


# ØSTFOLDBANEN VL

## (SKI) - MOSS

**Høienhaldgata nr. 5, 7 og 9**  
**Laster, setninger, kapasitet og refundamentering**  
**Km 58,990 – 59,270**

00E	Første utgave	18.03.2025	AGR	KSS	JBH	
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av	
<b>Tittel:</b> <b>Østfoldbanen VL</b> <b>(Ski) - Moss</b> <b>Høienhaldgata nr. 5, 7 og 9</b> <b>Laster, setninger, kapasitet og</b> <b>refundamentering</b> <b>Km 58,990-59,270</b>		Ant. sider	Fritekst 1d			
		<b>33</b>	Fritekst 2d			
			Entreprise			
			Produsent	Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen		
		Prod. dok. nr.				
		Erstatning for				
Erstattet av						
<b>Prosjekt: 960168</b> <b>Parsell: 20</b>		Dokument nr.		Rev.		
		<b>SMS-20-A-11366</b>		<b>00E</b>		
		Dokument nr.		Rev.		

---

<b>1</b>	<b>INNLEDNING</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>SETNING AV BYGGENE</b> .....	<b>4</b>
2.1	MÅLTE SETNINGER .....	4
2.2	ESTIMERTE TOTALE SETNINGER.....	9
<b>3</b>	<b>FORUTSETNING FOR GEOMETRISK MODELLERING AV BYGGENE</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>BEREGNING AV TOTALE LASTER FRA BYGGENE</b> .....	<b>16</b>
<b>5</b>	<b>BEREGNINGER OG VURDERING AV STRUKTURELL BÆREEVNE</b> .....	<b>22</b>
5.1	BEREGNINGER.....	22
5.2	BÆRESYSTEM .....	23
5.3	KONSEKVENSER FOR BYGGET SOM FØLGE AV SETNINGER.....	25
<b>6</b>	<b>EVENTUELL REFUNDAMENTERING AV BYGGENE</b> .....	<b>27</b>
6.1	BEGRUNNELSE FOR Å REFUNDAMENTERE BYGGENE .....	27
6.2	ALTERNATIVE METODER FOR REFUNDAMENTERING .....	27
6.2.1	<i>Refundamentering med jetpeler</i> .....	27
6.2.2	<i>Refundamentering med å injisere ekspanderende masse under bygget</i> .....	27
6.2.3	<i>Refundamentering med peler til berg</i> .....	28
6.2.4	<i>Oppsummering av refundamentering</i> .....	30

---

## 1 INNLEDNING

Denne rapporten er utarbeidet i forbindelse med rammeavtalen mellom Aas-Jakobsen og Bane NOR på faglig bistand til prosjekt Sandbukta-Moss-Såstad.

Blokkene Høienhaldgata nr. 5, 7 og 9 ligger i en skråning rett øst for den fremtidige dype byggegropen for Kransen kulvert. Deformasjon i grunnen og støttekonstruksjon for byggegropen som følge av anleggsarbeidene vil medføre fare for at byggene setter seg. Byggenes nærhet til byggegropen tilsier at setningene vil bli størst for den nærmeste delen av bygget, og dette kan gi setningsskader på byggene. Denne rapporten gir en oversikt over setningsforløp, oppbygging av byggene inklusive beregning av laster, samt en overordnet vurdering av byggets robusthet mot setninger basert på tilgjengelig tegningsgrunnlag og informasjon. Rapporten er en videreføring av notat *12395-A-103 Setningsrobusthet bygg Høienhaldgata* som ble utarbeidet høsten 2022 som en del av konseptfasen for kulvert i Kransen nord.

Første del av rapporten tar for seg målt setningsutvikling for byggene i løpet av anleggsperioden fram til i dag, samt estimerte setninger for videre anleggsperiode. Deretter beskrives byggets oppbygging basert på det grunnlaget vi har mottatt. Dette er i stor grad hentet fra notat 12395-A-103, der innholdet er oppdatert etter dagens situasjon og supplerende kunnskap om byggene.

Ved oppstart av konseptfasen høsten 2022 var områdestabilitet ansett for ivaretatt med en utlagt motfylling. I løpet av 2024 har det blitt utført arbeider med grunnstabilisering med jetpeler som forberedelse for uttak av byggegropen. I løpet av denne perioden har det blitt registrert forskyvninger i dypere lag med kvikkleire, som igjen har aktualisert stabilitetsproblematikken. Byggene utgjør en drivende last for den kritiske glidesirkelen. Beregninger av total last fra byggene med opptredende grunntrykk jevnt fordelt over grunnflaten er gitt i kapittel 4. Deretter er det gjort en vurdering av byggenes robusthet mot skjevsetninger og hvilke konsekvenser videre setninger kan gi av skader på byggene. Dette er hentet fra tidligere omtalte notat 12395-A-103. I kapittel 6 vurderes muligheten for å refundamentere byggene.

---

## 2 SETNING AV BYGGENE

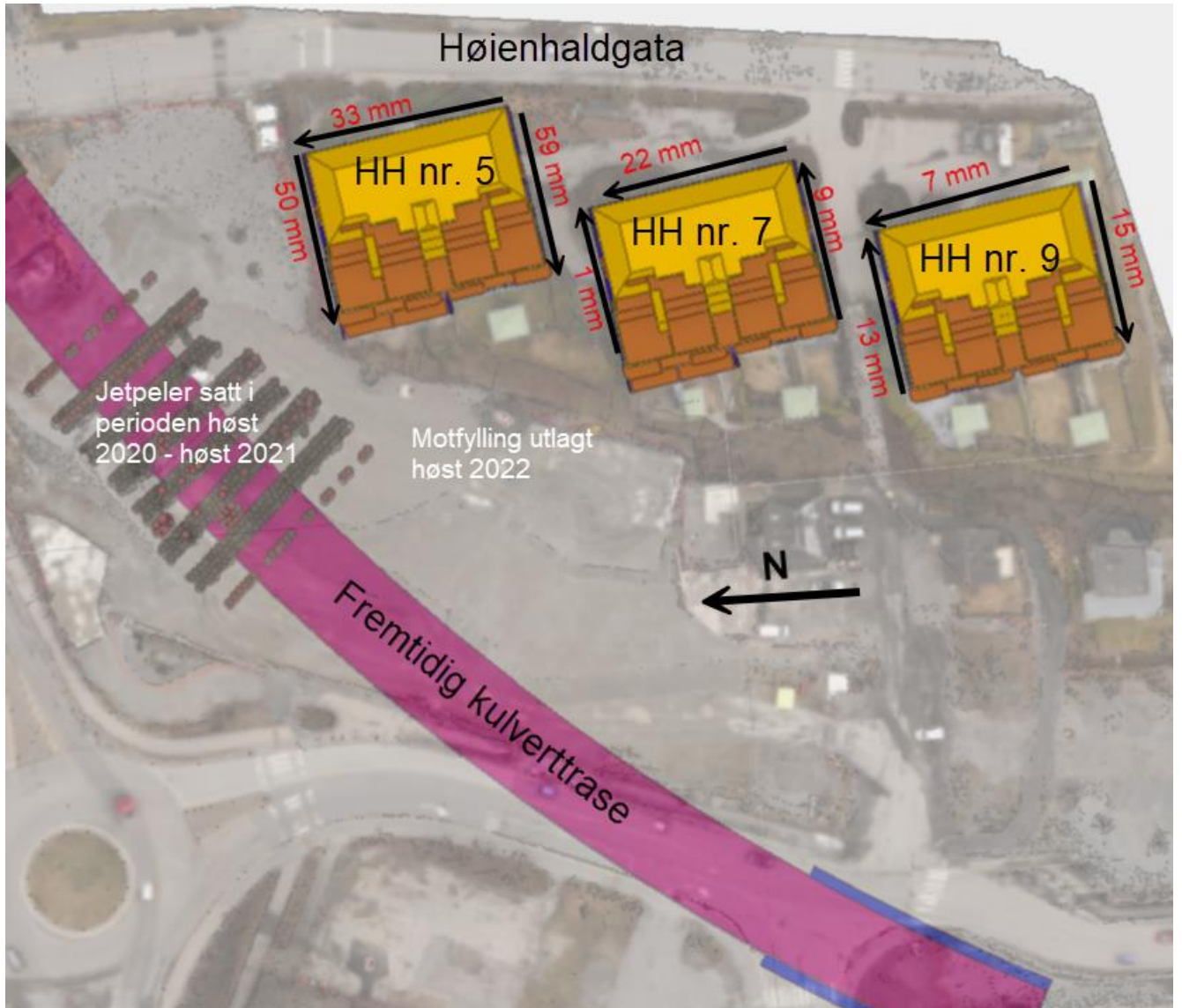
### 2.1 Målte setninger

Høsten 2022 ble det utført innmåling av Høyenholdgata nr. 5, 7 og 9. Det ble målt på karakteristiske linjer i fasaden ved nedre kant av blikkeslag på øvre del av veggen. For alle de tre byggene er det målt på nordre og søndre kortvegg samt østre langvegg (mot Høyenholdgata). Basert på målingene er det utarbeidet en trendlinje for setninger langs den aktuelle fasaden. Ujevnheter i fasaden kan selvsagt også skyldes unøyaktigheter i utførelsen, men tendensen viser at det er sannsynlig at det har oppstått setninger etter at byggene ble oppført. Et utklipp fra disse innmålingene er vist for den nordre kortveggen på Høyenholdgata nr. 5 i Figur 2-1.



Figur 2-1 Innmåling av nordre fasade på Høyenholdgata nr. 5

Basert på innmålingene utført i september 2022 er det utarbeidet en enkel planskisse som viser antatte skjevsetninger for byggene. For Høyenholdgata nr. 5 vises en klar tendens til at bygget har skjevsetninger retning vestover og nordover. Høyenholdgata nr. 7 har noe mindre helning nordover, men ingen helning vestover. Tvert imot er det en svak helning østover. Høyenholdgata nr. 9 har svak helning nordover og saksende helning av nord- og sørvegg henholdsvis moderat østover og moderat vestover.



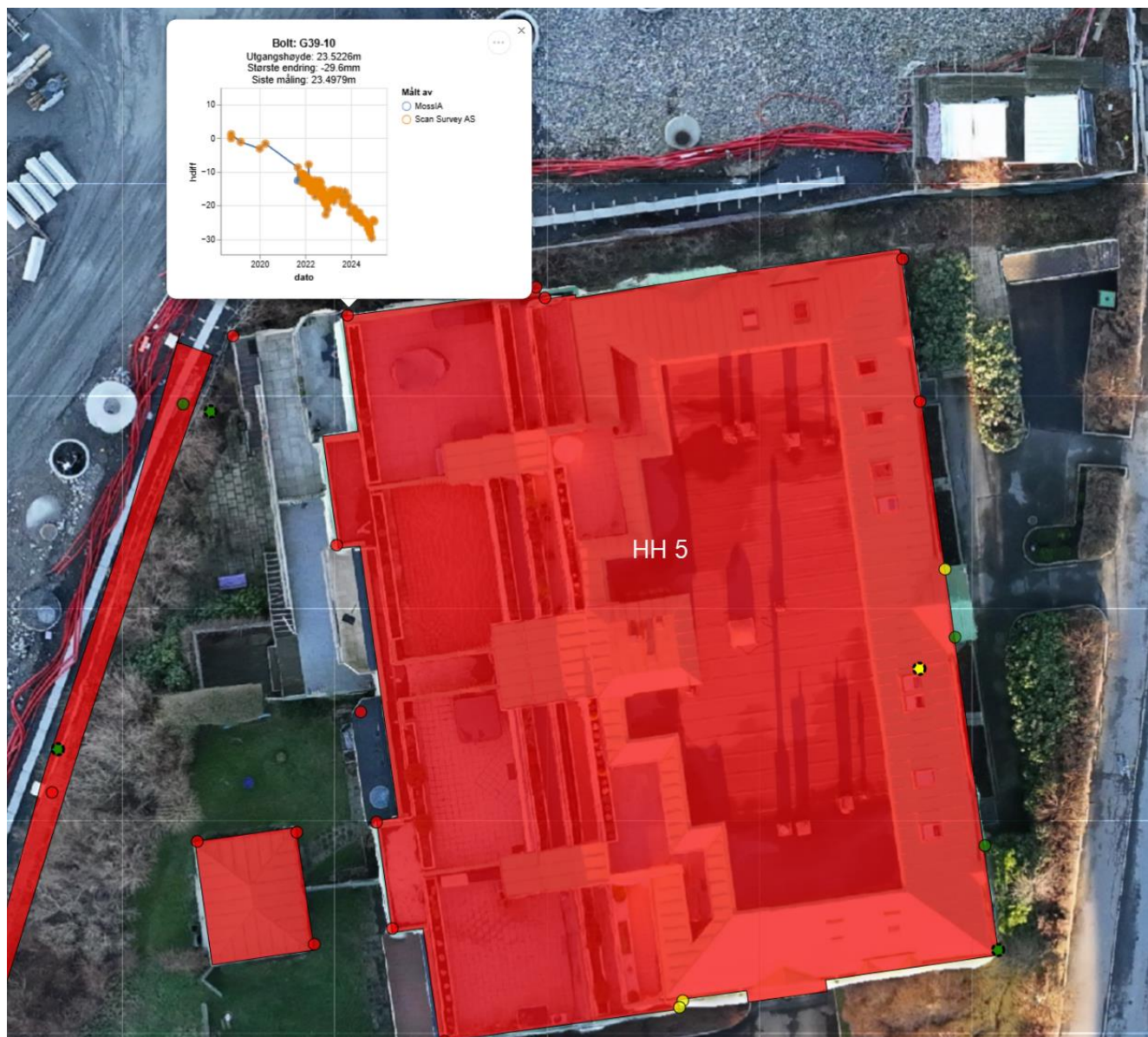
Figur 2-2 Planskisse med helningstendenser basert på innmåling av fasader, september 2022

Det har også blitt gjort jevnlig målinger av setninger på byggene. Disse er utført i perioden det har vært anleggsdrift i forbindelse med IC prosjektet fra ca 2019 til i dag. Målingene viser at byggene har fått setninger i løpet av denne perioden, både før og etter målingene av fasaden ble utført i september 2022. På Figur 2-3 vises punkter som er innmålt. Det er benyttet fargeskala for å illustrere størrelsen på setninger som er målt.

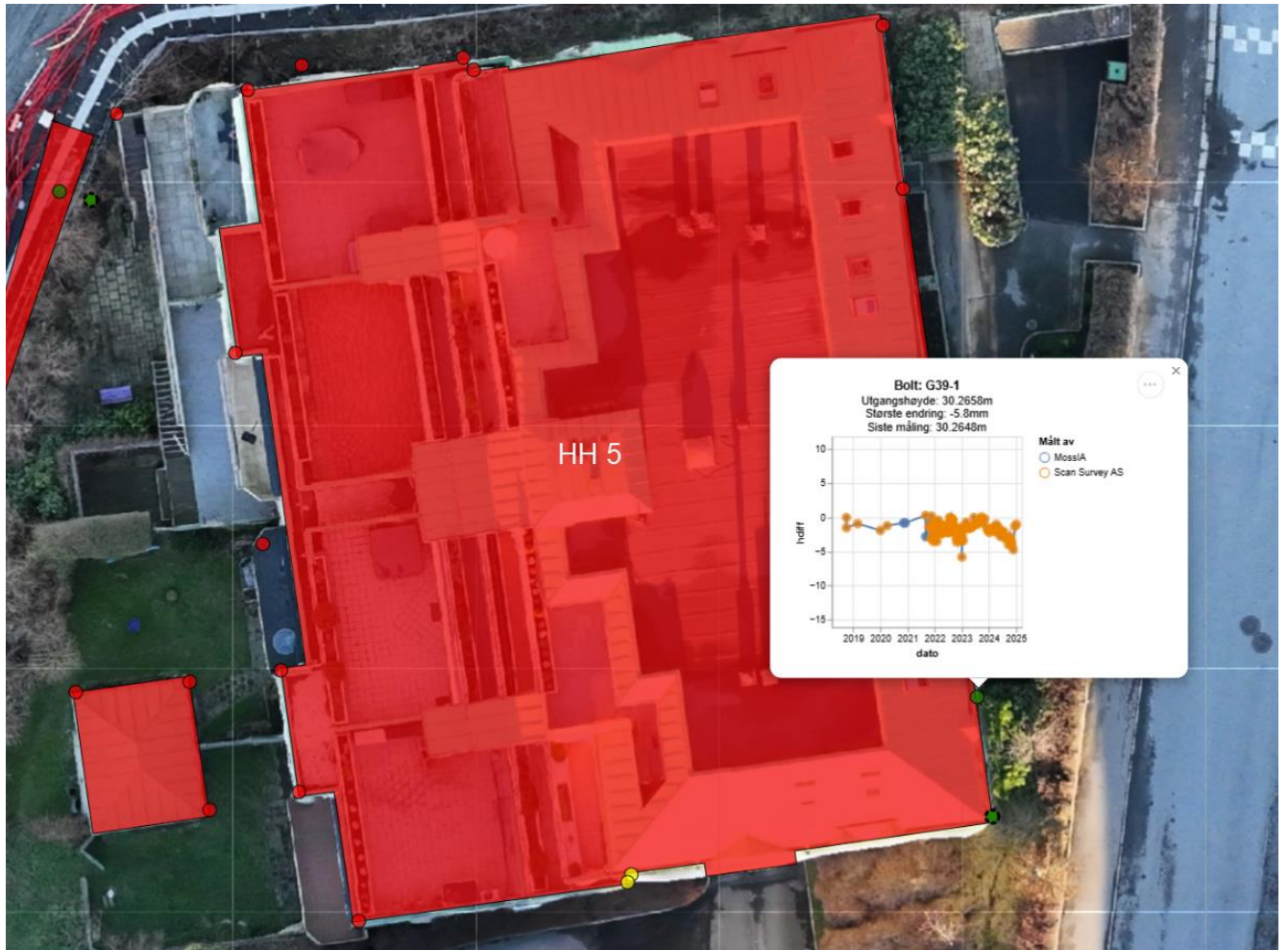


Figur 2-3 Setningsnivellement av innmåling av nordre fasade på Høyenhaldgata 5, desember 2024

Det nordvestre hjørnet på Høyenhaldgata 5 har i perioden 2019 - 2025 satt seg ca. 30 mm, mens det sørøstre hjørnet i samme perioden kun har satt seg ca. 5 mm. Siden måling av fasadene ble utført høsten 2022 har det nordvestre hjørnet satt seg ca. 15 mm. I samme periode har det nordøstre hjørnet satt seg ca. 10 mm, mens det sørøstre hjørnet kun har hatt ca. 2 mm setning i samme tidsrom. Det tyder da på at skjevsetningene av nordre vegg totalt nå kan være ca.  $50 \text{ mm} + (30 - 15) \text{ mm} = 65 \text{ mm}$ . Tilsvarende har skjevsetning av østre vegg for Høyenhaldgata 5 økt fra ca. 33 mm til ca. 46 mm. Utklipp av setningsutvikling for det nordvestre og det sørøstre hjørnet av bygget er vist i Figur 2-4 og Figur 2-5.



Figur 2-4 Setningsnivellement av nordvestre hjørnet av Høienhaldgata 5

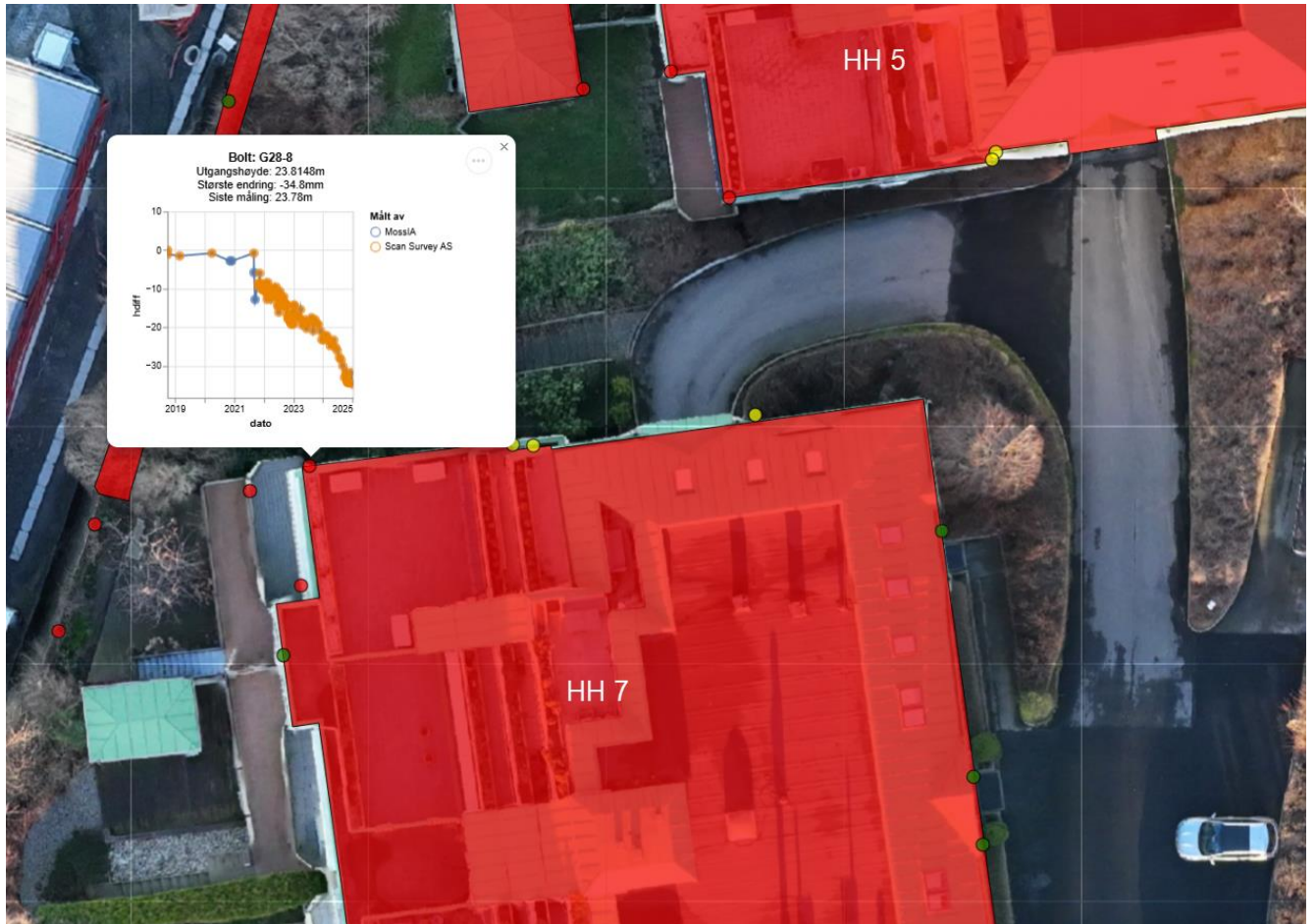


Figur 2-5 Setningsnivellement av sørøstre hjørnet av Høienhaldgata 5

For Høienhaldgata 7 har setningsutviklingen i perioden fra høsten 2022 til i dag vært noe større enn for nr. 5. Det nordvestre hjørnet har i perioden satt seg ca. 20 mm, og har nå fått en total setning på ca. 35 mm fra målingene startet i 2019. Se Figur 2-6. Den nordre veggen har p.t. en helning på ca. 20 mm vestover, mens den var omtrent horisontal ved innmålingen høsten 2022.

For Høienhaldgata 9 har det vært målt svært lite, eller ingen setningsutvikling siden målingene startet i 2019. Det er kun på den nordre kortveggen at det er registrert en tendens til setninger i størrelsesorden ca. 5 mm jevnt fordelt langs hele veggen.





Figur 2-6 Setningsnivellelement av nordvestre hjørnet av Høienhaldgata 7

## 2.2 Estimerte totale setninger

Byggene er direktefundamentert på stripefundamenter. Setninger i grunnen som følge av grunnforsterkningstiltak samt uttak av byggegrop har ført til, og vil føre til, ytterligere setninger. I tillegg kan det bli store setninger fra eventuell poretryksreduksjon i anleggsfasen, og på grunn av ujevn løsmassemekting vil også poretryksreduksjon kunne gi skjevsetninger. Dette er beskrevet i et tidligere notat 12395-A-102 Deformasjonskrav byggegrop Kransen Nord som ble utarbeidet høsten 2022, samt ytterligere vurdert i notat 12395-A-115 Deformasjoner på Høienhaldgata 5 og 7 utarbeidet høsten 2023.

Resultatene av beregningene og vurderinger fra sistnevnte notat viser at det er poretryksreduksjon ved berg som har størst innvirkning på setningene av Høienhaldgata 5 og 7, ettersom byggene står delvis på leire til berg og delvis på sand til berg. Det skal utføres tiltak for å redusere poretryksreduksjonen.

Det er utført beregninger med empiriske data fra andre byggegrøper som tilsier at det er risiko for skjevsetning på byggene estimert til mellom ca. 10 og 25 cm avhengig av konsolideringsgrad.

Disse resultatene var basert på en byggegrop for 4 spor. Det er grunn til å anta at deformasjoner som følge av uttak av byggegropen kan bli noe mindre for 2-spors kulverten som ligger litt lenger fra byggene, men poretrykksreduksjon kan fremdeles gi store setninger.

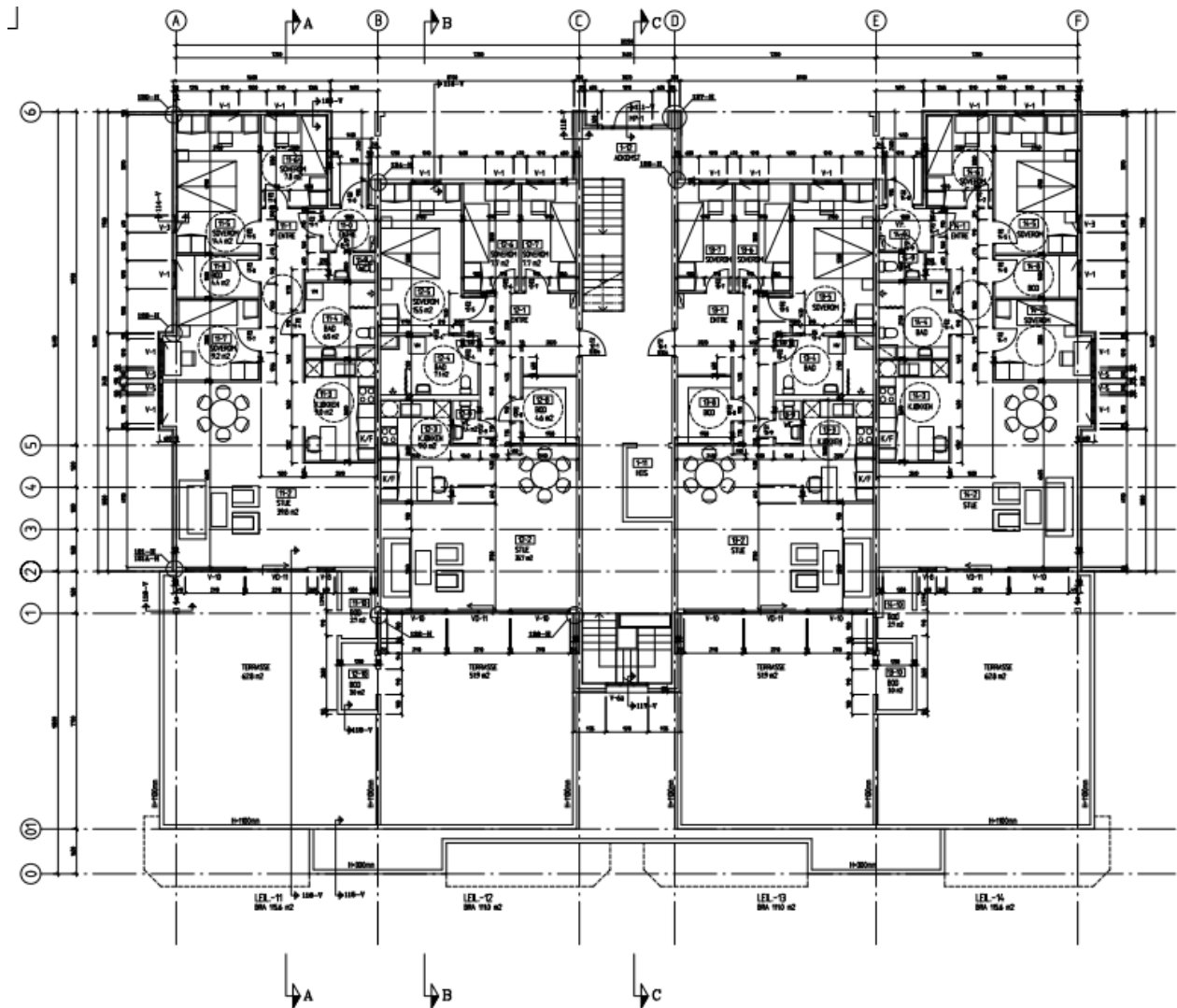
---

### 3 FORUTSETNING FOR GEOMETRISK MODELLERING AV BYGGENE

Tegningsgrunnlaget vi har mottatt for boligblokkene er svært begrenset når det gjelder å vise byggets bærende konstruksjon og fundamentering. Det er ikke funnet noen konstruksjonstegninger for byggene. Det er derfor tatt utgangspunkt i plan- og snittegningene fra arkitekt datert 1996.

På typiske plantegninger, se Figur 3-1, er det vist en typisk akseavstand på 7200 mm. Dette er en vanlig bygningsmodul og det er derfor mest sannsynlig en bærende akse per 7200 mm. Det er forutsatt at veggskiven er monolittisk betong og fungerer som en bærende skive. En befaring av bygget sammen med representanter fra Bane NOR tyder på at dekker og vegger er av plasstøpt betong.

Mottatt tegningsgrunnlag viser antydning til bærende elementer, men er ikke komplett.

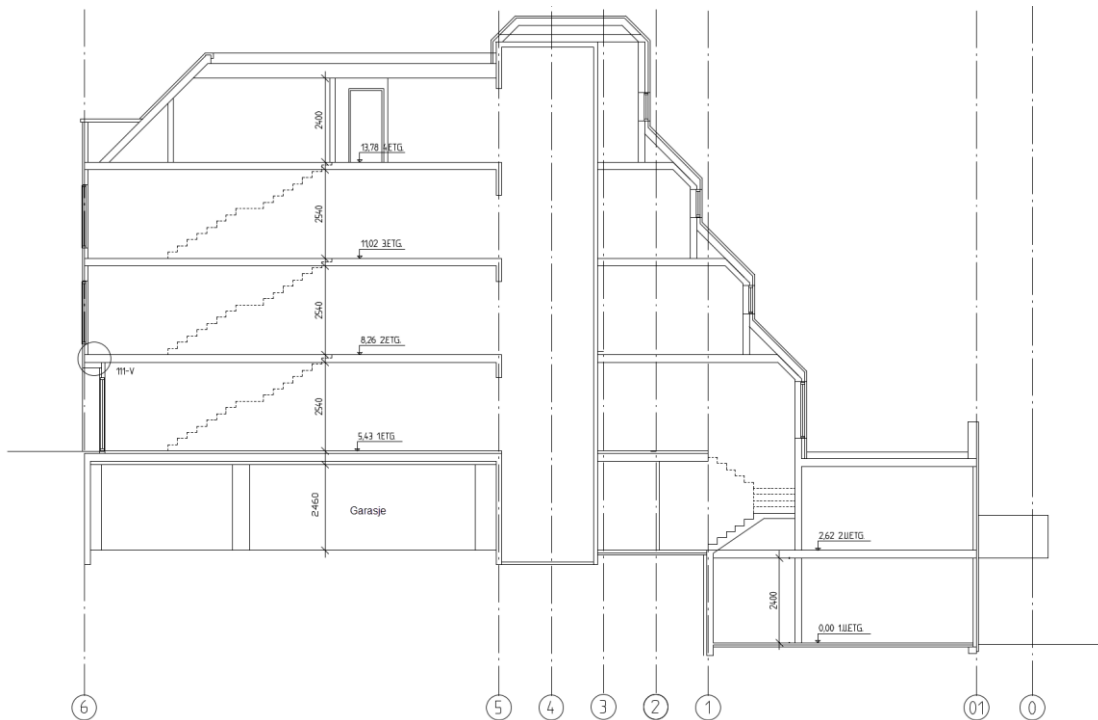


Figur 3-1 Typisk planløsning - ARK

De tre blokkene er antatt omtrent like, bortsett fra at Høyenaldgata 5 og 7 har en delvis kjelleretasje under den nederste boligetasjen. Det gjelder for det nordvestre hjørnet av disse blokkene mellom akse A og C.

Typiske snitt av bærevegg er vist i Figur 3-2, mens et snitt av bærevegg i akse B for Høyenaldgata 5 og 7 er vist i Figur 3-3.

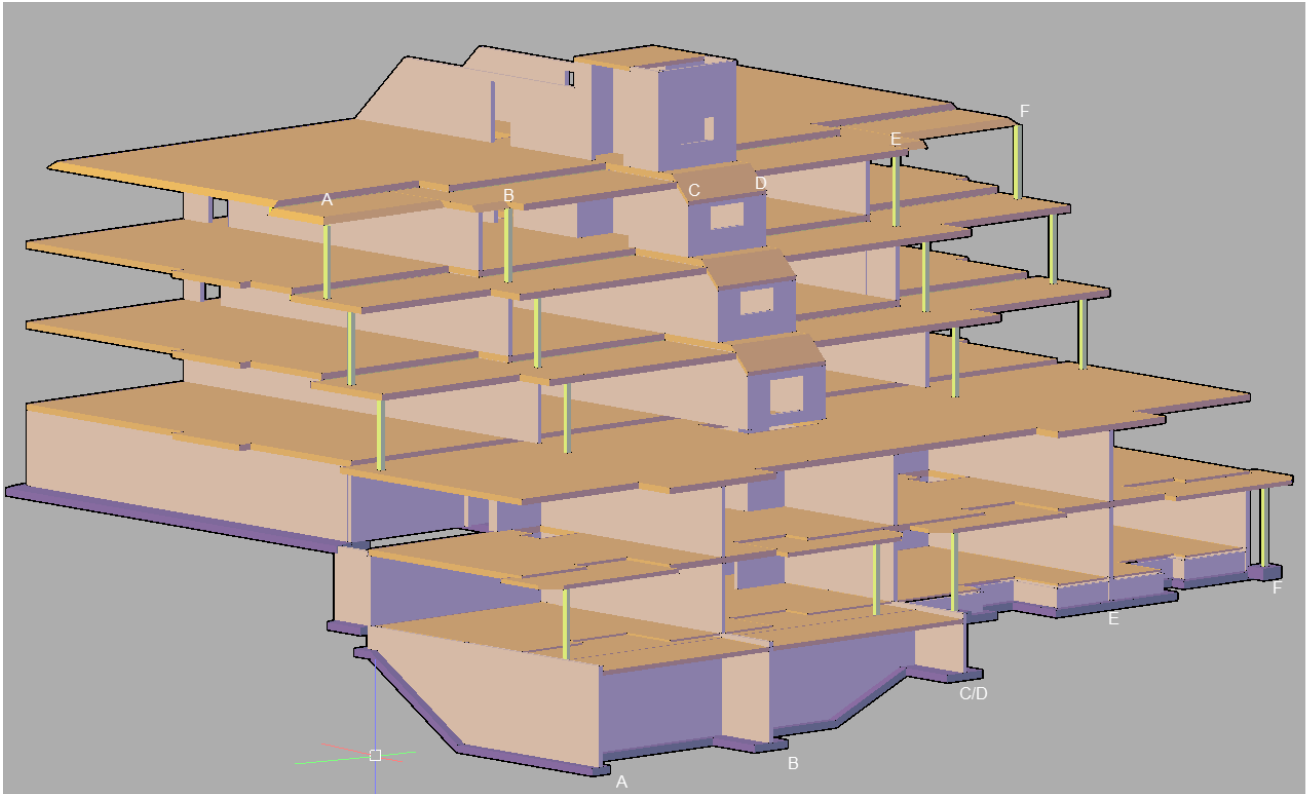
Bæreveggene C og D i den øvre bygningskroppen slås sammen til en felles bærevegg i den nedre bygningskroppen.



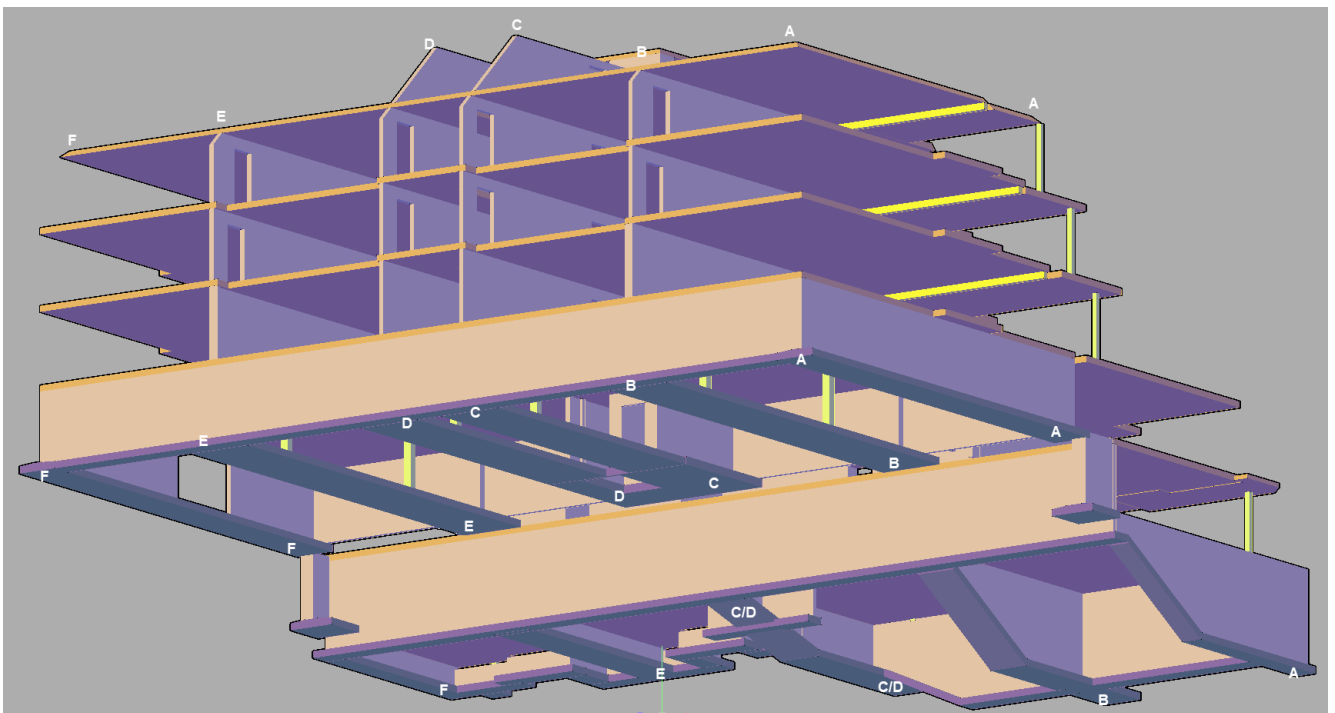
Figur 3-2 Snitt av antatt bærevegg - ARK







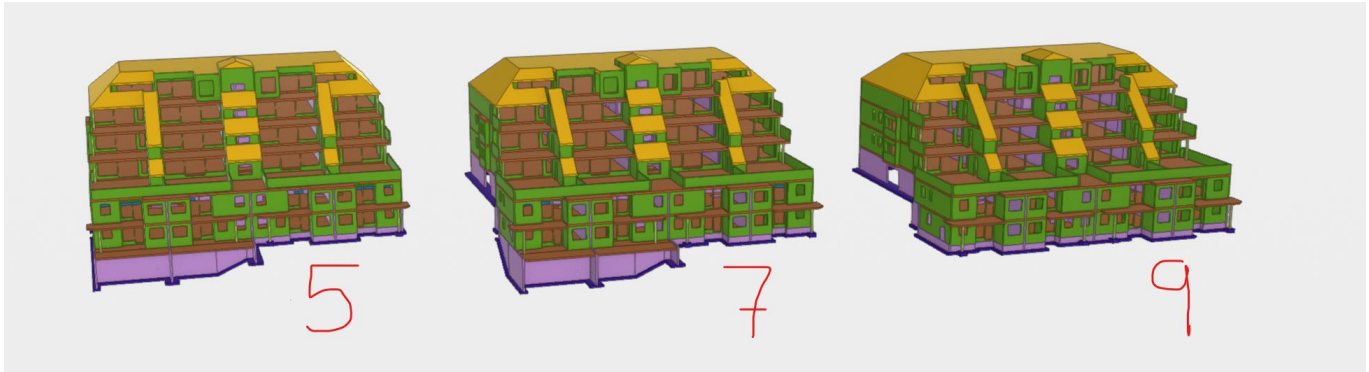
Figur 3-5 Antatt bærende betongvegger og -dekker. Bærende yttervegger med reisverk i akse A og F er ikke vist



Figur 3-6 Antatt bærende betongvegger, -dekker og fundamentstriper. Bærende yttervegger med reisverk i akse A og F er ikke vist

## 4 BEREGNING AV TOTALE LASTER FRA BYGGENE

Basert på tegningsgrunnlaget og 3D-modellen er det gjort en lastberegning for byggene.



Figur 4-1: 3D-modell av blokkene i Høyenhaldgata 5, 7 og 9

### VEKT AV HØYENHALLBLOKKENE

#### Egenvekt

Betong: 2400 kg/m<sup>3</sup>

Trevirke: 380 kg/m<sup>3</sup>

XPS: 35 kg/m<sup>3</sup>

Høyenhaldgata 5 og 7 anses som like. Under er vist beregning av volumer og egenvekt for 5. Forenklet beregnes reisverksvegger som massivt trevolum for å ivareta kledning, puss, isolasjon, vinduer etc.

Name	Count	Class	Material	NetVolume
> GULVPÅGRUNN (1)	1	IFCSLAB	CONCRETE/B35	3.44 m <sup>3</sup>
> ISOLASJON (4)	4	IFCSLAB	MISCELLANEOUS/XPS	17.73 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTBJELKE (14)	14	IFCBEAM	CONCRETE/B55	4.45 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTDEKKE (30)	30	IFCSLAB	CONCRETE/B35	679.22 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTSØYLE (22)	22	IFCCOLUMN	CONCRETE/B55	2.75 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTVEGG (114)	114	IFCWALL	CONCRETE/B35	254.2 m <sup>3</sup>
> TREVEGG (12)	12	IFCBEAM	TIMBER/C24	9.59 m <sup>3</sup>
> TREYTERVEGG (223)	223	IFCBEAM	TIMBER/C24	159.7 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTFUNDAMENT (34)	34	Varies	CONCRETE/B35	98.51 m <sup>3</sup>
> TRETAK (17)	17	IFCPLATE	TIMBER/C24	154.3 m <sup>3</sup>

Figur 4-2: Oversikt volum per konstruksjonsdel, Høyenhaldgata 5 og 7

Volum betong m<sup>3</sup>:  $3.44 + 4.45 + 679.22 + 2.75 + 254.2 + 98.51 = 1042.57$

Volum trevirke m<sup>3</sup>:  $9.59 + 159.7 + 154.3 = 323.59$

Volum XPS m<sup>3</sup>: 17.73

Egenvekt Høyenhaldgata 5 og 7:

$1042.57\text{m}^3 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 + 323.59\text{m}^3 \cdot 380 \text{ kg/m}^3 + 17.73\text{m}^3 \cdot 35 \text{ kg/m}^3 = 2625 \text{ tonn}$



Høienhaldgata 9 har ingen kjeller under 2. underetasje og dermed litt lavere egenvekt

Name	Count	Class	Material	NetVolume
> GULVPÅGRUNN (1)	1	IFCSLAB	CONCRETE/B35	3.44 m³
> ISOLASJON (4)	4	IFCSLAB	MISCELLANEOUS/XPS	17.73 m³
> PLASSTØPTBJELKE (14)	14	IFCBEAM	CONCRETE/B55	4.45 m³
> PLASSTØPTDEKKE (26)	26	IFCSLAB	CONCRETE/B35	642.35 m³
> PLASSTØPTSØYLE (22)	22	IFCCOLUMN	CONCRETE/B55	2.75 m³
> PLASSTØPTVEGG (114)	114	IFCWALL	CONCRETE/B35	236.5 m³
> TREVEGG (12)	12	IFCBEAM	TIMBER/C24	9.59 m³
> TREYTERVEGG (223)	223	IFCBEAM	TIMBER/C24	159.7 m³
> PLASSTØPTFUNDAMENT (40)	40	Varies	CONCRETE/B35	96.31 m³
> TRETAK (17)	17	IFCPLATE	TIMBER/C24	154.3 m³

Figur 4-3: Oversikt volum per konstruksjonsdel, Høienhaldgata 9

Volum betong m3:  $3.44 + 4.45 + 642.35 + 2.75 + 236.5 + 96.31 = 985.8$

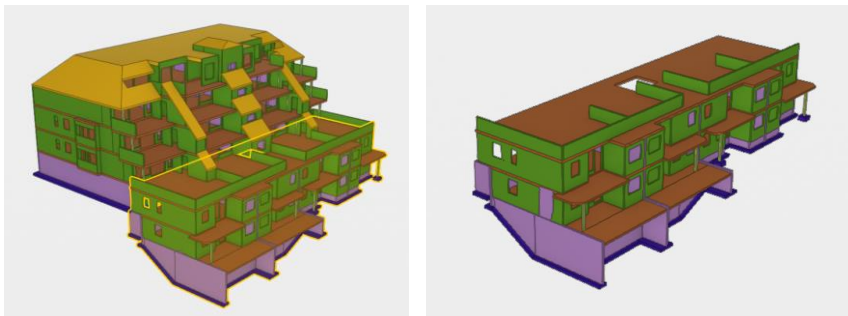
Volum trevirke m3:  $9.59 + 159.7 + 154.3 = 323.59$

Volum XPS m3: 17.73

Egenvekt Høienhaldgata 9:

$$985.8\text{m}^3 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 + 323.59\text{m}^3 \cdot 380 \text{ kg/m}^3 + 17.73\text{m}^3 \cdot 35 \text{ kg/m}^3 = 2489 \text{ tonn}$$

For å skille vekten av den øvre hoveddelen av bygget fra de nedre to underetasjene gjøres en separat beregning av egenvekt for underetasjene. Avgrensning av underetasjen er vist med gult omriss i figuren under.



Figur 4-4: Avgrensning nedre etasjer, Høienhaldgata 5 og 7

Name	Count	Class	Material	NetVolume
> ISOLASJON (4)	4	IFCSLAB	MISCELLANEOUS/XPS	17.73 m³
> PLASSTØPTDEKKE (14)	14	IFCSLAB	CONCRETE/B35	189.84 m³
> PLASSTØPTFUNDAMENT (25)	25	IFCFOOTING	CONCRETE/B35	32.64 m³
> PLASSTØPTSØYLE (4)	4	IFCCOLUMN	CONCRETE/B55	0.36 m³
> PLASSTØPTVEGG (36)	36	IFCWALL	CONCRETE/B35	73.41 m³
> TREYTERVEGG (50)	50	IFCBEAM	TIMBER/C24	31.27 m³

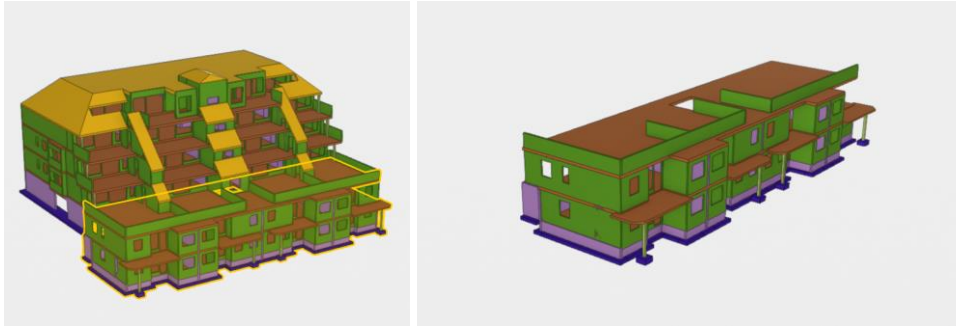
Figur 4-5: Oversikt volum nedre etasjer, Høienhaldgata 5 og 7

Volum betong m<sup>3</sup>:  $189.84 + 32.64 + 0.36 + 73.41 = 296.25$   
 Volum trevirke m<sup>3</sup>: 31.27  
 Volum XPS m<sup>3</sup>: 17.73

Egenvekt underetasje Høienhaldgata 5 og 7:

$$296.25\text{m}^3 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 + 31.27\text{m}^3 \cdot 380 \text{ kg/m}^3 + 17.73\text{m}^3 \cdot 35 \text{ kg/m}^3 = 723 \text{ tonn}$$

Underetasjen i Høienhaldgata 9 mangler kjelleretasjen og får litt lavere egenvekt.



Figur 4-6: Avgrensning nedre etasjer, Høienhaldgata 9

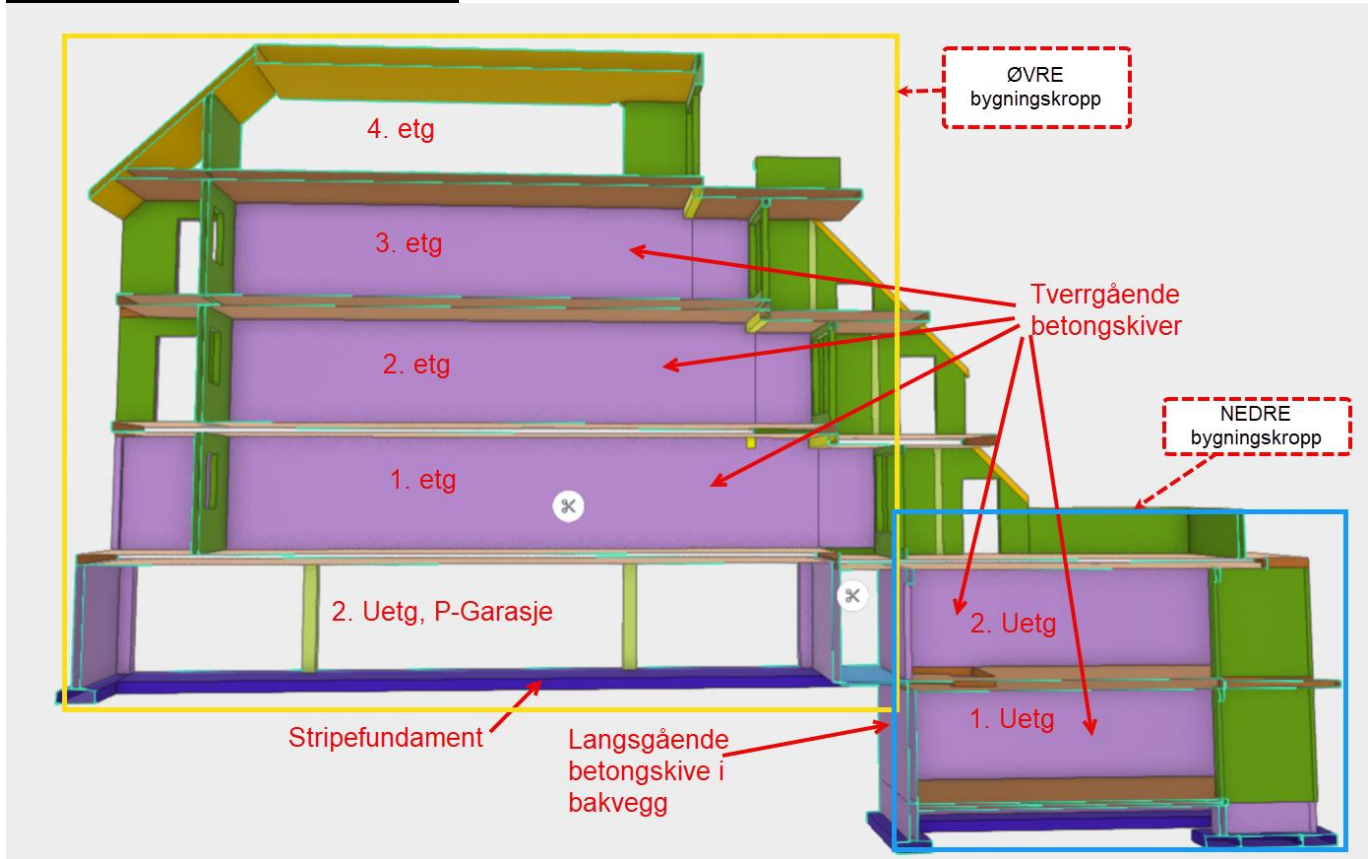
Name	Count	Class	Material	NetVolume
> ISOLASJON (4)	4	IFCSLAB	MISCELLANEOUS/XPS	17.73 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTDEKKE (10)	10	IFCSLAB	CONCRETE/B35	152.97 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTFUNDAMENT (32)	32	IFCFooting	CONCRETE/B35	31.25 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTSØYLE (4)	4	IFCCOLUMN	CONCRETE/B55	0.36 m <sup>3</sup>
> PLASSTØPTVEGG (42)	42	IFCWALL	CONCRETE/B35	58.84 m <sup>3</sup>
> TREYTERVEGG (48)	48	IFCBEAM	TIMBER/C24	30.69 m <sup>3</sup>

Figur 4-7: Oversikt volum nedre etasjer, Høienhaldgata 9

Volum betong m<sup>3</sup>:  $152.97 + 31.25 + 0.36 + 58.84 = 243.42$   
 Trevirke m<sup>3</sup>: 30.69  
 XPS m<sup>3</sup>: 17.73

Egenvekt underetasje Høienhaldgata :

$$243.42\text{m}^3 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 + 30.69\text{m}^3 \cdot 380 \text{ kg/m}^3 + 17.73\text{m}^3 \cdot 35 \text{ kg/m}^3 = 597 \text{ tonn}$$

**OPPSUMMERING EGENVEKT**

Figur 4-8 Fordeling mellom øvre og nedre bygningsdel

Grunnareal øvre bygningskropp:  $B \times L = 17,9 \times 32,5 \text{ m} = 582 \text{ m}^2$ Grunnareal nedre bygningskropp:  $B \times L = 10 \times 33,5 \text{ m} = 335 \text{ m}^2$ 

Høyenhaldgata 5 og 7	Vekt kN	Areal m <sup>2</sup>	Grunntrykk kn/m <sup>2</sup>
Vekt hele bygget	26250		
Vekt nedre del	7230	335	22,2
Vekt øvre del	19020	582	32,7

Høyenhaldgata 9	Vekt kN	Areal m <sup>2</sup>	Grunntrykk kN/m <sup>2</sup>
Vekt hele bygget	24890		
Vekt nedre del	5970	325	18,4
Vekt øvre del	18920	582	32,5

Tabell 1 Egenvekt og grunntrykk fra av øvre og nedre bygningsdel

**NYTTELASTER**Nyttelast boligdel: 2,0 kN/m<sup>2</sup>Snølast tak: 2,8 kN/m<sup>2</sup>

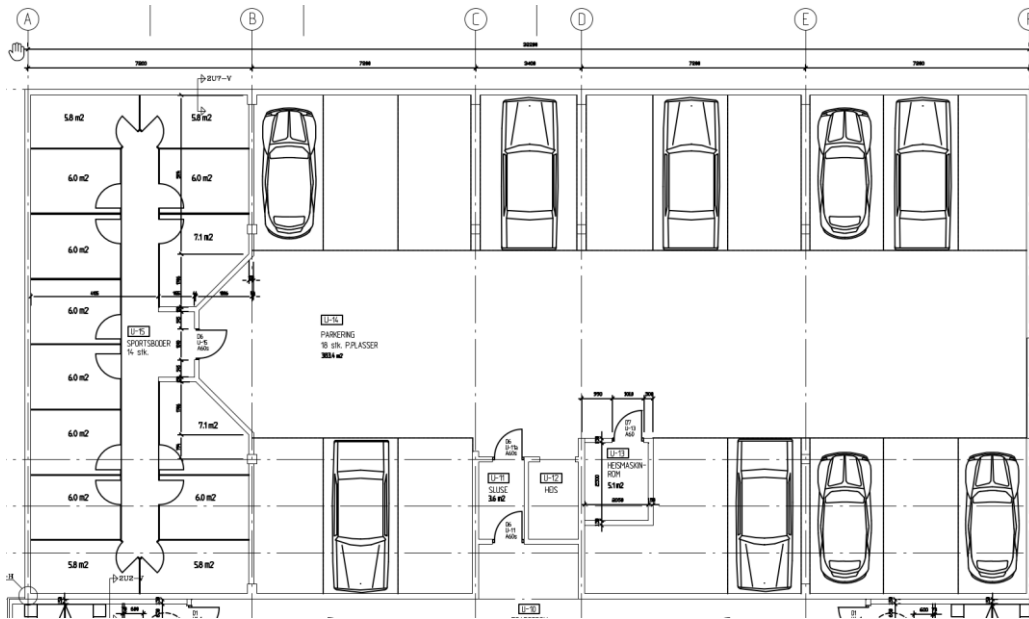
Nyttelast garasje: P-plass for 18 biler akse B-F og boder mellom akse A og B. Antar vekt per bil 2500 kg og nyttelast i boder 3 kN/m<sup>2</sup>.

Samlet last i garasje-etasje blir da:

Biler: 18 x 25 kN = 450 kN.

Boder: 6 m<sup>2</sup> x 16 stk x 3 kN/m<sup>2</sup> = 288 kN.

Samlet: 738 kN



**Nyttelast og snølast per etasje og bygningsdel inkl terrasse/balkong:**

Etasje	Bygningsdel	Bredde ekskl. bærevegger	Lengde ekskl. bærevegger	Areal	Nyttelast (2 kn/m <sup>2</sup> )	Snølast (2,8 kN/m <sup>2</sup> )
1. underetasje inkl balkong/terrasse	Nedre	9,3	32,7	304,1	608,2	
2. underetasje inkl balkong/terrasse	Nedre	9,3	32,7	304,1	608,2	
1. etasje/terrasse	Nedre	9,3	33,4	310,6		869,7
<b>SUM</b>	<b>Nedre</b>				<b>1216,4</b>	<b>869,7</b>
1. etasje (ekskl terrasse)	Øvre	16	31,1	497,6	995,2	
2. etasje inkl. balkong/terrasse	Øvre	17,5	31,1	544,3	1088,5	
3. etasje inkl. balkong/terrasse	Øvre	16,6	31,1	516,3	1032,5	
4. etasje inkl. balkong/terrasse	Øvre			390,0	780,0	
Tak	Øvre	16,4	32,2	528,1		1478,6
Garasje inkl boder	Øvre	(se egen beregning over)			738	
<b>SUM</b>	<b>Øvre</b>				<b>4634,2</b>	<b>1478,6</b>

Tabell 2 Nyttelast og snølast

**SUM egenvekt + nyttelast/snø per bygningsdel**

**Høienhaldgata nr. 5 og 7**

Lastkombinasjon	Bygningsdel	Egenlast kN	Nyttelast kN	Snølast kN	Sum bruddgrense kN	Flateareal m <sup>2</sup>	Grunntrykk bruddgrense kN/m <sup>2</sup>
$Q_1 = G \cdot 1,2 + (P+S) \cdot 1,5$	Nedre	7230	1216	870	11805	335	<b>35,2</b>
$Q_2 = G \cdot 1,35 + (P+S) \cdot 1,05$	Nedre	7230	1216	870	11951	335	<b>35,7</b>

Lastkombinasjon	Bygningsdel	Egenlast kN	Nyttelast kN	Snølast kN	Sum bruddgrense kN	Flateareal m <sup>2</sup>	Grunntrykk bruddgrense kN/m <sup>2</sup>
$Q_1 = G \cdot 1,2 + (P+S) \cdot 1,5$	Øvre	19020	4634	1478	31992	582	<b>55,0</b>
$Q_2 = G \cdot 1,35 + (P+S) \cdot 1,05$	Øvre	19020	4634	1478	32095	582	<b>55,1</b>

Tabell 3 Lastkombinert egenvekt og nyttelast for Høienhaldgata nr. 5 og 7

**Høienhaldgate 9**

Lastkombinasjon	Bygningsdel	Egenlast kN	Nyttelast kN	Snølast kN	Sum bruddgrense kN	Flateareal m <sup>2</sup>	Grunntrykk bruddgrense kN/m <sup>2</sup>
$Q_1 = G \cdot 1,2 + (P+S) \cdot 1,5$	Nedre	5970	1216	870	10293	335	<b>30,7</b>
$Q_2 = G \cdot 1,35 + (P+S) \cdot 1,05$	Nedre	5970	1216	870	10250	335	<b>30,6</b>

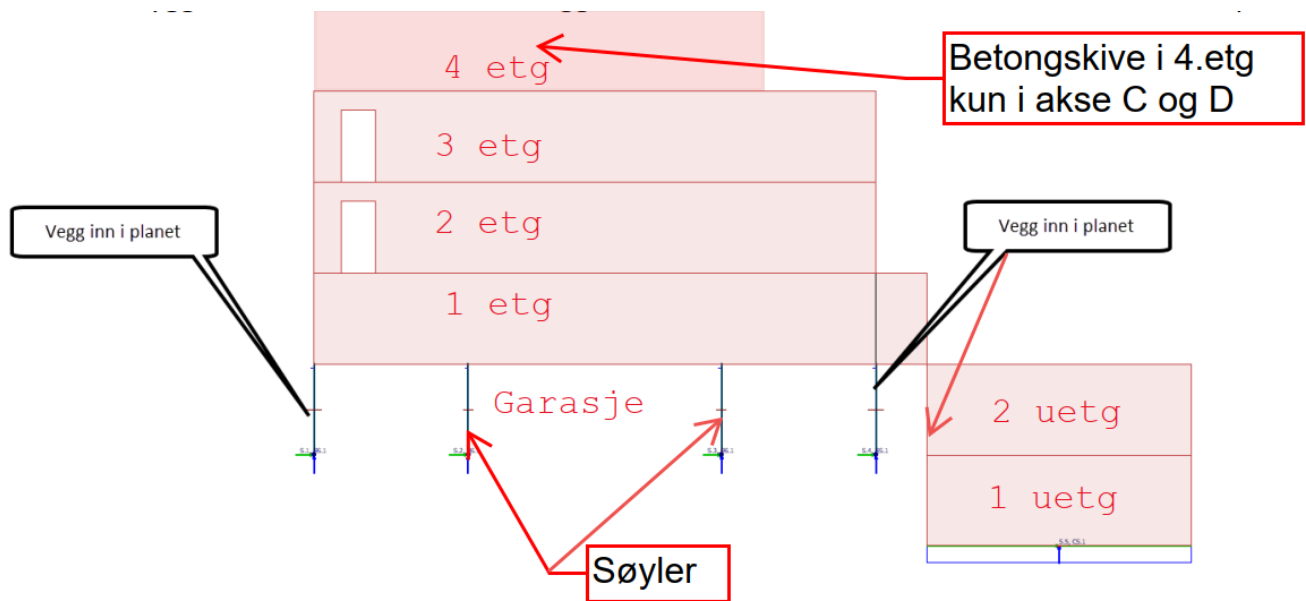
Lastkombinasjon	Bygningsdel	Egenlast kN	Nyttelast kN	Snølast kN	Sum bruddgrense kN	Flateareal m <sup>2</sup>	Grunntrykk bruddgrense kN/m <sup>2</sup>
$Q_1 = G \cdot 1,2 + (P+S) \cdot 1,5$	Øvre	18920	4634	1478	31872	582	<b>54,8</b>
$Q_2 = G \cdot 1,35 + (P+S) \cdot 1,05$	Øvre	18920	4634	1478	31960	582	<b>54,9</b>

Tabell 4 Lastkombinert egenvekt og nyttelast for Høienhaldgata nr. 9

## 5 BEREGNINGER OG VURDERING AV STRUKTURELL BÆREEVNE

### 5.1 Beregninger

Basert på tegningsgrunnlaget og 3-d modellen er det valgt å modellere bærelinje langs akse B og E, men uten det nedsenkede partiet i akse A, B og C. Se Figur 5-1. Generelt fremstår bygget som delt i to bygningsdeler, med en lavere liggende bygningsdel for underetasje 1 og 2 som kun er koblet til den øvre bygningsdelen over parkeringskjelleren. Det antas at det kun er betongdekket i 1. etasje som er koblingen mellom de to bygningsdelene.



Figur 5-1 Geometri i beregningsmodell

#### Laster:

For de statiske beregningene av veggskiven er det satt inn typiske bygg laster basert på egenvekt for de antatte tykkelsene samt nyttelaster for bolig. For beregning av totale laster for bygget vises det til kapittel 4 Beregning av totale laster fra byggene.

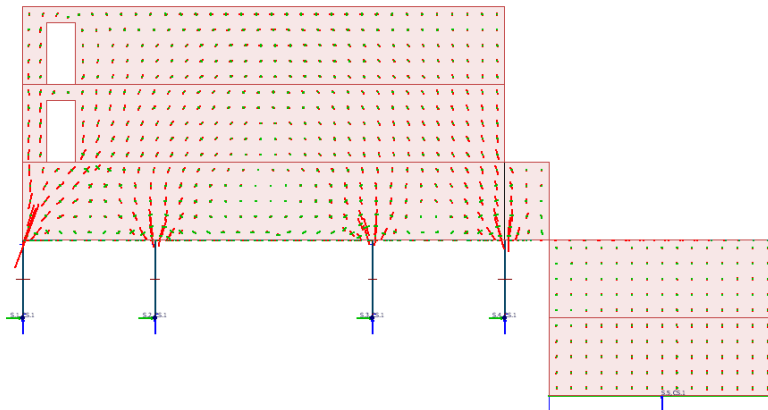
$$g_{typ} = 5,5 \text{ kN/m}^2 (t_{dekke=220 \text{ mm}}) + 1,5 \text{ kN/m}^2 = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{tak} = 1,5 \text{ kN/m}^2 (tretak)$$

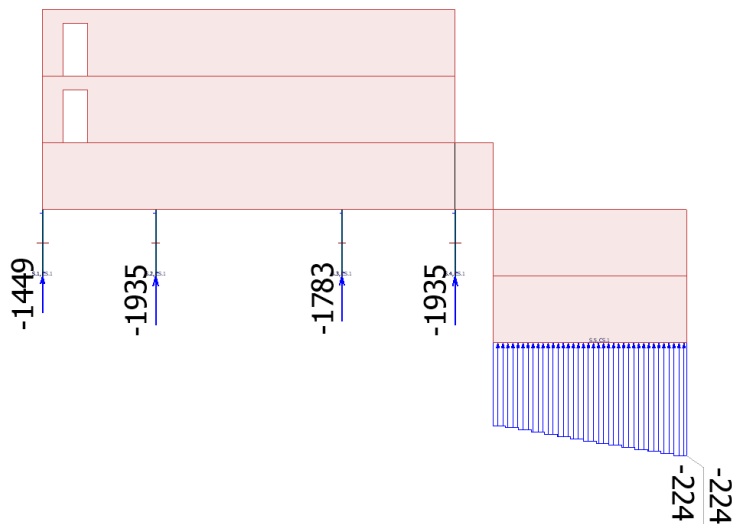
$$p_{bolig} = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{snø} = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

For å beregne betydningen av ulike setninger mellom de to bygningsdelene er fundamenter for søyler og vegger i øvrebygningsdel fastholdt, mens den nedre bygningsdelen er opplagret på en fjærseng. Den nedre bygningsdelen vil da henge seg på den øvre via dekket over garasjeetasjen. En illustrasjon av beregnede hovedspenninger samt beregnede opplagerkrefter er vist i Figur 5-2 og Figur 5-3.



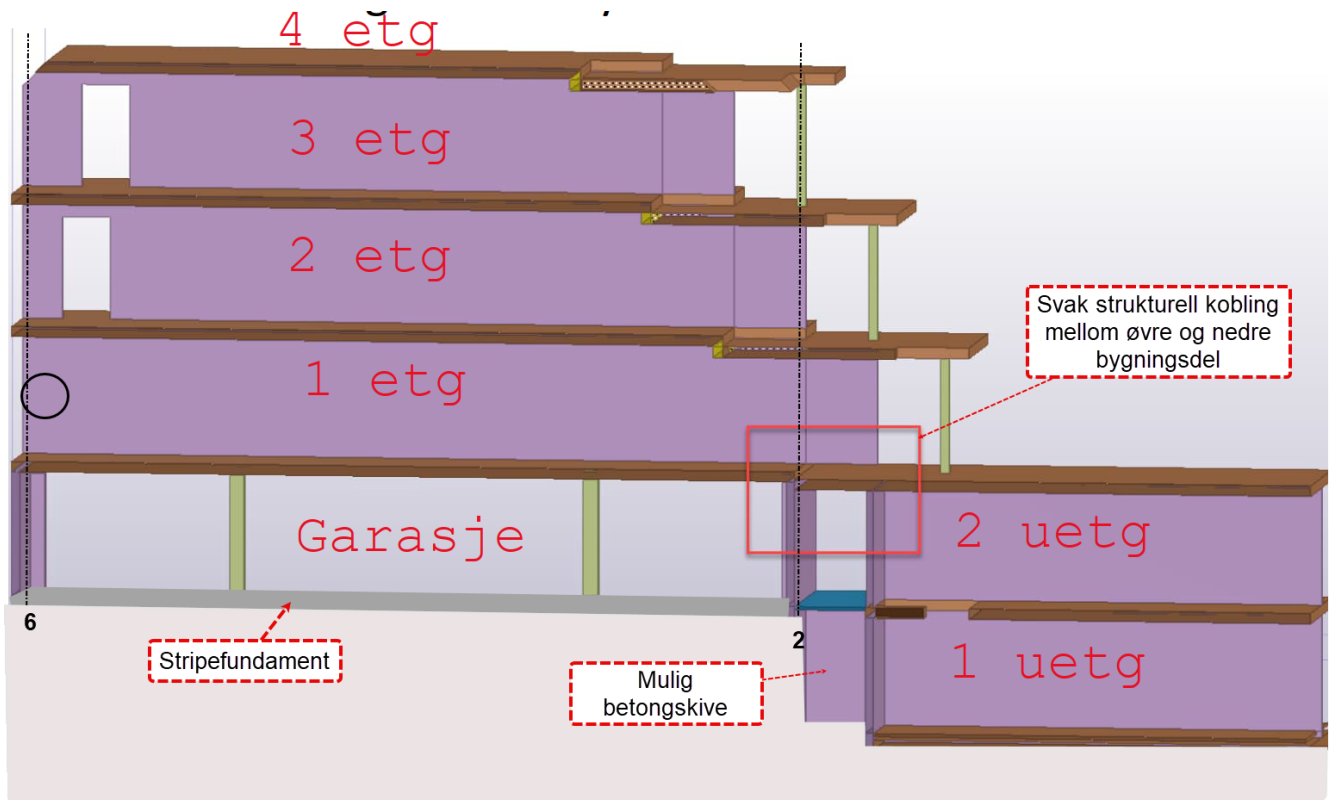
Figur 5-2 Illustrasjon av hovedspenninger i veggskive



Figur 5-3 Oppleggskrefter

## 5.2 Bæresystem

Vurderinger av bæresystem sammen med beregninger tyder på at bygget nesten kan betraktes som to separate bygg som er «svakt» koblet sammen i plan 1 ved hjelp av et dekket. Det er ikke kjent hvordan dette dekket er utført og hvilken styrke det har.



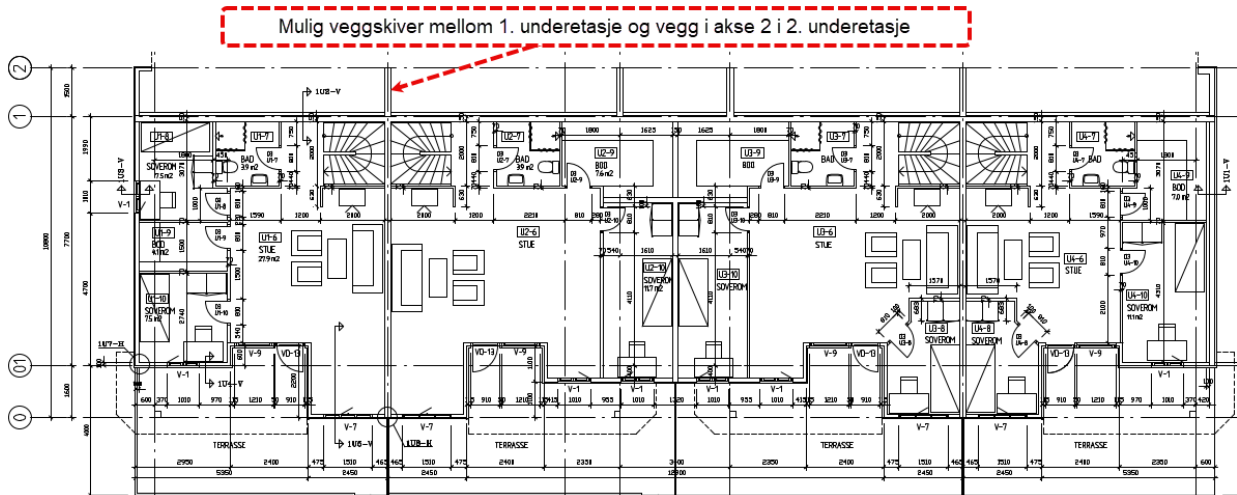
Figur 5-4 Antatt bæresystem og kobling mellom øvre og nedre bygningsdel

Hovedbygget over parkeringsareal bæres av en betongvegg over 3 etasjer som står på kjellervegger i betong langs akse 6 og akse 2. Mellom disse veggene er det to søyler på hver side av kjørebane i garasjen. Søylene er fundamentert på et 2,4 m bredt stripefundament. Lastfordelingen mellom de forskjellige stripefundamentene vil være veldig følsomt for setninger og ulik setning vil endre lastfordelingen mellom bærepunktene. Ved omfordeling kan det oppstå sprekker og riss i veggskive.

Den lave delen av bygget, 1. og 2. underetasje, bæres av betongvegger som skiller leilighetene. Betongveggen er fundamentert på 1,5 m brede stripefundamenter. Balkong er delvis fundamentert på et frittstående punktfundament. Gulvnivå i byggets nordre halvdel mellom akse A og C/D er et frittstående gulv mellom bærende vegger, mens det mellom akse C/D og F er et gulv på grunn.

Basert på opplysning på ARK tegning av 1. underetasje er det mulig at det er støpt skiver mellom fundamentet for langsgående veggakse 2 og 1. underetasje. Se utklipp fra plan over 1. underetasje i Figur 5-4. Det kan i tilfelle bidra til å gi koblingen mellom de to bygningsdelene noe større kapasitet, men det er svært usikkert på om disse skivene finnes.



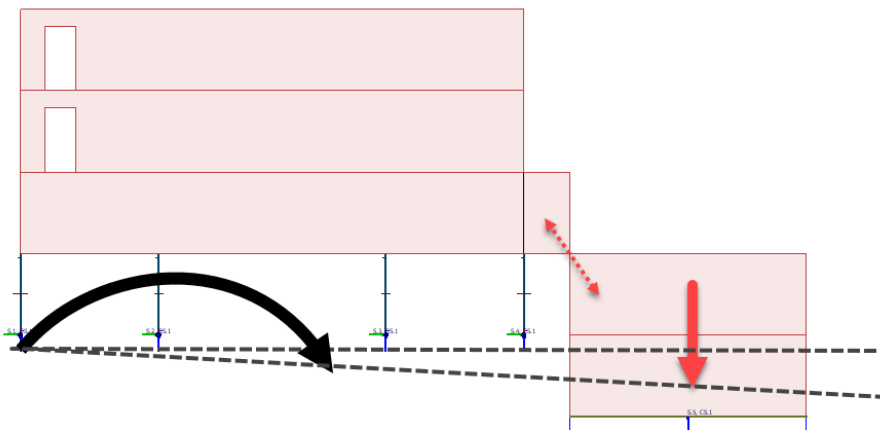


Figur 5-5 Utklipp fra ARK tegning av 1. underetasje

### 5.3 Konsekvenser for bygget som følge av setninger

Setningsvurderinger fra geotekniker tilsier at fremre del av bygget (nærmest byggegrop) skal sette seg mest. Det vil derfor oppstå en spenningskonsentrasjon i området som kobler den lave og høye delen sammen. Det må regnes med oppsprekking og skader i dette området.

Fordi bygget er plasstøpt vil det i stor grad oppføre seg som et stivt legeme og ha en stor evne til omfordeling. En rotasjon av hele bygget vil ikke nødvendigvis skade bygget, men skjevsetninger mellom de ulike delene vil medføre spenningskonsentrasjoner, spesielt i koblingssonen



Figur 5-6 Spenningskonsentrasjon vil oppstå i overgangen lav og høy del på grunn av skjevsetning

Bygget har antagelig gode muligheter til å tåle en rotasjon mot byggegropa, men det må påregnes at det oppstår skader i overgangen mellom underetasjene og den høye delen. Skadene vil trolig være av en estetisk karakter og at de vil kunne la seg reparere i etterkant. Vertikale setninger isolert sett vil ikke være fare for en strukturell

kollaps, gitt at setningene blir liggende innenfor forventede verdier.

Bane NOR må regne med at det kan oppstå skader i Høyenhaldegata 5 og 7. Det må forventes at det kan være behov for vesentlig reparasjoner av byggene i etterkant. Det antas at behovet for reparasjoner vil være størst i baderoommene.

For Høyenhaldegata 9 er det foreløpig ikke registrert setninger, og det er sannsynlig at det heller ikke vil komme store setninger på dette bygget dersom poretrykket i området holdes under kontroll.

---

## 6 EVENTUELL REFUNDAMENTERING AV BYGGENE

### 6.1 Begrunnelse for å refundamentere byggene

Byggene er som tidligere påpekt direktefundamentert på stripefundamenter og har fått noen setninger som følge av grunnforsterkningstiltak. Det vil også bli ytterligere setninger som følge av uttak av byggegrop, samt eventuell poretrykksreduksjon i anleggsfasen. En refundamentering av byggene kan være et alternativ for å forhindre ytterligere mulig store setninger.

I forbindelse med vurdering av områdestabilitet viser det seg at byggene utgjør en vesentlig drivende last. Dersom vekten fra byggene fjernes, eventuelt også i kombinasjon med noe utskifting fra tunge til lette masser under gulv på grunn, vil den geotekniske stabiliteten i området bedres betraktelig. En refundamentering med aktiv overføring av last fra grunnen til bærende elementer til berg vil kunne bidra til dette.

### 6.2 Alternative metoder for refundamentering

#### 6.2.1 Refundamentering med jetpeler

En metode for refundamentering kan være å forsterke grunnen direkte under fundamentene for eksempel ved jetpeling. Det vil medføre omfattende arbeider innvendig i garasjeetasjen samt i 1. underetasje, og byggene vil være ubeboelig mens arbeidene pågår. Denne refundamenteringen vil imidlertid ikke overta lastene fra bygget, men kun forsterke grunnen. Vekt av byggene vil dermed til en viss grad fremdeles være drivende i stabilitetsbetrakningen.

Erfaringer fra anleggsfasen hittil viser også at installasjon av jetpeler i seg selv medfører setninger i anleggsfasen, og kan forverre stabilitetssituasjonen og medføre setningsskader på byggene. Det er også større usikkerhet knyttet til jetpelens kontakt mot berg.

Det anbefales derfor ikke å benytte denne metoden.

#### 6.2.2 Refundamentering ved å injisere ekspanderende masse under bygget

Tidligere i prosjektet har det fra annet hold vært nevnt at «floorlift» kan benyttes som metode for å rette opp setninger fra byggene. Det innebærer å injisere ekspanderende materiale under bygget for å forsterke grunnen og løfte bygget. Om dette er en egnet metode for å rette opp et bygg med stripe- og punktfundamenter i ulike nivåer er tvilsomt. Det vil være svært vanskelig å få ekspansjonen til å virke på en måte som kun gir løftekraft direkte under de bærende fundamentene på en kontrollert måte, og uten stor risiko for at det skal oppstå skader på bygget ved utilsiktet skjevfordeling.

Metoden vil heller ikke være en refundamentering til berg, men kun en justering og løfting av direktefundamentering. Det vil derfor ikke avlaste grunnen, og byggets vekt vil fremdeles være en like stor drivende last for stabiliteten. Det anbefales derfor ikke å benytte denne metoden.

---

### 6.2.3 Refundamentering med peler til berg

Vi vurderer at den sikreste metoden for refundamentering, og som også vil fjerne vekten av bygget som en drivende last ved stabilitetsberegning, vil være å etablere stålkjernepeler som bores inn i berg. Pelene må forbindes strukturelt til eksisterende fundamenter ved forsterkning av de eksisterende fundamentstripene, og vekten av bygget må overføres fra grunntrykk under stripefundamentene til stålkjernepelene ved aktiv pålasting med jekker. For å oppnå størst mulig effekt må dette utføres før ytterligere skjevsetninger på byggene oppstår.

Arbeidene vil kreve full tilgang til alle fundamenter og det innebærer at bygget vil være ubeboelig mens refundamenteringsarbeidene pågår. I garasjeetasjen må fundamentene frigraves, og tilsvarende må nederste boligeetasje rives innvendig for å få tilgang til fundamentene. Arbeidene vil foregå innvendig i garasje og underetasjer og vil kreve bruk av små maskiner og omfattende skjøting av korte pelesegmenter. For å unngå forstyrrelser i grunnen må boring utføres skånsomt med bruk av vannhammer.

Pelene må pålastes ved jekking av last fra byggets veggskiver og søyler til pelene. Jekkekraften må beregnes basert på vektberegninger og belastning på det aktuelle fundamentet for å sikre en jevnest mulig kraftinnføring mellom peler og de bærende elementer i bygget. Påført jekkekraft må også ta hensyn til at det er stor variasjon i pelelengder til berg sånn at pelenes stukning ved pålasting må kompenseres. Det kan vurderes om påløpte skjevsetninger skal forsøkes kompensert med aktiv jekking, men det vil innebære en risiko for lokale skader.

Jekking må utføres mest mulig parallelt for å unngå oppsprekking mellom veggskiver på langs og på tvers. Dette vil kreve et meget omfattende system for sammenkobling av jekker. Samtidig som at jekkene skal ha gi en parallell pålasting på pelene skal de også ha individuell pålasting for å kompensere for ulik pelelengde og ulik last fra bygget for den aktuelle pelen. Vi er ikke kjent med om det har vært utført en tilsvarende stor operasjon med parallell jekking av bygg tidligere.

Alternativt kan for eksempel en og en bærende tverrskive i aksene A – F og en liten tilhørende del av langveggene jekkes parallelt i små steg for å unngå oppsprekking mot langveggene. Det vil medføre behov for flere oppspenningstrinn for hver akse for å få hele bygget over på peler med minst mulig differensiert lastfordeling mellom aksene. Uansett vil dette innebære at et svært stort antall jekker må styres parallelt. Hvis peler skal overta all vertikallast fra byggene må de også kunne ta horisontale laster. Pelene må derfor installeres i system som gir horisontalkapasitet både på tvers og på langs av bygget. I og med at fundamentstripene ikke er koblet sammen må alle akser ha stabile pelegrupper for horisontale laster.

Alternativt kan det støpes en sammenhengende bunnplate som binder alle fundamentstripene sammen. Det vil forenkle løsningen med å fordele opptak av horisontale laster mellom aksene. Friksjon mot grunnen kan ikke medregnes, men det kan eventuelt etableres skjørt som overfører laster til grunnen.

En mulig trinnvis løsning for refundamentering med stålkjernepeler kan være som følger:

***Tverrgående veggskiver i byggets nedre del med underetasjer:***

Disse veggskivene er fundamentert direkte på stripefundamenter.

1. Alle fundamenter for de bærende tverrskivene må graves fram. For å komme til skivene må nederste boligetasje åpnes i front og rives innvendig. Der det er en kjelleretasje under 1. underetasje kan innvendig riving kanskje unngås, men det gjelder kun for aksene A og B i Høienhaldgata 5 og 7.
2. Stålkjernepeler bores ned i berg på begge sider av veggskivene. Det kjernebores gjennom fundamentet for å få pelene tettere inn mot veggskivene.
3. Fundamentene undergraves lokalt ved pelene og peltopp med flatjegger monteres. Under pelhodet legges et komprimertbart materiale. Deretter armeres og støpes et pelhode oppunder eksisterende fundament.
4. Jekkene injiseres deretter med epoxymørtel og jekken ekspanderer og pålaster pelene med beregnet last. Ved å styre belastningen vil det også da bli tatt hensyn til at pelene har ulik lengde til berg som gir ulik deformasjon av pelen for samme belastning. Det deformerbare sjiktet under peltoppen sikrer at pelen kan stukes ved lastpåføringen.

Alternativt kan pelene også bores ned på hver side av fundamentet. Tverrbjelker monteres under fundamentene og jegger overfører last til mellom tverrbjelkene og pelene. Vegg og søylefundamentene må så forsterkes for å fordele lasten opp i veggene og søyler.

Det kan også benyttes jegger som gjenbrukes ved at jekkepunkt og permanent lastinføring i pelene er uavhengige.

***Tverrgående veggskiver i byggets øvre hoveddel samt langsgående vegg i akse 6:***

Tverrveggskivene i akse A og F samt veggen mot Høienhaldgata i akse 6 er fundamentert på stripefundamenter i nivå med garasjeplanet, mens veggskivene for aksene B – E står på søyler på stripefundamenter i garasjeetasjen.

Refundamentering kan utføres etter samme prinsipper som for underetasjen.

1. Alle fundamenter må graves fram. Det gjelder også østre vegg mot Høienhaldgata.
2. Stålkjernepeler bores ned i berg på begge sider av veggskivene. Det kjernebores gjennom fundamentet for å få pelene tettere inn mot veggskivene.
3. Fundamentene forsterkes ved påstøp av langsgående betongdrager med armering som bores og gyses fast mot eksisterende fundament og veggskive. Ved søylefundamentene må pelene konsentreres rundt søylene for å sikre riktig lastinnføring. Alternativt kan det vurderes å forsterke fundamentene mellom søylepunktene ved å støpe opp veggskiver eller etablere flere søyler for å fordele lastene.
4. Mellom peltopp og forsterket fundament monteres flatjegger som kan pålaste pelene med forhåndsregnet last. Ved å styre belastningen vil det også da bli tatt hensyn til at pelene har svært ulik lengde til berg som gir ulik deformasjon av pelen for samme belastning.

Alternativt kan pelene også bores ned på hver side av fundamentet. Tverrbjelker monteres under fundamentene og jekker overfører last til mellom tverrbjelkene og pelene. Vegg og søylefundamentene må så forsterkes for å fordele lasten opp i veggene og søyler.

Det kan også benyttes jekker som gjenbrukes ved at jekkepunkt og permanent lastinføring i pelene er uavhengige. Det må gjøres mer nøyaktig beregninger for å vurdere om de to bygningsdelene kan refundamenteres hver for seg eller om det må gjøres parallelt.

### ***Langsgående veggskive akse 1 i bakkant av 1. underetasje***

Denne veggskiven er komplisert å komme til på begge sider på grunn av etasjeforskjellen mot garasjeplanet. En frigraving på baksiden vil innebære undergraving av fundamentene i garasjen. Det er også heftet usikkerhet til om det er støpt tverrgående veggskiver på baksiden (jordsiden) mellom akse 1 og 2. Disse skivene er vist på ARK tegning for 1. underetasje, men er ikke vist på fundamentplanen. Dersom skivene eksisterer, vil de kunne kartlegges ved frigraving av fundamentene i garasjeetasjen. For å unngå en frigraving på baksiden av vegg i akse 1 kan det være et alternativ å kun grave et stykke ned og installere pelene derfra. Pelhodet må så forbindes til veggskiven og lasten må henges opp fra nedre del opp via veggskiven. På boligsiden vil det være mulig å etablere pelene ved fundamentnivå tilsvarende som for tverrveggene.

#### **6.2.4 Oppsummering av refundamentering**

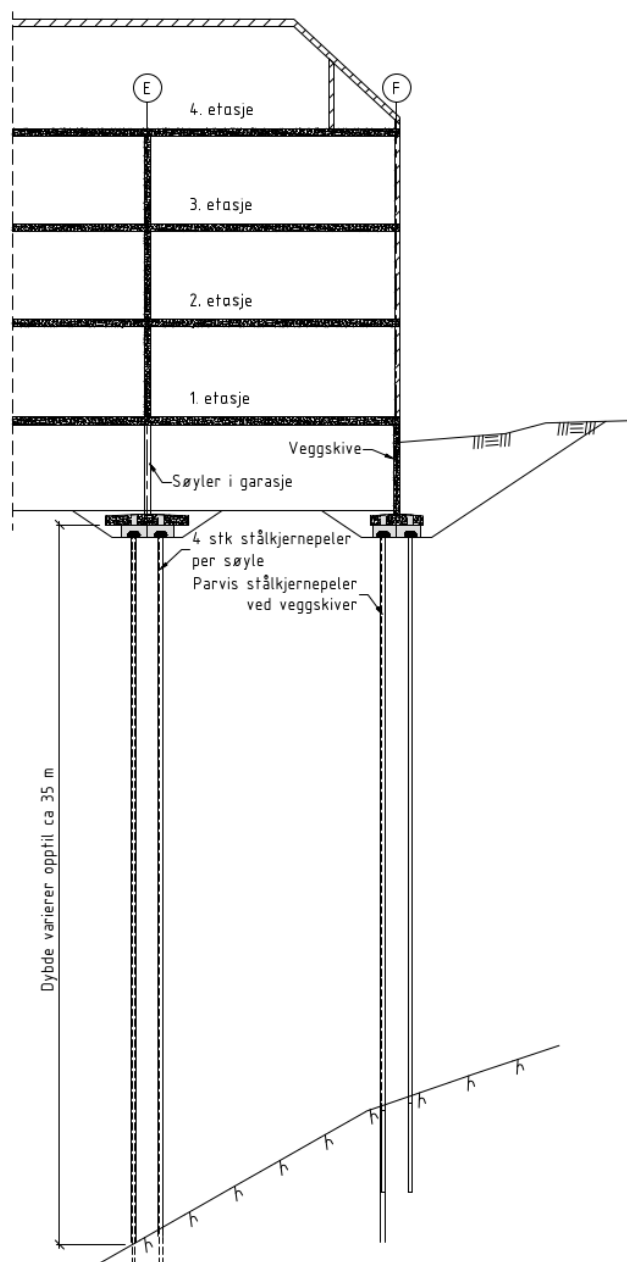
Refundamentering av byggene vil være gjennomførbart, men det vil på grunn av byggenes oppbygging være svært komplisert og kostbart. Det vil også innebære at byggene må fraflyttes i en lang periode mens arbeidene pågår. Uten at det er gjort noen detaljprosjektering av tiltakene er det vanskelig å gi noen varighet av arbeidene, men det kan anslås mellom ett og to år.

Refundamentering med ståljernepeler og kontrollert pålasting fra bygg til peler ved hjelp av jekker anses som den mest aktuelle metoden. På grunn av byggets komplekse form og bæring vil det være et svært komplisert arbeid med stor usikkerhet i forhold til risiko for skader på bygget.

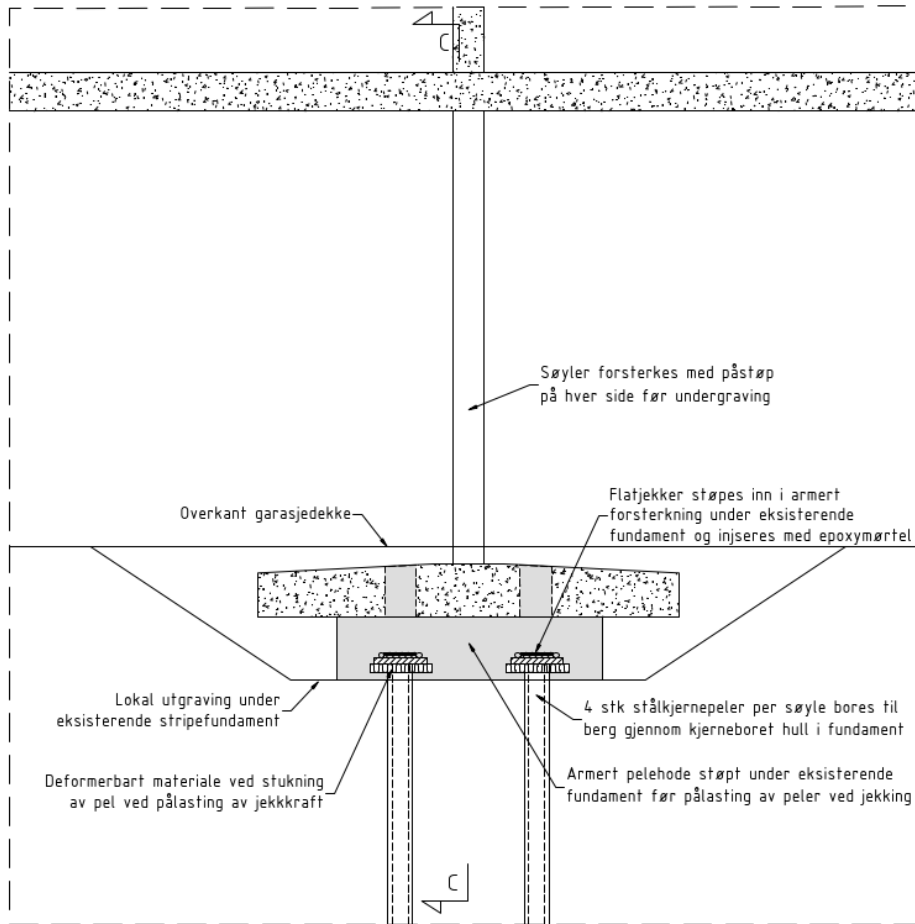
Kostnader ved refundamentering er ikke beregnet, men det anslås å utgjøre betydelig kostnader. Arbeidet innebærer også store midlertidige inngrep i leilighetene i underetasjen samt i garasjeetasjen.

Refundamentering av byggene vil alene ikke kunne stoppe de pågående deformasjonene i dype leirelag, og pelene vil ikke ha kapasitet til å kunne motstå et eventuelt grunnbrudd. Arbeidene vil også kunne påvirke grunnen på en negativ måte som forverrer de pågående deformasjonene. Det anbefales derfor ikke å gå videre med en løsning basert på refundamentering av byggene.

Noen skisser med forslag til utførelse med innstøpte permanente flatjekker er vist i figurene under.

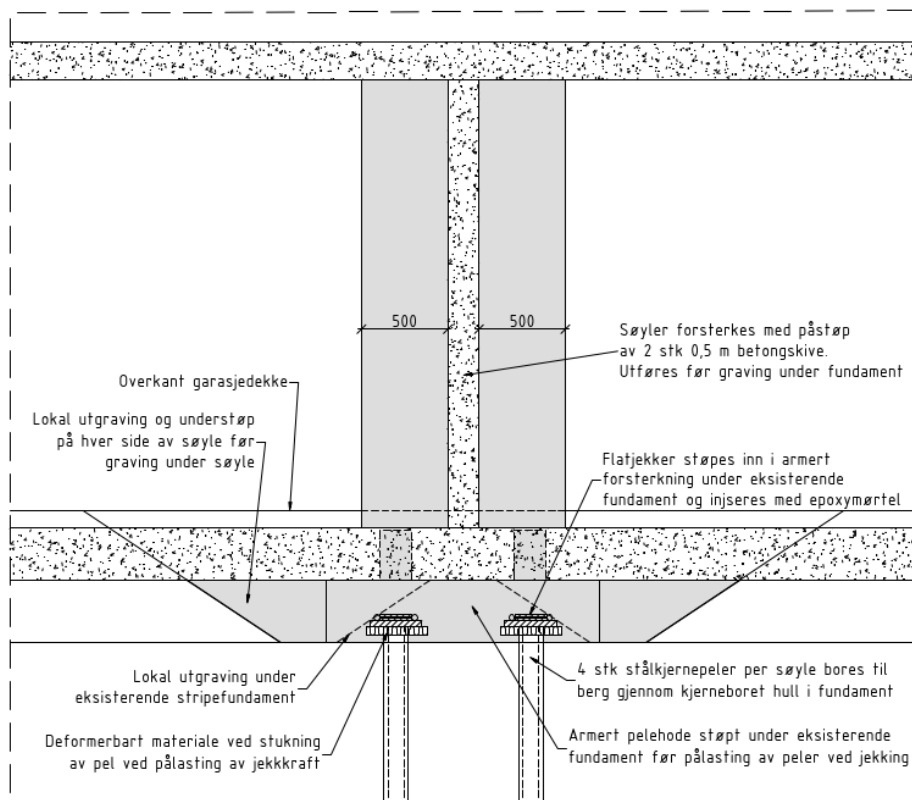


Figur 6-1 Prinsippskisse for mulig refundamentering av bærende vegger og søyler med peler til berg



Figur 6-2 Refundamentering av søyler med pelers og jekker





Figur 6-3 Refundamentering av søyler med peler og jekker (snitt C-C)