
RAPPORT

Refstad Skole

OPPDRAAGSGIVER

Undervisningsbygg Oslo KF

EMNE

Gransking av prosjektering og utførelse

DATO / REVISJON: 30. november 2018 / A

DOKUMENTKODE: 10207119



Multiconsult

Denne rapporten er utarbeidet av Multiconsult i egen regi eller på oppdrag fra kunde. Kundens rettigheter til rapporten er regulert i oppdragsavtalen. Hvis kunden i samsvar med oppdragsavtalen gir tredjepart tilgang til rapporten, har ikke tredjepart andre eller større rettigheter enn det han kan utlede fra kunden. Multiconsult har intet ansvar dersom rapporten eller deler av denne brukes til andre formål, på annen måte eller av andre enn det Multiconsult skriftlig har avtalt eller samtykket til. Deler av rapportens innhold er i tillegg beskyttet av opphavsrett. Kopiering, distribusjon, endring, bearbeidelse eller annen bruk av rapporten kan ikke skje uten avtale med Multiconsult eller eventuell annen opphavsrettshaver.

RAPPORT

OPPDRAAG	Refstad Skole	DOKUMENTKODE	10207119-RIB-RAP-01
EMNE	Gransking av prosjektering og utførelse	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAAGSGIVER	Undervisningsbygg Oslo KF	OPPDRAAGSLEDER	Håvard Graffer
KONTAKTPERSON	Håvard Graffer/ Åshild Huseby	UTARBEIDET AV	Åshild Huseby
KOORDINATER	SONE: XXX ØST: XXXX NORD: XXXXXX	ANSVARLIG ENHET	Multiconsult Norge AS
GNR./BNR./SNR.	X / X / X /		

SAMMENDRAG

Setningsmålinger viser store nedbøyninger i plan 2 og 3. Endringer på 4 -5 cm over korte avstander gjør setningene merkbare. Utvekslinger mellom søyler i 1. og 2. etasje er sannsynligvis en av hovedårsakene til store nedbøyninger av limtredrager. Ikke tilfredsstillende kapasitet av søylene i ytterveggen har trolig bidratt til ytterligere setninger i bygget.

I plan 1 er setningene innenfor toleransen, som tyder på at setninger av fundamenter ikke har forekommet.

Det er vanskeligheter med å se hvordan horisontale krefter blir overført ned til grunnen mellom etasjene. Vi mener at avstivningssystemet til bygget ikke er tilfredsstillende.

Vi mener at bygget ikke er oppført etter gjeldene standard, og at tiltak må utføres for å sette skolen i stand. Det påpekes at eventuelle utbedringstiltak over fundamentene vil være omfattende, involvere store inngrep og kostnader, og vil trolig ikke gi en fullgod løsning

Estimerte tiltak:

- Stenderne i ytterveggene må forsterkes i områder med utsparinger, i tillegg må det legges inn stivere bjelker over vinduer og dører.
- Limtredragerne er ikke stive nok og tilfredsstillende bruksgrensetilstand. Tiltak for å utbedre dette er å legge inn ekstra søyler i plan 2 og muligens også plan 1, slik at disse er gjennomgående fra plan 3 til fundamenter/stålbjelker.
- Etablere et avstivningssystem som er gjennomgående i hele bygget og gir tilstrekkelig avstivning. Dette vil i praksis bety å sette inn avstivning i kryperommet mellom plan 1 og 2, i tillegg til å innføre flere avstivningselementer i planene.
- Benytte avretningsmasse til å rette opp skjevheter.
- Konsekvensen av punktene ovenfor medfører at lettvegger, himlinger etc. må demonteres og reetableres etter at forsterkningstiltak er utført.
- Vurdere om fundamenter må forsterkes etter å ha utført utbedringstiltak.
- Teleskopløsning for lettvegger mot tak for å unngå belastning.
- Sammenkoble moduler
- Etablere nytt opplegg for limtredragerne i kryperommet mellom plan 2 og 3.

A	30.11.18	Nye opplysninger fra befaring, setningsmålinger	AshH		
00	11.09.18	Rapport	AshH	HG	HG
REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV

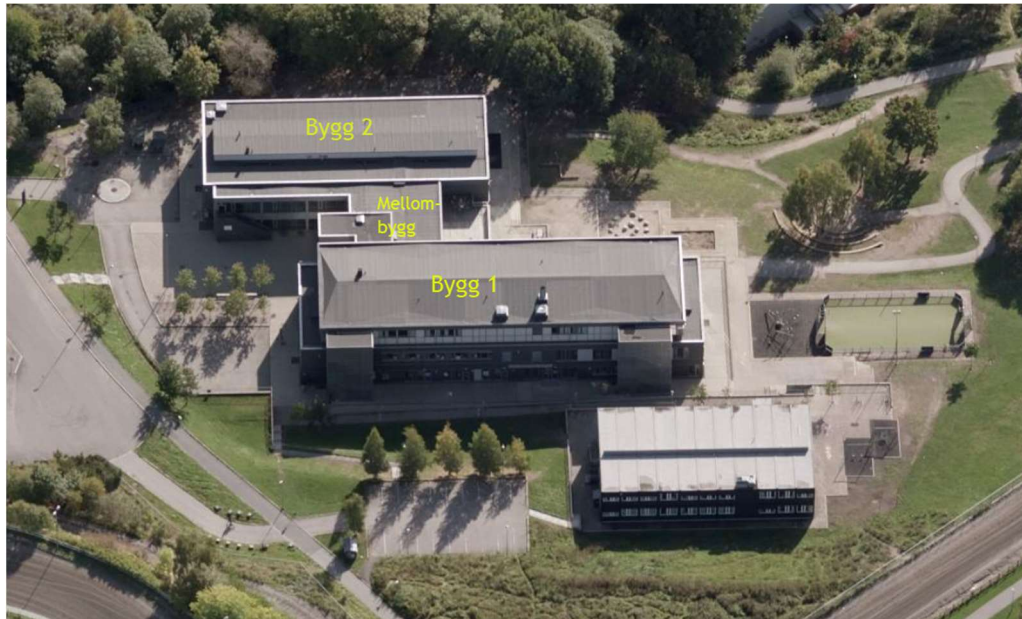
INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Innledning	5
2	Analyse/Fremgangsmåte	6
2.1	Laster på konstruksjonen	6
2.2	FEM-Design modell	6
2.2.1	Vurdering av fundamenter	7
2.2.2	Kapasitet av søyler	7
2.2.3	Undersøkelse av limtredragere	7
2.3	Lastnedregninger	7
2.4	Håndberegning av nedbøyning	7
2.5	Håndberegning av kapasitet til limtredragere	7
3	Resultater	8
3.1	Vurdering av pålitelighet av resultater fra FEM-Design modell	8
3.2	Fundamenter og setningsmålinger	9
3.3	Bruddgrensekapasitet av søyler og bjelker	10
3.3.1	Stålelementer	10
3.3.2	Søyler av limtre og konstruksjonstre	10
3.3.3	Bjelker av limtre	12
3.4	Nedbøyning av limtredragere	13
3.5	Nedbøyning av bjelkelag i D.O. 2. etasje	14
3.6	Avstivningssystemet	15
3.7	Klaring over vinduer og dører	17
3.8	Sammenkobling av moduler	17
3.9	Sammenkobling av limtredragere	19
3.10	Krymping av trevirke	19
4	Tiltak	20
4.1	Rehabiliteringsalternativ	20
4.2	Andre alternativer	21
5	Konklusjon	22
5.1	Bør undersøkes nærmere	22
5.2	Utbedringstiltak	22
6	Vedlegg 1: Fundamenter	i
6.1.1	Søylefundamentene	i
6.1.2	Stripefundamentene	ii

1 Innledning

Multiconsult har fått i oppdrag av Undervisningsbygg å undersøke bæresystemet til Refstad skole og vurdere hva som kan ha forårsaket problemene som er påvist i bygget og hvilke tiltak som kan utføres for å bedre situasjonen. Problemer omfatter blant annet vinduer i spenn, dører som stadig må justeres og sprekker i vegger og gulv. Etter februar 2018 har problemene vist seg tydeligere, og sommeren 2018 ble skolen stengt.

Fokuset har i denne rapporten vært på Bygg 1 (se bilde), da dette bygget har vist flest problemer.



Figur 1 Oversikt over skoleområde

Bygget ble opprinnelig bygget i 2005 av Norvag Byggsystem som et to etasjers modulbygg, men ble dimensjonert for å tåle en ekstra etasje. I 2008 ble en tredje etasje bygget på. Taket til bygget består av lett-takselementer som bæres av en midtre fagverksbjelke og langsgående yttervegger i 3. etasje. Ytterveggene i 3. etasje hviler på et bjelkelag som danne taket over 2. etasje. Dette bjelkelaget består av limtrebjelker, med 9,2 m spenn, som hovedsakelig støttes opp av de langsgående ytterveggene og en midtre fagverksbjelke i dekke over 2. etasje.

Gulvet i 2. og 3. etasje bæres av limtredragere som går parallelt med langsgående yttervegger. Det er montert søyler i underkant av limtredragerne under 3. etasje og ned på bjelkelaget. Under bjelkelaget er det plassert søyler som fører lasten videre ned i 2. etasje. Mellom 2. og 1. etasje er ikke alle søylene plassert sentrisk og det foretas en utveksling for å føre lasten fra 2. og 3. etasje ned på bærende søyler i 1. etasje.

Bygget står på søylefundamenter og stripefundamenter rundt ytterkantene.

Denne rapporten omhandler en innledende granskning av prosjekteringen og avsluttes med forslag til mulige tiltak.

2 Analyse/Fremgangsmåte

Det gjennomført beregninger for hånd i tillegg til i FEM-Design og G-prog.

2.1 Laster på konstruksjonen

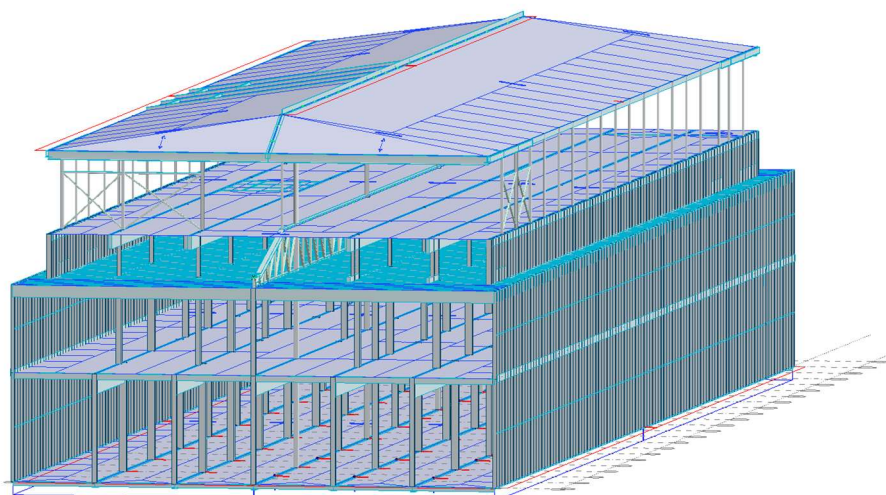
Tabell 1: Laster brukt i beregninger

	Karakteristiske laster
Snø (formfaktor $\mu=0.8$)	3.5 kN/m ²
	Tak over 2. etasje: 8.5 kN/m ²
Egenvekt tak	0.8 kN/m ²
Fasade	0.7 kN/m ²
Nyttelast	3 kN/m ²
Permanente installasjoner	D.O. 2. etasje: 0.8 kN/m ² + (0.8 bjelkelag, obs beregnes automatisk i FEM-Design)
	D.O. 1. etasje: 1,4 kN/m ²
	D.O. Kryprom: 1 kN/m ²

På øst- og vestsiden av bygget vil det være en liten utstikker nedenfor balkongen. Her vil det kunne samle seg ekstra snø og dette skal det tas hensyn til ifølge NS-EN 1991-1-3. I virkeligheten vil disse snømengdene sannsynligvis aldri inntreffe da trolig vaktmester vil måke unna snø før situasjonen oppstår. Dette kan derimot ikke garanteres, og derfor er denne lasten benyttet videre.

2.2 FEM-Design modell

En modell i FEM-Design er laget basert på tegningsunderlaget og IFC-modellen oversendt, samt observasjoner gjort etter åpning av deler av konstruksjonen. Manglende dokumentasjon av 1. og 2. etasje har gjort prosessen tidvis utfordrende. Antagelser er gjort for deler av konstruksjonen da det ikke ville vært hensiktsmessig å åpne oppe alle steder.



Figur 2: Modell av konstruksjonen laget i FEM-design.

2.2.1 Vurdering av fundamenter

FEM-Design er benyttet til å finne lastene som overføres fra bygget og ned på fundamentene. Egenvekten til fundamentet er regnet ut for hånd og lagt til resultatene fra FEM-design for å regne totaltrykket som fundamentene overfører ned i grunnen. Dette trykket er vurdert opp mot dimensjonerende grunntrykk.

Henviser til geoteknisk rapport utført av Siv.Ing. Per Øivind Fredheim den 26.08.2004, hvor det antas et dimensjonerende grunntrykk på 200 kPa. I en intern kontroll av rapporten gjort av MC vurderes påliteligheten av rapporten som tilfredsstillende.

2.2.2 Kapasitet av søyler

Ved hjelp av «Timber design» og «Steel design» i FEM-Design er alle søyler undersøkt. Det er i tillegg gjort håndberegninger på enkelte søyler. Sjekker er utført i henhold til Eurokode.

2.2.3 Undersøkelse av limtredragere

På grunn av manglende underlag av limtredragerne i 1. etasje er dimensjonen til tverrsnittet og lengden av bjelkene antatt. Under befaring ble høyden av limtrebjelkene målt til ca. 765 mm, bredden var derimot ikke mulig å måle uten å åpne opp mer. Det ble observert at den samme limtredimensjonen ble benyttet for alle bjelkene mellom 1. og 2. etasje. I ARK-tegning A-17-0-03 er det tegnet inn limtredragere under gulvet i 2. etasje med dimensjon 140mmx765mm, noe som stemmer godt overens med observasjonene. Dette tverrsnittet er dermed antatt for alle limtredragerne i D.O. 1. etasje. Lengden av bjelkene er også antatt, med begrensning på 15 m.

Kapasiteten av limtredragerne i bruddgrensetilstand er undersøkt ved hjelp av «Timber design».

Nedbøyning av limtredragerne som bærer gulvet i 2. og 3. etasje er sjekket. FEM-Design tar hensyn til krypdeformasjoner ved å multiplisere alle lasttilfeller med $(1+k_{def})$. I følge NS-EN 1995-1-1 skal denne reduseres noe for nyttelaster. Det vil si at nedbøyningen funnet ved FEM-Design vil være konservativ.

2.3 Lastnedregninger

Lastnedregninger ble utført i deler av konstruksjonen og sammenlignet med resultater fra FEM-modell. Håndberegninger ble kun gjort for enkelte kontroll punkter.

2.4 Håndberegning av nedbøyning

Resultater fra FEM-modellen er vurdert opp mot håndberegninger. Nedbøyningen ble beregnet i henhold til NS-EN 1995-1-1, hvor kryp og varighet av last tatt hensyn til. Skjærdeformasjoner ble neglisjert, da disse ble funnet å ha liten innvirkning på nedbøyningen.

2.5 Håndberegning av kapasitet til limtredragere

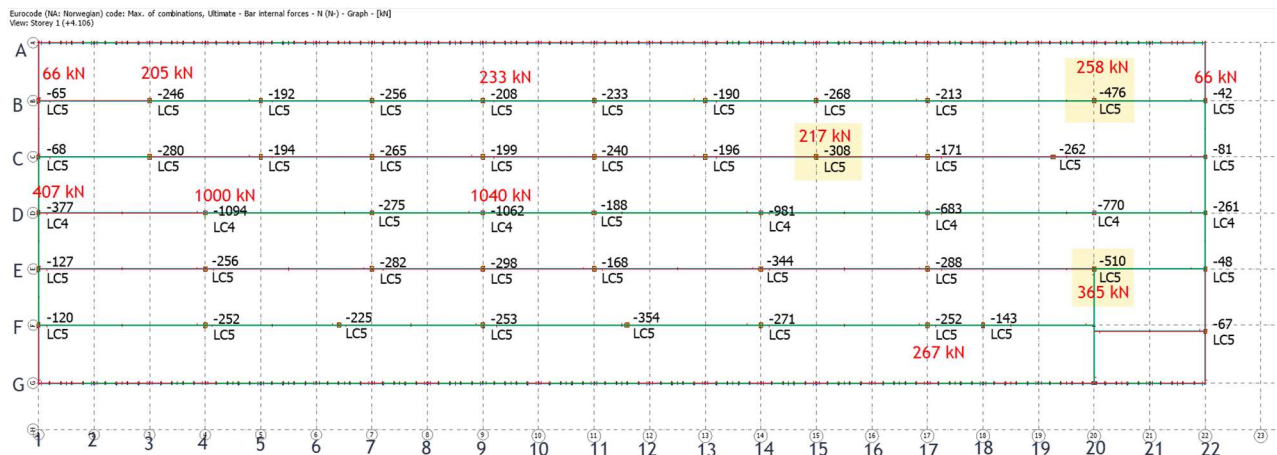
I tillegg til beregninger utført ved «Timber Design» i FEM-Design, er håndberegninger i henhold til NS-EN 1995-1-1 utført for å vurdere kapasiteten til limtredragerne.

3 Resultater

3.1 Vurdering av pålitelighet av resultater fra FEM-Design modell

Normalkreftene vist i Figur 2 er de maksimale opptredende kreftene av alle lastkombinasjoner funnet i søylene i 1. etasje med FEM-modellen. Tallene i rødt viser til de håndberegnete søylekreftene. Disse ble funnet ved lastnedregninger, hvor et lastareal fra hver etasje ble antatt.

Det er markert hvor forskjellen mellom resultatene fra FEM-modellen og resultantene fra lastnedregninger er av betydelig størrelse.



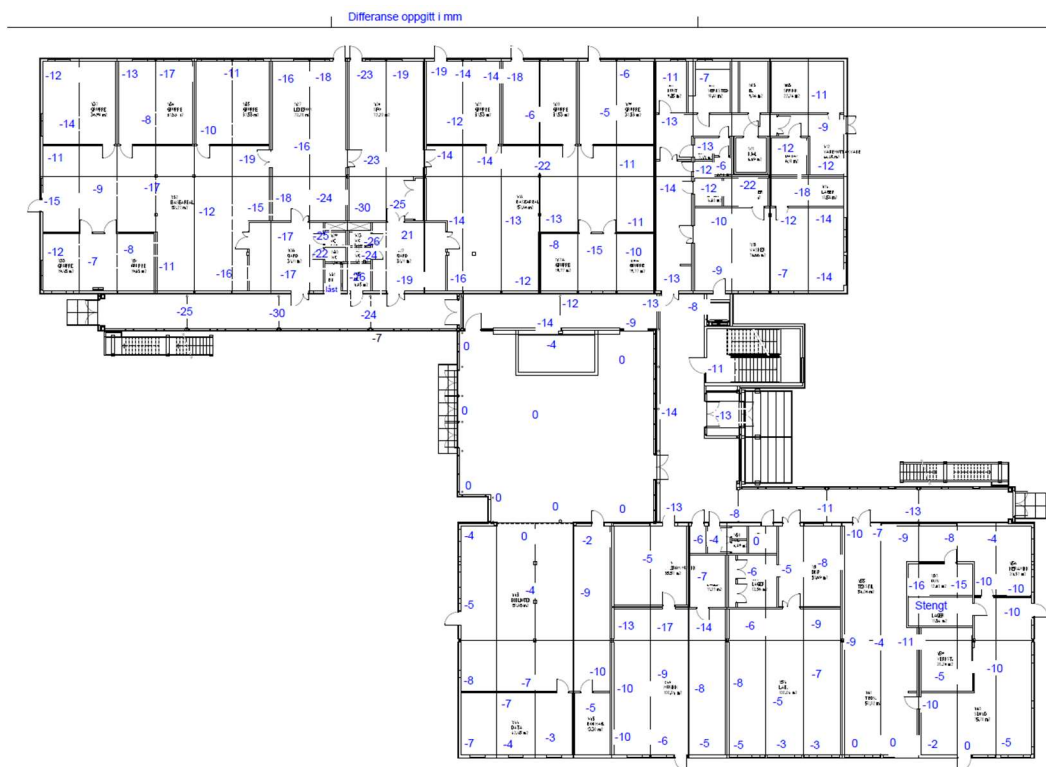
Figur 3: Største opptredende normalkrefter fra bruddgrensetilstand i innvendige søyler i 1. etasje

Hovedgrunnen til forskjellen mellom FEM-Design modellen og håndberegninger er at modellen tar hensyn til stivheter i systemet. De stivere konstruksjonsdelen vil ta opp mer av lasten, noe som stemmer mer overens med virkeligheten. Variasjonen i verdiene til søylene langs akse B og C skyldes at bjelker som går over to spenn vil tilføre mer last til søylen som står mellom de to spennene, (se f. eks søylene i B/15 og C/15). I søyle ved B/20 skylder forskjellen i tillegg at søylen i FEM-modellen får overført last fra vindkrysset i 3. etasje. Dette blir ikke tatt hensyn til i håndberegningene.

Resultatet fra FEM-Design blir tatt med videre og brukt i vurderingen. Det påpekes at enkelte resultater kan være usikre.

3.2 Fundamenter og setningsmålinger

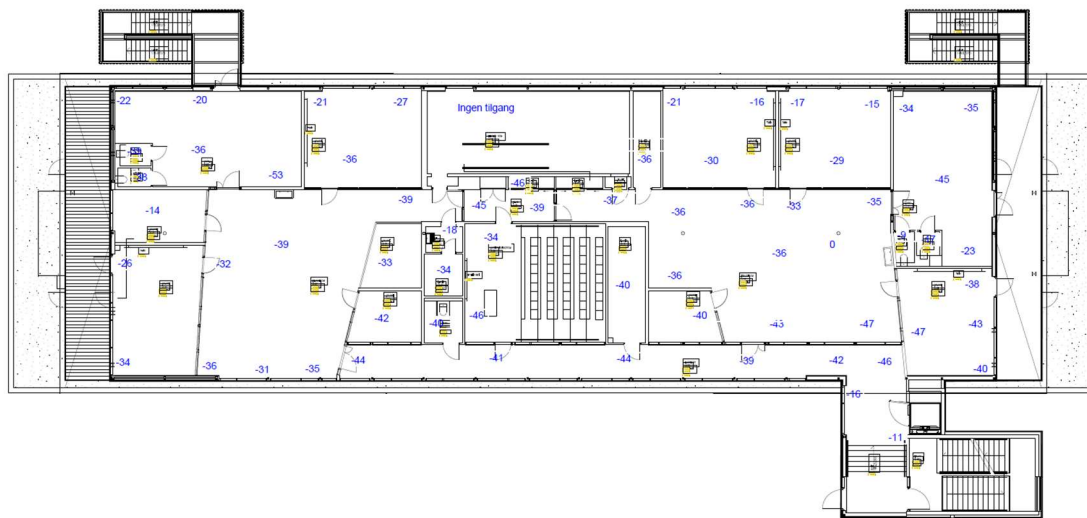
Setningsmålinger av plan 1, 2 og 3 er utført av Nerdrums Opmaaling.



Figur 4 Setningsmålinger for plan 1 [mm]



Figur 5 Setningsmålinger for plan 2 [mm]



Figur 6 Setningsmålinger for plan 3 [mm]

Målingene er utført ved å måle flere punkter relativt til hverandre, og deretter velge det høyeste målte punktet som nullpunkt. Resultatet vist i Figur 3-5 viser differansen i forhold til dette punktet. Undersøker man variasjonen mellom setningsmålingene for plan 1 er den stort sett mellom 1 – 2 cm, noe som betraktes som innenfor toleransen. Det tyder på at det ikke har forekommet overskridelser av grunntrykket ved fundamentene, og at lastsituasjonen forespeilet i tidligere resultater ikke har inntruffet (se Vedlegg 1). I plan 2 øker derimot differansen mellom svalgangen. Dette skyldes trolig nedbøyninger og setninger i bygget. I plan 3 er det høyeste punktet målt ved D/17. Her er det en gjennomgående stålsøyle ned til fundamentet og det er derfor forventet en lavere setning her. Setningene i plan 3 er altså målt relativt til det høyeste punktet innenfor plan 3, og vil derfor ha lavere verdier enn setningene i plan 2 som er målt relativt til et punkt utenfor plan 2 i bygg 1.

3.3 Bruddgrensekapasitet av søyler og bjelker

3.3.1 Stålelementer

I følge FEM-Design modellen vil søyle HUP200x10 i D/9 i 1. etasje være den mest utnyttede søylen med en utnyttelsesgrad på 52 %. Knekking av søyle vil være mest kritisk.

Bjelke L200x16 mellom akse 17 og 19 i D.O. 3. etasje vil være den mest kritiske stålbjelken. Denne vil ifølge FEM-Design bli klassifisert som klasse 4 og overskride kapasiteten med en utnyttelse på 102 %.

Det ble ikke foretatt noe vurdering av fagverksbjelken i dekket over 2. etasje.

3.3.2 Søyler av limtre og konstruksjonstre

Innvendig søyler

Søylene i 1. og 2. etasje vil ha tilstrekkelig kapasitet.

I dekke over 2. etasje ble det tidligere påpekt at enkelte av de korte søylene under de bærende limtretragerne til gulvet i 3. etasje tilsynelatende ikke hadde tilstrekkelig kapasitet. På befaring ble det observert at det flere steder var satt inn forsterkninger. De korte søylene vil dermed ha tilstrekkelig kapasitet.



Figur 7 Korte søyler under limtredragere i kryperommet mellom plan 2 og 3

Søyler i yttervegg

Ytterveggen består av 45x170 mm stendere c 600 mm. I modulskjøter, altså hver 3 m, og rundt dører og vinduer er det doble stendere. Beregninger utført tyder på at stenderne ikke har tilstrekkelig kapasitet for knekking om svak akse. Spesielt utsatt er stendere ved store vinduspartier som får tilført ekstra last.



Figur 8 Søyler i yttervegg 2 x 45 x 170 mm

3.3.3 Bjelker av limtre

Limtrebjelkelag i taket over 2. etasje

Tegning B-008 beskriver limtrebjelker med dimensjon 115x450 mm c 600 mm. Under befarings ble det derimot observert at disse bjelkene har dimensjon 115x400 mm c 600mm. Bjelkene har en lengde på 9.2 m. Beregninger utført viser at limtre-bjelkelaget i dekke over 2. etasje vil ha tilstrekkelig kapasitet.

Limtredragerne

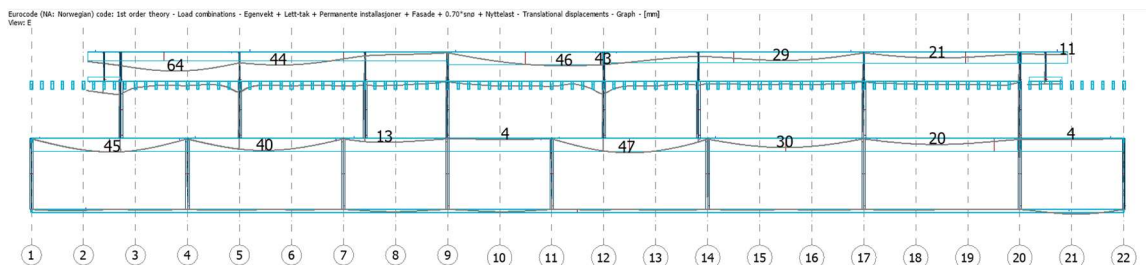
Limtredragerne vil i utgangspunktet ikke ha tilfredsstillende bruddgrensekapasitet. Det kan oppstå problemer med trykk vinkelrett på fiberretning på steder hvor søylene i 1. etasje ikke står sentrisk i forhold til søylene i 2. etasje. Antar at søylene står direkte på bjelken uten en stiv plate eller noe lignende som kan overføre trykket på et større område av bjelken. Det burde derimot undersøkes om dette stemmer.

Ut ifra forutsetningene er det flere steder på limtredragerne over 1. etasje hvor kravet for flatetrykk mellom bjelke og søyle i NS- EN 1995-1-1 Eurokode 5 ikke overholdes. Dette skyldes antageligvis at det skjedde en innstramning i kravet for tillatt spenning vinkelrett på fiberretningen når Eurokode 5 ble utgitt, i forhold til kravene NS 4370 stilte. Det har derimot blitt gjort forskning som tilsier at denne skjerpelsen er unødvendig og overskridelsen av denne kapasitetskontrollen vil dermed ikke vektlegges her. Det blir gjort oppmerksom på at en eventuell overskridelse av trykk vinkelrett på fiberretningen ville ført en økt deformasjon av limtredragerne.

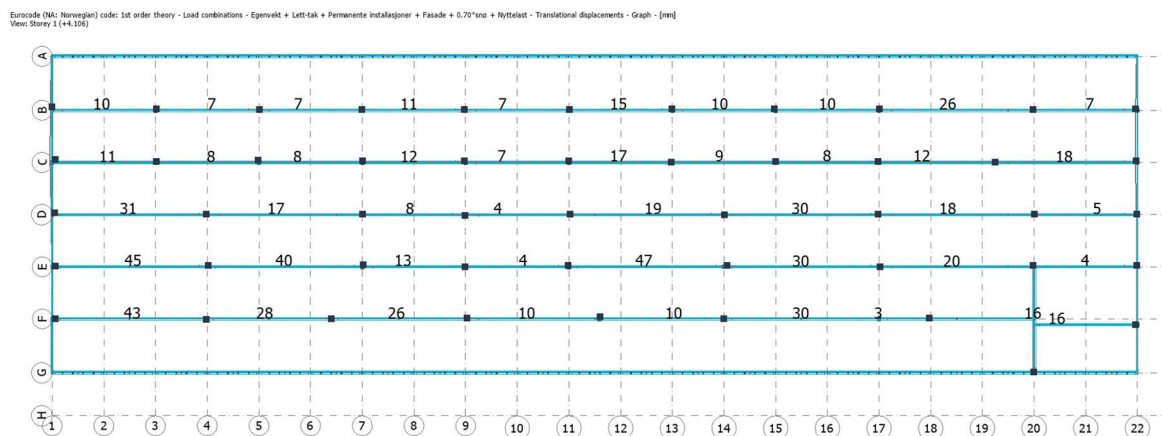
I følge NS-EN 1995-1-1 kan en redusert skjærkraft benyttes ved opplegg, dermed vil samtlige limtrebjelker ha tilstrekkelig skjærkapasitet.

3.4 Nedbøying av limtretragere

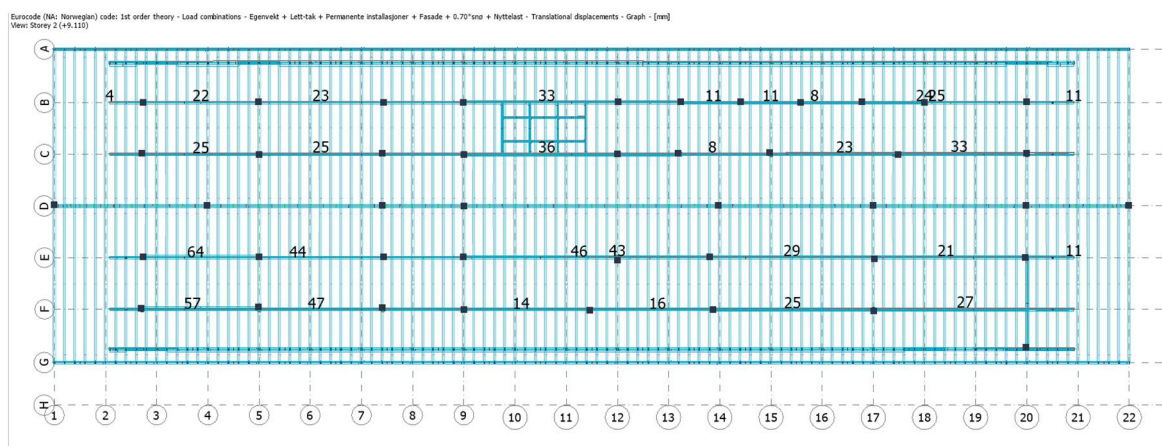
Ved posisjon E/4 vil den største nedbøyningen forekomme. Det kommer av at to bærende søyler i 2. etasje er plassert i et bjelkespenn i 1. etasje (se Figur 5).



Figur 9: Snitt i akse E. Nedbøying av limtretragere [mm] for lasttilfelle i brukstilstand med nyttelast som dominerende variabel last.

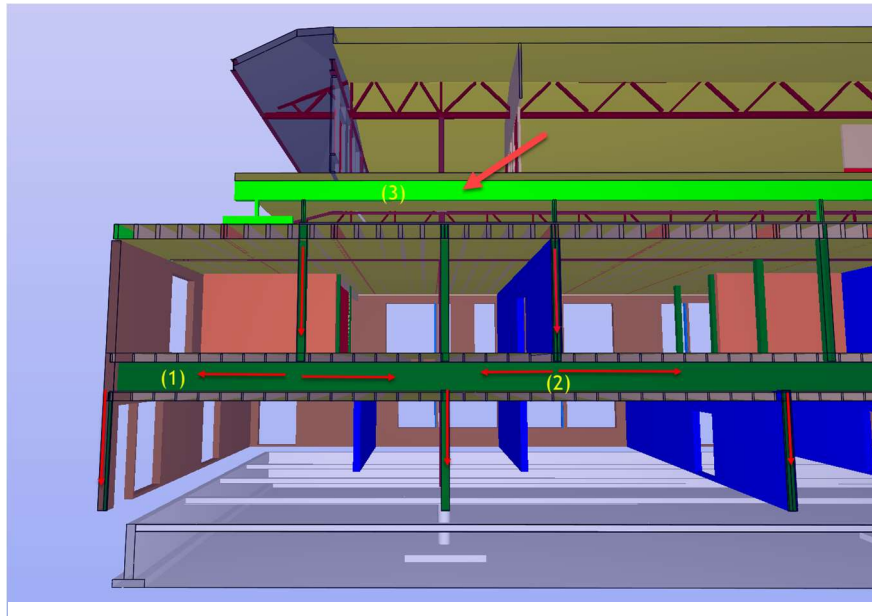


Figur 10: Dekke over 1. etasje sett ovenfra med nedbøying av limtretragere [mm].



Figur 11: Dekke over 2. etasje sett ovenfra med nedbøying av limtretragere [mm].

Figur 7 viser at ifølge FEM-modellen har limtrebjelken i akse E i D.O. 2. etasje den mest kritiske nedbøyningen på 64 mm. Håndberegninger er gjort på denne bjelken for å verifisere resultatene i FEM-Design. Se figur 8 for illustrasjon av plassering av bjelken. I tillegg til nedbøyningen av bjelken i D.O. 2. etasje (bjelke 3), er nedbøyning beregnet for bjelkene i D.O. 1 etasje som søylene i andre etasje hviler på (bjelke 1 og 2).



Figur 12: Limtredragere i akse E, som det er utført håndberegninger på.

Tabell 2: Resultater fra håndberegninger for kritiske limtredragere i akse E sammenlignet med resultater fra FEM-Design.

	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Totalt:
Håndberegning	33 mm	30 mm	16 mm	47 mm
FEM- Design	45 mm	40 mm	(Er ikke modellert opp som isolert system)	64 mm
Differanse	-12 mm	-10 mm		-17 mm

Tabell 2 viser at resultatene fra håndberegningene ligger under resultatene funnet i FEM-Design. Dette skyldes, som forklart tidligere, i stor grad hvordan FEM-Design tar hensyn til kryptformasjoner. Dermed vil nedbøyningene vist i Figur 2-4 være konservative, men kunne gi en indikasjon på hvor de største nedbøyning finner sted.

3.5 Nedbøyning av bjelkelag i D.O. 2. etasje

Bjelkelaget under utstikkende del på øst- og vestsiden av bygget vil få store deformasjoner pga. høy snølast. Ifølge FEM-Design vil enkelte bjelker få en nedbøyning på 74 mm.

3.6 Avstivningssystemet

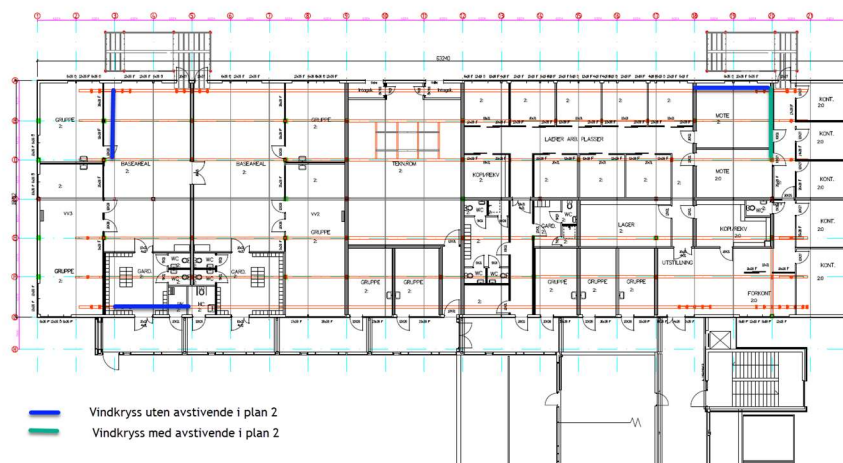
I plan 1 og 2 vil det være vegger med OSB-plate festet til som fungerer som avstivende vegger, se bilde under. Det fleste innvendig avstivende vegger er plassert på tvers, og pga. store partier med vinduer i fasaden er det heller ikke her særlig med avstivende vegger langsgående. I plan 3 vil det være vindkryss som virker avstivende.



Figur 13 Avstivende vegger i etasjene

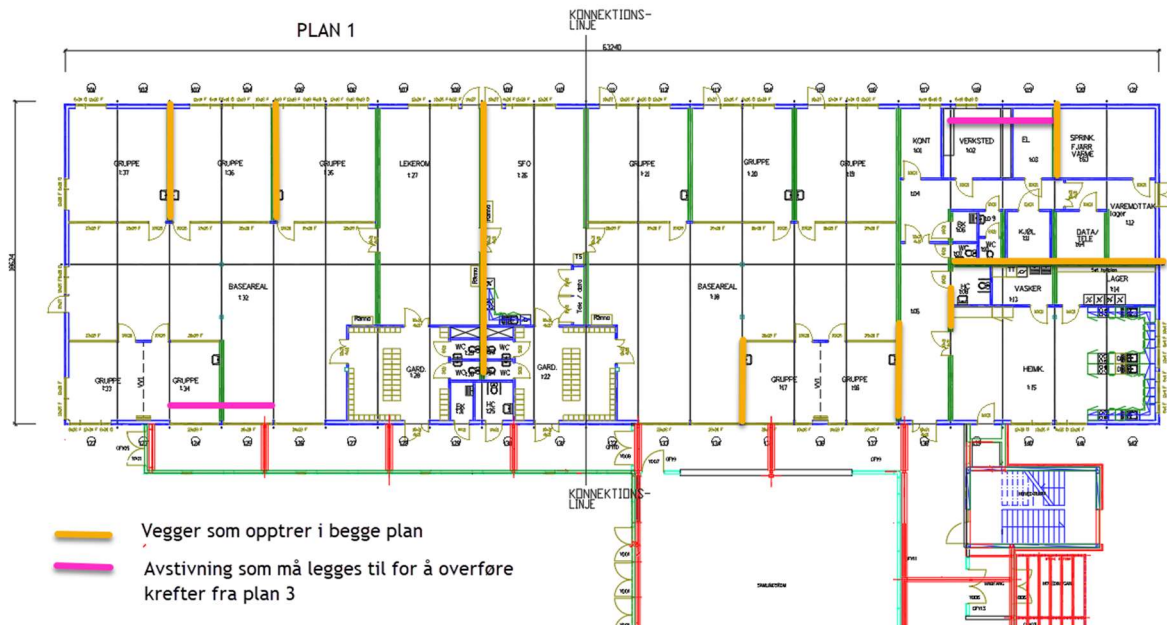
Mellom etasjene er det vanskelig å se hvordan de horisontale kreftene skal bli overført ned til grunnen. I kryperommet mellom 1. og 2. etasje er horisontalavstivning er tilsynelatende fraværende. Kryperommet inneholder langsgående limtretragere, men ingen tverrgående avstivning er verken observert på befaring eller i tegningsunderlaget.

Vindkryssene i 3. etasje står ovenfor ytterveggene til kryperommet. Antar at disse ytterveggene virker avstivende og klarer å videreføre de horisontale kreftene ned til limtre bjelkelaget i taket til plan 2. I plan 2 er det derimot kun en av vindkryssene som har en avstivende vegg under, og denne fortsetter ikke helt ned til dekket i 1. etasje da kryperommet mellom 1. og 2. etasje ikke inneholder avstivende elementer. Det tyder på at det er manglende videreførelse av horisontalkrefter under samtlig av vindkryssene i 3. etasje.

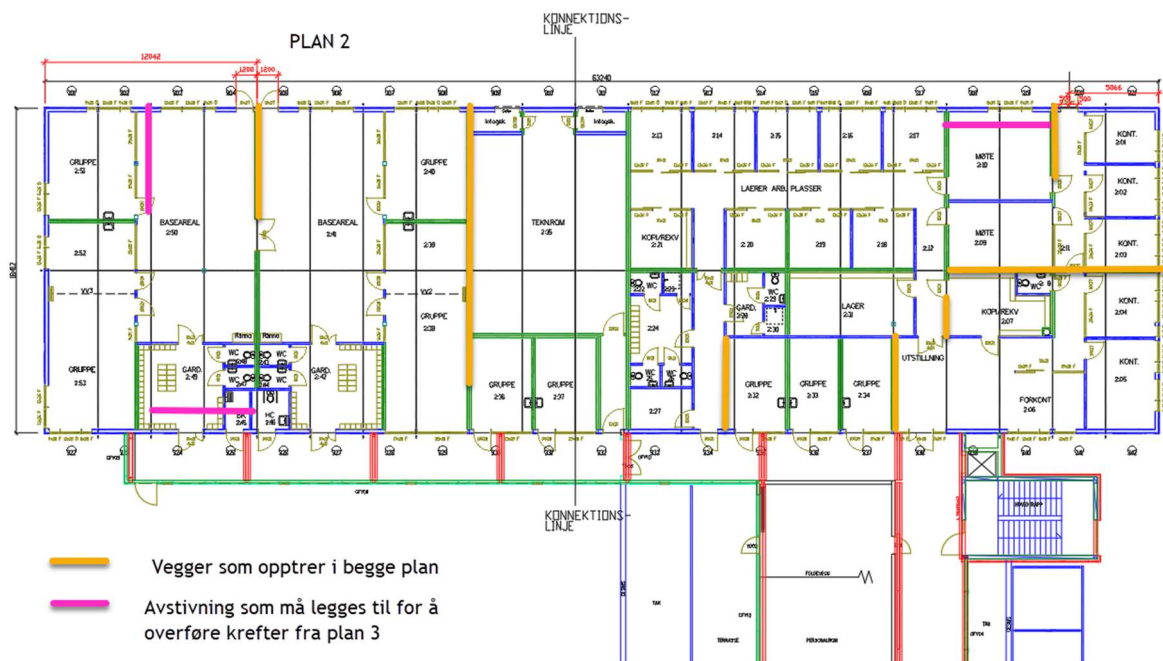


Figur 14 Oversikt over hvor vindkryssene i 3. etasje er plassert i forhold til planløsningen 2. etasje.

Kun enkelte avstivende vegger har samme plassering i plan 1 som plan 2, men heller ikke her vil det være en effektiv videreførelse av horisontale krefter fra et plan til et annet på grunn av kryperommet. Figur 14 og 15 viser oversikt over hvilke avstivende vegger dette gjelder.



Figur 15 Oversikt over avstivende vegger i plan 1



Figur 16 Oversikt over avstivende vegger i plan 2

3.7 Klaring over vinduer og dører

På grunn av dårlig lastutveksling ovenfor vindu får enkelte vinduer overført last ovenfra og blir dermed stående i spenn.



Figur 17 Vindu i spenn i 1. etasje i Bygg 1

3.8 Sammenkobling av moduler

Hvordan modulene er sammenkoblet varierer i forhold til om det er en vegg eller ikke i sammenkoblingen. Figur 17 viser hvordan modulene er boltet sammen via søylene i veggen som opptre hver tredje meter.



Figur 18 Veggsøylene brukte til å bolte sammen moduler

I ytterveggene møtes to stendere i modulsjøten. Figur 18 viser at det er en liten glippe mellom modulene og at de avstivende platene ikke overlapper.



Figur 19 Modulsjøt i ytterveggen

Figur 19 viser hvordan modulsjøten ser ut i limtrebjelkelaget i taket over 2. etasje. Her er det også en glippe mellom limtrebjelkene.

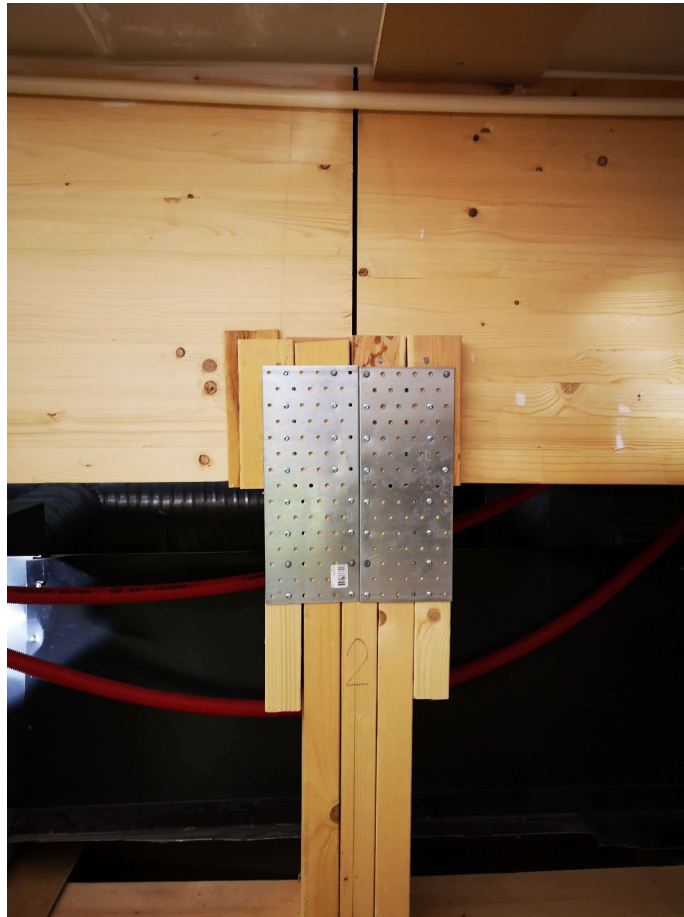


Figur 20 Modulsjøt i taket over plan 2

De observerte glippene mellom modulene tyder på at modulene ikke er tilstrekkelig sjøttet sammen.

3.9 Sammenkobling av limtredragere

Sammenkoblingen mellom limtredragerne i kryperommet mellom 2. og 3. etasje ser ikke ut til å være tilstrekkelig. Lasken skal kunne ta opp små strekk-krefter og sørge for å holde konstruksjonsdelene sammen. Forbindelsen avbildet under vil ikke kunne ta opp strekk og limtredragerne kan gli i fra hverandre. Glipper mellom limtredragerne ble observert flere steder.



Figur 21 Forbindelse mellom limtredragerne i kryperommet mellom plan 2 og 3

3.10 Krymping av trevirke

Trevirke er et levende materiale som krymper og sveller for vekslende fuktighet. Vi har kontrollert innvirkning av krymping. I fiberretning er krympingen av trevirke minimal. Med en maks krymp på mindre enn 0.3 % vil krymping av trevirke ha liten betydning for setningene i bygget.

4 Tiltak

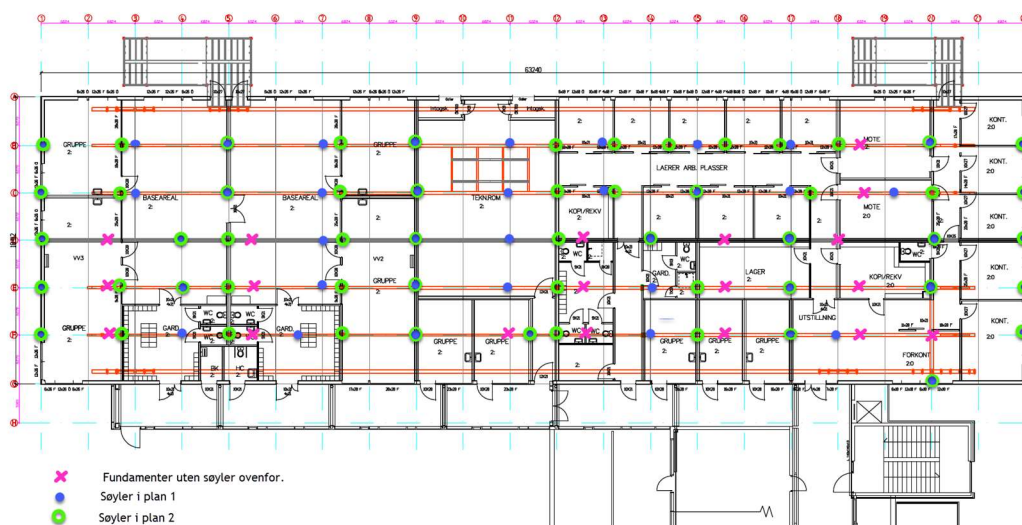
Flere alternative tiltak må vurderes ut fra økonomiske og kvalitative forutsetninger.

I denne rapporten er det beskrevet hvordan en mulig rehabilitering kan utføres, og hvilke kostnader og endringer dette vil medføre. Fokusset i denne rapporten har vært på 3. etasjers bygget (bygg 1, se Figur 1), og dermed vil ikke detaljerte tiltak presenteres for bygg 2. Det påpekes at dette er et estimat av hvilke tiltak som må utføres, og at uforutsette situasjoner vil kunne kreve endringer av tiltak.

Alternativ til rehabilitering av bygget er presentert under. Multiconsult har foreløpig kun sett på de konstruktive tiltakene knyttet til byggetekniske. Hvordan foreslåtte tiltak vil påvirke andre fag er ikke vurdert. Kostnader og tiltak forbundet med dette vil komme i tillegg.

4.1 Rehabiliteringsalternativ

- 1) Ytterveggene må forsterkes. Det må settes inn ekstra søyler i områder med større avstander mellom stendere. I tillegg må det legges inn forsterkningsbjelke over vinduer for å veksle ut lasten ovenfra og sikre at vinduer ikke blir stående i spenn. Ytterveggen bidrar med bæringen av konstruksjonen. For å utføre forsterkninger må midlertidig bæresystem innføres for å holde konstruksjonen oppe mens arbeid pågår.
- 2) Innføre ekstra søyler innvendig: Flere steder i plan 2 korresponderer ikke søylene og bærende vegger med 1 etasje. Det må settes inn ekstra søyler for å sikre gjennomgående søyler. Søylene i plan 1 går ned i fundamentene og vil dermed bestemme plasseringen av søylene i 2. etasje. Det må i tillegg innføres nye korte søyler i kryperommet mellom plan 2 og 3 på bakgrunn av samme argument. På oversikten nedenfor er søylene i plan 1 og 2 samt fundamenter uten søyler over markert. Steder hvor det ikke søylene i plan 1 og 2 korresponderer må det altså settes inn ekstra søyler i plan 2 (dvs. alle stedene markert blått uten en grønn sirkel rundt). Det må også vurderes om det burde innføres nye søyler i plan 1.



Figur 22 Planløsning for 2. etasje med oversikt over eksisterende søyler i plan 1 og 2, samt fundamenter uten søyle ovenfor

- 3) Det må etableres et avstivningssystem som er gjennomgående og kan overføre horisontale laster fra de overliggende etasjene og ned i grunnen. Under vindkryssene i 3. etasje ble det tidligere i rapporten påpekt at det trolig mangler avstivning som viderefører kreftene helt ned i grunnen. Her må det innføres et system som opprettholder dette kravet. En mulig løsning vil være å innføre avstivende elementer rett under vindkryssene og helt ned til fundamentene. Dette vil imidlertid ikke være gunstig for planløsningen. Spesielt utfordrende vil det være under de langsgående vindkryssene, da veggen i 3. etasje her er trukket inn ca 800 mm i forhold til veggen i 2. etasje. Se mørkeblå linjer på Figur 14.

Det må legges inn avstivning i kryperommet mellom plan 1 og 2 på steder der avstivende vegger står ovenfor hverandre (se Figur 15 og 16). I tillegg må det vurderes å sette inn flere vegger enten i plan 1 eller 2 for etablere flere avstivende elementer i bygget.

- 4) Forsterkningene settes inn for å forhindre ytterligere setninger i bygget, men skjevheter som oppleves i bygget i dag vil ikke rettes opp betydelig. Dermed må det innføres tiltak for å rette av overflatene. En løsning kan være å bruke avrettingsmasse. Dette vil føre til økte egenlaste.
- 5) For å komme til å gjøre overnevnte forsterkningstiltak vil både himlinger og lettvegger bli berørt. Store deler av dette må fjernes og reetableres etter forsterkningene er utført.
- 6) Det må gjøres en vurdering om fundamentene må forsterkes etter å ha utført utbedringstiltak.
- 7) Teleskopløsning for lettvegger mot tak
- 8) Sammenføyninger mellom moduler må undersøkes og forbedres hvor det er nødvendig. Stikkprøver gjort under befaring viser at enkelte steder er sammenkoblingen tilsynelatende utilstrekkelig.
- 9) Sammenkobling mellom alle limtredragere og opplegg på søyler i kryperommet mellom plan 2 og 3 må gjennomgås. Eksisterende løsning ser ikke ut til å holde. I praksis medfører dette at himling rundt søylepunkter må demonteres og at limtredragerne må jekkes opp for å få satt inn nye søyler og forbindelser mellom limtredragerne.

4.2 Andre alternativer

Et annet alternativ er å rive og bygge ny skole, men dette alternativet har Multiconsult ikke tatt stilling til.

5 Konklusjon

Resultatene fra setningsmålinger tyder på at det ikke har skjedd betydelige setninger ved fundamentene.

Ut ifra estimerte nedbøyninger er limtredragerne i bygget ikke er tilfredsstillende dimensjonert i bruksgrensetilstand. Limtredragerne får stor påkjenning grunnet bæresystem som involverer utvekslinger mellom søyler i 1. og 2. etasjer. I utgangspunktet vil nedbøyninger på 4-5 cm ikke merkes særlig, men om klaringer over dører og vinduer er mindre enn dette vil disse kunne komme i spenn. Setningsmålinger viser at bygget har satt seg plan 2 og 3.

På befaring ble det oppdaget at veggene i 3. etasje var trukket helt opp til taket og fikk dermed overført last. I utgangspunktet skal kun midtre fagverksbjelke og langsgående yttervegger være bærende i 3. etasje, og innerveggene er dermed ikke dimensjonert for denne ekstra lasten.

Kontroll av ytterveggene i 1. og 2. etasje tyder på at ytterveggen er underdimensjonert steder hvor det er store vinduspartier.

Hver etasje har et lokalt avstivningssystem bestående av avstivende vegger i 1. og 2. etasje og vindkryss i 3. etasje. Mellom etasjene er det derimot lite som tyder på et horisontalavstivningssystem. Vi mener dette ikke er tilstrekkelig, da vi har problemer med å se hvordan horisontale krefter blir ført ned til grunnen i en global analyse.

Sammenkoblingen av moduler og limtredragere ser ut til å være utilstrekkelig enkelte steder.

5.1 Bør undersøkes nærmere

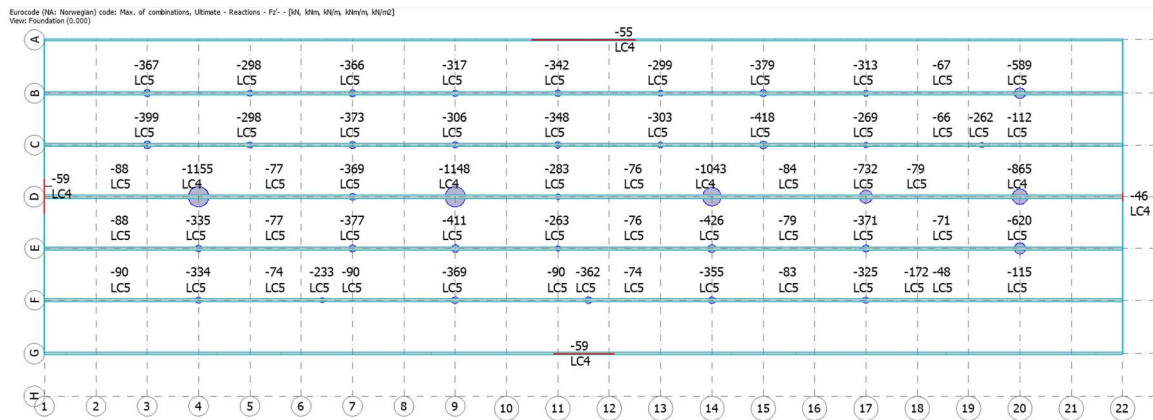
- Utbedringsbehov for andre fag.

5.2 Utbedringstiltak

Et estimat på tiltak for utbedring av skolen:

- Stenderne i ytterveggene må forsterkes i områder med utsparinger, i tillegg må det legges inn stivere bjelker over vinduer og dører.
- Limtredragerne er ikke stive nok og tilfredsstillende ikke bruksgrensetilstand. Tiltak for å utbedre dette er å legge inn ekstra søyler i plan 2 og muligens også plan 1, slik at disse er gjennomgående fra plan 3 til fundamenter/stålbjelker.
- Etablere et avstivningssystem som er gjennomgående i hele bygget og gir tilstrekkelig avstivning. Dette vil i praksis bety å sette inn avstivning i kryperommet mellom plan 1 og 2, i tillegg til å innføre flere avstivningselementer i planene.
- Benytte avretningsmasse til å rette opp skjevheter.
- Rive himlinger og lettvegger samt reetablere disse.
- Vurdere om fundamenter må forsterkes etter å ha utført utbedringstiltak.
- Teleskopløsning for lettvegger mot tak for å unngå belastning.
- Sammenkoble moduler
- Etablere nytt opplegg for limtredragerne i kryperommet mellom plan 2 og 3.

6 Vedlegg 1: Fundamenter



Figur 23: Største last fra bruddgrense tilstand overført til fundamenter. Punktlaster [kN] ved søylefundamentene, linjelaster [kN/m] i ytterkantene ved stripefundamentene.

6.1.1 Søylefundamentene

Lastene på fundamentet i tillegg til egenvekten av fundamentene gir følgende spenninger ned til grunnen:



Figur 24: Trykkspenning [kPa] overført fra fundamentsåle ned til grunn

Ut ifra estimerte trykkspenninger vist i figur 4 vil det skjer en overskridelse av dimensjonerende grunntrykk flere steder (se rød markering). Det tyder på at disse fundamentsålene er underdimensjonerte, og ikke har kapasitet til å bære lastene fra etasjene over. Dette kan ha forårsaket setninger i bygget, men målinger av helning i 1. etasje av bygget må foretas for å bekrefte dette. Lastsituasjonen som er benyttet i vurderingen er lite sannsynlig, og har ikke nødvendigvis inntruffet.

Innvirkning av horisontallaster vil kunne øke trykket mot grunnen ytterligere.

Det er særlig knyttet usikkerhet til verdiene i B/20, C/15 og E/20, ettersom det var her forskjellen mellom lastnedregningene og FEM-modellen var høyest. Nedjusteres lastene i disse punktene til en mellomting av resultatene fra håndberegningen og FEM-modellen vil fundamentet i E20 og B20 være ok. Det skyldes at kapasitet-overskridelsen i utgangspunktet ikke var så høy i disse punktene. Fundamentet i E15 vil derimot føre til en overskridelse i bæreevne på ca. 18 % selv om lasten nedjusteres helt ned til resultatet oppnådd ved lastnedregningene.

6.1.2 Stripefundamentene

Forenkler og antar konstant linjelast fra bygget og ned på stripefundamentene. Fundamentet langs akse G vil gi grunnen den høyeste påkjenningen med en utnyttelsesgrad på ca. 0,36. Det vil si at selv om linjelasten vil variere og være høyere enkelte steder er det en del kapasitet å gå på.

Langs akse G vil det kunne komme et lite tillegg i last fra påbygget på siden. Ut i fra fundamentplanen kan det virke som om påbygget lener seg delvis på fundamentstripen i akse G, men nærmere undersøkelser kreves for å bekrefte dette.

Målinger tyder på at det ikke er noen setninger pga overskridelser av grunntrykk.