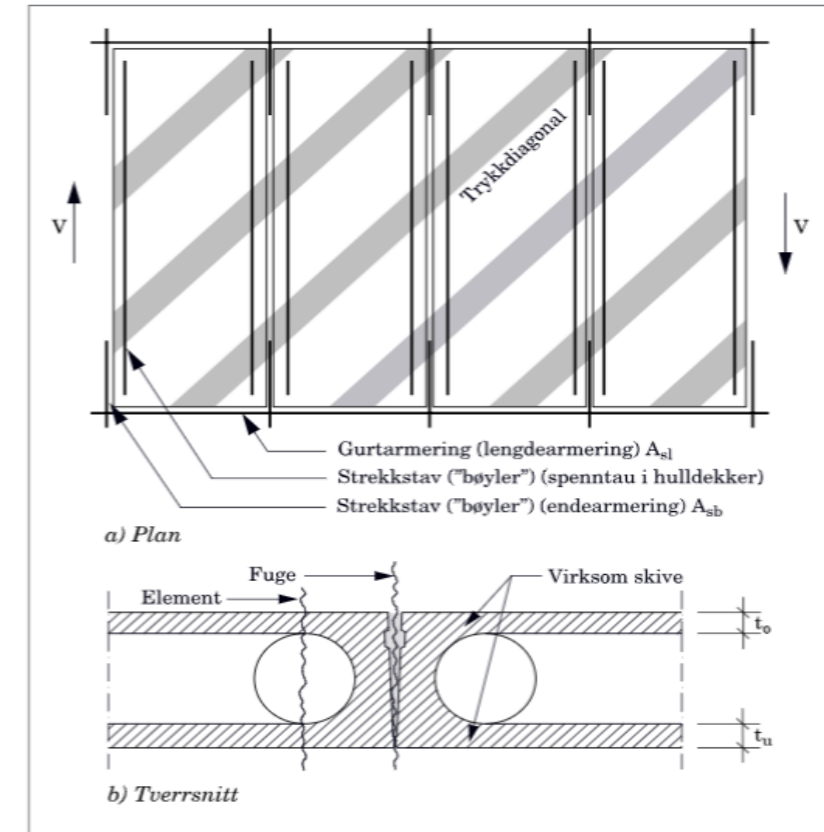
Hulldekke høyde [mm]	Fugehøyde [mm]	$b_w = t_0 + t_u$ [mm]	$VR_d, c=1,025 \times b_w$	Maks tillatt skjærspenning [Mpa]	Maks tillatt skjærspenning [Mpa]	Maks tillatt skjærspenning [Mpa]	Dimensjonerende bruddmodell ved hulldekke med fortanning:	Prosentvis økning av kapasitet med fortannet hulldekke
200	0,17	45	46	0,38	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	102 %
	0,17	60	62	0,51	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	169 %
265	0,235	73	75	0,45	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	137 %
	0,235	80	82	0,49	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	160 %
320	0,29	75	77	0,38	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	97 %
	0,29	80	82	0,40	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	111 %
400	0,37	100	103	0,39	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	106 %
	0,37	100	103	0,39	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	106 %
500	0,47	100	103	0,31	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	62 %
	0,47	105	108	0,32	0,19	0,56	Bruddmodell nr 2	70 %

	Maks tillatt skjærspenning ved brudd i øvre eller nedre sjikt (Bruddmodell nr.2)
	Maks tillatt skjærspenning i fuge uten fortannet sidekant (Bruddmodell nr.3)
	Maks tillatt skjærspenning i fuge med fortannet sidekant (Bruddmodell nr.3)

Antar lengde hulldekke 12m:

Lengde	12 m
Effektiv høyde	11,7 m
Momentarm	8,4825
Fratrekk effektiv høyde	0,3 m
Momentarm z- faktor	0,725 m

Det er relativt små endringer ved endring av lengde på hulldekke.



Vedlegg 9

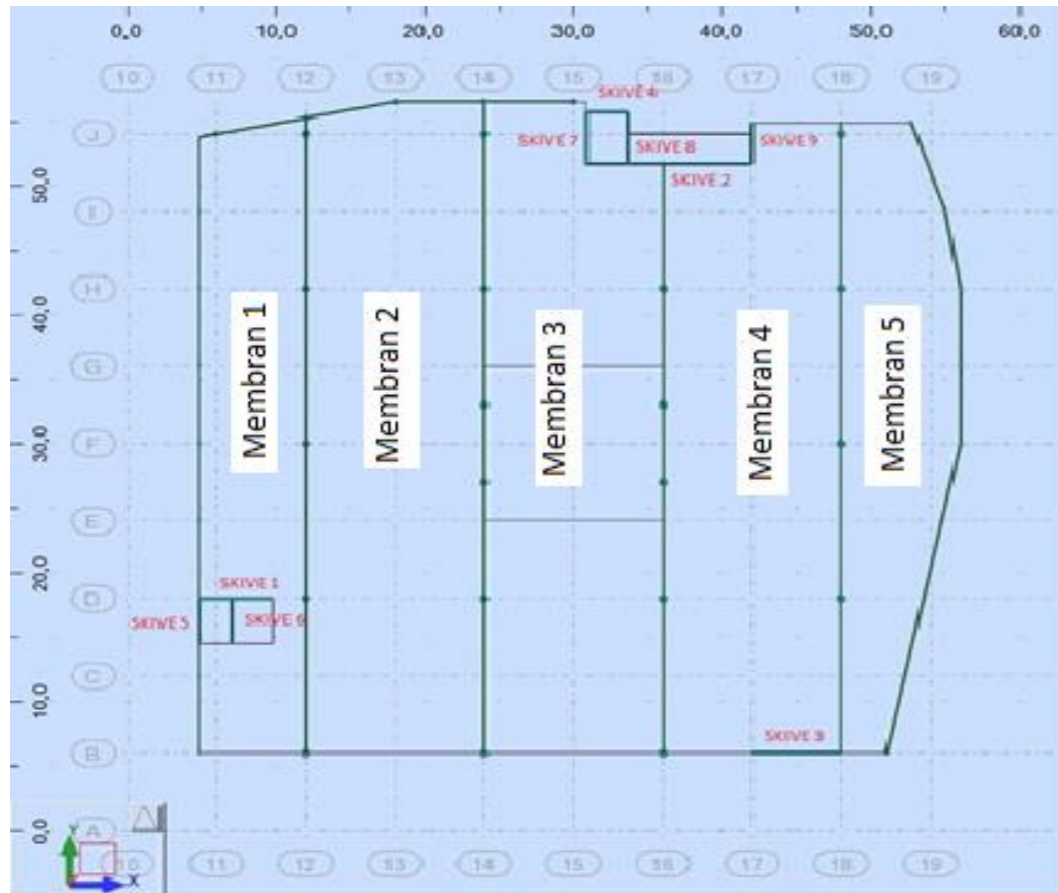
Makslaster huldekker

Utnyttelse forbindelse Hulldekke-Hulldekke

Inndata:	
Fratrekk effektiv høyde	0,3 m
Momentarm z- faktor	0,725 m
Kapasitet gammel	0,19 MPa
Kapasitet ny	0,45 MPa
Fugehøyde	0,235 m

Maks skjærbelastning hulldekke-hulldekke:

Modell:	Maks Skjærkraft [kN]	Lokasjon Maks Skjærkraft	Spennlengde hulldekke [m]	Effektiv høyde [m]	Momentarm z [m]	Opptredende Spenning Maks skjærkraft [Mpa]	Utnyttelse ved Skjærkapasitet:	
							$\tau=0,19$ Mpa	$\tau=0,45$ MPa
1. Original modell	-39,16	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,24	124,1 %	52,4 %
2. Original modell med påstøp	-50,38	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,30	159,6 %	67,4 %
3. Åpninger i skjærvegger er fjernet	40,71	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,25	129,0 %	54,5 %
4. U hensiktsmessig avstivning	45,87	Ved Skive 1	7,2	6,9	5,0025	0,28	147,9 %	62,4 %
5. Uendelig stive dekkeskiver	44,75	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,27	141,8 %	59,9 %
6. Innspente Søylar og vegger	39,3	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,24	124,5 %	52,6 %
7. Grovere elementinndeling	-49,7	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,30	157,5 %	66,5 %
8. For lav akselerasjon (a=0,6)	-31,1	Ved Skive 1	12	11,7	8,4825	0,19	98,5 %	41,6 %
9. For dårlig grunntype (C)	-73,09	Ved skive 2	12	11,7	8,4825	0,44	231,6 %	97,8 %



Innfestningskrefter Hulldekke-Skive (Integralverdier)

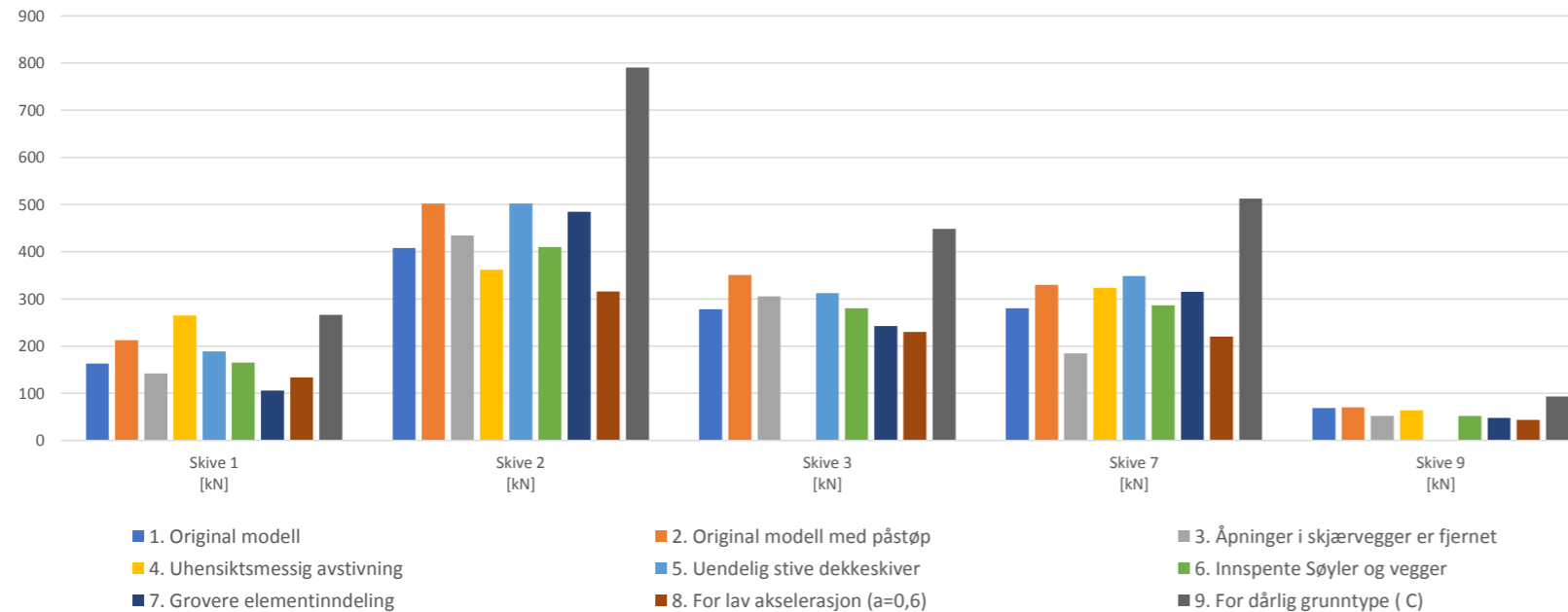
	Innfestning hulldekke til skive (Integralverdier)										Baseskjær [kN]	
	Skive 1 [kN]		Skive 2 [kN]		Skive 3 [kN]		Skive 7 [kN]		Skive 9 [kN]		Fx [kN]	Fy [kN]
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min		
1. Original modell	163,2	-91,32	407,6	-359,32	278	-134	203	-280	69	-67	1851	1773
2. Original modell med påstøp	212,33	-98,56	502,30	-443,55	350,67	-140,14	215,98	-329,58	70,10	-34,47	1998	1918
3. Åpninger i skjærvegger er fjernet	141,91	-73,57	434,19	-358,00	305,54	-179,38	174,08	-184,79	51,71	-37,73	1999	1919
4. U hensiktsmessig avstivning	265,08	-172,20	305,35	-361,94	0,00	0,00	176,81	-323,48	63,51	-28,11	1624	1775
5. Uendelig stive dekkeskiver	188,85	-110,08	501,90	-447,65	312,30	-127,48	241,10	-348,65	0,00	0,00	1900	1843
6. Innspente Søylar og vegger	165,00	-93,64	410,00	-362,16	280,00	-135,88	208,00	-286,16	52,00	-27,97	1858	1807
7. Grovere elementinndeling	105,91	-61,10	484,95	-397,50	242,68	-160,30	210,98	-315,16	47,75	-26,92	1888	1846
8. For lav akselerasjon (a=0,6)	133,32	-61,41	315,55	-267,24	229,68	-85,00	143,69	-220,00	43,87	-19,41	1389	1334
9. For dårlig grunntype (C)	266,50	-194,60	790,31	-742,00	448,69	-304,10	436,21	-512,55	93,44	-68,98	3642	3415

Høyeste absoluttverdier:

	Skive 1 [kN]	Skive 2 [kN]	Skive 3 [kN]	Skive 7 [kN]	Skive 9 [kN]	Baseskjær Fx	Baseskjær Fy
1. Original modell	163	408	278	280	69	1851	1773
2. Original modell med påstøp	212	502	351	330	70	1998	1918
3. Åpninger i skjærvegger er fjernet	142	434	306	185	52	1999	1919
4. U hensiktsmessig avstivning	265	362	0	323	64	1624	1775
5. Uendelig stive dekkeskiver	189	502	312	349	0	1900	1843
6. Innspente Søylar og vegger	165	410	280	286	52	1858	1807
7. Grovere elementinndeling	106	485	243	315	48	1888	1846
8. For lav akselerasjon (a=0,6)	133	316	230	220	44	1389	1334
9. For dårlig grunntype (C)	267	790	449	513	93	3642	3415

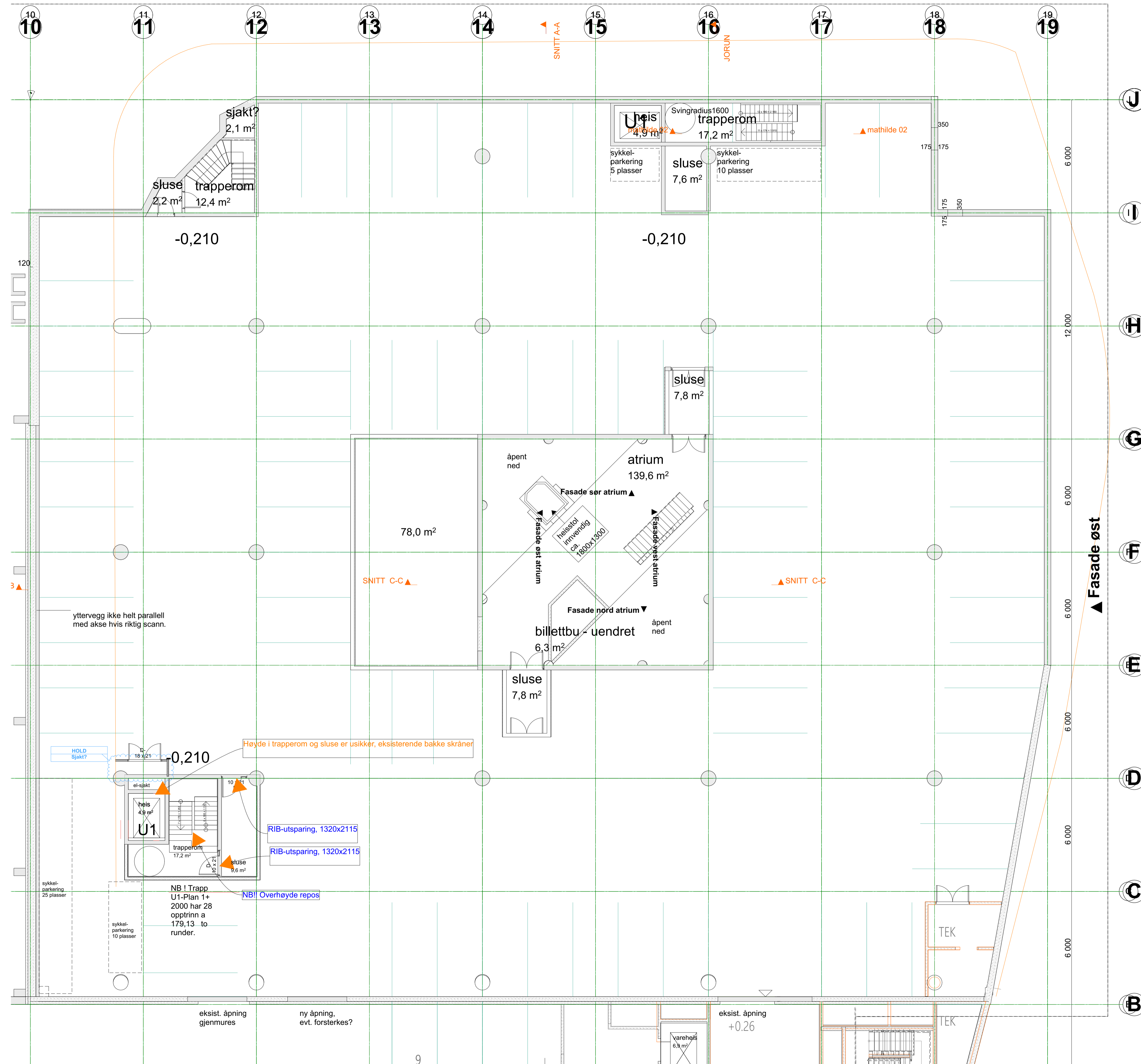
Prosentvis endring:	Skive 1 [kN]	Skive 2 [kN]	Skive 3 [kN]	Skive 7 [kN]	Skive 9 [kN]	Baseskjær Fx	Baseskjær Fy
1. Original modell	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
2. Original modell med påstøp	30,1 %	23,2 %	26,1 %	17,7 %	1,6 %	7,9 %	8,2 %
3. Åpninger i skjærvegger er fjernet	-13,0 %	6,5 %	9,9 %	-34,0 %	-25,1 %	8,0 %	8,2 %
4. U hensiktsmessig avstivning	62,4 %	-11,2 %	-100,0 %	15,5 %	-8,0 %	-12,3 %	0,1 %
5. Uendelig stive dekkeskiver	15,7 %	23,1 %	12,3 %	24,5 %	-100,0 %	2,6 %	3,9 %
6. Innspente Søylar og vegger	1,1 %	0,6 %	0,7 %	2,2 %	-24,6 %	0,4 %	1,9 %
7. Grovere elementinndeling	-35,1 %	19,0 %	-12,7 %	12,6 %	-30,8 %	2,0 %	4,1 %
8. For lav akselerasjon (a=0,6)	-18,3 %	-22,6 %	-17,4 %	-21,4 %	-36,4 %	-25,0 %	-24,8 %
9. For dårlig grunntype (C)	63,3 %	93,9 %	61,4 %	83,1 %	35,4 %	96,8 %	92,6 %

Skivekrefter plan 5.

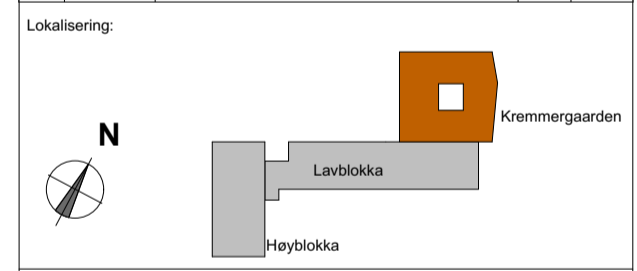


Vedlegg 10

Plantegninger



Index	Dato	Beskrivelse	Sign	Kontr.



- Prosjektgruppene
- PGL: **Åsen & Øvrelid as**
 P.O. 505
 6001 Farsø
 Tlf: 07 32 38 51
 firmapost@asen-ovrelid.no
 - ARK: **piot arkitekter as**
 Skottebakken 5
 6023 Ålesund
 Tlf: 70 12 11 11
 post@piot-arkitekter.no
 - RIB: **Tømmerdal**
 Nøstegates 9
 6002 Ålesund
 firmapost@tommardal.no
 - RIB: **Multiconsult**
 Postboks 4418 Sentrum
 6004 Ålesund
 as@multiconsult.no
 - RIAkuRI Byrå: **Norconsult**
 Rindvegen 4
 6019 Ålesund
 ane.grim.marsland@norconsult.no
 - RIE: **Rådg. ing. Elektro**
 RIB-veien 18
 6000 RIB
 Tlf: 000 00 000
 regi@rie.no
 - RIW: **Rådg. ing. VVS**
 RIB-veien 18
 6000 RIB
 Tlf: 000 00 000
 regi@riw.no
 - LARK: **RIB-veien 18**
 6000 RIB
 Tlf: 000 00 000
 regi@riw.no

Fase **Foreløpig tegning**

Åsen & Øvrelid as
 www.asen-ovrelid.no

Tilaksstaver
Rasmus Rønnebergsgate Holding AS

Prosjekt
**644 Kremmergaarden
 Rasmus Rønnebergsgate 6
 6002 Ålesund**

Grv./Bnr./Festevr.: 201/848

Prosjekt nr.: **644**
 Type tegning: **Plan 1. underetasje**

Tegning nr.: **A22-1U1**

Målestokk: **1:100**

Kontroll utførende
 Sign. Kontroll

Godkjent
 Kontroll prosjekt:
 Sign. Kontroll

Fånavn: 1703-hovvdi
 Dato

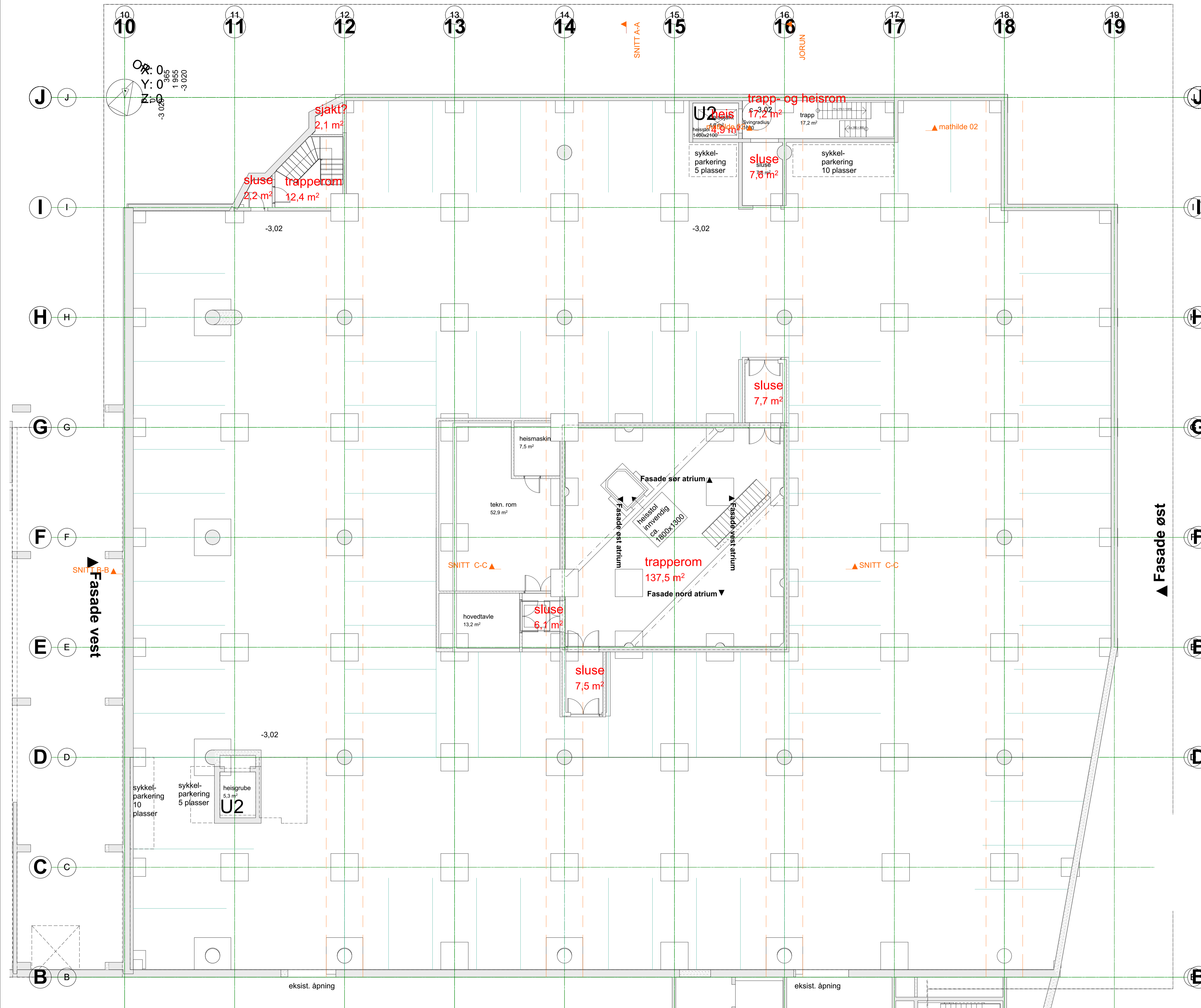
Målestokk: **1:100**

Kontroll utførende
 Sign. Kontroll

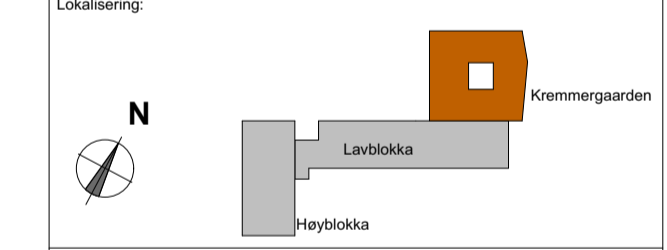
Prosjekt nr. for prosjekteringsbrev: 1703

Revisjon nr.

Fasade nord ▼



Index	Dato	Beskrivelse	Sign	Kontr.

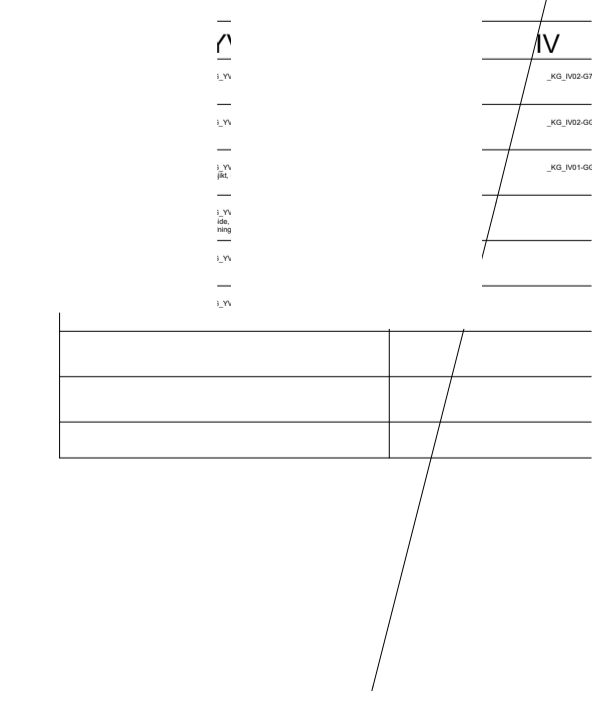
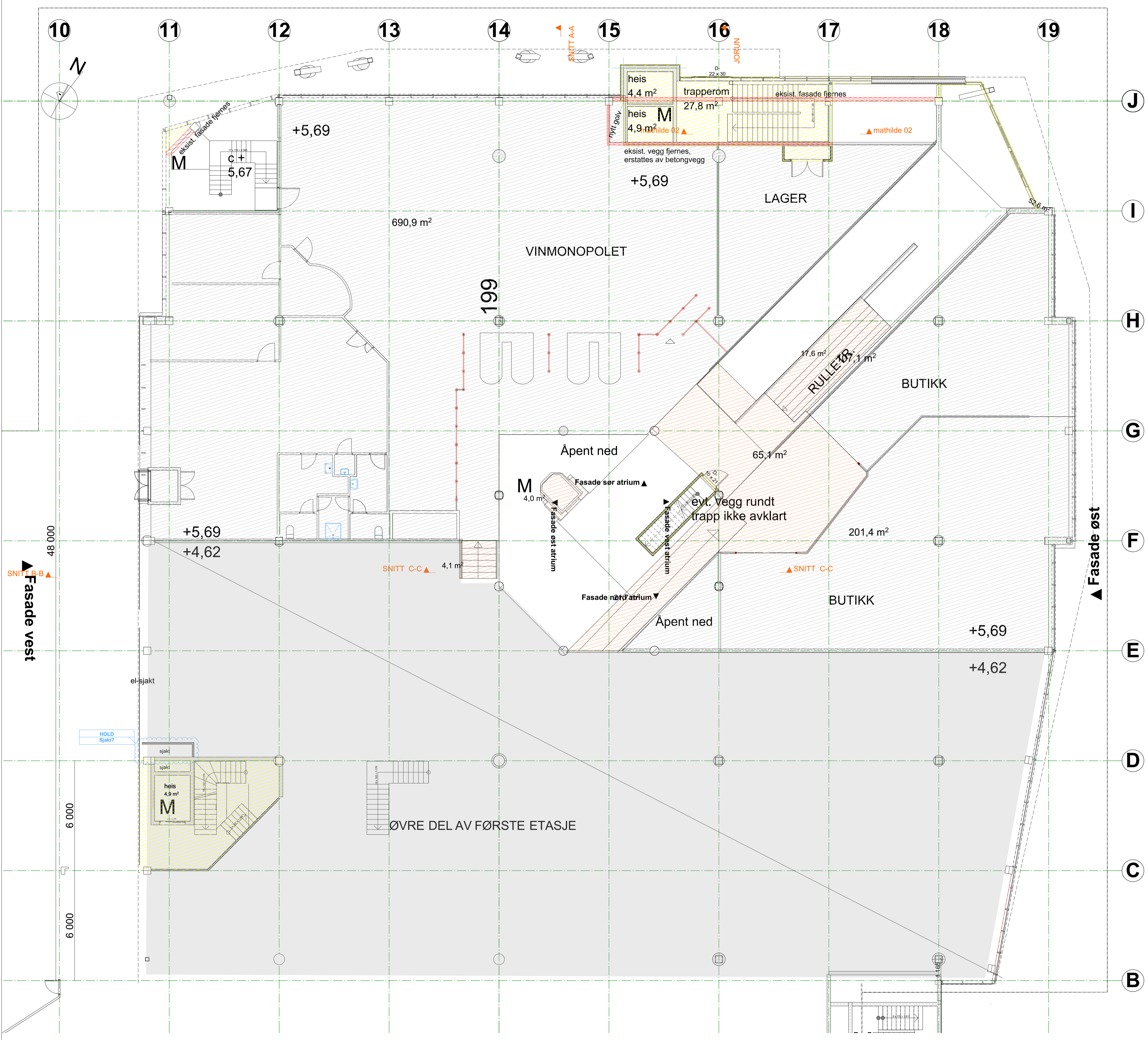


- Prosjekteringsgruppen
- PGL: **Åsen & Øvreid as**
P.O. Box 6901 Forde, 7012 Forde, S1
firmapost@asen-ovreid.no
 - ARK: **piot arkitekter as**
Storbakken 5, 6020 Ålesund
post@piot-arkitekter.no
 - RIB: **Tømmerdal**
Nolvenegata 9, 6002 Ålesund
firmapost@tommerdal.no
 - RIB: **Multiconsult**
Postboks 4418 Sentrum, 6004 Ålesund
adviser@multiconsult.no
 - RIakuRI Byrå: **Norconsult**
Rindvengen 4, 6019 Ålesund
are.grim.munstad@norconsult.com
 - RIE: **Rådg. ing. Elektro**
RIB vevn 18, 0200 RIB vevn, TR 000 00 000
red@riema.no
 - RIW: **Rådg. ing. VVS**
RIB vevn 18, 0200 RIB vevn, TR 000 00 000
mv@riema.no
 - LARK: **RIB vevn 18, 0200 RIB vevn, TR 000 00 000**
rib@riema.no

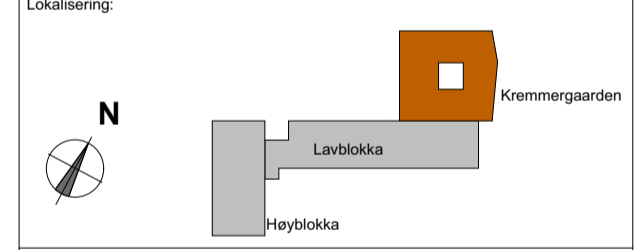
Fase: Foreløpig tegning



Tilaksnavn: Rasmus Rønnebergsgate Holding AS	Godkjent: Kontroll prosjekt: Sign. Kontroll:
Prosjekt: 644 Kjemmergården Rasmus Rønnebergsgate 6 6002 Ålesund	Fånavn: 1703-hovedt
Gr./Bnr./Fasteinr.: 201/848	Dato:
Prosjekt nr.: 644	Målestokk: 1:100
Type tegning: Plan 2. underetasje	Tegningsnr.: A22-1U2
	Prosjekt nr. for prosjekteringsleder: 1703
	Revisjon nr.:



Index	Dato	Beskrivelse	Sign	Kontr.



- Prosjektgruppene
- PGL: **Åsen & Øvreid as** | P.O. Box 6001 Forde | 6019 Ålesund | Tlf. 07 32 38 51 | firma@asen-ovreid.no
 - ARK: **piol arkitekter as** | Skovbakken 5 | 6023 Ålesund | Tlf. 70 12 11 11 | post@piol-arkitekter.no
 - RIB: **Tømmerdal** | Nolenveget 9 | 6002 Ålesund | firma@tommerdal.no
 - RIB: **Multiconsult** | Postboks 4418 Sentrum | 6004 Ålesund | as@multiconsult.no
 - RIAKURI Byrå: **Norconsult** | Rindvegen 4 | 6019 Ålesund | as@norconsult.no
 - RIE: **Rådg. ing. Elektro** | Rindvegen 18 | 6000 Rindøyen | Tlf. 000 00 000 | re@rie.no
 - RIW: **Rådg. ing. VVS** | Rindvegen 18 | 6000 Rindøyen | Tlf. 000 00 000 | riw@rie.no
 - LARK: **Rindvegen 18 | 6000 Rindøyen | Tlf. 000 00 000 | rl@rie.no**

Fase: **Foreløpig tegning**

Åsen & Øvreid as
www.asen-ovreid.no

Tilaksnavn: **Rasmus Rønnebergsgate Holding AS**

Prosjekt: **644 Kjemmergaarden Rasmus Rønnebergsgate 6 6002 Ålesund**

Godkjent: **Rasmus Rønnebergsgate Holding AS**

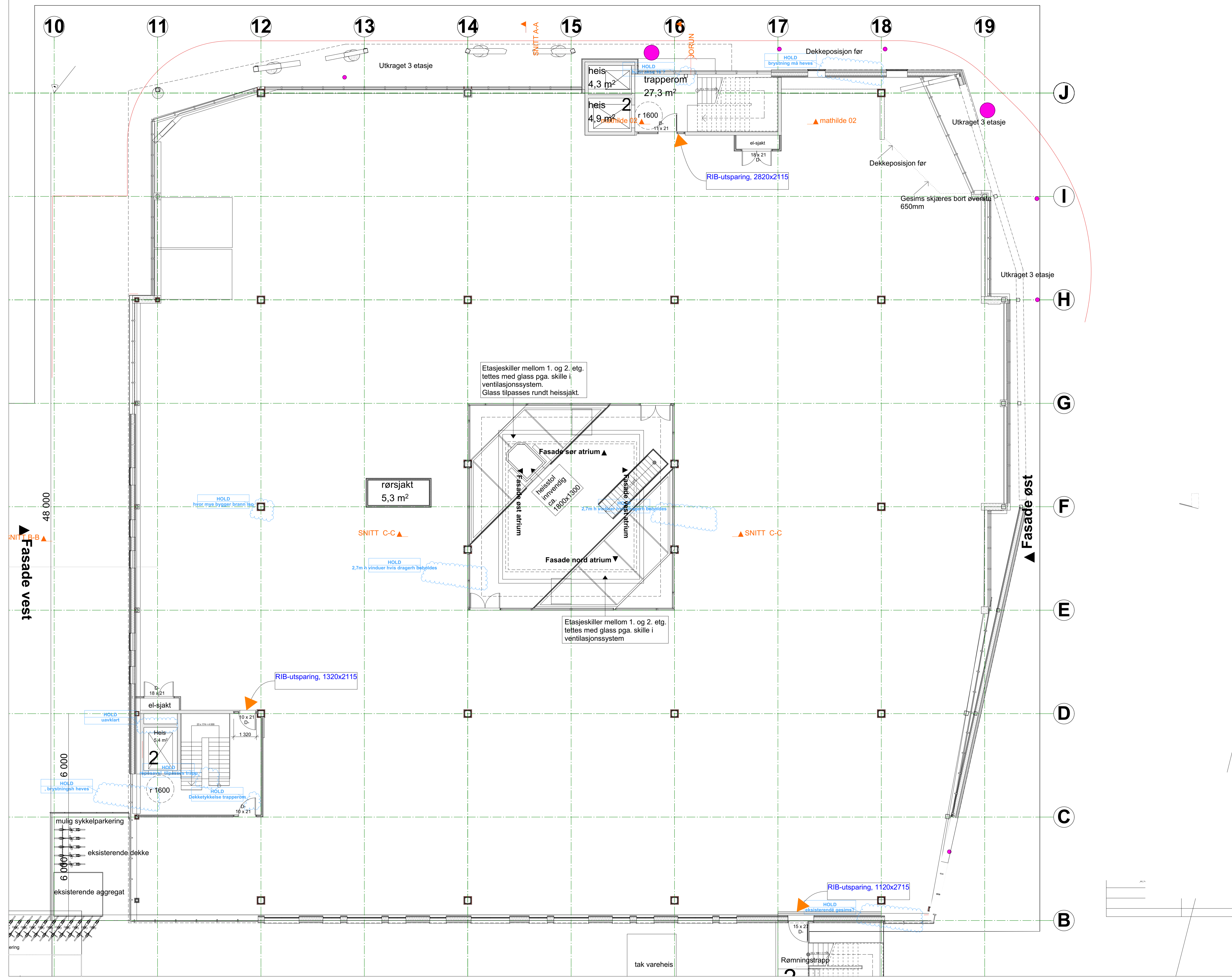
Prosjekt nr.: **644** | Tegningsnr.: **A22-10M**

Målestokk: **1:100**

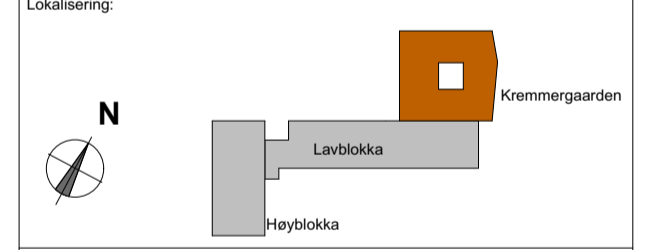
Prosjekt nr. for prosjekteringsdel: **1703**

Type tegning: **Plan mezzanin**

Revisjon nr.:



Index	Dato	Beskrivelse	Sign	Kontr.

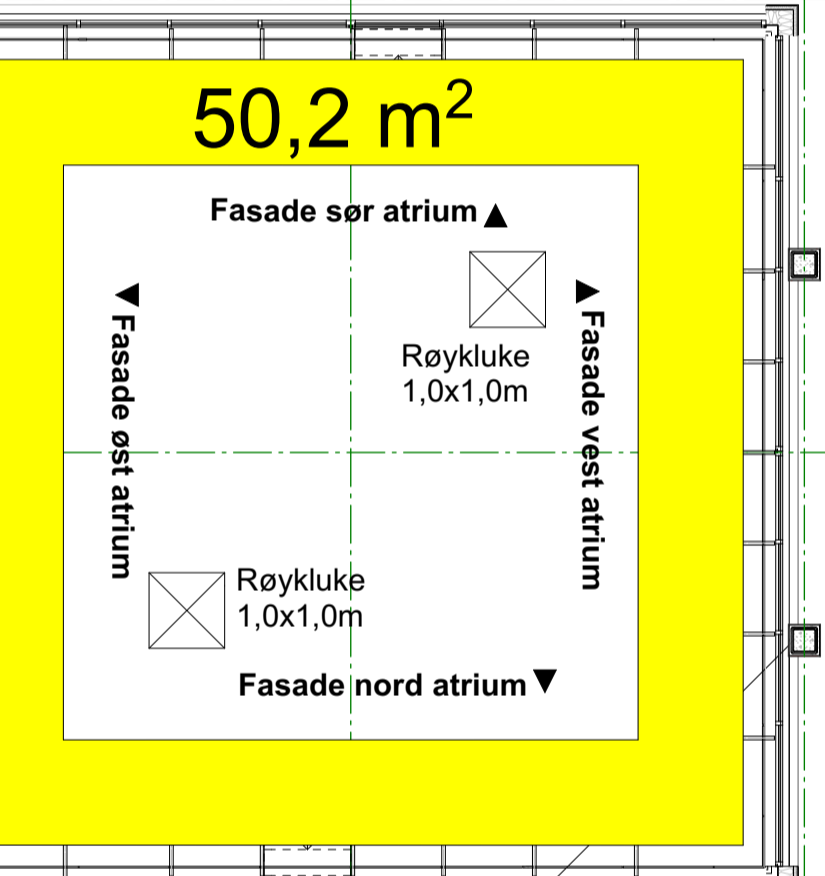
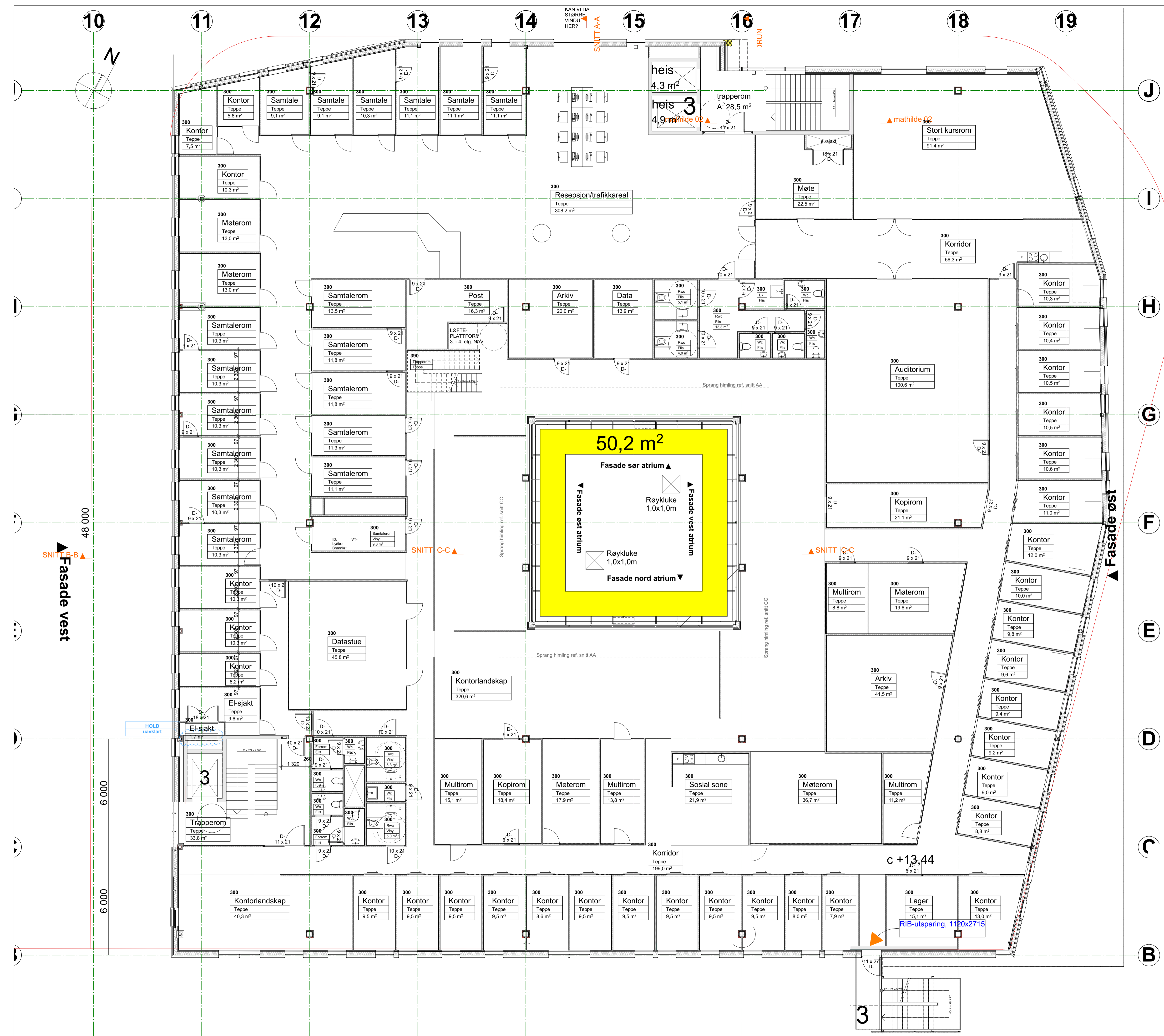


- Prosjektteringsgruppen
- PGL: **Åsen & Øvreid as** (P.O. Box 6901 Farnes, 6019 Alesund, Tel: 07 52 36 51, firmapost@asen-ovreid.no)
 - ARK: **piol arkitekter as** (Storbakken 5, 6023 Alesund, Tel: 70 12 11 11, post@piol-arkitekter.no)
 - RIB: **Tømmerdal** (Nolansgata 9, 6002 Alesund, firmapost@tommerdal.no)
 - RIB: **Multiconsult** (Postboks 4418 Sentrum, 6004 Alesund, asen@multiconsult.no)
 - RIakuRI Byrå: **Norconsult** (Rønneveggen 4, 6019 Alesund, asen.grim.morland@norconsult.no)
 - RIE: **Rådg. ing. Elektro** (RIB-veien 18, 6000 RIBhuset, Tlf: 000 00 000, meg@riema.no)
 - RIW: **Rådg. ing. VVS** (RIB-veien 18, 6000 RIBhuset, Tlf: 000 00 000, mv@riema.no)
 - LARK: **RIB-veien 18, 6000 RIBhuset, Tlf: 000 00 000, rb@riema.no**

Fase **Foreløpig tegning**



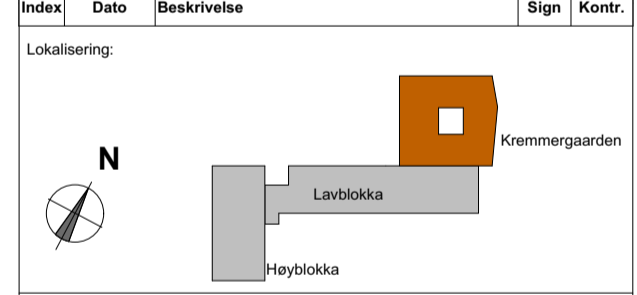
Tilaksnavn Rasmus Rønnebergsgate Holding AS	Godkjent
Prosjekt 644 Kremmergården Rasmus Rønnebergsgate 6 6002 Alesund	Kontr. prosjekt: Sign. Kontr.
Gr./Bnr./Estate: 201/848	Fånavn 1703-hovet
Prosjekt nr.: 644	Dato
Type tegning: Plan 2. etasje	Målestokk 1:100
Tegningsnr.: A22-102	Kontr. utførende Sign. Kontr.
Prosjekt nr. for prosjekteringsdel: 1703	Revisjon nr.



Tegningsnr.
A22-103
Type tegning
Plan 3. etasje

Index

Index	Dato	Beskrivelse	Sign	Kontr.



- Prosjektgruppens
- PGL: **Åsen & Øvreid as** P.O. Box 6901 Forde, 2018 Forde, Norway. Tel: +47 92 36 51, Email: info@asen-ovreid.no
 - ARK: **piol arkitekter as** Skotteløkken 5, 6020 Ålesund, Norway. Tel: +47 75 12 11 11, Email: info@piol-arkitekter.no
 - RIB: **Tømmerdal** Norderengens 9, 6002 Ålesund, Norway. Email: tømmerdal@tømmerdal.no
 - RIB/r: **Multiconsult** Postboks 4418 Sentrum, 6004 Ålesund, Norway. Email: info@multiconsult.no
 - RIAKU/RI Bytj: **Norconsult** Rindveien 4, 6019 Ålesund, Norway. Email: asne.grim.morand@norconsult.no
 - RIE: **Rådg. ing. Elektro** RIE veien 18, 6000 RIEbyen, 2018 Forde, Norway. Tel: +47 92 00 00 00, Email: rie@rie.no
 - RIV: **Rådg. ing. VVS** RIE veien 18, 6000 RIEbyen, 2018 Forde, Norway. Tel: +47 92 00 00 00, Email: riv@rie.no
 - LARK: **LARSEN** RIE veien 18, 6000 RIEbyen, 2018 Forde, Norway. Tel: +47 92 00 00 00, Email: larsen@larsen.no

Fase
Foreløpig tegning

Åsen & Øvreid as
www.asen-ovreid.no

Tilskriver
Rasmus Rønnebergsgate Holding AS

Prosjekt
644 Kremmergaarden
Rasmus Rønnebergsgate 6
6002 Ålesund

Control project:
Sign. Kontroll
Følemt 1703-hovvett
Dato
Målestokk
1:100
Kontroll utferende
Sign. Kontroll

Grv./Bnr./Fastenr.:
201/848

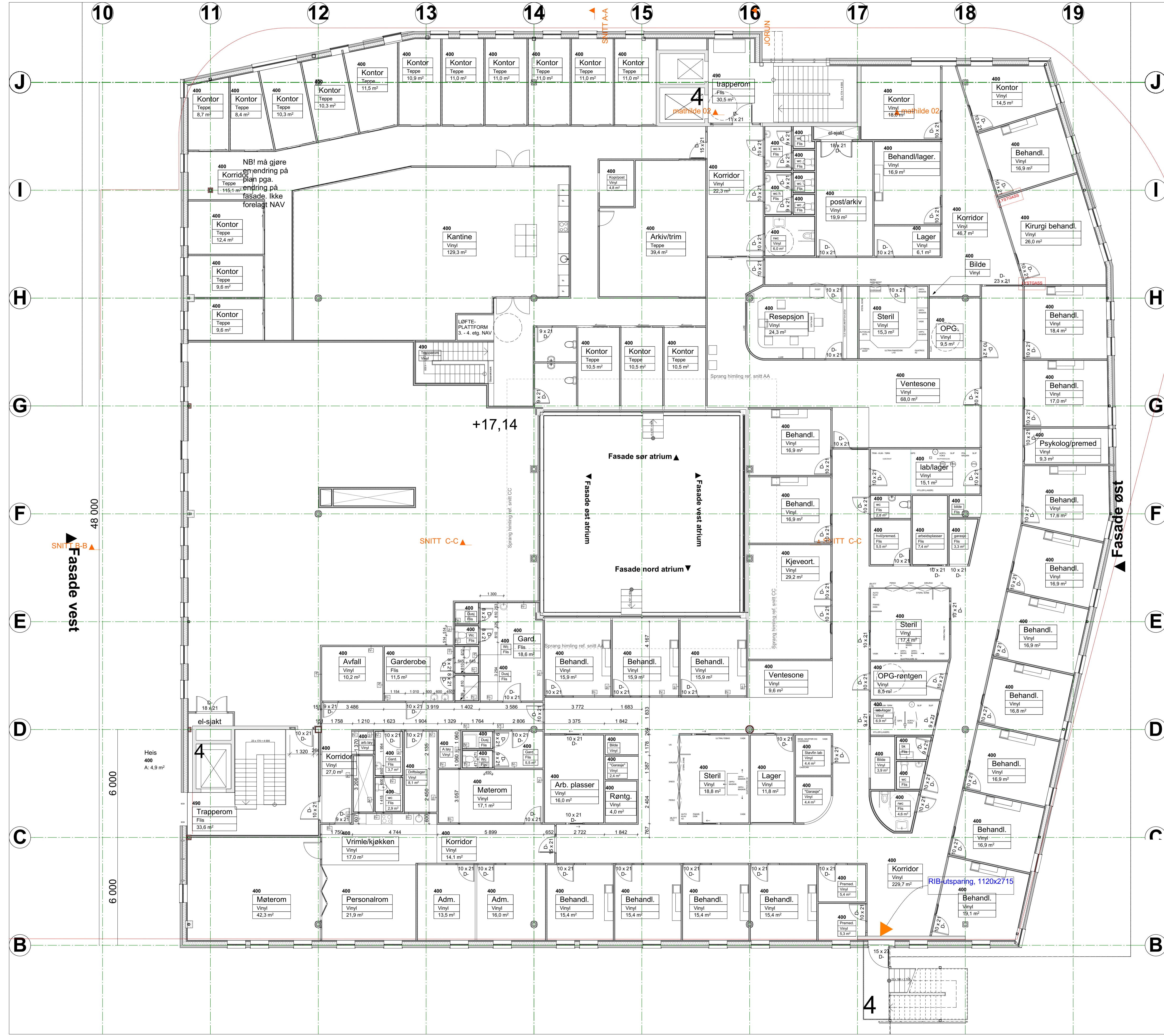
Prosjekt nr.:
644

Tegningsnr.:
A22-103

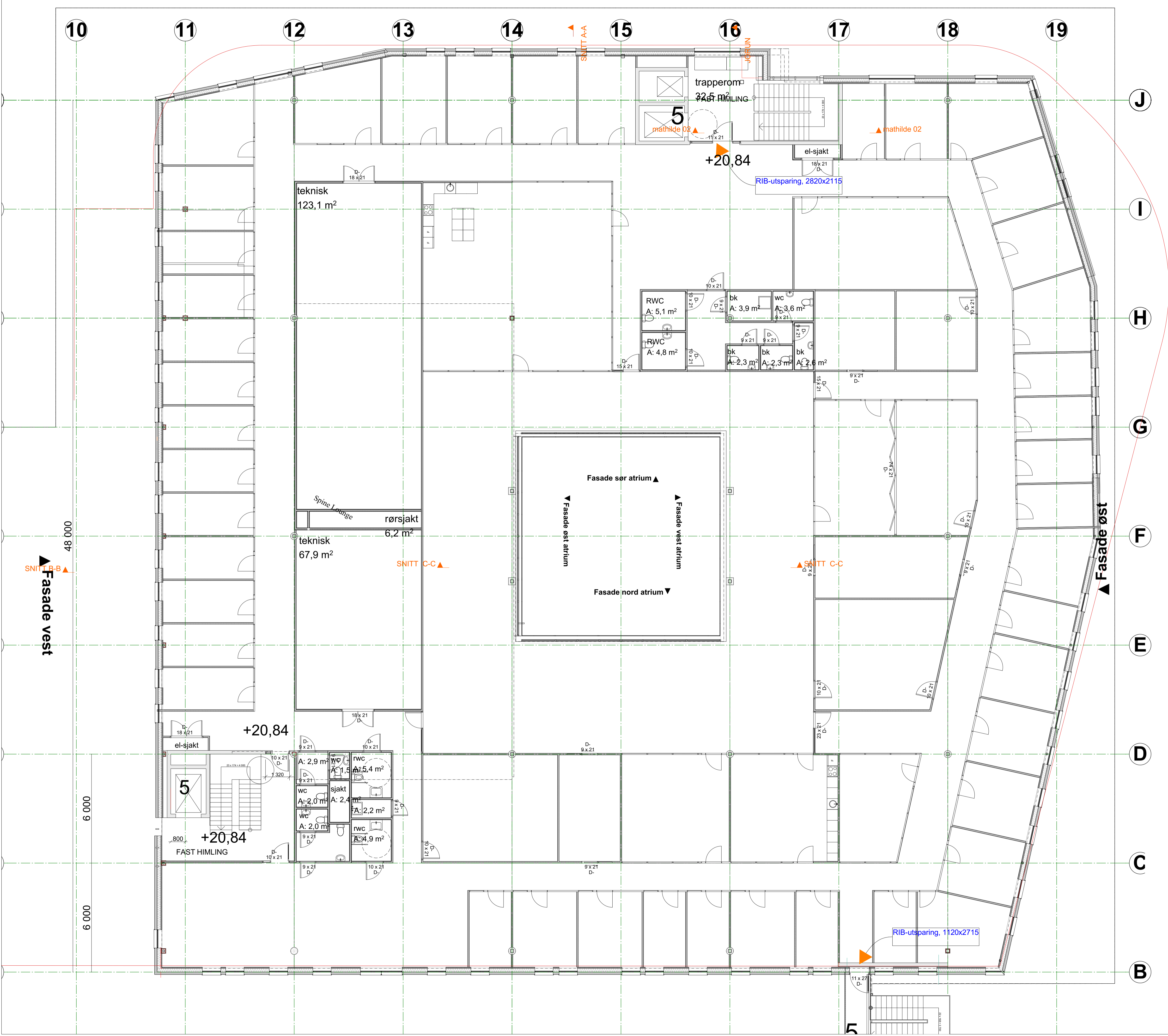
Type tegning:
Plan 3. etasje

Prosjekt nr. for prosjekteringsselsk.:
1703

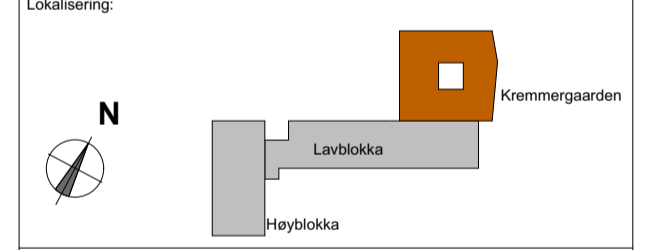
Revisjon nr.:



Tegningsnr. A22-104 Type tegning Plan 4. etasje	
Index	
Lokaliteter	
Prosjekteringsgruppen PGL: P.O. 500, 6001 Forde, Tlf: 02 72 36 51, fmp@asen-ovrelid.no ARK: Skovbakken 5, 6020 Ålesund, Tlf: 70 12 11 11, post@po-arkitektur.no RIB: Norderveien 9, 6002 Ålesund, fmp@tommerdal.no RIB-r: Postboks 4418 Sentrum, 6004 Ålesund, ark@multiconsult.no RIAKU/RI Bytj: Rønneveien 4, 6019 Ålesund, ark@norconsult.no RIE: Rønneveien 18, 6000 Rønne, Tlf: 000 00 000, re@rie.no RIV: Rønneveien 18, 6000 Rønne, Tlf: 000 00 000, riv@rie.no LARK: Rønneveien 18, 6000 Rønne, Tlf: 000 00 000, rb@rie.no	
Fase Foreløpig tegning	
Tilaksnavn Rasmus Rønnebergsgate Holding AS	Godkjent Kontroll prosjekt: Sign. Kontroll
Prosjekt 644 Kjemmergaarden Rasmus Rønnebergsgate 6 6002 Ålesund	Fåstavn 1703-hovet Dato
Gr./Bnr./Festevr.: 201/848	Målestokk 1:100
Prosjektør: 644	Tegningsnr.: A22-104
Type tegning: Plan 4. etasje	Prosjektør for prosjekteringsbetj.: 1703 Revisjon nr.



Index	Dato	Beskrivelse	Sign	Kontr.



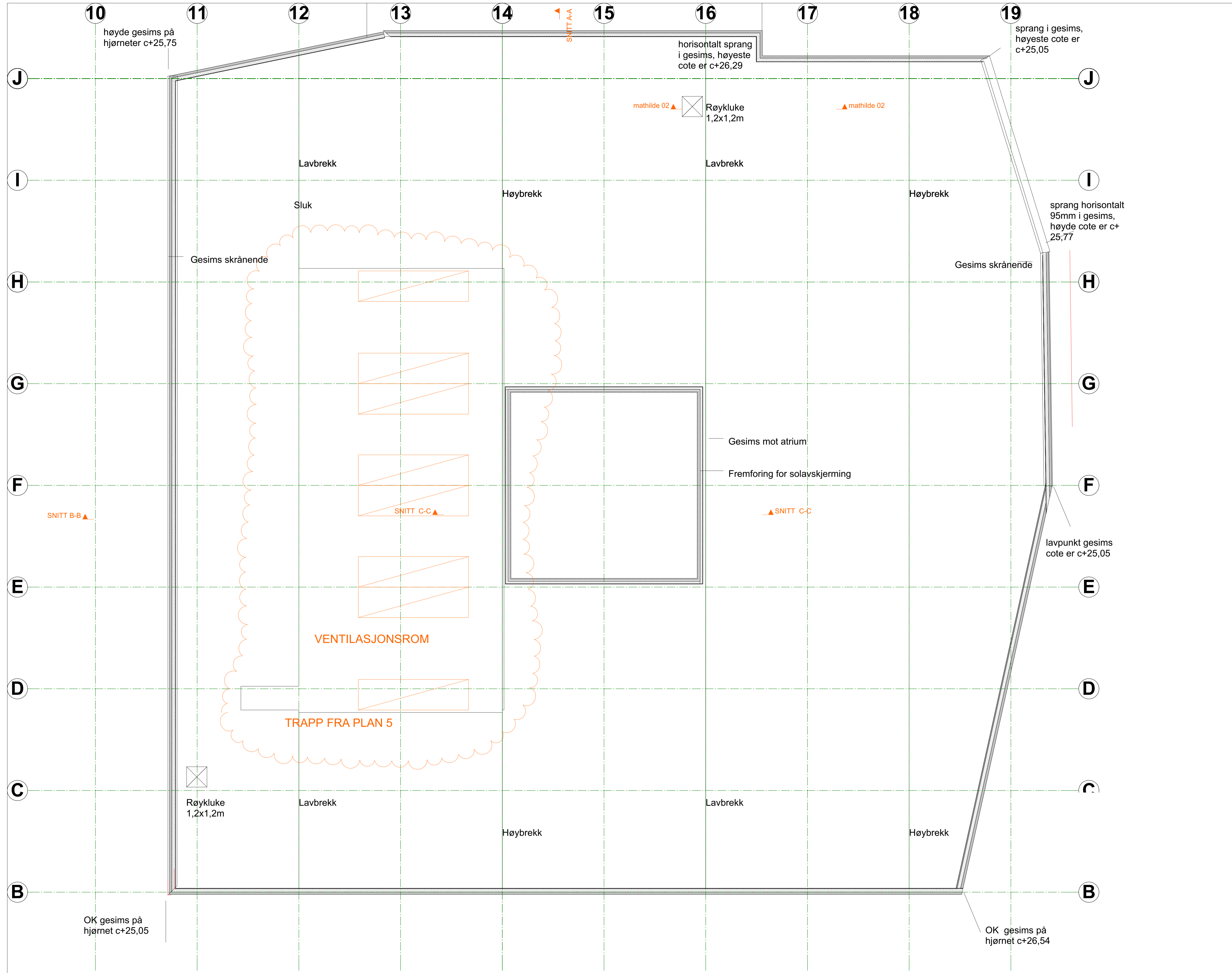
- Prosjektgruppene
- PGL: **Åsen & Øvrelid as** (P.O. Box 6901 Forde, 7012 Forde, Norway)
 - ARK: **piol arkitekter as** (Skottebakken 5, 6023 Ålesund, Norway)
 - RIB: **Tømmerdal** (Nolørens gate 9, 6002 Ålesund, Norway)
 - RIB: **Multiconsult** (Postboks 4418 Sentrum, 6004 Ålesund, Norway)
 - RIAKURI Byrå: **Norconsult** (Rindvengen 4, 6019 Ålesund, Norway)
 - RIE: **Rådg. ing. Elektro** (Rindvengen 18, 6000 Rindviken, Norway)
 - RV: **Rådg. ing. VVS** (Rindvengen 18, 6000 Rindviken, Norway)
 - LARK: **Rindviken** (Rindvengen 18, 6000 Rindviken, Norway)

Fase: **Foreløpig tegning**



Tilaksnavn: Rasmus Rønnebergsgate Holding AS	Godkjent: Kontroll prosjekt: Sign. Kontroll
Prosjekt: 644 Kremmergaarden Rasmus Rønnebergsgate 6 6002 Ålesund	Fånavn: 1703-hovord
Gr./Bnr./Eiendom: 201/848	Dato
Prosjekt nr.: 644	Målestokk: 1:100
Type tegning: Plan 5. etasje	Tegningsnr.: A22-105
	Kontroll utførende: Sign. Kontroll
	Prosjekt nr. for prosjekteringsleder: 1703
	Revisjon nr.:

Spine L



Tegningsnr. **A22-106**
Type tegning **Plan 6. etasje/TAKPLAN**

Index	Dato	Beskrivelse	Sign.	Kontr.

Lokalisering:

N

Kremmergården
Lavbakk
Høybakk

Prosjekteringsgruppen

- PGL: **Åsen & Øvrelid as**
Pb 505
6001 Forde
Tlf. 02 72 36 51
firmapost@asen-ovrelid.no
- ARK: **piot arkitektur as**
Storbakken 5
6019 Ålesund
Tlf. 70 12 11 11
post@piot-arkitektur.no
- RIB: **Tommerdal**
Nolansgata 9
6002 Ålesund
firmapost@tommerdal.no
- RIB: **Multiconsult**
Postboks 4418 Sentrum
6004 Ålesund
astore@multiconsult.no
- RIAkuRI Byly: **Norconsult**
Rindvogen 4
6019 Ålesund
are.grim.murstad@norconsult.com
- RIE: **Rådg. ing. Elektro**
RIB-vevst 18
0200 RIBbyen
Tlf. 000 00 000
reg@riema.no
- RIV: **Rådg. ing. VVS**
RIB-vevst 18
0200 RIBbyen
Tlf. 000 00 000
riv@riema.no
- LARK: **LARK**
RIB-vevst 18
0200 RIBbyen
Tlf. 000 00 000
rlb@riema.no

Fase **Foreløpig tegning**

Åsen & Øvrelid as
www.asen-ovrelid.no

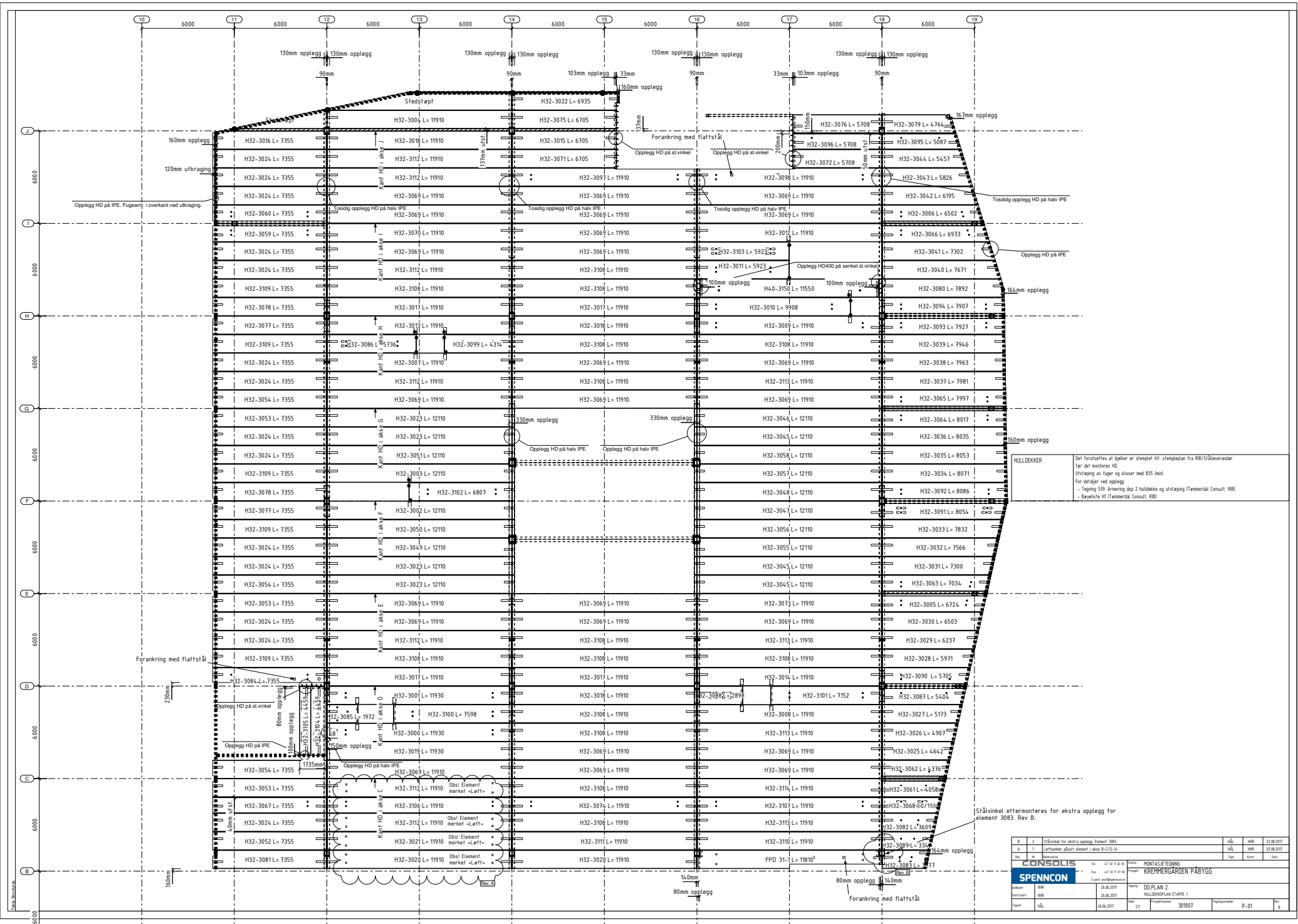
Tilakshaver **Rasmus Rønnebergsgate Holding AS**

Prosjekt **644 Kremmergården Rasmus Rønnebergsgate 6 6002 Ålesund**

Godkjent		
Kontr. prosjekt		
Sign.		Kontr.
Fåstavn 1703-hovet		
Dato		
Målestokk 1:100		
Kontr. utferende		
Sign.		Kontr.
Gr./Bnr./Fastenr.: 201/848		
Prosjekt nr.: 644	Tegningsnr.: A22-106	Prosjekt nr. for prosjekteringsdel: 1703
Type tegning: Plan 6. etasje/TAKPLAN		Revisjon nr.

Vedlegg 11

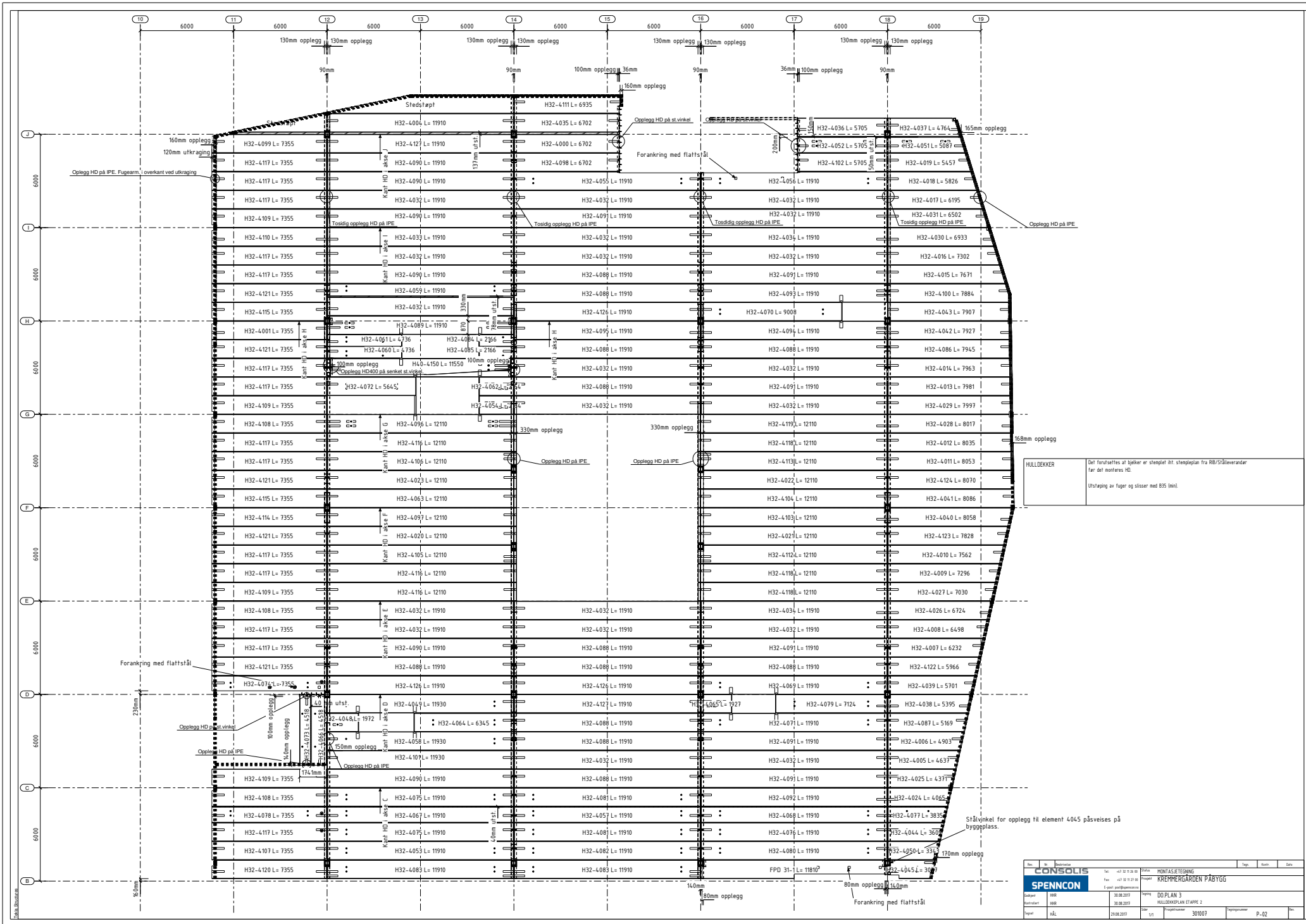
Huldekkeplaner



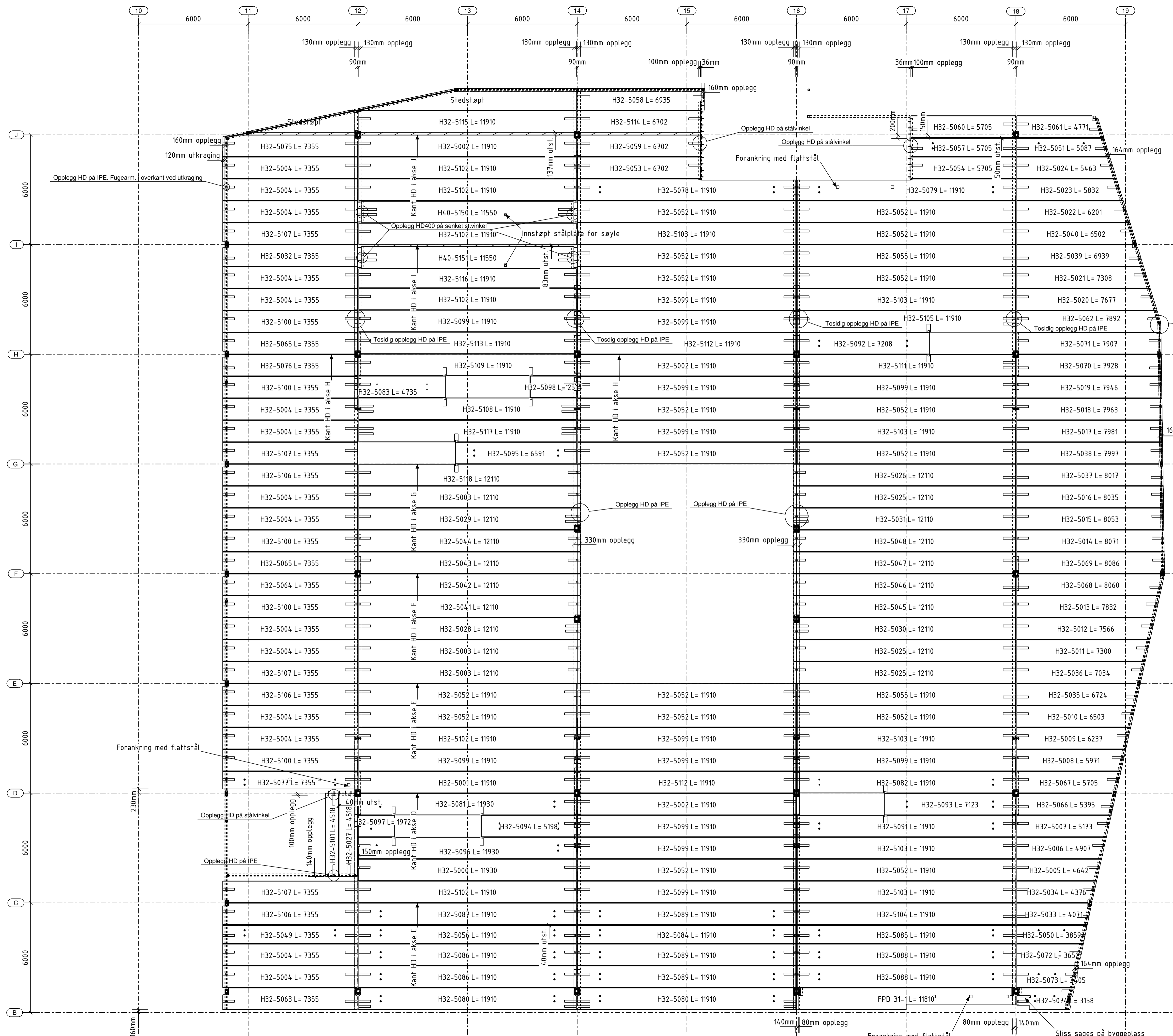
Det forutsettes at bølker er stemplet iht. stempeplan fra RB/ST-Bilveivender før det monteres HD.
For utførelse ved opplag:
= tegning 328 Årsmøte og 2 hulldekker og utførelse (Tannerdal Consult, RB)
= Bayelite iht (Tannerdal Consult, RB)

B	2	Stålveiv for ekstra opplag (Element 3083)				
A	1	Løftveiv for skaff element i akse B, C/D-E				
Rev.	No.	Beskrivelse	Dato	Utarbeidet	Rev.	Dato

CONSOLIS		Tel: +47 32 51 30 30	Prosjekt	MONTASJETEGNING
SPENNSOLIS		Fax: +47 32 51 31 31	KREMMERGARDEN PÅBYGG	
Opprettet	HNS	23.06.2017	Oppdr.	DD PLAN 2
Korrigert	HNS	23.06.2017	Etapp	HULLDEKKEPLAN ETAPPE 1
Repet	HLL	23.06.2017	Dato	01/11
		Prosjektleder	301007	Dokument
		Drift		P-01
		Rev.		8



Rev.	1	Revisjon	Til:	13.12.2018	Oppr:	MONTASJETEGNING	Skal:	
			Fra:	13.12.2018	Prosjekt:	KREMMERGARDEN PÅBYGG		
					Entreprenør:			
					Oppg.:	DD PLAN 3		
					Startdato:	18.08.2017		
					Slutt dato:	18.08.2017		
					Oppg. nr.:	HULLDEKKEPLAN ETAPPE 2		
					Dato:	29.08.2017		
					Utt.:			
					Prosjektleder:	301007		
					Tegner:			
					Prosjekt:			
					Blad nr.:	P-02		

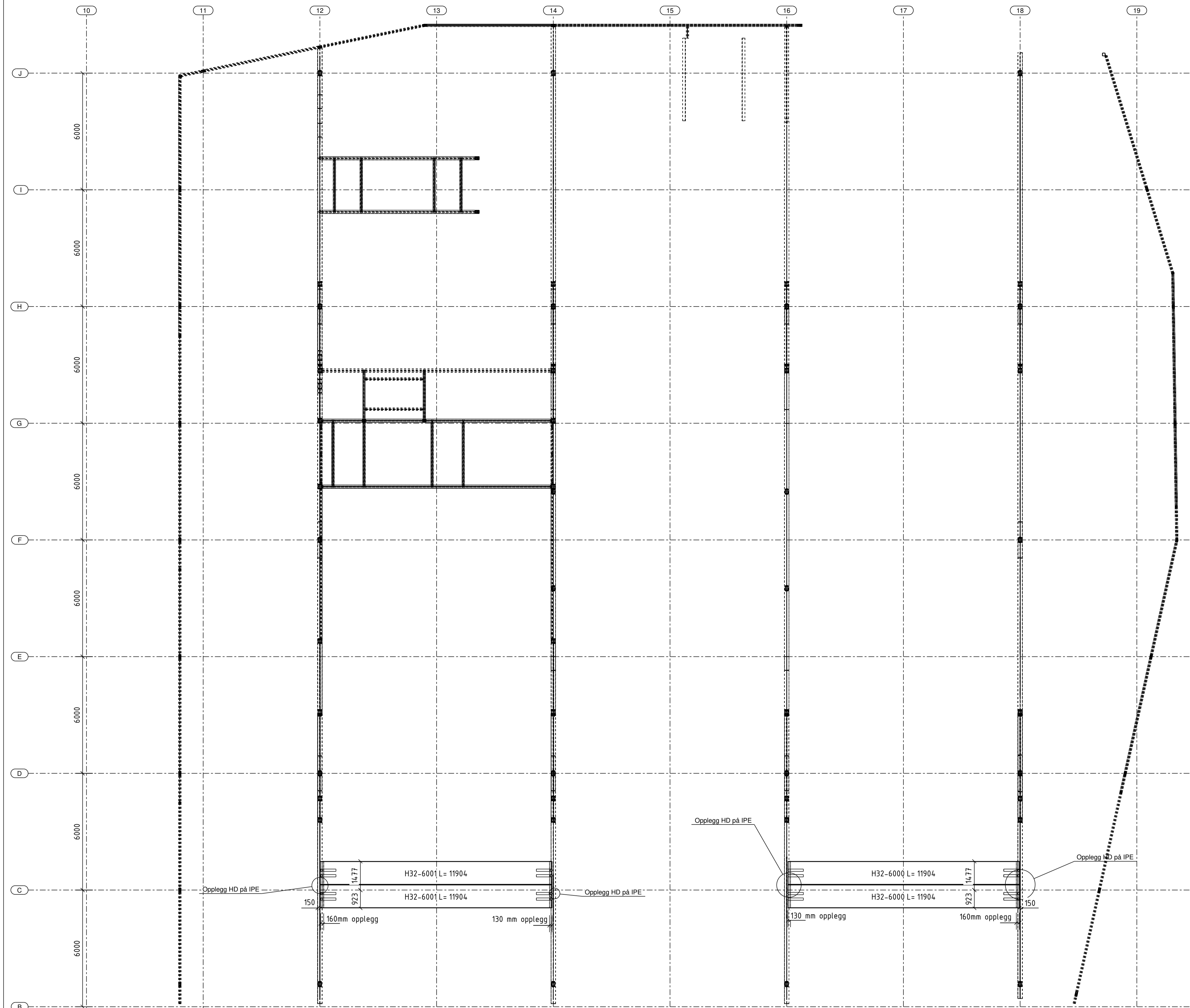


HULLDEKKER Det forutsettes at bjelker er stemplet iht. stempleplan fra RIB/Stålleverandør før det monteres HD. Utstøping av fuger og slisser med B35 (min).

Rev.	Nr.	Beskrivelse	Tegn.	Konstr.	Date

CONSOLIS SPENNCON		Tel: +47 32 11 26 00 Fax: +47 32 11 29 00 E-post: post@spenncon.no	Status: MONTASJETEGNING Prosjekt: KREMMEGÅRDEN PÅBYGG
Godkjent: HHR Kontrollert: HHR Tegnet: HÅL	28.09.2017 28.09.2017 28.09.2017	Tegning: DO.PLAN 4 HULLDEKKEPLAN ETAPPE 3	Sider: 1/1 Prosjektnummer: 301007 Tegningnummer: P-03

Telia Structures



HULLDEKKER

Det forutsettes at stålbjelker er stemplet iht stempleplan fra RIB/Stålleverandør før montering av HD.

Utstøping av fuger og slisser med B35 (min).

Rev.	Nr.	Beskrivelse	Tegn.	Kontr.	Dato
		CONSOLIS	Tel: +47 32 11 26 00	Status	FORELØPIG TEGNING
		SPENNCON	Fax: +47 32 11 27 00	Prosjekt	KREMMERGÅRDEN PÅBYGG
			E-post: post@spenncon.no		
Godkjent	HHR	28.09.2017	Tegning	DO.Plan 5	
Kontrollert	HHR	28.09.2017		HULLDEKKEPLAN ETAPPE 4	
Tegnet	HÅL	28.09.2017	Sider	1/1	Prosjektnummer 301007
			Tegningsnummer	P-04	Rev.

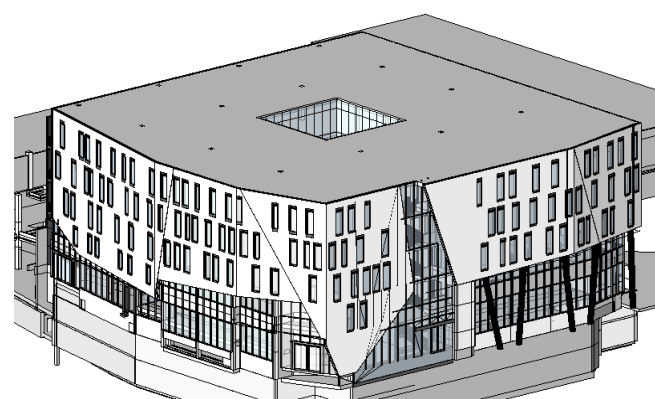
Telia Structures

Vedlegg 12

A3-poster

Masteroppgaven omhandler ulike problemstillinger knyttet til dimensjonering av konstruksjoner som er utsatt for jordskjelvlaster. Masteroppgaven er utarbeidet i samarbeid med rådgivende ingeniørfirma Tømmerdal Consult AS i Ålesund og betongelementprodusenten Spenncon AS i Hjørungavåg.

Det har vært et viktig mål for oppgaven å løse utfordringer som ingeniører møter i hverdagen. Spenncon har gitt oss innspill på at seismiske laster kan gi kapasitetsproblemer i hulldekkeforbindelser, og det er derfor gjennomført undersøkelser for å finne forbedrede løsninger som ennå ikke er innført i Norge. Samtidig har det vært viktig å løse utfordringer som oppstår ved kommunikasjon av seismiske laster. Mye frustrasjon kan oppstå når resultat fra en seismisk analyse ikke blir formidlet på en hensiktsmessig måte. Det har derfor vært fokusert på hvordan utnytte mulighetene som ligger i programvarene som gjennomfører analysene.

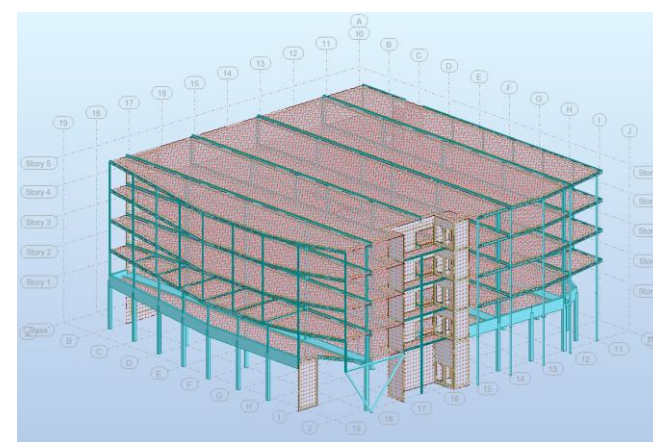


Figur 1: Arkitektmodell Kremmergården

Forskerspørsmålet er delt opp følgende tre hovedpunkt:

1. Finnes det alternative løsninger for å forbedre hulldekkenes skjærkapasitet og fugenes kapasitet? Hvilke økonomiske fordeler kan oppnås ved forbedrede løsninger?
2. Hvordan ønsker andre prosjekterende (betongelementleverandør) å motta grunnlag fra rådgivende ingeniør? Kan resultater fra en modal analyse kommuniseres direkte fra programvaren?
3. Hvordan modellere godt nok og nøyaktig nok for bruk til dimensjonering? Hvilke konsekvenser kan feil eller upresis modellering gi?

I oppgaven blir tatt utgangspunkt i utbyggingen av Kremmergården kjøpesenter i Ålesund. Programvaren Robot Structural Analysis blir benyttet til seismiske analyser.



Figur 2: FEM-modell Kremmergården

Resultatene fra studiene som er gjennomført viser følgende:

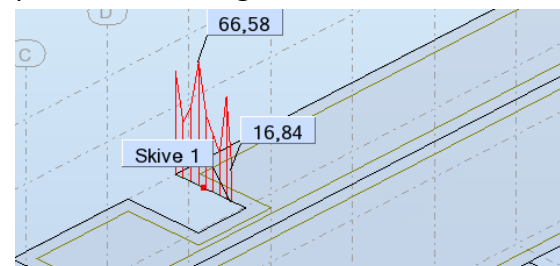
1. I 2017 lanserte den spanske hulldekkemaskinprodusenten Prensoland den første serieproduserte maskinen som lager en fortannet støpeskjøt:



Figur 3: Fortannet kant. Foto: Prensoland.com

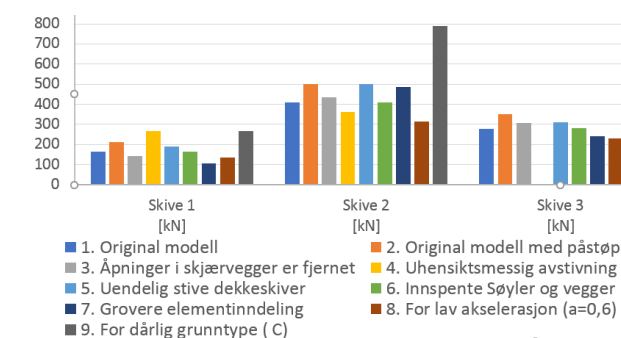
Dette gjør det mulig for hulldekkeprodusenter å investere i en maskin som lager en type hulldekke som øker skjærkapasiteten til den langsgående hulldekke-hulldekke-forbindelsen uten bruk av konstruktiv påstøp. For hulldekker med tykkelse 265mm, kan skjærkapasitet i fugen økes med 137-160%.

2. Undersøkelser viser at programvaren Robot kan brukes til kommunikasjon av laster til betongelementleverandør. Lastene kan hentes direkte ut, og nødvendig underlag for dimensjonering av hulldekker, hulldekkeforbindelser og skjærvegger kan da formidles på hensiktsmessig måte:



Figur 4: Skjærkrefter ved skive 1

3. Det er kontrollert hvilke effekter feil eller upresis bruk av programvare kan gi. Ni ulike parameterer er undersøkt, og det er registrert hvilken kraft hulldekkene påfører skjærveggene i plan 5. Resultatene for tre av ni skjærvegger i Kremmergården er fremstilt i et stolpediagram under:



Figur 5: Skjærkrefter ved ulike avvik

Sammendrag og konklusjon

I oppgaven er det dokumentert at fortannede hulldekker i henhold til regelverk gir en økt kapasitet uten at det går ut over andre parameterer. For Kremmergården ville det vært mulig å unngå konstruktiv påstøp for å ivareta den nødvendige skivevirkningen i et bygg, noe som ville ført til en besparelse på ca. 2 mill. NOK.

Oppnådde resultater viser at Robot kan benyttes til å videreformidle prosjekteringsgrunnlag uten å gjøre andre beregninger eller forenklinger som endrer de forutsetningene som er lagt til grunn i en romlig FEM-modell.

Det viser seg at noen feil har større innvirkning på resultatene enn andre, men den generelle trenden er at alle har et visst bidrag. Det verste tilfellet er når det er benyttet grunnforhold som ikke er representative, og som gir en betydelig endring i opptredende krefter i alle deler av konstruksjonen.