

## **Grunnforhold og sprengning ved nye Jendem Skole**

Geotechnical conditions and blasting at Jendem  
School

**Trondheim Mai 2019**

Morten Bjørsvik

Intern veileder:  
Thomas Uhlving

Ekstern veileder:  
Ingunn L. Simonhjell

Prosjektnr:  
2019-40

Rapporten er ÅPEN/LUKKET  
ÅPEN

**Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål**

Prosjektoppgaven skal inneholde en vurdering av grunnforholdene på byggetomten, og det skal utarbeides en geoteknisk datarapport for Jendem skole.

Det skal gjøres vurderinger av bergmassene, samt anbefalinger knyttet til boring, sprengning og bergsikring for prosjektet. Oppgaven skal ta for seg sikkerhet knyttet til boring og sprengning tett på eksisterende bygg.

Det vil utarbeides et forslag til sprengning- og tenningsplan for skjæringen, og gjøres en separat beregning knyttet til rystelser fra sprengning på tomten.

Spørsmål som ønskes besvart:

Hvordan er grunnforholdene på tomten?

Hvordan kan boring og sprengning av tomten utføres?

Hva må tas ekstra hensyn til ved boring og sprengning tett på eksisterende bebyggelse?

Resultatmål:

- Tilegne og samle kunnskap innen geoteknikk, ingeniørgeologi og anleggsteknikk.
- Belyse problemstillinger og finne løsninger knyttet til boring og sprengning tett på eksisterende bebyggelse.

**Stikkord:**

-Grunnundersøkelser  
-Ingeniørgeologiske undersøkelser  
-Sikker sprengning i dagen  
-Sprengningsteknikk  
-Sikring av skjæring  
-Rystelser fra sprengning  
-Q-systemet

**Keywords:**

-Site investigations  
-Geology engineering investigations  
-Safe blasting over ground  
-Blasting technique  
-Support of rock masses  
-Ground vibrations from blasting  
-Q-system



## Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet våren 2019. Oppgaven er utført i samarbeid med Norconsult AS.

Arbeidet med oppgaven har bestått av litteratursøk, innhenting av data fra prosjektet Jendem skole, analyse og beregninger knyttet til dataene samt tegning i AutoCAD.

Jeg ønsker med dette å takke mine veiledere, Thomas Uhlving ved NTNU, og Ingunn L. Simonhjell ved Norconsult, for god kommunikasjon og støtte, samt stort engasjement forbindelse med bacheloroppgaven.

Andre personer jeg ønsker å takke er Torgeir Døssland, Simone Dorigato og resten av de ansatte ved Norconsults avdeling i Molde for en lærerik og hyggelig tid på kontoret. I tillegg vil jeg rette en takk til Omar ved NTNU Kalvskinnet for veiledning innen faglige spørsmål knyttet til rystelser og sprengning.

Til slutt ønsker jeg å takke min samboer Elisabeth for tålmodigheten og støtten.

## Sammendrag

Oppgaven omhandler temaene grunnundersøkelser, grunnforhold, sprengning og sikring i forbindelse med utbyggingen av Jendem skole i Fræna kommune. Med fokus på vurdering av grunnforholdene på tomten, valg av undersøkelser og kvaliteten av disse. Oppgaven setter også fokus på utføring av sikker sprengning tett på eksisterende bebyggelse, med rystelsesproblemer som hovedfokus.

Oppgaven inneholder informasjon om et utvalg vanlige geotekniske grunnundersøkelser, ingeniørgeologiske grunnundersøkelser, sprengningsteknikker og faktorer som påvirker sikkerhet knyttet til sprengningsarbeider. Dette for å gi leser basiskunnskaper, og for å underbygge beregninger og anbefalinger senere i oppgaven.

Siden oppgaven er skrevet parallelt med utbyggingen av skolen og de fleste grunnarbeidene som oppgaven tar for seg allerede er utført, tas det utgangspunkt i tidligere stadier av byggeprosessen. Det gis generaliserte eksempler og anbefalinger med utgangspunkt i prosjektets tidligere situasjoner, som kan justeres for bruk ved lignende prosjekter.

Formålet med oppgaven er å gi leser et inntrykk av hva grunnundersøkelser og sprengning kan og bør innebære, vise hvordan enkelte problemstillinger knyttet til temaene kan løses, og å gjøre en vurdering av både grunnforholdene på tomten, valg av og utførelse av undersøkelser, samt gi anbefalinger til utførelse av sprengningsarbeid for dette, og lignende prosjekter.

Oppgaven viser at det må tas spesielle hensyn til valg av hullgeometri, sprengstoffer, ladningsmengder og andre faktorer ved sprengningsarbeider nært eksisterende bebyggelse. Den viser viktigheten av å utføre tilstrekkelige grunnundersøkelser, og utføre disse korrekt.

Konklusjonen blir at utførte undersøkelser er tilstrekkelige, og grunnforholdene gode for dette spesifikke tilfellet, men at grunnundersøkelser med fordel kunne vært utført tidligere, og at ytterligere undersøkelser og beregninger av skjæringen sør-øst på byggetomten burde utføres. Konklusjon til sprengningsdelen av oppgaven blir at omfattende hensyn burde tas. Resultater av beregninger i oppgaven må justeres, ytterligere målinger burde gjøres og resultatene burde justeres etter faktiske målingen og forhold.

## Abstract

This thesis deals with the topics soil and rock surveys, soil and rock conditions, blasting and securing rock masses in connection to the development of Jendem school in Fræna municipality. With focus on the assessment of ground conditions, choice of surveys and the quality of these. The thesis puts emphasis on how to perform safe blasting close to existing constructions, with damage caused by shake as the main focus.

It provides information on a selection of common geotechnical surveys, blasting techniques and other factors that affects safety when blasting. This is meant to provide the reader basic knowledge, and to substantiate calculations and recommendations later in the thesis. Since the thesis is written in parallel with the construction of the school, and most of the works related to soil and rock are finished, the thesis is based on earlier stages of the construction process. Generalized examples and recommendations are given based on the previous situations of the project. Which makes these relevant for similar projects. The purpose of the thesis is to give the reader an idea of what soil and rock studies, and blasting can and should involve, show how certain issues related to the soil, rock and blasting can be solved. To assess soil and rock conditions of the site, the choice of and execution of the surveys, as well as provide recommendations to execution of blasting for this particular project as well as similar projects.

The results show that special consideration must be given to the choice of hole geometry, choice of explosives, charging quantities and other factors relevant to blasting close to existing constructions. It shows the importance of performing adequate soil and rock surveys, and executing these properly.

The conclusion is that surveys done are sufficient, and the soil conditions are good for this specific project, but also that the surveys could have been done earlier, and that further surveys and calculations should be done for the rock mass in the south-east of the site later in the construction process. Conclusions regarding blasting is that extensive considerations should be taken to ensure safe blasting, and that the results of calculation in this thesis are deficient. These needs to be adjusted, and further investigations is needed to ensure safe blasting.

# Innholdholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	<b>I</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>II</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>III</b>
<b>Innholdholdsfortegnelse</b> .....	<b>IV</b>
<b>Figurliste</b> .....	<b>V</b>
<b>Bildeliste</b> .....	<b>VI</b>
<b>Tabelliste</b> .....	<b>VI</b>
<b>1 Introduksjon</b> .....	<b>1</b>
<b>2 Grunnforhold</b> .....	<b>3</b>
2.1 Geotekniske grunnundersøkelser .....	3
2.2 Ingeniørgeologiske undersøkelser .....	16
2.3 Klassifikasjonssystem for bergmasser .....	19
2.4 Utførte grunnundersøkelser .....	21
2.5 Vurdering av grunnforhold på tomten .....	26
<b>3 Sprengning og sikring</b> .....	<b>29</b>
3.1 Introduksjon sprengning .....	29
3.2 Sikker boring og sprengning .....	33
3.3 Rystelser .....	39
3.4 Bore- og sprengningsplan sone 1 .....	46
3.5 Flåsprengning av resterende berg .....	52
3.6 Sikring av skjæring etter Q-metoden .....	54
<b>4 Konklusjon</b> .....	<b>60</b>
<b>6 Litteraturliste</b> .....	<b>64</b>
<b>7 Vedlegg</b> .....	<b>67</b>

## Figurliste

Figur 1. Illustrasjon av nye Jendem skole. (1).....	1
Figur 2. Oversiktsbilde av byggetomten, planlagt bebyggelses omtrentlig fotavtrykk markert med røde streker. (2) .....	1
Figur 3. Oversiktskart for aktuelt område. Byggetomt markert med rød sirkel. (3).....	2
Figur 4. Illustrasjon av borspiss for dreietrykksondering. ((6), Fig.15.212-2) .....	4
Figur 5. Prinsippskisse for dreietrykksondering. ((6), Fig.15.212-2) .....	4
Figur 6. Illustrasjon av borkrone for totalsondering. ((6), Fig.15.213-2) .....	5
Figur 7. Prinsippskisse for totalsondering. ((6), Fig.15.213-1).....	6
Figur 8. Typisk presentasjon av borprofil fra totalsondering. ((7), Tegning V200).....	7
Figur 9. Fra venstre: Geotech Nova sonde, strømkilde og akustisk sender. ((9), fig.2).....	8
Figur 10. Geotech Nova sonde. ((9), fig.1).....	8
Figur 11. Illustrasjon av standrør. ((11), Fig.49) .....	10
Figur 12. Illustrasjon av åpen hydraulisk poretrykksmåler. ((11), Fig.50) .....	11
Figur 13. Illustrasjon av ramprøvetaker. ((6), Fig.15.244-1).....	13
Figur 14. Illustrasjon av 54 mm prøvetaker med plastsylinder. ((6), Fig.15.232-1 og 15.232-2).....	14
Figur 15. Løsmassekart for det aktuelle område. Byggetomt markert med rød ring. (21) .....	26
Figur 16. Berggrunnskart for det aktuelle område. Byggetomt markert med rød ring. (24) ....	28
Figur 17. Illustrasjon av flåsprengningsprinsipp. (28).....	30
Figur 18. Vanlig borhullsmønster grøftesprengning. (28) .....	31
Figur 19. Eksempel utlegging av matter. (28).....	35
Figur 20. Illustrasjon av rystelsesforløp. (28) .....	39
Figur 21. Skisse av mulig felt-inndeling for forsiktig sprengning. ....	40
Figur 22. Estimeringsnotat for størrelse av byggegrep. (35).....	46
Figur 23. Dimensjoner Atlas Copco D3-03. (38) .....	55



## Bildeliste

Bilde 1. Fotografi fra befarings med Norconsults ingeniørgeolog. (Norconsult, 29.10.18) .....	17
Bilde 2. Fotografi mot vest, tatt etter rensk. (Veidekke, 11.10.18).....	22
Bilde 3.1 og 3.2. Fotografi tatt mot hhv. sør og øst, tatt etter rensk. (Veidekke, 11.10.18) .....	22
Bilde 4. Fotografi tatt mot nord-øst under ingeniørgeologs befarings. (Norconsult, 29.10.18) .	23
Bilde 5. Fotografi tatt mot nord-vest under ingeniørgeologs befarings. (Norconsult, 29.10.18)	23
Bilde 6. Spesielt oppsprukket sone med nedsatt bergmassekvalitet. (Originalfoto: Norconsult, 29.10.18) .....	24
Bilde 7. Illustrasjonsbilde av sprut ved sprengning i dagen. (32) .....	34
Bilde 8. Synlig avbøyningsavvik på pall. (34) .....	36
Bilde 9. Utsnitt av skjæring, omtrent 1,0 * 1,0 m rød boks. (Originalfoto: Norconsult, 29.10.18) .....	55

## Tabelliste

Tabell 1. Bergkvalitetsklassifisering på grunnlag av Q-verdi. ....	20
Tabell 2. Beregnede verdier for anbefalt enhetsladning pr. intervall. ....	44
Tabell 3. Sammenligning av beregnede- og tabellverdier for borplan. ....	50
Tabell 4. Forslag til hullgeometri og ladningsmengde flåsprengning. ....	52
Tabell 5. Tabell for RQD-verdier. ((18), Tabell 1).....	56
Tabell 6. Tabell for $J_n$ -verdier. ((18), Tabell 2) .....	56
Tabell 7. Utklipp av tabell for $J_r$ -verdier. ((18), Tabell 3) .....	57
Tabell 8. Utklipp av tabell for $J_a$ -verdier. ((18), Tabell 4).....	57

# 1 Introduksjon

Norconsult AS er engasjert av Veidekke Entreprenør AS for å utføre geotekniske og ingeniørgeologiske grunnundersøkelser i forbindelse med utbygningen av Jendem Skole ved Jendem i Fræna kommune. Planlagt påbygg skal bli 1970m<sup>2</sup>, fordelt over 3 etasjer konstruert i massivtre. Påbygget, samt renovering av 300 m<sup>2</sup> eksisterende bygg er planlagt ferdig November 2019. Fræna kommune er byggherre. Veidekke AS har totalentreprise for prosjektet. (1)

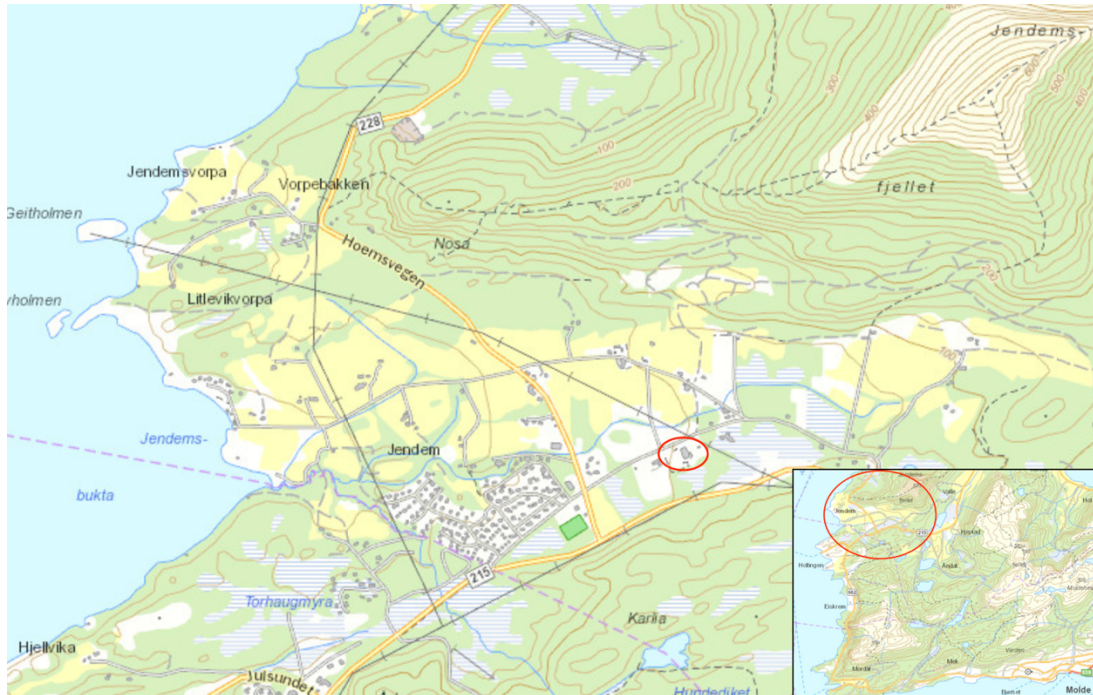


Figur 1. Illustrasjon av nye Jendem skole. (1).



Figur 2. Oversiktsbilde av byggetomten, planlagt bebyggelses omtrentlig fotavtrykk markert med røde streker. (2)

Byggetomten ligger mellom Åndalsbakken og Fylkesvei 215 i Møre og Romsdal. Tomten ligger mellom kote +61 og +57. Omliggende områder består i hovedsak av dyrket mark, boligområder og noen myrområder.



Figur 3. Oversiktskart for aktuelt område. Byggetomt markert med rød sirkel. (3)

For å gi et mer omfattende inntrykk av hva grunnundersøkelser kan innebære for andre prosjekter, vil denne oppgaven ta for seg et utvalg forskjellige grunnundersøkelser i enkelhet. Oppgaven vil også gi leser en introduksjon til hva sprengningsarbeider kan innebære.

Denne oppgaven har som formål å vurdere grunnforholdene på tomten på grunnlag av Norconsults geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser knyttet til prosjektet. Oppgaven vil også ta for seg vurderinger av, og anbefalinger knyttet til boring og sprengning på tomten, samt vurderinger for sikring av bergskjæringer.

## 2 Grunnforhold

### 2.1 Geotekniske grunnundersøkelser

Grunnundersøkelser er en sentral del i ingeniørfaget geoteknikk.

Geoteknikk omhandler løsmassers byggetekniske egenskaper, og er en viktig del av alle byggeprosesser. Den Østeriske byggingeniøren Karl Terzaghi (1883-1963) anses som grunnlegger av faget. I Norge ble faget gjort aktuelt ved stiftelsen av bransjeforeningen Norsk geoteknisk forening (NGF) 14. April 1950, og er spesielt aktuelt i Norge da landet har store områder hvor det forekommer marint avsatt leire. (4, 5)

Faget omhandler undersøkelser, kartlegging, beregninger og teoretiske tolkning knyttet til løsmasser, og deres egenskaper. Det er spesielt viktig for masser under og i nærheten av ny bebyggelse og infrastruktur, men også for kartlegging og sikring av ustabile områder som kan påvirke eksisterende og fremtidige konstruksjoner, og for områder som ønskes vernet. Geoteknikkfaget beregner bl.a. løsmassenes styrke, setningspotensiale, setningshastighet, telefarlighet og jordtrykk. Disse faktorene og flere andre kan være styrende for om bygninger blir skjeve, fyllinger raser sammen, veger blir teleskadet eller konstruksjoner kollapser. Geotekniske undersøkelser og overvåkning kan også være meget aktuelt av byggverk under oppføring. (4)

Her deles for ordens skyld utøvelsen av faget inn i de tre hovedaktivitetene feltundersøkelser, laboratorieundersøkelser og beregninger. Feltundersøkelsene er kanskje den viktigste av de tre, da riktig valg av, og utførelse av undersøkelsene legger grunnlaget for laboratorieundersøkelser, beregninger og teoretisk tolkning.

Denne oppgaven vil kort ta for seg et utvalg av relevante feltundersøkelsene. Veiledning til utførelse av feltundersøkelsene er hentet fra Statens vegvesens Håndbok R211 – Feltundersøkelser. (6)

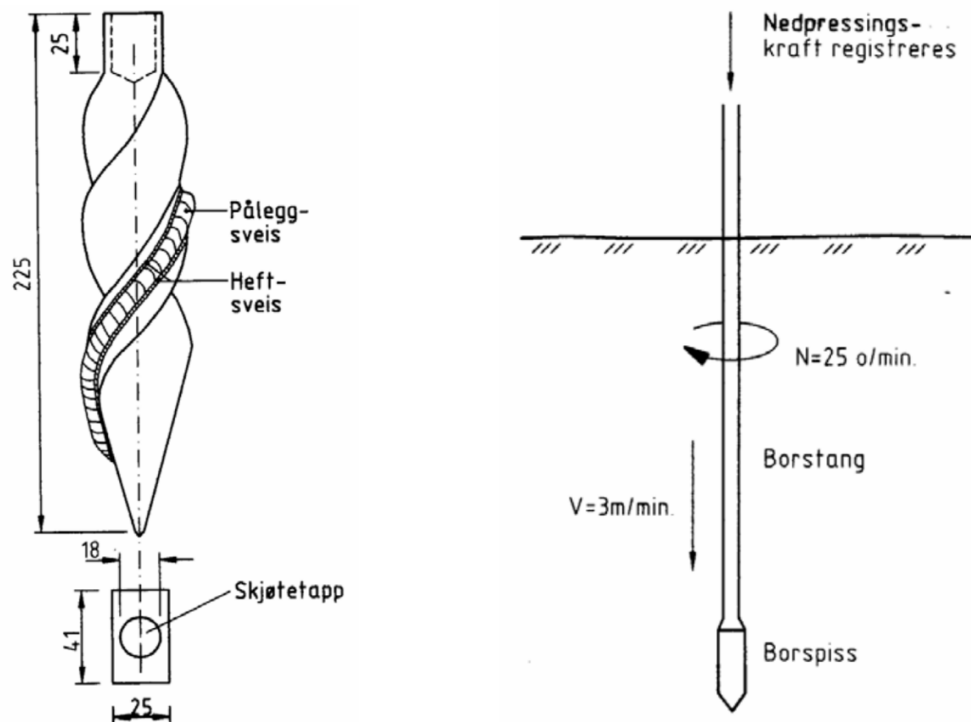
Koordinat- og høyderegistrering, samt kontroll og kalibrering av borerigg er sentralt for de aller fleste feltundersøkelser, og utdypes derfor ikke ytterligere for hver av undersøkelsene.

## Dreietrykksondering

Dreietrykksondering brukes hovedsakelig i finkornede jordarter og gir grunnlag for å tolke jordarten, men kan ikke gi pålitelig påvisning av berg. Sonderingen utføres ved å føre borstenger ned i bakken med kombinert trykk og omdreining. Både hastighet i borstangens retning og omdreiningshastighet er konstant, men ved spesielt faste masser kan boremannskapet velge å øke omdreiningshastighet, og pumpe borstang opp og ned for å prøve å komme seg igjennom de spesielt faste lagene.

Hastighet i borstangens retning skal være:  $5 \pm 0,5$  meter pr. minutt.

Omdreiningshastighet skal være:  $25 \pm 5$  omdreininger pr. minutt.



Figur 4. Illustrasjon av borspiss for dreietrykksondering. ((6), Fig.15.212-2)

Figur 5. Prinsippskisse for dreietrykksondering. ((6), Fig.15.212-2)

For å utføre dreietrykksondering kreves det hydraulisk drevet borerigg, med et dreiemoment mellom 0,7 til 1,0 kNm, og vertikal trykk-kraft på minimum 30 kN. Boreriggen må forankres der forholdene krever dette.

Boreriggen registrerer sonderingsmotstand i massene ved hjelp av en hydraulisk eller elektronisk trykkmåler, og boreddybde måles på borstenger hvis boreriggen ikke registrerer dette elektronisk.

Bordata skrives ut på papir i dybdemålestokk 1:200 og kraftmålestokk 0-10 kN = 25 mm. 10-30 kN = 25 mm hvis det ikke registreres og lagres elektronisk. Nødvendige data som oppdragsnummer og lignende påføres. Hvis boreriggen ikke registrerer økt rotasjon og pumping, må dette påføres manuelt på registreringskurven.

### Totalsondering

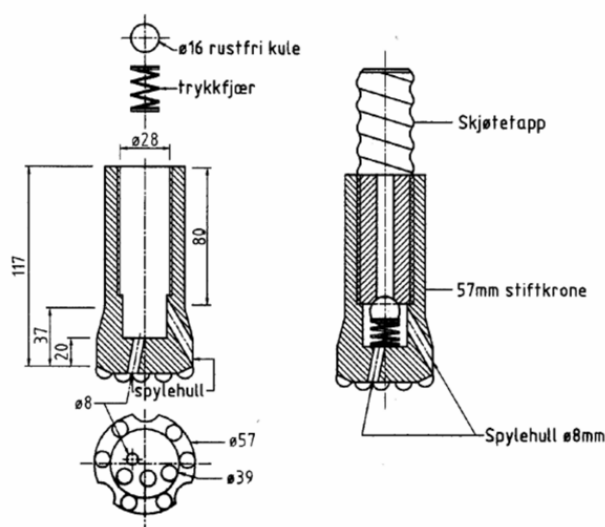
Totalsondering er kanskje den mest utbredte feltundersøkelsen i nyere tid.

Totalsondering gir ved hjelp av dreietrykk, slagboring og spyling med vann grunnlag for å bestemme lagdeling i løsmasser, og er i stand til å gi såkalt sikker bergpåvisning.

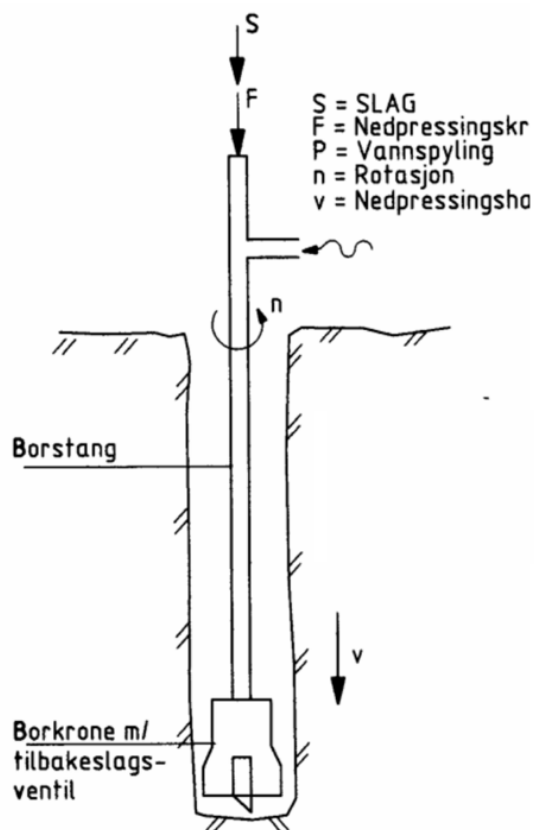
Sonderingsundersøkelsen gir også grunnlag for å identifisere jordarter og videre vurdere massenes relative fasthet i løsmasser og berggrunn.

Dreietrykksmotstanden er lik den kraften som blir nødvendig for å oppnå en hastighet i borstangens retning lik  $3 \pm 0,5$  meter pr. minutt, ved dreiehastighet lik  $25 \pm 5$  omdreininger pr. minutt, altså en bortid på omtrent  $20 \pm 4$  sekunder pr. meter.

Når borkronen møter faste masser, og ikke klarer å opprettholde den normerte hastigheten skal først økt rotasjon settes inn, deretter spyling og som siste hjelpemiddel tilføres slag.



Figur 6. Illustrasjon av borkrone for totalsondering. ((6), Fig.15.213-2)

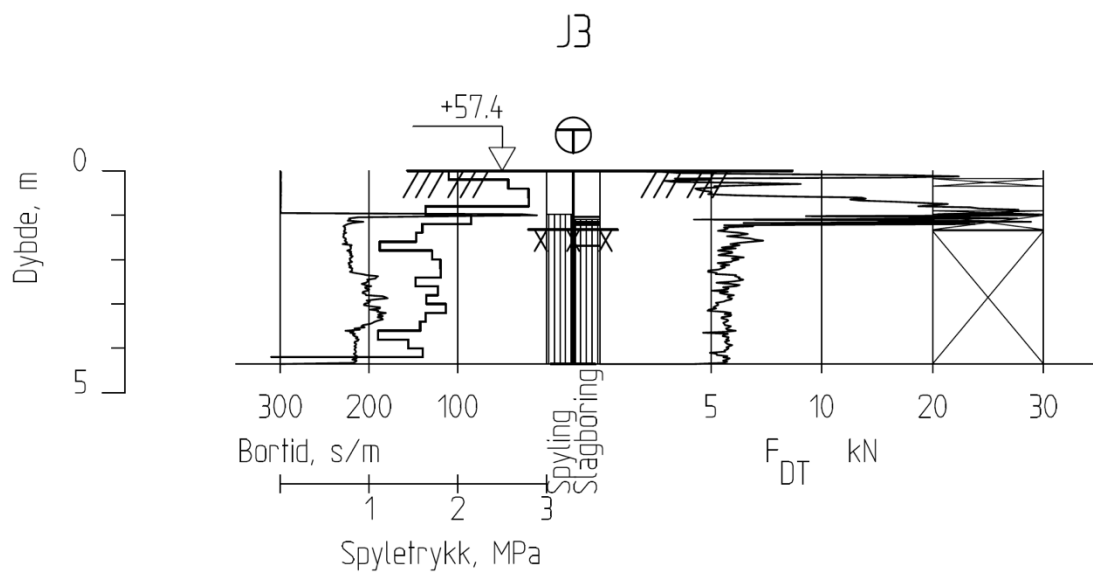


Figur 7. Prinsippkisse for totalsondering. ((6), Fig.15.213-1)

Spesifikke krav til boreriggens dreiemoment, matekraft, rotasjonshastighet, slageffekt, slagfrekvens, spyletrykk og spylemengde beskrives i Statens vegvesens håndbok R211 – Feltundersøkelser.

Man bruker en stiftborkrone som vist i figur 6, med 57 mm utvendig diameter.

Boreriggen registrerer og lagrer elektronisk påført dreietrykk, dybde, spyletrykk, boretid og bruk av økt rotasjon, spyling og slag. Disse data og kurver skal også være synlige for maskinfører under boringen. Det skal føres borelogg, og det er satt krav til hva denne skal inneholde i håndbok R211, 15.213 under resultater. Sonderingsresultater og borelogg sendes deretter til saksbehandler, som tolker og presenterer resultatene fra hver boring i bordiagram, med tilhørende forklarende tekst til hvert borehull som en del av den geotekniske datarapporten.



Figur 8. Typisk presentasjon av borprofil fra totalsondering. ((7), Tegning V200)

Figur 8 kan i en geoteknisk datarapport typisk beskrives slik:

*”Totalsondering J3 viser bruk av økt rotasjonshastighet og middels til høy boremotstand de første 0,2 m. Deretter vises middels boremotstand, som gradvis stiger før det settes inn økt rotasjonshastighet, spyling og ujevn slagboring over antatt berg, og det bores videre 3m i berg med økt rotasjonshastighet, spyling og jevn slagboring.*

*Grunnvannstand ble ikke observert. Løsmassene på tomten kan beskrives som middels faste til meget faste fyllmasser over berg”. (8)*



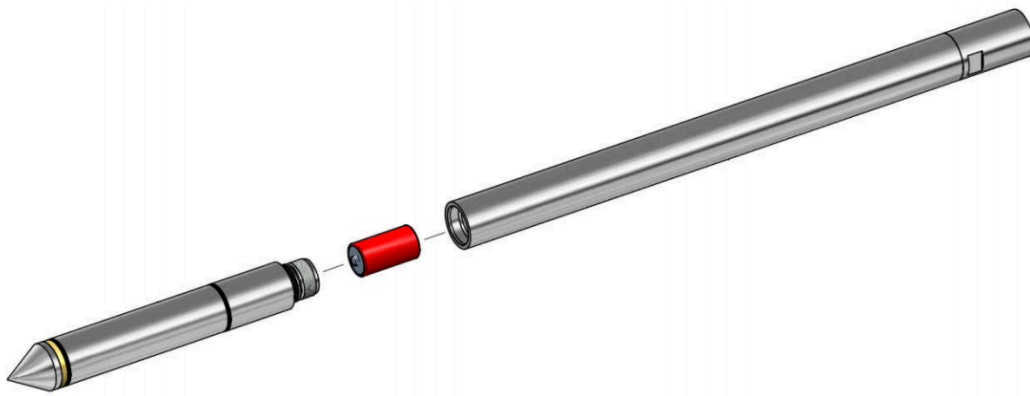
## CPTU

CPTU står for Cone Penetration Test U, men kalles på norsk trykksondering med poretrykksmåling. CPTU er en videreutvikling av CPT, som på lik linje med CPT måler spissmotstand og sidefriksjon, men som i tillegg måler poretrykket i løsmassene.

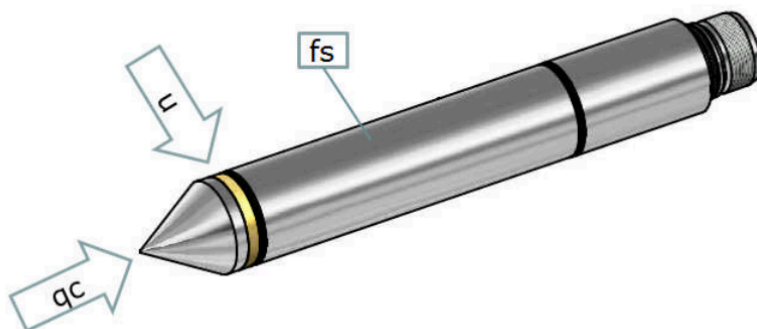
Undersøkelsen egner seg best i løse masser som leire, sand og silt. Undersøkelsen utføres ved at en sylindrerformet sonde, med en konisk spiss trykkes ned i grunnen med en konstant vertikal hastighet lik 20 mm pr. sekund, hvor den måler kraften mot spissen, friksjonsmotstanden som virker mot den sylindriske hylsen og poretrykket. Målingene gjøres med akustisk eller elektronisk signaloverføring og datalagring.

CPTU gir grunnlag for å bedømme lagdeling, jordart, jordartens mekaniske egenskaper og jordartens lagringsbetingelser. CPTU gir et sikrere grunnlag for bestemmelse av lagdeling, jordart og dens mekaniske egenskaper sammenlignet med CPT.

Det finnes flere forskjellige trykksonder, et eksempel er Geotechs Nova sonde vist under.



Figur 9. Fra venstre: Geotech Nova sonde, strømkilde og akustisk sender. ((9), fig.2)



Figur 10. Geotech Nova sonde. ((9), fig.1)

Figur 10 viser hvilke komponenter av sonden som registrerer trykkmotstand ( $q_c$ ), poretrykk ( $u$ ) og friksjon ( $F_s$ ). Disse sondene leveres i  $10 \text{ cm}^2$  og  $15 \text{ cm}^2$  og kan suppleres med sintrede bronsefilter eller spaltfilter.

Denne typen trykksonder bruker akustiske sendere som vist på figur 9, hvor måledataene sendes igjennom stålet i stengene ved hjelp av lydsignaler som fanges opp av en mikrofon på boreriggen, som videre er koblet til en datamaskin med nødvendig programvare. På denne måten får man sanntidsdata når man borer. Man kan også bruke minne-sonder der sanntidsdata ikke er nødvendig, men en kombinasjon av disse er ønskelig for ekstra sikkerhet til lagring av data. (6, 9, 10)

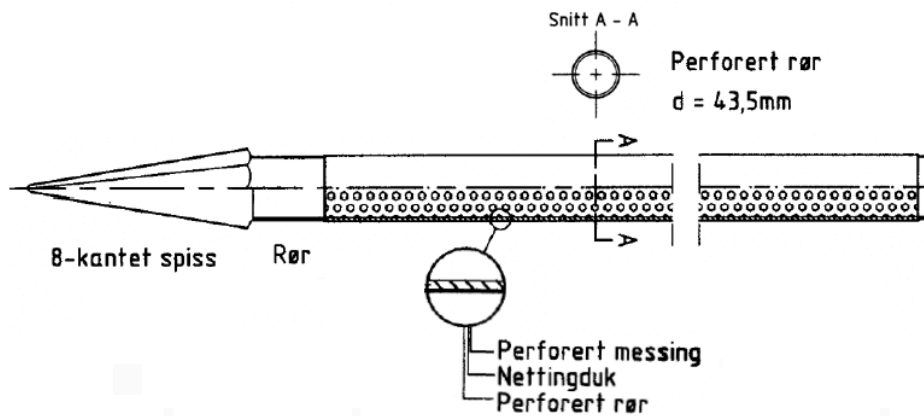
### **Grunnvannstand og poretrykk**

Valg av metoder og utstyr for måling av grunnvannstand og poretrykk varierer med hvilke masser man måler i, og hvor lenge man ønsker å overvåke forholdene. Denne oppgaven tar enkelt for seg et utvalg av disse.

Grunnvannstand på en byggetomt kan være viktig for prosjekteringsfasen i et prosjekt, da det i mange tilfeller må vurderes om tomten skal dreneres, og videre hvilken påvirkning senkning av grunnvannstand vil ha på omliggende skråninger og konstruksjoner. Å undersøke, samt overvåke poretrykksforhold burde være en viktig del i de fleste prosjekter. Poretrykksforhold påvirker stabiliteten i massene. (8, 11)

## Standrør

I meget permeable masser, typisk sand og grus kan grunnvannsnivå på det et gitt tidspunkt, i det aktuelle området måles ved nedsetting av standrør.

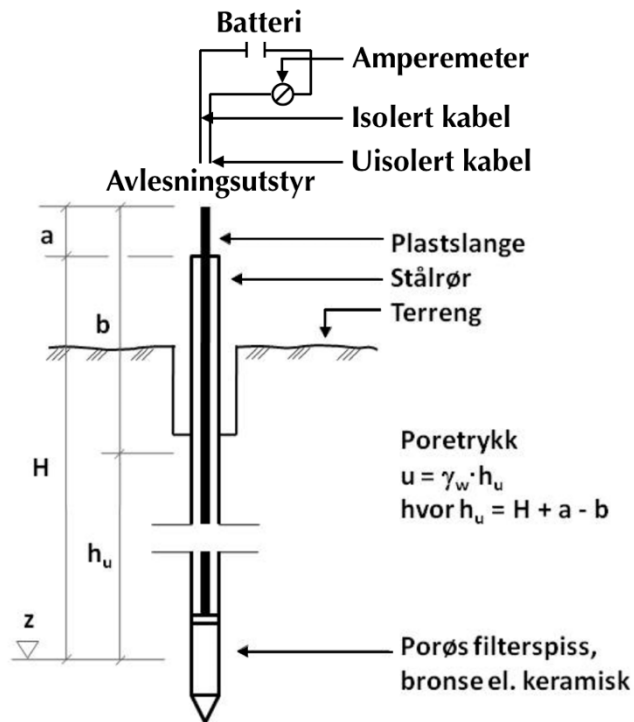


Figur 11. Illustrasjon av standrør. ((11), Fig.49)

Standrøret presses ned i løsmassene, hvor grunnvannet siver inn gjennom den perforerte rørdelen. Når vannivået i røret har stabilisert seg, kan man lese av eller måle grunnvannstanden. Man får en tryggere påvisning av grunnvannstand ved å sette ned flere standrør i forskjellige dybder på aktuelt område. Hvis trykkfordelingen i massene er hydrostatisk vil samtlige nedsatte rørs vannivå stabilisere seg på samme nivå uavhengig av hvor dypt under grunnvannsnivå de er satt, gitt at alle settes dypere enn grunnvannsnivå. (8, 11)

## Åpen hydraulisk poretrykksmåler

Åpen hydraulisk poretrykksmåler er kanskje den mest allsidige undersøkelsen for grunnvannstand og poretrykk. Åpen hydraulisk poretrykksmåler anbefales for å finne både grunnvannstand og poretrykk i de fleste massetyper, med måling av grunnvannstand i grus som unntak. Undersøkelsen er også en av få som egner seg til å finne grunnvannstand i berg. (8, 11)



Figur 12. Illustrasjon av åpen hydraulisk poretryksmåler. ((11), Fig.50)

Grunnvannstand kan enkelt defineres som det nivå under terrengnivå hvor poretrykket er lik null, gitt at poretrykket øker med dybden fra dette nivået. For å finne dette nivået etter gitt definisjon kreves ofte omfattende undersøkelser av poretrykk i nødvendig antall posisjoner ved hjelp av undersøkelser som CPTU, åpen hydraulisk poretryksmåler eller membran-piezometer. Grunnvannstand og poretrykk, samt feltundersøkelsene knyttet til disse parameterne kan være betydelig mer omfattende enn det som fremgår av denne oppgaven. (12)

Det finnes flere typer feltundersøkelser og andre metoder å finne enkelte data som porevannstrykk og grunnvann på. Disse kommenteres ikke ytterligere i denne oppgaven, men finnes bl.a. i Statens vegvesen håndbok R211 – Feltundersøkelser. (6)

## **Prøvetakning**

NGF deler jordprøver inn i 3 forskjellige typer, omrørte, forstyrrede og uforstyrrede jordprøver. Prøvetype avhengig av grunnforholdene på stedet og hvilke prøvetakningsmetoder som benyttes. (13)

Statens vegvesen skiller i hovedsak mellom omrørte og uforstyrrede jordprøver. (6)

Denne oppgaven følger Statens vegvesens eksempel, og skiller mellom omrørte og uforstyrrede prøver. Det burde uansett nevnes at prøver omtalt av NGF som omrørte prøver ikke egner seg for videre laboratorieundersøkelser da de kan vurderes representativ for massesammensetninger og vanninnhold. (13)

## **Omrørte prøver**

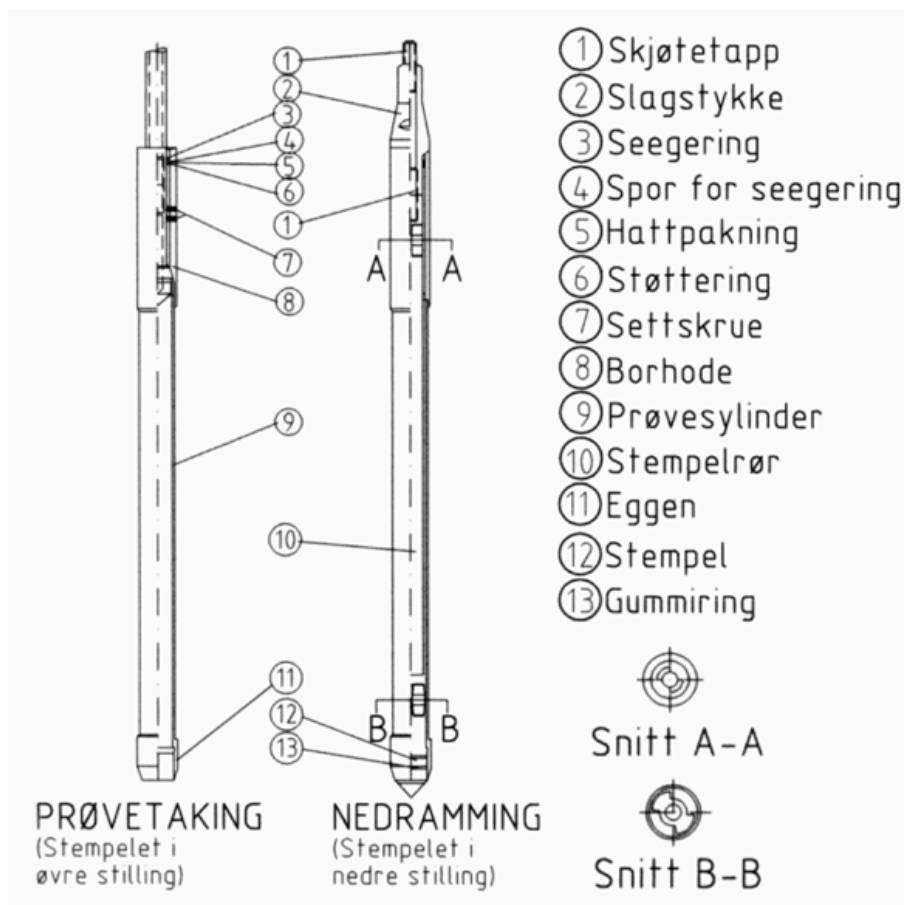
Omrørte prøver kan gi grunnlag for jordartsklassifisering, vurdering av humusinnhold, og kan gi en generell forståelse av massene på stedet. Det kan være spesielt nyttig for en tidlig identifikasjon av materialer som humus og leire.

Opphenting av omrørte prøver ved metoder som skovlboring, naverboring, ramprøvetakning og 54 mm modifisert prøvetaker er beregnet for opptakning av *representative prøver av omrørte materialer* (6).

Naverboring kan brukes ved harde eller frosne topplag og kan kun benyttes over grunnvannstand, sett bort ifra i leire, hvor boringen også kan gjøres under grunnvannstand. Skovlboring egner seg best brukt over grunnvannstand i finkornige friksjonsmasser hvor det er lite forekomst av stein, men kan også brukes som forboring for prøvetakning ved hjelp av andre prøvetakningsmetoder.

Ramprøvetakning er egnet for prøvetakning i materialer med fraksjoner fra leire til fine grusmasser. 54 mm modifisert prøvetaker kan rammes ned på samme måte som ramprøvetakeren, og kan ta opp omrørte prøver av jordarter som sand, fast lagret silt og grus under grunnvannstand. Hvor representative de opphentede prøvene er, og hvor mye de kan fortelle oss avhenger i stor grad av hvilken metode og utstyr man velger å bruke for prøvetakning. Mer informasjon om metoder og utstyr for opptakning av omrørte prøver finnes i Statens vegvesens håndbok R211, 15.24. (6)

## Ramprøve



Figur 13. Illustrasjon av ramprøvetaker. ((6), Fig.15.244-1)

Opptakning av omrørte prøver ved hjelp av ramprøvetaker utføres forenklet sagt ved at en egnet  $\varnothing$  30 mm prøvetaker rammes ned i grunnen ved hjelp av hydraulisk borerigg med slag og rotasjon. Normalt rammes ikke disse dypere en 10 m. Prøvetakeren forlenges med  $\varnothing$  22 mm eller  $\varnothing$  45 mm borstenger, avhengig av nødvendig styrke. Når man har nådd ønsket dybde for prøvetakning, trekkes skjøtestang opp til man merker motstand, hvor den roteres omtrent 80 grader. Den åpne prøvetakningssylinderen rammes deretter ned til egnet dybde avhengig av materiale, og sylinderen pakkes med massene. Prøvetakeren trekkes deretter opp.

Prøven holdes i sylinderen ved hjelp av vakuüm, deretter presses prøven ut i poser og merkes.

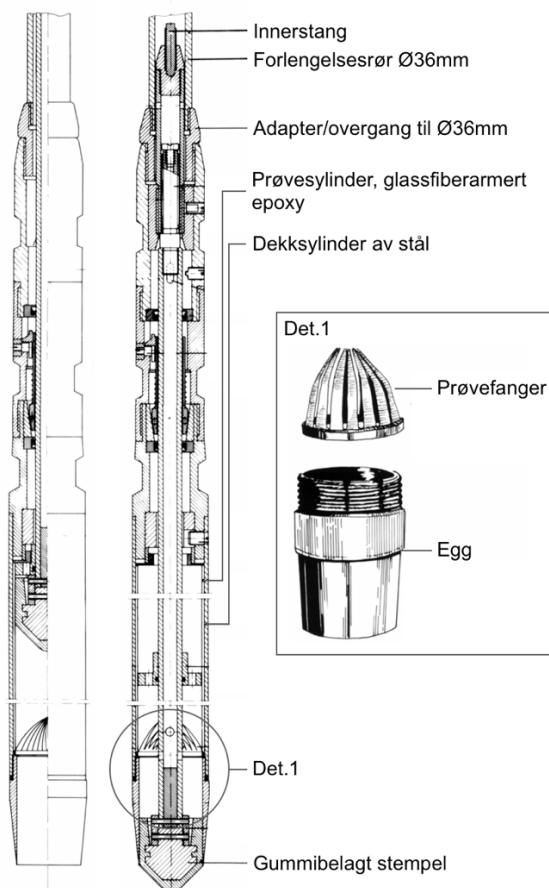
(6)

## Uforstyrrede prøver

Laboratorieundersøkelser av uforstyrrede prøver gir grunnlag for å bestemme jordartens mekaniske egenskaper som densitet, skjærfasthet, sensitivitet og deformasjonsegenskaper slik den ville stått naturlig lagret i grunnen den er hentet ifra. Man kan ved hjelp av uforstyrrede prøver også få mye av den samme informasjonen man får fra forstyrrede prøver, men uforstyrrede prøver er desto mer kostnads- og tidskrevende å hente opp.

Opphenting av uforstyrrede prøver kan gjøres med 54 mm stål- eller plastsylinder, og med 95 mm prøvetaker i tilfeller hvor mest mulig uforstyrrede prøver er nødvendig i leire. (14)

## 54 mm prøvetaker med plastsylinder



Figur 14. Illustrasjon av 54 mm prøvetaker med plastsylinder. ((6), Fig.15.232-1 og 15.232-2)

54 mm prøvetaker med plastsylinder benyttes til opptak av uforstyrrede prøver i meget bløte til fast lagrede masser som leire, silt, sand og organiske materialer.

Prøvetakeren må slik som de aller fleste verktøy brukt ved grunnundersøkelser inspiseres for fremmedlegemer og skader før hvert bruk og imellom hvert hull. Før hver prøvetakning skal

det foretas en sondeboring som dreietrykk eller totalsondering minimum 1 m fra der prøven skal tas. Før prøvetakning må det ofte forbores igjennom det øverste laget med tørrskorpe, til dette kan naverboring eller skovlboring benyttes. Når klargjøring av borerigg og prøvetaker er ferdig, og ny prøvesylinder er montert, føres prøvesylinderen ned til ønsket dybde ved hjelp av en borerigg. Deretter sikres innerstenger og prøvesylinder frigjøres. Ytterrørene presses ned 40 – 80 cm avhengig av prøvelengde, med en hastighet på 2 – 3 cm pr. sekund. Prøvetakeren roteres så 1 – 2 omdreininger for å adskille prøven fra underliggende masser før den forsiktig trekkes opp. Prøvesylinderen trekkes langsomt ut, forsegles og merkes før transport. Ytterligere krav til utførelse, samt krav til transport og oppbevaring finnes i Statens vegvesens håndbok R211, 15.231 og 15.232.

Ved opphenting av uforstyrrede prøver er det meget viktig med forsiktighet i alle ledd av arbeidet, da prøven lett forstyrres av slag, risting, hurtige bevegelser og lignende. (6)



## **2.2 Ingeniørgeologiske undersøkelser**

Undersøkelser av bergmasser er meget aktuelt for tunnel-, berganlegg- og bergskjæringsprosjekter hvor utfall av berg, og mangel på sikring mot dette vil kunne gi katastrofale konsekvenser. Bergundersøkelser kan også være aktuelt for sikring av mindre skråninger og bergskjæringer eller ved fundamentering på eller i nærheten av fast grunn. (15)

Denne oppgaven vil kort ta for seg et utvalg av relevante undersøkelser. Mer detaljerte beskrivelser finnes i Statens vegvesens håndbok R211 – Feltundersøkelser. Der finnes også informasjon om usikkerhetsfaktorer og krav til rapportering.

### **Geologisk kartlegging av berg**

Undersøkelsen omfatter en geologisk kartlegging av bart berg. Den omfatter kartlegging av bl.a. bergarter, overganger mellom bergarter, forkastninger, oppsprekking, sleppematerialer og svakhetssoner. Forarbeidet innebærer studier av kart for antatte forhold og antatt fremkommelighet, studier av tidligere undersøkelser i nærområdet og planlegging av arbeidet som skal utføres. Hva som skal kartlegges varierer fra prosjekt til prosjekter, for fundament- og skjæringsstabilitet legges det vekt på kartlegging av svakhetssoner, variasjon i oppsprekking og bergartstyper. Berggrunnskartlegging kan innebære detaljerte beskrivelser av sprekkesystemer, med sprekkenes orientering, sprekkeavstand, sprekkeåpning, ruhet og forvitring. Dette er noen av parameterne som gir grunnlag for beregning av bergmassenes Q-verdi ved hjelp av Q-metoden, som er en av de mest anvendte metodene for klassifisering av bergkvaliteten. Berggrunnskartlegging kan også innebære kartlegging av svakhetssoner, strøk- og fall, vannsig og beskrivelser av andre variasjoner som kan påvirke prosjektet bergmassene. Typiske resultater fra en geologisk kartlegging er profiltegninger, tabeller og diagrammer av feltbeskrivelsene samt geologiske kart. (6)



Bilde 1. Fotografi fra befaring med Norconsults ingeniørgeolog. (Norconsult, 29.10.18)

### **Prøvetaking av berg**

Begrepet prøvetaking omfatter all prøvetaking, både av sprengstein og direkte fra fast berg. Representative prøver av berget samles inn for å undersøke steinmaterial- eller bergkvalitet. Personell som henter ut prøver bør være informert om hvilke videre tester som skal utføres på prøvene, og bør inneha grunnleggende kunnskap om berggrunnen i aktuelt område. Forarbeid innebærer beregning av arbeidets omfang, nødvendige verktøy, gjennomgang av reguleringsplaner og studier av geologiske kart.

Mengden prøvemateriale som bør samles inn avhenger av hvilke undersøkelser som skal foretas. Men det er vanlig å ta med seg til sammen 20 – 30 kg av knyttneve store prøver. Ved behov for detaljert prøvetaking settes det også krav til forvittringsgraden på prøvene, i hvilket mønster de hentes ut og hvilken orientering de blir hentet ut ifra. (6)

Denne prøvetakingen, laboratorieundersøkelser og klassifisering av prøvene er mer aktuelle i forbindelse med veg- og tunneltraseer, større geologisk kartlegging og etablering av pukkverk eller lignende. Men den kan også være aktuelle for prosjekter hvor fundament- og skjæringsstabilitet er viktig, da nærmere undersøkelser av bergartstype og klassifisering av bergartene kan være nødvendig for å bestemme størrelse på fundament og bekrefte eller avkrefte behov for sikringstiltak.

## **Kjerneboring**

Kjerneboring omfatter uttak av borkjerner fra berggrunnen. Borkjerner gir blant annet grunnlag for å bestemme bergarter, grenser mellom bergartene, foliasjonsretning og oppsprekking. Ved laboratorieundersøkelser av borkjernene kan man blant annet måle strekkfasthet i bergarter og måle lydshastigheten igjennom prøvestykkene. Borkjerner kan med andre ord fortelle mye om berggrunnens styrke, borbarhet og sprengbarhet.

Boringen utføres ved hjelp av en hydraulisk borerigg, utstyrt med en hul diamantkrone og vannkjølingssystem. Borpunkter settes ut i terrenget og koordinat bestemmes før boringen starter. Nødvendig rotasjonshastighet og vanntrykk avhenger av bergkvaliteten på stedet, og dette må derfor vurderes og utføres av kyndig personell. Systematisk registrering av bordata, og utfylling av borelogg utføres av boremannskapet. Det er vanlig å ta opp 3 m lange prøver, med kjernediameter på 45 mm. Når prøvene er hentet opp tas de forsiktig ut av prøverørene, og eventuelle sprekkemateriale merkes og legges i egne prøveposer.

Kjerneboring utføres, og kjerneprøver hentes ut i forbindelse med geologisk prosjektering av tunneler, bygg som skal fundamenteres på berg og ved undersøkelser av materialforekomster i berg. Kjerneboringer burde utføres der overflateundersøkelser som geologisk kartlegging av berget ikke gir tilstrekkelig informasjon, og for høy usikkerhet. (6, 16, 17)

## 2.3 Klassifikasjonssystem for bergmasser

Det finnes flere måter å klassifisere bergmasser på. Den mest brukte metoden i Norge kalles Q-metoden. Klassifisering av bergmasser benyttes for å tilegne tallverdier på kvaliteten av en bergmasse, for videre å velge passende sikringsmetoder.

### Q-metoden

Q-metoden er en metode for klassifisering av bergmasser. Metoden ble utgitt av NGI i 1974, og har siden den gang vært i kontinuerlig utvikling. Q-metoden er i hovedsak utviklet med hensyn til stabilitet og sikring rundt tunneler og bergrom, men kan også brukes for kartlegging av sikringsbehov for bergmasser i dagen. Da flere av forholdene som gir variablene i Q-systemet verdier også vil være til stede for bergskjæringer og berg i dagen. Feltundersøkelser vil på samme måte som for tunnel og bergrom gi oss en verdi og en betegnelse på bergmassenes kvalitet. Dette kan gi oss en nyttig verdi å jobbe videre ifra ved valg knyttet til blant annet boring- og sprengning. Q-verdi forteller som sagt noe om bergmassenes kvalitet, og gir sammen med andre variabler anbefalinger til minimum sikring av berget. Formelen for Q-verdi er gitt i formel 1.1:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

Hvor:

$RQD$  = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)

$J_n$  = Tall for sprekkesett

$J_r$  = Sprekkeruhetstall

$J_a$  = Tall for sprekkefylling

$J_w$  = Sprekkevannstall

$SRF$  = Spenningsfaktor

(18)

De 3 leddene i formelen,  $\frac{RQD}{J_n}$ ,  $\frac{J_r}{J_a}$  og  $\frac{J_w}{SRF}$  tar henholdsvis for seg bergmassenes

oppsprekkingsgrad/blokkstørrelse, friksjonsforhold langs sprekke og spenningsforhold i berget. Verdiene av variablene i formelen finnes ved å benytte feltobservasjoner til å velge variablenes verdi fra tabellene 1 til 6 i NGIs Håndbok til bruk av Q-systemet (18).

Utregnet Q-verdi gir bergmassene en betegnelse etter systemet i tabell 1 under. (15, 18, 19)

Tabell 1. Bergkvalitetsklassifisering på grunnlag av Q-verdi.

Q-verdi	Kvalitetsklasse	Kvalitet
> 400	A	Eksepsjonelt god
100 - 400	A	Ekstremt god
40 - 100	A	Svært god
10 - 40	B	God
4 - 10	C	Middels
1 - 4	D	Dårlig
0,4 - 1	E	Svært dårlig
0,1 – 0,4	F	Ekstremt dårlig
0,001 – 0,01	G	Eksepsjonelt dårlig

Et eksempel på bruk av Q-systemet, samt tilhørende anbefalt sikringstiltak for skjæringen sørøst på byggetomten finnes i kapittel 3.6 – Sikring av skjæring etter Q-metoden.

Andre klassifiserings- og beregningsmetoder som bør nevnes er Rock Mass Rating (RMR), Geological Strength Index (GSI) og likevektsberegninger.

## **2.4 Utførte grunnundersøkelser**

### **Geotekniske undersøkelser**

Den fysiske kartleggingen av grunnforholdene på byggetomten startet med en prøvegraving bestående av 4 hull, i dybder mellom omtrent 0,3 og 1,90 meter. Arbeidet ble utført med en mindre gravemaskin. Prøvegravingen avdekket topplag bestående av masser som grus, pukk og jord over sprengstein eller fastere masser. Prøvegravingen ble imidlertid vurdert utilstrekkelig for kartleggingen av grunnforholdene på tomten av geoteknikerne. Norconsults geoteknikere anbefalte totalsondering ved bruk av borerigg. Totalsondering ble i dette tilfelle anbefalt fordi en prøvegraving ikke kan gi såkalt sikker bergpåvisning, og fordi en mer omfattende prøvegraving for sikrere bestemmelse av berggrunn ville utsatt eksisterende bebyggelse for høyere risiko enn totalsondering, da undersøkelsene må utføres tett inntil eksisterende bygg.

Det viste seg tilstrekkelig å utføre totalsondering i 3 posisjoner. Avgjørelsen om kun å utføre tre totalsonderingene fremstår fornuftig, da totalsonderingene viser antatt berg mellom 0,9 og 2,2 meters dybde. Dette, kombinert med synlig berg i dagen i den sør-østlige delen av byggetomten og observasjoner fra prøvegravingen, gjør opphenting og undersøkelser av jordprøver overflødig i et tilfelle som dette, hvor konstruksjonen kan fundamenteres direkte eller i umiddelbar nærhet til berggrunn. (20)

Ytterligere informasjon knyttet til Norconsults grunnundersøkelser på Jendem skole finnes i Vedlegg C: Geoteknisk datarapport, Jendem skole. Datarapporten er utarbeidet av undertegnede i samarbeid med Norconsult.

### **Ingeniørgeologiske undersøkelser**

Ved den geotekniske prosjekteringen ble det anbefalt befaring med ingeniørgeolog for å vurdere bergmassene på tomten, spesielt med tanke på skjæringen sør-øst på tomten, og fundamenteringsløsning. Befaringen ble utført av Norconsults ingeniørgeolog Torgeir Sandøy 29.oktober 2018. Ved befaringens tidspunkt var byggegropen allerede delvis etablert og deler av bergmassene i den sør-østlige delen av tomten allerede sprengt vekk. Følgende bildeserie viser bergforhold etter rensk og under selve befaringen.



Bilde 2. Fotografi mot vest, tatt etter rensk. (Veidekke, 11.10.18)



Bilde 3.1 og 3.2. Fotografi tatt mot hhv. sør og øst, tatt etter rensk. (Veidekke, 11.10.18)

Legg spesielt merke til bergmassene sør for eksisterende bebyggelse.

Bildene 4, 5 og 6 på neste side er tatt omtrent 18 dager senere. Der kan man se at store deler av bergmassene er sprengt vekk. Dette kan gi ingeniørgeologen mulighet til å studere bergmassenes mer dyptliggende deler, som kan fortelle mer om kvaliteten og sammensetningen av berget sammenlignet med å studere berget intakt, slik det fremtrer på bilde 2 til 3.

En annen fremgangsmåte i situasjoner som denne kan være en tidligere ingeniørgeologisk befarings, kombinert med uttak av kjerneprøver, refraksjonsseismiske undersøkelser, eller undersøkelser av enkle bergprøver, avhengig av prosjektets behov. En tidligere og mer omfattende kartlegging av berget kan være nyttig for både boring, sprengning og sikring av berget, ikke minst for sikkerhet knyttet til slike arbeider.



Bilde 4. Fotografi tatt mot nord-øst under ingeniørgeologs befaring. (Norconsult, 29.10.18)



Bilde 5. Fotografi tatt mot nord-vest under ingeniørgeologs befaring. (Norconsult, 29.10.18)



Ingeniørgeolog Torgeir Sandøy gjorde en enkel geologisk kartlegging av bergmassene i samarbeid med Veidekke, og produserte en rapport med observasjoner, anbefalinger til sikring av byggegrop, anbefalinger til sikring av eksponert berg og fundamentering.

Bergmassene på tomten ble observert som gneis, på noen steder som øyegneis.

Det ble utført sprekkeregistreringer med følgende resultat

Sprekkesett S1: 263° / 64°

295° / 54°

Sprekkesett S2: 114° / 70°

Bergmassene benevnes som kompetente med ulik oppsprekkingsgrad, men frossent berg kommenteres. Dette kan gjøre vurderingen noe vanskeligere, da manuell rensk av berget under befaringen kan vanskeliggjøres av frost som holder mulige oppsprukne bergmasser sammen. Rapporten kommenterer spesielt bergmassene i sør-østlig del av tomten.

Her var det tettere oppsprekking av berget generelt, og en spesiell oppsprukket sone med nedsatt bergmassekvalitet, vist på bilde 6.



Bilde 6. Spesielt oppsprukket sone med nedsatt bergmassekvalitet. (Originalfoto: Norconsult, 29.10.18)

Ifølge Veidekkes boremannskap viser også boring på denne delen av tomten merkbart høyere borsynk, som tyder på svakere berg i området.

Rapporten kommenterer også en mindre, mer frittstående bergmasse lenger nord i byggegropen. Denne anbefales fjernet ved pigging hvis mulig.

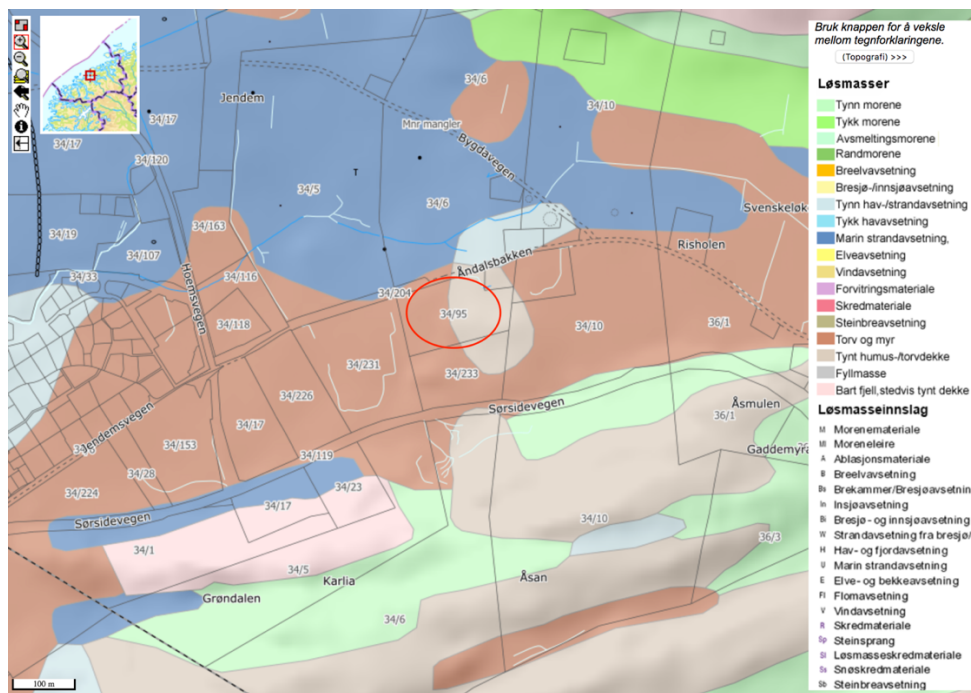
Torgeir anbefaler videre arbeidssikring av alle skjæringer i form av maskinell rensk og grundig manuell spettrensk, spesielt i sør-østlig del av byggegropen.

Entreprenør ønsker å bruke fiberduk som arbeidssikring. Dette er en akseptabel løsning, men det presiseres at det forutsetter god nok maskinell rensk, og god ankring av fiberdukene. Sporadisk bolting av skjæringen i sør-østlig del må også vurderes fortløpende. Denne skjæringen vil før tilbakefylling i byggegropen bli opptil 8,0 m høy. Rensk og fiberduk kan derfor ikke ukritisk vurderes tilstrekkelig.

Mer omfattende sikringstiltak mot bergskjæringer en dette vurderes ikke nødvendig for den antatte ferdigstilte konstruksjonen pr 05.11.18, da store deler av byggegropen etter planen skal tilbakefylles. Men det presiseres at sikringsbehov fortløpende må vurderes etterhvert som nye bergmasser sprenges frem, og forholdene endres. Merk at endelig utforming av området ifølge Veidekke var uavklart med byggherren. (8, 20)

## 2.5 Vurdering av grunnforhold på tomten

Norges geologiske undersøkelse (NGU) tilbyr karttjenester som kan gi et bilde av mulige forhold for området før de fysiske undersøkelsene finner sted. NGUs løsmassekart kan gi oss en indikasjon på hvilke typer løsmasser som kan befinne seg i det øverste laget av jordprofilen i et aktuelt område i Norge.



Figur 15. Løsmassekart for det aktuelle område. Byggetomt markert med rød ring. (21)

Løsmassekartet indikerer fra venstre en overgang fra torv og myr til tynt humus-/torvdekke under eksisterende skolebygning. Kartet indikerer ikke bart berg i området.

Kartet viser også muligheten for marin strandavsetning og tynn hav-/strandavsetning rett nord for tomten. NGUs kart for marin grense viser også at tomten ligger like under antatt marin grense i området. Slike data kan gjøre det aktuelt å supplere sonderingsundersøkelser med prøvetakning.

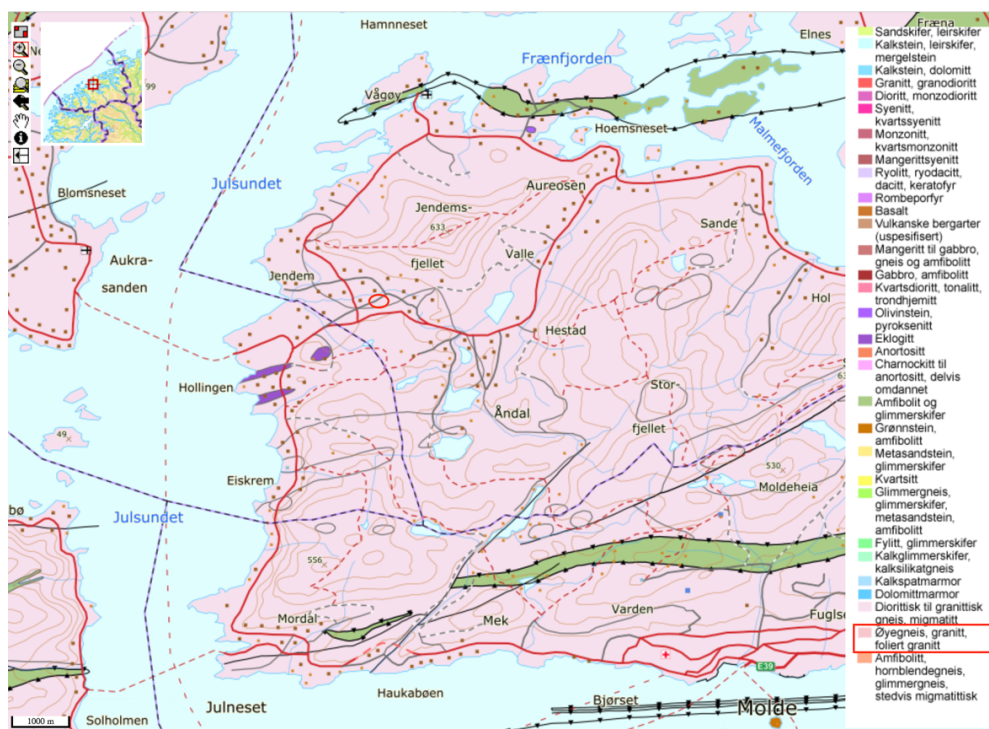
I dette tilfelle kan NGUs kart kommenteres noe misvisende. Topplagene på tomten består ifølge boreloggen i hovedsak av fyllmasser. Flyfoto, og bilder fra prøvegraving viser et etablert område med øverste lag bestående av asfalt, grus eller sand, samt plantet gress i skråningen mellom eksisterende skolebygning og lekeplass. Det ble også tidlig observert berg i dagen sørøst i området. Løsmasser og eventuell leire i og rundt ble mindre aktuelt grunnet påvisning av berg på gunstige dybder.

Dette viser viktigheten av fysiske undersøkelser, og behovet for å presisere at slike kart kun burde brukes som et utgangspunkt for valg av grunnundersøkelser eller lignende. (2, 8, 20-22)

De geotekniske undersøkelsene viser at løsmassene i hovedsak består av fyllmasser. Totalsondering i 3 posisjoner viser at disse løsmassene er middels fast til meget fast lagret. Berg er antatt påtruffet mellom kote +56,07 og kote +58,29. Såkalt sikker påvisning av berg er kun utført i én posisjon, i borehull J3. NGFs veiledning til utførelse av totalsondering, og Statens Vegvesens Håndbok R211 – Feltundersøkelser sier at det bør bores minimum 3,0 m i berg for sikker påvisning. I dette tilfelle er det observert større bergmasser i dagen, i umiddelbar nærhet til byggetomt og det er boret hhv. 2,0, 2,1 og 3,0 m i antatt berg for borehull J1, J2 og J3. Dette vurderes tilstrekkelig for påvisning av berg i dette tilfelle. Utførte grunnundersøkelser vurderes tilstrekkelig for prosjektet. Ytterligere informasjon knyttet til utførte geotekniske grunnundersøkelser finnes i vedlegg C. (6, 8, 23)

NGUs berggrunnskart for området, vist på figur 16 på neste side, viser store forekomster av øyegneis, granitt og foliert granitt, mindre belter av amfibolitt og glimmerskifer omtrent 4,0 km nord for tomten og 5,2 km sør for tomten, samt mindre forekomster av eklogitt omlag 2km sør-vest for tomen.

NGUs karlegging av berggrunn stemmer meget bra for dette området. Torgeir Sandøys ingeniørgeologiske rapport viser til observasjoner av gneis, stedvis som øyegneis på området. (8, 24)



Figur 16. Berggrunnskart for det aktuelle område. Byggetomt markert med rød ring. (24)

Den ingeniørgeologiske rapporten beskriver videre bergmassene generelt som kompetente, men med noe ulik oppsprekingsgrad. Hvis man ser bort ifra oppsprekingsforholdene, som kan ha store variasjoner, kan gneis generelt kategoriseres som en sterk bergmasse. Gneis har som regel høy densitet, lav porøsitet, høy trykkfasthet, lav termisk utvidelse og lav permeabilitet. (8, 25)

Grunnforholdene på tomten kan kategoriseres som gunstige, da det er påvist berggrunn av antatt kompetent gneis på kotenivåer over aktuelle fundamenteringsnivå. Det burde dog kommenteres at ytterligere ingeniørgeologiske undersøkelser som f.eks. opphenting av, og laborietesting av kjerneprøver for en grundigere kartlegging av bergmassene kunne vist seg nyttig. Dette spesielt med tanke på de tett oppsprukkede områdene observert i skjæringen sør-øst i byggegropen. En mer detaljert kartlegging av berggrunnen ville gitt et klarere bilde av sikringsbehov under og etter ferdigstilling av konstruksjonen. Det ville også identifisert eventuelle svakhetssoner i berget og fjernet tvil knyttet til styrken og bæreevnen til berget. (6)

Sprengstein fra bergmassene antas ikke forurenset, og egnet for bruk som sidefylling, forsterknings- og bærelag under fundament eller lignende avhengig av størrelse.

## 3 Sprengning og sikring

### 3.1 Introduksjon sprengning

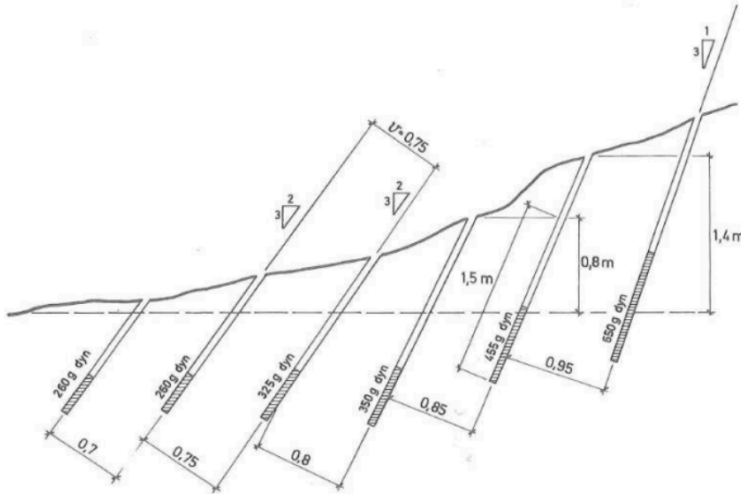
Denne delen av oppgaven vil ta for seg en enkel introduksjon til sprengningsmetoder, sprengstofftyper og tenningsløsninger, samt et utvalg spesielt viktige tema knyttet til sikkerhet ved bergsprengning.

#### **Sprengningsmetoder**

Avhengig av området som skal sprenges velges bore- og sprengningsmetoder. Boring er åpenbart en vesentlig del av sprengningsarbeider i bergmasser, da valg av boremetoder, utføring og kontroll av boringen utgjør store forskjeller på effektiviteten av øvrige anleggsarbeider og risiko knyttet til disse. For boring og sprengning av berg i dagen finnes 3 dominerende metoder. Pallsprengning, flåsprengning og grøftesprengning. Kontursprengning, som også er vanlig, er et samlebegrep for all boring og sprengning hvor det tas ekstra hensyn med tanke på ønsker om hvordan gjenstående fjellflater skal se ut. Kontursprengning er blant annet vanlig i tunneler, bergskjæringer og grøfter hvor man ønsker et symmetrisk utseende, eller for skråninger som trenger en bestemt funksjonsfremmende helning. (26-28)

Pallsprengning er en sprengningsmetode som brukes når man skal sprengne i skjæringer, skråninger, steinbrudd og andre tilfeller hvor man ønsker å sprengne vekk hele, eller deler av en bergmasse som opprinnelig befinner seg på et høyere nivå enn resten av området. Pallen er et annet ord for området som skal sprenges. Boring av pallen gjøres i de aller fleste tilfeller med en hydraulisk borerigg og hulldiameter fra 45 mm til 76 mm. Hulldybde for regulær pallsprengning variere fra 2 m og oppover, borhullsmønster er ofte symmetriske, hullavstand og forsetning er ofte tilnærmet like over hele pallen. Hullhelning varierer etter flere forhold, men er ofte mellom 3:1 og 5:1 ved regulær pallsprengning. Pallsprengning utføres ofte med kort forsinkelse mellom ladningene, spesielt ved høyere paller hjelper tyngdekraften å flytte massene, slik at det tar kortere tid før det er nok plass mellom massene i forrige og neste ladning. En pall som sprenges skal gjerne ha 2 eller flere utfallsflater. Hvis området som skal sprenges kun har én utfallsflate kan sprengningsarbeidet kategoriseres som grøftesprengning i de fleste tilfeller. Mer om pallsprengning og et eksempel knyttet til mulig utførelse ved Jendem skole finnes i kapittel 3.4 – Bore og sprengningsplan sone 1 (26-28)

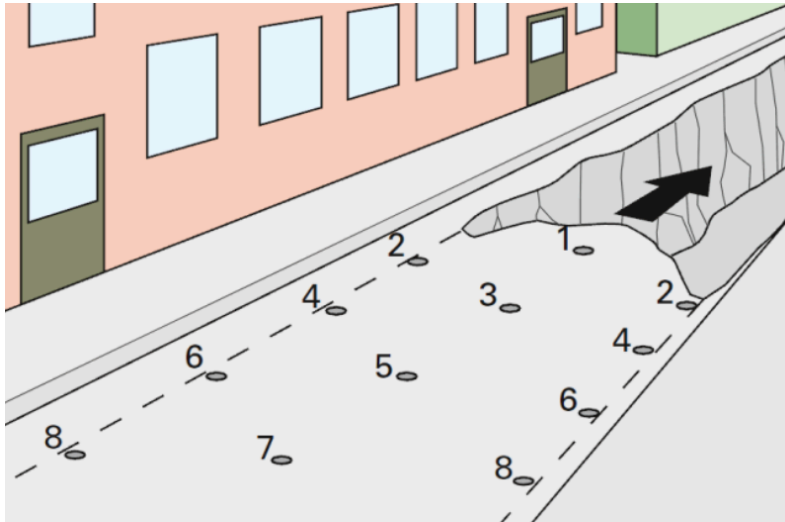
Flåsprengning er et begrep som brukes for sprengning av spesielt lave paller. Betegnelsen brukes som regel for paller med høyde < 1,0 m, men Orica gir også anbefalinger for flåsprengning av paller mellom 5,0 m og 1,0 m.



Figur 17. Illustrasjon av flåsprengningsprinsipp. (28)

Som vist i figur 17 er hovedprinsippet ved flåsprengning av lave paller at borehull legges kraftigere på hell jo grunnere det skal sprenges. Også sprengstoffmengde, hulldybde, hullavstand og andre faktorer som gir boreplanens geometri varierer fra hull til hull. Tidligere har bruk av håndholdte boremaskin og borhulldiameter mellom 29 mm og 34 mm vært vanlig for flåsprengning. I dag brukes gjerne borerigger og noe større borhulldiameter, men det kan fortsatt være aktuelt å bruke håndholdte boremaskiner og små borhulldiameter i situasjoner hvor rystelser og lignende problemstillinger kan oppstå. (26-28)

Grøftesprengning deles ofte inn i to hovedmetoder. Normal grøftesprengning og slettsprengning, også kalt kontursprengning eller forsiktig grøftesprengning. Det kan være vanskelig å definere grensen mellom grøftesprengning og pallsprengning i enkelte tilfeller hvor pallen kun har én utfallsretning. Vanligvis brukes begrepet grøftesprengning for smale og grunne paller med bredder mindre enn 3,0 m. Grøftesprengning brukes i tilfeller hvor berget er spesielt innspent, og der man ønsker en viss gjenstående kontur i grøften. Ved grøftesprengning brukes gjerne håndholdt boremaskin og borhulldiameter etter borserie 11 eller 12 som gir hulldiameter fra 27 mm til 40 mm. Borerigg og små borkroner som gir f.eks. 51 mm hull kan også brukes avhengig av ønsket borehullsgeometri.



Figur 18. Vanlig borhullsmønster grøftesprengning. (28)

Ved grøftesprengning er det ofte behov for mer usymmetriske borehullsmønster og tenningsrekkefølge, slik at alle ladningene får tilstrekkelig plass å falle ut til. (26-28)

### Sprengstoffer

Sprengstoffer deles gjerne inn i 3 hovedkategorier. Nitroglyserin-basert (NG), ANFO sprengstoffer og slurrsprengstoffer.

Sprengoljen nitroglyserin er den detonasjonsfølsomme delen av NG sprengstoffer. Oricas Eurodyn™ - serie dynamittsprengstoff er eksempler av denne typen sprengstoff. NG sprengstoffer er tennerfølsomme, og antennes av tennere med så små sprengstoffmengder som 0,8 gram. De fleste handelsvarer av dynamitt er både vannbestandige og lagringsbestandige. De er dog følsomme for støt, høy varme og friksjon og må behandles med en høyere forsiktighet sammenlignet med andre sprengstoffer.

ANFO er en samlebetegnelse på sprengstoffer bestående av ammoniumnitrat og mineralolje. Vanligvis består ANFO av omtrent 94 % ammoniumnitrat og 6 % mineralolje. Denne typen sprengstoff er ikke tennerfølsom, og må initieres ved hjelp av andre, mer tennerfølsomme sprengstoffer som dynamitt. ANFO leveres som regel i patron- eller pulverform som kan helles ned i borehull i ønskede mengder. De er ikke særlig vannbestandige, dårlig vannbestandighet og lav tennerfølsomhete gjør gjenstående sprengstoff av ANFO vanligere enn ved bruk av andre sprengstoffer. Men den foretrekkes ofte fremfor NG sprengstoffer grunnet den høye håndteringssikkerheten. Eksempel på ANFO sprengstoff er Oricas Exan™ (29).



Slurry sprengstoffer er vannmettede versjoner av ANFO, hvor hovedkomponentene er ammoniumnitrat og vann, disse blandes ofte med TNT eller aluminiumspon. Denne typen sprengstoff er like tennerfølsom som ANFO, men enkelte typer slurry kan detoneres ved hjelp av detonerende lunter. En fordel med slurry er at den er noe flytende og kan derfor pumpes inn i hull.

(26-29)

### **Tennmidler**

Tennere for initiering av sprengstoff kan deles inn i 3 hovedkategorier, Ikke-elektriske, elektriske og elektroniske. Tennere gir valgfri variasjon i forsinkelse mellom detonasjoner i en salve. Tilstrekkelig forsinkelse mellom ladninger i en salve er viktig for å oppnå ønsket utrasing og fragmentering. Denne oppgaven har ikke som formål å gå dypt inn i temaet tennmidler, men det burde nevnes at elektriske tennere er følsomme for lynnedslag og løs elektrisitet i nærheten av kraftledninger, kraftverk og lignende. Salver med elektriske og elektroniske tennere har den fordel at de kan sjekkes for feil som dårlige tilkoblinger. Elektronisk tenning gir meget god oversikt over salven og gjør det mulig å finjustere sprengningen, noe som kan være spesielt nyttig ved behov for forsiktig sprengning. (28)

## **3.2 Sikker boring og sprengning**

Denne delen av oppgaven tar for seg et utvalg av noen viktige tema knyttet til sikkerhet ved bergsprengning, tema som personlig verneutstyr og håndtering av sprengstoff utdypes ikke.

De vanligste feilene som ble gjort knyttet til sprengning i 2018 var ifølge Direktorat for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) følgende:

- Sprut fra salver. Alle registrerte personskader fra sprengningsarbeid i 2018 skyldes sprut. Gjelder også sprut fra tildekte salver.
- Sprengstoff og tennere oppbevart for nære hverandre.
- Rester av sprengstoff.
- Matter som kommer i kontakt med høyspent.
- Dårlig kommunikasjon med naboer.
- Ubevoktet sprengstoff.
- Dårlig sikring av lager hvor sprengstoff oppbevares.

Konsekvenser av disse feilene kan varierer fra dødsulykker og sprengstoff på avveie, til naboklager og søksmål. Uansett konsekvens må arbeidet utføres på korrekt og sikker måte.

(30)

### **Påboring av sprengstoffrester**

Ingen boring bør utføres i gamle hull. Før boring skal ansvarlig virksomhet tilegne seg en oversikt over tidligere sprengningsarbeider i området, og bergoverflatene skal renskes. Sprengningsbas skal også sikre området og forsikre seg om at det ikke står igjen noen ladninger eller ligger igjen gammelt sprengstoff. Risiko kan senkes ved god rensk av området, god merking, rapportering og god kommunikasjon. Likevel er det vanskelig å forhindre at det aldri sitter igjen sprengstoff i berget. DSB fikk i 2014 tilsammen 80 meldinger om gjenstående sprengstoff, i 2015 var tallet heldigvis noe lavere. En gruppe i Bransjerådet for bergsprengning jobbet med nettopp denne problemstillingen 2016. Det er en sammensatt problemstilling hvor de mener det er viktig å inkludere alle involverte, fra sprengstoffleverandør til byggherrer. En annen viktig regel er at det aldri skal bores nærmere ladede hull enn minst halvparten av borehullets lengde, og aldri nærmere enn 2 m. (28, 30, 31)

## Sprut

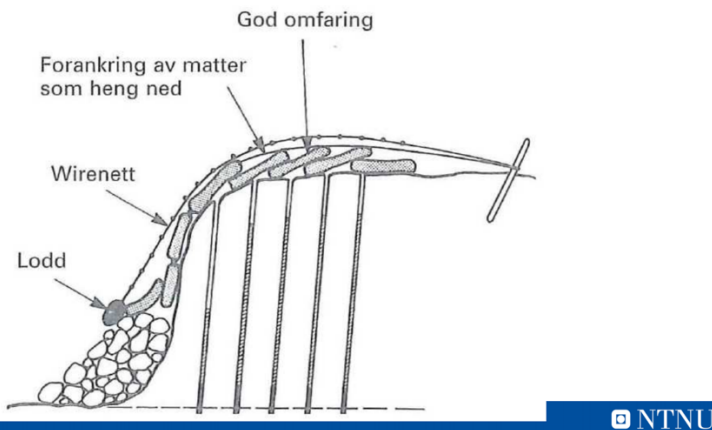
Sprut er nyere tids vanligste årsak til dødelige eller alvorlige personskader. Som eksempel kan 100 mm borhull gi sprutlengde på over 700 m.



*Bilde 7. Illustrasjonsbilde av sprut ved sprengning i dagen. (32)*

Den kanskje mest opplagte måten å forhindre skader forårsaket av sprut på er tildekning av området med matter. I dag er det mest vanlig å bruke store gummimatter laget av gamle bildekk. Disse kan veie mellom 50 og 1000 kg og gir god dekning mot sprut hvis de brukes riktig. Dekking av salvene burde være med allerede i planleggingsfasen av et sprengningsarbeid. Siden det i dette tilfelle er eksisterende bebyggelse tett til sprengningsområdene, og innen noen hundre meter i antatt kasteretning av salven, kan det ikke tillates sprut i kastretningen, og riktig bruk av matter er spesielt viktig. Mattene skal være tilstrekkelig tunge og sterke for arbeidet som skal utføres. De skal kunne forankres og være store nok til å dekke et areal dobbelt så stort som salvens. Mattene må være tette nok til å ikke slippe igjennom småstein, men ikke så tette at de ikke slipper igjennom gassene som oppstår ved sprengning.

Et eksempel til utlegging av matter for tilfeller som dette er vist i figur 19.



Figur 19. Eksempel utlegging av matter. (28)

Men det forekommer også skader fra sprut ved salver som er sikret med matter, det er derfor ikke alene et tilfredsstillende tiltak. Andre faktorer som kan forårsake sprut er valg av forsetning, hullavstand, hull diameter, sprengstoffmengde, borhullsavvik, tennerplassering eller utilstrekkelig fordemming.

Hva som er riktig hullavstand og forsetning mellom borhullene varierer med valgt hull diameter, sprengstofftype, bergforholdene og eventuelle borhullsavvik. Ved feil forhold mellom disse faktorene risikerer man at framkast øker eller minker utenfor ønskelige størrelser. For lange framkast kan gjøre skader eller gjøre lastearbeid vanskeligere. For lite framkast vil sende for mye sprengningsenergi opp borhullet, som kan gi for mye toppsprut.

Utilstrekkelig fordemming av forladningen, som ved bruk av finkornede masser som borkaks eller sand kan gi for mye toppsprut. En tommelfingerregel for fordemningsmaterialer er at disse burde ha en diameter tilsvarende 5 % av borehullets diameter. Knust stein kan egne seg bra som fordemningsmasse.

God rensk av bergflatene er også en forutsetning for å begrense sprut.

Svakhetssoner i berget, naturlige eller forårsaket av tidligere sprengning, eller ugunstig geometri eller innspenninger i berget kan også påvirke sprut. (28, 31-33)

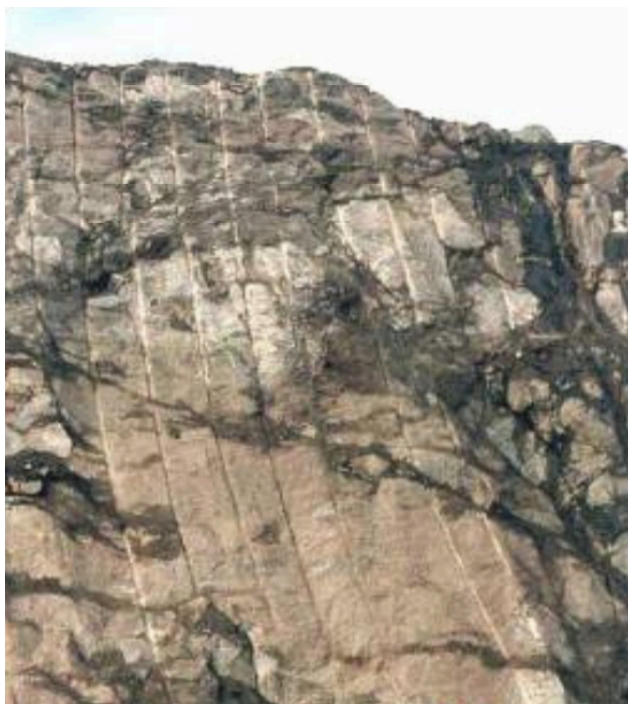
## Boring og borhullsavvik

Før boring skal området man skal bore, på fagspråk kalt stuffen eller pallen, renskes, ryddes og sikres. Borerigg skal være av tilstrekkelig størrelse til jobben som skal gjøres, og nødvendig vedlikehold skal være gjort. En velholdt borerigg er spesielt viktig med tanke på boremannskapets sikkerhet, men gir også mer kostnadseffektiv boring. Boringen skal følge en på forhånd utarbeidet borplan. Helning, dybde, parallellitet skal kontrolleres og eventuelle borhullsavvik og svakhetssoner i berget skal loggføres. Boremannskap må sikres fra steinsprang og ras, fallulykker, vibrasjoner, støv og støy. Borerigg må sikres og transporteres på en forsvarlig måte, både til anleggsområdet og på stuffen/pallen. (31)

Det er viktig å unngå borhullsavvik så langt det lar seg gjøre. Borhullsavvik skiller ofte mellom ansettelsesavvik, avbøyningsavvik og dybdeavvik. Avviksstørrelse avhenger av bergmassenes egenskaper og struktur, boreutstyret som benyttes og boremannskapets erfaring og dyktighet.

Avvik i boringen kan identifiseres av riggens operatør ved registrering av hendelser som blant annet varmgang i borstenger, høyt borstålforbruk og varierende rotasjonstrykk.

Slike avvik kan være kostbare, men de kan reduseres med et ekstra fokus på nøyaktighet. I ordet nøyaktighet ligger god kartlegging av berget og god planlegging av boring, valg av, og riktig bruk av boreutstyr samt gode valg til borehullsgeometri. (34)



Bilde 8. Synlig avbøyningsavvik på pall. (34)

Reduksjon av borhullsavvik har direkte påvirkning på forutsigbarheten og sikkerheten av påfølgende sprengningsarbeid, som kan senke sannsynlighet for skader som følge av sprengning. Det gir også bedre, mer forutsigbar sprengstein, som gjør utnyttelse av, og/eller lasting av massene mer effektivt. Det gir økt levetid på utstyr, lavere drivstofforbruk, og redusert sprengstofforbruk. Sist men ikke minst gir reduksjon av borhullsavvik en økt skråningstabilitet, som igjen reduserer sannsynlighet for ulykker. (28, 34)

### **Støy og luftsjokk**

Spesielt ved anleggs- og sprengningsarbeider i dagen kan støy og luftsjokk bli et problem. Når man sprenger en salve flytter detonasjonskraften mye luft, veldig raskt. Hvor skadelig disse er for mennesker og eiendom avhenger av frekvensen på lydbølgene. Høye frekvenser > 200 Hz, som fra tennere, detonerende lunter og sprengstoff på eller nær overflaten dempes raskt over avstand. Disse skader ikke eiendom og gjenstander, men kan virke ubehagelig for dyr og mennesker innenfor den avstand av detonasjonen som landskaper tillater lydbølgene å reise. Lyd med lave frekvenser under 20 Hz kalles luftsjokk. Luftsjokk er ikke hørbare, men de kan kjennes godt på kroppen, og oppleves ubehagelige. Kraftige luftsjokk kan også skade gjenstander som vinduer. Mennesker føler luftsjokk over 140 dB som ubehagelige, og vindu risikerer å knuses ved luftsjokk over 140 dB. Hvis det da i forkant av sprengningsarbeidet har vært dårlig eller fravær av kommunikasjon med naboer, kan støy og luftsjokk skape unødige problemer. Problemene kan reduseres ved blant annet god planlegging og skjerming, reduisering av sprengstoffmengde, god fordemming og sprengning på gunstige tider av døgnet. (32)

### **Støv og gasser**

Støv og gasser skiller seg i hovedsak ifra hverandre ved at støvpartikler etter en viss tid vil legge seg på bakken. Støv er hovedsakelig ufarlig hvis det faller ned på et område hvor det ikke kan gjøre skade. Støv som faller ned i elver eller bekker kan påvirke et langt større og mindre kontrollerbart område. Støvet kan inneholde miljøskadelige stoffer og skape vesentlige problemer hvis det får falle ned i vassdrag eller sjø. Ved sprengning i nærheten av vassdrag burde derfor borkakset, som enkelt kan fjernes før sprenging fjernes.

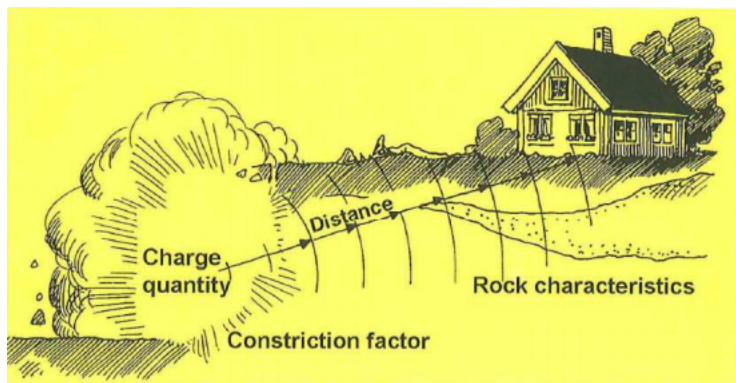
Problemer knyttet til gasser fra sprengning er mest utbredt i tunneler og bergrom. Men det burde tas hensyn også ved sprengning i dagen, spesielt i forhold til værforhold og

værfenomener som kan skape gasskyer. Topografi, sprengstoffmengder, luftfuktighet og vindforhold vil alle være faktorer som kan påvirke gassene fra sprengning.

(32)

### 3.3 Rystelser

Rystelser i forbindelse med sprengning er seismiske bølger som forplanter seg igjennom berg og løsmasser. Rystelsesnivå bestemmes ut ifra avstanden fra ladning til konstruksjonen, ladningsmengde pr. tenning, materialet de seismiske bølgene forplantes igjennom og hvordan type konstruksjon som utsettes.



Figur 20. Illustrasjon av rystelsesforløp. (28)

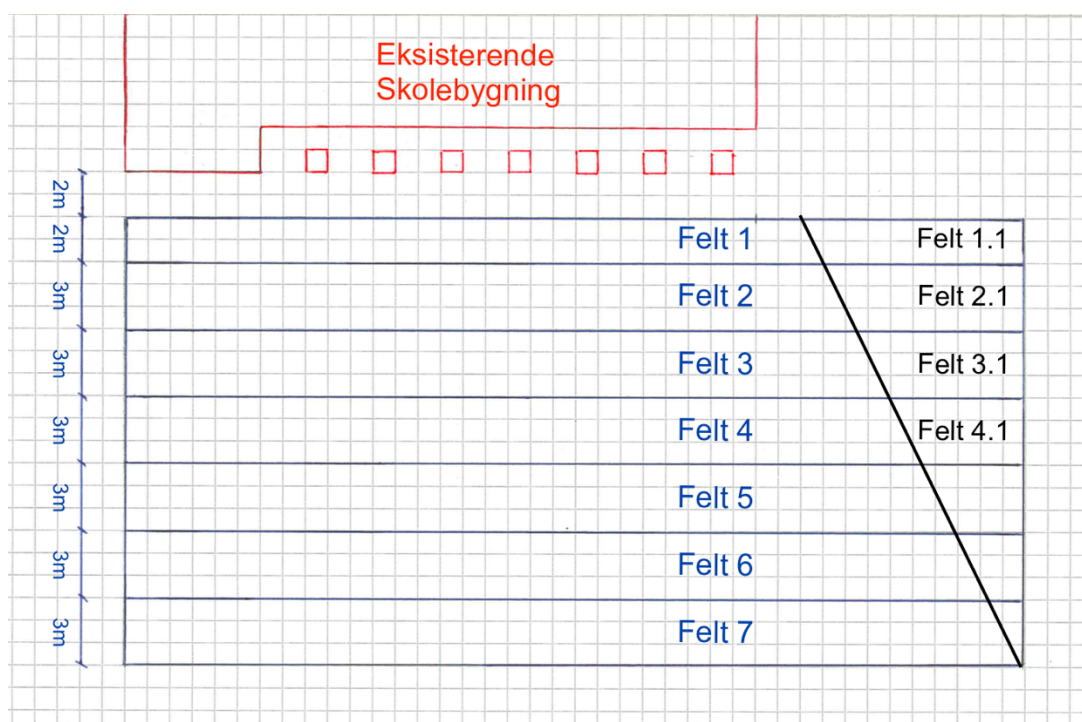
Siden det her skal sprenges tett inntil eksisterende bebyggelse, kan rystelser fra sprengningene skade den eksisterende bygningen. Det burde derfor vurderes en form for forsiktig sprengning. Videre beregninger er ment å gi et eksempel på hvordan man ved planlegging av sprengningsarbeider kan beregne sprengstoffmengde pr. intervall med hensyn til rystelser som kan skade bygningen. Det tas ikke hensyn til rystelses, lydbølger eller trykkbølgers påvirkning på mennesker. Det forutsettes at sprengning utføres på tider av døgnet hvor skolebygningen er tom, og at et tilstrekkelig areal av området er kontrollert og sikret.

For beregninger knyttet til rystelser benyttet kurset TBYG3008 - Anleggsteknikk og ingeniørgeologi ved NTNU høsten 2018 Norsk Standard NS 8141:2012+A1:2013. Denne standarden, som var ment å erstatte NS 8141-1:2001 etter en overgangsperiode hvor begge standardene skulle benyttes parallelt, ble trukket tilbake i slutten av 2018 etter ønske fra bransjen. Denne oppgaven gjør separate beregninger på bakgrunn av både NS 8141:2001 og NS 8141:2012+A1:2013 i et forsøk på å sammenligne disse. (28, 30)

Denne delen av oppgaven tar utgangspunkt i antagelser om hvordan tomten så ut etter løsmasser var fjernet. Byggegrupens form forenkles noe, og ses på som et rektangel.



Tegninger fra prosjektets arkitekter i Streken AS, samt Torgeir Sandøys observasjoner fra befaringslegges til grunn for videre antagelser av størrelser. Avstand fra eksisterende fundament til teoretisk ytterkant av byggegroppen antas å være 1,68 m slik det står i den ingeniørgeologiske rapporten. Vi kan da anta at nærmeste ladning vil havne omtrent 2,0 m fra nærmeste eksisterende bebyggelse. Skissen på figur 21 under viser hvordan området kan deles opp i felt 1-7. Feltenes maksimale anbefalte ladingsmengde pr. intervall øker når avstanden til konstruksjonen øker. Felt 1.1, 2.1, 3.1 osv. befinner seg i skjæringen som vil bli opptil 8,0m høy. Her kan det vurderes å øke ladingsmengde for felt 1.1 tilsvarende felt 2, for felt 2.1 lik felt 3 osv. hvis det vurderes hensiktsmessig, da disse får noe større avstand til bebyggelse. (8, 35)



Figur 21. Skisse av mulig felt-inndeling for forsiktig sprengning.

For følgende beregninger benyttes utklipp mottatt i faget TBYG3008 - Anleggsteknikk og ingeniørgeologi 2018. Utklippene stammer fra NS 8141-1:2012+A1:2013 Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom.

For å beregne maksimal enhetsladning pr. intervall benyttes formel for svingehastighet i

konstruksjonen:  $V_f = K_v * \frac{\sqrt{L}}{d}$ , vi snur denne med hensyn på ladningsmengde L, og får

følgende formel:  $L = \left(\frac{V_f * d}{K_v}\right)^2$ , hvor

L = Anbefalt enhetsladning pr. intervall.

$V_f$  = Anbefalt grenseverdi for svingehastighet.

d = Avstand til eksisterende bebyggelse.

$K_v$  = Fjellkonstanten.

Vi finner i tabell 8.1, fra NS 8141:2012 gitt i TBYG3008 at vanlige, tette bergarter som granitt, syenitt og gneis gir en fjellkonstant  $K_v$  imellom 80 og 200. Vi velger i dette tilfelle å sammenligne resultater ved bruk av både  $K_v = 100$  og  $K_v = 150$ .

### **Beregning av maksimal svingehastighet ihht. NS 8141:2012+A1:2013**

Anbefalt grenseverdi for svingehastighet finnes fra formelen:  $V_f = V_0 * F_b * F_m * F_t * F_v$ , hvor

$V_0$  = Basisverdi.

$F_b$  = Byggverksfaktor.

$F_m$  = Byggmaterialfaktor.

$F_t$  = Byggtilstandsfaktor.

$F_v$  = Varighetsfaktor.

1) Anbefalt basisverdi, konstruksjon på fast berg,  $V_0 = 35$  mm/s.

2) Byggverksfaktor  $F_b$  finnes fra tabell 1 i standarden. I dette tilfelle passer  $F_b = 1,2$  som for industri- og kontorbygg.

3) Hovedmateriale i konstruksjonens bærende deler antas å være armert betong, dette gir Byggmaterialfaktor  $F_m = 1,2$  fra tabell 2 i standarden.

4) Byggets tilstand antas å være normal, ikke ømtålig. Dette gir fra tabell 3 i standarden Byggtilstandsfaktor  $F_t = 1,0$ .

5) Type sprengningsvirksomhet er midlertidig, dette gir  $F_v = 1,0$  fra tabell 4 i standarden.

Dette gir oss en grenseverdi for svingehastighet lik 50,4 mm/s. (36)

### **Beregning av maksimal svingehastighet ihht. NS 8141:2001**

Vi har følgende inngangsdata.

Grunnforhold: Gneis, kompetent.

Eksisterende konstruksjon: Skolebygning, antatt fundamentert på berg, platefundament og hovedmateriale av armert betong og tre.

Antatt avstand til eksisterende bygg: 2,0m

Vibrasjonskilde: Sprengning og pigging.

Anbefalt grenseverdi for svingehastighet finnes fra formelen:  $v = v_0 * F_g * F_b * F_d * F_k$

hvor

$v_0$  = Ukorrigert toppverdi av vertikal svingningshastighet = 20 mm/s.

$F_g$  = Grunnforholdsfaktor der eksisterende bebyggelse står.

$F_b$  = Byggverksfaktor.

$F_d$  = Avstandsfaktor.

$F_k$  = Kildefaktor.

1) Ukorrigert toppverdi for vertikal svingehastighet i millimeter pr. sekund er fastsatt fra NS 8121:2001, kapittel 4.1 =  $v_0 = 20$  mm/s.

2) Grunnforholdsfaktor  $F_g$  for der eksisterende byggverk står går under hovedgruppe berg, og antas å bestå av et tynt avrettingslag over berg. Dette gir ifølge tabell 1 i standarden  $F_g = 2,5$ .

3) Byggverksfaktor  $F_b$  avhenger av flere parametere.

$k_b$ , som avhenger av byggets type og utforming.

$k_m$ , en materialfaktor som avhenger av type materialet byggverket er laget av.

$k_f$ , som avhenger av byggets fundamenteringsmåte.

Disse gis fra tabell 2 til 4 i standarden og gir oss videre byggverksfaktoren etter formelen

$$F_g = k_b * k_m * k_f.$$

$k_b$  finnes fra tabell 2 i standarden og antas  $k_b = 1,20$ . Som for industri- og kontorbygg.

$k_m$  finnes fra tabell 3 og antas fra bilder  $k_m = 1,20$ . Som for hovedmateriale av armert betong, stål og/eller tre.

$k_f$  finnes fra tabell 4 og antas  $k_f = 0,8$ . Som for platefundament.

Dette gir  $F_b = 1,152$ .

4) Avstandsfaktor  $F_d$  avhenger av type vibrasjonskilde, grunnforhold vibrasjonene reiser igjennom og avstand til nærmeste berørte byggverk. Fra tabell 5 og figur 2 i NS 8141:2001 antas  $F_d = 1,0$  da det i dette tilfellet er snakk om sprengning og pigging, bergmasser og avstander  $< 5$  m. For avstand  $< 5$  m kommenterer punkt 2) i tabell 5: *"Faren for deformasjonsskader skal vurderes spesielt. Den kan være aktuelt å tillate høyere verdier etter fagkyndig vurdering"* (37). Tabell 5 og Figur 2 viser imidlertid at avstandsfaktor  $F_d = 1,0$  uavhengig av avstand lik 2 m eller  $> 200$  m. Her burde det altså tas spesielle vurderinger til valg av  $F_d$ . Velger å korrigere  $F_d = 1,2$ . Da det i dette tilfellet antas kun 2,0 m avstand fra nærmeste ladning til nærmeste konstruksjonsdel.

5) Kildefaktor  $F_k$  avhenger av vibrasjonskilden som i dette tilfellet går under *"Sprengning, peling og spunting med fallodd, riving og anleggstrafikk"* (37). Dette gir oss fra tabell 6 i standarden  $F_k = 1,0$ .

Anbefalt grenseverdi for svingehastighet finnes deretter fra formelen:

$$v = v_0 * F_g * F_b * F_d * F_k. \text{ I dette tilfellet blir } v = 69,12 \text{ mm/s. (37)}$$

Ved hjelp av formel for ladningsmengde og skissen over beregnes anbefalt maksimal enhetsladning pr. intervall for begge beregnede svingningshastigheter og begge fjellkonstantverdier. Resultat av beregningene finnes i tabell 2 på neste side.

Tabell 2. Beregnede verdier for anbefalt enhetsladning pr. intervall.

<b>Anbefalt enhetsladninger ved avstand <math>d</math> fra eksisterende bebyggelse hvis</b>				
<b><math>K_v = 100</math></b>				
<b>Felt</b>	<b><math>d</math> (m)</b>	<b><math>V_f   v</math> (mm/s)</b>	<b>L ihht. NS 8141:2013 (kg/int.)</b>	<b>L ihht. NS 8141:2001 (kg/int.)</b>
1	2	50,4   69,12	1,016	1,911
2	4	50,4   69,12	4,064	7,640
3	7	50,4   69,12	12,450	23,410
4	10	50,4   69,12	25,401	47,780
5	13	50,4   69,12	42,930	80,740
6	16	50,4   69,12	65,028	122,300
7	19	50,4   69,12	91,700	172,470
<b>Anbefalt enhetsladninger ved avstand <math>d</math> fra eksisterende bebyggelse hvis</b>				
<b><math>K_v = 150</math></b>				
<b>Felt</b>	<b><math>d</math> (m)</b>	<b><math>V_f / v</math> (mm/s)</b>	<b>L ihht. NS 8141:2013 (kg/int.)</b>	<b>L ihht. NS 8141:2001 (kg/int.)</b>
1	2	50,4   69,12	0,452	0,849
2	4	50,4   69,12	1,806	3,397
3	7	50,4   69,12	5,532	10,404
4	10	50,4   69,12	11,290	21,234
5	13	50,4   69,12	19,079	35,885
6	16	50,4   69,12	28,901	54,360
7	19	50,4   69,12	40,755	76,654

Det finnes også tabeller og grafer som gjør det noe enklere å vurdere maksimal enhetsladning på grunnlag av avstand til bebyggelse. Et eksempel av en slik graf som nevnes er for forfatteren av oppgaven kjent som figur 8,1 fra forelesningsnotater i faget TBYG3008. Disse er dog veldig konservative, og antas basert på ugunstige tilfeller. (28)

Som man kan se fra tabell 2 kan anbefalt enhetsladning pr. intervall variere stort etter grunnforhold og valg av fjellkonstant  $K_v$ . Resultatene varierer også noe mellom bruk av de forskjellige standardene. Som man ser fra beregningene over gir 2001 versjonen av standarden en betydelig høyere grenseverdi for svingehastighet. Beregningsmetodene er begge empiriske, og de fleste faktorene er antatte. Sammenligningen viser viktigheten av å utføre vibrasjonsmålinger og justere hvordan sprengning skal utføres for å unngå skader på eksisterende bebyggelse. Det burde derfor utføres prøvesprengninger med vibrasjonsmålere installert på bygget, hvorpå eventuelle avvik mellom faktiske og beregnede verdier brukes til å optimalisere sprengningsarbeidet.

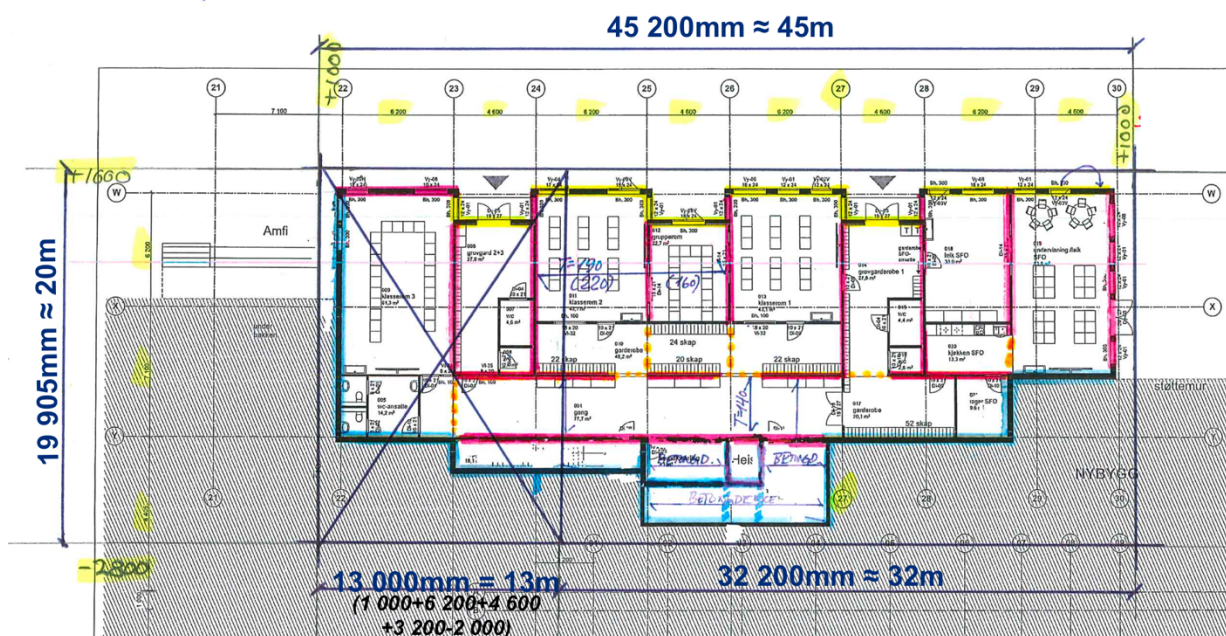
Da alle beregninger for felt 6 og 7 viser enhetsladninger pr. intervall  $> 25$  kg, kan det antas at disse og andre felt kan slåes sammen og/eller sprenges med flere ladninger pr. intervall siden man sjeldent vil trenge mer en 25 kg sprengstoff pr. hull for slike tilfeller av lave pallsprengninger eller flåsprengning.

Valg av forsetning, hullavstand, borhullsmønster, borhullshelning, sprengstoffmengder og tenningsmønster er alle faktorer som kan ha innvirkning på ladning pr. intervall. Disse burde velges i den mest kostnadseffektive kombinasjonen som tilfredsstillt krav til rystelser og andre sprengningsrelaterte krav. (28)

### 3.4 Bore- og sprengningsplan sone 1

For enkelhets skyld ses området hvor det skal bores og sprenges som et rektangel ovenfra.

Ved hjelp av tegninger og bilder antas mål av sprengningsområde som vist i tegningen på figur 22.



Figur 22. Estimeringsnotat for størrelse av byggegrop. (35)

Det velges altså å ta utgangspunkt i et kvadratisk område på  $45 \text{ m} * 20 \text{ m} = 900 \text{ m}^2$ . Hvorav  $13 \text{ m} * 20 \text{ m} = 260 \text{ m}^2$ , som videre benevnes sone 1, markert med kryss på Figur 22 inneholder skjæring på et høyere nivå enn resten av byggegropen. Den resterende delen av byggegropen vil videre benevnes som sone 2 utgjør da  $32 \text{ m} * 20 \text{ m} = 640 \text{ m}^2$ .

I snitt, eller sett fra siden velges også å forenkle geometrien. Fra ingeniørgeologisk rapport velges kote +55,15 for byggegropens planum. Ved å sammenligne Streken AS tegning A30-2, terrengsnitt A-F med resultater fra totalsondering og ingeniørgeologisk rapport estimeres faktiske sprengningsdybder å variere fra 8,85 m til 0,95 m i den forholdsvis bratte skjæringen i sone 1. For videre beregninger velges sprengningsdybde til 8,0 m for hele sonen, som gir  $260 \text{ m}^2 * 8,0 \text{ m} = 2 080 \text{ m}^3$  å sprengne vekk i sone 1.

Faktiske sprengningsdybder for resten av byggegropen estimeres til å variere fra 3,15 m til 1,65 m. For videre beregninger velges her en sprengningsdybde lik 2,0 m for hele sonen. Dette gir  $640 \text{ m}^2 * 2,0 \text{ m} = 1 280 \text{ m}^3$  å sprengne vekk i sone 2. Totalt  $3 360 \text{ m}^3$  for hele byggegropen.

I praktisk øyemed kan de første 6,0 m av sone 1 bores og sprenges separat, hvorpå de resterende 2,0 m bores og sprenges for sone 1 og sone 2 samtidig. (7, 8, 35)

Skråningens geometri er som sagt forenklet, og beregninger knyttet til boreddybde, ladningsmengde og lignende kan derfor ikke brukes for alle hull. Avhengige av faktiske kotehøyder på området må dybden som bores og ladningen som brukes justeres. Beregningene tar heller ikke hensyn til rystelsers påvirkning på eksisterende bebyggelse.

### **Pallsprengning av sone 1**

For skjæringen sør-øst på byggetomten vil denne oppgaven gjøre beregninger knyttet til sprengning.

Det tas utgangspunkt i følgende:

- Boring ved hjelp av Veidekkes Atlas Copco D3-03, utstyrt med 3" (76 mm) borkrone.
- Borhullshelning 5:1.
- Middels sprengbart berg.
- Sprengning av bunnladning ved bruk av Eurodyn™ 2000 65 x 540 mm = 2,5 kg, sprengning av pipeladning ved bruk av Senatel™ Magnafrag™ 62 x 530 mm = 1,92 kg.
- Tenning med Nonel Unidet.
- Pallhøyde lik 6,0 m, slik at resterende 2,0 m kan flåsprenges samtidig som sone 2.
- Salven sprenges mot vest, salvens bredde er lik 13 m, Salvens lengde er lik 20 m.

#### 1) Maksimal forsetning $B_{maks}$ .

Maksimal forsetning  $B_{maks}$  er gitt ved  $B_{maks} = 1,47\sqrt{l_b}$ ,  $l_b$  finnes fra figur 1-1 ved å sette inn borhulldiameter og sprengstofftype. Figur 1-1 finnes i Omar Sabris forelesninger i faget TBYG3008. I dette tilfelle blir  $l_b = 5,6$  kg/m og  $B_{maks} = 3,48$  m.

#### 2) Teoretisk underboring $U$ .

Teoretisk underboring er gitt ved  $U = 0,3 * B_{maks}$

Som i dette tilfellet blir  $U = 1,04$  m.



3) Borehullslengde/hulldybde  $H$ .

Borehullslengde er gitt ved  $H = 1,05 * (k + U)$ , hvor  $k$  er pallhøyden = 6,0 m.  $U$  finnes fra punkt 2), I dette tilfellet blir  $H = 7,39$ m.

4) Feil i boring  $E$ .

Feil i boring er gitt ved  $E = \frac{d}{1000} + 0,03 * H$ , hvor  $d$  er borhullsdiameter = 76 mm.

$H$  fra punkt 3). Som i dette tilfellet gir  $E = 0,30$  m.

5) Praktisk forsetning  $B$ .

Praktisk forsetning er gitt ved  $B = B_{maks} - E$

Som i dette tilfellet gir  $B = 3,18$  m.

6) Praktisk hullavstand  $S$ .

Praktisk hullavstand er gitt ved  $S = 1,25 * B$

Som i dette tilfellet gir  $S = 3,98$  m.

7) Spesifikk boring  $b$ .

Spesifikk boring er gitt ved  $b = \frac{n * H}{B * k * w}$ , hvor  $n$  er antall hull pr. rad,  $w$  er salvens bredde lik 13 m. Videre er antall mellomrom gitt  $= \frac{w}{S}$ , og  $n = \frac{w}{S} + 1$ .

Fra dette får vi  $n = 3,26 + 1 \approx 5$  hull pr. rad.

Spesifikk boring blir da  $b = 0,15$  m/m<sup>3</sup>.

8) Bunnladning  $l_b$ .

Bunnladningen  $l_b$  finnes som tidligere fra tabell 1-1 = 5,6 kg/m

9) Lengde bunnladning  $h_b$ .

Bunnladningens lengde  $h_b$  er gitt ved  $h_b = 1,3 * B_{maks}$

Som i dette tilfellet blir 4,52 m.

10) Sprengstoffmengde i bunnladning,  $Q_b$ .

Sprengstoffmengden i bunnladning er gitt ved  $Q_b = l_b * h_b$ .

Som i dette tilfellet blir  $Q_b = 25,3$  kg.

11) Forladning  $h_0$ .

Forladning er gitt ved  $h_0 = B$  som gir  $h_0 = 3,18$  m

12) Pipeladning  $l_c$ .

Pipeladning  $l_c$  er gitt ved  $l_c = 40$  til  $60$  % av  $l_b$ . Velger  $40$  % og får  $l_c = 2,24$  kg/m.

13) Lengde pipeladning  $h_c$ .

Lengden av pipeladning er gitt  $h_c = H - h_b - h_0$ , Som i dette tilfellet gir  $h_c = -0,31$  m.

Minustall gjør at pipeladning må forkastes til fordel for bunnladning, eller bunnladning lik  $25,3$  kg over  $4,52$  m, må fordeles over bunn og pipeladning.

14) Sprengstoffmengde i pipeladning  $Q_c$ .

Sprengstoffmengde i pipeladning er gitt ved  $Q_c = l_c * h_c$  som i dette tilfellet gir  $Q_c = -0,69$  kg

Vi velger å trekke denne mengden fra utregnet  $Q_b$ , som blir den totale sprengstoffmengden

$Q_{tot} = 24,61$  kg.  $Q_{tot}$  fordeles så på  $Q_c$  og  $Q_b$ , hvor  $Q_b$  får  $60$  % og  $Q_c$  får  $40$  % av  $Q_{tot}$ .

Nye verdier for bunn- og pipeladning blir  $Q_b = 14,81$ kg  $Q_c = 9,80$  kg.

15) Sprengstoffmengde pr. hull  $Q_{tot}$

Total sprengstoffmengde blir som vist i punkt 14),  $Q_{tot} = 24,61$  kg.

16) Spesifikt sprengstofforbruk

Spesifikt sprengstofforbruk er gitt ved  $q = \frac{n * Q_{tot}}{B * k * w}$ . Som for dette tilfellet gir  $q = 0,50$  kg/m<sup>3</sup>.

(28)

Beregnete verdier settes inn i tabellen under, og sammenlignes med tabellverdier for regulær pallsprengning, med  $76$  mm hulldiameter og  $5:1$  hullhelning, fra Orica Norway produktkatalog, 2013. (26, 27)

Tabell 3. Sammenligning av beregnede- og tabellverdier for borplan.

	Beregnet etter TBYG3008, 2018	Tabellverdier Orica Norway 2013	Avvik
Borehullslengde, $H$ (m)	7,39	6,70	0,69
Forsetning, $B$ (m)	3,18	2,40	0,78
Hullavstand, $S$ (m)	3,98	3,00	0,98
Bunnladning, $Q_b$ (kg)	14,81	12,50	2,31
Pipeladning, $Q_c$ (kg)	9,80	9,60	0,20
Totalladning, $Q_{tot}$ (kg)	24,61	22,10	2,51
Spesifikk boring, $b$ (m/m <sup>3</sup> )	0,15	-----	-----
Spesifikk sprengstoff- forbruk, $q$ (kg/m <sup>3</sup> )	0,50	0,60*	0,10*

\*Avhenger av hvilke salvebredde Orica benytter.

Velger å benytte Oricas verdier ved tegning av borplan for salven. Se tegning A-1, A-2, A3 og A-4 i vedlegg D til G for forslag til bore- og sprengningsplan for sone 1.

17) Korrigering lengder av ladninger.

Endringene under punkt 14) gjør det nødvendig å korrigere lengdene  $h_b$ ,  $h_0$ ,  $h_c$  og et par andre verdier før tegning. Disse korrigeres med verdier etter Oricas anbefalinger fra tabell 6 i deres produktkatalog. Orica bruker andre bokstaver for blant annet forsetning og hullavstand. Siden oppgaven velger å benytte Oricas tabellverdier, bruker vi også deres benevninger videre.

Forsetning, tidligere kalt  $B$ , blir  $V_p = 2,4$  m.

Hullavstand, tidligere kalt  $S$ , blir  $E = 3,0$  m.

Borehullslengde tidligere kalt  $H$ , blir  $L = 6,7$  m.

Korrigert bunnladning blir  $Q_b = 12,50$  kg, Korrigert pipeladning blir  $Q_c = 9,60$  kg

Orica gir at underboring  $U = \frac{1}{3} * V_p$ , som gir  $U = 0,8$  m

Orica baserer sine tabellverdier på bruk av Eurodyn™ 2000 i bunnladning, anbefalt patronstørrelse er 65 x 540 mm = 2,5 kg. Siden vi har 12,5 kg sprengstoff i bunnladning gir dette at vi trenger 5 patroner med lengde 540 mm, som gir en lengde av bunnladning  $h_0 = 2\ 700$  mm. Tabellverdiene tar utgangspunkt i bruk av Senatel™ Magnafrag™ i pipeladning, anbefalt patronstørrelse av disse er 62 x 530 mm = 1,92 kg. Siden pipeladning skal inneholde 7,8kg sprengstoff, og valgt sprengstofftype er 530 mm lang, må vi altså ha litt over 4 stk av disse. Det gir lengde av pipeladning  $h_c = 2\ 153$  mm. Forladningens lengde, eller uladet del av borhullet blir i dette tilfellet resterende 1 647 mm. (26, 27)

Siden disse beregningene ikke tar hensyn til eksisterende konstruksjoner i umiddelbar nærhet, må tilfredsstillende justeringer gjøres på beregningene. Man kan for eksempel justere hulldiameter, forsetning eller ladningsmengde. Et godt alternativ kan være å bore hele pallens dybde 6,0 m, men dele opp salven i to eller tre deler, som hver får egen tenner og forskjellig forsinkelse.

### 3.5 Flåsprengning av resterende berg

Resten av området som skal sprenges kan med fordel flåsprenges mot sør-vest etter prinsipper vist i kapittel 3.1 – Introduksjon sprengning. Resterende område, slik det antas at den vil se ut etter sprengning av skjæringen i eksempelet over antas å være omtrent 45 m lang, 20 m bred. Faktisk sprengningsdybde for dette området varierer fra 3,15 m til 1,65 m, med fall i sør-østlig retning. For å gi et inntrykk av massene som skal sprenges vekk her, kan man anta midlere sprengningsdybde 2,4 m. Dette gir et estimat på 2 160 m<sup>3</sup> bergmasser. Merk at estimatet ikke tar hensyn til hvordan gjenstående berg i sone 1 vil se ut etter pallsprengning foreslått i kapittel 3.4 – Bore- og sprengningsplan sone 1. Denne delen av området antas å følge resten av områdets karakteristikk for videre beregningenes. Hvis det tas utgangspunkt i bruk av håndholdt bormaskin med borstål serie 11, kan Oricas tabeller gi et inntrykk av anbefalt forsetning, sprengstoffmengde etc.

Tabellen under viser forslag til hullgeometri og ladningsmengde for et utvalg hulldybder. Tabellverdiene forutsetter bruk av Eurodyn™ 2000, borhullsdiametre mellom 34 og 27 mm og hullhelning lik 3:1 (18°). Verdiene er estimerte verdier med bakgrunn i Oricas tabeller for flåsprengning av lave paller.

Tabell 4. Forslag til hullgeometri og ladningsmengde flåsprengning.

<i>H</i> (m)	<i>L</i> (m)	<i>V<sub>p</sub></i> (m)	<i>E</i> (m)	<i>Q<sub>b</sub></i> (kg)	<i>Q<sub>p</sub></i> (kg)	<i>Q<sub>tot</sub></i> (kg)	<i>q<sub>b</sub></i> (kg/m <sup>3</sup> )
1,00	1,40	0,80	1,00	0,40	-	0,40	0,50
<b>1,65</b>	<b>2,05</b>	<b>0,93</b>	<b>1,13</b>	<b>0,92</b>	-	<b>0,92</b>	<b>0,50</b>
2,00	2,40	1,00	1,20	1,20	-	1,20	0,50
<b>2,65</b>	<b>2,72</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>	<b>1,59</b>	-	<b>1,59</b>	<b>0,50</b>
3,00	3,50	1,00	1,20	1,00	0,80	1,80	0,50
<b>3,15</b>	<b>3,67</b>	<b>1,00</b>	<b>1,20</b>	<b>1,00</b>	<b>0,89</b>	<b>1,89</b>	<b>0,50</b>

Verdier hentet direkte fra Oricas tabeller er markert i kursiv. Estimerte verdier for ulike pallhøyder *H* er uthevet. Benevningene i tabellen følger Oricas benevningsoppsett, også brukt etter punkt 17 i kapittel 3.6 – Bore- og sprengningsplan sone 1 i denne oppgaven. Tabellen over har kun som formål å gi et inntrykk av mulig borehullsgeometri og ladningsmengde.

Det burde tas videre vurderinger knyttet til utførelse av forsiktig sprengning for å unngå skader på eksisterende bebyggelse. Det burde også tas hensyn til at de fremste hullene, der hvor det skal sprenges den minste dybden legges kraftig på kast, hullene burde altså bores med en høy helning. Hullenes helning vil videre påvirke salvens geometri.

Merk at beregninger og eksempler knyttet til boring og sprenging i dette kapittel og i kapittel 3.6 – Bore- og sprengningsplan sone 1 er av en noe fiktiv karakter. Det tas ikke hensyn til en tilstrekkelig mengde faktorer, og denne oppgaven kan derfor ikke brukes helt ukritisk til dette eller lignende prosjekter. Oppgaven tar for seg generelle eksempler og ønsker i hovedsak å informere om mulige løsninger, etter gitte kriterier.

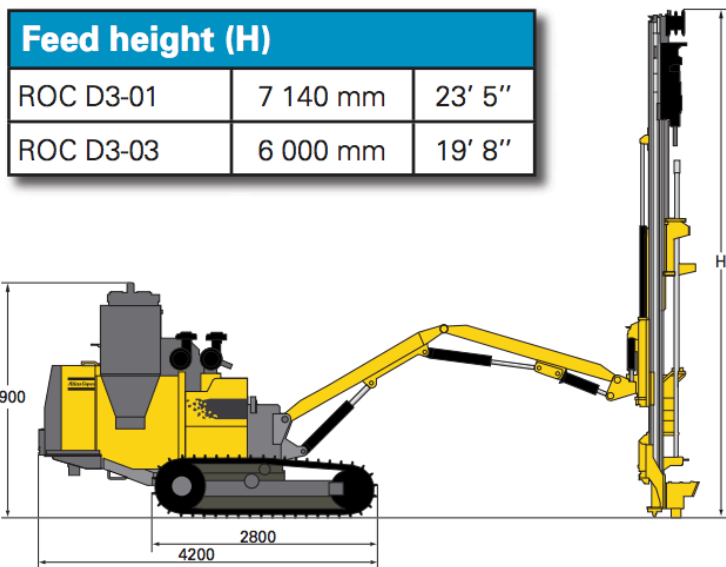
### 3.6 Sikring av skjæring etter Q-metoden

Veidekke ønsket også en vurdering av sikringsbehov i og i rundt byggegropen i forbindelse med ingeniørgeologisk befaring og rapportering. Torgeir Sandøy ved Norconsult gjorde en vurdering av forholdene i byggegropen slik den framsto ved befaringstidspunktet, og ga anbefalinger til arbeidssikring av byggegropen basert på observasjoner, som forklart i kapittel 2.4 – Utførte grunnundersøkelser. Sett bort ifra registrering av 2 sprekkesett, og vurdering av mulig utrasningstype basert på sprekkenes orientering, er sikringsbehov vurdert basert på erfaring, logikk og fornuft. Det er ofte slik vurdering av sikringsbehov gjøres på mindre prosjekter som dette. (8, 20)

Denne oppgaven vil for å vise en alternativ, noe mer vitenskapelig fremgangsmåte, foreta en analyse av sikringsbehov i bergskjæringen sør-øst på byggetomten slik forholdene var på befaringstidspunkt ved bruk av Q-metoden. Merk at enkelte parametere i utregningen antas basert på bilder, da det er gjort endringer i skjæringen, og nåværende skjæring omgis av aktiv byggevirksomhet.

Det tas utgangspunkt i det mest oppsprukkede området i skjæringen. Vist på bilde 6 i kapittel 2.4 – Utførte grunnundersøkelser. For å forstørre et omtrentlig område av bildet lik  $1,0 * 1,0$  m, går vi ut ifra størrelsen på boreriggen i bilde 6. Boreriggen Veidekke her benytter ser ut til å være av typen Atlas Copco D3-03. Denne er ifølge figur 23 på neste side 2,8 m lang mellom ytterpunkt av beltene. Dette brukes så i bildebehandlingsprogrammet Preview til å estimere, klippe ut og se nærmere på et parti tilnærmet lik  $1,0 * 1,0$  m av skjæringen. Se Bilde 9. (38)

## Dimensions and weight



Figur 23. Dimensjoner Atlas Copco D3-03. (38)



Bilde 9. Utsnitt av skjæring, omtrent 1,0 \* 1,0 m rød boks. (Originalfoto: Norconsult, 29.10.18)



## RQD

Rock Quality Designation eller oppsprekkingsfaktor må i dette tilfelle antas ut ifra bilde.9, da det ikke er tatt ut, eller er mulighet for å ta ut kjerneprøver fra berget.

Tabell 5. Tabell for RQD-verdier. ((18), Tabell 1)

Tabell 1 RQD-verdier og antall sprekker per m<sup>3</sup>.

1 RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)			RQD
A	Svært dårlig	(> 27 sprekker per m <sup>3</sup> )	0-25
B	Dårlig	(20-27 sprekker per m <sup>3</sup> )	25-50
C	Middels	(13-19 sprekker per m <sup>3</sup> )	50-75
D	God	(8-12 sprekker per m <sup>3</sup> )	75-90
E	Utmerket	(0-7 sprekker per m <sup>3</sup> )	90-100
Merk: i) Der RQD er rapportert eller målt til $\leq 10$ (inklusive 0), brukes verdien 10 for å bestemme Q-verdien ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktige			

Ut ifra bilde 9 og tabell 5 antas RQD å ligge i midtre sjikt av klasse C: Middels, 13-19 sprekker pr. m<sup>3</sup> som gir antatt RQD = 65 %.

Tabell 6. Tabell for J<sub>n</sub>-verdier. ((18), Tabell 2)

Tabell 2 J<sub>n</sub>-verdier.

2 J <sub>n</sub> = Tall for sprekkesett		J <sub>n</sub>
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, tilfeldig og sterkt oppsprukket "sukkerbitberg", osv.	15
J	Knust berg, jordaktig	20
Merk: i) For tunnelkryss, bruk 3 x J <sub>n</sub> ii) For påhug, bruk 2 x J <sub>n</sub>		

Fra bilde 9, Torgeir Sandøys observasjoner og tabell 6 antas tall for sprekkesett fra klasse E: To sprekkesett pluss tilfeldige sprekker, som gir J<sub>n</sub> = 6.

Tabell 7. Utklipp av tabell for  $J_r$ -verdier. ((18), Tabell 3)

Tabell 3  $J_r$  - verdier.

3 $J_r =$ Sprekkeruhetstall		$J_r$
a) Bergveggkontakt, og b) Bergveggkontakt før skjærbevegelsen har gått 10 cm		
A	Diskontinuerlige sprekker	4
B	Ru eller ujevn, bølgete	3
C	Glatt, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, ujevn, plan	1,5
F	Glatt, plan	1
G	Glidespeil, plan	0,5
Merk: i) Beskrivelse henviser til småskalaegenskaper og mellomskalaegenskaper, i den rekkefølgen		

Fra bilde 9 og tabell 7 antas a) bergveggkontakt ved skjærbevegelser eller b) bergveggkontakt før skjærbevegelser har gått 10 cm. Det antas klasse C: Glatt, bølgete, som gir sprekkeruhetstall  $J_r = 2$

Tabell 8. Utklipp av tabell for  $J_a$ -verdier. ((18), Tabell 4)

Tabell 4  $J_a$  -verdier.

4 $J_a =$ Tall for sprekkefylling		$\Phi_r$	$J_a$
a) Bergkontakt (ingen mineralfylling, bare belegg)			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts eller epidot.		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon.	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svellende).	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk gips, grafitt osv. og små mengder svelleleire.	8-16°	4

På bakgrunn av bilde 9 antas det fra tabell 8 a) bergkontakt uten mineralfylling, bare belegg. Det antas så klasse C: Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir. Som gir tall for sprekkefylling  $J_a = 2$

Gjenstående parametrene  $J_w$  og SRF er utarbeidet med tanke på tunneler og bergrom, og anses ikke relevant i dette tilfelle.  $J_w$ , sprekkevannstallet varierer med nedbørsmengde og snøsmelting. SRF, spenningsfaktoren til berget kan antas å være gunstig da det sjeldent finnes betydelige spenninger i frittstående berg som dette. Begge antas å være gunstige og velges lik 1,0. (18)

Formelen vi da står igjen med er:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a}$$

$RQD$  = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation).

$J_n$  = Tall for sprekkesett.

$J_r$  = Sprekkeruhetstall.

$J_a$  = Tall for sprekkefylling.

som gir oss en Q-verdi:

$$Q = \frac{65}{6} \times \frac{2}{2} = 10,83$$

Skjæringen antas å kunne kategoriseres som en vegg ved ferdigstillelse. Tabell 8 i NGIs håndbok for bruk av Q-systemet gir da at Q verdier større enn 10 kan multipliseres med en faktor 5 for vurdering av veggsikring. Dette gir dimensjonerende Q-verdi = 54,17.

ESR verdi velges vanligvis fra tabell 7 i håndboken. Verdi velges der ut ifra hvilken type underjordsanlegg det dreier seg om. Siden dette ikke er et underjordsanlegg velges ESR for enkelhets skyld = 1, som blant annet gjelder for mindre bergrom som portaler og overganger.

Ved hjelp av bergsikringsdiagrammet, figur 7 på side 34 i NGIs håndbok for bruk av Q-systemet kan man nå finne bergmassekvaliteten, og beregne sikringsbehov.

Vi setter så inn dimensjonerende Q-verdien, og antatt høyde av skjæringen opptil 8,0m. Dette gir bergmassekategori B: svært godt. Sikringskategori mellom 2 og 3, velger 2 da diagrammet er utarbeidet basert på empiriske, konservative data.

Anbefalt sikringstiltak blir dermed spredt bolting.

Bergsikringsdiagrammet gir at boltelengde bør være minimum 2,8, m, det tas utgangspunkt i boltediameter på 20 mm.

Siden SRF er satt lik 1, anbefales gjennomsnittlig bolteavstand til 3,2 m.

Grundig maskinell og manuell rensk burde gjøres før ytterligere sikring installeres. (8, 18)

Merk at bergskjæringen på dette tidspunkt ikke kan antas representativ for forholdene ved ferdigstilling. Den kan blant annet være nært påvirket av sprengning og derfor være noe mer oppsprukket slik den fremtrer av bilder, enn hva den faktisk er.

Valg av sikringsmetode vil også påvirkes av risiko ved utfall, estetikk og økonomi.

Det er viktig å påpeke at for tilfeller som dette, hvor Q-verdi beregnes for berg i dagen, og grunnparameterne  $J_w$ , og SRF ikke kan antas representativ for alle situasjoner eller årstider, bør ikke beregnet Q-verdien brukes ukritisk til bestemmelse av sikringstiltak.

## 4 Konklusjon

### Grunnundersøkelser

Norconsults utførte geotekniske undersøkelser, bestående av 3 totalsonderinger og andre observasjoner vurderes tilstrekkelig for dette tilfellet. Én såkalt sikker bergpåvisning og observasjoner av berg gir høy sannsynlighet for at det er relativt kort avstand ned til fast berg for hele byggetomten. Det kan dog kommenteres at å bore omtrent 1 m dypere i posisjon J1 og J2 for å få såkalt sikker bergpåvisning i alle 3 posisjoner hadde vært en relativt billig forsikring for både konsulent og entreprenør. Hvis det skulle vise seg at berggrunnen var spesielt oppsprukket eller hadde store dybdeforskjeller som ikke var godt representert av terrenget, ville eventuelle spørsmål knyttet til utførte undersøkelser og påvisning av berg blitt mindre aktuelt. Hvis byggherren har planer om videre utbygging av området, eller ønsker å tilrettelegge for andre som ønsker å bygge i nærområdet, kunne utføring av noen ytterligere grunnundersøkelser, som prøvetaking vært lurt å gjøre samtidig.

Ingeniørgeologisk befaring og rapport vurderes også tilstrekkelig for dette tilfellet.

Anbefalinger til sikring av byggegrop under arbeidet ligner den beregnet fra Q-metoden i kapittel 3.6 – Sikring av skjæringen etter Q-metoden. Selv om ingeniørgeologs anbefalinger er til arbeidssikring, og denne oppgaven tar for seg permanent sikring for et gitt tilfelle.

Byggherren og/eller entreprenøren kunne med fordel involvert både geoteknikker og ingeniørgeolog tidligere i byggeprosessen. Ved å gjøre dette kunne de fått et bedre grunnlag for prosjektering, spesielt for fundamentering og utforming av uteområdet. Det kunne også gitt et bedre grunnlag for planlegging av eventuelle sikringstiltak sør-øst på byggetomten, både for sikring av skjæringen under arbeid, og for utforming og sikring av ferdig skjæring. Avhengig av den faktiske utviklingen i og i rundt byggegropen, og byggherres endelige valg til utforming av uteområdet, burde ingeniørgeolog involveres igjen for vurdering av endelige sikringsbehov av skjæringen sør-øst på byggetomten.

Dette prosjektet, slik som de fleste andre prosjekter er i stor grad påvirket av økonomiske spørsmål. Det er viktig å finne en god balanse her, men man burde være meget forsiktig med å la økonomi gå på bekostning av grunnundersøkelser. Det kan i uheldige tilfeller koste langt mer å velge bort eller begrense disse. Norconsults utførte grunnundersøkelser for prosjektet vurderes tilstrekkelige, og godt utførte. Grunnforholdene på byggetomten kan kategoriseres som gode for dette prosjektet, med meget lav sannsynlighet for problemer knyttet til grunnforhold.

### **Rystelser og sprengning**

Beregninger knyttet til rystelser fra sprengning i kapittel 3.3 – Rystelser viser langt lavere verdier for anbefalt sprengstoffmengde sammenlignet med beregnede verdier i kapittel 3.4 – Bore- og sprengningsplan sone 1. Dette skyldes at verken forelesningene i TBYG3008, Oricas tabeller eller formler benyttet i oppgaven tar hensyn til rystelsesproblemer for pallsprengning. Beregningene knyttet til rystelser er som sagt kun veiledende. Det kan ved vibrasjonsmålinger under sprengning vise seg at svingehastighet er langt lavere enn antatt i kapittel 3.3 – Rystelser, og det kan vise seg at fjellkonstanten i virkeligheten er lavere enn antatt. Dermed kan det være at beregnede verdier for anbefalt enhetsladninger er for lave. Det er uansett viktig å nevne rystelser, og ikke minst ta rystelsesproblemer med i betraktning ved sprengningsarbeid. Det kan koste betydelig mye mer å reparere skader på eksisterende konstruksjoner forårsaket av sprengning, enn å utføre beregninger og kontroll av rystelse.

Hvis man tar utgangspunkt i beregningene og tegningene knyttet til pallsprengning i kapittel 3.4 – Bore- og sprengningsplan sone 1, burde borehullsgeometri, ladningsmengde pr. hull, tenningsmønster eller en kombinasjon av disse endres. En måte å gjøre dette på kan være å bruke noe mindre hulldiametre, forsetning, hullavstand og ladningsmengde pr. hull, kombinert med å dele pallens høyde 6,0 m inn i 2 eller 3 deler med pallhøyde 3,0 eller 2,0 m. Enten ved å bore pallen etter hvert som pallen over er sprengt vekk, gitt at det ikke ligger igjen noe sprengstoff, og at det ikke bores i gamle hull. Eller ved å bore hele dybden, dele opp ladningene i hvert hull, adskille disse og gi de egne tennere med forskjellig forsinkelse. For sistnevnte løsning kan bruk av et ANFO- eller slurry sprengstoff være et bedre alternativ enn Eurodyn™ og Senatel™ Magnafrag, da tenning av NG-baserte sprengstoffer vil være vanskeligere å adskille grunnet den høye tennerfølsomheten.

Vibrasjonsmåler burde installeres ved prøvesprengning, eller ved sprengning av en redusert første salve, og sprengningsplan burde justeres hensiktsmessig. Med mindre det gjøres ytterligere, sikre beregninger. Altså vil ytterligere beregninger og hensyn være nødvendig for å utføre sprengning som ikke gir skader fra rystelse på eksisterende bebyggelse. Dette gjelder spesielt delen av tomten hvor det i kapittel 3.5 – Flåsprengning av resterende berg anbefales flåsprengning.

For å utføre sikker sprengning av tomten må det som sagt tas omfattende hensyn til rystelser, men det er også viktig å velge riktig sprengningstidspunkt, borehullsgeometri, fordemning og tildekking av salvene, sprengningsmateriell og håndtering av disse, samt sikkerhet og nøyaktighet ved boring, pigging, rensk og andre anleggsarbeider.

### **Beregning av sikringstiltak**

Q-systemet bygger som sagt på empiriske data, og er i hovedsak utviklet med tanke på tunneler og bergrom. Skjæringen det tas utgangspunkt i kan ikke anses representativ for hvordan skjæringen vil se ut til slutt. Men resultatene i kapittel 3.6 – Sikring av skjæringen etter Q-metoden er fornuftige sett opp imot bilder og dimensjoner, og det er rimelig å anta at den endelige skjæringens sikringsbehov vil være relativt like resultatene i kapittel 3.6 – Sikring av skjæringen etter Q-metoden.

### **Fundamentering**

Vedrørende fundamentering av bygget vurderes Torgeir Sandøys anbefalinger i den ingeniørgeologiske rapporten fornuftig. Norconsult v/Torgeir Sandøy viser et generelt prinsipp for fundamentering i figur 3 og figur 4 i den ingeniørgeologiske vurderingen knyttet til prosjektet. Her anbefales det å plassere fundamenter over 150 mm bærelag og 700 mm komprimert sprengstein. I rapporten nevnes det at det ikke vurderes å være behov for sikring av skjæringen 3,0 m fra fremtidige fundament forutsatt at det ikke fundamenteres direkte på berg. Dette antas vurdert på grunnlag av planlagt tilbakefylling rundt fundament, men også grunnet den ekstra fleksibiliteten lag av sprengstein og bærelag under fundamentene gir konstruksjonen med tanke på eventuelle setninger og bevegelser i berget under. Fundamentene, og derfor resten av konstruksjonen ville ved fundamentering direkte på berget blitt noe mer statisk. Eurokode 7, Geoteknisk prosjektering Del 1 Allmenne regler

kapittel 6.7 setter krav til spesielle hensyn som må tas ved prosjektering av sålefundamenter på berg. Eurokoden kommenterer blant annet at det må tas spesielle hensyn knyttet til svakhetssoner, forvitring, oppsprekking og diskontinuiteter i berget under sålefundamenter. Ved å ikke fundamentere direkte på berget kommer man i noen grad vekk fra disse kravene, og man slipper å bearbeide bergflatene under fundamentene i like stor grad. (8, 39)

### **Forurensning fra støv og gasser**

Byggetomten befinner seg i umiddelbar nærhet av både skole, barnehage, vassdrag og mindre tjern. Det er derfor spesielt viktig å ta stilling til når på døgnet og under hvilke værforhold sprengning utføres, slik at støv og gasser fra sprengning ikke påvirker mennesker eller natur. Tiltak for å begrense støv- og gassproduksjon ved sprengningen kan være å benytte sprengstoffer med lav produksjon av NO<sub>2</sub> gasser og utføre sprengning under gunstige værforhold, som når det er oppholdsvær og svak vind. Plassering av deponier for sprengstein burde også vurderes, da avrenning av nitrater fra sprengstein i deponiet ikke burde komme på avveie. Lokal luftforurensning reguleres av forurensningsforskriften Del 3 Kapittel 7. Lokal luftkvalitet. § 7-3 regulerer anleggseiers ansvar. Her står det blant annet at ved overtredelser av grenseverdier gitt i § 7-6 kan anleggseier pålegges å dekke kostnader for å få senket nivå av stoffer som anses luftforurensende etter § 7-6 i forskriften. Det burde med andre ord være av stor interesse, både økonomisk og etisk, for byggherren så vel som entreprenøren å ta stilling til problemstillingen forurensning tilknyttet anleggsvirksomhet, uavhengig av størrelsen på anlegget. (3, 32, 40)



## 6 Litteraturliste

1. Prosjekter. Jendem Skole, Fræna [Internett]. Veidekke ASA; 2019 [hentet 27.04.2019]. Tilgjengelig fra: <http://veidekke.no/prosjekter/article29549.ece>.
2. Norge i bilder. Ortofoto [Internett]. Kartverket. NIBIO. Statens vegvesen; 2018 [hentet 27.04.2019]. Tilgjengelig fra: <https://www.norgebilder.no/>.
3. GisLink. Karttjeneste [Internett]. Norge: Geodata AS; 2019 [hentet 2019]. Tilgjengelig fra: <http://www.gislink.no/Html5/>.
4. R.Aarhaug O. Geoteknikk og fundamentlære 1. 1 utgave, 11 opplag. Oslo: NKI Forlaget; 2015.
5. Wikipedia. Norsk geoteknisk forening [Nettside]. wikipedia.no: Wikipedia; 2018 [oppdatert 19.09.2018; hentet 2019]. Tilgjengelig fra: [https://no.wikipedia.org/wiki/Norsk\\_geoteknisk\\_forening](https://no.wikipedia.org/wiki/Norsk_geoteknisk_forening).
6. Statens vegvesen. Feltundersøkelser, Håndbok - R211 [PDF]. Oslo: Vegdirektoratet; 1997 [hentet 2019]. Tilgjengelig fra: <https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/2503939>.
7. Bjørsvik M. Geoteknisk datarapport - Jendem skole. Vedlegg. Molde: NTNU, Norconsult; 2019. Rapport Nr.: 01.
8. Sandøy T. Jendem skole - Ingeniørgeologisk befaring 29. oktober 2019. Notat/Rapport. Molde: Norconsult; 2018. Rapport Nr.: INGENO-01.
9. Geotech AB. Nova Bruksanvisning [PDF]. Askim: Geotech AB; 2015 [hentet 26.Mars 2019]. Tilgjengelig fra: [http://www.geotech.se/images/manual/NOVA\\_Bruksanvisning.pdf](http://www.geotech.se/images/manual/NOVA_Bruksanvisning.pdf).
10. Geotech AB. Produkter, CPTU [Internett]. Askim: Geotech AB; 2014 [hentet 26.Mars 2019]. Tilgjengelig fra: <http://www.geotech.se/index.php/produkter/cptu>.
11. Statens vegvesen. Geoteknisk felthåndbok - råd og metodebeskrivelser, Håndbok 280 [PDF]. Oslo: Vegdirektoratet; 2010 [hentet 2019]. Tilgjengelig fra: <https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/196264/HB-280-2010.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
12. Norsk Geoteknisk Forening. Melding 6, Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk [PDF]. Oslo: NGF; 1984 [oppdatert 2017; hentet 2019]. Tilgjengelig fra: [http://ngf.no/wp-content/uploads/2017/12/NGF-melding-6-Poretrykksmåling-2017\\_2.pdf](http://ngf.no/wp-content/uploads/2017/12/NGF-melding-6-Poretrykksmåling-2017_2.pdf).
13. Norsk Geoteknisk Forening. Melding 10, Beskrivelsestekster for grunnundersøkelser [PDF]. Oslo: NGF; 1994 [oppdatert 2008; hentet 2019]. Tilgjengelig fra: [http://www4.databasehuset.no/ngf/wp-content/uploads/2015/03/10\\_NGF-10\\_tekstdel\\_2008\\_endelig-versjon.pdf](http://www4.databasehuset.no/ngf/wp-content/uploads/2015/03/10_NGF-10_tekstdel_2008_endelig-versjon.pdf).

14. Statens vegvesen. Laboratorieundersøkelser, Håndbok - R210 [PDF]. Oslo: Vegdirektoratet; 2016 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/attachment/185231/binary/1090658>].
15. Nilsen B. Ingeniørgeologi-Berg Trondheim: NTNU; 2016.
16. OTB. Ingeniørgeologisk laboratorium, Lydhastighet. PDF utdelt TBYG3008. Trondheim: NTH; <1996.
17. OTB. Ingeniørgeologisk laboratorium, Strekkfasthet ved punklasttest. PDF utdelt TBYG3008. Trondheim: NTH; <1996.
18. Norsk Geotekniske Institutt. Bruk av Q-systemet, Bergmasseklassifisering og bergforsterkning [PDF]. Oslo: NGI; 2015 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Tjenester/Fagekspertise-A-AA/Ingenioergeologi-og-bergteknikk/Q-systemet>].
19. Alvestad E. Analyse av faren for fjellskred/steinsprang langs Fv 715 Trolla-Flakk (Bynesveien) [Master]. Trondheim: NTNU; 2016.
20. Døssland T, Simonhjell I, Dorigato S, Sandøy T. Verbal kommunikasjon: Norconsult; 2019 [hentet 2019].
21. NGU. Karttjeneste, Løsmasser [Internett]. Trondheim: NGU; 2019 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>].
22. NGU. Karttjeneste, Marin grense og mulighet for marin leire [Internett]. Trondheim: NGU; 2019 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>].
23. Norsk Geoteknisk Forening. Melding 9, Veiledning for utførelse av totalsondering [PDF]. Oslo: NGF; 1994 [oppdatert 2018; hentet 2019. Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2018/05/NGF-Melding-9-Totalsondering-Rev-1-2018.pdf>].
24. NGU. Karttjeneste, Berggrunn [Internett]. Trondheim: NGU; 2019 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <https://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>].
25. SINTEF. Materialdata for naturstein, typiske verdier [PDF]. Sintef; 2018 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: [https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi\\_og\\_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf](https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi_og_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf)].
26. Orica Norway AS. Produktkatalog Orica Norway AS [PDF]. Lierstranda: Orica Norway AS; 2013 [hentet 2019].
27. Orica Norway AS. Enkle beregningsmetoder, Tabeller og veiledende verdier for sprengning i dagen [PDF]. Lierstranda: Orica Norway AS; 2013 [hentet 2019].
28. Sabri O. TBYG3008 Trondheim: NTNU; 2019 [hentet 2019].

29. Orica Mining Services. Produkter, Patronerte sprengstoffer [Internett]. Sverige: Orica Limited; 2019 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: [http://www.oricaminingsservices.com/no/nn/page/products\\_and\\_services/packaged\\_explosives/packaged\\_explosives](http://www.oricaminingsservices.com/no/nn/page/products_and_services/packaged_explosives/packaged_explosives).
30. Söderholm J. Åtte vanlige feil i sprengning [Internett]. Anleggsmaskinen.no; 2019 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <https://anleggsmaskinen.no/2019/03/atte-vanlige-feil-i-sprengning/>.
31. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Håndbok 08 - Håndbok for utfører av bergsprengningsarbeider [PDF]. NFF; 2014 [hentet 2019.
32. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Teknisk rapport 03 - Sikker sprengning i dagen [PDF]. NFF; 2003 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: [http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Teknisk\\_rapport\\_03.pdf](http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Teknisk_rapport_03.pdf).
33. Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. Håndbok 04 - Håndbok for skytebas [PDF]. NFF; 2007 [hentet 2019.
34. Orica Norway AS. Bergsprengningskurs for geologer og kontrollingeniører, Boreteknikk - 2 [PDF fra kurs]. Helfyr: Orica Norway AS; 2011 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/20525626-Bergsprengningskurs-for-geologer-og-kontrollingeniorer-boreteknikk-2-rica-helfyr-hotel-mandag-2-mai-2011.html>.
35. Streken AS. Arkitekttegninger av Jendem Skole, [PDF]. Ikke publisert.; 2017 [hentet 2019.
36. Standard Norge. NS 8141:2012+A1:2013 Vibrasjoner og støt –Veiledende grenseverdier for bygge og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom. [PDF]. Oslo: NSF; 2013 [oppdatert 2013; hentet 2019.
37. Standard Norge. NS 8141:2001 - Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk. [PDF]. Oslo: NSF; 2001 [oppdatert 2001; hentet 2019.
38. Atlas Copco Rock Drills AB. Atlas Copco Surface drill rigs ROC® D3 Technical specification [PDF]. Sverige: Atlas Copco; 2007 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: [http://www.mascus.tn/images/atts/5d372f\\_ROCD3.pdf](http://www.mascus.tn/images/atts/5d372f_ROCD3.pdf).
39. Standard Norge. Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del1: Allmenne regler, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 [PDF]. Lysaker: Standard Norge; 1997, 2004, 2013, 2016 [hentet 2019. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=eurokode+7&subscr=1>.
40. Klima- og miljødepartementet. Forskrift om begrensnig av forurensning (forurensningsforskriften) [Internett]. Oslo: Lovdata; 2004 [oppdatert 2016; hentet 2019. Tilgjengelig fra: [https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2004-06-01-931/\\* - \\*](https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2004-06-01-931/* - *).

## **7 Vedlegg**

**A. Artikkel**

**B. Plakat**

**C. Geoteknisk datarapport**

**D. Tegning A-1, Borplan for pallsprengning**

**E. Tegning A-2, Snitt A**

**F. Tegning A-3, Detalj av snitt**

**G. Tegning A-4, Tenningsplan**

# Tar byggebransjen for lett på grunnundersøkelser?

*I forbindelse med den avsluttende bacheloroppgaven har en student ved NTNU Trondheim sett nærmere på utbygningen av Jendem Skole i Møre og Romsdal.*

---

Tekst: **Morten Bjørsvik**  
Trondheim, 15.05.2019

---

**Bacheloroppgaven** med tittel "Geotechnical conditions and blasting at Jendem school" tar for seg grunnforholdene på byggetomten, og vurderer valg av grunnundersøkelser til prosjektet. Det konkluderes at de utførte undersøkelser er tilstrekkelige for konstruksjonen som skal bygges, men at byggherre eller entreprenør med fordel kunne involvert geotekniker og geolog tidligere i prosjekteringsfasen.

**En gjenganger i bransjen**, spesielt for mindre private og kommunale prosjekter er at grunnundersøkelser utsettes, eller sløyfes helt i områder som ikke har dårlig rykte eller påbud knyttet til grunnforhold, mener forfatter.

**Tidlig** implementering av grunnundersøkelser kan allerede i prosjekteringsfasen gi besparelser ved å utelukke unødvendig synsing og sansing rundt fundamentvalg, dreneringsbehov og lignende. Det kan være svært nyttig for riktig dimensjonering av fundamenter, sikrere grunnarbeider og det kan gi data som kan brukes til beregninger for andre arbeider som blant annet boring, sprengning, lasting, transport og gjenbruk eller salg av masser.



*Flyfoto av Ålesundsraset 26.03.18 (Scanpix)*

De siste 114 årene har det i Norge vært 46 rasulykker med tap av menneskeliv. Hvorav 12 har skjedd siden år 2000.

Ålesundsraset, og et utall andre rasulykker med dødsfall som følge er uhyggelige påminnelser om at inngrep i naturen, uten tilstrekkelige undersøkelser og sikringsberegninger kan gi katastrofale følger.

**Erfaringer** viser at alt for mange setter pris fremfor kvalitet og sikkerhet. Når det er snakk om mulig tap av store verdier og i verste fall menneskeliv, er det tullete at mange fortsatt må lære på "den harde" måten. Det vil i de aller fleste situasjoner lønne seg å komme eventuelle problemer i forkjøpet.

***-Jeg regner med at utbyggere som for eksempel Indre fosen kommune ville tatt seg råd til flere undersøkelser, hvis de kunne reise tilbake i tid.***

*-Forfatter*

# Institutt for bygg- og miljøteknikk

## Grunnforhold og sprengning ved nye Jendem Skole Geotechnical conditions and blasting at Jendem School

Prosjektnr.: 2019-40  
Av Morten Bjørsvik

Intern veileder: Thomas Uhlving  
Ekstern kontakt: Norconsult



Hentet fra Veidekkes nettsider, Prosjekt: Jendem skole

### Oppgaven tar for seg

- Valg og utførelse av geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser, inkludert en geoteknisk datarapport
- Hvordan man kan utføre sikker sprengning tett på eksisterende bebyggelse
- En alternativ sikringsberegning til bergskjæring i dagen



Hentet fra Oricas kurs: Boretteknikk 2

### Nye Jendem skole

- Ved fylkesvei 215 i Fræna kommune i Møre og Romsdal fylke
- 1970 m<sup>2</sup> over 3 etasjer i massivtre
- Planlagt ferdigstilt November 2019

Fræna kommune

#### ► Geoteknisk datarapport

Geotekniske grunnundersøkelser

Jendem skole

Oppdragsnr.: 5185706\* Dokumentnr.: 01 Versjon: 01 Dato: 11.03.2019



Egenprodusert geoteknisk datarapport

Norconsult

### Konklusjoner

- Grunnforhold på tomten vurderes ideelle for prosjektert konstruksjon
- Grunnundersøkelser kunne med fordel vært iverksatt tidligere
- For å utføre sikker sprengning av tomten kreves omfattende beregninger og målinger, samt høy nøyaktighet

# Vedlegg C

Fræna kommune

## ► Geoteknisk datarapport

Geotekniske grunnundersøkelser

Jendem skole

Oppdragsnr.: 5185706\* Dokumentnr.: 01 Versjon:01 Dato: 11.03.2019



**Oppdragsgiver:** Veidekke  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Thomas Fleten  
**Rådgiver:** Morten Bjørsvik  
**Oppdragsleder:** Morten Bjørsvik  
**Fagansvarlig:** Simone Dorigato  
**Andre nøkkelpersoner:** Ingunn L. Simonhjell, Kristin Reitan

<b>Emneord</b>	Geotekniske grunnundersøkelser, Datarapport	
<b>Fylke</b>	Møre og Romsdal	
<b>Kommune</b>	Fræna Kommune	
<b>Sted</b>	Jendem	
<b>Koordinatsystem</b>	EUREF89 UTM32	
<b>Høydesystem</b>	NN2000	
<b>Prosjektkoordinater</b>	Nord: 6963520	Øst: 399042

01	2019-03-14	For bruk	MoBjø	SiDor	InSim
<b>Versjon</b>	<b>Dato</b>	<b>Beskrivelse</b>	<b>Utarbeidet</b>	<b>Fagkontrollert</b>	<b>Godkjent</b>

Dette dokumentet er utarbeidet av Morten Bjørsvik i samarbeid med Norconsult AS som del av bacheloroppgaven. Opphavsretten av data tilhører Norconsult AS. Opphavsretten av beskrivelser tilhører Morten Bjørsvik. 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.



## ► Sammen drag

Norconsult AS er engasjert av Veidekke Entreprenør AS for å utføre grunnundersøkelser i forbindelse med utbygging av Jendem skole.

Datarapporten inneholder en utvidet områdekartlegging.

Borplanen viser at det er utført totalsonderinger i 3 posisjoner.

Løsmassene kan beskrives som middels faste til meget faste fyllmasser over berg. Videre beskrivelse av løsmassene vurderes ikke nødvendig for prosjektet, og vedligger ikke.

Antatt berg er påtruffet i dybdeintervaller fra 0,90 til 2,20 meter, ved kotenivåer fra +56,07 til +58,29.

## ► Innhold

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>5</b>
1.1	Bakgrunn	5
1.2	Aktuelt område	6
1.3	Løsmassekart	7
1.4	Marin grense	8
1.5	Naturfarer	9
<b>2</b>	<b>Feltarbeid</b>	<b>10</b>
2.1	Generell beskrivelse feltarbeid	10
<b>3</b>	<b>Resultater grunnundersøkelser</b>	<b>11</b>
3.1	Grunnforhold	11
3.2	Totalsonderinger	11
<b>4</b>	<b>Referanser</b>	<b>13</b>

## Tegninger

Innhold	Format	Målestokk	Tegn.nr.
Boreplan	A3	1:400	V100
Profil av enkeltboringer	A3	1:150	V200

## Vedlegg

Innhold	Vedlegg nr.
Geotekniske tegninger, plan og profil.	A
Borprofil - Totalsondering	B

# 1 Innledning

*\*Oppdraget er av en fiktiv karakter. Oppdragsnummer, oppdragsgiver og liknende stammer fra et av Norconsults utførte oppdraget.*

Norconsult AS er engasjert av Veidekke Entreprenør AS for å utføre grunnundersøkelser i forbindelse med utbygning av Jendem Skole, ved Jendem i Fræna kommune.

Beliggenhet av det aktuelle området som skal undersøkes er vist i Figur 1

## 1.1 Bakgrunn

I forbindelse med planlagt utbygging har Norconsult utført geotekniske grunnundersøkelser. Feltarbeidet skal gi grunnlag for geoteknisk vurdering av området. Hensikten med rapporten er å:

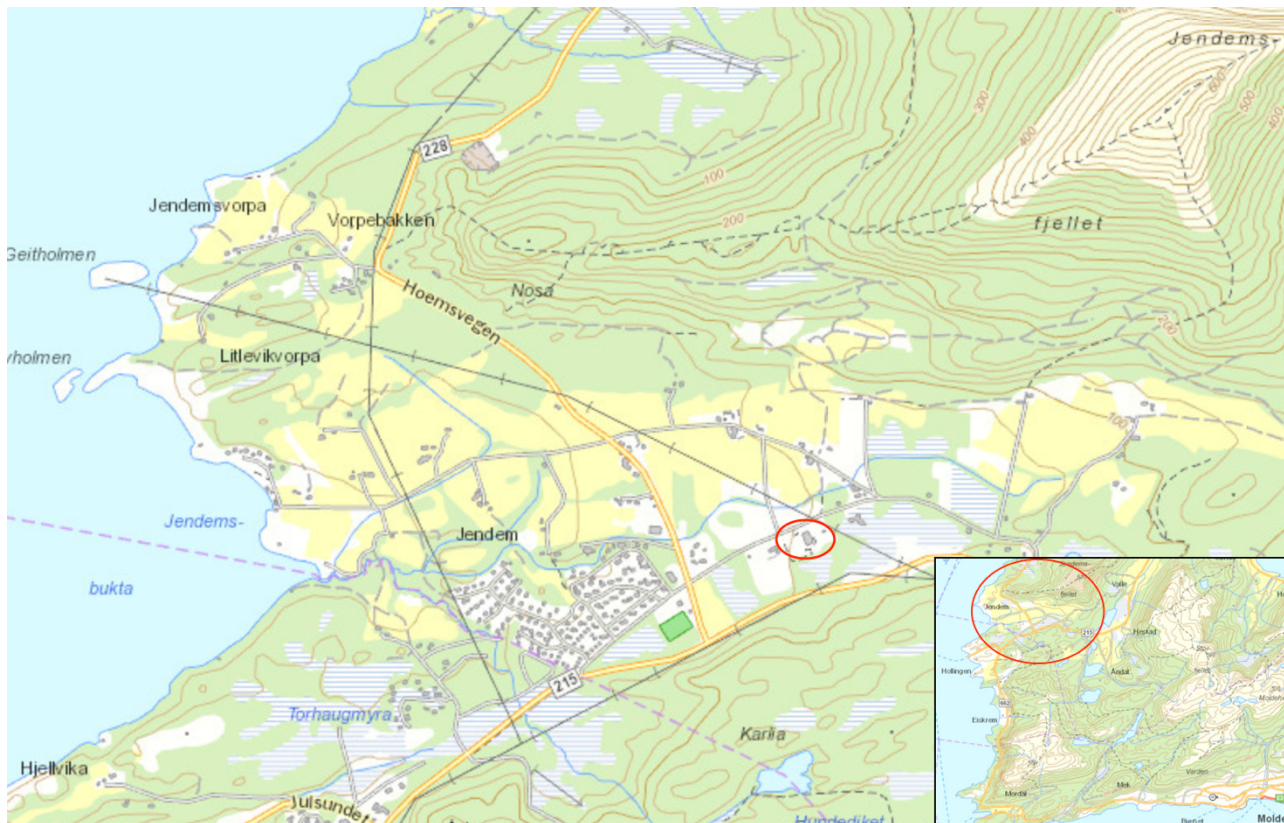
- Gi generell informasjon knyttet til området
- Presentere resultatene fra feltarbeidet

Rapporten er en utvidet datarapport som omfatter informasjon om tomta og omkringliggende område, samt en oppsummering av resultater fra geotekniske grunnundersøkelser. Detaljert prosjektering eller rådgiving utover dette er ikke innbefattet her.

En mer omfattende innledning og vurdering knyttet til denne datarapporten, vil være tilgjengelig i bacheloroppgaven datarapporten er en del av.

## 1.2 Aktuelt område

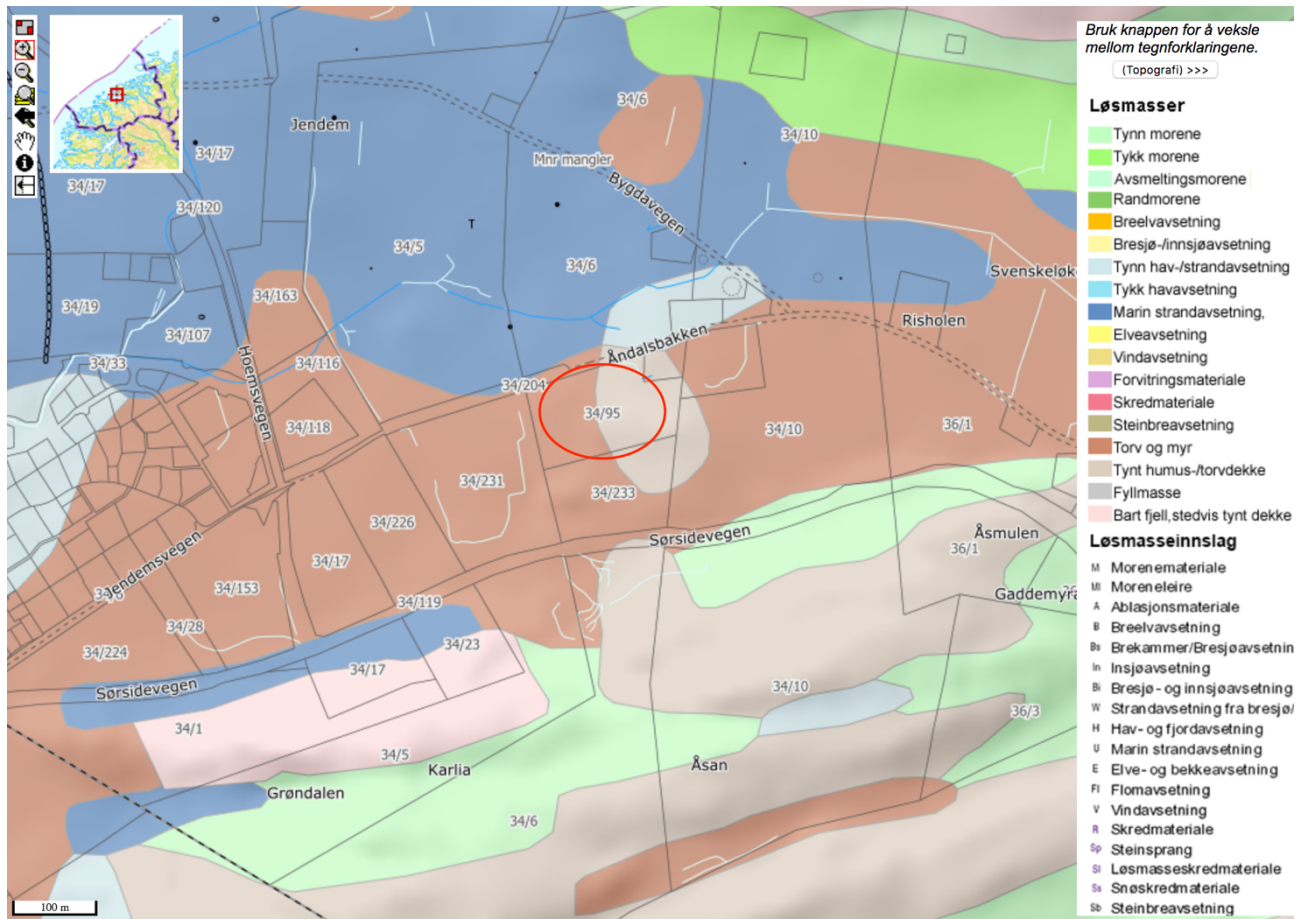
Aktuelt området er lokalisert mellom Åndalsbakken og Fylkesvei 215 i Møre og Romsdal. Byggetomta ligger mellom kote +61 og +57. Omgivelsene består av dyrket mark, boligområder, og noe myr.



Figur 1: Oversiktskart over beliggenheten (indikert med rød sirkel) til undersøkelsesområdet, Ref.1

### 1.3 Løsmassekart

NGUs løsmassekart viser at øverste lag av løsmassene på tomta kan bestå av tynt humus-/torvdekke og/eller torv og myr. Områdene i umiddelbar nærhet til tomta kan bestå av torv og myr, og/eller tynn hav-/strandavsetning og marin strandavsetning, og/eller morenemasser.



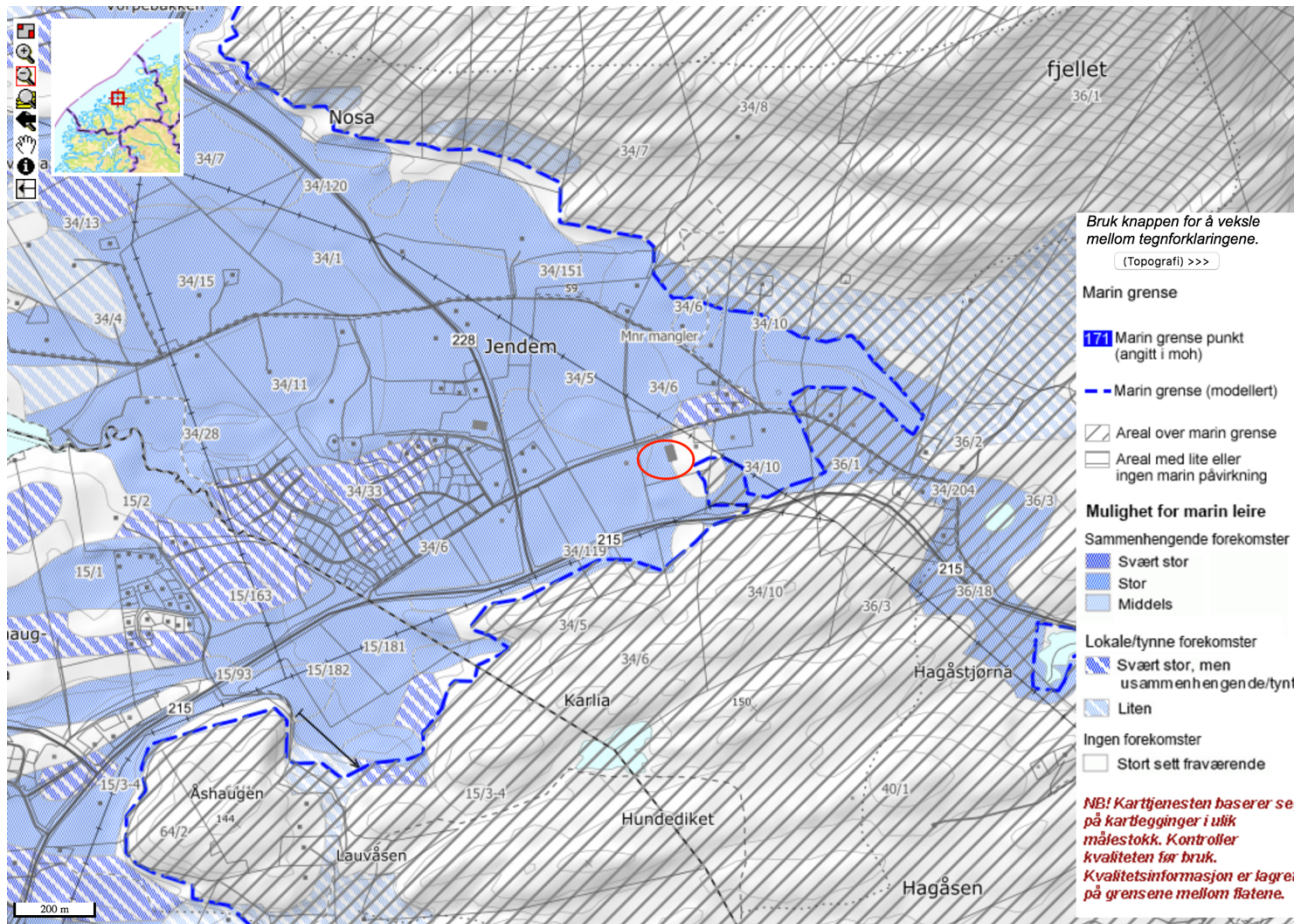
Figur 2: Løsmassekart over undersøkelsesområdet (indikert med rød sirkel), Ref. 2

Løsmassekartet til NGU gir kun en indikasjon av et øvre lag i jordprofilen. For å få kjennskap til grunnens egenskaper i dybden er det nødvendig med geotekniske grunnundersøkelser.

## 1.4 Marin grense

NGUs kart viser at tomte ligger under, men kun få meter under marin grense.

Mulighet for marin leire kategoriseres som middels for sammenhengende forekomster. På nabotomte er det markert for svært stor, men usammenhengende/tynn lokale forekomster av marin leire.

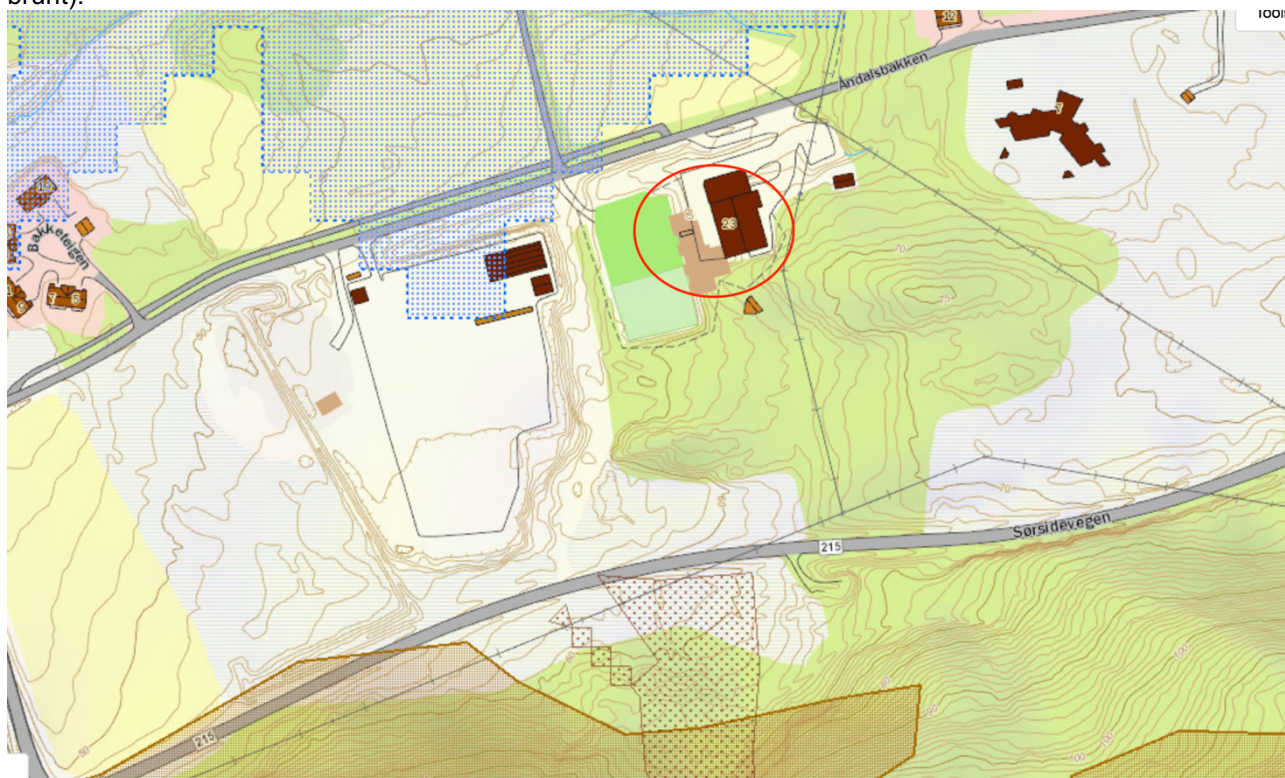


Figur 3: Oversiktskart over marin grense og mulighet for marin leire for området, Ref.2

NGUs oversiktskart for marin grense og mulighet for marin leire gir kun en indikasjon av forholdene. For å få kjennskap til faktiske forhold er det nødvendig med geotekniske grunnundersøkelser.

## 1.5 Naturfarer

Kartet fra NVE viser at tomta er utenfor aktsomhetssone for flom (skravert blått), utenfor aktsomhetssone for snøskred og steinsprang (skravert tett brunt) og utenfor aktsomhetssone for jord- og flomskred (skravert brunt).



Figur 4: Oversiktskart som viser aktsomhetssone for flom (blått), aktsomhetssone for snøskred og steinsprang (tett brunt) og aktsomhetssone for jord- og flomskred (brunt), Ref.3

## 2 Feltarbeid

Borplanen viser at det er utført totalsonderinger i 3 posisjoner.

Boreposisjonene er benevnt J1, J2 og J3.

Boreposisjoner og tilhørende terrenghøyder er målt inn med CPOS-korrigert GPS, og inntegnet på tegning V100. Tabell 1 oppsummerer utført feltarbeid mht. posisjon, undersøkelsesmetode og boreddybder ved totalsondering.

Vedlegg A gir forklaring til geotekniske plan- og profiltegninger. Vedlegg B gir forklaring til Borprofil – Totalsondering.

Tabell 1 Borpunktliste

Borpunkt	EUREF89 UTM32 NN2000			Metode	Boreddybde (TOT)	
	X (Nord)	Y (Øst)	Z (Høyde)		Løsm. [m]	Berg [m]
J1	6963520,2	399042,0	60,5	TOT	2,2	2,0
J2	6963532,8	399018,1	57,7	TOT	0,9	2,1
J3	6963495,3	399031,3	57,4	TOT	1,3	3,0

TOT: Totalsondering

### 2.1 Generell beskrivelse feltarbeid

Feltarbeid	
Dato for utførelse	30.08.2018
Boreleder	Robert Sætran
Type borerigg	Geotech 607 HD 2015-modell
Relevante standarder	Ref. 4 og Ref. 5
Resultater	Tegninger V100 og V200

Totalsondering gir grunnlag for å bestemme lagdeling i løsmasser og dybden til fast grunn eller antatt berg. Sonderingen gir såkalt sikker bergpåvisning ved 3m innboring i berg. Ellers gir resultatene grunnlag for å identifisere jordarter og lagdeling, samt vurdere relativ fasthet i grunnen.



### 3 Resultater grunnundersøkelser

Koordinatfestede borehull er vist på tegning V100.

Resultater fra feltundersøkelser er vist på tegning V200.

Vedlegg A gir forklaring til geotekniske plan- og profiltegninger. Vedlegg B gir forklaring til Borprofil – Totalsondering.

**NB!** Det må presiseres at informasjonen fra felt- og laboratoriearbeidet strengt tatt bare er gyldig i de undersøkte posisjoner. Avvik i grunnforholdene i områdene rundt og mellom de undersøkte posisjoner kan ikke utelukkes. Resultatene må derfor ikke anvendes ukritisk.

Tabell 2 Kommentarer fra borelogg

Borpunkt	Feltkommentar
J1	Boret igjennom trestokk i topp, fyllmasser før berg. Grunnvannsnivå ikke synlig.
J2	På lekeplass, sand i topp, fyllmasser før berg. Grunnvannsnivå ikke synlig.
J3	Fyllmasser før berg. Grunnvannsnivå ikke synlig.

#### 3.1 Grunnforhold

Alle posisjoner ble boret på eksisterende skoleområde. J1 er boret ved siden av eksisterende skolebygning, J2 og J3 er boret på lekeplass. Det er ikke plassert ut grunnvannsbrønner eller tatt opp prøver. I sørøstlig del av området er det berg i dagen.

Resultatene av utførte totalsonderinger beskrives under.

#### 3.2 Totalsonderinger

I de utførte totalsonderingene er det benyttet økt rotasjonshastighet, spyling og slagboring under deler av samtlige borer.

Ved J1 ble det boret totalt 4,2 m. Ved J2 ble det boret 3,0 m, Ved J3 ble det boret 4,3 m.

##### J1

Se tegning V200: Viser naturligvis høy boremotstand og bruk av økt rotasjonshastighet, spyling og slag ved start i trestokk. Boring i løsmasser under trestokk gav middels til høy boremotstand. Deretter krevdes økt rotasjonshastighet, spyling og ujevn slagboring. Boremotstand kan derfor kategoriseres som høy den siste meteren før det antas å ha truffet berg. Videre ble det boret 2 m i berg med økt rotasjon, spyling og jevn slagboring. Grunnvannstand ble ikke observert.

##### J2

Se tegning V200: Viser middels boremotstand og bruk av spylevann de første 0,5 m av boringen. Deretter er det benyttet økt rotasjonshastighet og spyling, samt slagboring siste halvdel av intervallet. Boremotstand kategoriseres som middels til høy. Videre antas massene å være berg, og det bores videre 2,1 m med økt rotasjonshastighet, spyling og jevn slagboring. Grunnvannstand ble ikke observert.

**J3**

Se tegning V200: Viser bruk av økt rotasjonshastighet og middels til høy boremotstand de første 0,2 m. Deretter vises middels boremotstand, som gradvis stiger før det settes inn økt rotasjonshastighet, spyling og ujevn slagboring over antatt berg, og det bores videre 3m i berg med økt rotasjonshastighet, spyling og jevn slagboring. Grunnvannstand ble ikke observert.

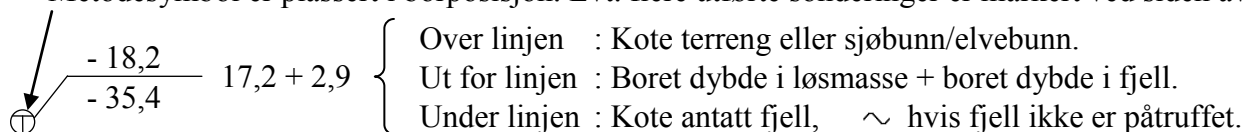
## 4 Referanser

- Ref.1 GisLink - Karttjeneste, tilgjengelig fra: <http://www.gislink.no/Html5/>
- Ref.2 NGU, Karttjeneste, Løsmasser, tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- Ref.3 NVE, Karttjeneste, Naturfarer, tilgjengelig fra:  
<https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>
- Ref.4 Statens vegvesen, Håndbok R211 Feltundersøkelser, Statens vegvesen, 1997
- Ref.5 Norsk geoteknisk forening, Melding nr. 9 - Veiledning for utførelse av totalsondering, NGF, 1994 rev.1  
2018

# PLAN

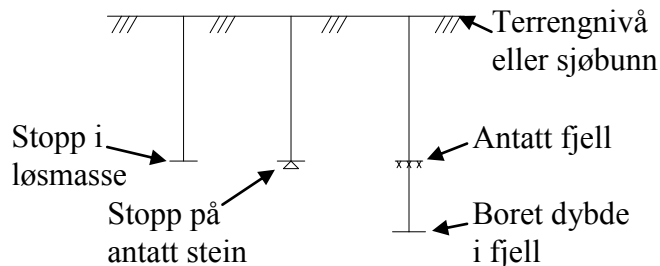
- |                        |                    |                                   |
|------------------------|--------------------|-----------------------------------|
| ○ Enkel sondering      | ● Dreiesondering   | ◊ Dreietrykksondering             |
| ⊗ Fjellkontrollboring  | ⊕ Totalsondering   | ▽ Trykksondering                  |
| + Vingeboring          | ▼ Ramsondering     | ⊖ Standard Penetration Test (SPT) |
| □ Prøvegrop            | ⊙ Prøveserie       | ⊞ Prøvegrop med prøveserie        |
| ☪ Vannprøver           | ⊖ Vannstandsmåling | ⊖ Poretrykksmåling                |
| ⊗ Permeabilitetsmåling | ⊞ Prøvebelastning  | ■ Setningsmåling                  |
| ⊖ Elektrisk sondering  | ^^ Fjell i dagen   |                                   |

Metodesymbol er plassert i borposisjon. Evt. flere utførte sonderinger er markert ved siden av.

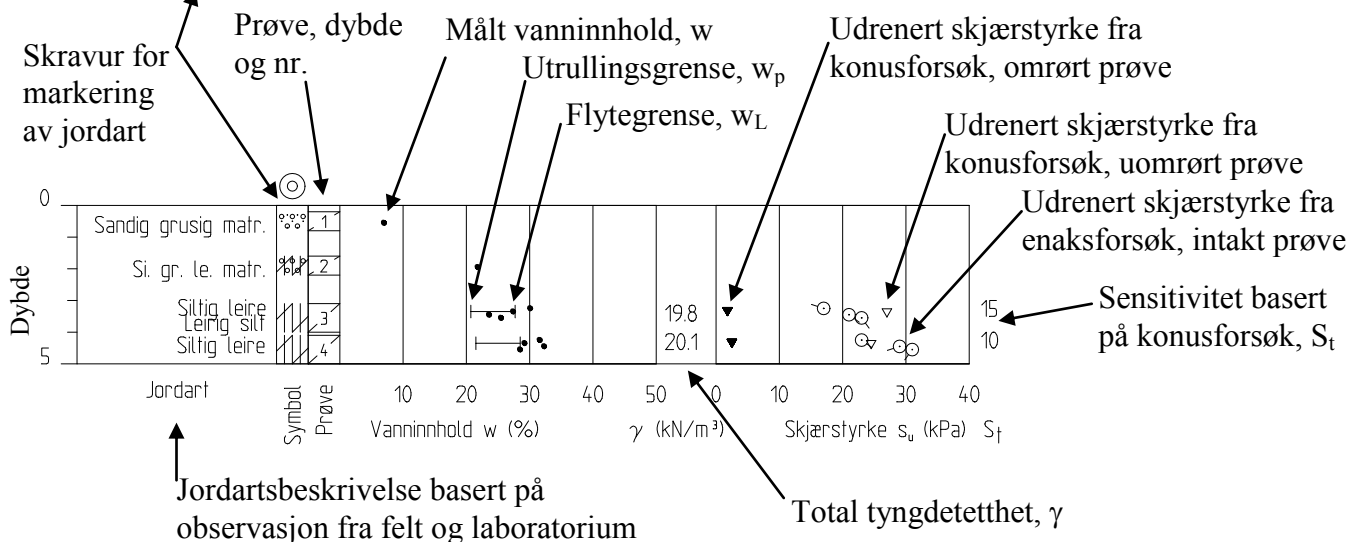


# PROFILER

- |                        |           |   |  |
|------------------------|-----------|---|--|
| Enaksialt trykksforsøk | ( $s_u$ ) |   | ( $s_u$ ) = aksial deformasjon ved brudd |
| Torsjonsvinge          | ( $s_u$ ) | * |  |
| Penetrometer           | ( $s_u$ ) | □ |  |



- |  |           |  |       |  |         |  |                   |  |                   |  |        |  |             |
|--|-----------|--|-------|--|---------|--|-------------------|--|-------------------|--|--------|--|-------------|
|  | Leire     |  | Silt  |  | Sand    |  | Grus              |  | Stein             |  | Blokk  |  | Moreneleire |
|  | Fyllmasse |  | Fjell |  | Matjord |  | Torv/planterester |  | Trerester/sagflis |  | Skjell |  | Gytje/dye   |



## Prosedyrer og presentasjon

## Geotekniske tegninger, plan og profiler



MÅLESTOKK	DATO
M =	
RAPPORT	VEDLEGG
	A

UTFØRT	KONTROLLERT
Arne Kavli	Torgeir Døssland

Utstyr: Ø 57 mm butt borekrone med tilbakeslagsventil.  
Ø 44 mm borestenger.

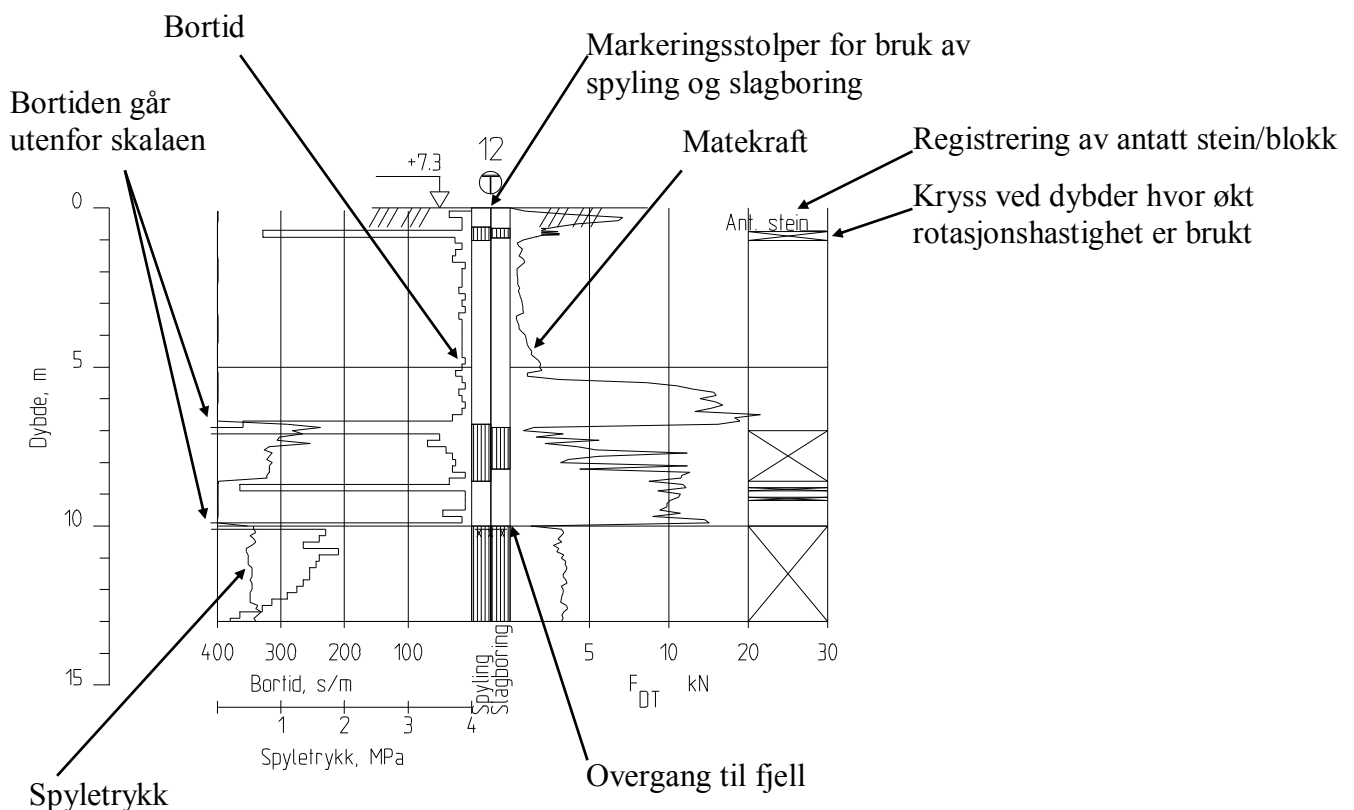
Som dreietrykksondering: Konstant rotasjonshastighet 25 omdreininger/min.  
Nedpressingshastighet 3 m/min (20 sek/m).

Når normert nedtrengningshastighet ikke er mulig, økes rotasjonshastigheten til 75 omdreininger/min.

Som fjellkontrollboring: Dersom nedtrengingen igjen stopper opp, går en over til prosedyre som for fjellkontroll. Dvs. at en først setter på spyling, hvorefter når stopp i nedtrenging fører til at en også setter på slaghammer.

Med denne prosedyren kan det bores gjennom steiner og ned i fjell. Ved påvisning av fjell, bør det bores 2-3 meter ned i antatt fjell.

Presentasjon: Skravur for vannspyling og slag i egne kolonner.  
Kurver for nedpressingskraft, boretid og spyletrykk.  
Kryss for markering av økt rotasjon.



Prosedyrer og presentasjon

Borprofil - Totalsondering



Norconsult

Tegningsforklaring totalsondering

MÅLESTOKK

M =

DATO

UTFØRT

Arne Kavli

KONTROLLERT

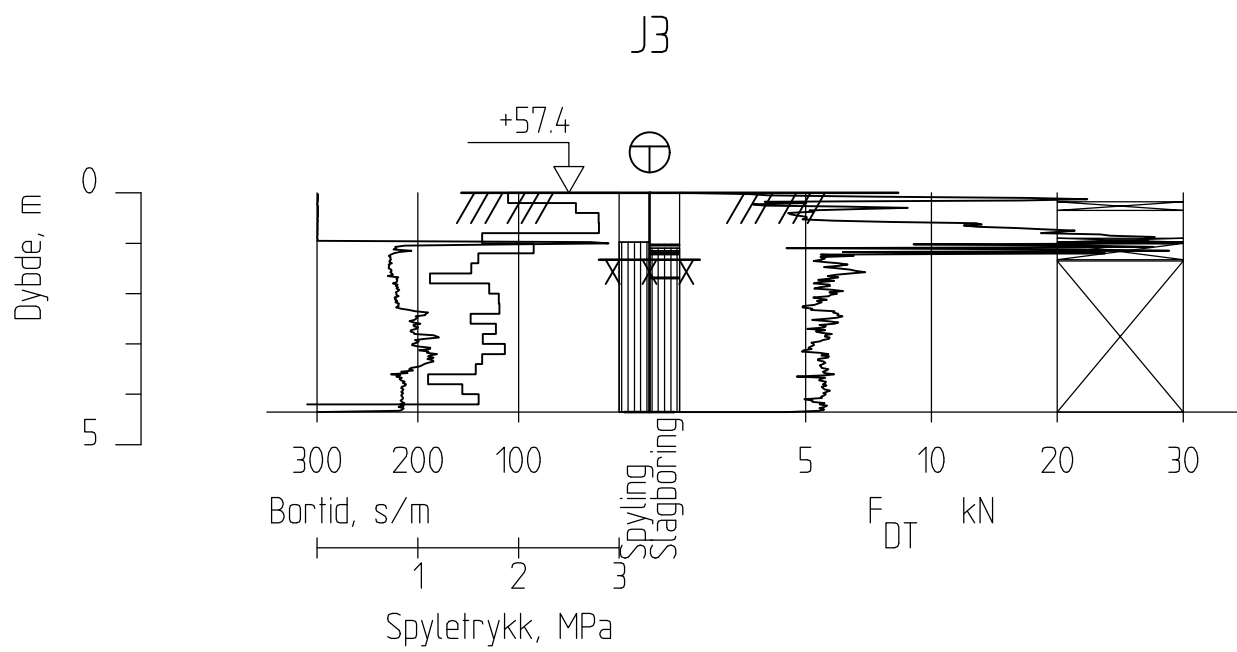
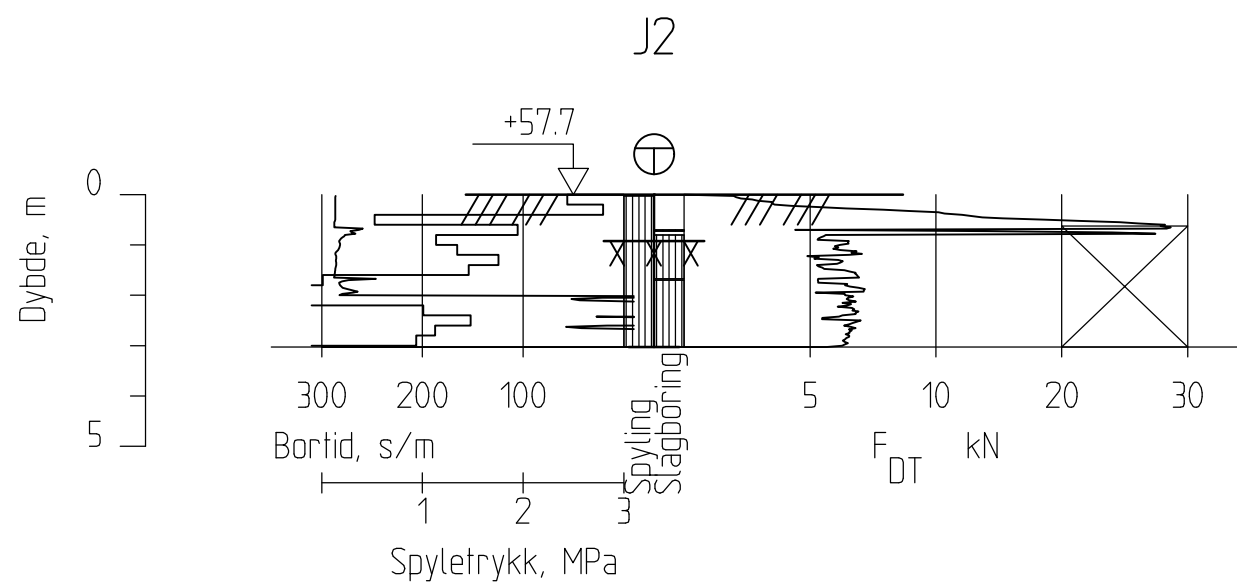
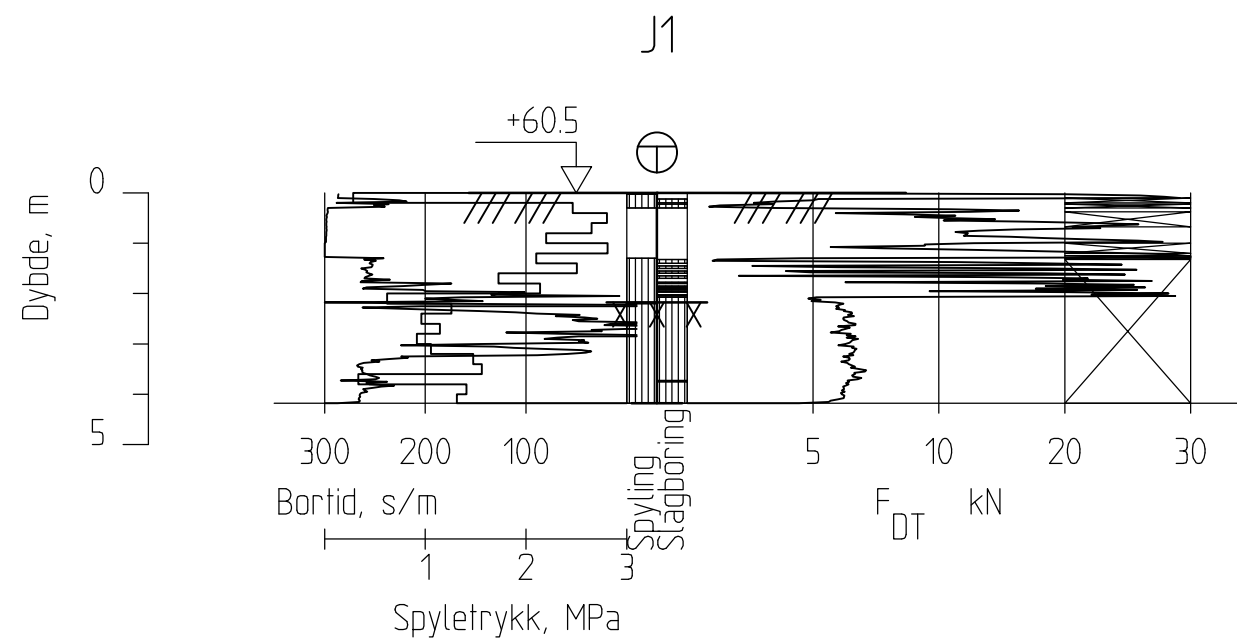
Torgeir Døssland

PROSJEKT

VEDLEGG

B



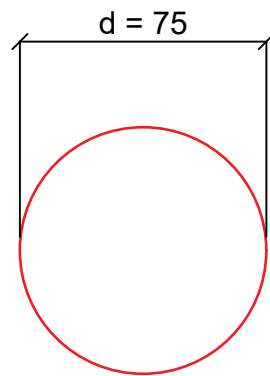
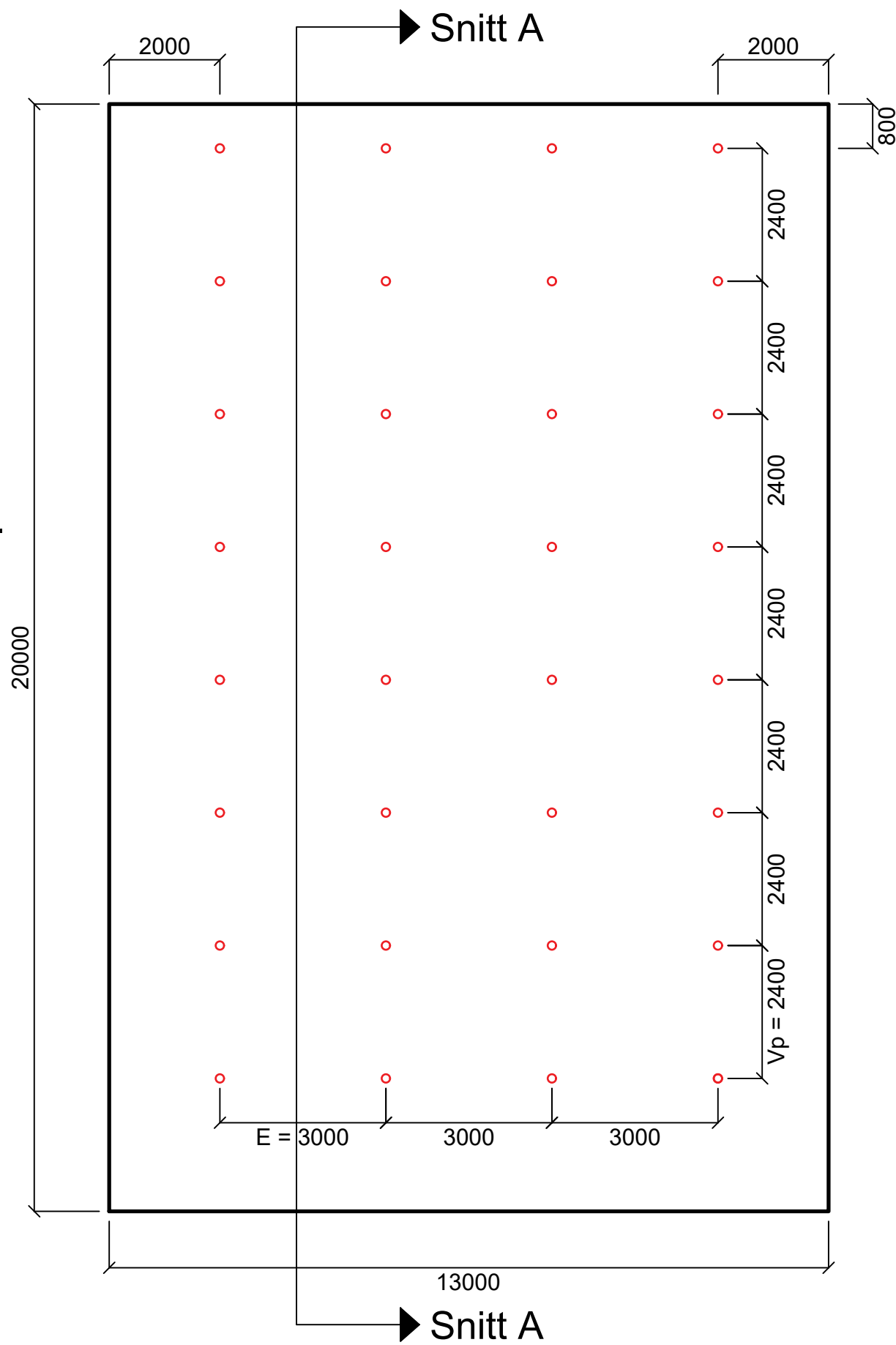


\*X:\noroppdrag\Mede2\518575185706\BIM\Geoteknik\AUTOGRAF\_RTI\V200\_Eineltboringer.dwg - S:\Tve - Plottet, 2019-03-14, 15:27:02 - LAYOUT = V100\*

J01	2019-03-14	For bruk	MoBjø	SiDor	InSim
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small>           Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsvåren beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.         </small>					Målestokk (gender A3)
Veidekke					1:150
Jendem skole					
Geotekniske grunnundersøkelser					
Profiler av enkeltboringer					
Norconsult		Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon	
		5185706	V200	J01	

# Vedlegg D

Sprengningsretning  
markert med svart pil.



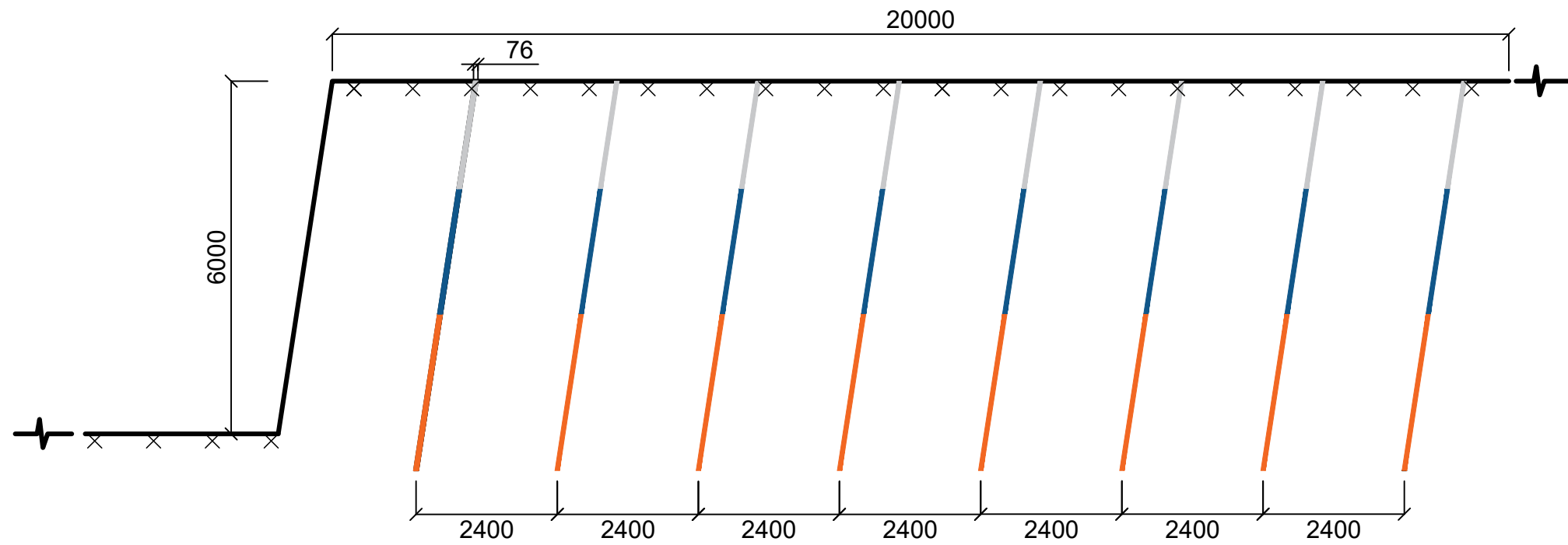
**Mot vest**

Prosjekt: <b>TBYG3016 - Bacheloroppgave 2019.</b>	
Prosjekterende: <b>Morten Bjørsvik</b>	Dato: <b>06.05.2019</b>
© Alle rettigheter tilhører utførende, kopiering eller bruk av disse tegningene er forbudt uten skriftlig samtykke	
Tegning: <b>Borplan for pallsprengning</b>	Målestokk: <b>1:100 (A3)</b>
	Nummer: <b>A-1</b>



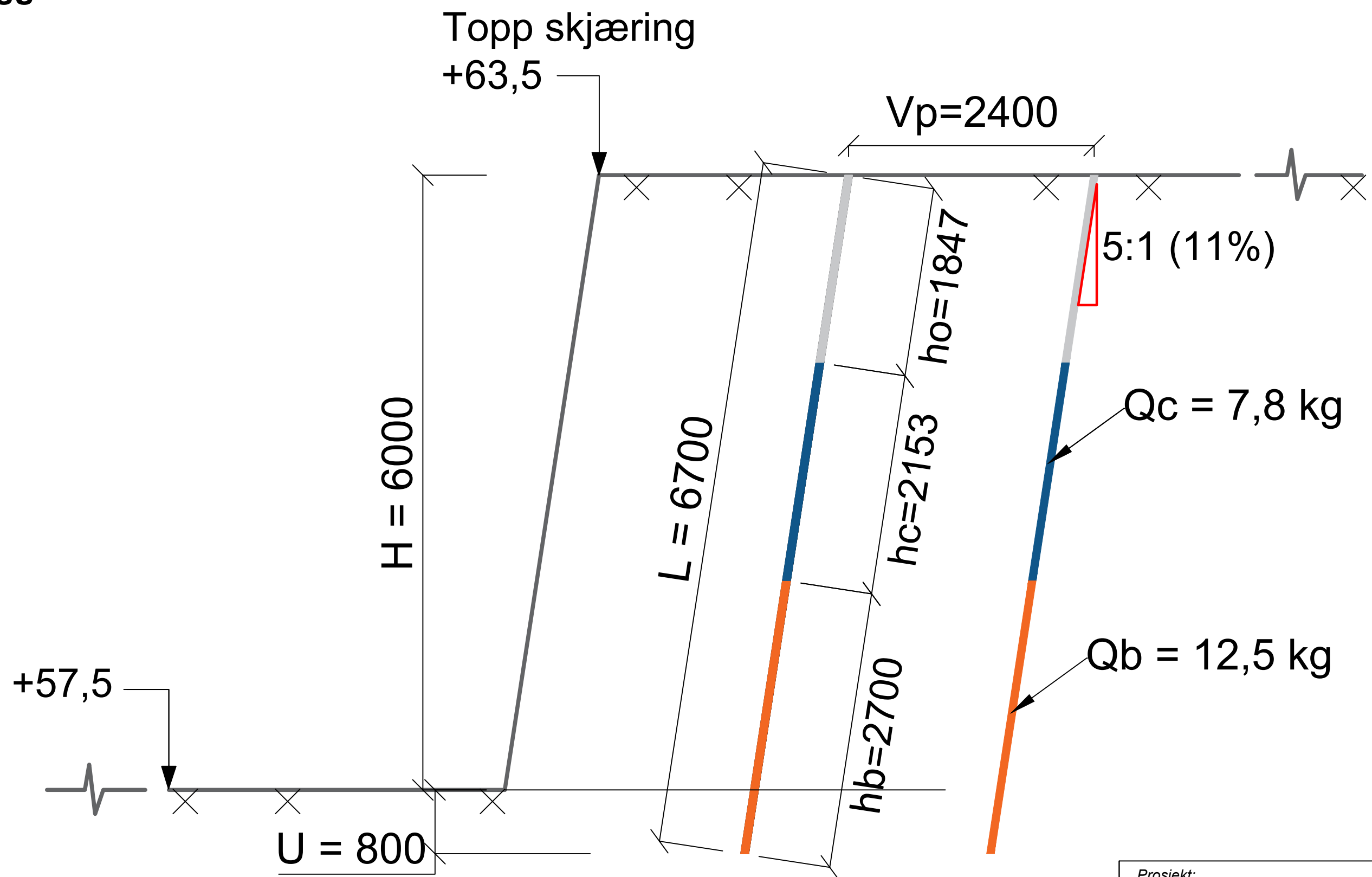
# Vedlegg E

← Mot sør-vest



Prosjekt: TBYG3016 - Bacheloroppgave 2019.	
Prosjekterende: Morten Bjørsvik	Dato: 06.05.2019
© Alle rettigheter tilhører utførende, kopiering eller bruk av disse tegningene er forbudt uten skriftlig samtykke	
Målestokk: 1:100 (A3)	
Tegning: Snitt A	Nummer: A-2

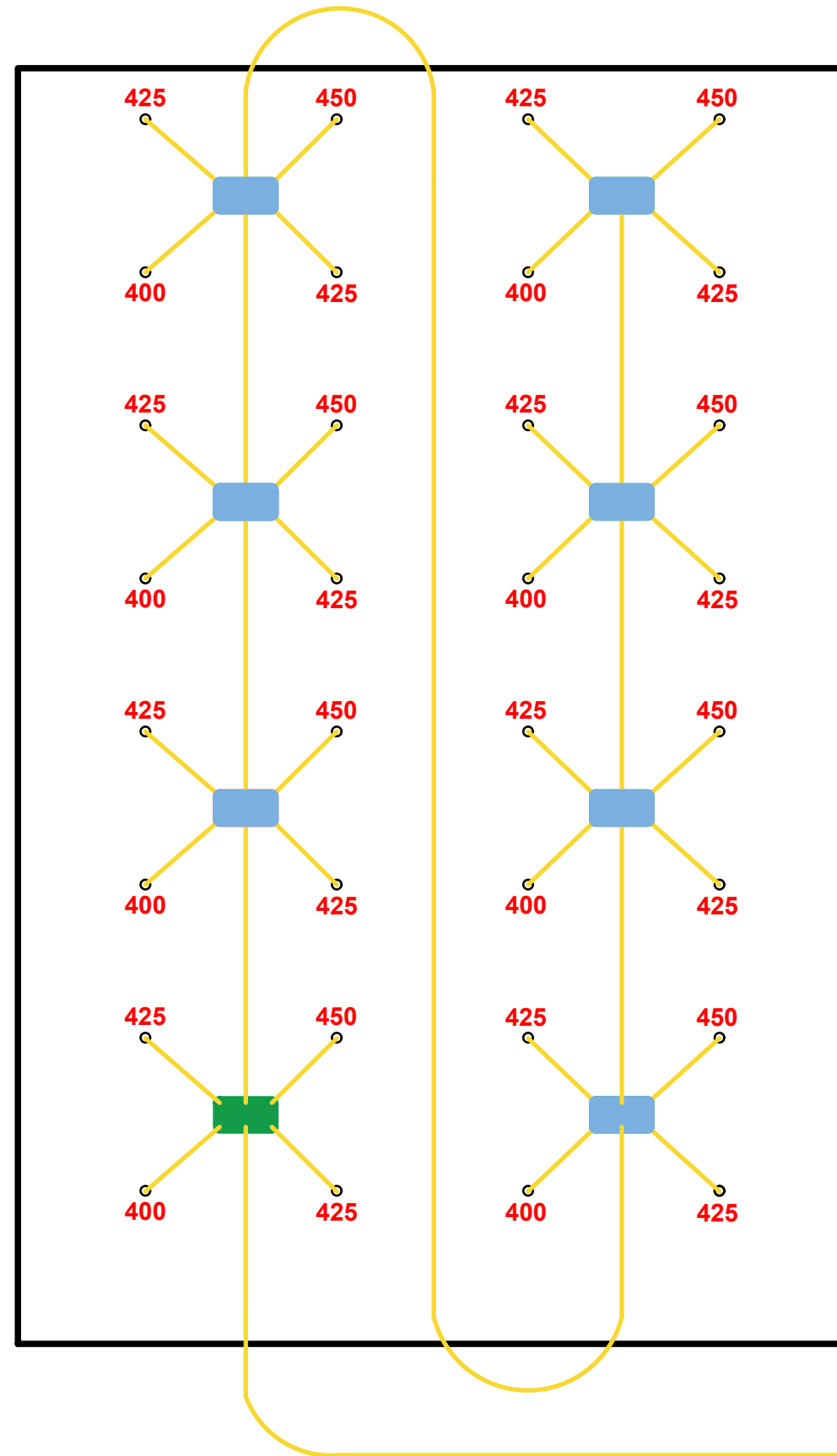
# Vedlegg F



Prosjekt: TBYG3016 - Bacheloroppgave 2019.	
Prosjekterende: Morten Bjørsvik	Dato: 06.05.2019
© Alle rettigheter tilhører utførende, kopiering eller bruk av disse tegningene er forbudt uten skriftlig samtykke	
Målestokk: 1:40 (A3)	
Tegning: Detalj av snitt	Nummer: A-3

# Vedlegg G

Sprengningsretning  
markert med svart pil.



Tenning med  
Nonel Unidet og  
εclip

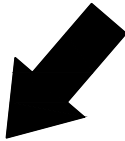
Røde tall angir forsinkning i  
tennere (millisekund)

■ Grønn εclip 0ms forsinkelse  
(nominelt 2ms)

■ Blå εclip 67ms forsinkelse

**Detonator**

Prosjekt: TBYG3016 - Bacheloroppgave 2019.	
Prosjekterende: Morten Bjørsvik	Dato: 06.05.2019
© Alle rettigheter tilhører utførende, kopiering eller bruk av disse tegningene er forbudt uten skriftlig samtykke	
Målestokk: 1:100 (A3)	
Tegning: Tenningsplan	Nummer: A-4

  
Mot vest