

Saltdal kommune

► Saltdal sykehjem konstruktiv vurdering av påbygg fløy B

Oppdragsnr.: 52303207 Dokumentnr.: RIB-01 Versjon: J01 Dato: 2023-05-26



Oppdragsgiver: Saltdal kommune
Oppdragsgivers kontaktperson: Johnny Ledsaak
Rådgiver: Norconsult AS, Konrad Klausens vei 8, NO-8003 Bodø
Oppdragsleder: Olav Haavik
Fagansvarlig: Olav Haavik
Andre nøkkelpersoner: Erling J. Solheim
Marcus Hagen

J01	2023-05-26	For bruk	OLHAA	EJS	OLHAA
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Innhold

1	Sammendrag	4
2	Generelt	5
3	Eksisterende bygg	6
3.1	Dokumentasjon av byggets konstruksjoner	6
3.2	Eksisterende konstruksjon	6
3.3	Dimensjoneringsgrunnlag	8
3.4	Materialkvaliteter og overdekning	9
3.5	Tilstand	9
4	Påbygg	10
4.1	Dimensjoneringsgrunnlag	10
4.2	Kapasiteter eksisterende konstruksjoner	10
4.3	Brannkapasiteter eksisterende konstruksjoner	11
4.4	Geoteknikk, grunnstabilitet	12
4.4.1	<i>Topografi</i>	12
4.4.2	<i>Grunnforhold</i>	12
4.4.3	<i>Geoteknisk prosjekteringsklassifisering</i>	14
4.4.4	<i>Geotekniske problemstillinger og videre arbeid</i>	15
4.5	Bæresystem påbygg	16
5	Videre arbeid	20
6	Referanser	21

1 Sammendrag

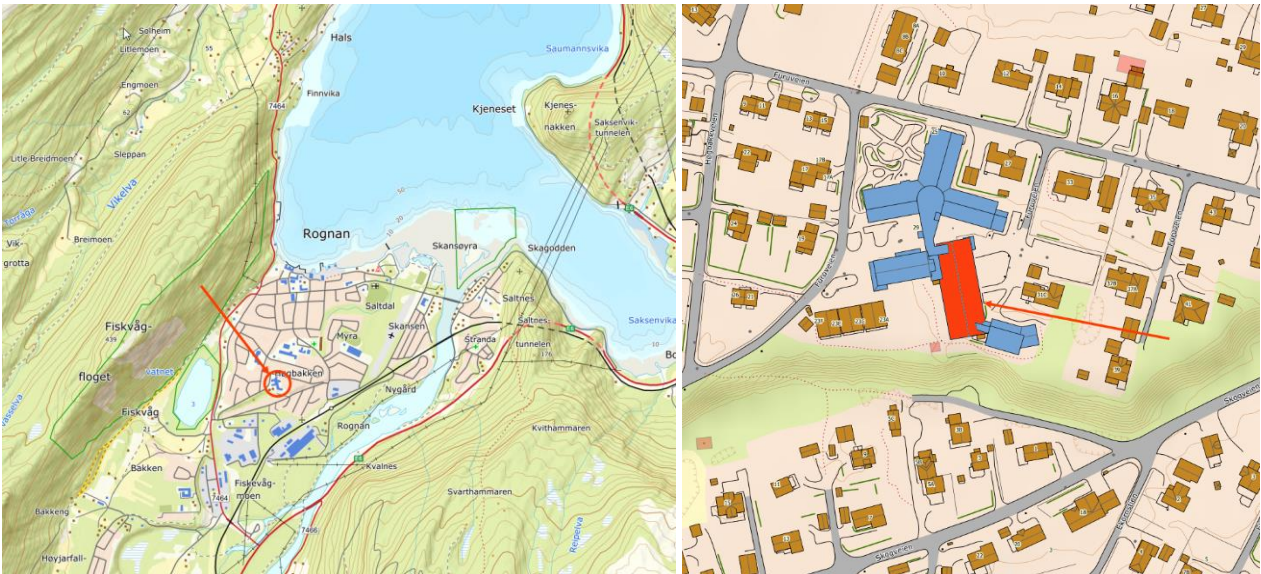
For utvidelse av Saltdal sykehjem fløy B med en etasje kan dette bygges med to utvendige og en innvendig bæreakse, hvor det etableres ny etasjeskiller over eksisterende betongtak samt nytt tak. Dette etableres i hulldekker (HD265) som spenner til hatteprofiler i bæreaksene. Nye stålsøyler etableres over de eksisterende søylene under. Det vil være behov for forsterkning av de innvendige betongsøylene der ny bæring etableres over. For ytterveggene er det ikke behov for forsterkning av veggene/søylene. Innvendige punktfundament må forsterkes og utvides for å ivareta den økte fundamenteringslasten, og bankettene langs ytterveggen vil også måtte utvides punktvis. Deler av eksisterende betongtak ligger med fall og høyere enn øvrig del av betongtaket. Deler av disse må da rives lokalt og det vil også være behov for noen lokale forsterkninger av betongtaket mhp økt snøoppsamling i overgangen mot øvrig eksisterende bygningsmasse.

Dagens grunntrykk under de innvendige punktfundamenter virker veldig høyt. Det vil derfor være behov for å få gjort grunnundersøkelser i neste fase for å få kontroll på grunnens kapasitet for laster og hvorvidt de øvrige eksisterende punktfundamenter vil være ok eller om det vil være behov for ytterligere forsterkningstiltak på disse også. Det vil også være behov for å gjennomføre grunnundersøkelser for å få kontroll på geoteknisk stabilitet i området, dette spesielt siden bygget ligger mot kanten av ett bratt terreng/skråning.

2 Generelt

Saltdal kommune vurderer mulighetene for å bygge på en etasje av Saltdal sykehjem, fløy B. En utbygging er for å øke romkapasitet på sykehjemmet samt for å samle flere administrative ressurser til en større enhet.

Byggets lokasjon er vist under i Figur 1.



Figur 1: Lokasjon av Saltdal sykehjem fløy B. Bygget er markert i rødt.

3 Eksisterende bygg

3.1 Dokumentasjon av byggets konstruksjoner

Det finnes god dokumentasjon på eksisterende konstruksjoner. Vi mottok enn perm med diverse tegninger fra Saltdal kommune. Ut fra denne dokumentasjonen finner man dimensjoner på eksisterende fundamenter, søyler, vegger, dekker. Mhp. armering finner man armering for dekket over kjeller (plan 1) med tilhørende søyler og dragere. Armering av tilfluktsrom fremgår også av dokumentasjonen.

Det som mangler av dokumentasjon er:

- Armering av kjellervegger og innervegger
- Dekke over 1.et. (tak/ kryp loft).
- Betongbjelker i dekke over 1.et. (tak/ kryp loft).

Dokumentasjonen som foreligger danner underlaget for kontrollen som er gjort i denne rapporten for eksisterende konstruksjoner.

3.2 Eksisterende konstruksjon

Eksisterende bygg ble prosjektert i 1973 og oppført i 1975. Bygget har en kjeller, en etasje på bakkeplan samt et kryp loft. Bæresystemet er i hovedsakelig plaststøpte betongkonstruksjoner bestående av plaststøpte kjellervegger mot terreng under bakkenivå. Innvendige søyle med betongbjelker som spenner over søylene. Kontinuerlige enveisdekker som spenner fra bjelkeakse til bjelkeakse, hvor det er samvirke mellom bjelkene og dekkene. Bygget er direktefundamentert på løsmasser med banketter langs yttervegger og punktfundamenter for de innvendige søylene.

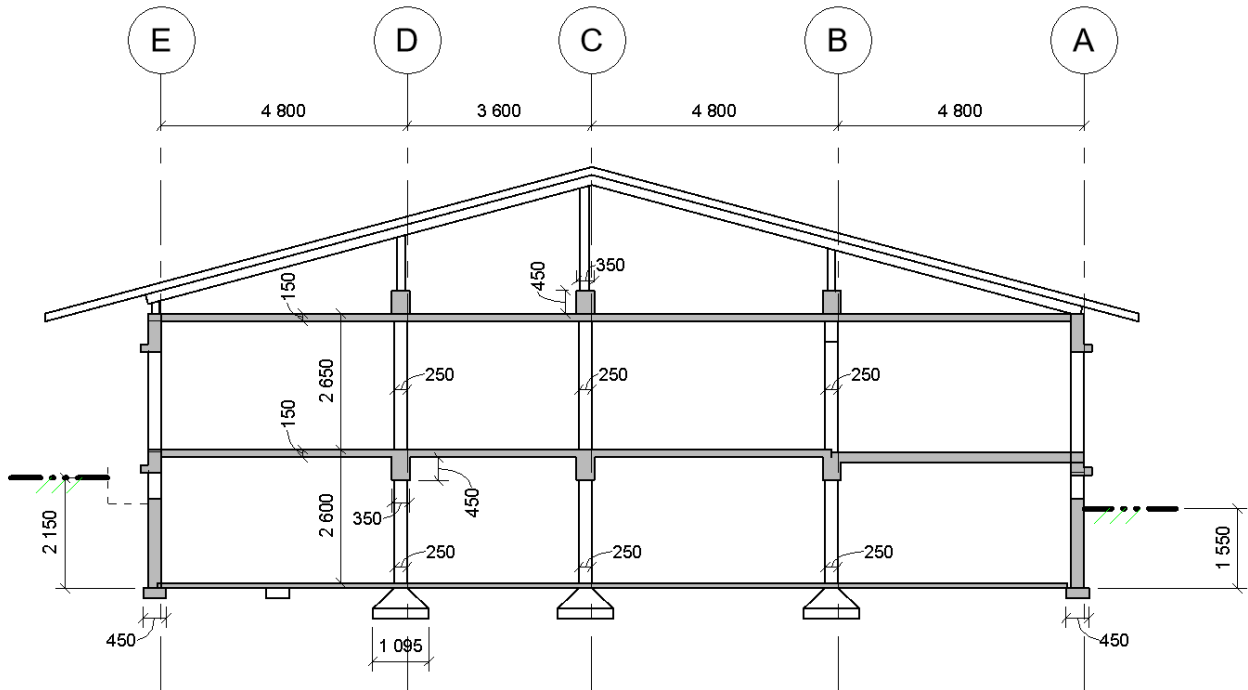
Typiske dimensjoner er:

- Søyler BxH= 250x250 mm
- Bjelker BxH= 350x450mm
- Dekker t= 150mm.
- Punktfundamenter BxHxt= 1095x1095xVAR mm.
- Banketter generelt: Bxt= 450x200 mm
- Banketter tilfluktsrom: Bxt= 800x400 mm

Taket er bygd opp som et oppforet tretak bestående av taksperrer og tresøyler ført ned på betongbæresystemet under. Taket er tekket med takpanner i stål. Kryp loftet er utformet som et kaldloft og er ventilert, isolasjonen ligger i overkant av betongdekket.

Eksisterende fasader er kledd med tegl over og under vinduspartiene.

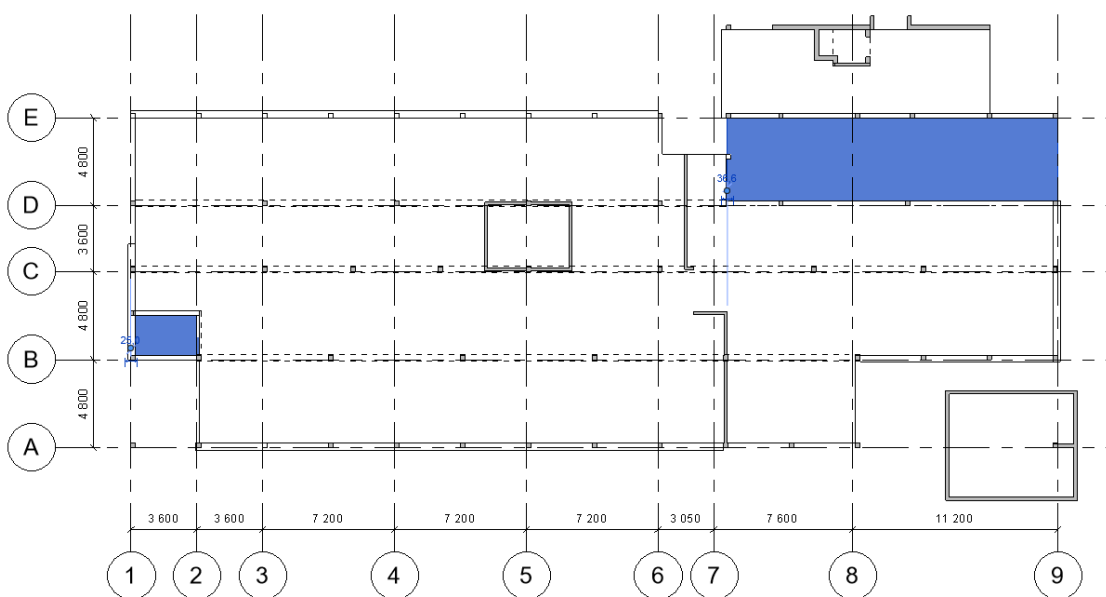
Kjellerveggene er delvis oppfylte med ca 1,5 meter oppfylling i akse A hvor oppfyllingen ligger ca 200mm under vinduene i kjellervegg. Mens i akse E er det etablert en langsgående kontinuerlig lysgrav mot vinduene. Oppfyllingen her er ca 2,1 meter. Underkant lysgrav ligger ved underkant vindu.



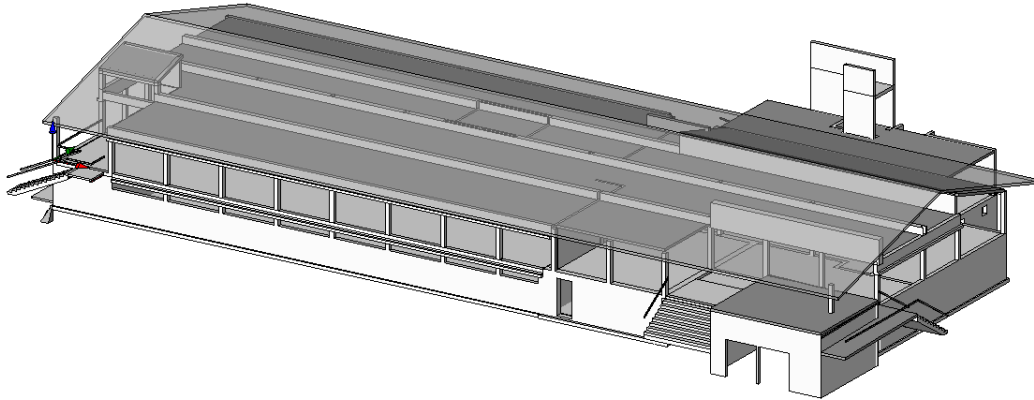
Figur 2: Hovedsnitt eksisterende konstruksjon

Større unntak i forhold til den generelle geometrien gjelder to områder på bygget. Disse områdene er knyttet mot eksisterende og tidligere inngangspartier til bygget. I disse områdene er betongdekket i takkonstruksjonen hevet for å følge takets form. Dette medfører at betongdekket ligger ca 1,3 meter høyere lokalt i de høyeste punktene. Områdene dette gjelder er vist under i Figur 3.

3D illustrasjon av eksisterende bærekonstruksjoner er vist i Figur 4.



Figur 3: Områder med hevede betongdekke i takkonstruksjonen. Markert i blått



Figur 4: 3D illustrasjon eksisterende bærekonstruksjoner

3.3 Dimensjoneringsgrunnlag

I bakgrunn av at Saltdal omsorgssenter fløy B er oppført 1975 og prosjektert i 1973, er det gjort en antagelse at følgende regelverk er benyttet ved prosjektering/oppføring av byggverket:

- Byggeforskrifter av 1. august 1969
- NS 3052 av mars 1970: Beregninger for belastninger
- NS 427-A 3.utgave av 1968: Regler for utførelse av arbeider i armert betong

Dette medfører at en kan gjøre følgende antagelser vedr. hvilke laster bygget var dimensjonert for:

- Nyttelast: Beboelsesrom, sykesal, pasientrom: 1,5 kN/m²
- Snølast: 1,5 kN/m².
- Vindlast (ikke værharde steder): ca 20 meter over havet. → 38,6 m/s

$$v_s := 11.7 \cdot (\log(20) + 2) = 38.622$$

$$q_p := \frac{v_s^2}{1.6} \frac{N}{m^2} = 0.932 \frac{kN}{m^2}$$

Dette gir et vindkasthastighetstrykk: 0.94 kN/m² (uten formfaktor)

- Ikke dimensjonert for jordskjelv.

3.4 Materialkvaliteter og overdekning

Eksisterende tegninger angir følgende:

- Utførelsesklasse B iht NS 427A
- Spenningsklasse II iht NS 427A
- Betongkvalitet B-300 generelt og B-400 for tilfluktsrom.
- Betongoverdekning 20 mm
- Armering generelt Ks50 / Ks40s

NS 427-A angir følgende krav til betongoverdekning i fra byggåret:

- Plater og vegger: 15mm
- Bjelker: 20mm
- Søylar: 35mm

3.5 Tilstand

Det er utført en tilstandskartlegging av eksisterende konstruksjoner utført av DBF AS den 02.12.2022.

Oppsummeringen av tilstanden gjort i denne kartleggingen medtas ikke i denne rapporten og det henvises derfor generelt til dette dokumentet vedr. tilstand.

Det er derimot gjort noen observasjoner på befaring som det ønskes å anmerkes spesielt: enkelte av betongbjelkene har varierende omfang av steinreir. Det er også observert steinreir på topp søyle i underkant av betongbjelkene i kjelleretasjen. Disse bør utbedres.

4 Påbygg

4.1 Dimensjoneringsgrunnlag

Basert på dagens regelverk er lastgrunnlaget som bygget må dimensjoneres og kontrolleres for, som følger:

- Nyttelaster:
 - o Kontorlokale, kategori B: 3 kN/m²
 - o Spisesaler: Arealer der personer kan samles (med bord) kategori C1: 3 kN/m²
 - o Bo arealer og behandlingsrom: Arealer for inneaktiviteter (rom i boligbygg, sengerom, behandlingsrom), kategori A: 2 kN/m²
 - o Trapper, kategori A: 3 kN/m²
- Snølast: 4,5 kN/m²
- Vindlast: Vindkasthastighetstrykk: 0,96 kN/m² (basert på eksisterende bygg u/påbygg)
- Jordskjelv iht. EC-8.

Endringene i dimensjoneringsgrunnlaget er oppsummert i Tabell 1 under.

	Nyttelast (kontor og spisesaler) inkl. lastfaktor	Nyttelast (boarealer) inkl. lastfaktor	Snølast inkl. formfaktor og lastfaktor	Vindlast inkl. formfaktor og lastfaktor	Jordskjelv
Byggeforskrift 1969	1,5 kN/m ² * 1,6 = 2,4 kN/m ²	1,5 kN/m ² * 1,6 = 2,4 kN/m ²	1,5 kN/m ² * 1,6 = 2,4 kN/m ²	0,94 kN/m ² * (0,7+0,5) * 1,6 = 1.804 kN/m ²	Nei
Dagens regelverk	3,0 kN/m ² * 1,5 = 4,5 kN/m ²	2,0 kN/m ² * 1,5 = 3 kN/m ²	4,5 kN/m ² * 0,8 * 1,5 = 5,4 kN/m ²	0,96 kN/m ² * (0,72+0,5) * 1,5 = 1,76 kN/m ²	Ja
Differanse	+ 87,5 %	+ 25 %	+ 225 %	- 2,4 %	Ja

Tabell 1: Oppsummering endring dimensjoneringsgrunnlag

4.2 Kapasiteter eksisterende konstruksjoner

Det er gjort en kontroll av de ulike konstruksjonsdelene mhp. dagens lastsituasjon og datidens krav til laster før evt. påføring av nye laster fra en tilleggsetasje. Dette forteller hvor mye restkapasitet man har i disse konstruksjonene til videre utbygging.

For eksisterende innvendige søyler er kapasiteten 88 % utnyttet uten hensyntatt knekking av søylene. Dimensjonerende kapasitet på søylene hensyntatt knekking viser at kapasiteten til søylene er noe overskredet (ca 5 prosent). Punktfundamentenes betongkapasitet mhp overføring av krefter er kontrollert og har tilstrekkelig kapasitet, men vil være begrenset av grunnens evne til å kunne ta opp disse lastene. Grunntrykket i dagens situasjon virker veldig høyt (over 500 kPa).

Kontroll av dekke over kjeller (plan 1.et.) viser at dekket har kapasitet til å ivareta den økte nyttelasten fra 1,5 til 2,0 kN/m², men vil ha problemer med økt last til 3,0 kN/m² mhp støttemoment over dragerne i enkelte lokale områder.

For de eksisterende betongbjelkene i denne etasjeskilleren (dekke over kjeller) er denne kontrollert å ha kapasitet til å ta den økte nyttelasten fra 1,5 til 2,0 kN/m². Utnyttelsen av bjelkene ligger da på ca 100 prosent, slik at nyttelast på 3,0 kN/m² vil disse ikke kunne ivareta uten forsterkninger.

Det er ikke kontrollert dekke over 1.et (eksisterende takplan), da det ikke foreligger armeringstegninger av denne etasjen. Siden snølasten og nyttelasten er av samme størrelse i fra byggeåret er det trolig at søylene og bjelkene har tilsv. armering som etasjen under. Men siden takoppbyggingen med taksperrene kun er stolpet ned på dragerne er det trolig at dekkene har mindre armering enn etasjen under.

Eksisterende kjellervegger er kontrollberegnet både mhp. vertikallast, men også for horisontalt jordtrykk m/ tilhørende terrenglast. Det er antatt lastopptak horisontalt med friksjon mot grunnen. Disse veggene har tilstrekkelig kapasitet både vertikalt og horisontalt i dagens lastsituasjon. Bankettesenes betongkapasitet til overføring av krefter er kontrollert og disse har tilstrekkelig kapasitet. Begrensningen ligger i grunnens evne til å ta opp disse lastene. Grunntrykket i dagens situasjon er moderat (ca 180 kPa i bruddgrensetilstanden).

4.3 Brannkapasiteter eksisterende konstruksjoner

Det er gjort en innledende vurdering av brannkapasitet til eksisterende konstruksjoner og deres evne til å ivareta ulik brannmotstand basert på akseavstand til armeringen samt tykkelse/dimensjon til de ulike konstruksjonsdelene, se Tabell 2 under.

	Vegger t=150 /250/300mm	Søylar BxH= 250x250mm	Bjelker BxH= 350x450mm	Dekker (enveis) t=150mm
R60	OK	OK ¹	OK	OK
R90	OK ¹	IKKE OK	OK	IKKE OK

Tabell 2: Innledende vurdering brannmotstand eksisterende konstruksjoner

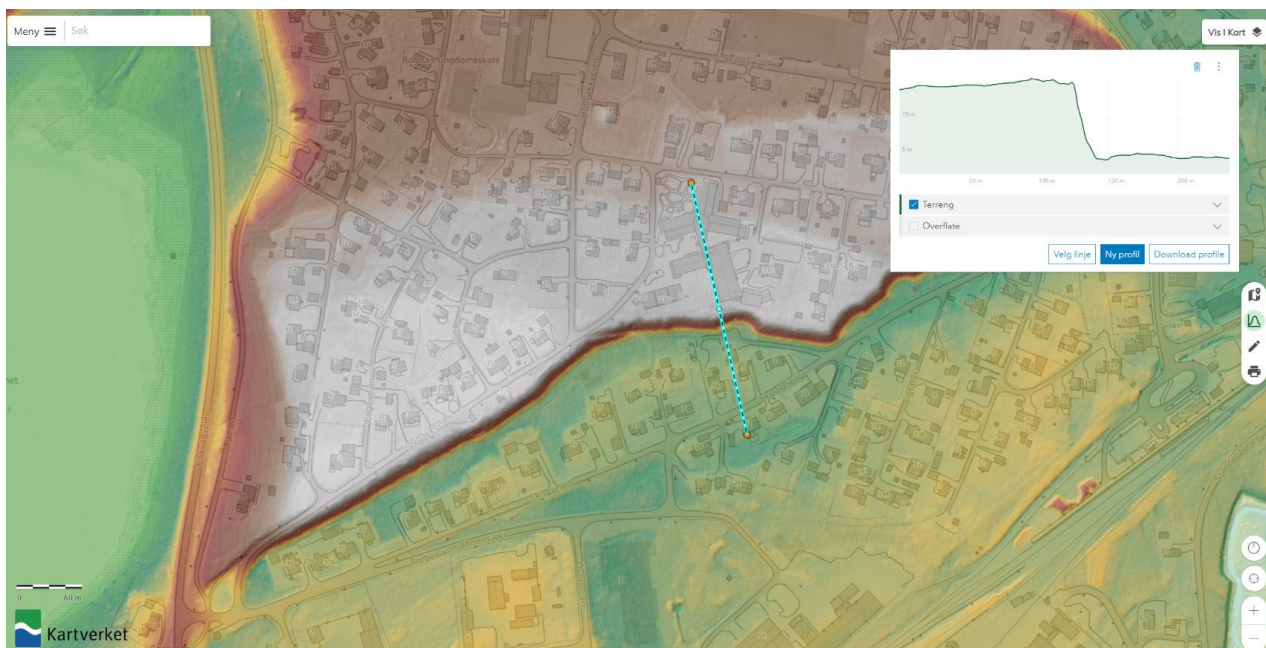
¹ Ligger helt i grenseområdet hvorvidt OK eller ikke, må vurderes spesielt i videre arbeid.

4.4 Geoteknikk, grunnstabilitet

I det følgende gis en overordnet beskrivelse av grunnforhold basert på tilgjengelig informasjon, samt en vurdering om behov for videre geoteknisk utredning.

4.4.1 Topografi

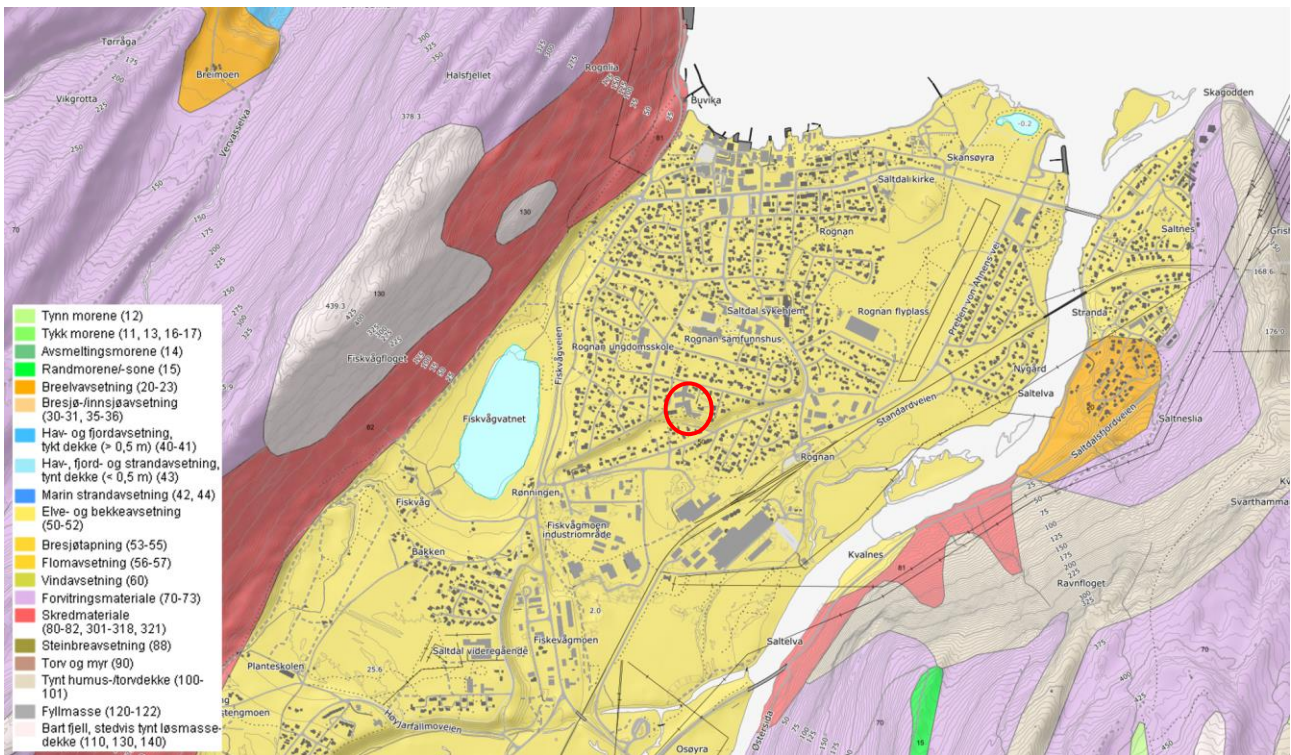
Prosjektområdet ligger på et flatt platå ved ca. kote +15. ca. 10 m sør for byggets sørlige ende faller terrenget svært bratt med helning 1:1,6. Total skråningshøyde er omtrent 10 – 11 m.



Figur 5: Kartverkets høydedata viser terrengets høyder og terrengets svært bratte helning. (kilde: hoydedata.no)

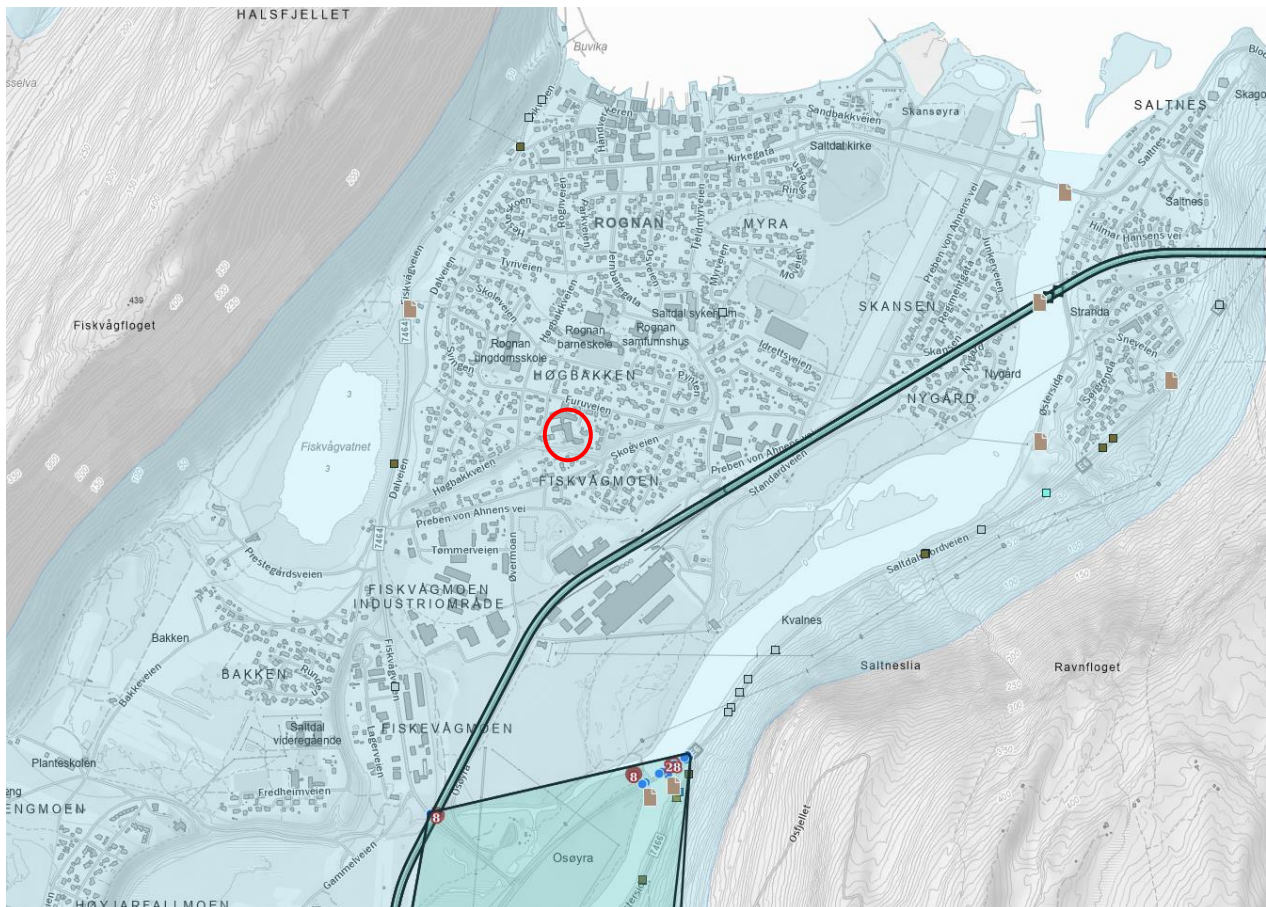
4.4.2 Grunnforhold

Iht. Løsmassekart fra NGU (Figur 6) består området i hovedsak av antatt elve- og bekkeavsetninger (gul). Hele Rognan ligger under marin grense, og en kan derfor ikke utelukke forekomst av sensitiv leire under elveavsetningene.



Figur 6: NGUs løsmassekart viser at prosjektområdet, angitt av rød sirkel, består av elve- og bekkeavsetninger (gul) (kilde: geo.ngu.no).

Av naturfarekart fra NVE Atlas (Figur 7) kan en se at prosjektområdet ligger i aktsomhetsområde for kvikkleire da det ligger under marin grense. Det er ikke kartlagt noen faresoner for kvikkleire i området, og det er heller ikke registrert noen tidligere skredhendelser ved den aktuelle lokasjonen. Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) viser at det ikke er utført noen representative grunnundersøkelser i området.



Figur 7: Naturfare fra NVE Atlas viser at prosjektområdet ligger under marin grense. Det er ikke angitt noen tidligere skredhendelser ved prosjektområdet, og det forekommer ingen tidligere utførte grunnundersøkelser fra NADAG i området (kilde: atlas.nve.no).

Norconsult har ikke lyktes med å innhente grunnlagsdata som er representative for platået som sykehjemmet ligger på. Tidligere utførte grunnundersøkelser på lavereliggende områder på Rognan viser at massene i stor grad utgjøres av sandige og siltige masser, med mulig dypereleggende forekomst av leire.

4.4.3 Geoteknisk prosjekteringsklassifisering

Antatt prosjekteringsklassifisering for fremtidig geoteknisk prosjektering er gitt av Tabell 3. Angitt klassifisering er midlertidige antagelser basert på tilgjengelig informasjon om planlagt tiltak og grunnforhold. Valgt klassifisering kan endre seg i senere faser av prosjekter etter hvert som ny informasjon innhentes.

Iht. Eurokode 0 Tabell NA.A1(901) kan sykehjemmet betraktes som «boligbygg/institusjonsbygg» og skal følgelig settes i konsekvensklasse/pålitelighetsklasse 2. Pålitelighetsklasse CC/RC2 gir kontrollklassene PKK2/UKK2. Dette medfører krav om utvidet kontroll etter Eurokode 0, ref. [1]. Utvidet kontroll vil da også dekke kontrollkravene til uavhengig kontroll iht. SAK10, jfr. SAK10 §14-2, 3.ledd, ref. [2].

Prosjekteringsforutsetning	Foreløpig valgt klasse/ kategori	Referanse til regelverk
Geoteknisk kategori	1 ²	Eurokode 7, NS-EN 1997-1:2004+NA:2020, §2.1, ref. [3]
Konsekvensklasse/Pålitelighetsklasse (CC/RC)	2	Eurokode 0, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Tabell NA.A1(901), ref. [1]
Prosjekterings- og utførelseskontrollklasse (PKK/UJK)	2	Eurokode 0, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Tabell NA.A1(902) og NA.A1(903), ref. [1]
Geoteknisk Tiltaksklasse (PBL)	2	Forskrift om byggesak (SAK10), §9-4, ref. [2]
Tiltakskategori (NVE)	K4 ³	NVE Veileder 1/2019 Tabell 3.2, ref. [4]

Tabell 3: Antatt prosjekteringsklassifisering for geoteknisk prosjektering og vurdering iht. gjeldende regelverk.

4.4.4 Geotekniske problemstillinger og videre arbeid

Dagens sykehjem er direktefundamentert med kjeller i ca. 1,55 – 2,15 m dybde, og er således å betrakte som fullstendig kompensert. Det forventes at ved utvidelse av sykehjemmet med en ekstra etasje, så vil bygningen fortsatt være kompensert med tanke på setninger.

Som følge av manglende geotekniske grunnundersøkelser, kan en ikke gi et estimat på grunnens bæreevne, eller i hvor stor grad grunnen er i stand til å ta opp ekstra laster på de eksisterende fundamentene.

Sykehjemmet er plassert ca. 10 m unna en svært bratt skråning. Utbygning av sykehjemmet medfører økte laster på toppen av skråningen, noe som resulterer i forverret stabilitet av skråningene. Norconsult har ingen informasjon om dagens stabilitetssituasjon.

For videre arbeid med utredning av påbygg, er det anslått behov for følgende geotekniske undersøkelser og vurderinger:

- Geotekniske grunnundersøkelser
- Bæreevnevurdering og fundamenteringsløsning i samråd med RIB
- Stabilitetsvurdering i minimum ett profil for beregning av eksisterende og fremtidig stabilitet.

Bæreevne- og stabilitetsvurdering forutsetter at det utføres geotekniske grunnundersøkelser, og kan ikke gjøres før resultater fra grunnundersøkelsene foreligger.

² Geoteknisk kategori 1 forutsetter bedre kjennskap til grunnforhold i fremtidig prosjektering.

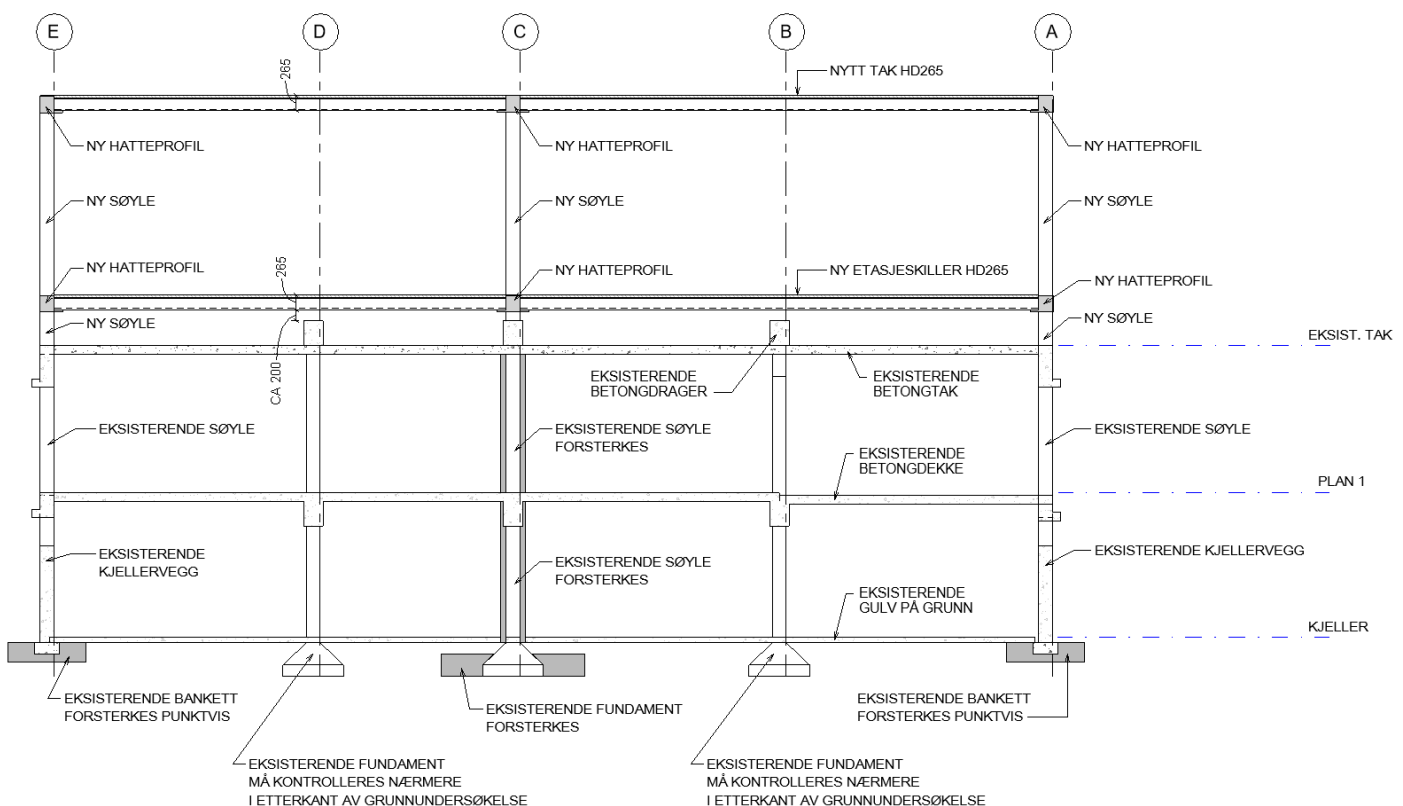
³ Tiltakskategori iht. NVE er bare relevant dersom det påvises sensitiv leire innenfor et område som kan utgjøre løse- eller utløpsområde for områdeskred.

4.5 Bæresystem påbygg

Ved etablering av ytterligere en etasje vil lastene på eksisterende søyler og fundamenter overskrides. For å begrense omfanget av forsterkningsarbeider av eksisterende konstruksjoner vurderes det hensiktsmessig med en løsning hvor en benytter seg av ytterveggsakene samt midtaksen i bygget for bæring. Det etableres da nye stålsøyler i forlengelsen av de eksisterende søylene, med hatteprofiler eller tilsv. som spenner imellom søylene i disse bæreaksene. Hulldekker (HD265) legges som ny etasjeskiller over det eksisterende betongdekket samt legges i tak (spennvidder 9,6 og 8,4 meter). Med dette klarer man å få ned belastningen i de eksisterende søylene som ikke belastes av det nye bæresystemet slik at man slipper forsterkninger av disse.

De eksisterende søylene som påføres ytterligere en etasje må forsterkes i plan 1 og kjeller. Punktfundamentene til disse søylene må også utvides for å imøtekomme denne økte belastningen. Øvrige punktfundament fra søyler som ikke belastes av det nye bæresystemet må vurderes nærmere i neste fase (i etterkant av grunnundersøkelser) hvorvidt disse har ett akseptabelt grunntrykk. Dette spesielt siden disse har et veldig høyt grunntrykk i dag. Foreslått løsning vil dog avlaste disse eksisterende fundamentene noe i forhold til dagens situasjon.

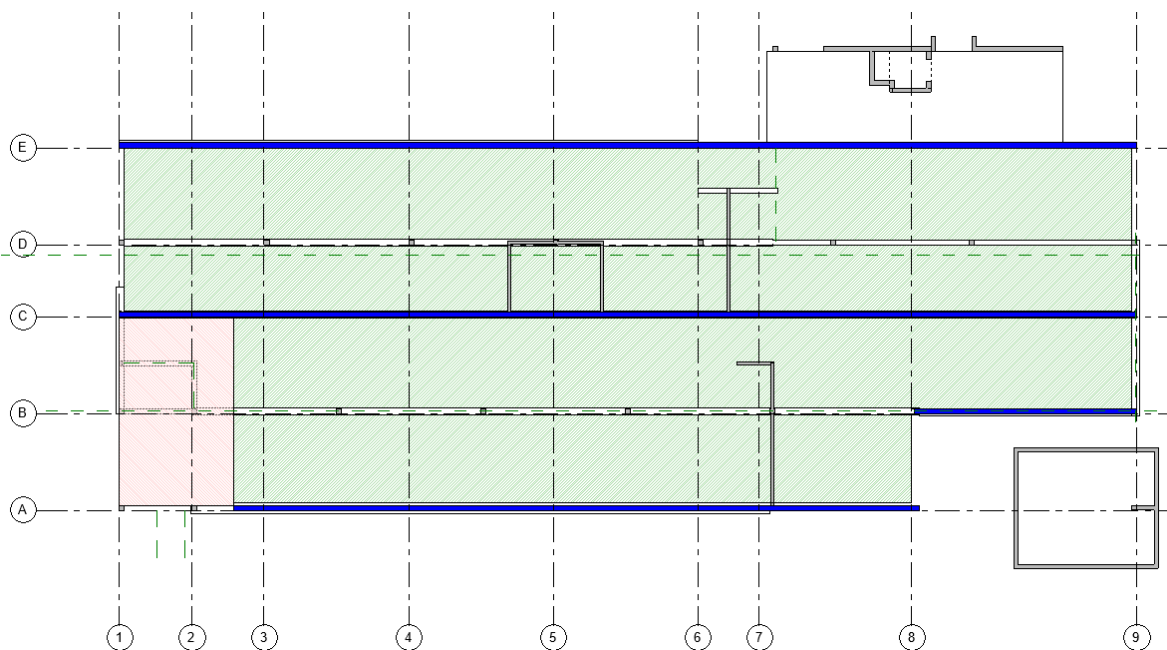
I ytterveggsaksene vil de eksisterende bærekonstruksjonene kunne ivareta lasten fra det nye bæresystemet uten ytterligere forsterkninger. Grunntrykket vil derimot økes og det må etableres lokale forsterkninger av eksisterende bankett for å ivareta dette. Figur 8 viser ett snitt over de nye og eksisterende bærekonstruksjoner.



Figur 8: Snitt nye bærekonstruksjoner

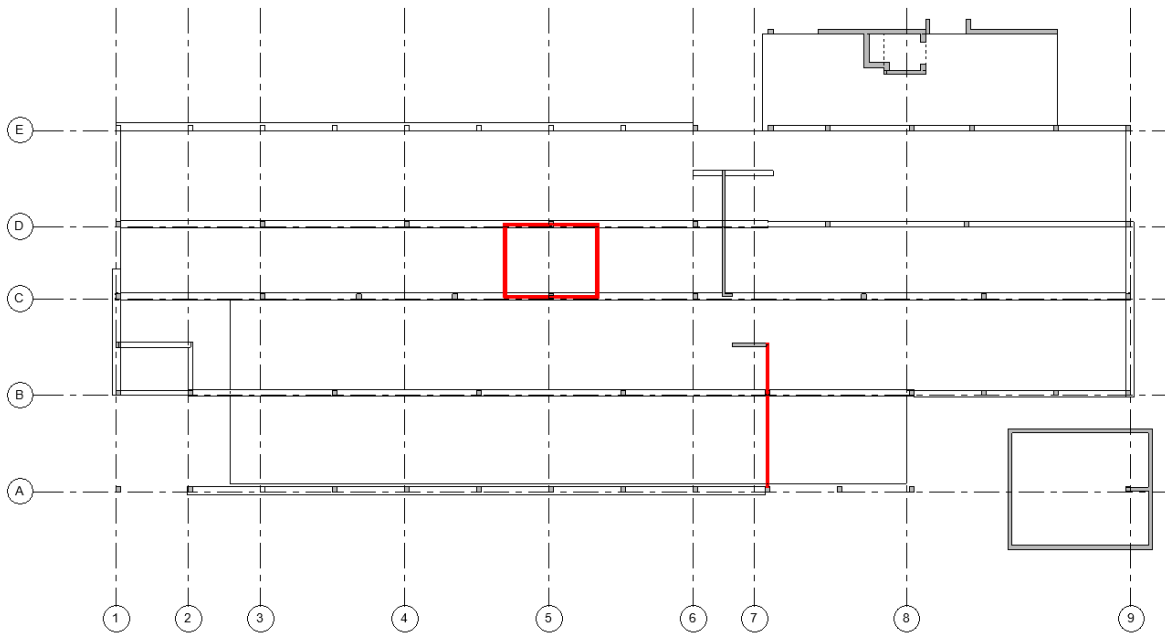
De eksisterende betongdragerne i dekke over kjeller (plan 1), er kontrollert at disse ikke har kapasitet til å ivareta kontorlaste eller spisesaler (3 kN/m²). Det tenkes det at dette enkeltst kan løses med å flytte disse funksjonene opp i de nye bærekonstruksjonene (den nye etasjen), slik at eksisterende dekke kun ivaretar bo-arealer. Dersom disse skal beholdes på plan 1, må det gjøres ytterligere forsterkninger av de eksisterende dragerne og dekket.

Utbredelsen av den nye etasjen er vist i Figur 9. Her er de nye arealene vist i grønt og bæreaksene vist i blått. Arealet skravert i rødt er ikke tenkt utvidet med ny etasje, men må vurderes nærmere i neste fase. Her er det i dag bygd ett nytt inngangsparti som knytter fløy B imot en annen fløy. Det vil kreve riving av eksisterende bygningsmasse for å få til nødvendig graving for forsterkning av fundamenter i dette arealet.



Figur 9: Plan ny etasje. Grønt markerer område for nye arealer, blått bæreakser og rødt markerer område som må vurderes nærmere neste fase.

For å ivareta global stabilitet mot vind må enkelte av veggskivene videreføres opp i den nye etasjen. Som vist i Figur 10 ser vi veggskivene som føres opp i den nye etasjen. De 4 veggskivene mellom akse C og D / 5 må også støpes ned i kjelleretasjen og fundamentering for disse må etableres da disse kun er i plan 1. et i dag. Det må i neste fase vurderes nærmere hvorvidt det er behov for å etablere veggskive i en av gavlene for ytterligere horisontal avstivning.

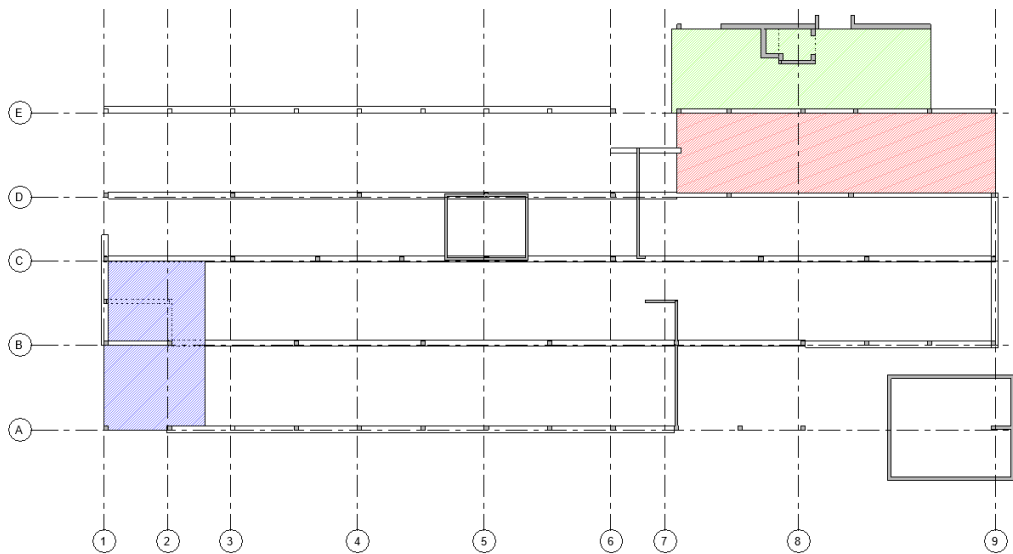


Figur 10: Nye veggskiver for horisontal avstivning (markert i rødt)

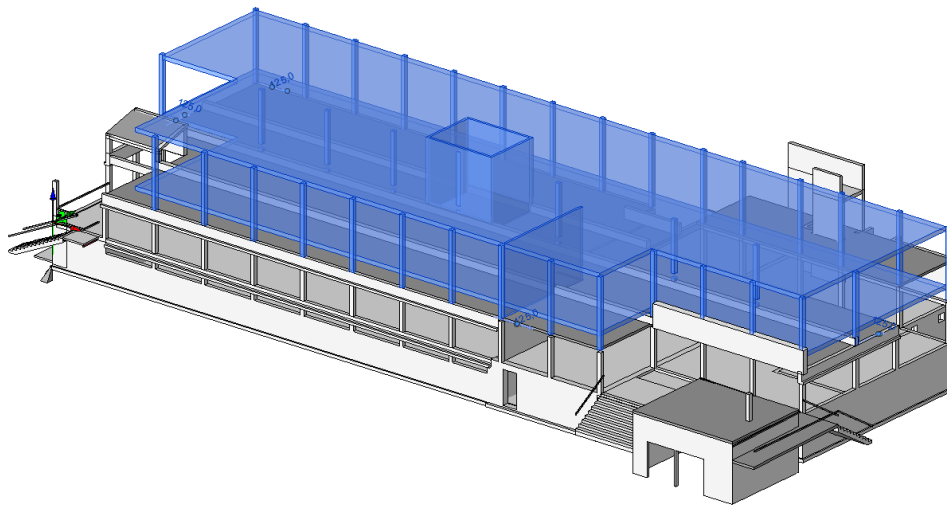
I forbindelse med etablering av ny etasjeskiller vil deler av eksisterende betongdekke i tak måtte rives. Som vist i Figur 11 er de delene av dekket som må rives markert i rødt. I tillegg til dette vil eksisterende bjelke/vegg i akse D langs dette dekket også måtte rives. Her må det etableres nye drager som ivaretar bæringen til tilstøtende dekkefelt.

Ved etablering av ny etasje vil man kunne påføre laveliggende takflater økt snølast pga snøoppsamling. I all hovedsak gjelder dette to områder som vist i Figur 11 med blått og grønt. For arealet markert med grønt vil eksisterende betongtak måtte forsterkes for å ivareta den økte lastoverføringen til bæringen. Dette kan løses eksempelvis i form av stålbejler som reduserer spennvidden til det aktuelle dekket. Arealet markert i blått må sees nærmere på i neste fase, men dette vurderes løsbart.

3D illustrasjon av de nye bærekonstruksjone er vist i Figur 12.



Figur 11: Riving og forsterkning av eksisterende dekkefelt (riving markert i rødt, forsterkning i grønt, blått vurderes nærmere neste fase)



Figur 12: 3D illustrasjon nye bærekonstruksjoner

5 Videre arbeid

Til videre arbeid i neste fase, er det noen momenter som man ønsker å anmerke spesielt:

1. Fastsetting av brannklasse til bygget samt brannkrav til konstruksjoner. Dette vil kunne gi føringer for planene hvorvidt eksisterende konstruksjoner må brannisoleres eller ikke. Det kan også i denne fasen være behov for kartlegging av overdekning av eksisterende armering for verifisering av antagelser/grunnlaget.
2. Gjennomføre grunnundersøkelser samt geoteknisk vurderinger for å få kontroll på grunnens kapasitet og hvorvidt de øvrige eksisterende punktfundamenter vil være ok eller om det vil være behov for ytterligere forsterkningstiltak også på disse
3. Geoteknisk stabilitetsvurdering, dette spesielt siden belastningen mot grunnen øker samt at bygget ligger mot kanten av ett bratt terreng/skråning.

6 Referanser

- [1] Norsk Standard, 2016. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [2] Direktoratet for Byggkvalitet (DiBK), u.å. FOR-2010-03-26-488, Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning. Tilgjengelig på <dibk.no/regelverk/sak>.
- [3] Norsk Standard, 2020. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering - Del 1: Almenne regler.
- [4] NVE, 2020, ISSN: 1501-0678, Veileder Nr. 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred.