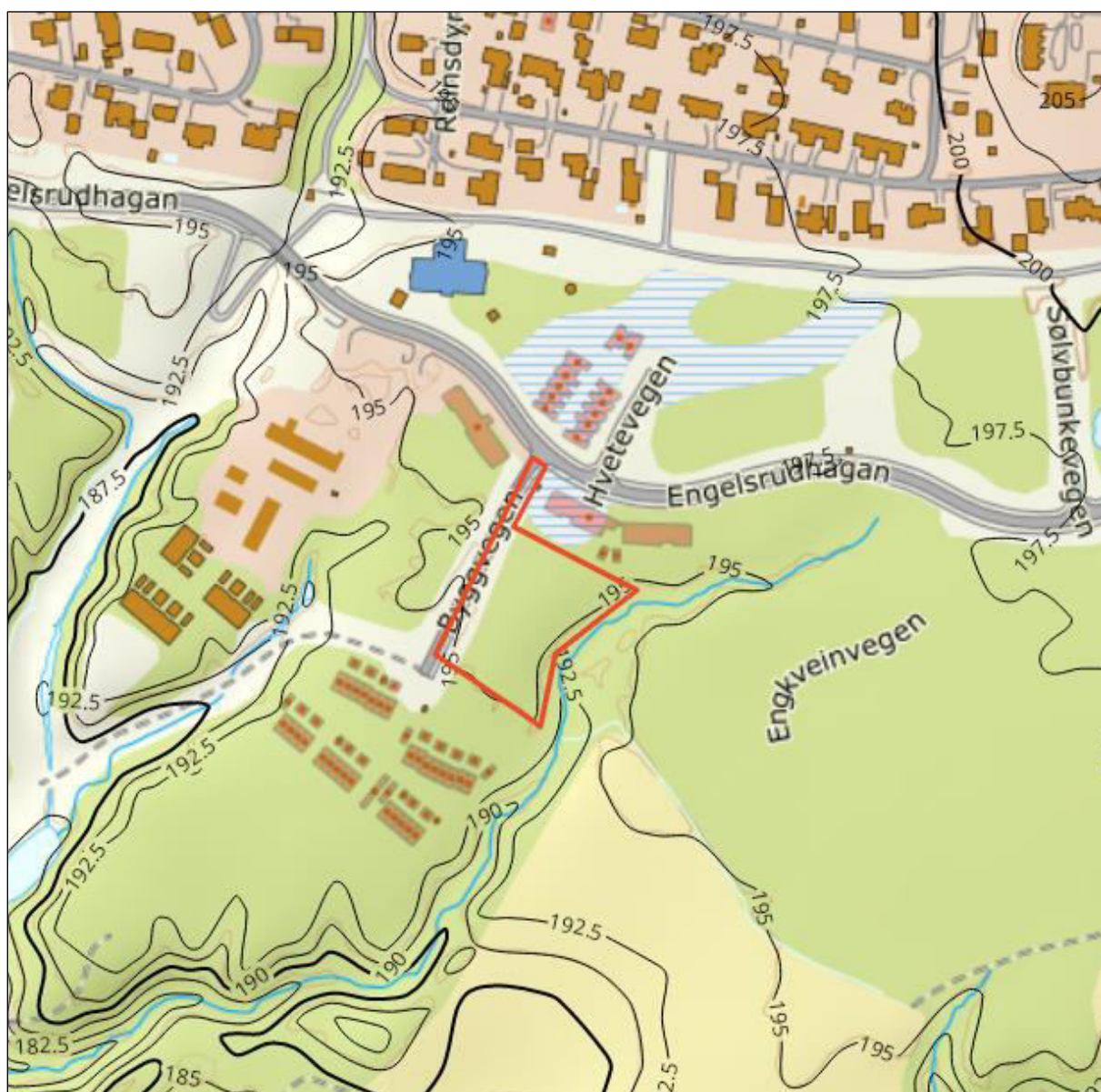


ENGELSRUDHAGEN BKS2

NANNESTAD KOMMUNE

GEOTEKNISK NOTAT

NOT_7242584-04-01



Dokument ID: NOT_7242584-04-01_Engelsrudhagen BKS2		Prosjekt nr.: 7242584-04	Dato: 27.06.2025
Oppdragsgiver: Engelsrudhagen AS Trondheimsvegen - Jessheim 55 2050 Jessheim Att. Pål Christian Wethal		Prosjekt: ENGELSRUDHAGEN BKS2 GEOTEKNISK NOTAT	
Sammendrag: Foreliggende notat oppsummerer resultatene fra gjennomførte felt- og laboratorieundersøkelser, og gir en beskrivelse av grunnforholdene innenfor det undersøkte området. Videre defineres relevante prosjekteringsforutsetninger og det gis anbefalinger og krav knyttet til utgraving, fundamenteringsforhold og eventuelle sikringstiltak for bygninger og tilhørende VA-infrastruktur (lokalstabilitet). I tillegg er områdestabilitetsforhold vurdert iht. NVEs regelverk. Løsmassene innenfor prosjektområdet vurderes å bestå av <i>et middels fast 2-3 m tykt topplag bestående av humusholdig leire, til dels leirig silt. I ett borpunkt er det også siltig sand i topplaget.</i> Under dette nivået er det registrert bløt til meget bløt leirig silt og leire. Fra ca. 5 m dybde viser massene sprøbruddegenskaper i ett borpunkt, og fra ca. 11-12 m dybde og videre nedover er leiren klassifisert som kvikkleire. Prosjektet plasseres i geoteknisk kategori 2, pålitelighetsklasse RC2/CC2, og tiltaksklasse 2 etter PBL/SAK10. Planlagt tiltak plasseres i tiltakskategori K4 iht. NVEs veileder 1/2019. Det er krav om uavhengig kontroll både etter SAK10 og NVEs veileder 1/2019. Vurderingene etter NVEs veileder 1/2019 resulterer i en ny faresone for kvikkleire i området. Faresonen har faregrad middels, skadekonsekvens alvorlig og risikoklasse 3. Det er utført stabilitetsberegninger for tre snitt, hvorav snitt A-A' og snitt B-B' viser lokalstabilitet og snitt C-C' gjelder for områdestabilitet. Det er avdekket gjennom stabilitetsberegninger av skråninger øst/sørøst for ny bebyggelse at det er delvis svært lav skråningsstabilitet, derfor skal det utføres motfylling og erosjonssikring i form av bekkeheving for å forbedre stabiliteten og ivareta områdestabiliteten. Etter oppfylling av ravinedalen kan boligene fundamenteres på vanlig måte med stripefundamenter og gulv på grunnen. Løsningen er ikke en fullstendig setningsfri løsning, men setningene forventes å bli relativt små og jevne dersom laster spres godt. Som alternativ bør det kunne benyttes kompensert fundamentering.			
Utarbeidet av:		Mohammad Ashraf Ali / Sivilingeniør, geotekniker Håvard Berget / Sivilingeniør, geotekniker	
Kontrollert av:		Martin Weiz / Sivilingeniør, geotekniker	
Oppdragsleder:		Morten Bjøntegaard	
Rev.	Dato	Revisjonen gjelder	Sign.
01	07.08.2025	Endringer etter uavhengig kontroll	HBE
		Envidan AS Søndre Kullerød 4A NO-3241 Sandefjord post@envidan.no Tlf. +47 479 23 606 www.envidan.no Org. nr. 927 269 287	

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	2
1.1	Prosjektområde	2
1.2	Reguleringsområde	3
2	Planlagt utvikling på BKS2	4
3	Grunnforholdbeskrivelse	6
3.1	Oppsummering av tidligere kartlegging og grunnforhold	6
3.2	Utførte grunnundersøkelser	7
3.3	Grunnforhold	9
4	Geotekniske prosjekteringsforutsetninger	10
4.1	Regelverk og veiledere	10
4.2	Grunnlag for geoteknisk prosjektering	12
4.3	Kvalitetssystem	13
4.4	TEK17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger	13
4.5	TEK17 § 10-2, Konstruksjonssikkerhet	15
4.6	Seismisk dimensjonering	15
4.7	Krav til materialfaktor/sikkerhetsfaktor	16
4.8	Geotekniske parametere	16
4.9	Laster	16
5	Områdestabilitet	17
5.1	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde..	18
5.2	Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsne- og utløpsområder	19
5.3	Klassifiser faresoner	22
5.4	Dokumenter tilfredsstillende sikkerhet	22
5.4.1	Lokalstabilitet, profil A-A' og B-B'	22
5.4.2	Områdestabilitet, profil C-C'	22
5.5	Beregningsresultater	23
5.5.1	Beregningsresultater for profil C-C'	26
5.5.2	Beregningsresultater for profil A-A' og profil B-B'	26
6	Motfylling og erosjonssikring	26
7	Geoteknisk vurdering og lokalstabilitet	29
7.1	Etablering av nytt-VA-anlegg	29
7.1.1	Generelle vurderinger for sikring av grøfter og gravearbeider	30
7.1.2	Håndtering av grunnvann og overvann	32
7.1.3	Graving i grøfteskasser – VA-anlegg	32
7.1.4	Bunnoppressing	34
7.2	Fundamentering boligbebyggelse	34
7.3	Mellomlagring av masser	35
7.4	Telefarlighet veg	35
7.5	Naboforhold	35
7.6	Krav til kontroll	35
8	Sluttkommentar	37
	Referanseliste	38
	Vedlegg	39

1 Innledning

Engelsrudhagen AS har engasjert Envidan AS for å utføre geoteknisk detaljprosjektering i forbindelse med planlagt utbygging av boligområdet Engelsrudhagen i Nannestad kommune. Utbyggingen er planlagt gjennomført trinnvis og omfatter konsentrert småhusbebyggelse, herunder lavblokker, carporter/garasjer med tilhørende boder, lekeplasser, kjøreveger, gangarealer og øvrig tilhørende infrastruktur (VA-anlegg).

Envidan har tidligere gjennomført en overordnet vurdering av grunnforholdene og anbefalt behovet for supplerende grunnundersøkelser i notat *NOT_7242584-01-01_RevA_Engelsrudhagen BKS2*, datert 19.12.2024. Dette notatet inkluderte en foreløpig boreplan med anbefalte metoder og omfang, som grunnlag for detaljprosjektering.

Grunnundersøkelser er i etterkant bestilt av oppdragsgiver og gjennomført av Romerike Grunnboring AS. Envidan har utarbeidet boreplanen og spesifisert boremetoder for undersøkelsene, basert på foreløpig plangrunnlag datert 12.09.2024, samt tilgjengelig informasjon om eksisterende grunnforhold i området. Resultatene fra grunnundersøkelsene, sammen med prosjekteringsgrunnlaget, danner nå grunnlag for denne geotekniske vurderingen.

Foreliggende notat oppsummerer resultatene fra gjennomførte felt- og laboratorieundersøkelser, og gir en beskrivelse av grunnforholdene innenfor det undersøkte området. Videre defineres relevante prosjekteringsforutsetninger og det gis anbefalinger og krav knyttet til utgraving, fundamenteringsforhold og eventuelle sikringstiltak for bygninger og tilhørende VA-infrastruktur (lokalstabilitet). I tillegg er områdestabilitetsforhold vurdert iht. NVEs regelverk.

Revisjon 01 inneholder endringer knyttet til tilbakemeldinger fra uavhengig kontrollør Geoteknia, fra deres kontroll iht. NVE veileder 1/2019. Alle endringer er angitt med kursiv skrift.

1.1 Prosjektområde

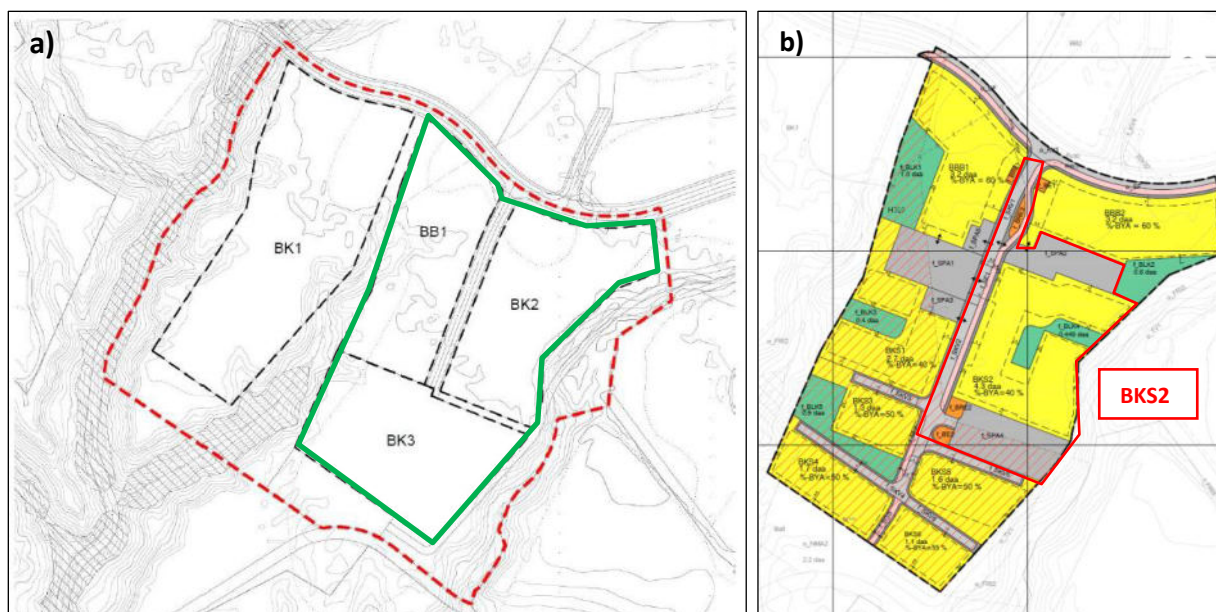
Prosjektområdet ligger i Engelsrudhagen, sentralt i Nannestad, omtrent 4 km nordvest for Oslo Lufthavn, Gardermoen. Området grenser til skogkledde arealer mot sør og øst, mens skogen i nord og vest i stor grad er avvirket. Figur 1 viser et flyfoto av prosjektområdet, inkludert delområdet BKS2.



Figur 1 Flyfoto som viser omtrentlig avgrensning av reguleringsområdet BKS2, markert med rød linje [kart.1881.no].

1.2 Reguleringsområde

Områdene BK2, BK3 og BB1 er regulert for utbygging, og reguleringsplanen ble vedtatt av kommunestyret 10.02.2021. Plankart for det aktuelle delområdet innenfor reguleringsområdet er vedlagt som Vedlegg 1 og gjengitt i Figur 2. Som en del av den trinnvise utbyggingen er BKS2 nå i detaljprosjektfasen, og vurderes i dette notatet.



Figur 2 a) Oversiktskart som viser detaljregulerte områder BK2, BK3 og BB1 (markert med grønt).
b) Situasjonsplan med tilhørende reguleringsbestemmelser. BKS2-område er vist med rødt.

2 Planlagt utvikling på BKS2

Envidans geotekniske vurderinger i dette notatet er basert på mottatt dokumentasjon og tegningsgrunnlag fra oppdragsgiver. Det mottatte materialet omfatter situasjonsplan, fasade- og terrengprofiler, plantegninger og snitt av de nye bygningene, utarbeidet av Vårdal arkitekter på vegne av Weenbo AS. Flertallet av tegningene er foreløpige (status: forprosjekt) og datert 12.09.2024. Følgende tegninger og dokumenter er mottatt fra oppdragsgiver og ligger til grunn for vurderingene i dette notatet:

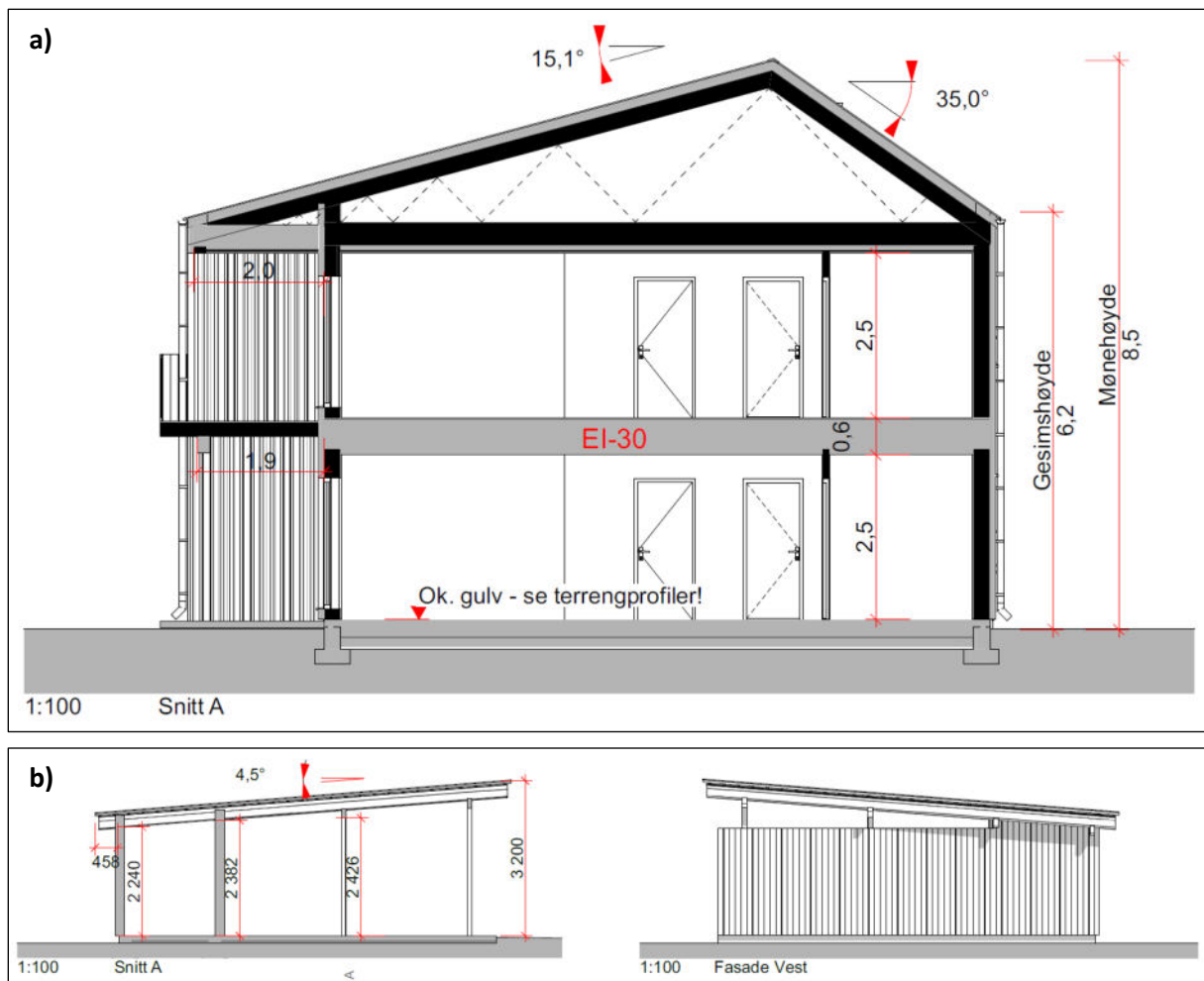
Tabell 1 Oversikt over mottatt tegningsgrunnlag fra oppdragsgiver (utarbeidet av Vårdal arkitekter).

Nr.	Prosjekt	Tegningstittel	Tegningsnr.	Dato	Merknad
1	Engelsrudhagen BKS2	Situasjonsplan	A10-10	12.09.2024 (Rev. A)	
2	Carporter SPA2	Carport Plan, snitt, fasader	A20-01	17.09.2024 (Rev. A)	
3	Alna 48 _ 4M Hus 9	Plan 1. Etasje	A20-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
4	Alna 48 _ 8M	Plan 1. Etasje	A20-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
5	Alna 56 _ 8M	Plan 1. Etasje	A20-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
6	Alna 70 _ 4M	Plan 1. Etasje	A20-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
7	Alna 56 _ 2M	Plan 1. og 2. Etasje	A20-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
8	Carporter SPA4	4 Plasser - Plan, snitt, fasader	A20-02	17.09.2024 (Rev. A)	
9	Alna 48 _ 4M Hus 9	Plan 2. Etasje	A20-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
10	Alna 48 _ 8M	Plan 2. Etasje	A20-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
11	Alna 56 _ 8M	Plan 2. Etasje	A20-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
12	Alna 70 _ 4M	Plan 2. Etasje	A20-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
13	Carporter SPA4	8 Plasser - Plan, snitt, fasader	A20-03	17.09.2024 (Rev. A)	
14	Carporter SPA4	11 Plasser - Plan, snitt, fasader	A20-04	17.09.2024 (Rev. A)	
15	Alna 48 _ 4M Hus 9	Snitt A	A30-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
16	Alna 48 _ 8M	Snitt A	A30-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig

Nr.	Prosjekt	Tegningstittel	Tegningsnr.	Dato	Merknad
17	Alna 56 _ 2M	Snitt A	A30-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
18	Alna 56 _ 8M	Snitt A	A30-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
19	Alna 70 _ 4M	Snitt A	A30-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
20	Alna 48 _ 4M Hus 9	Fasade 1 og 2	A40-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
21	Alna 70 _ 4M	Fasade 1 og 2	A40-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
22	Alna 48 _ 8M	Fasade Nord og Øst	A40-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
23	Alna 56 _ 2M	Fasade Nord og Øst	A40-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
24	Alna 56 _ 8M	Fasade Nord og Øst	A40-01	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
25	Alna 48 _ 4M Hus 9	Fasade 3 og 4	A40-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
26	Alna 70 _ 4M	Fasade 3 og 4	A40-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
27	Alna 48 _ 8M	Fasade Sør og Vest	A40-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
28	Alna 56 _ 2M	Fasade Sør og Vest	A40-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig
29	Alna 56 _ 8M	Fasade Sør og Vest	A40-02	12.09.2024 (Rev. A)	Foreløpig

Det planlegges oppført ni bolighus i to etasjer, samt fire garasjer/carporter med tilhørende boder. I tillegg inngår lekeplasser, kjøreveger og fortau som en del av utbyggingsområdet. Figur 3 viser situasjonsplanen for utbyggingsområdet (se også Vedlegg 1), mens Figur 4 illustrerer et eksempel på et snitt av Hus 1 og Carport 11 Plasser.





Figur 4 a) Snitt for Hus 1 (Rev. A, datert 12.09.2024).

b) Snitt og fasaderiss for Carport 11 Plasser (Rev. A, datert 12.09.2024).

I forbindelse med utbyggingen er det prosjektert nytt VA-anlegg av Envidan AS. Utgraving for de planlagte kummene og kassetmagasinene er generelt beregnet til 2,5 - 3,5 m under eksisterende terrengnivå. Plan- og profildata for det nye VA-anlegget er vist i de foreløpige tegningene H2.01 og H3.01 i Vedlegg 2.

3 Grunnforholdbeskrivelse

Det henvises til Envidans notat NOT_7242584-01-01_RevA_Engelsrudhagen BKS2, datert 19.12.2024, for nærmere informasjon om grunnforholdene basert på tilgjengelige nasjonale databaser samt tidligere gjennomførte grunnundersøkelser i nærområdet [1].

3.1 Oppsummering av tidligere kartlegging og grunnforhold

Følgende oppsummering er basert på offentlige data, kartgrunnlag og tidligere utførte grunnundersøkelser i og rundt det aktuelle prosjektområdet:

- **Topografi:**

Tiltaksområdet ligger i et tilnærmet flatt terreng på ca. kote +195. Området avgrenses av

raviner mot sør og øst, hvor ravinen i sørvest skråner ned til ca. kote +185. Skråningen har stedvis bratt helning, med et gjennomsnitt på ca. 1:12.

▪ **Kvartærgeologi:**

Ifølge NGUs kvartærgeologiske kart ligger området under marin grense og består hovedsakelig av finkornede marine avsetninger (silt og leire), med potensial for sprøbruddmateriale og kvikkleire. Kartdata er generaliserte og gir begrenset informasjon om dybdefordeling og mektighet.

▪ **Grunnforhold:**

Tidligere grunnundersøkelser (bl.a. Løvlien Georåd AS, 2012, ref. [2]) indikerer 1-5 m tørrskorpeleire/siltig sand over leire med bløte til middels faste egenskaper. Det er dokumentert forekomster av sprøbruddmateriale og kvikkleire i flere punkter i nærområdet, i dybdeintervaller fra 1 m til over 12 m. Leirmassene har høy sensitivitet, og enkelte målinger viser svært lav omrørt skjærstyrke (< 2 kPa). Grunnforholdene vurderes som krevende, med stor betydning for både lokal- og områdestabilitet.

▪ **Dybde til fjell:**

Dybde til fjell i området er betydelig, med dybder på over 25 m i nærheten av prosjektområdet.

▪ **Grunnvannstand og poretrykk:**

Tidligere målinger viser grunnvannsnivå mellom 0,6 til 2,4 m under terreng og tilnærmet hydrostatisk poretrykk. Enkelte punkter viser svakt poreovertrykk.

De tidligere grunnundersøkelsene indikerer utfordrende grunnforhold i området, med sprøbruddmateriale og kvikkleire. Dette kan ha betydelig innvirkning på både lokal- og områdestabilitet. Opparbeidelse av planlagt tiltak krever derfor spesiell aktsomhet og at arbeidsprosedyrer blir avklart med fagkyndig geotekniker.

3.2 Utførte grunnundersøkelser

Grunnundersøkelsene for dette prosjektet ble bestilt av oppdragsgiver og utført av Romerike Grunnboring AS (RGB) i perioden 16.12.2024 – 19.12.2024. Boreprogram og boreplan er utarbeidet av Envidan (Vedlegg 3). Plassering av utførte sonderinger og prøvetaking fremgår av Figur 5. Det praktiske ansvaret for koordinering og oppfølging av feltarbeidet ble hovedsakelig ivaretatt av oppdragsgiver.

Følgende grunnundersøkelser har blitt utført:

- 6 stk. totalsonderinger
- 1 stk. trykksonderinger (CPTu), BH11
- 2 stk. prøveserier (3 stk. poseprøver, 4 stk. Ø54 mm sylindere), BH3 og BH11
- Naverboring BH-A, som ble plassert ved planlagt fordrøyningsmagasinet, ble ikke utført
- Det ble ikke installert poretrykksmålere under feltundersøkelsene

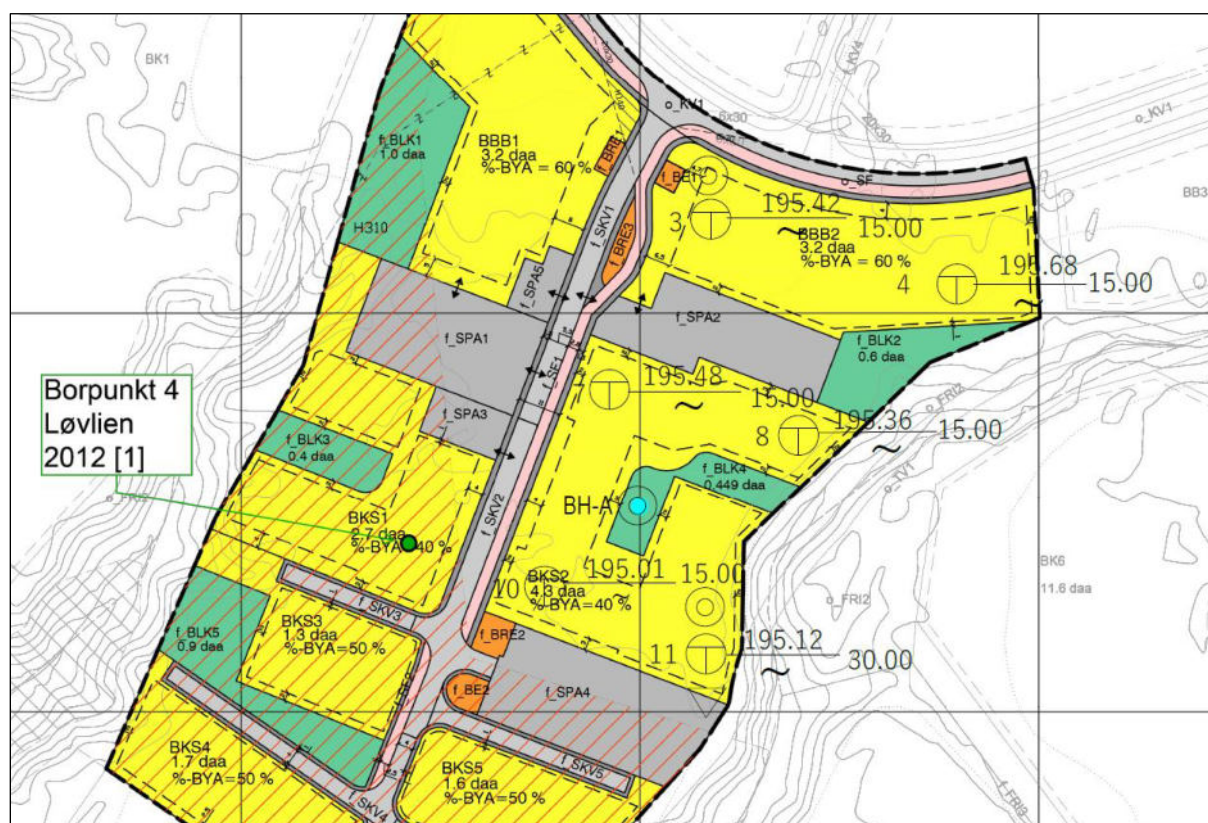
Per dags dato foreligger det ingen separat geoteknisk datarapport for de utførte grunnundersøkelsene fra RGB. Vedlegg 3 inneholder profiler av alle totalsonderinger og prøvekort fra

prøveserie ved BH3 og BH11. Laboratorieundersøkelsene er utført av Romerike GeoLab AS i perioden 06.06. – 10.06.2024. For detaljer av resultatene vises det til laboratorierapport nr. 20091, som også er inkludert i Vedlegg 3.

Borpunktene ble målt inn med GPS (UTM32, NN2000). Følgende Tabell 2 viser koordinater. Opprinnelig var det planlagt å utføre grunnundersøkelser i flere borpunkter, som allerede var gitt nummere. Det er derfor borpunktene i Tabell 2 ikke er nummerert fra borpunkt 1-6.

Tabell 2 Innmålt plassering av borepunkter.

Borpunkt	Koordinater (EUREF89, UTM 32, NN 2000)		
	N	E	Høyde
	[m]	[m]	[m]
BH3	6677522.151	612316.095	195.424
BH4	6677509.076	612370.829	195.676
BH7	6677481.394	612299.743	195.477
BH8	6677466.877	612338.671	195.358
BH10	6677423.280	612289.415	195.014
BH11	6677412.898	612316.053	195.121
BH-A (ikke utført)	6677453.228	612302.456	195.215



Figur 5 Borplan med utførte grunnundersøkelser. Borpunkt BH-A ble ikke utført.

3.3 Grunnforhold

Totalsonderingene er avsluttet uten å oppnå stopp i berg på dybder på 15 m (BH3, BH4, BH7, BH8, BH10) og 30 m (BH11). Totalsonderingene BH3 og BH4 indikerer generelt en økende bormotstand fra toppen til ca. 2-3 m under terreng, mens de øvrige sonderingene viser varierende bormotstand innenfor de øverste 0-3 m i profilene. Under dette nivået består grunnforholdene av leiravsetninger med liten til meget liten bormotstand som stort sett ikke øker med dybden.

Basert på de utførte beskrivelsene av undergrunn på stedet og analyser av prøvematerialet fra området, består topplaget hovedsakelig av humusholdig silt, leirig silt eller siltig sand. Fra omtrent 2-3 m dybde er det leirig silt og leire som i tillegg klassifiseres delvis som sprøbruddsmateriale fra 5 m dybde, og som kvikkleire fra ca. 8-10 m dybde.

I borehull BH3 ble det tatt opp én blandeprøve (poseprøve) og tre uforstyrrede 54 mm sylinderprøver. Fra borehull BH11 ble det tatt opp to blandeprøver og fire sylinderprøver. Laboratoriearbeidene omfattet blant annet analyser av vanninnhold, konsistensgrenser og kornfordeling, samt rutineundersøkelser og spesialforsøk av de innsamlede prøvene.

Målt vanninnhold i leire/siltig leire varierer fra 27,1 til 39,9 %. Tyngdetettheten i leiren varierer mellom 18,7 og 20,2 kN/m³. Resultatene fra konsistensgrenseanalysene (plastisitetsgrenser) indikerer at de undersøkte leirmassene varierer fra bløt til meget bløt konsistens.

Konus og enaksiale trykkforsøk angir massenes udrenerte skjærfasthet (c_u) som viser en variasjon med dybden og jordartstypen. For de øverste lagene som ikke er kvikke, inkludert sprøbruddsmateriale i BH11, viser resultatene at leire og siltig leire har varierende skjærfasthet fra lav til høy, og har hovedsakelig middels til høy sensitivitet. Kvikkleirelaget derunder er meget sensitiv og påvises ut fra omrørt c_u -verdiene som ligger på 0,09-0,11 kPa.

Det ble utført ett treaksialforsøk samt ett ødometerforsøk på en dybde på 12,8 m og 12,9 m i borpunkt BH11. Et annet ødometerforsøk ble utført på 6,8 m i borpunkt BH3. Treaksialforsøket viser i BH11 en skjærfasthet på ca. 44 kPa ved brudd (dårlig forsøk iht. HBV, se også Figur 7 i Vedlegg 3). På grunn av lav forsøkskvalitet er friksjonsvinkel og attraksjon vurdert som ikke representativt for materialets egenskaper. For stabilitetsberegningene er det derfor benyttet antatte verdier basert på erfaring og sammenlignbare jordarter, med friksjonsvinkel ϕ i området 20-23° og attraksjon $a = 1$ -2 kPa. Ødometerforsøket ved BH3 viser modul $M_{OC} = 5,5$ MPa og modultall $m_{NC} = 21,4$. Ødometerforsøket ved BH11 er av dårlig kvalitet og eksakte verdier kan ikke tolkes fra dette forsøket.

Tolking av udrenert skjærfasthet (c_u) fra CPTu-sonderingene er utført med Statens vegvesens regneark (versjon: 2023.03). Tolkingsresultater er vist i Vedlegg 4. Regnearket gir blant annet design styrkeprofil med dybden. Disse tolkningene er delvis avhengige av enkelte antakelser, bl.a. grunnvannsnivået. Siden det ikke ble installert poretryksmåler under de utførte grunnundersøkelsene, er grunnvannstanden anslått å ligge på 0,6 m under terrengnivå. Dette anslaget er basert på data fra tidligere målinger i nærområdet. Den utførte CPTu-boringen gir et relativt bra helhetsinntrykk og bra samsvar mellom målestørrelser. Resultatene fra regnearket indikerer at leirmassene er generelt karakterisert som bløte, med lav økning av den udrenerte skjærfastheten i dybden (middels skjærfasthet fra ca. 10 m dybde). Resultatene fra regnearket indikerer at leirmassene er overkonsolidert på toppen, og er normalkonsolidert fra ca. 10 m dybde.

Det henvises til oppsummeringen av laboratorieresultater i ref. [3] for mer detaljer om grunnforhold.

4 Geotekniske prosjekteringsforutsetninger

Følgende avsnitt inneholder generelle prosjekteringsforutsetninger og myndighetskrav for alle geotekniske vurderinger ifm. dette prosjektet. Geoteknisk prosjektering omfatter oppgaver knyttet til løsmasser, men ikke miljøgeologiske eller ingeniørgeologiske problemstillinger.

Prosjektet består av følgende konstruksjoner (se også plantegninger i Vedlegg 1 for detaljer):

- 9 Bolighus/leilighetsbygg (2 etasjer)
- Vannledninger
- Spillvannsledninger
- Overvannsledninger
- Flere kummer og kumgrupper
- Fordrøyningsmagasin
- Ev. pumpestasjon
- Etablering av veg

Løsmassene innenfor prosjektområdet vurderes å bestå av *en blanding av* middels fast til fast silt, leirig silt eller siltig sand i topplaget, ned til ca. 2-3 m dybde. Under dette nivået er det registrert bløt til meget bløt leirig silt og leire. Fra ca. 5 m dybde viser massene sprøbruddegenskaper, og fra ca. 8-10 m dybde er leiren klassifisert som kvikkleire.

Det er planlagt ni bolighus/leilighetsbygg av lette trekonstruksjoner på to etasjer uten kjeller og med etasjeskillere i betong. Generelt er byggene planlagt på nivå med dagens terreng, men med noe oppfylling og utgraving enkelte steder. Det henvises til tegningsunderlag for ytterligere detaljer.

Det planlegges å grave i åpen grøft for det nye VA-anlegget. Planlagt dybde av utgravingen for ledninger er inntil ca. 3,5 m fra eksisterende terreng (Vedlegg 2). Det kan ikke utelukkes at det påtreffes dårlige grunnforhold i form av bløt leire ved maks. gravedybde. Derfor er det mulig at utførelsen kan trenge midlertidig støttekonstruksjoner eller seksjonsvis utgraving. Det er sannsynlig at det vil bli noe behov for håndtering av grunn- og overvann.

De gitte grunnforholdene og generelle forutsetningene fører til et prosjekt av middels vanskelighetsgrad, middels kompleksitet og middels store konsekvenser av eventuelle feil ved prosjektering. Opparbeidelse av planlagt tiltak krever derfor spesiell aktsomhet og at arbeidsprosedyrer blir avklart med geotekniker.

4.1 Regelverk og veiledere

For byggesaker må det tas hensyn til kravene i Plan- og bygningsloven (PBL), byggesaksforskrift (SAK10) og Byggeteknisk forskrift (TEK17). Forskriftene setter krav til tiltak innenfor viktige områder som f.eks. visuell kvalitet, universell utforming, sikkerhet mot naturpåkjenning, helse, miljø og sikkerhet (HMS). Kravene gjelder blant annet for tiltak omfattet av PBL § 20-1, uavhengig av om arbeidene krever søknad til kommunen eller ikke. I tillegg til dette regelverket oppsummerer Tabell 3 de relevante eurokodene med nasjonale tillegg.

Tabell 3 Relevante regelverk og veiledere for geoteknisk prosjektering.

Regelverk / Veiledere		Beskrivelse	Ref.
PBL		Plan- og bygningsloven	[4]
SAK10		Byggesaksforskriften med veiledning	[5]
TEK17		Byggteknisk forskrift med veiledning	[6]
Eurokode 0	NS-EN 1990:2002 +A1:2005+AC:2010+NA:2016	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	[7]
Eurokode 1	NS-EN 1991-1-1:2002 +NA:2019	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger	[8]
Eurokode 7	NS-EN 1997-1:2004 +A1:2013+NA:2020	Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler	[9]
Eurokode 8	NS-EN 1998-1:2004 +A1:2013+NA:2021	Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	[10]
Arbeids- tilsynet	Forskrift om utførelse av arbeid	Forskrift om utførelse av arbeid, bruk av arbeidsutstyr og tilhørende tekniske krav – Kapittel 21. Gravearbeid	[11]

Plan- og bygningsloven og TEK17 setter ikke egne krav til konstruksjonssikkerhet (f.eks. sikkerhet mot brudd). TEK17 sier i § 10-2 at sikkerhetskrav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig tilstand, anses som oppfylt når prosjektering av konstruksjoner iht. NS-EN 1990, og underliggende standarder i serien NS-EN-1991 til NS-EN-1999 med tilhørende nasjonale tillegg, er fulgt.

Norsk standard NS-EN 1990 (Eurokode 0) definerer byggverkets plassering med hensyn til konsekvensklasse (CC) og pålitelighetsklasse (RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av ulike byggverk og konstruksjoner i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1(901).

NS-EN 1991 (Eurokode 1) angir bestemmelser for påvirkninger (laster) på konstruksjoner. Geotekniske laster og jordskjelvpåvirkninger er ikke inkludert i NS-EN 1991, men bestemmes etter NS-EN 1997 (Eurokode 7) og NS-EN 1998 (Eurokode 8). NS-EN 1997-1 gir generelle regler for geoteknisk prosjektering og stiller krav til sikkerhet i geoteknisk prosjektering og utførelse i områder med jordmasser utenfor kvikkleire-/sprøbruddmateriale.

Kontrollkrav for geoteknisk prosjektering og utførelse etter Norsk Standard er avhengig av pålitelighetsklasse (NS-EN 1990) og geoteknisk kategori (NS-EN 1997-1). Plan- og bygningsloven og SAK10 omtaler kontroll hovedsakelig i SAK10 § 9 (tiltaksklasse), § 14-2 og 14-7, og lener seg på bestemmelsene i Norsk Standard.

I tillegg, og i den grad de er relevante, anbefales følgende veiledninger og håndbøker benyttet:

- Statens vegvesen (SVV): Vegnormal N200 – Vegbygging [12]
- Statens vegvesen (SVV): Håndbok N-V220 – Geoteknikk i vegbygging [13]

- Statens vegvesen (SVV): Håndbok V221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [14]
- NVEs veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred [15]
- Byggegrepveilederen 2019 [18]
- NGFs meldinger og SVVs håndbøker ved utførelse av grunnundersøkelser

4.2 Grunnlag for geoteknisk prosjektering

Vurderingene som følger er blant annet basert på mottatt tegningsunderlag, tidligere og nylig utførte grunnundersøkelser, samt relevante kartdata fra NGU og NVE. De utførte grunnundersøkelsene vurderes å gi et tilstrekkelig og representativt grunnlag for de geotekniske vurderingene som er gjennomført. Det presiseres likevel at det ikke ble installert piezometer i området, og at enkelte laboratorieforsøk enten var beheftet med kvalitetsmessige avvik (treaksialforsøk av dårlig kvalitet) eller ikke lot seg gjennomføre som følge av prøvenes tilstand (kvikkleire).

Geoteknisk kategori, konsekvens-/pålitelighetsklasse, krav til prosjektering/utførelse er angitt i Tabell 4 nedenfor. Dette er et kort sammendrag med henvisning til originalkilden. De respektive bestemmelsene og tabellene finnes i originalkildene.

Prosjekteringsforutsetningene kan endres i utførelsesfasen dersom ny innsikt gir grunnlag for omklassifisering. Begge skal skriftlig dokumenteres og begrunnes.

Tabell 4 Oppsummering av prosjekteringsforutsetninger.

Sikkerhetsprinsipper	Kategori/klasse	Kommentar/begrunnelse	Ref.
Geoteknisk kategori	2	Konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold (utgravinger, fyllinger og jordarbeider).	[9]
Konsekvensklasse (CC)	CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.	[7]
Pålitelighetsklasse (RC)	RC2	Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller (bl.a. utfordrende grunnforhold med kvikkleire, skråning).	[7]
Prosjekteringskontrollklasse (PKK)	PKK2	Krav til kontrollform: - Egenkontroll (DSL 1) - Intern systematisk kontroll (DSL 2) - Utvidet kontroll (DSL 3)	[7]
Utførelseskontrollklasse (UKK)	UKK2	Krav til kontrollform: - Egenkontroll (IL 1) - Intern systematisk kontroll (IL 2) - Utvidet kontroll (IL 3)	[7]
Geoteknisk tiltaksklasse	2	Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990+NA plasseres i pålitelighetsklasse 2.	[5]

DSL = Design Supervision Levels

IL = Inspections Levels

For prosjekter i CC2/RC2 vil prosjekteringskontrollklassen bli PKK2 og utførelseskontrollklassen bli UKK2. Disse klassene medfører at det skal utføres egenkontroll, intern systematisk kontroll

(sidemannskontroll) samt utvidet kontroll. Utvidet kontroll i prosjekteringskontrollklasse PKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket (tilsvarende uavhengig kontroll i henhold til SAK10). Det henvises generelt til kapittel NA.A1.3.1(903) *Prosjekteringskontroll* i NS-EN 1990 [7].

SAK10 § 9-4 angir tiltaksklasser for ulike byggeprosjekter og fagområder. Prosjektet plasseres i tiltaksklasse 2 for geotekniske arbeider da den regnes som en konstruksjon plassert i pålitelighetsklasse 2 (CC2/RC2), samt fundamentering på tomt med vanskelige grunnforhold (kvikkleire). I tiltaksklasse 2 og 3 er det behov for obligatorisk uavhengig kontroll etter SAK10. Uavhengig kontroll begrenses til kontroll av at det er gjort kvalifisert undersøkelse for å bestemme geoteknisk kategori iht. Eurokode 7, fastsettelse av konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC) iht. Eurokode 0, og kontroll av rutiner og sjekklister. I forskriftens tredje ledd (SAK10 § 14-2) beskrives at dersom standardens anvisninger er fulgt, anses også forskriftens krav om uavhengig kontroll oppfylt.

Egenkontroll og intern systematisk kontroll vurderes å være ivaretatt av Envidans styringssystem. Utvidet kontroll skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller av et uavhengig foretak. Ansvarlig for kontroll av utførelse forutsettes avklart av tiltakshaver/entreprenør.

I henhold til Eurokode 7, kap. 2.4.7.3.4, benyttes dimensjoneringsmetode 3 for geoteknisk prosjektering. I denne metoden anvendes partialfaktorer på påvirkninger, eller på lastvirkninger fra konstruksjonene og på grunnens fasthetsparametere. Bruddgrensetilstand knyttet til områdeskred er blant annet vurdert som dimensjonerende, og det er lagt til grunn at stabiliteten skal dokumenteres med tilstrekkelig sikkerhet.

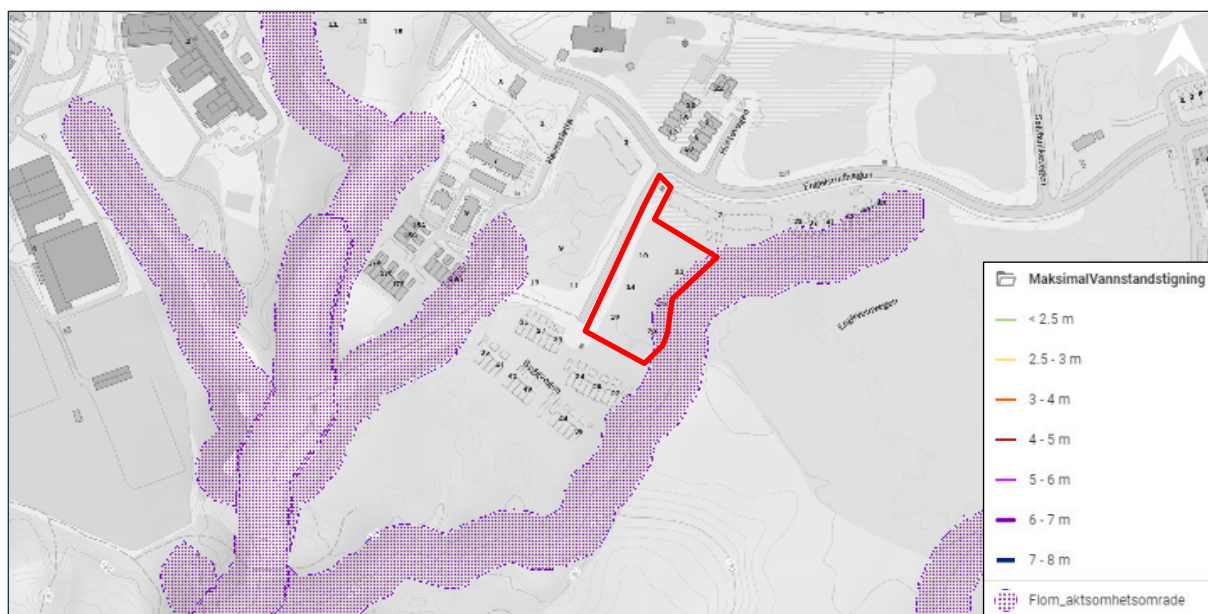
4.3 Kvalitetssystem

NS-EN 1990 [7] krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig. Envidan AS er sertifisert i henhold til NS-EN ISO 9001:2015 og kan utføre geoteknisk prosjektering for pålitelighetsklasse 2 og 3.

4.4 TEK17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK17 § 7 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred). Fare for naturpåkjenninger er sjekket mot NVE Atlas, og er behandlet i det første notatet *NOT_7242584-01-01_RevA_Engelsrudhagen BKS2* [1].

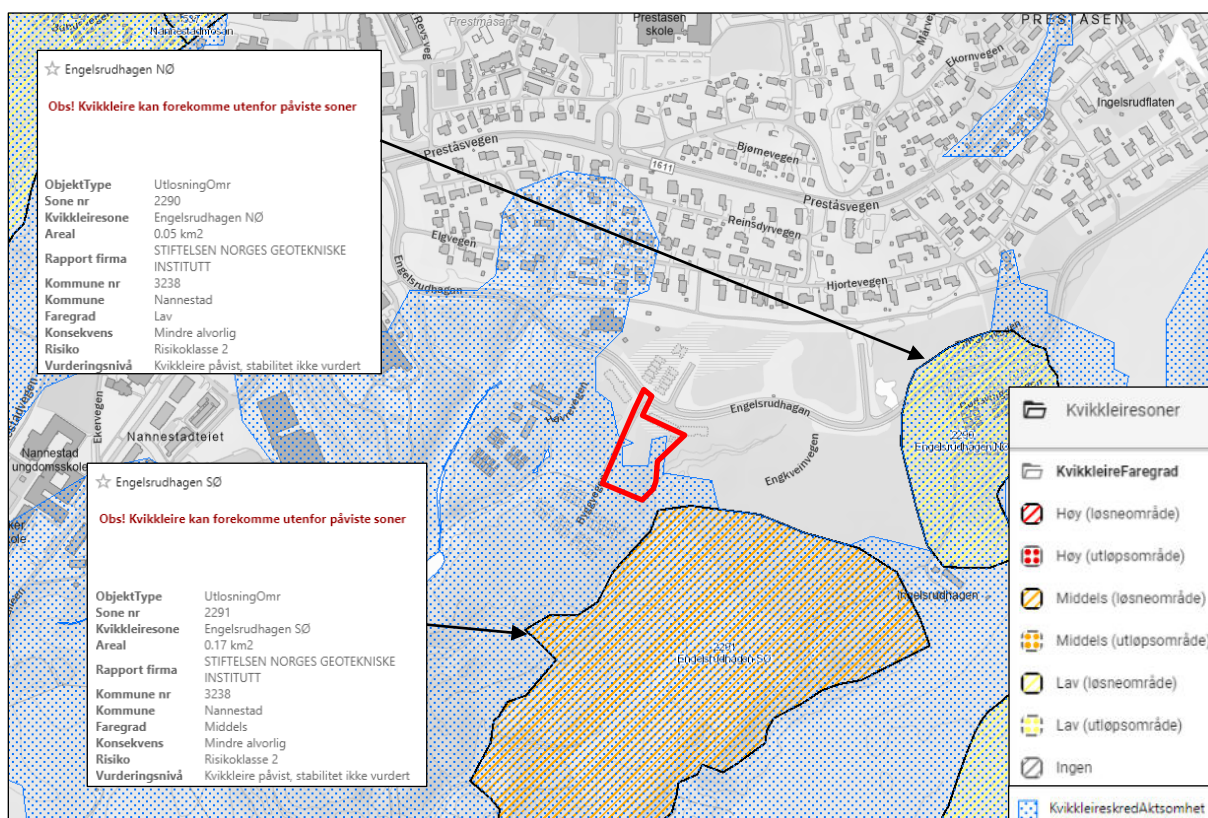
Planområdet ligger utenfor definerte aktsomhetsområder for skred, men berører delvis aktsomhetsområder for flom og kvikkleireskred. I løpet av prosjekteringsperioden ble NVEs aktsomhetskart for flom og stormflo oppdatert (status fra 12.06.2025), og som følge av dette ble bekkeravinen øst i planområdet inkludert i en flomsone som delvis overlapper tiltaksområdet (Figur 6). Geoteknisk prosjektering for VA-anlegget og boligområdet inneholder ingen detaljer knyttet til tiltak for å ivareta overvann og flom.



Figur 6 NVEs kart for aktsomhetsområde for flom (lilla) [atlas.nve.no].

Tiltaksområdet ligger under marin grense og innenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred, med påviste eller indikerte kvikkleireforekomster i samtlige borepunkter og med lagtykkelser mellom 6 og 31 m. Nærmeste kartlagte faresone *Engelsrudhagen SØ* (sone nr. 2291) ligger ca. 25 m sør for tiltaksområdet og er vurdert til middels faregrad, mindre alvorlig konsekvens og risikoklasse 2.

Det finnes også flere andre registrerte kvikkleiresoner i nærområdet, som illustrert i Figur 7.



Figur 7 NVEs kart for kvikkleiresoner (rød, oransje eller gul) og aktsomhetskart for kvikkleireskred (blå) [atlas.nve.no].

4.5 TEK17 § 10-2, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK17 § 10-1 og § 10-2 anses forskriftens minstekrav til konstruksjonssikkerhet som oppfylt når prosjekteringen gjennomføres i samsvar med metodene og kravene angitt i Norsk Standard NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende relevante standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg. Det legges til grunn at prosjekteringen utføres i henhold til disse Eurokodene, slik det fremgår av kap. 4.1.

På dette grunnlaget vurderes kravene i TEK17 § 10 som ivaretatt.

4.6 Seismisk dimensjonering

Jordskjelvberegning skal utføres iht. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 [10]. I standardens nasjonale tillegg, avsnitt NA.3.2.1(5), er det gitt utelatesekriterier for jordskjelvberegning. Det kreves ikke jordskjelvvurderinger når ett av disse kriteriene er innfridd.

NA.3.2.1(5) For konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates for tilfeller som oppfyller ett av følgende kriterier:

- konstruksjoner i seismisk klasse I;
- konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med en dimensjonerende brukstid mindre eller lik 2 år;
- konstruksjoner med dimensjonerende akselerasjon $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ beregnet med a) konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$, b) ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og c) med en konservativ antakelse av stivhet i grunn.

I henhold til Eurokode 8, tabell NA.2(901) [10] havner småhus og rekkehus i seismisk klasse I. Den aktuelle bebyggelsen for dette prosjektet er bolighus i to etasjer og garasjer/carporter. Dette defineres som småhusbebyggelse. De planlagte nye VA-ledningene og kummene defineres som nedgravde konstruksjoner. Både småhus og nedgravde konstruksjoner plasseres i seismisk klasse I, som vist i tabell NA.4 (902) fra NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 [10], se Figur 8.

I henhold til NA.3.2.1(5) (se over) kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates for dette prosjektet siden det plasseres i seismisk klasse I.

Tabell NA.4 (902) — Veiledende valg av seismisk klasse					
Byggverk	I	II	IIIa	IIIb	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store					x
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(x)	x	
Industrianlegg ^{a)}		x	x		
Tårn, skorsteiner, siloer	(x)	x			
Kaier og havneanlegg ^{b)}	x	(x)			
Støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner ^{c)}	x	(x)			
Byggverk med store, og vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: kjøpesentre, konferanselokaler, kinosaler, kulturelle institusjoner			x		
Byggverk med store, men sjeldne, ansamlinger av mennesker: tribuner, sportshaller		x			
Byggverk med små, men vedvarende, ansamlinger av mennesker og som ofte er i bruk: idrettsbygg		x			
Skoler og institusjonsbygg		(x)	x		
Kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg		x			
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus	x				
Landbruksbygg ^{d)}	x				
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x				
MERKNAD Kryss uten parentes angir normalt valg av seismisk klasse.					
a Der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold bør klasse IIIa velges.					
b Der havneanlegg er en del av industrianlegg må disse vurderes også som industrianlegg					
c Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA.					
d Landbruksbygg med fare for stor skade på miljø bør vurderes som industribygg					

Figur 8 Tabell NA.4 (902) fra NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 [10].

4.7 Krav til materialfaktor/sikkerhetsfaktor

Materialfaktor benyttes i effektivspenningsanalyser (drenert) og totalspenningsanalyser (udrenert). Materialfaktor iht. tabell NA.A.2 i NS-EN 1997-1 [9] settes til:

- $\gamma_m \geq 1,25$ for lag med drenert oppførsel
- $\gamma_m \geq 1,40$ for lag med udrenert oppførsel

4.8 Geotekniske parametere

Karakteristiske geotekniske parametere for løsmassene bestemmes på bakgrunn av utførte grunnundersøkelser. For områder hvor det ikke er utført lab-analyser eller CPTu-sonderinger, benyttes erfaringsverdier med bakgrunn i Statens vegvesen håndbok N-V220 [13] og ellers konservativt antatte verdier.

4.9 Laster

For naturlige masser skal dimensjonerende tyngdetetthet bestemmes på opptatte prøver fra det aktuelle området. For masser som det ikke foreligger prøver fra, benyttes erfaringstall for tyngdetetthet fra SVV HB N-V220 [13].

Følgende karakteristiske laster benyttes som grunnlag ([7] og [9]):

- Trafikklaster $q_k = 15$ kPa etter Statens vegvesen vegnormal N200
- Anleggslaster $q_k = 15$ kPa etter Statens vegvesen håndbok N-V220

For trafikk- og anleggslaster benyttes en lastkoeffisient $\gamma_Q = 1,3$ ved ugunstig plassering av last ellers 0 hvis lasten har gunstig virkning iht. SVV HB N-V220. Denne samsvarer med tabell NA.A1.2(C) i NS-EN 1990.

Boliglaster kan antas med $q_k = 10$ kPa per etasje. Dersom det kreves dimensjonerende konstruksjonslaster/lasttilfeller i forhold til dimensjonering av sikringstiltakene for grøfta, skal disse forelegges. Per dags dato foreligger det ikke prosjekterte laster fra bygningene, og disse er derfor ikke lagt til grunn i de geotekniske vurderingene.

Grunnvannstanden ble antatt å ligge 0,6 m under terreng. Det forutsettes hydrostatisk fordeling av poretrykket med dybden.

5 Områdestabilitet

Risiko for områdeskred er vurdert iht. prosedyrer gitt i kapittel 3 i NVEs veileder 1/2019 *Sikkerhet mot kvikkleireskred* [15]. Områdestabiliteten er basert på grunnundersøkelser, terrengkriterier og tilgjengelig kartverk. En gjennomgang av prosedyren i NVEs veileder er vist i Tabell 5 nedenfor. En detaljert utredning for hvert punkt i del 2 i prosedyren er presentert i de følgende kapitlene.

Kartlegging av aktsomhetsområde samt utredning av faresoner for kvikkleireskred er delt inn i 11 trinn, men det kan avsluttes tidligere dersom forhold tilsier at det ikke er fare for områdeskred og fullstendig utredning ikke er nødvendig. I denne vurderingen er prosedyren utført fram til trinn 10 pga. at tiltaket medfører større tilflytting/personopphold (mer enn to boenheter, tiltakskategori K4 iht. Tabell 3.2 i veilederen). For det nye VA-anlegget er det valgt tiltakskategori K1 (lokalt VA-anlegg). K1-tiltak krever ikke soneutredning, men erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

Tabell 5 Oppsummering av NVEs prosedyre for områdestabilitetsutredning [15].

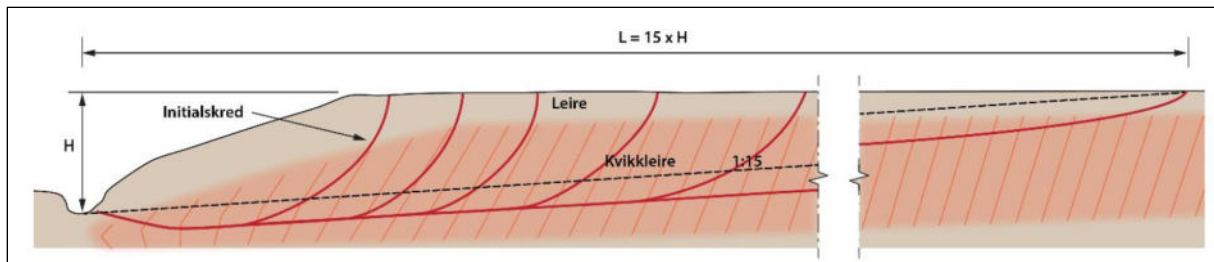
Pkt.	Overskrift	Kommentar/begrunnelse	Status
1	Undersøk om det finnes registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området	Nei, ikke i prosjektområdet, men i umiddelbar nærhet, se Figur 7.	Utført
2	Avgrens områder med mulig marin leire	Hele området ligger under marin grense. Tidligere grunnundersøkelser viser forekomst av sprøbruddmateriale/kvikkleire i tiltaksområdet.	Utført
3	Avgrens områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred	Prosjektområdet ligger delvis innenfor et aktsomhetsområde for kvikkleireskred, se Figur 7.	Utført
4	Bestem tiltakskategori	Boligområde: Planlagt tiltak medfører større tilflytting/personopphold av mer enn to boenheter, og derfor plasseres i tiltakskategori K4. Det må utføres en soneutredning for områdeskredfare og vurdering av erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket.	Utført

Pkt.	Overskrift	Kommentar/begrunnelse	Status
		VA-anlegg: Ettersom planlagt tiltak er et lokalt VA-anlegg, velges tiltakskategori K1. Det er ikke krav til soneutredning, men en vurdering av alle relevante løsne- og utløpsområder med tanke på skråninger hvor erosjon kan utløse skred skal gjøres.	
5	Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde	Grunnlaget for å utføre områdestabilitetsvurderingen anses som tilstrekkelig. To av tre profiler som ligger i nord og midt av prosjektområdet viser en høydeforskjell på mindre enn 5 m. Ett snitt vurderes som kritisk med hensyn til områdeskred, og følges derfor opp med supplerende utredninger. Se kap. 5.1.	Utført
6	Befaring	Befaring er ikke utført. I stedet er det benyttet tilgjengelige kartdata, inkludert kartverk fra NVE, NGU, kommunale kartbaser og satellittbilder og andre digitale kilder, for å vurdere terreng og omgivelser og erosjon.	Ikke utført
7	Gjennomfør grunnundersøkelser	Undersøkelsene indikerer stor mektighet av kvikkleire eller leire med sprøbruddegenskaper i flertallet av borpunktene, særlig i den sørlige delen av tiltaksområdet.	Utført
8	Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løsne- og utløpsområder	Se kap. 5.2.	Utført
9	Klassifiser faresoner	Forholdene vurderes å være sammenlignbare med de som er beskrevet i Skanskas rapport, jf. ref. [20]. Faregrad: lav Konsekvens: alvorlig Risikoklasse: 3	Utført
10	Dokumenter tilfredsstillende sikkerhet	Se kap. 5.5.	Utført
11	Meld inn faresoner og grunnundersøkelser	Innmelding skal skje etter at kvalitetssikring er gjennomført av uavhengig foretak.	Skal utføres

I henhold til NVEs regelverk [15] skal kvalitetssikring av de utførte vurderingene gjennomføres av uavhengig foretak.

5.1 Gjennomgang av grunnlag – identifikasjon av kritiske skråninger og mulig løsneområde

Ved fareutredning for områdeskred må kritiske skråninger for områdeskred identifiseres, både nær byggeområder og de som kan utløse større skred. Skråninger som kan føre til skred mot tiltaket må også kartlegges. Det største potensielle løsneområdet (kritiske snitt med $L = 15 \times H$) tegnes basert på topografiske analyser (se Figur 9).

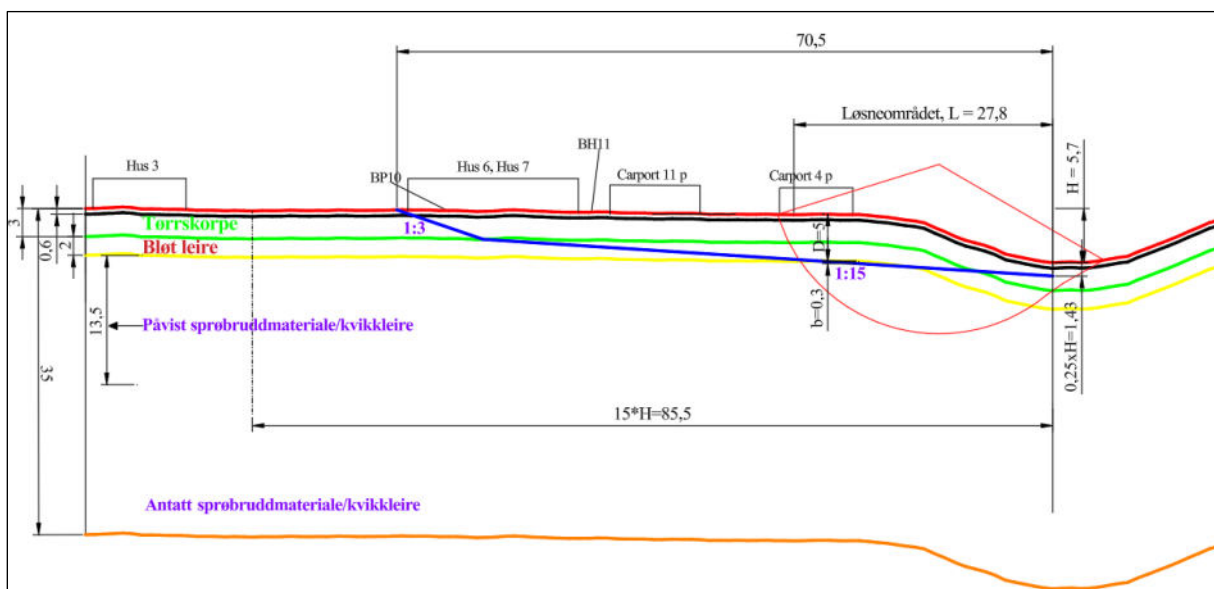


Figur 9 Avgrensning av maksimalt løsneområde for et retrogressivt skred. Løsneområdets lengde, $L = 15H$ [15].

Grunnlaget for å utføre områdestabilitetsvurderingen anses som tilstrekkelig. To av tre profiler som ligger i nord og midt av prosjektområdet viser en høydeforskjell på mindre enn 5 m. Ett snitt vurderes som kritisk med hensyn til områdeskred, og følges derfor opp med supplerende utredninger. Figur 16 viser terrenganalyse med kritisk snitt.

5.2 Vurder aktuelle skredmekanismer og avgrens løсне- og utløpsområder

Basert på informasjon fra grunnundersøkelser (se kap. 3.3), er det tegnet inn antatt tykkelse og dybde av laget med sprøbruddsmateriale/kvikkleire i den kritiske skråningen (profil C-C'), vist i Figur 10. Ved BH11 viser grunnundersøkelser at det påviste sprøbruddmaterialet og kvikkleire befinner seg mellom ca. 5 m til 18,5 m under terreng. Det antas at lag med tilsvarende egenskaper kan fortsette under dette nivået, men dette er ikke bekreftet med direkte målinger.



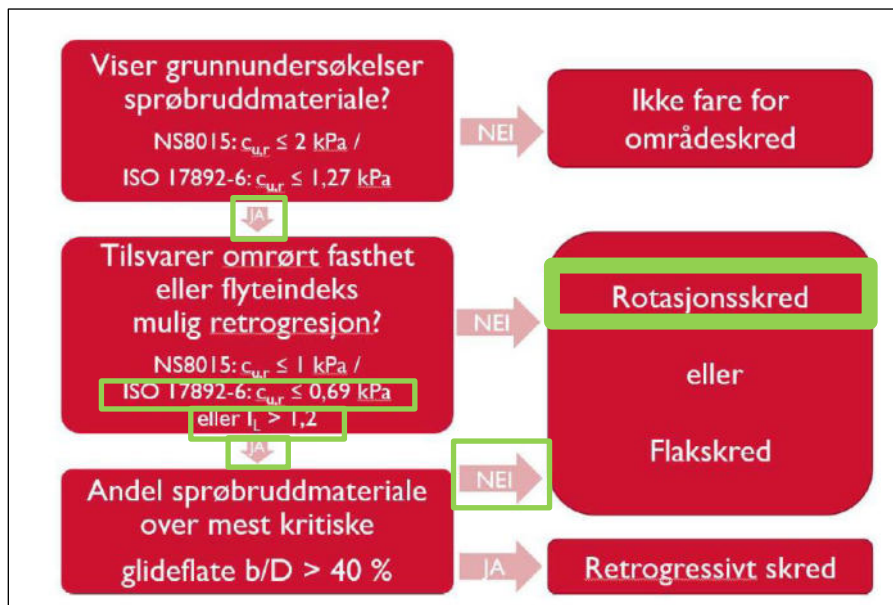
Figur 10 Kritisk profil C-C' med tykkelse og dybde på sprøbruddmateriale/kvikkleire.

Figur 11 viser et flytskjema for vurdering/valg av aktuell skredmekanisme, hentet fra NVE veileder 1/2019 [15]. Omrørt skjærfasthet i leira er under 0,69 kPa ved 8,1 m.

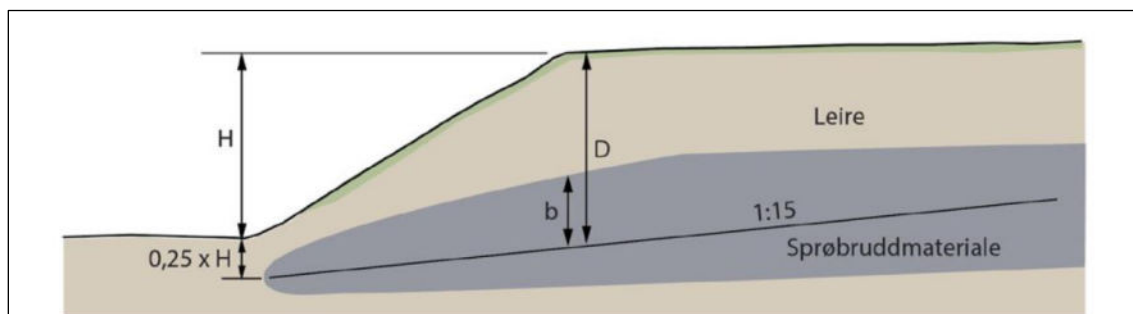
En 1:15-linje som starter i dybde 0,25 x H i bunn av skråningen er tegnet inn som angitt i NVE veileider 1/2019 (se Figur 12). I C-C'-profilen går 1:15-linjen på toppen av laget med antatt kvikkleire/sprøbruddmateriale, og b/D-forholdet er mindre enn 40 % over kritiske glideflate.

Flytskjemaet viser da at aktuell skredmekanisme er rotasjonsskred eller flakskred. Flakskred er en aktuell skredmekanisme der hvor det er tynne eller svært tynne lag med sprøbruddsmateriale. I bunnen av profilene vi har vurdert er kvikkleire/sprøbruddsmaterialet av flere meter tykkelse, og dermed anses ikke flakskred å være en aktuell skredmekanisme her. Så rotasjonsskred anses som den aktuelle skredmekanismen her.

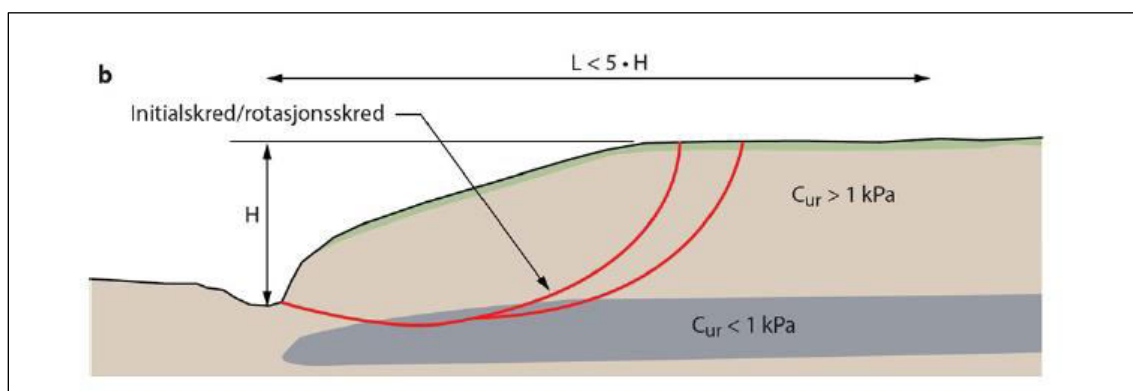
For et rotasjonsskred vil lengden av løsneområdet L være mindre enn eller lik $5 \times$ høydeforskjellen til skråningen, som vist i Figur 13. For den aktuelle skråningen er løsneområdet beregnet til ca. 27,8 m.



Figur 11 Flytskjema for vurdering av aktuell skredmekanisme [15].



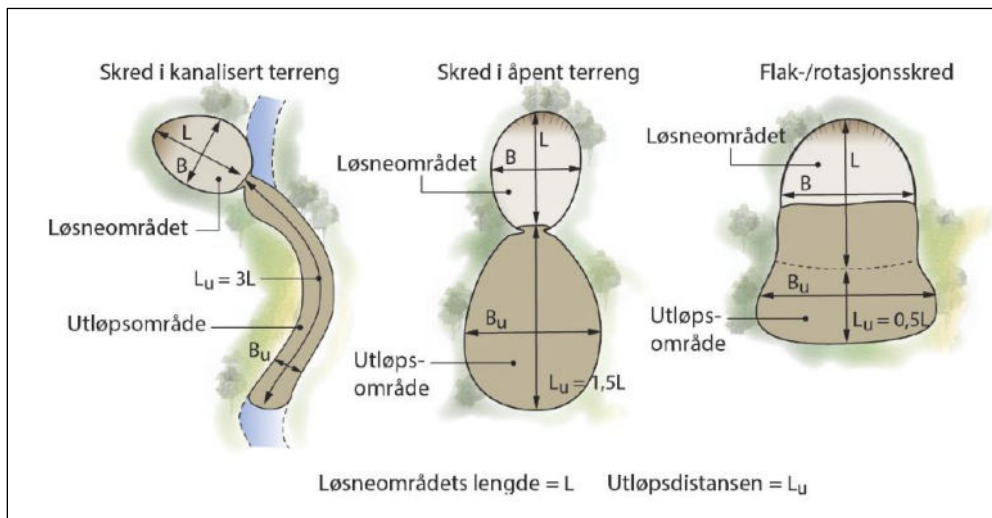
Figur 12 Prinsipp for vurdering av b/D ved dype glideflate [15].



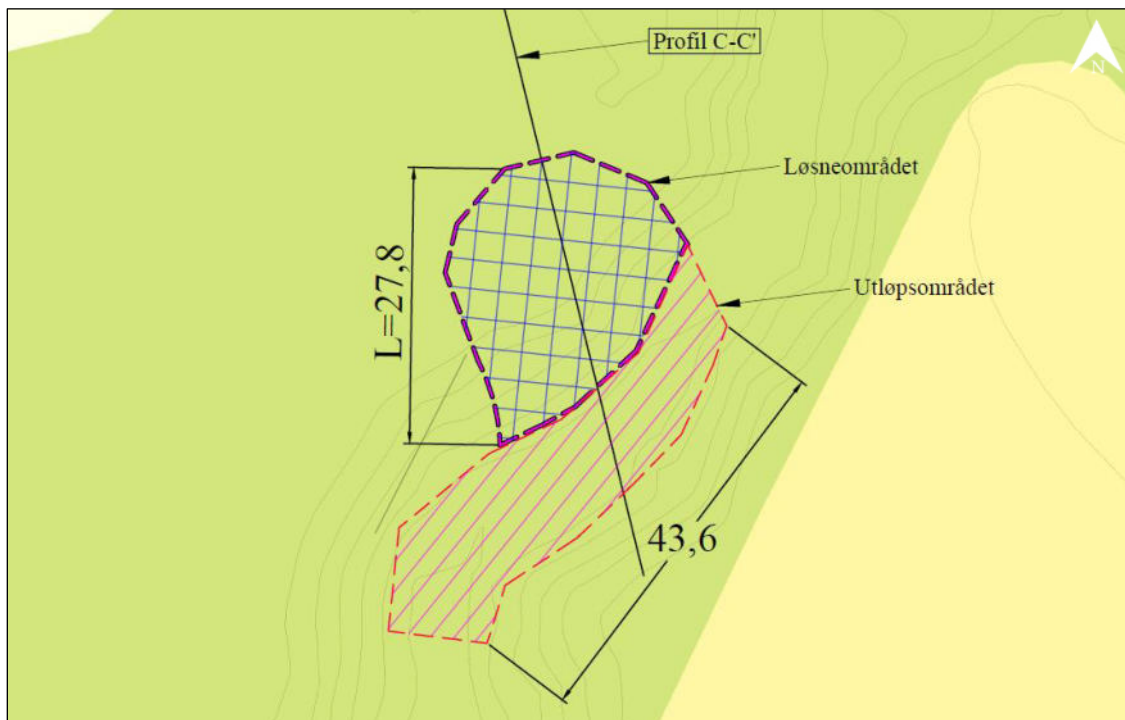
Figur 13 Prinsipp for avgrensning av løsneområdet for en rotasjonsskred [15].

I henhold til NVEs retningslinjer kan utløpsområdet for et skred estimeres når lengden på løsneområdet er kjent. For et rotasjonsskred benyttes normalt forholdet $L_u = 0,5 * L$. Med en løsnelengde på $L = 27,8$ m gir dette en beregnet utløpslengde $L_u = 13,9$ m.

På grunn av det kanaliserte terrenget nedover langs bekken vurderes det imidlertid som sannsynlig at løsnemassene vil følge terrengets naturlige forløp. Skredets utløpsområde er derfor tegnet i henhold til et forventet skredvolum og terrengform, snarere enn kun basert på geometriske retningslinjer. Figur 14 viser generelle prinsipper for forholdet mellom løsne- og utløpsområder for ulike skredtyper. Figur 15 viser en skisse over løsne- og utløpsområdet langs aktuell bekk, og det er også vist i Vedlegg 6.



Figur 14 Ulike forhold mellom avstander ifm. løsne- og utløpsområdet [15].



Figur 15 Illustrasjon av vurdert løsneområde og tilhørende utløpsområde for et mulig skred langs bekken, basert på beregnet løsnelengde ($L = 27,8$ m). Utløpsområdet er tilpasset terrengforhold og forventet skredvolum, og strekker seg ca. 43,6 m nedstrøms.

5.3 Klassifiser faresoner

Det er utført en faregradsklassifisering og vurdering av skadekonsekvens for den nye faresonen (løsneområde og utløpsområde). Klassifiseringen er basert på NVE rapport 9/2020 [16]. Vurderingene er vist i vedlegg 9. Resultatet av vurderingene er:

- Faregrad middels
- Skadekonsekvens alvorlig
- Risikoklasse 3

Sideveis avgrensning av sonen er mot nordøst avgrenset av at høydeforskjellen i ravinen blir mindre enn 5 m. Avgrensningen mot sørvest er som følge av at det videre mot sør er begrenset med grunnundersøkelser, og det er ikke mulig å fastslå om det er tilstedeværelse av kvikkleire eller sprøbruddsleire her.

5.4 Dokumenter tilfredsstillende sikkerhet

For å vurdere stabiliteten er det utført stabilitetsberegninger for tre profiler (se Figur 16). Programmet GeoSuite Stability v.24.0.8.0 med beregningsmodellen Beast 2003 er brukt for stabilitetsberegninger. Stabilitetsberegningene er vedlagt i denne rapporten som Vedlegg 5. Stabilitetsberegningene er vedlagt i denne rapporten som Vedlegg 5.

Gjeldende regelverk legges til grunn for beregningene, i dette tilfellet NS-EN 1990 [7], NS-EN 1997-1 [9] og SVV HB N-V220 [13].

De geotekniske parameterne er valgt på grunnlag av tolkede resultater fra grunnundersøkelser, erfaringsverdier / karakteristiske verdier fra Statens Vegvesens håndbok N-V220 og ellers konservativt antatte verdier. Designprofiler med c_u -verdier er tatt fra CPTu-sonderingen i borpunkt 11 (se Vedlegg 4). Det er utført beregninger på effektivspenningsbasis (drenert situasjon) og totalspenningbasis (udrenert situasjon).

For å ta hensyn til leirens anisotropi er det benyttet følgende anisotropifaktorer for aktiv, direkte og passiv sone i totalspenningsanalysene: $s_{uAk} = 1,00$, $s_{uDk} = 0,63$, $s_{uPk} = 0,35$. Dette er iht. anbefalinger gitt i NIFS-rapport 14/2014 [17].

Det er antatt laster på 10 kPa/etasje for de planlagte bygningene i beregningene (se også kap. 4.9).

5.4.1 Lokalstabilitet, profil A-A' og B-B'

For stabilitetsberegningene for lokalstabilitet, som gjelder for profil A-A' og B-B', kreves materialeparameterne/sikkerhetsfaktorene som nevnt under (se også kap. 4.7).

- $\gamma_m \geq 1,25$ for lag med drenert oppførsel
- $\gamma_m \geq 1,40$ for lag med udrenert oppførsel

5.4.2 Områdestabilitet, profil C-C'

Tiltaket med ny bebyggelse plasseres i tiltakskategori K4 iht. NVE Veileder 1/2019. For tiltak som forverrer stabiliteten kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{Cu} \geq 1,40 * f_s$ og $F_{C\phi} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet = 1,15 som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene. Dvs. at $F_{Cu} \geq 1,40 * 1,15 = 1,61$.

5.5 Beregningsresultater

Det er utført stabilitetsberegninger for lokalstabilitet i profil A-A' og B-B'. For profil C-C' er det utført stabilitetsberegning av områdestabilitet, fordi høydeforskjellen her er større enn 5 m, og det er dermed regnet som et aktsomhetsområde iht. NVE veileder 1/2019. Profilenes plassering i plan er vist i Figur 16.



Figur 16 Høydeprofiler/beregningsprofiler gjennom tiltaksområdet [hoydedata.no].

Terrenget i profilene er hentet fra digitalt kartgrunnlag. Beregningene er utført for drenert og udrenert tilstand. Materialparametere for Geosuite-beregninger for henholdsvis udrenerte og drenerte tilfeller er vist i Figur 17 og Figur 18. For geometri og lagdeling i beregningsmodellen vises det til Vedlegg 5.

Name	CAD	Color	p [kN/m ³]	p' [kN/m ³]	Drained	ϕ [°]	C' [kPa]	C' in %	C [kPa]	Add	Aa	Ad	Ap
► Motfylling	Geometry <		20,00	10,00	☒	35,0	5,0	☐		☐	1,00	1,00	1,00
Tørrskorpe	Geometry <		19,00	9,00	☒	31,0	5,0	☐		☐	1,00	1,00	1,00
Bløt leire	Geometry <		19,30	9,30	☐			☐	0,0	☒	1,00	0,63	0,35
Kvikkleire	Geometry <		19,80	9,80	☐			☐	0,0	☒	1,00	0,63	0,35

Figur 17 Materialparametere benyttet i de udrenerte GeoSuite Stability – beregningene.

Name	CAD	Color	p [kN/m ³]	p' [kN/m ³]	Drained	ϕ [°]	C' [kPa]	C' in %	C [kPa]	Add	Aa	Ad	Ap
► Motfylling	Geometry <		20,00	10,00	☒	35,0	5,0	☐		☐	1,00	1,00	1,00
Tørrskorpe	Geometry <		19,00	9,00	☒	31,0	5,0	☐		☐	1,00	1,00	1,00
Bløt leire	Geometry <		19,30	9,30	☒	23,0	2,0	☐		☒	1,00	0,63	0,35
Kvikkleire	Geometry <		19,80	9,80	☒	20,0	1,0	☐		☒	1,00	0,63	0,35

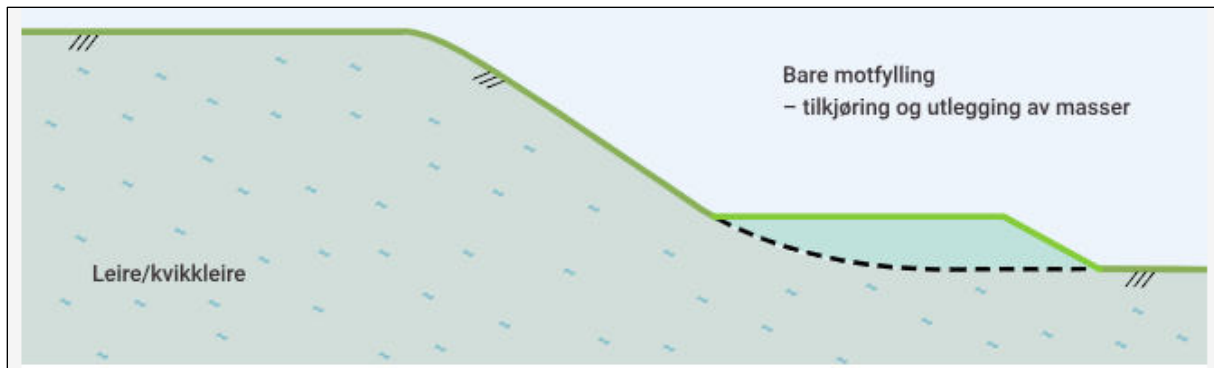
Figur 18 Materialparametere benyttet i de drenerte GeoSuite Stability – beregningene.

Beregningsresultatene for eksisterende situasjon, tilfellet med ny bebyggelse uten stabiliserende tiltak, og tilfellet med ny bebyggelse og stabiliserende tiltak er vist i Tabell 6 (se også Vedlegg 5).

Tabell 6 Oppsummering av stabilitetsberegninger; Drenert/langtidsstabilitet = c_ϕ ;
Udrenert/korttidsstabilitet = c_u .

Situasjon	Profil	Metode	Sikkerhetsfaktor, F (områdestabilitet)	Sikkerhetsfaktor, F (lokalstabilitet)
Dagens situasjon	A-A'	c_u	-	$F_{cu} = 1,67$
	B-B'	c_u	-	$F_{cu} = 1,42$
	C-C'	c_ϕ	$F_{c\phi} = 1,50$	-
		c_u	$F_{cu} = 1,06$	-
Forverring pga. nye bygninger	A-A'	c_u	-	$F_{cu} = 1,44$
	B-B'	c_u	-	$F_{cu} = 1,25$
	C-C'	c_ϕ	$F_{c\phi} = 1,46$	-
	C-C'	c_u	$F_{cu} = 0,99$	-
Med nye bygninger og motfylling	A-A'	c_u	-	$F_{cu} = 1,61$
	B-B'	c_u	-	$F_{cu} = 1,43$
	C-C'	c_ϕ	$F_{c\phi} = 2,21$	-
		c_u	$F_{cu} = 1,63$	-

På grunn av bløt leire/kvikkleire i dybden, tiltakets størrelse og forverring av stabiliteten i ravineskråningen, er det nødvendig å øke sikkerheten i skråningen før den planlagte utbyggingen blir gjennomført. En forverring av stabiliteten under utførelsen av arbeidet tillates ikke. Det er gjort en vurdering av hvor stor forbedring som kan oppnås ved å fylle opp med masser i ravinen i øst/sør, noe som vil fungere som en motfylling i foten av skråningen, og som vil forbedre stabiliteten. Det vil kunne fungere å benytte de utgravde massene (leire eller siltig sand) fra utgraving for de nye byggene, til oppfylling av ravinen. En prinsippsskisse er vist i Figur 19.



Figur 19 Prinsipp for sikkerhetstiltak ved motfylling [21].

5.5.1 Beregningsresultater for profil C-C'

Områdestabiliteten vil bli redusert fra $F_{cu} = 1,06$ til $F_{cu} = 0,99$ i udrenert tilstand fra dagens situasjon til situasjonen med planlagt tiltak, dvs. beregningen for planlagte tiltak med antatte bygningslaster. Med motfylling i ravinen på med tykkelse på 2,2 m i midten av ravinen blir sikkerhetsfaktoren $F_{cu} = 1,63$. Altså er kravet til sikkerhetsfaktor (som angitt i kap. 5.4.2) på $F_{cu} \geq 1,40 \cdot 1,15 = 1,61$ oppnådd.

For drenert tilstand er $F_{c\phi} = 1,50$ i dagens situasjon, $F_{c\phi} = 1,46$ i situasjonen med bygningslaster og $F_{c\phi} = 2,21$ for situasjonen med bygningslaster og motfylling. Kravet angitt i 5.4.2, altså $F_{c\phi} \geq 1,25$, er oppfylt for alle situasjonene som er beregnet.

5.5.2 Beregningsresultater for profil A-A' og profil B-B'

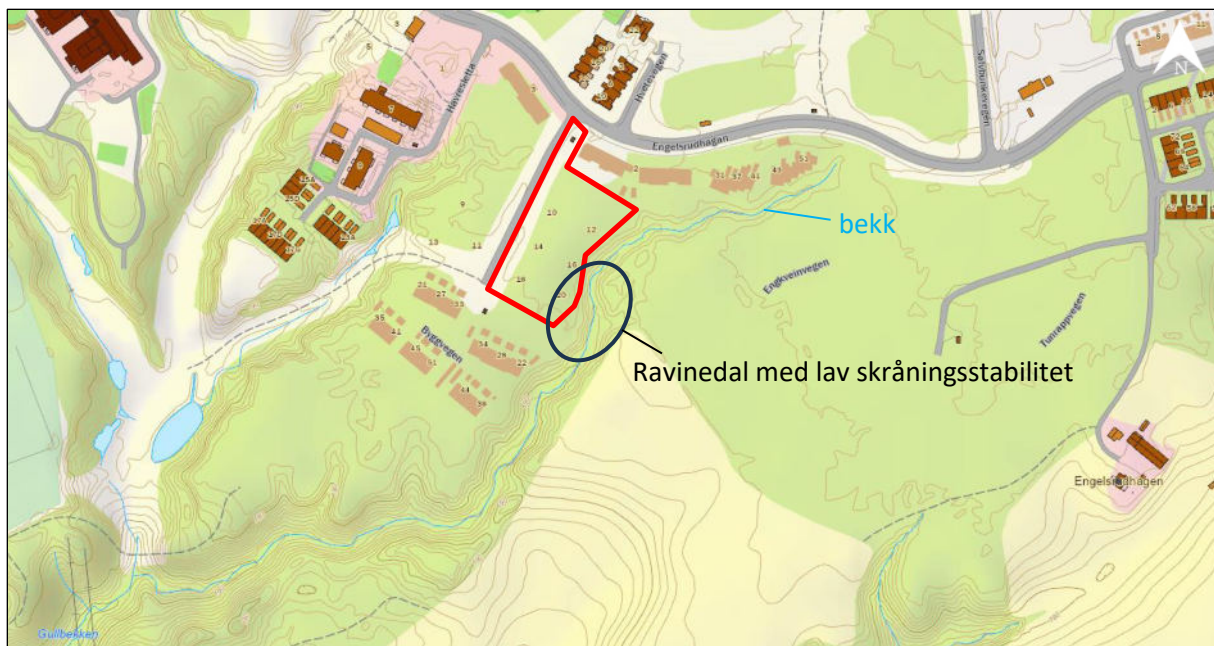
For lokalstabilitet i profil A-A' viser beregningene en sikkerhetsfaktor på $F_{cu} = 1,67$ i dagens situasjon, $F_{cu} = 1,44$ etter utbygging, og $F_{cu} = 1,61$ etter utbygging med motfylling. Alle disse verdiene oppfyller kravet til lokalstabilitet på $F_c \geq 1,40$. Det er ikke behov for en motfylling i dette området av geotekniske årsaker. Men det bør fylles opp litt i ravinen her for å unngå et flatt område i ravinen (pga. oppfylling lenger nedstrøms, og dermed potensielle problemer med oppstuvning av vann i bekken).

For profil B-B' er sikkerhetsfaktoren $F_{cu} = 1,42$ i dagens situasjon, men reduseres til $F_{cu} = 1,25$ etter utbygging, hvilket er under kravet på 1,40. Med motfylling heves sikkerhetsfaktoren til $F_{cu} = 1,43$, og kravet er dermed oppfylt. Det anbefales derfor at det etableres motfylling i ravinen også i området som omfattes av profil B-B' for å sikre tilstrekkelig lokal stabilitet etter utbygging.

Beregningene for drenert oppførsel viser tilfredsstillende sikkerhet.

6 Motfylling og erosjonssikring

Det er avdekket gjennom stabilitetsberegninger av skråninger øst/sørøst for ny bebyggelse at det er delvis svært lav skråningsstabilitet, derfor anbefales det at det utføres motfylling og erosjonssikring i form av bekkeheving for å forbedre stabiliteten og ivareta områdestabiliteten. Det er ikke utført egen befaring i forbindelse med dette prosjektet, og vurderingene er basert på tilgjengelig kartgrunnlag (Figur 20). NGI gjennomførte en befaring i 2017 i forbindelse med kartlegging av kvikkleiresoner [19], og dokumenterte delvis noe erosjon langs bekkene.



Figur 20 Kart over området med ravinedal og vassdrag. Prosjektområdet er vist med rød linje.

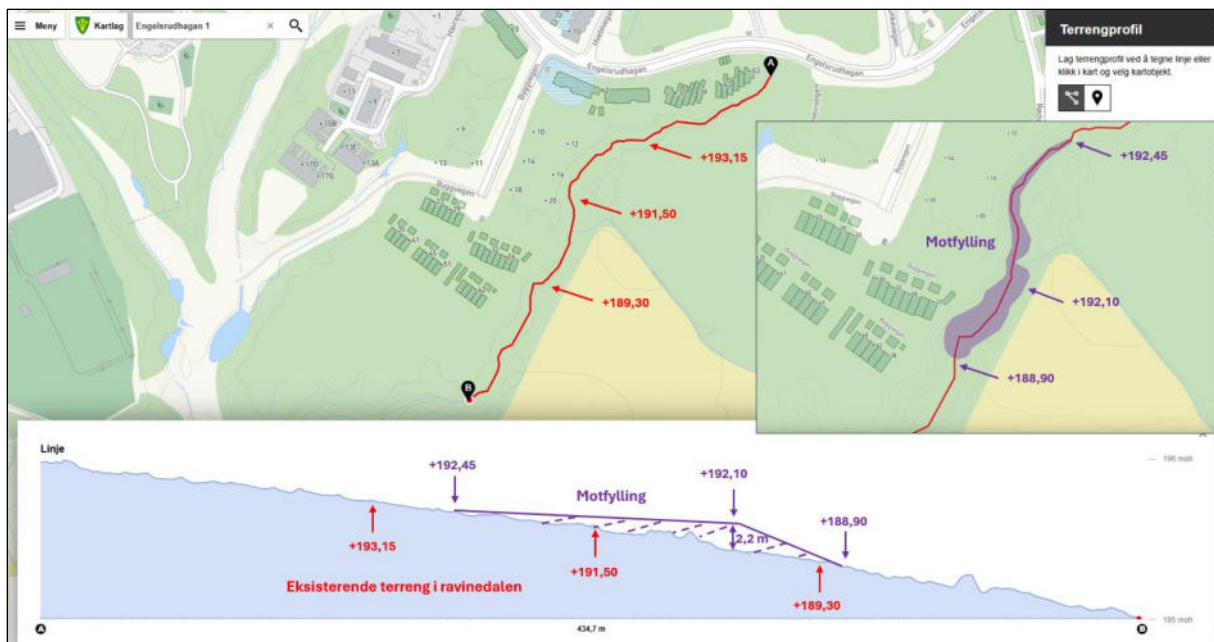
Alternativ 1

Basert på beregningene i kap. 5.4 og kap. 5.5, er det vurdert at oppfylling av ravinebunnen i øst/sør fungerer som en motfylling og øke sikkerheten for det planlagte tiltaket. Koten som fyllingen skal utføres til er vist i Figur 21. Det vurderes som en alternativ å bruke utgravde overskuddsmasser fra eiendommen som motfylling. Massene må være komprimerbare iht. NS 3458 [22]. Dersom det oppstår behov for disponering av større mengder overskuddsmasser, kan motfyllingen vurderes utvidet i retning sør, forutsatt at tiltaket er geoteknisk vurdert og dokumentert å ikke redusere stabiliteten.

Det anbefales at fyllingsarbeidene skal foretas fra bunn og oppover for å ivareta stabiliteten under fyllingsarbeidene. Innmåling av oppfyllingen i ravinebunnen skal foretas før utbygging på tomte settes i gang.

Motfyllingen skal dimensjoneres slik at den også er tilstrekkelig sikker mot erosjon. Bekken fører en moderat vannmengde nedstrøms, og det foreligger en risiko for at motfyllingen over tid kan utsettes for gradvis erosjon. For å hindre utvasking av massene legges det som sikring et topplag av elvestein med kornstørrelse 90-130 mm i bunnen av ravinen.

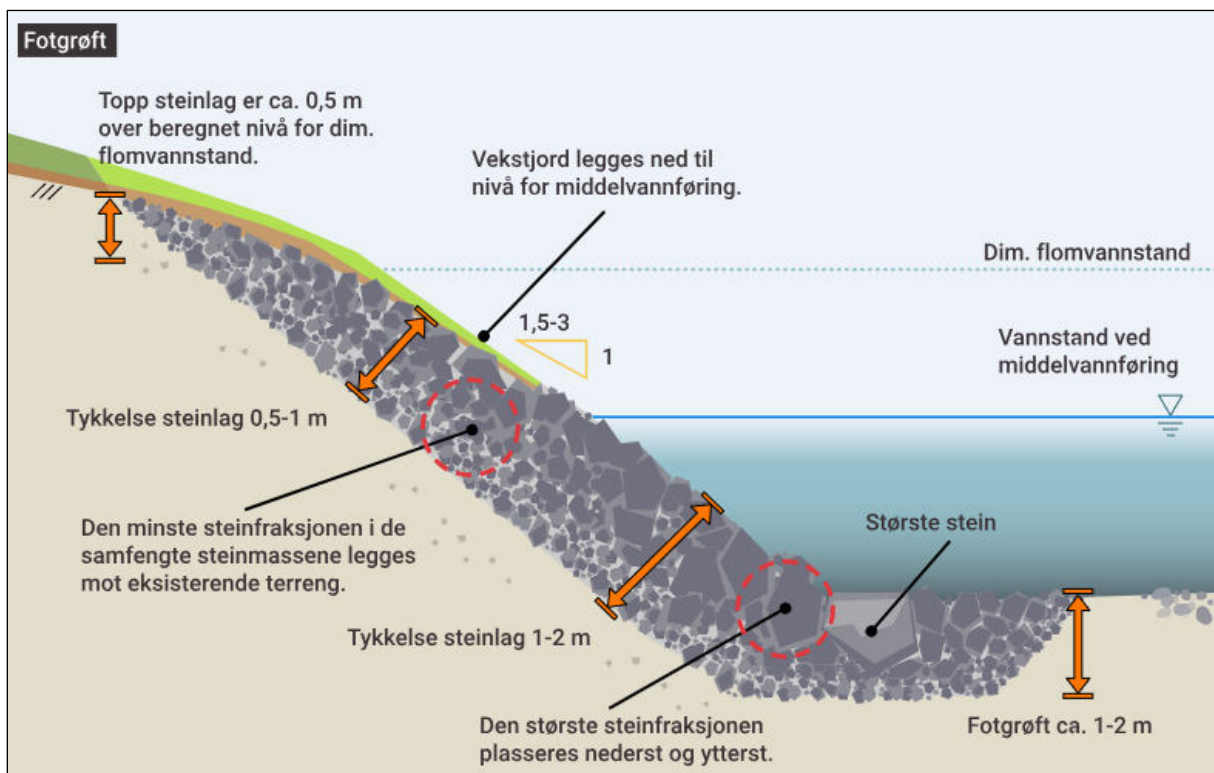
De utførte grunnundersøkelsene viser forekomst av sprøbruddsleire eller kvikkleire i dybden. Dersom bekken graver seg ytterligere ned i skråningsfoten over tid, kan dette medføre redusert stabilitet i området. Erosjonssikringen anses derfor som et nødvendig tiltak for å bevare stabilitetsforholdene langs ravinens bunn og skråninger.



Figur 21 Motfylling i bekkeravine.

Alternativ 2

For mindre elver og bekker (små vassdrag) er det vanlig å benytte «ordnet steinlag» for erosjonssikring. Denne metoden innebærer plassering av steinmasser i et samlet lag med varierende størrelser basert på vannhastigheten. Løsningen bidrar til å hindre erosjon og forbedre stabiliteten i skråningene. Figur 22 viser en prinsippskisse av denne sikringsmetoden.



Figur 22 Prinsippskisse for erosjonssikring av elveskråning med ordnet steinlag [21].

Det ordnede steinlaget består av en blanding av steinfraksjoner fra svært fint til grovt materiale, dvs. en vid gradering. For dette området anbefales bruk av sprengstein med en størrelse på 0-500 mm for skråningssikring og rundstein i bunnen av bekken med en kornstørrelse på 90-130 mm. Sikringen bygges opp med en forgrøft i bunn eller med større tykkelse i bunn. Det anbefales minimum 1 m bredde og dybde på fotgrøfta/bunnlaget. Minstetykkelsen av sikringslaget på 0,5 m er nødvendig for praktisk plassering av massene. Rundsteinene plasseres på toppen av fotgrøften ved bekken for å oppnå et mer naturlig preg. Sikringstiltaket må dekke hele bekkesiden som er utsatt for erosjon, med en solid forankring i oppstrøms ende.

Hellingen på sikringen bør være så slak som mulig og kan variere langs bekken, vanligvis med helninger mellom 1:1,5 og 1:3. Sikringen bør også følge det eksisterende terrenget i størst mulig grad. God forankring på begge sider og solid innfesting i skråningen er essensielt for å oppnå et varig og stabilt resultat.

Der det er mulig, bør bekken følge sitt opprinnelige løp og unngå kanalisering. Rette kanaler fører til økt vannhastighet, noe som både er skadelig for økosystemet i og langs bekken, og som kan forverre erosjonsforholdene nedstrøms.

For å ivareta og gjenopprette det biologiske mangfoldet er det viktig at bekken og elva får et variert og naturlig utseende etter at sikringsarbeidet er utført. For å tilrettelegge for gode oppvekstområder for fisk og bunndyr bør bekkene etter endt sikringsarbeid ha naturlige variasjoner i bredde, dybde og vannhastighet. Ved sikring av små vassdrag er det i tillegg viktig å ta hensyn til bunnsubstrat, ev. gytegrus, skjulmuligheter for fisk, kantvegetasjon og tidspunkt for anleggsgjennomføring. Det er meget viktig at tiltaket gis en god miljøtilpasning.

7 Geoteknisk vurdering og lokalstabilitet

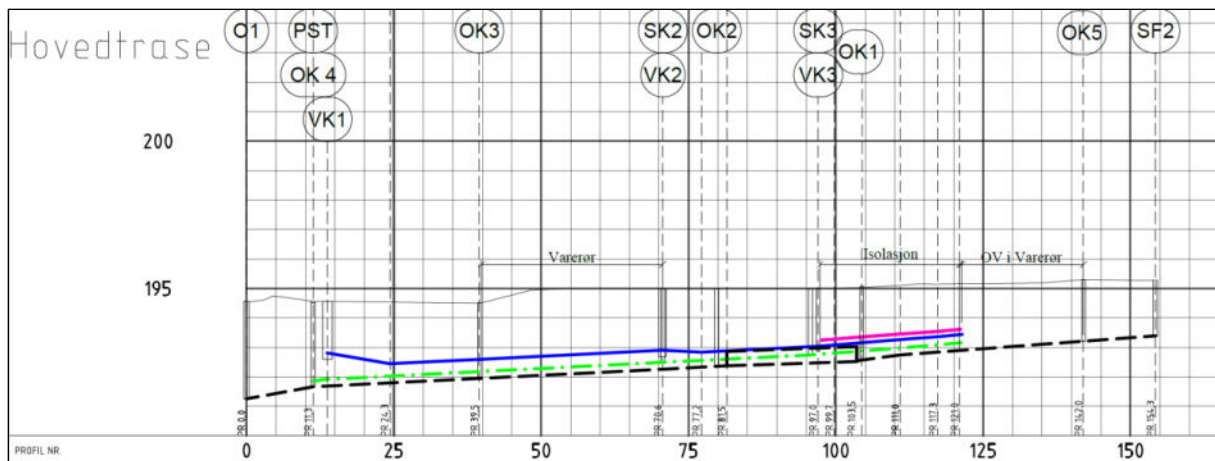
Arbeidene skal utføres i samsvar med kravene i *Forskrift om utførelse av arbeid, bruk av arbeidsutstyr og tilhørende tekniske krav* (forskrift om utførelse av arbeid), jf. ref. [11]. Det er særlig Kapittel 21 Gravearbeid som er relevant.

Det forutsettes at utførende entreprenør sørger for nødvendig omlegging og/eller fjerning av eksisterende infrastruktur og vegetasjon før anleggsarbeidene starter. Detaljer knyttet til riggområder, mellomlagring av masser, oppfyllinger og praktisk utførelse – inkludert ev. faseplan –, bør avklares grundig i samarbeid med byggherre, VA-prosjekterende og entreprenør både i forkant og underveis i anleggsfasen. Grøftarbeider skal, så langt det er praktisk mulig, koordineres med andre gravearbeider og etablering av annen infrastruktur.

Dersom det under anleggsarbeidene oppdages avvik fra forventede grunnforhold, skal geotekniker kontaktes umiddelbart.

7.1 Etablering av nytt-VA-anlegg

I henhold til foreløpig tegning FOR_2584_H3.01, datert 06.12.2024 i Figur 23, er det planlagt at OV-ledningen legges i hovedtraseen med en dybde på ca. 2,0-3,3 m under eksisterende terreng. Ledningene etableres vanligvis på en avrettet og komprimert flate med om lag 20 cm tykkelse i byggegropens bunn, hvilket innebærer at total gravedybde kan bli opptil ca. 3,5 m.



Figur 23 Utdrag fra tegning FOR_2584_H3.01 av planlagt VA-konstruksjonene med terrenghøyder og dybder, datert 06.12.2024 (se også Vedlegg 2).

Gravearbeidene vil i hovedsak foregå i middels fast til fast silt, leirig silt eller siltig sand i de øvre ca. 2-3 m dybde, og deretter i bløt til middels fast leire med varierende innhold av sand og silt. Det kan ikke utelukkes at leiren innenfor aktuell gravedybde blir bløt ved omrøring, og at det vil være variasjoner i grunnforholdene. Derfor kan det være nødvendig med midlertidige støttekonstruksjoner (f.eks. grøftkasser), spesielt ved større gravedybder eller ved dårlig stabilitet. Seksjonsvis utgraving kan også være aktuelt på enkelte partier.

Grunnvannstanden er antatt å ligge ca. 0,6-1,0 m under terreng. Avhengig av nedbørsmengde og årstid kan det forekomme et lavere grunnvannsspeil. Gravearbeidene vil delvis foregå under grunnvannsnivået, noe som krever spesielle tiltak for å hindre vanninntrengning i grøften, for eksempel drenering eller pumping.

7.1.1 Generelle vurderinger for sikring av grøfter og gravearbeider

Det anbefales innledende prøvegraving for å avdekke bløte masser, avklare vannproblematikk, og ev. behov for ekstra sikring. Dette må gjøres innledningsvis, og koordineres med anleggsstart.

Følgende gjelder generelt for gravearbeider:

- Det skal graves i seksjoner på maks. 6 m for ledninger, spesielt ved bruk av grøftkasser. Stedvis kan det være aktuelt med kortere seksjoner ved utgraving (f.eks. 3 m) pga. dårlig grunnforhold.
- Grøfter som er grunnere enn 2 m, kan utføres med graveskråninger med helning ikke brattere enn 1:1,5. Dersom man under gravearbeidene ser at massenes egenskaper er gode og det ikke er tegn til grunnvann, kan man grave brattere inntil 1:1. I rene sandmasser skal skråningen slakes ut 1:2 til 1:3 og foten av skråningen må erosjonssikres med pukfilter.
- Utgravinger som er dypere enn 2 m skal utføres med åpne graveskråninger med helning ikke brattere enn 1:1,5 (over grunnvannstand), eller sikres med grøftkasser. Under grunnvannstand gjelder for sand/silt en maks. helning av 1:3. Åpen graveskråning er ikke egnet ved graving i bløte masser. Der hvor det påtreffes løsmasser med innhold av humus eller bløte omrørte masser må disse skiftes ut med kvalitetsmasser.

- Der man overstiger 2 m grøftedybde for ledninger eller ved etablering av kummer/pumpestasjon kan man avlaste omkringliggende terreng 0,5-1 m i kombinasjon med grøftekasser til maksimal 4 m dybde. Grøftekassa må være i kontakt med utenforliggende, stedlige masser slik at det ikke oppstår deformasjoner eller bevegelser av løsmasser i gliper eller hulrom mot kassene. Grøftekasse egner seg generelt ikke om grøft er dypere enn grunnvannstanden. Montering av grøftekasser skal utføres som beskrevet under kap. 7.1.3.
- Utgraving skal gjøres så skånsomt som mulig for å redusere deformasjonene til et minimum. Alle fastere masser må graves forsiktig bort. Det er viktig at man ikke slår med gravemaskinskuffen slik at man unngår å lage store rystelser, som trolig forplanter over relativt stor avstand.
- En sone på minst 1 m utenfor grøftekant med åpen graveskråning skal være ubelastet, dvs. at det ikke skal lagres masser eller materialer eller være andre terrengbelastninger her, f.eks. fra maskiner eller annen trafikk. Generelt gjelder det at gravearbeidene må utføres i lengderetning av grøfta, dvs. at grøftkantene ikke skal trafikkeres.
- All mellomlagring av masser i området skal godkjennes av byggherren og/eller vurderes av geoteknisk rådgiver. Gravemassene plasseres generelt vekk fra skråninger. For mellomlagring av masser skal det fylles opp i maksimalt 2 m høyde i minst 5 m avstand fra grøfta. Lagring av materialer skal medføre minst mulig konflikt med passerende trafikk.
- Grøften skal ikke stå åpen unødvendig lenge og må tilbakefylles raskest mulig (seksjonsvis). Hvis groper/grøfter står oppe i lengre tid skal det vurderes beskyttelse mot utvasking/erosjon av gravesider, f.eks. med presenning eller pukfilter. Der trafikken krysser åpen grøft, må fronten på tilbakefylte masser eller fri graveskråning i grøfteender ha helning 1:1,5 eller slakere.
- Ved nedbør må det etableres avskjærende tiltak eller pumping for å lede bort vann fra åpne grøfter.
- Grunnarbeider vinterstid må utføres på en slik måte at frost unngås i grunnen i fundamenteringsområdet.

Tilbakefylling med stedlige leir- eller siltemasser over omfyllingssonen rundt VA-konstruksjoner frarådes, da dette kan medføre til ukontrollerte og potensielt store terrengsetninger. For generell tilbakefylling kan det geoteknisk sett vurderes å bruke stedlige masser som er komprimerbar, men dette forutsetter at det kan aksepteres setninger på overflaten. Denne løsningen betinger også aksept fra leverandør/RIVA. En slik løsning anbefales derfor ikke i områder med fast dekke (f.eks. asfalt) eller konstruksjoner med krav til setningsfrihet, og bør begrenses til mindre belastede arealer som grøntområder.

Generelt anbefales tilbakefylling med egnede kvalitetsmasser, lagt ut og komprimert lagvis som kvalitetsfylling iht. NS 3420-FS3.1 og NS 3458 «normal komprimering» [22]. Videre bestemmer denne standarden største lagtykkelse og krav til antall overfarter med valgt komprimeringsutstyr (se tabell 2 i NS 3458). Fylling og komprimering skal utføres jevnt rundt konstruksjonene for å hindre uønskede sideforskyvninger. Komprimeringsgrad, tilbakefylling og bruk av fiberduk omkring kummene og ledningene må utføres i samsvar med leverandørens anvisninger.

Fiberduk (klasse 3) skal legges på utgravd trau som grunnlag for et avrettingslag av pukk og alle skråninger som separasjon fra de finkornige stedlige løsmassene. Det anbefales å legge også rør/ledninger på et ca. 15-20 cm avrettingslag av pukk (f.eks. 8/16 mm) på egnet fiberduk (klasse 3) som benyttes som separasjon fra opprinnelig grunn i grøftene.

Dersom det under gravearbeidene påvises meget bløt grunn, stort vanninnslag i grøfta, bevegelser i massene eller andre forhold som avviker fra forutsetningene, skal gropen ved behov straks fylles midlertidig igjen og geotekniker kontaktes umiddelbart.

7.1.2 Håndtering av grunnvann og overvann

Grunnvannsnivået antas å ligge 0,6-1,0 m under eksisterende terreng, basert på et konservativt estimat. Gravearbeidene vil dermed i stor grad foregå innenfor det forventede fluktuasjonsområdet for grunnvann. Det antas at grunnvann særlig vil kunne forekomme i de øvre, sandige og siltige avsetningene, som har høy permeabilitet. Dette innebærer at det må foretas vurderinger av mulige konsekvenser for både setninger og stabilitet i undergrunnen, både før og under byggearbeidene. Det samme gjelder for underliggende siltige eller leirige masser med bløt konsistens. Grunnvannstanden vil generelt variere med nedbørsmengde og årstid.

Det er viktig å håndtere både innsig av vann i gravemassene og overflatevann, særlig ved kraftig nedbør. Silt kan få redusert bæreevne når den blir oppbløtt. Aktuelle tiltak kan inkludere drenering, bruk av avskjærende grøfter og/eller pumping for å hindre vanninntrengning i grøft og byggegrop. Det er meget viktig at det tilstrebes tørre graveforhold.

7.1.3 Graving i grøftekasser – VA-anlegg

Mulighet for etablering støttekonstruksjoner skal utredes av entreprenør og geotekniker i samarbeid med byggherren tidlig og underveis i prosjektet.

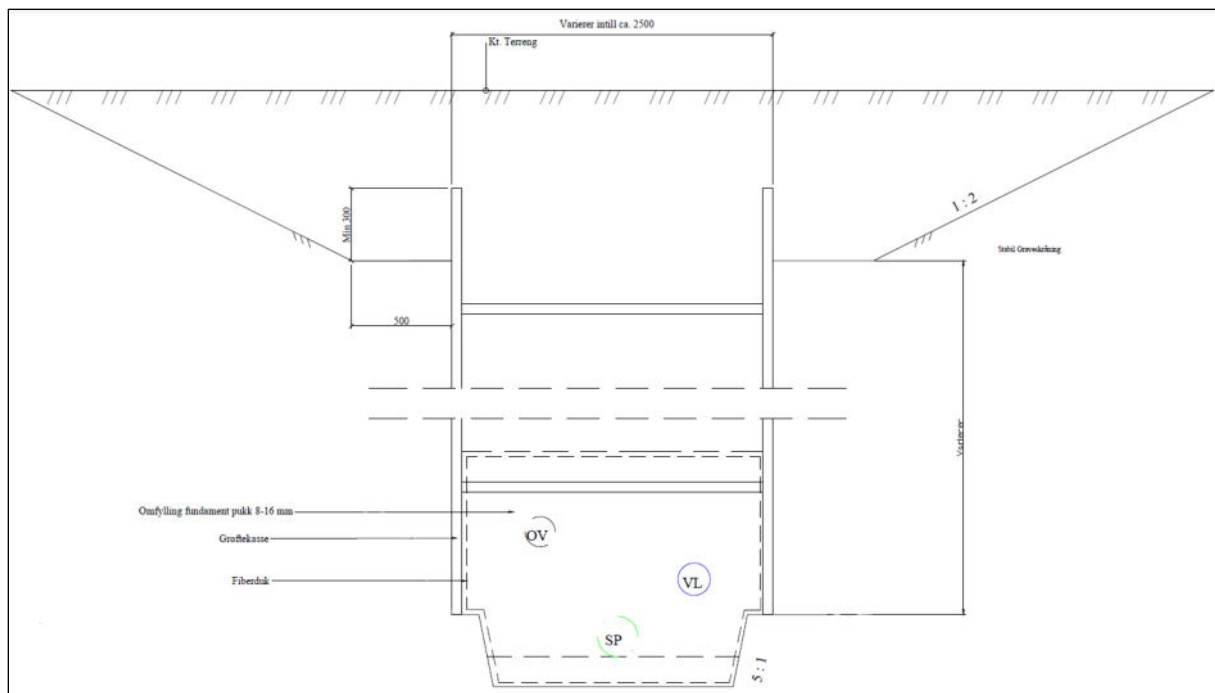
Hvis grunnforhold ikke tillater åpen graving på grunn av meget bløte løsmasser anbefales å bruke seksjonsvis utgraving innenfor grøftekasser. Alternativt kan det også prosjekteres en spuntløsning. Dersom det underveis i arbeidene blir behov for bruk av spunt til avstiving, skal dette detaljprosjekteres og dimensjoneres av geotekniker.

Dersom det brukes grøftekasser til avstivninger, skal bruksveiledning klart vise til hvilke dybder og til hvilke jordarter den er konstruert for. Valg av grøftekasse og stivere skal gjøres av entreprenør, og tilpasses jordarter og dybder av utgravingen. Ved bruk av grøftekasser skal avstanden fra grøfta til nabobygg ikke være mindre enn dybden av utgravingen. Innenfor denne sonen kan det bli deformasjoner.

Følgende er anbefalt prosedyre for etablering av kummer og ledninger med grøftekasse. En prinsippsskisse er vist i Figur 24.

1. Grøftekasser utføres seksjonsvis med total lengde på ca. 6 m målt i bunn grøft. Ved spesielt krevende forhold er anbefalt seksjonslengde kortere. Avstivning skal alltid stikke minimum 10 cm over gravekant, helst ca. 30 cm. Før ny seksjon påbegynnes skal den forrige være gjenfylt til minimum nivå 1 m under eksisterende terreng.

2. Ved kummer tilpasses plassering og bredde av grøftekassen. Eventuelt må det lokalt benyttes spunt, som må vurderes av geotekniker.
3. Arbeidsgang ved bruk av grøftekasser:
 - a. Det skal, for en kasse om gangen, foretas uavstivet utgraving av grøft/trau ned til nivå 0,5-1 m under eksisterende terreng. Det skal, hvis grunnforholdene tilsier det, graves med graveskråning 1:1,5 på sidene. Skråningsfot skal starte minimum 0,5 m ut fra grøftekasse. Kasse plasseres på utgravd terreng.
 - b. Fra nytt terreng presses kassen ned i grunnen til stopp. Deretter graves det ut innvendig i kassen. Kassen presses deretter videre ned med gravemaskinskuff, før ny utgraving. Det gjøres vekselvis utgraving og pressing ned til endelig gravenivå. Full kontakt mellom kassevegger og jorden på utsiden er her meget viktig. Ved manglende kontakt vil det kunne være behov for tilbakefylling og komprimering.
 - c. Etter utgraving av en seksjon til full dybde, skal ledningsfundamentet etableres med en gang (fiberduk og knuste steinmasser iht. VA-normen). Kassen løftes så opp slik at underkant (UK) kassevegg tilsvarer overkant (OK) fundament. Deretter komprimeres fundament iht. VA-normen og NS 3458 [22].
 - d. Rør blir lagt på komprimert fundament med tilstrekkelig avstand til kasseveggen (f.eks. 30 cm) for å unngå skader på røret eller fundamentet når grøftekassen trekkes opp.
 - e. Omfylling/sidefylling/igjenfylling foregår ved horisontal komprimering av hvert sjikt i takt med forsiktig opptrekking av grøftekasse. Dette skal utføres slik at UK kassevegg er i nivå med OK fylling, før fyllingslaget komprimeres (maks. 30 cm hvert sjikt). Kassen kan fjernes forsiktig fra grøften når denne er gjenfylt til nivå 1 m under eksisterende terreng.



Figur 24 Prinsippskisse grøftekasse.

Graving i de finkornige massene (leire/silt) må utføres med plant skjær under tørre forhold. Omrøring kombinert med tilførsel av vann kan medføre at de finkornige massene i bunn grøft får sterk redusert bæreevne. I tillegg kan omrøring medføre skadelige setninger på rør/ledningsanlegget.

7.1.4 Bunnoppressing

Sikkerheten mot bunnoppressing beregnes ved bruk av følgende bæreevneformel i henhold til Statens vegvesens håndbok N-V220 [13]:

$$\gamma_M = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d}$$

Beregningsresultatene presenteres sammen med beregninger for to andre utgravninger (kummer og fordrøyningsmagasin) i Vedlegg 8. Sikkerhet mot bunnoppressing ligger for alle beregninger over $\gamma_M > 1,5$ [13], og er tilfredsstillende.

7.2 Fundamentering boligbebyggelse

Boligene skal oppføres som trekonstruksjoner i 2 etasjer uten kjeller. Per dags dato foreligger det ikke prosjekterte laster fra bygningene. Mottatte planer viser lette trekonstruksjoner som er godt tilpasset terreng, men at deler av dagens terreng likevel skal oppfylles og/eller utgraves. Det forutsettes at tiltak med oppfylling i ravinebunnene må bli utført før arbeidene i byggefelt BKS2 kan startes. Etterpå kan boligene fundamenteres på vanlig måte med stripefundamenter og gulv på grunnen. Fundamentene skal dimensjoneres og utføres slik at de er tilstrekkelig sikret mot teleskader (frost). Betongplata detaljeres og dimensjoneres av bygningsteknisk sakkyndig.

Angitt løsning er ikke en fullstendig setningsfri løsning, men setningene forventes å bli relativt små og jevne dersom laster spres godt og arbeidene utføres riktig. Oppfølging i anleggsfasen med setningsmålinger og måling av poretrykk i grunnen kan være aktuelt. Program for setningsmålinger kan bestemmes nærmere av entreprenør og tiltakshaver.

Da boligområdet består av bløt og kompressibel grunn, vil en ev. ekstra belastning av terrenget kunne gi skadelige skjevsetninger på boligene, spesielt i det skrånende terrenget mot ravinen i øst/sørøst hvor det er påvist kvikkleire. For lette trekonstruksjoner bygget på bløt og kompressibel leire bør det kunne benyttes kompensert fundamentering. Det må da fundamenteres på hel lastfordelende bunnplate med masseutskiftning med lette fyllmasser av skumglass (Glasopor) eller lettklinker (løs Leca) tilsvarende bygningsvekten og ev. terrengheving. Dette for å redusere risiko for skadelige setninger. Det må sees nærmere på bunnplate med forsterkinger under bærende vegger og søyler, samt randforsterkning. De lette fyllmassene legges ut og komprimeres iht. leverandørens anvisning.

Setninger som resulteres fra omlagring av fyllmasser vil kunne minimeres betydelig ved å følge krav for komprimering i NS 3458 [22], SVV HB V221 [13] og vegnormal N200 [12].

7.3 Mellomlagring av masser

Oppgravde masser plasseres minimum 5 m fra grøftekant. Skråningen i sør/sørøst skal ikke belastes med masser. Hvis det ikke er plass til massene på området, kjøres disse til midlertidig lagringsplass.

7.4 Telefarlighet veg

I henhold til vegnormalen N200 [12] ligger løsmassene ved prosjektområdet innenfor telefarlighetsklasse T4, dvs. meget telefarlig. Grunnforholdene i området består hovedsakelig av humusholdig leire/siltig sand og leire/siltig leire derunder, som er meget telefarlige og klassifiseres i bæreevnegruppe 6. Overbygningen anbefales dimensjonert etter disse resultatene av vegprosjekterende.

Det henvises til vegnormalen for mer detaljer om omfang og utførelsen av vegoverbygning.

7.5 Naboforhold

Det anbefales at det gjennomføres tiltak som bygningsbesiktigelse, fastsettelse av rystelseskriterier, og etablering av setningsbolter og/eller rystelsessensor på nærliggende bygninger i forkant anleggsarbeidene. I henhold til anbefalingene i NS 8141-4:2021 [23] bør det utføres besiktigelser av alle bygninger innenfor en avstand på 50 m fra anleggsstedet. Besiktigelsen skal gjennomføres før oppstart av anleggsarbeidet.

7.6 Krav til kontroll

Ansvarlig for kontroll av utførelse forutsettes avklart av tiltakshaver/entreprenør. Kontrollens omfang i byggefasen er i utgangspunktet definert etter relatert Geoteknisk kategori etter Eurokode 7, og kan omfatte følgende elementer i henhold til en forenklet sammenfatning (Figur 25):

Kontroll av	Geoteknisk kategori		
	1	2	3
Utførelse	Inspeksjon, enkle kvalitetskontroller, kvalitativ bedømmelse	Grunnens egenskaper, arbeidsrekkefølge, konstruksjonens oppførsel	Tilleggsmålinger der det er aktuelt: - av grunn og grunnvann, - arbeidsrekkefølgen, - materialenes kvalitet, - tegninger, - avvik fra prosjektering - resultat av målinger, - observasj. av miljøforh. - uforutsette hendelser
Grunnforhold	Befaring, registrering av jord og berg som avdekkes ved graving	Kontroll av egenskap til jord og berg i fundamentnivå	Ekstra undersøkelser av jord og berg som kan være viktige for konstruksjonen
Grunnvann	Dokumentert erfaring	Observasjoner/målinger	
Byggeplass	Ikke krav til tidsplan	Utførelsesrekkefølge angis i prosjekteringsrapport	
Overvåkning	Enkel, kvalitativ kontroll	Måling av bevegelser på utvalgte punkter	Måling av bevegelser og analyser av konstruksjon

Figur 25 Krav til kontrolltiltak relatert til Geoteknisk kategori.

Prosjekter i geoteknisk kategori 2 (GK2) medfører krav om kontrollplan som entreprenøren skal følge under utførelsen av grunnarbeidene. Entreprenøren skal i tillegg utarbeide egne kontrollplaner iht. sine kvalitetssikringssystemer. Det er også hensiktsmessig å ha et oppstartsmøte så tidlig som mulig for å gå gjennom arbeidene i detalj med alle relevante aktører.

Kontrollplanene skal omfatte kontrolltiltak som er nødvendig for å sikre at arbeidene utføres i samsvar med prosjekteringsforutsetningene, og sikre mannskap og utstyr mot alvorlige hendelser. Sikkerhet mot skred og utglidninger skal ivaretas i samtlige faser av anleggsarbeidet. Det anbefales at det gjennomføres prøvegravinger før utgraving for å avdekke lokale variasjoner i grunnforholdene.

Valgte løsninger for grunnarbeidene er vurdert som tradisjonelle og kjente, og innebærer ingen økt risiko for sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA) sammenlignet med tilsvarende prosjekter. Entreprenøren må som sin del av HMS/SHA-planleggingen utføre selvstendige risikovurderinger knyttet til arbeidene, og foreslå nødvendige tiltak. For arbeider som vurderes som kritiske, utføres sikker-jobb-analyser (SJA).

Det er utarbeidet et forslag til en plan for kontroll og overvåking av de geotekniske arbeidene, som presenteres nedenfor i Tabell 7. Denne listen er ikke uttømmende, og ytterligere relevante kontrollpunkter må inkluderes etter behov. Det forutsettes at utførende entreprenør setter seg grundig inn i prosjekteringsgrunnlaget og følger de angitte forutsetninger og anbefalinger.

Tabell 7 Innspill til kontrollplan og overvåking av geotekniske arbeider.

Kontrollpunkt	Kontrollområde	Ansvarlig
Formål	Avvik fra prosjekteringen registreres og rapporteres umiddelbart.	ENT
	Tegninger oppdateres ved endringer til «som utført» og oversendes til geoteknisk prosjekterende og uavhengig kontrollerende.	ENT
	Avbrudd i arbeid / tilstand ved gjenoppstart rapporteres til geoteknisk prosjekterende.	ENT
	Sjekkliste og protokoller oversendes geoteknisk prosjekterende og uavhengig kontrollerende.	ENT
Grunnforhold	Visuell observasjon av gravemasser og masser i graveplanum/traubunn utføres kontinuerlig, ev. masseutskifting dersom det er vurdert nødvendig.	ENT
	Avvikende grunnforhold fra det som ble forutsatt i prosjekteringen, skal umiddelbart rapporteres.	ENT
Gravearbeider og grøftesikring	Arbeider i grøft skal sikres mot utfall/utglidning av grøftevegger iht. prosjektert løsning, sikre at det graves innenfor gitte begrensninger, bruk av grøftekasse vurderes før og under arbeidene.	ENT
	Seksjonsvis utgraving vurderes før og under arbeidene for å sikre at stabiliteten under utførelse opprettholdes, og for å redusere faren for deformasjoner av eksisterende konstruksjoner til et minimum.	ENT
Vannhåndtering	Håndtering av tilsigende vann i byggegropa og tilførsel av ressurser for å pumpe ut vannet.	ENT
Mellomlagring og fyllingsarbeider	Mellomlagring maks. 2 m høyde og minst 5 m avstand til grøfter og skal kontrolleres visuelt under arbeidene kontinuerlig gjennom prosjektet.	ENT
	Oppfylling av grøfter med fyllmasser (kvalitetsmasser/stedlige masser) og komprimeringsarbeider utføres iht. NS 3458 «normal» komprimering og	ENT

Kontrollpunkt	Kontrollområde	Ansvarlig
	rapporteres gjennom protokoll inkl. bilder, sikre at det fylles til angitte fyllingsnivåer og utstrekning ivaretas.	
Overvåkning	Overvåkning av poretrykk.	ENT / ev. RIG
	Behov for rystelse-/setningsmålinger vurderes før og under arbeidene kontinuerlig gjennom prosjektet og varsles geoteknisk prosjekterende hvis det oppstår bevegelser under gravingen som ev. må måles.	ENT / ev. RIG

8 Sluttkommentar

Grunnforholdene beskrevet i dette notatet er basert resultater fra kartverk, tidligere og nylig utførte grunnundersøkelser. På grunn av geologiske og menneskeskapte årsaker kan det være avvik med hensyn til lagtykkelser og dybde av laggrenser sammenlignet med det som er dokumentert her. I tillegg kan det også forekomme lokale jordlag som ikke er beskrevet i dette notatet.

Hvis det oppstår spørsmål under videre prosjektering som ikke er omtalt i dette notatet, skal geotekniker konsulteres for ytterligere vurderinger.

Dersom det under anleggsarbeidene observeres masser som avviker vesentlig fra det som er beskrevet, skal geotekniker kontaktes umiddelbart for vurdering og eventuell justering av tiltak. God kommunikasjon mellom utførende entreprenør og geoteknisk sakkyndig er avgjørende for å sikre forsvarlig gjennomføring.

Referanseliste

- [1] Envidan AS. Engelsrudhagen BKS2 – Geoteknisk notat; 19.12.2024. NOT_7242584-01-01-RevA.
- [2] Løvlien Georåd AS. Geoteknisk rådgivningsrapport – Grunnundersøkelser, stabilitetsvurdering. Øvre Romerike Prosjektering. Engelsrudhagen, Nannestad; 06.05.2012. 11-239 nr. 1, rev 01.
- [3] Romerike Grunnboring AS. Teknisk rapport – Geotekniske laboratorieundersøkelser, Engelsrudhagen Nannestad; 24.01.2025. Prosjektnummer 20091, revisjon 0.
- [4] Lov om planlegging og byggesaksbehandling (Plan- og bygningsloven). LOV-2008-06-27-71. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71>
- [5] Direktoratet for byggkvalitet. Byggesaksforskriften (SAK10). Oslo: Direktoratet for byggkvalitet; 26. mars 2010 [oppdatert 01. januar 2024]. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/sak/>
- [6] Direktoratet for byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK17). Oslo: Direktoratet for byggkvalitet; 01. juli 2017 [oppdatert 01. januar 2024]. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- [7] Standard Norge. NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016. Eurokode 0 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Lysaker: Standard Online AS; 2016-05. Tilgjengelig fra: [Standard Norge | standard.no. NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016](https://standard.no/NS-EN-1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016)
- [8] Standard Norge. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Lysaker: Standard Online AS; 2019-01. Tilgjengelig fra: [Standard Norge | standard.no. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019](https://standard.no/NS-EN-1991-1-1:2002+NA:2019)
- [9] Standard Norge. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler. Lysaker: Standard Online AS; 2020-12. Tilgjengelig fra: [Standard Norge | standard.no. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020](https://standard.no/NS-EN-1997-1:2004+A1:2013+NA:2020)
- [10] Standard Norge. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. Lysaker: Standard Online AS; 2021-06. Tilgjengelig fra: [Standard Norge | standard.no. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021](https://standard.no/NS-EN-1998-1:2004+A1:2013+NA:2021)
- [11] Forskrift om utførelse av arbeid, bruk av arbeidsutstyr og tilhørende tekniske krav (forskrift om utførelse av arbeid). FOR-2011-12-06-1357. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2011-12-06-1357>
- [12] Statens Vegvesen. Vegnormal – N200 Vegbygging; 01. november 2022. Tilgjengelig fra: <https://viewers.vegvesen.no/product/859942?filePath=c1f0791d-b65e-4a2f-ad1d-dc31cbef3faa.pdf>
- [13] Statens Vegvesen. Veiledning N-V220 – Geoteknikk i vegbygging; 10. februar 2025. Tilgjengelig fra: <https://store.vegvesen.no/n-v220>
- [14] Statens Vegvesen. Håndbok V221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger; 01. juni 2014. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-v221.pdf>
- [15] NVE. Veileder 1/2019. Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med

sprøbruddegenskaper; 2020-12. Tilgjengelig fra:

https://publikasjoner.nve.no/veileder/2019/veileder2019_01.pdf

- [16] NVE. Ekstern rapport 9/2020. Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred.
- [17] NVE, Jernbaneverket, Statens Vegvesen. NIFS rapport 14/2014. Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire. En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer; 30. januar 2014.
- [18] Norsk Geoteknisk Forening. Byggegruppveiledningen 2019. Oslo: Norsk Geoteknisk Forening; 2019.
- [19] NGI. Geoteknisk rapport – Områdestabilitet Engelsrudhagen øst, Nannested kommune – Kartlegging av kvikkleiresoner med faregradsvurdering. Mestergruppen AS. 01.09.2017. 20170497-02-R, rev. 0.
- [20] Skanska Teknikk. Engelsrudhagen BK2, BK3 og BB1 – Stabilitet og behov for stabiliserende tiltak; 25.07.2019. ATK-2017-065-NOT-02. Revisjon: R2 06.06.2023.
- [21] NVE. Sikringshåndboka Modul K2.301. Motfylling og terrengavlastning-Prosjektering; 2023-09. Tilgjengelig fra: <https://veiledere.nve.no/sikringshandboka/moduler/modul-k2-301-motfylling-og-terrengavlastning-prosjektering/?ref=mainmenu>
- [22] Standard Norge. NS 3458:2004. Komprimering - Krav og utførelse. Lysaker: Standard Online AS; 2004. Tilgjengelig fra: <https://online.standard.no/nb/ns-3458-2004>
- [23] Standard Norge. NS 8141-4:2021. Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 4: Retningslinjer for besiktigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart. Lysaker: Standard Online AS; 2022. Tilgjengelig fra: <https://online.standard.no/nb/ns-8141-4-2021>

Vedlegg

Vedlegg 1 – Plankart, situasjonsplan (2 sider)

Vedlegg 2 – Foreløpig plan og profil - Nytt VA-anlegg (2 sider)

Vedlegg 3 – Boreplan, boreprofiler, prøvekort, labrapport (47 sider)

Vedlegg 4 – Tolkning CPTu (9 sider)

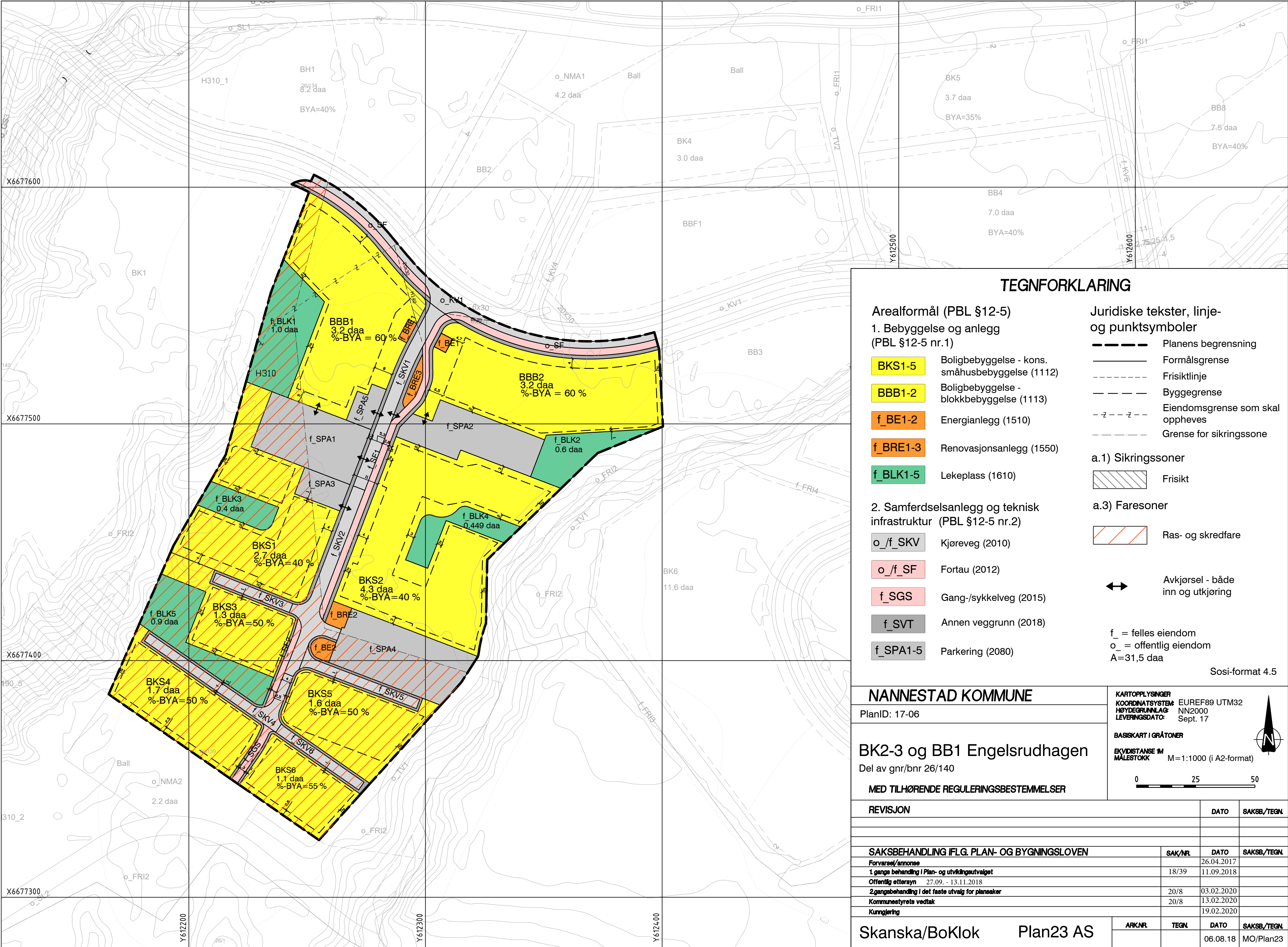
Vedlegg 5 – Stabilitetsberegninger (8 sider)

Vedlegg 6 – Løsne- og utløpsområde (1 side)

Vedlegg 7 – Motfylling ravine (1 side)

Vedlegg 8 – Bunnoppressing (1 side)

Vedlegg 9 – Klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred



TEGNFORKLARING

Arealformål (PBL §12-5)

1. Bebyggelse og anlegg
(PBL §12-5 nr.1)

- BKS1-5** Boligbebyggelse - kons. småhusbebyggelse (1112)
- BBB1-2** Boligbebyggelse - blokkbebyggelse (1113)
- f_BE1-2** Energianlegg (1510)
- f_BRE1-3** Renovasjonsanlegg (1550)
- f_BLK1-5** Lekeplass (1610)

2. Samferdselsanlegg og teknisk infrastruktur (PBL §12-5 nr.2)

- o_/f_SKV** Kjøreveg (2010)
- o_/f_SF** Fortau (2012)
- f_SGS** Gang-/sykkelveg (2015)
- f_SVT** Annen veggrunn (2018)
- f_SPA1-5** Parkering (2080)

Juridiske tekster, linje- og punktsymboler

- Planens begrensning**
- Formålsgrense**
- Friskiklinje**
- Byggegrense**
- Eiendomsgrense som skal oppheves**
- Grense for sikringszone**

a.1) Sikringssoner

- Friskt**

a.3) Faresoner

- Ras- og skredfare**

Avkjørsel - både inn og utkjøring

f_ = felles eiendom
o_ = offentlig eiendom
A=31,5 daa

Sosi-format 4.5

NANNESTAD KOMMUNE

PlanID: 17-06

BK2-3 og BB1 Engelsrudhagen

Del av gnr/bnr 26/140

MED TILHØRENDE REGULERINGSBESTEMMELSER

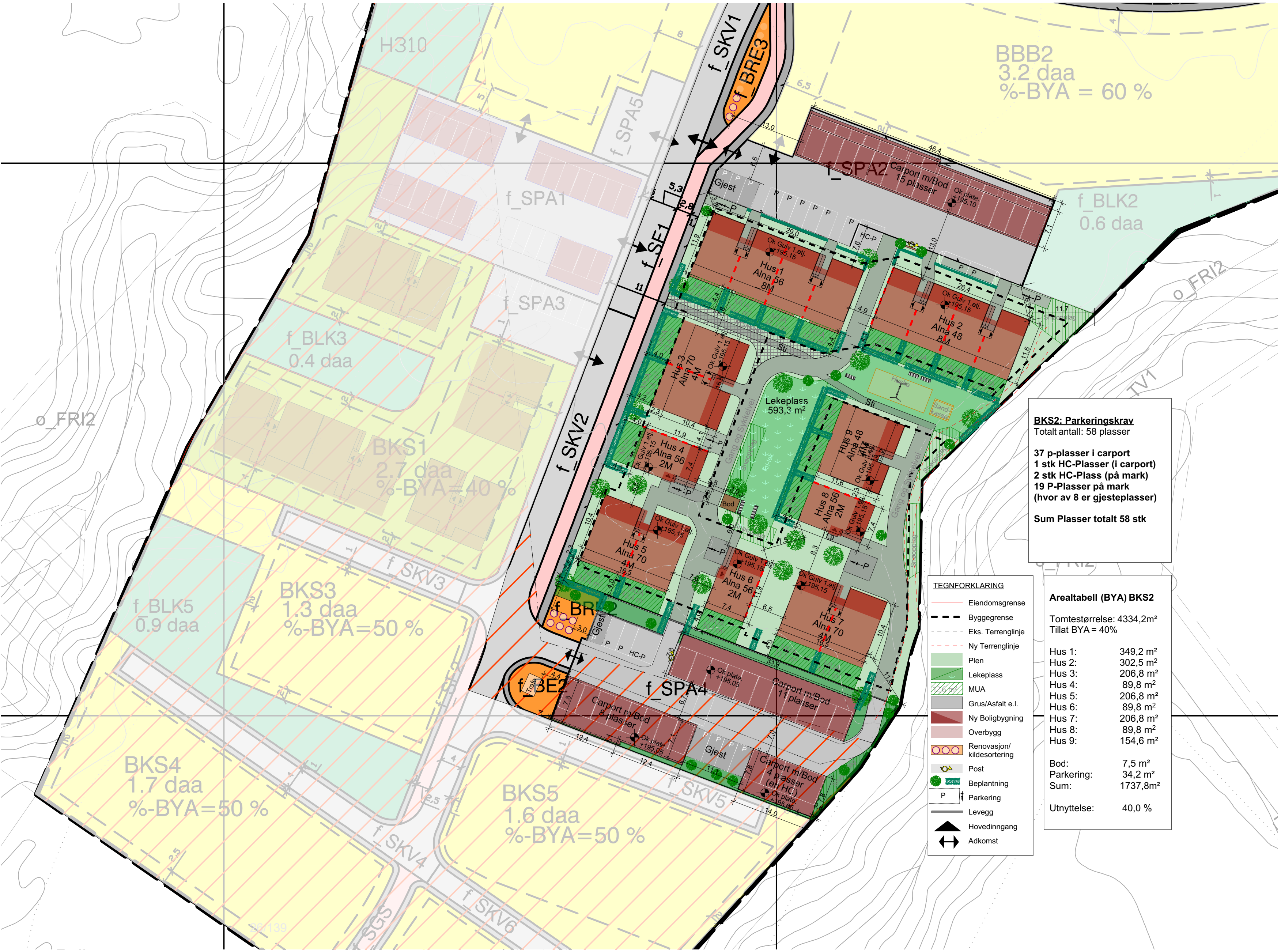
KARTOPPLYSNINGER
KORDINATSYSTEM EUREF89 UTM32
HØYDEGRUNNLAG NN2000
LEVERINGSdato: Sept. 17

BASISKART I GRÅTONER
EKVIDISTANSE 1M
MÅLESTOKK M=1:1000 (i A2-format)

0 25 50



REVISJON		DATO	SAKSBE/TEGN.		
SAKSBEHANDLING IFLG. PLAN- OG BYGNINGSLOVEN		SAK/NR.	DATO	SAKSBE/TEGN.	
Forvarsel/annons			26.04.2017		
1 gangs behandling i Plan- og utviklingsutvalget		18/39	11.09.2018		
Offentlig ettersyn 27.09. - 13.11.2018					
2gangsbehandling i det faste utvalg for plansaker		20/8	03.02.2020		
Kommunestyrets vedtak		20/8	13.02.2020		
Kunngjøring			19.02.2020		
Skanska/BoKlok	Plan23 AS	ARK.NR.	TEGN.	DATO	SAKSBE/TEGN.
				06.08.18	MO/Plan23



BKS2: Parkeringskrav
Totalt antall: 58 plasser

37 p-plasser i carport
1 stk HC-Plasser (i carport)
2 stk HC-Plass (på mark)
19 P-Plasser på mark
(hvor av 8 er gjesteplasser)

Sum Plasser totalt 58 stk

- TEGNFORKLARING**
- Eiendomsgrænse
 - Byggegrænse
 - Eks. Terrengrænse
 - Ny Terrengrænse
 - Plen
 - Lekeplass
 - MUA
 - Grus/Asfalt e.l.
 - Ny Boligbygning
 - Overbygg
 - Renovasjon/ kildesortering
 - Post
 - Beplantning
 - Parking
 - Levegg
 - Hovedinngang
 - Adkomst

Arealtebell (BYA) BKS2	
Tomtestørrelse: 4334,2m ²	
Tillat BYA = 40%	
Hus 1:	349,2 m ²
Hus 2:	302,5 m ²
Hus 3:	206,8 m ²
Hus 4:	89,8 m ²
Hus 5:	206,8 m ²
Hus 6:	89,8 m ²
Hus 7:	206,8 m ²
Hus 8:	89,8 m ²
Hus 9:	154,6 m ²
Bod:	7,5 m ²
Parkering:	34,2 m ²
Sum:	1737,8m ²
Utnyttelse:	40,0 %

REVISJON:

Rev.	Sign.	Dato	Beskrivelse
A	JAI	12.09.24	Endret tak, endret vinduer og vegger ifm bæring

PROSJEKT:
Engelsrudhagen BKS2

TILTAKSHAVER:
Weenbo AS

BYGGEPLASS:
Byggvegen, 3036 Nannestad
G.NR./NR - KOMMUNE:
del av 26/146 - Nannestad kommune

STATUS:

☐ Skisseprosjekt

☒ Forprosjekt

☐ Detaljprosjekt

☐ Eksisterende

☐ Som bygget

☐ Illustrasjon

DATO:
13.07.2023
SIGN.:
JAI/HBO
KONTROLL AV:
HST
MÅLESTOKK:
1:500 ved A3

AAREALTEBELL:

BRA bygning:	-- m ²
1. etasje:	-- m ²
2. etasje:	-- m ²
BRA utv. overb. areal:	-- m ²
BYA totalt:	-- m ²

vårdal arkitekter

Kornveien 1, 3157 BARKÅKER
Tlf: 33 06 10 80
www.vaardal.as

© Alle rettigheter tilhører utførende for prosjekteringen, kopiering eller bruk av disse tegningene er forbudt uten skriftlig samtykke!

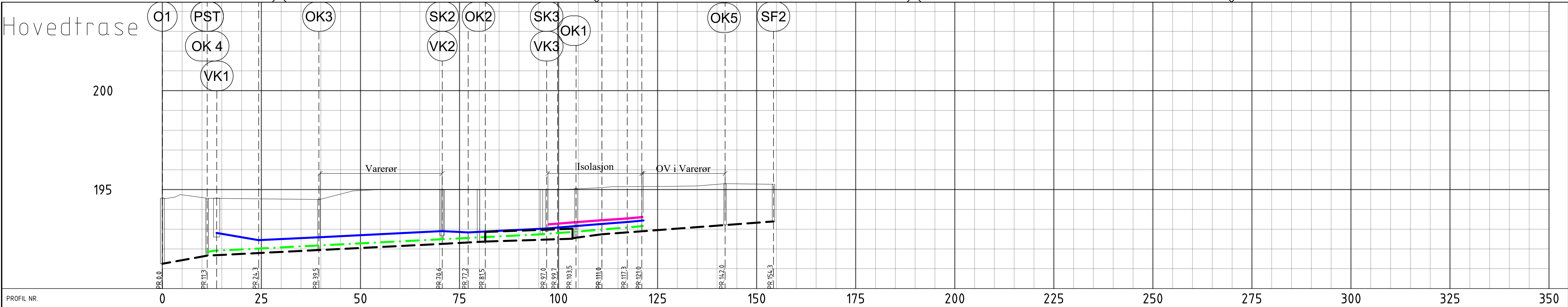
TEGNING:
Situasjonsplan

PROSJEKTNR.:
22778

TEGNINGSNR.:
A10-10

- Det henvises til øvrige tegninger og Nannestad kommunes VA-norm.
- Kryssende VA ledninger prøvegraves ved behov. Høyder mellom eks. kommer er antatt. Kristiske punkter avklares i anleggsfasen.
- Stikkledninger til hvert hus er: SP Ø125 PVC - VL Ø50 PE.
- Plassering av og antall strømningsavskjærere skal bestemmes i anleggsfasen.
- Alle kummer og ledninger under frostfri dybde 2.0 meter skal frostsikres

VA		Program:		Societatskod: SONES3	
VA-Plan		Fastskott: 0		EUREF: SONES3	
		Kontrollref. sys: NN0000			
		Vagnplanref.:			
Arbetsleder:	Kontroll:	Projektleader:	Arkivformat:	Ållstok:	
UK		MOB	AT	1:250	
				Tegn.nr.:	Revisjon:
				H2.01	
 Envidan					
Envidan AS • Tlf.: (+47) 23 96 30 30 • org.nr NO 927 269 287 MVA • www.envidan.no					



PROFIL NR.																	
Grunneier																	
Markslag																	
Grunnforhold																	
TERRENG H./TOPP VEGDEKKE		194,51	194,73	194,60	194,55	194,54	194,53	194,52	194,51	194,52	194,77	194,95	195,00	195,00	195,00	195,00	195,00
Hor.vinkelpunktavstand i m			11,3		13,0		15,2		31,1		6,5	4,3	15,5	2,7	3,8	7,4	6,4
Vannledning	Kumavstand i m			10,6		15,6		30,7		6,6	4,3	15,5	2,7	3,8	7,4	6,4	3,7
	Fall i ‰			-34,6		10,0		10,0		-9,9	10,0	10,0	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0
	Kote utv. topp			192,81		192,44		192,59		192,90		192,84	192,88	193,03	193,08	193,26	193,36
	Type og dim						110PE SDR 11			60PE SDR 11		63PE SDR 11		50PE SDR 11		50PE SDR 11	
Spillvannledning	Kumavstand i m		1,7	11,3		15,2		31,1		6,6	4,3	14,2	3,9	4,0	7,4	6,4	3,9
	Fall i ‰		10,0	10,0		10,0		10,0		10,0	10,0	10,0	16,0	16,0	16,0	16,0	16,0
	Kote innv. bunn		191,05	191,91		192,02		192,18		192,49		192,56	192,60	192,86	192,98	193,08	193,16
	Type og dim						160PE SDR32			160PVC SN8			125PVC SN8				
Overvannledning	Kumavstand i m	11,3		13,0		15,2		31,1		9,2	1,7		6,5	6,4	3,7		21,0
	Fall i ‰	36,4		10,0		10,0		10,0		10,0	10,0		21,1	20,8	15,0	15,0	15,0
	Kote innv. bunn	191,25		191,66		191,79		191,94		192,26		192,53	192,57	192,74	192,84	192,89	193,21
	Type og dim			160PVC SN8			160PE SDR 32						160PE SDR 32			160PVC SN8	
Overvannledning 2	Kumavstand i m										22,0						
	Fall i ‰										10,0						
	Kote innv. bunn										192,37		192,52				
	Type og dim										600Kasettmagasin						



TEGNFORKLARING VA

VANN	Eksisterende	Prosjektert
AVLØP FELLES	—	—
SPILLVANN	—	—
OVERVANN	—	—
DRENSLEDNING	—	—
PUMPELEDNING	—	—
SLUK / SANDFANG	—	—
REG.KUM / KUM	—	—
STOPPEKRAN	—	—
ISOLASJON	—	—
UTLØP	—	—

Anmerkninger:

- Varerør utføres med DVO 160 for 110 VL, DVO 200 for 160 SP/OV
- Utføres med 160 PE100 RC TR.RØR BRUNSTR SDR17

Merknader:

- Det henvises til øvrige tegninger og Nannestad kommunes VA-norm.
- Kryssende VA ledninger prøvegraves ved behov. Høyder mellom eks. kummer er antatt. Kristiske punkter avklares i anleggsfasen.
- Stikkledninger til hvert hus er: SP Ø125 PVC - VL Ø50 PE.
- Plassering av og antall strømningsavskjærere skal bestemmes i anleggsfasen.
- Alle kummer og ledninger under frostfri dybde 2.0 meter skal frostsikres

Rev.: Rev.dato: Rev.tekst:

Utarbeider: Kontroll:

Weenbo Gruppen AS

Engelsrudhagen

VA

VA-Plan og Profil

Dato: 06.12.2024

Kommune: Nannestad

Prosj.nr.: 2584

Fase: 2

Koordinat: EUREF89/SONE3

Høyde ref. sys.: NN2000

Veggs refer.: 1:250

Tegn.nr.: H3.01

Revisjon:

Arbeider: KJK

Kontroll: MGB

Prosjektleder: MGB

Arkformat: A1

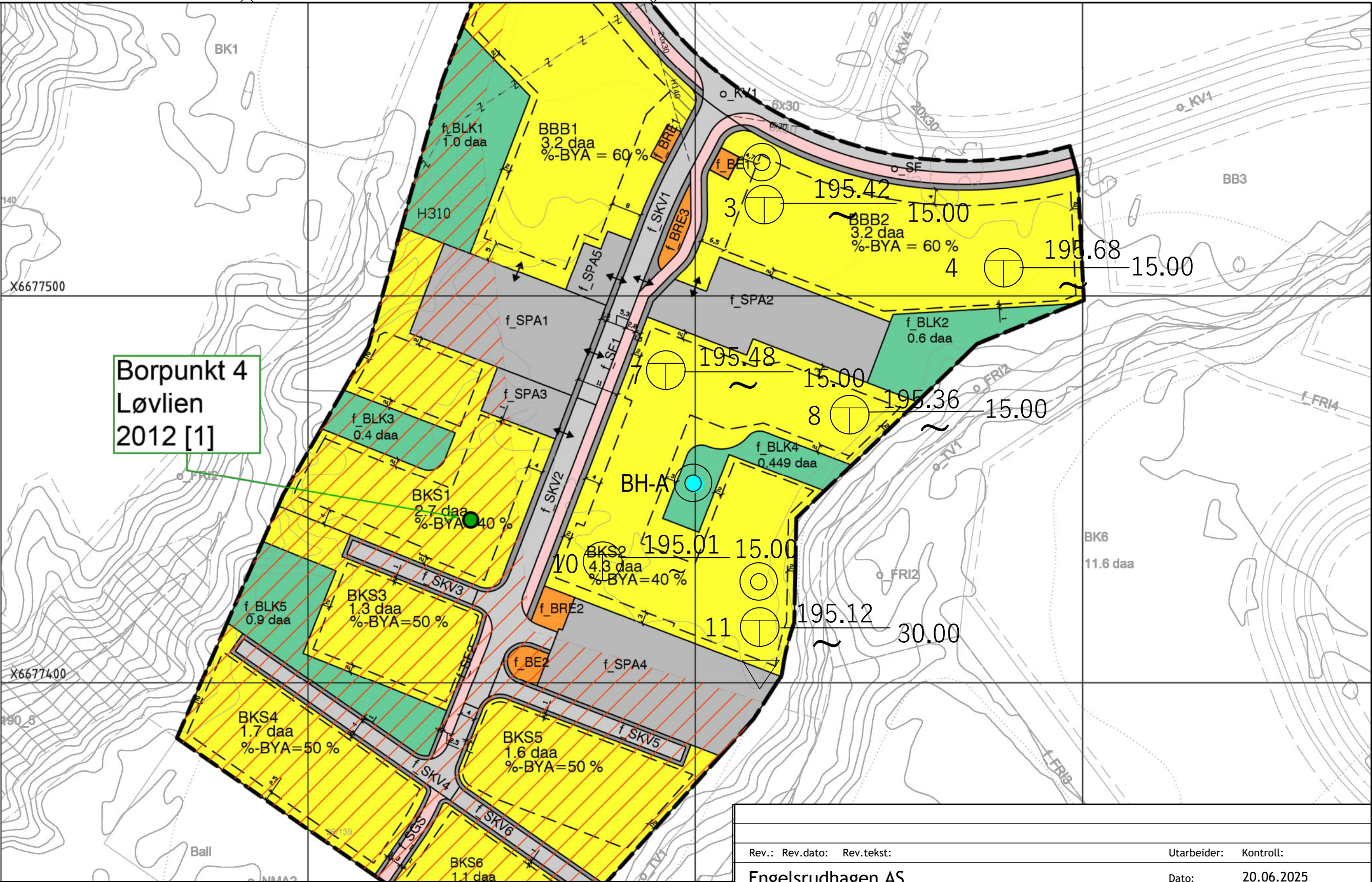
Envidan

Envidan AS

Tlf.: (+47) 23 96 30 30

org.nr NO 927 269 287 MVA

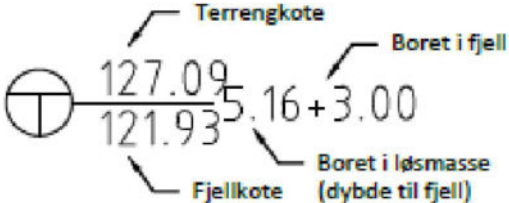
www.envidan.no



Symbolforklaring:

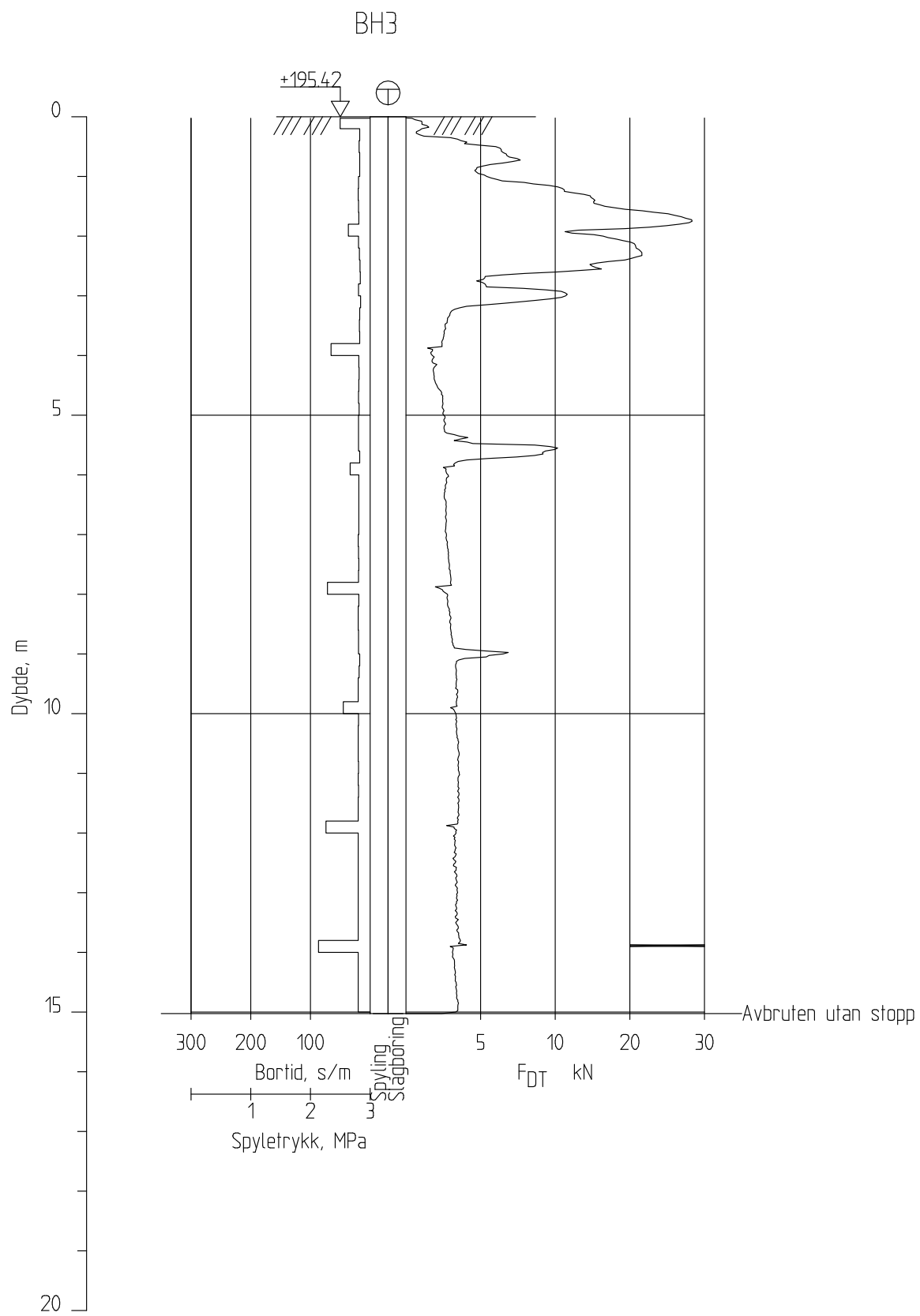
- Totalsondering
- Dreietrykkssondering
- CPTU sondering
- Prøvetaking
- Poretrykksmåling

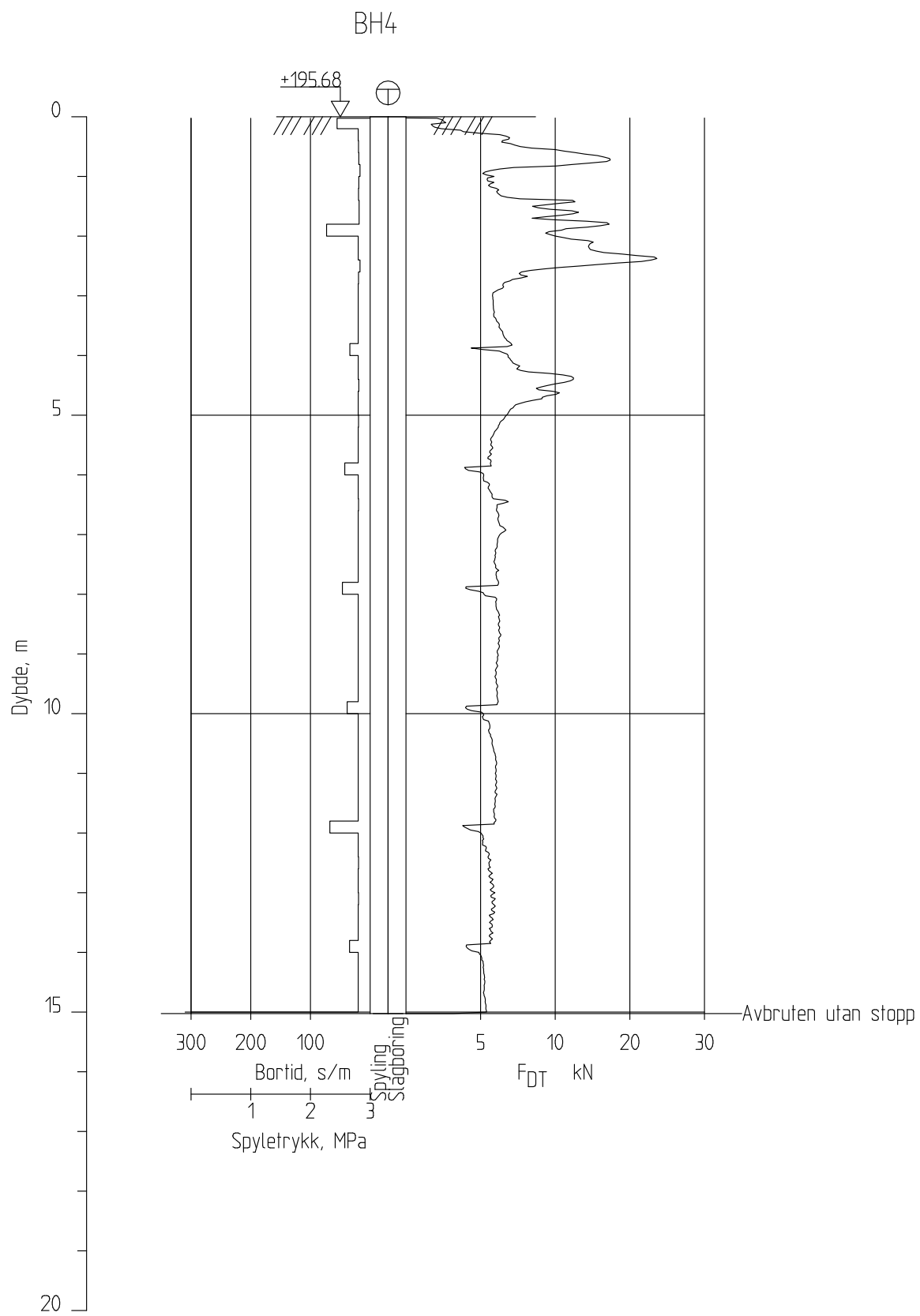
Tallforklaring sondering:

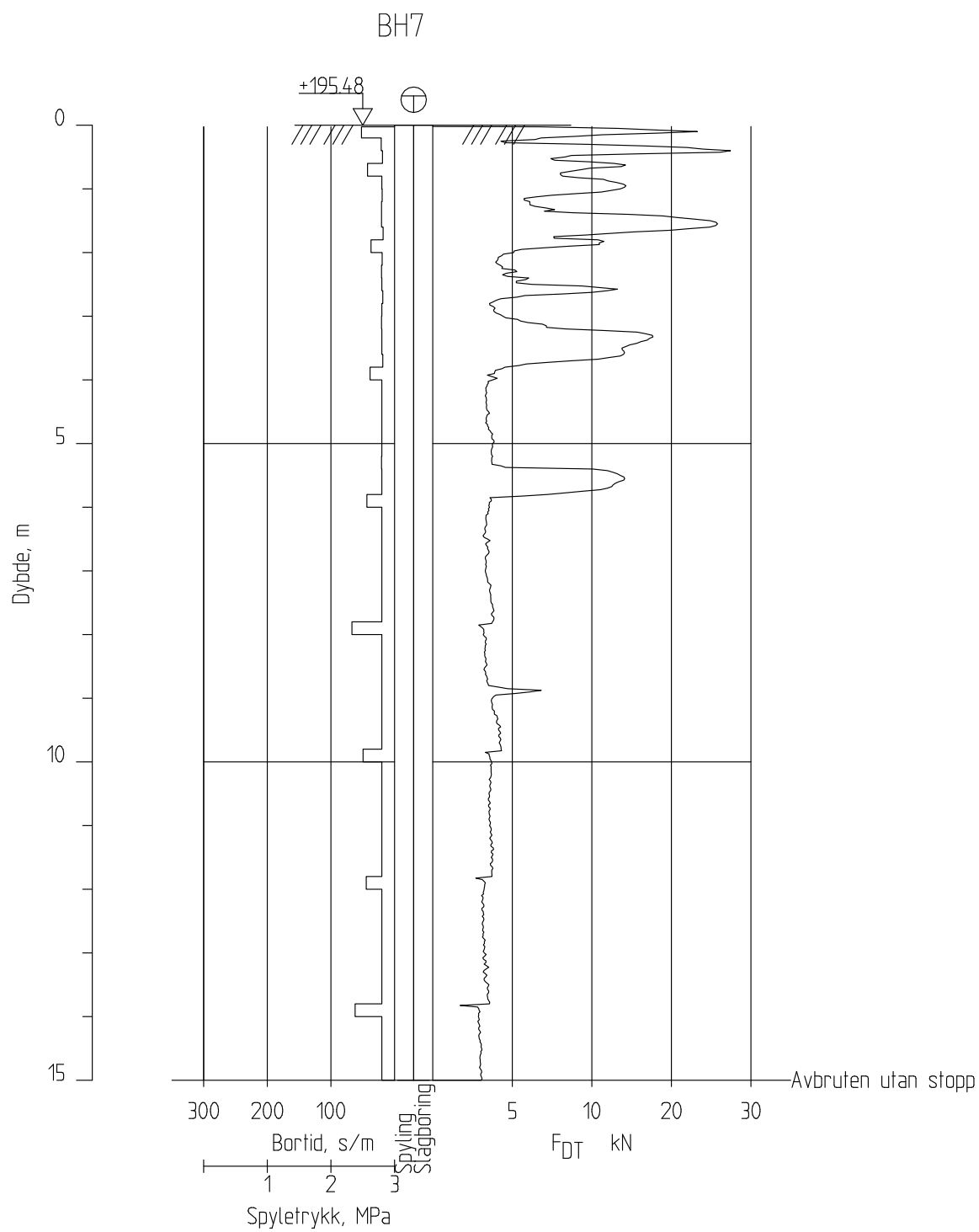


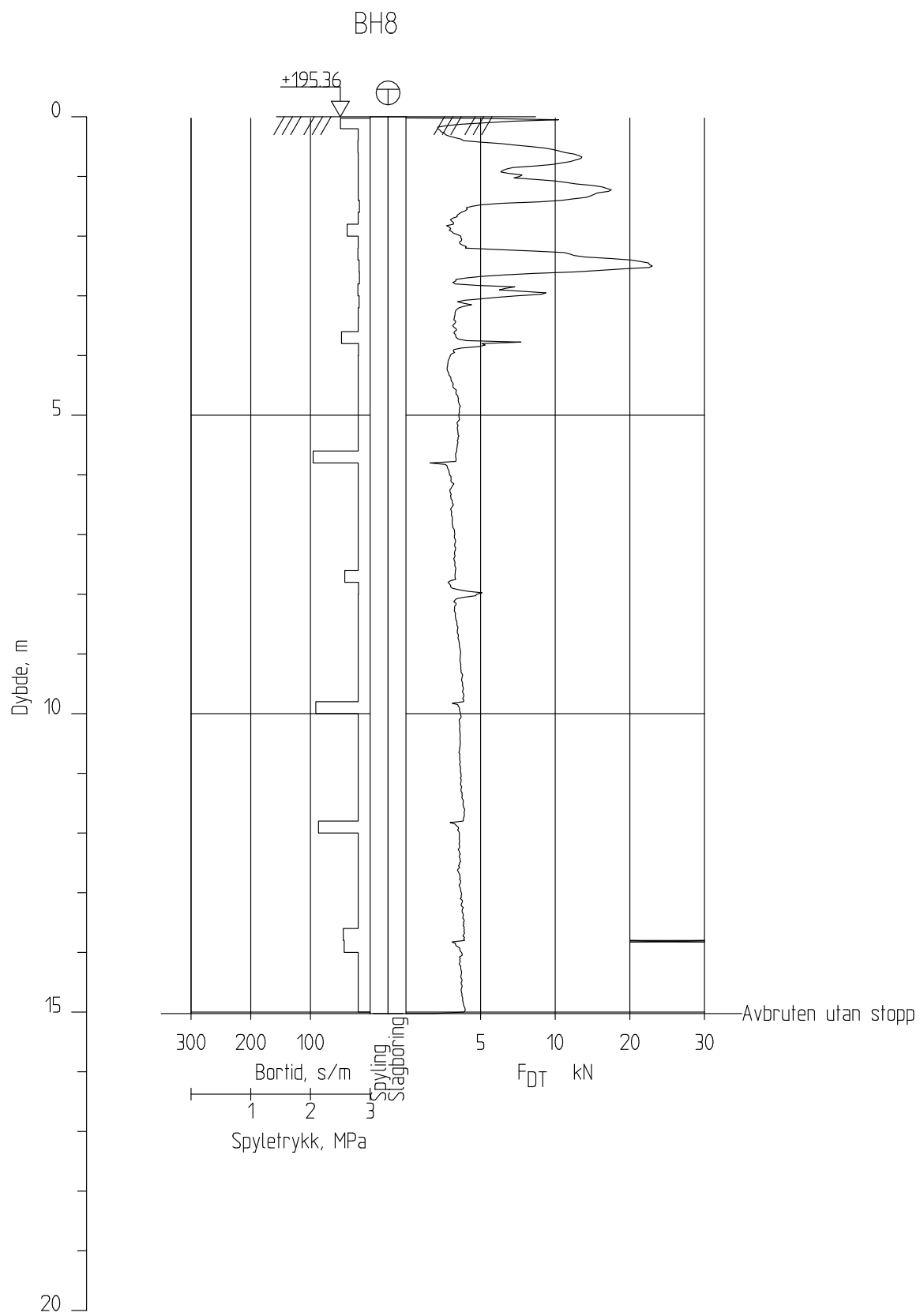
- BH-A ble ikke utført

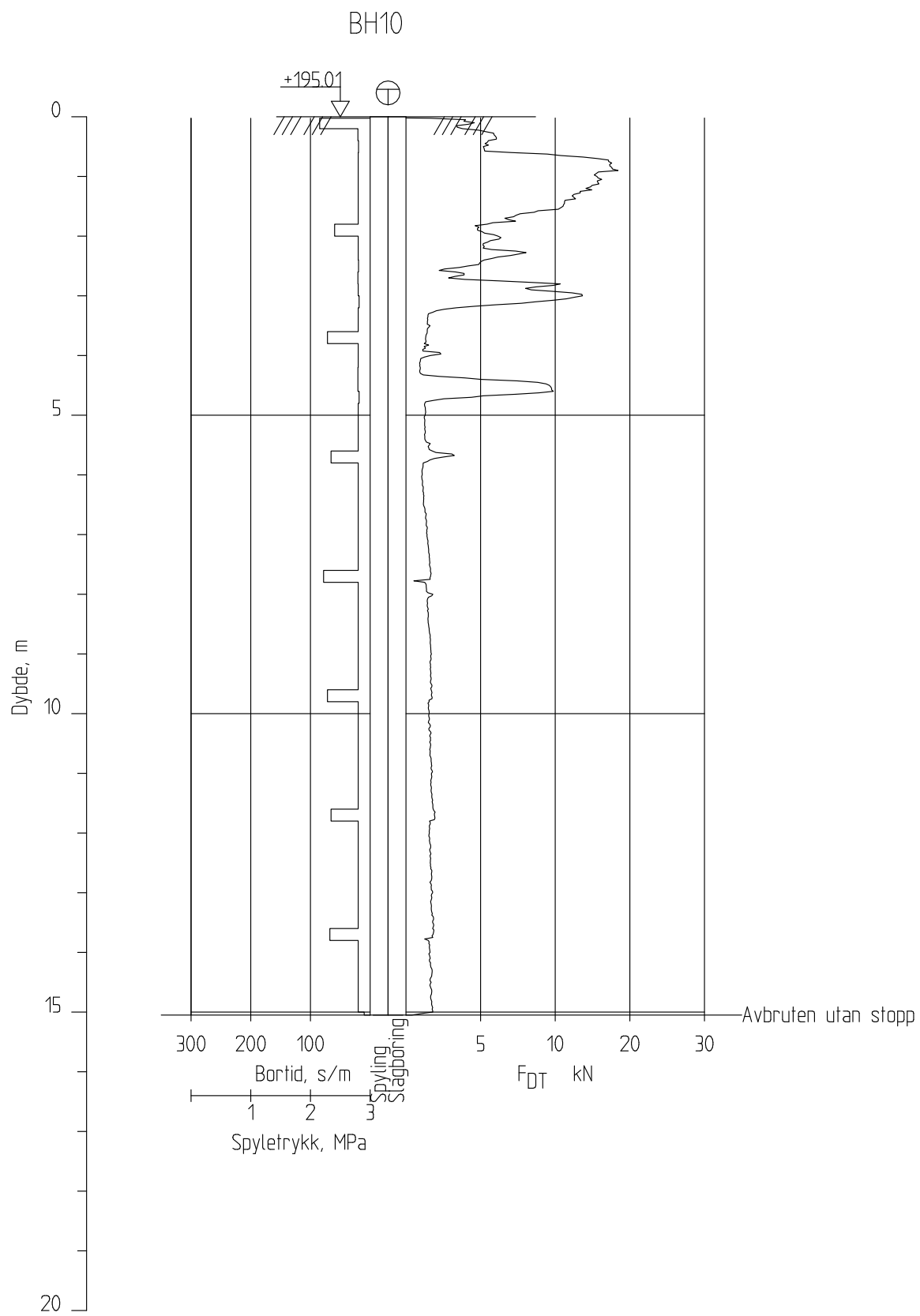
Rev.: Rev.dato: Rev.tekst:	Utarbeider: Kontroll:
Engelsrudhagen AS Engelsrudhagen BKS2 Fagfelt: Geoteknikk Borplan	Dato: 20.06.2025 Kommune: Nannestad Prosj.nr.: 7242584-4
Utarbeider: Laura Agadad Kontroll: Martin Weiz Prosjektleder: Morten Bjøntegaaud Arkformat:	Fase: Fase Koord.sys.: EUREF89/SONE32 Høyderef.sys.: NN2000 Vegsystemref.: Målestokk: 1:1000 Tegn.nr.: Revisjon:
Envidan	V01-1
Envidan AS • Tlf.: (+47) 23 96 30 30 • org.nr NO 927 269 287 MVA • www.envidan.no	



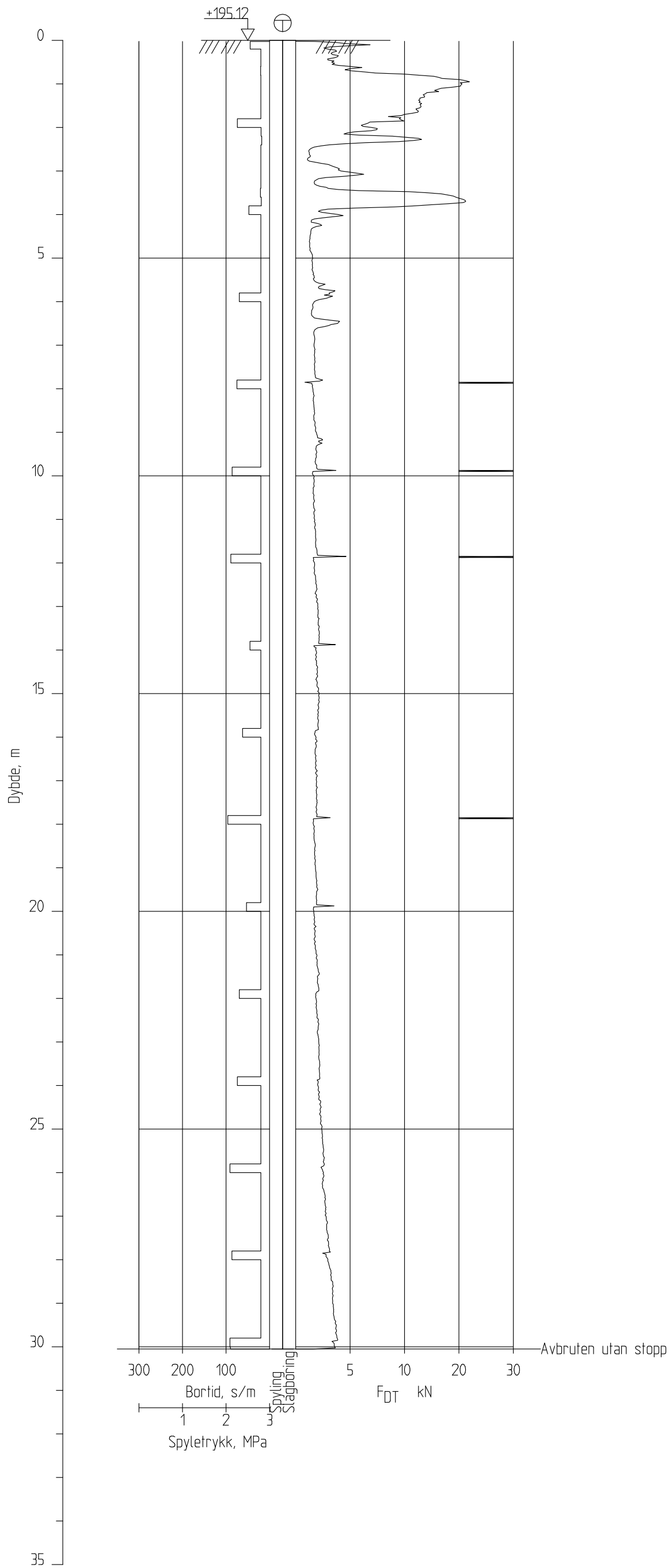








BH11





Prøvekort

Oppdragsnr / Navn	2071 Envidan Engelsrudhagen Nannestad	Grunnvannst	0,0m Ligger vann helt opp i
Geotekniker / Firma	Martin Weiz / Envidan	Terrengkote	
Hull	BH3		
Dato	19.12.2024	Sign	AE

Dybde i meter		Prøvedybde	Prøvetype	prøve nr.	Beskrivelse
1		0-1	NAV	N-BH3-0	Myr/torv til ca0,2m sand/tørsskorpeleire (bilde)
2		1-2	NAV	N-BH3-1	Fast sand/fin sand. (bilde)
3		2-3	NAV	N-BH3-2	Fast sand/fin sand til ca2,5m fin sand/silt til 3,0m (bilde)
4					
5		4-5	SYL54	N-BH3-4	Silt.
6					
7		6,5-7,5	SYL54	N-BH3-6	Myk siltigleire
8					
9					
10					
11					
12		11-12	SYL54	N-BH3-11	Myk siltig leire, mulig noe fin sand.
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					



Prøvekort

Oppdragsnr / Navn	2071 Envidan Engelsrudhagen Nannestad	Grunnvannst	2-2,5m
Geotekniker / Firma	Martin Weiz / Envidan	Terrengkote	
Hull	BH11		
Dato	19.12.2024	Sign	AE

Dybde i meter	Prøvedybde	Prøvetype	prøve nr.	Beskrivelse
1				
2	1-2	NAV	N-BH11-1	Sand (bilde)
3				
4	3-4	NAV	N-BH11-3	Sand/fin sand med en del silt, varierende hardhet (lagvis) (bilde)
5	4,5-5,5	SYL54	N-BH11-4	Myk/bløt siltigleire.
6				
7				
8				
9	8-9	SYL54	N-BH11-8	Bløt siltigleire.
10				
11				
12				
13	12,5-13,5	SYL54	N-BH11-12	Myk/bløt siltigleire. (virker sensitiv)
14				
15				
16				
17				
18				
19	18-19	SYL54	N-BH11-18	Myk/bløt siltigleire (virker sensitiv)
20				
21				
22				



TEKNISK RAPPORT

Geotekniske laboratorieundersøkelser

**Dato**

24.01.2025

Oppdragsgiver

Engelsrudhagen AS

Prosjekt

Engelsrudhagen Nannestad

Prosjektnummer

20091

Revisjon

0

PROSJEKTNR.	20091	
PROSJEKT	Engelsrudhagen Nannestad	
OPPDRAAGSGIVER	Engelsrudhagen AS	
EMNE	Geotekniske laboratorieundersøkelser	
REV.	0	24.01.2025
UTARBEIDET AV	Silje Hogner	Laboratorieingeniør
KONTROLLERT AV	Marianne Dahl	Avdelingsleder lab

BESKRIVELSE AV OPPDRAGET

Det er utført rutineundersøkelser på i alt 7stk 54mm- sylinderprøver og 5stk poseprøver på Romerike Geolab sine lokaler på Berger i perioden 9.01 – 24.01.25. Det er utført et CRS Ødometerforsøk i borpunkt 3 og et CRS Ødometer og et CAUc treaksialforsøk i borpunkt 11.

I borpunkt 11 er det påvist sprøbruddmateriale fra ca. 5m dybde og kvikke masser fra ca. 12,5m dybde. De kvikke massene i borpunkt 11 hadde mye prøveforstyrrelse.

I borpunkt 3 er det påvisr kvikke masser i prøven fra 11 – 12m. Denne prøven var også forstyrret.

VEDLEGG

Vedlegg:

- A – Borprofil
- B – Kornfordeling
- C – Bilderapport
- D – Ødometerforsøk
- E – Treaksialforsøk

1. Omfang av laboratorieundersøkelsen

1.1 Oppsummering

Prøvetype	Antall
54mm sylinder	7
72-76mm sylinder	
Pose	5
Miniblokk	

Analyser	Antall
Rutine poseprøve	5
Rutine sylinderprøve	7
Plastisitetsindeks	7
Kornfordeling	4
Humusinnhold	3
Treksialforsøk	1
Ødometerforsøk	2

1.2 Andre analyser / kommentarer til utførte analyser

Prøve	Kommentar / Eventuelle avvik
3 - 11	Forstyrret. Uegnet for enaks- og uomrørt konusforsøk Det er utført 2stk wlwp da resultatet avviket litt fra overliggende prøver.
11 – 12,5	Deler av prøven er forstyrret, ingen biter til enaksforsøk
11 - 18	Forstyrret. Ikke mulig å måle naturlig densitet. Uegnet for enaks- og uomrørt konusforsøk

1.3 Forklaringer

Rutine poseprøve – Inkluderer bilderapport, visuell beskrivelse/klassifisering* og vanninnhold

Rutine sylinderprøve – Inkluderer densitet, vanninnhold, bilderapport og visuell beskrivelse/klassifisering*, 2stk enaksialt trykkforsøk og 2stk konusforsøk (uomrørt og omrørt konus) dersom mulig og annet ikke er spesifisert. Prøven deles opp i biter på 10cm som navngis alfabetisk med dybden. A er alltid første/øverste bit.

Plastisitetsindeks – Flyte- og utrullingsgrenser utføres ved bestilling

Kornfordeling – Utføres ved bestilling. Det anbefales å utføre kornfordeling dersom det er bestilt spesialforsøk da kornfordelingen kan være med å belyse materialoppførselen.

Korndensitet - Utføres ved bestilling. Korndensiteten benyttes som korreksjonsfaktor i spesialforsøk og kornfordeling ved slemmeanalyse. Det kan derfor være lurt å bestille i sammenheng med disse analysene.

Humusinnhold ved glødetap - Utføres ved bestilling

Treksialforsøk, ødometerforsøk og andre spesialanalyser presenteres som plott av spennings- og tøyningstier i pdf-format. Treksforsøk presenteres i denne rapporten gjennom NTNU-plott. Øvrige/andre plott kan sendes ved forespørsel

**NB: Med mindre en kornfordelingsanalyse er utført, er dette kun en subjektiv og veiledende klassifisering som er basert på laborantens visuelle vurdering av materialet*

2. Prosedyrer for gjennomføring

Romerike Geolab utfører sine laboratorieundersøkelser i henhold til relevante ISO-standarder, samt Statens vegvesen sin veiledning: SVV håndbok R210 (2016).

Dokument	Tema
NS-EN ISO 17892-12:2018 NS-EN ISO 17892-12:2018/A1:2021 NS-EN ISO 17892-12:2018/A2:2022 NS8002 (Utgått – korreksjonsfaktorer for beregning av flytegrense er hentet fra denne standarden)	Plastisitetsgrenser, flyte- og utrullingsgrense
NS-EN ISO 17892-4:2016	Kornfordelingsanalyse
NS-EN ISO 14688-1 og -2	Jord – bestanddeler og struktur. Klassifisering og identifisering
NS-EN ISO 17892-2:2014	Romdensitet
NS-EN ISO 17892-3:2015	Korndensitet
NS-EN ISO 17892-1:2014 NS-EN ISO 17892-1:2014/A1:2022	Vanninnhold
NS-EN ISO 17892-6:2017	Skjærfasthet ved konusforsøk
NS-EN ISO 17892-7:2018	Skjærfasthet ved enaksialt trykkforsøk
NS-EN ISO 17892-5:2017	Ødometerforsøk, trinnvis belastning
NS8018, SVV Håndbok R210	Ødometerforsøk, kontinuerlig belastning
NS-EN ISO 17892-8:2018 NS-EN ISO 17892-9:2018	Treaksialforsøk (CU, CD)
Statens vegvesen håndbok R210	Laboratorieundersøkelser
Statens vegvesen håndbok N200	Bestemmelse av telefarlighetsklasse
Statens vegvesen Treaksregneark v2023_01 Statens vegvesen Ødometer-regneark v2022_01	Plott av ødometer- og treaksforsøk

3. Geotekniske begreper og forklaring

MINERALSKE JORDARTER

Ved prøveåpning klassifiseres og indentifiseres jordarten. Mineralske jordarter klassifiseres vanligvis på grunnlag av korngraderingen. Betegnelse og kornstørrelser for de enkelte fraksjonene er:

Fraksjon	Leire	Silt	Sand	Grus	Stein	Blokk
Kornstørrelse [mm]	<0,002	0,002 – 0,063	0,063 - 2	2 - 63	63 - 630	>630

En jordart kan inneholde én eller flere av fraksjonene over. Jordartens benevnning gis i henhold til korngraderingen med substantiv for den fraksjon som har dominerende betydning for jordartens egenskaper og adjektiv for medvirkende fraksjoner (for eksempel siltig sand). Leirinnholdet har størst betydning for benevnelse av jordarten. Morene er en usortert breavsetning som kan inneholde alle fraksjoner fra leir til blokk. Den største fraksjonen angis først i beskrivelsen etter egne benevningsregler, for eksempel grusig morene.

ORGANISKE JORDARTER

Organiske jordarter klassifiseres på grunnlag av jordartens opprinnelse og omdanningsgrad. De viktigste typer er:

Benevnelse	Beskrivelse
Torv	Myrplanter, mer eller mindre omdannet
• Fibrig torv	Fibrig med lett gjenkjennelig plantestruktur. Viser noe styrke
• Delvis fibrig torv	Gjenkjennelig plantestruktur, ingen styrke i planterestene
• Amorf torv	Ingen synlig plantestruktur, svampaktig konsistens
Gytje og dy	Nedbrutt struktur av organisk materiale, kan inneholde mineralske bestanddeler
Humus	Planterester, levende organismer sammen med ikke-organisk innhold
Mold og matjord	Sterkt omdannet organisk materiale med løs struktur, utgjør vanligvis det øvre jordlaget

KORNFORDELINGSANALYSER

En kornfordelingsanalyse utføres ved våt eller tørr sikting av fraksjonene med diameter $d > 0,063$ mm. For mindre partikler bestemmes den ekvivalente korndiameteren ved slemmeanalyse og bruk av hydrometer. I slemmeanalysen slemmes materialet opp i vann og densiteten av suspensjonen måles ved bestemte tidsintervaller. Kornfordelingen kan da bestemmes fra Stokes lov om sedimentering av kuleformede partikler i vann. Det vil ofte være nødvendig med en kombinasjon av metodene.

VANNINNHALD

Vanninnholdet angir masse av vann i % av masse tørt (fast) stoff og bestemmes ved tørking av en jordprøve på 110°C i minst 24 timer.

KONSISTENSGRENSER/PLASTISITETSIDEKS

Konsistensgrensene (Atterbergs grenser) for en jordart angir vanninnholdsområdet der materialet oppfører seg plastisk (formbart). *Flytegrensen*, w_f angir vanninnholdet der materialet går fra plastisk til flytende tilstand. *Plastisitetsgrensen*, w_p (utrullingsgrensen) angir vanninnholdet der materialet ikke lenger kan formes uten at det sprekker opp. *Plastisitetsindeksen*, $I_p = w_f - w_p$ (%) angir det plastiske området for jordarten og benyttes til klassifisering av plastisiteten. Er det naturlige vanninnholdet høyere enn flytegrensen blir materialet flytende ved omrøring (vanlig for kvikkleire).

HUMUSINNHOLD

Humusinnholdet bestemmes ved glødning av jordprøve i varmeovn på 400°C i minst 24 timer. Metoden angir innholdet av humufiserte organiske bestanddeler i % av den totale prøvemassen.

DENSITET, TYNGDETETHET, PORETALL OG PORØSITET

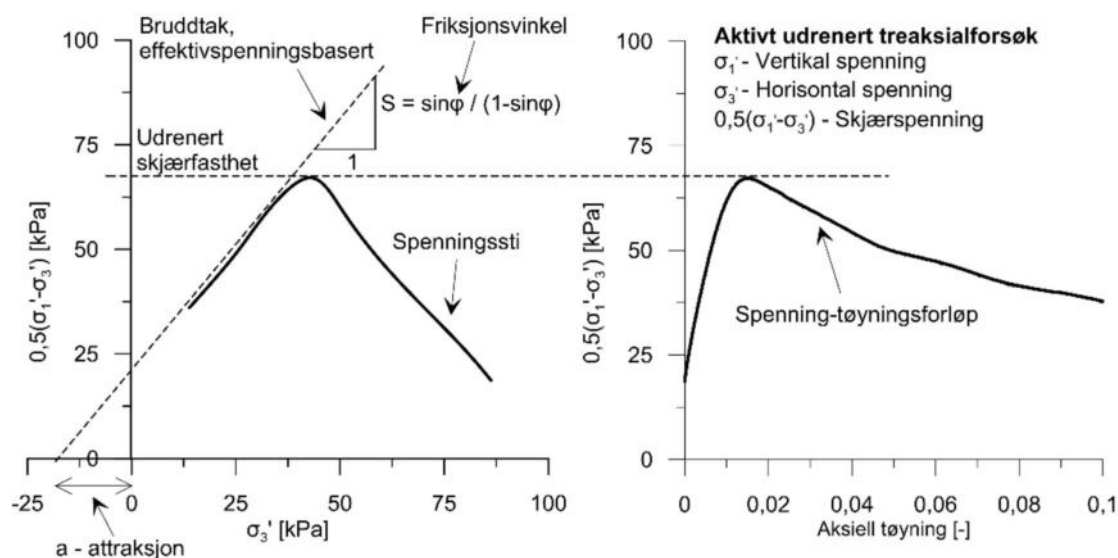
Navn	Symbol	Enhet	Beskrivelse
Densitet	ρ	g/cm ³	Masse av prøve per volumenhet
Korndensitet	ρ_s	g/cm ³	Masse av fast stoff per volumenhet fast stoff
Tørr densitet	ρ_d	g/cm ³	Masse tørt stoff per volumenhet
Tyngdetetthet	γ	kN/m ³	Tyngde av prøve per volumenhet
Porositet	e	-	Volum av porer dividert med volum av fast stoff ($e=n/(1-n)$, n som desimaltall)
Porøsitet	n	%	Volum av porer i % av totalt volum av prøven ($n=e/(1+e)$)

SKJÆRFASSTHET

Skjærfastheten beskriver jordens styrke og benyttes bla. til beregning av motstand mot utglidninger og grunnbrudd. Skjærfasthet benyttes i beregninger av skråningsstabilitet og bæreevne. For korttidsbelastninger i finkornige materialer (leire) oppfører jorden seg udrenert og skjærfastheten beskrives ved udrenert skjærfasthet. Over lengre tidsintervaller vil oppførselen karakteriseres som drenert. Det benyttes da effektivspenningsparametere.

Effektive skjærfasthetsparametre a (attraksjon) og $\tan \varphi$ (friksjon) bestemmes ved treaksiale belastningsforsøk på uforstyrrede (leire) eller innbyggede prøver (sand). Skjærfastheten er avhengig av effektiv normalspenning (totalspenning – poretrykk) på kritisk plan. Forsøksresultatene fremstilles som spenningsstier som viser spenningsutvikling og tilhørende tøyingsutvikling i prøven frem mot brudd. Fra disse, samt fra annen informasjon, bestemmes karakteristiske verdier for skjærfasthetsparametre for det aktuelle problemet.

Udrenert skjærfasthet c_u (kPa) bestemmes som den maksimale skjærspenning et materiale kan påføres før det bryter sammen i en situasjon med raske spenningsendringer uten drenering av poretrykk. I laboratoriet bestemmes denne egenskapen ved enaksialt trykkforsøk (c_{ut}), konusforsøk (uforstyrret c_{ufc} , omrørt c_{urfc}), udrenerte treaksialforsøk (kompresjon/aktiv c_{uA} , avlastning/passiv c_{uP}) og direkte skjærforsøk (c_{uD}). Udrenert skjærfasthet kan også bestemmes i felt ved for eksempel trykksondering med poretrykksmaling (CPTU) (c_{ucptu}) eller vingebor (uforstyrret c_{uv} , omrørt c_{uvr}).

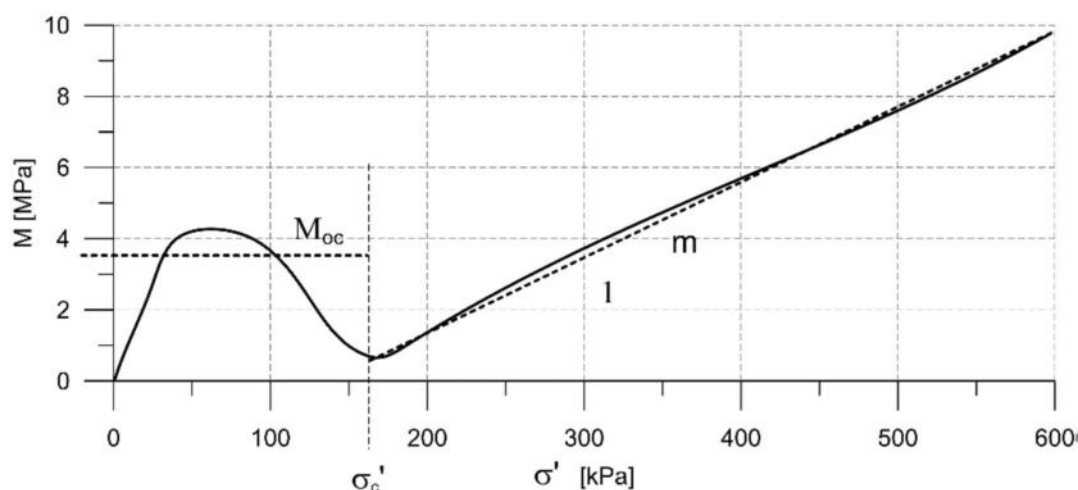


SENSITIVITET

Sensitiviteten, $St = c_u/c_r$ uttrykker forholdet mellom en leires udrenerte skjærfasthet i uforstyrret og i omrørt tilstand. Denne størrelsen kan bestemmes fra konusforsøk i laboratoriet eller ved vingeborforsøk i felt. Kvikkleire har meget lav omrørt skjærfasthet ($c_r < 0,5$ kPa NS8015, $c_r < 0,33$ kPa ISO 17892-6), og viser derfor som regel meget høye sensitivitetsverdier.

DEFORMASJONS- OG KONSOLIDERINGSEGENSKAPER

Jordartens deformasjons- og konsolideringsegenskaper benyttes ved beregning av setninger og deformasjoner. Disse mekaniske egenskapene bestemmes ved hjelp av belastningsforsøk i ødometer. Jordprøven bygges inn i en stiv ring som forhindrer sideveis deformasjon. Belastningen skjer vertikalt med trinnvis eller kontinuerlig økende last/spenning (σ'). Sammenhørende verdier for spenning og deformasjon (tøyning ε) registreres, og materialets stivhet (deformasjonsmodul) kan beregnes som $M = \Delta\sigma'/\Delta\varepsilon$. Denne presenteres som funksjon av vertikalspenningen. En sentral parameter som tolkes i sammenheng med ødometerforsøk er forkonsolideringsspenningen (σ'_c). Dette er det største lastnivået som jorda har opplevd tidligere (f.eks. tidligere overlaging eller islast). Deformasjonsmodulen viser typisk forskjellig oppførsel under og over forkonsolideringsspenningen. I leire vil stivheten for spenningsnivåer under σ'_c representeres ved en konstant stivhetsmodul M_{oc} . For spenningsnivåer over σ'_c vil stivheten øke med økende spenning. Denne økningen kan beskrives ved modultallet m .



TELEFARLIGHET

En jordarts telefarlighet bestemmes ut fra kornfordelingskurven eller ved å måle den kapillære stighøyden for materialet. Telefarligheten klassifiseres i gruppene T1 (Ikke telefarlig), T2 (Litt telefarlig), T3 (Middels telefarlig) og T4 (Meget telefarlig) etter SVV Handbok N200.

KOMPRIMERINGSEGENSKAPER

Ved komprimering av en jordart oppnås tettere lagring av mineralkornene. Komprimeringsegenskapene for en jordart bestemmes ved at prøver med forskjellig vanninnhold komprimeres med et bestemt komprimeringsarbeid (Standard eller Modifisert Proctor). Resultatene fremstilles i et diagram som viser tørr densitet ρ_d som funksjon av innbyggingsvanninnhold w_i . Den maksimale tørrdensiteten som oppnås (ρ_{dmax}) benyttes ved spesifisering av krav til utførelsen av komprimeringsarbeider. Det tilhørende vanninnhold benevnes optimalt vanninnhold (w_{opt}).

PERMEABILITET

Permeabiliteten defineres som den vannmengden q som under gitte betingelser vil strømme gjennom et jordvolum pr. tidsenhet. Generelt bestemmes permeabiliteten fra følgende sammenheng: $q = kiA$, der A er bruttoareal av tverrsnittet normalt på vannets strømningsretning og i = hydraulisk gradient i strømningsretningen (= potensialforskjell pr. lengdeenhet). Permeabiliteten kan bestemmes ved strømningsforsøk i laboratoriet, ved konstant eller fallende potensial, eventuelt ved pumpe- eller strømningsforsøk i felt samt fra ødometerforsøk.

OPPTEGNING AV PRØVESERIE

Materiale

LEIRE: Leirinnholdet er større enn 15 %

SILT: Siltinnholdet er større enn 45 % og leirinnholdet er mindre enn 15 %

SAND: Sandinnholdet er større enn 60 % og leirinnholdet er mindre enn 15 %

GRUS: Grusinnholdet er større enn 60 % og leirinnholdet er mindre enn 15 %

MATERIALE: Brukes når materialet har en slik sammensetning at ingen av de ovennevnte betegnelsene kan benyttes. Dette fremkommer normalt fra en kornfordelingsanalyse

TORV: Mer eller mindre omvandlede planterester. Betegnes ved von Post skala fra H1-H10 på borprofil

GYTJE/DY: Består av vannavsatte plante- og dyrerester. De kan virke fete og elastiske

Vanninnhold, konsistensgrenser og udrenert skjærstyrke fremvises på prøveserietegningen ved plassering av symboler på tilhørende graf. I opptegnet borprofil vises de resultatene for sensitivitet (St.), humusinnhold (GI) og korndensitet (ρ_s) som regnes som mest representative for prøven. Samtlige resultater er gitt i tallverdi i tabellform for hver prøveserie.

Under kornfordeling er prøvens telefarlighetsklasse oppgitt under TG, og prøvens graderingstall som Cu.

Vanninnhold, w [%] ●	Uomrørt konus [kPa] ▼	Enaksielt trykkforsøk, [kPa] ○
Plastisitetsgrenser, w _l /w _p (I _p) [%] └─┬─┬─┘	Omrørt konus [kPa] ▼	

Prosjekt: 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad
Rapport: Geotekniske laboratorieundersøkelser

Vedlegg A

Borprofiler

Dybde [m]	Jordart	GI [%]	Vanninnhold [%]	γ [kN/m ³]	Udrenert skjærfasthet, c_u [kPa]											St.
			10		30	50	0	20	40	60	80	100	120	140	160	
1	V: Leire, humusholdig	2,3	0		0											
2	Silt		2		2											
3	V: Leirig silt	1,1														
4	Leire		4	19	4	46,0										
5																
6			6		6											
7	V: Siltig leire		8	19	8	17,4										
8																
9																
10			10		10											
11	V: Leirig silt	Kvikk	12	18,7	12											
12																
13			14		14											

Vanninnhold, w [%]

Plastisitetsgrenser, w_l/w_p (I_p) [%]

Umrørt konus [kPa]

Omrørt konus [kPa]

Enaks [kPa]

●

— — —

▽

▽

○

Romerike GeoLab

Prosjekt:

Utført av:

Godkjent av:

Dato:

Revisjon nr. / dato revidert

Envidan Engelsrudhagen Nannestad

SH/MD

MD

20.01.2025

Borprofil

Borhull:

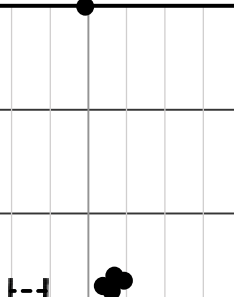
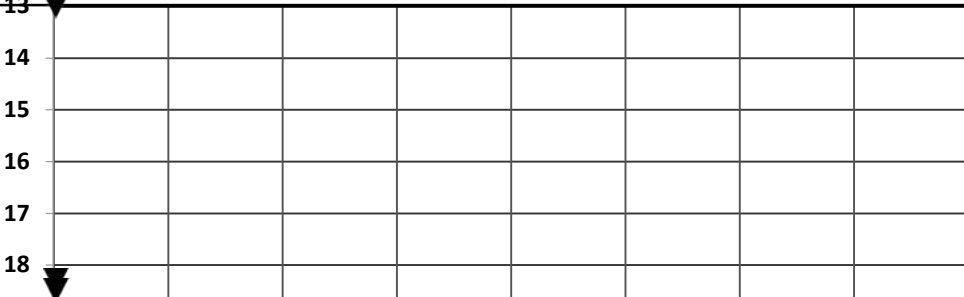
Figur:

3

1

Borhull	Dybde	Jordartsklassifisering / Visuell vurdering (V)	Vanninnhold	Tyngdetetthet	Korn-densitet	Plastisitetsgrenser			Udrenert skjærfasthet				Sensitivitet	Glødetap
	z		w	γ	ρ _s	w _l	w _p	I _p	Enaks		u.omr./omr. konus			
	[m]		[%]	[kN/m ³]	[g/cm ³]	[%]	[%]	[-]	c _{uuc}	ε _f	c _{ufc}	c _{urfc}	St	GI
3	0,5	V: Leire, humusholdig	29,0											2,3
	1,5	Silt	26,7											1,1
	2,5	V: Leirig silt	31,0											
	4,1													
	4,2		35,4			36,1	22,4	13,8			139,13	3,02	46,02	
	4,3	Leire	39,9	19,0					24,8	5,7				
	4,4		35,3						26,8	5,5				
	4,5		35,8								25,18	2,83	8,91	
	4,6													
	6,6		37,4								46,12	2,65	17,43	
	6,7													
	6,8	CRS ødo		19,0										
	6,9	V: Siltig leire	34,4											
	7,0		33,6						27,5	5,7				
	7,1		34,2			36,7	24,0	12,8			21,21	2,83	7,51	
	11,1													
	11,2	Kvikkløsmass	24,9			19,4	16,9	2,5				0,09		
	11,3	V: Leirig silt	28,5	18,7		22,3	18,6	3,8						
	11,4		27,9											
	11,5	Kvikkløsmass	28,1									0,11		
	11,6													
			Borprofil - Tabell											
			Prosjekt: Envidan Engelsrudhagen Nannestad											
			Utført av: SH/MD		Godkjent av: MD		Dato: 20.01.2025		Revisjon nr. /Dato:		Figur: 2			

Dybde [m]	Jordart	GI [%]	Vanninnhold [%]	γ [kN/m ³]	Udrenert skjærfasthet, c_u [kPa]					St.
			10		30	50	0	5	10	
1	Siltig sand	0,8		18,8		18,8				
2										
3	Silt									
4		S.b. mat.		18,9		35,3				
5	V: Siltig leire									
6										
7		S.b. mat.		20,2		131				
8	V: Leire									
9										
10		Kvikk								
11										
12										
13	V: Siltig leire									
Vanninnhold, w [%] ● Plastisitetsgrenser, w_l/w_p (Ip) [%] - - - - Uomrørt konus [kPa] ▽ Omrørt konus [kPa] ▼ Enaks [kPa] ○										
			Borprofil							
			Prosjekt:							Borhull:
			Envidan Engelsrudhagen Nannestad							11
Utført av:			Godkjent av:		Dato:		Revisjon nr. / dato revidert		Figur:	
SH/MD			MD		24.01.2025				1	

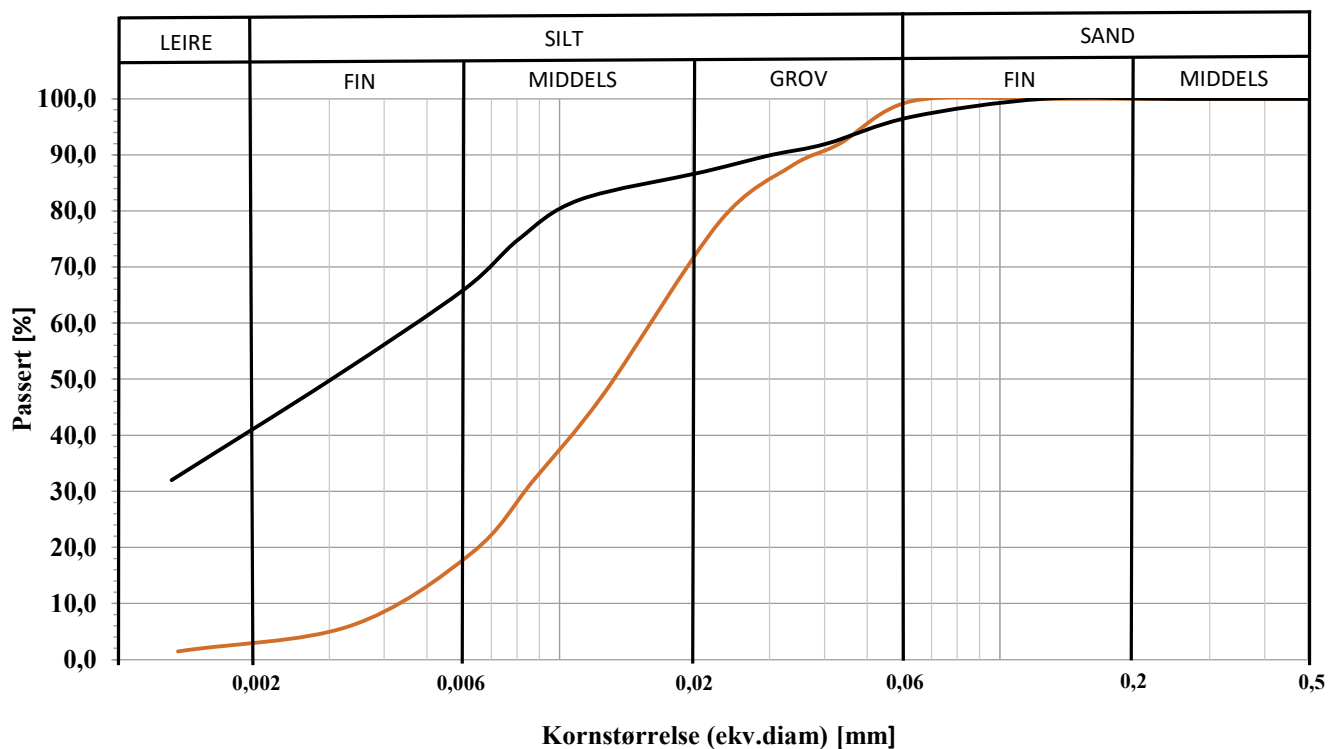
Dybde [m]	Jordart V = visuell vurdering	GI [%]	Vanninnhold [%]	γ [kN/m ³]	Udrenert skjærfasthet, c_u [kPa]												St.
			10		30	50	0	5	10	15	20	25	30	35	40		
14	V: Leire	Kvikk	13		13												
15			15		14												
16					15												
17			17		16												
18					17												
19			19		18												
20					19												
21			21		20												
22					21												
23			23		22												
24					23												
25			25		24												
26					25												
27		27															
Vanninnhold, w [%] ● Plastisitetsgrenser, wl/wp (Ip) [%] - - - Uomrørt konus [kPa] ▼ Enaks [kPa] ○ Omrørt konus [kPa] ▼																	
		Borprofil															
		Prosjekt:												Borhull:			
		Envidan Engelsrudhagen Nannestad												11			
		Utført av:		Godkjent av:		Dato:		Revisjon nr. / dato revidert				Figur:					
SH/MD		MD		24.01.2025						1B							

Borhull	Dybde	Jordartsklassifisering / Visuell vurdering (V)	Vanninnhold	Tyngdetetthet	Korn-densitet	Plastisitetsgrenser			Udrenert skjærfasthet				Sensitivitet	Glødetap	
	z		w	γ	ρ _s	w _l	w _p	I _p	Enaks		u.omr./omr. konus				
	[m]		[%]	[kN/m ³]	[g/cm ³]	[%]	[%]	[-]	c _{uuc}	ε _f	c _{ufc}	c _{urfc}			St
11	1,5	Siltig sand	20,0												0,8
	3,5	Silt	27,1												
	4,6														
	4,7		38,7			37,1	24,2	12,9			15,10	1,44	10,48		
	4,8	V: Siltig leire	35,6	18,8					19,3	4,2					
	4,9		36,4						16,9	3,7					
	5,0	Sprøbruddmateriale	32,2								15,83	0,84	18,83		
	5,1														
	8,1	Sprøbruddmateriale	39,9								9,34	0,41	22,57		
	8,2		34,4						16,3	4,8					
	8,3	V: Leire	34,5	18,9					17,8	3,7					
	8,4														
	8,5	Sprøbruddmateriale	32,4			29,0	22,4	6,5			14,59	0,41	35,26		
	8,6														
	12,6	V: Siltig leire													
	12,7	Kvikkløsmass	28,3			22,9	19,9	3,0			13,95	0,11	130,67		
	12,8	CAUc Tx		20,2											
	12,9	CRS Ødo													
	13,0	Kvikkløsmass	29,6									0,10			
	13,1														
	18,1														
	18,2		33,4												
	18,3	Kvikkløsmass	34,7									0,10			
	18,4	V: Leire	31,9												
	18,5	Kvikkløsmass	33,1			24,5	19,9	4,6				0,10			
18,6															

Prosjekt: 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad
Rapport: Geotekniske laboratorieundersøkelser

Vedlegg B

Kornfordelinger



Prøve	Dybde	Linje	Klassifisering	Cu	TG
3-1	1-2m	—	Silt	3,53	T4
3-4C	4,3m	—	Leire	-	T4

ISO 17892 - 4:2016

Kornfordeling ved slemmeanalyse



Prosjekt:

Envidan Engelsrudhagen Nannestad

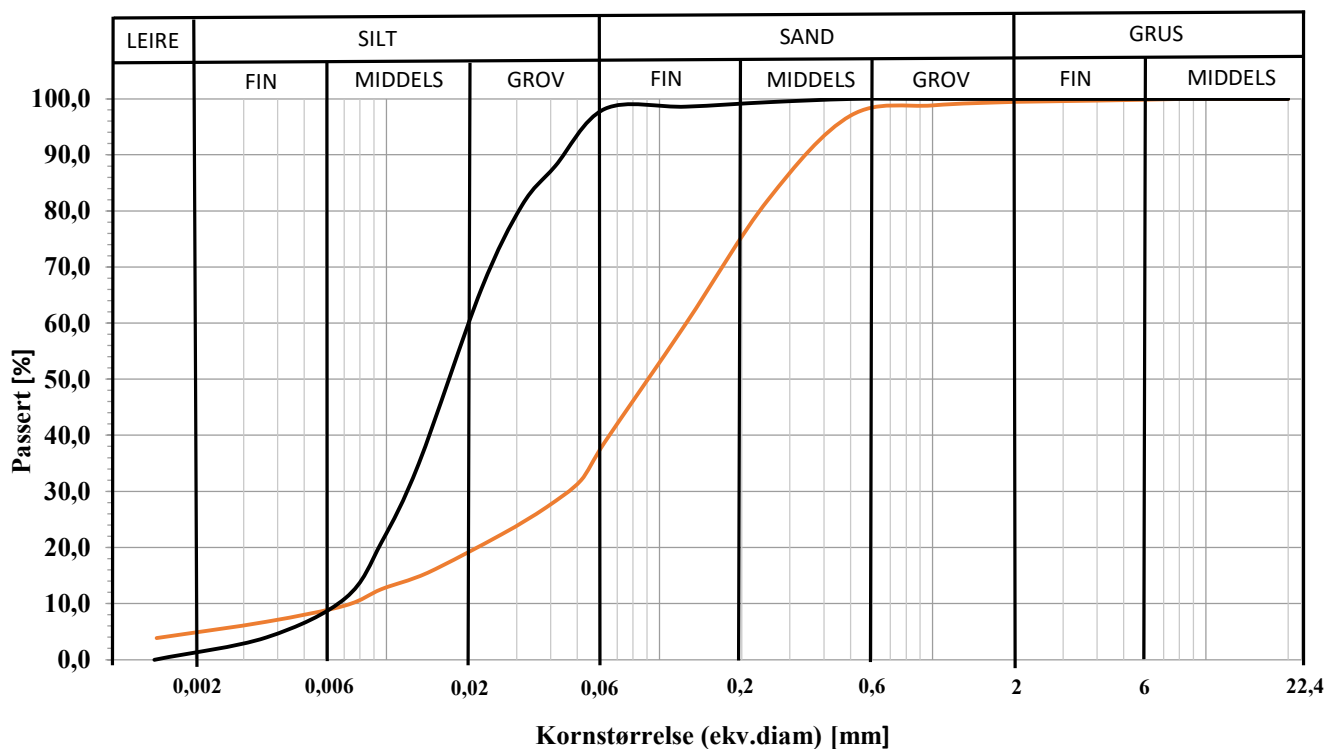
Utført av:
SH/MD

Godkjent av:
MD

Dato:
20.01.2025

Revisjon nr. / dato revidert

Figur:
3



Prøve	Dybde	Linje	Klassifisering	Cu	TG
11-1	1 - 2m		Siltig sand	17,1	T4
11-3	3 - 4m		Silt	3,11	T4

ISO 17892 - 4:2016

Kornfordeling ved våtsikting + slemmeanalyse



Prosjekt:

Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Utført av:

SH/MD

Godkjent av:

MD

Dato:

24.01.2025

Revisjon nr. / dato revidert

Figur:

3

Prosjekt: 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad
Rapport: Geotekniske laboratorieundersøkelser

Vedlegg C

Bilderapport



0-1m.
Visuell vurdering: Leire, humusholdig.

1-2m.
Kornfordeling: Silt



2-3m.
Visuell vurdering: Leirig silt

Beskrivelse:
Poseprøver



Prosjekt:
20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
3

Dybde [m u. terreng]:
0 - 3m

Dato:
09.01.2025



F

E

D

C

B

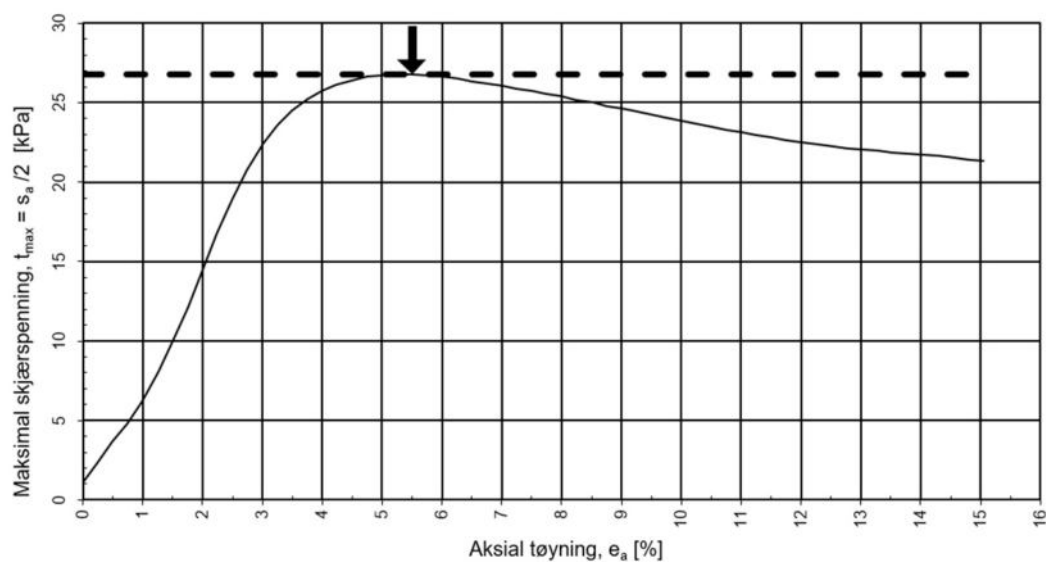
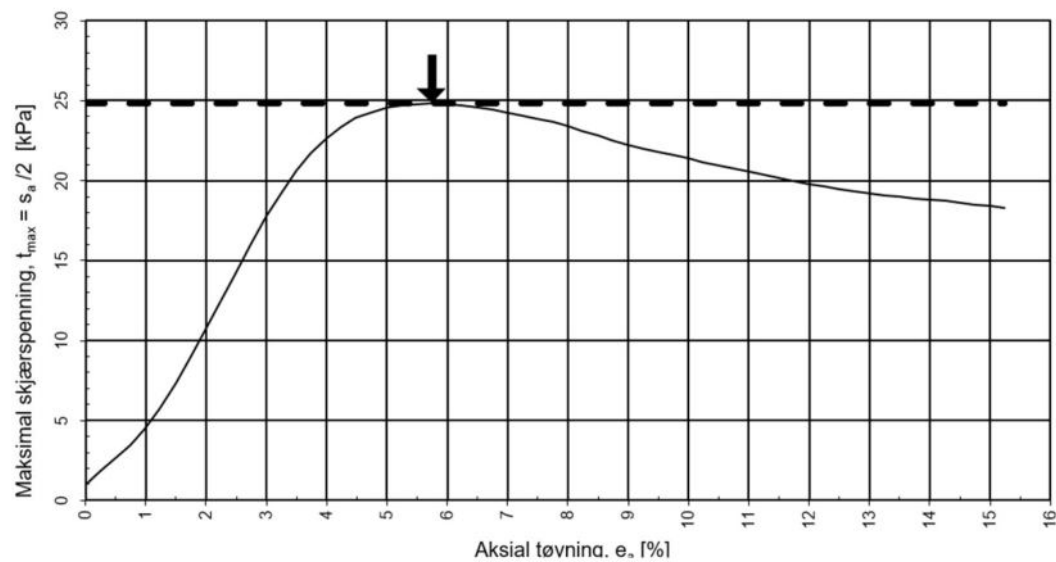
A



C



D



Beskrivelse:

Kornfordeling: Leire.



Prosjekt:
20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
3

Dybde [m u. terreng]:
4 - 5m

Dato:
09.01.2025



F

E

D

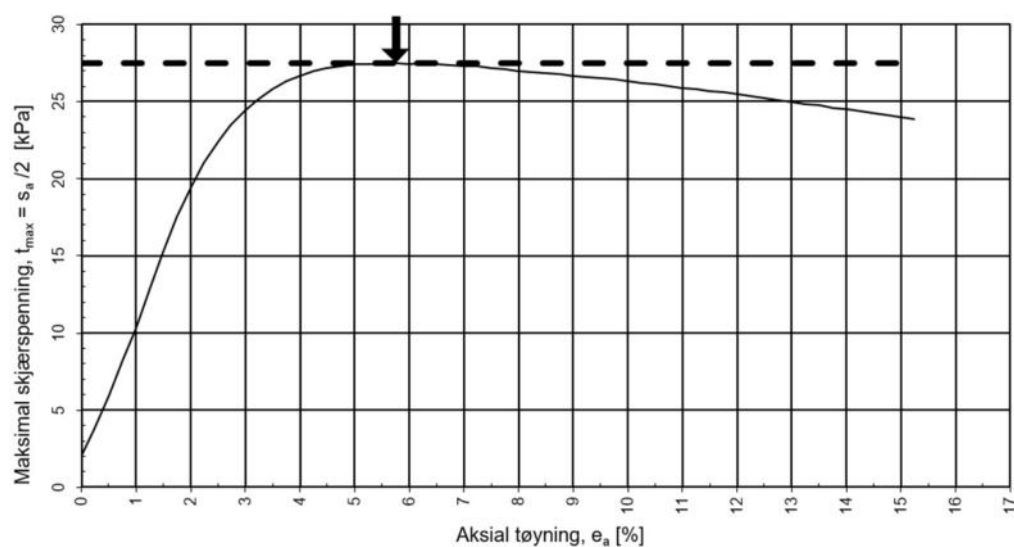
C

B

A



E



Beskrivelse: CRS ødometerforsøk utført på C-bit
Visuell vurdering: siltig leire.



Prosjekt:
20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
3

Dybde [m u. terreng]:
6,5 - 7,5m

Dato:
15.01.2025



F

E

D

C

B

A

Beskrivelse: Forstyrret. Kvikk. Prøven var ikke egnet for enaks- eller uomrørt konusforsøk
 Visuell vurdering: Leirig silt.



Romerike
GeoLab

Prosjekt:
 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
 3

Dybde [m u. terreng]:
 11 - 12m

Dato:
 17.01.2025



1-2m.
Kornfordeling:
Siltig sand

3-4m.
Kornfordeling: Silt



Beskrivelse:
Poseprøver



Prosjekt:
20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
11

Dybde [m u. terreng]:
1 - 4m

Dato:
09.01.2025



F

E

D

C

B

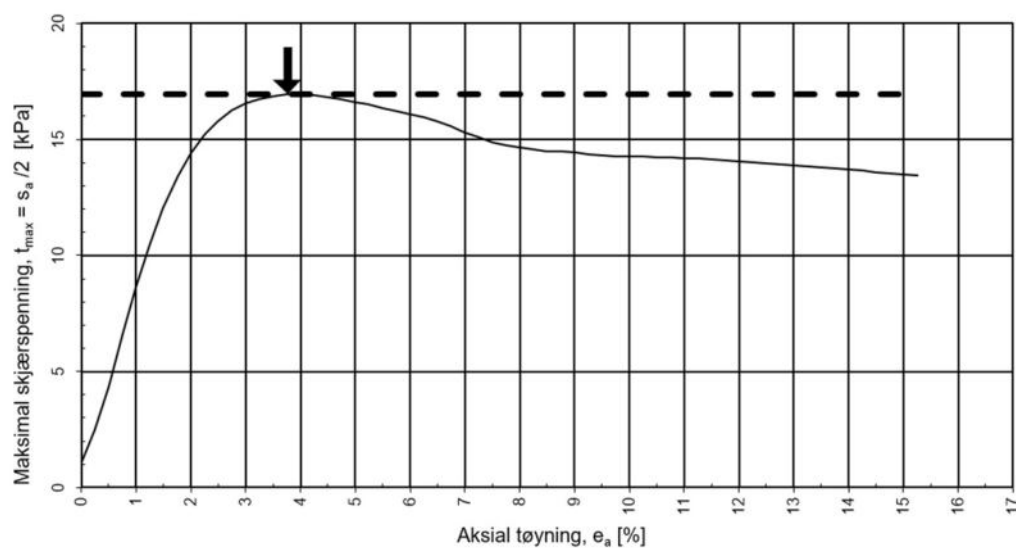
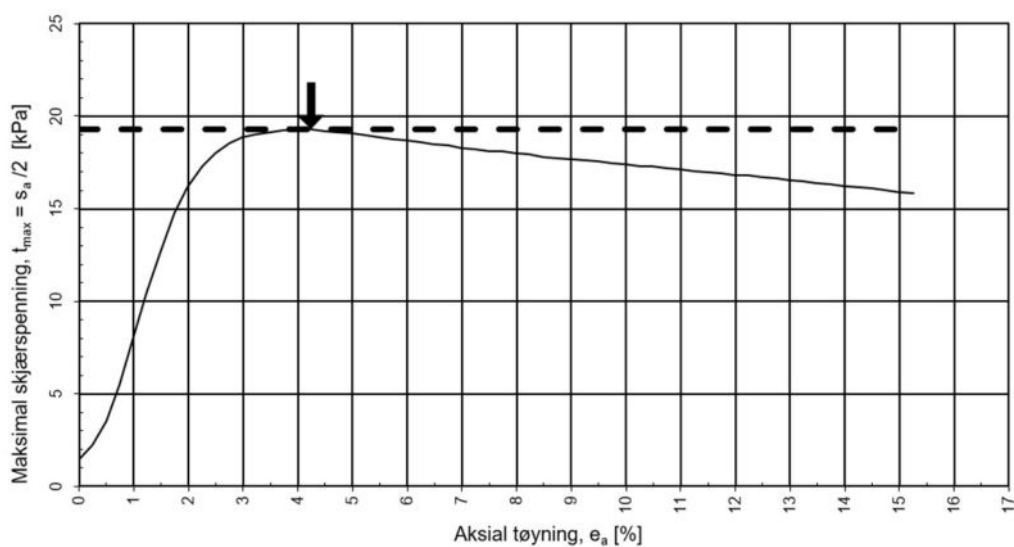
A



C



D



Beskrivelse:

Visuell vurdering: Siltig leire.

Sprøbruddmateriale.



Prosjekt:

20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:

11

Dybde [m u. terreng]:

4,5 - 5,5m

Dato:

16.01.2025



F

E

D

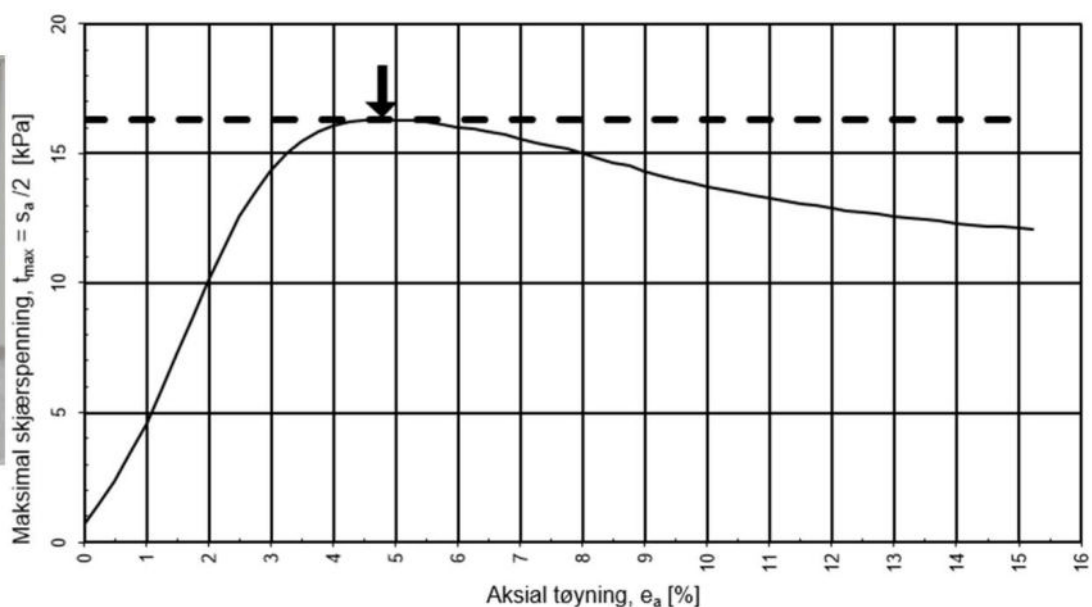
C

B

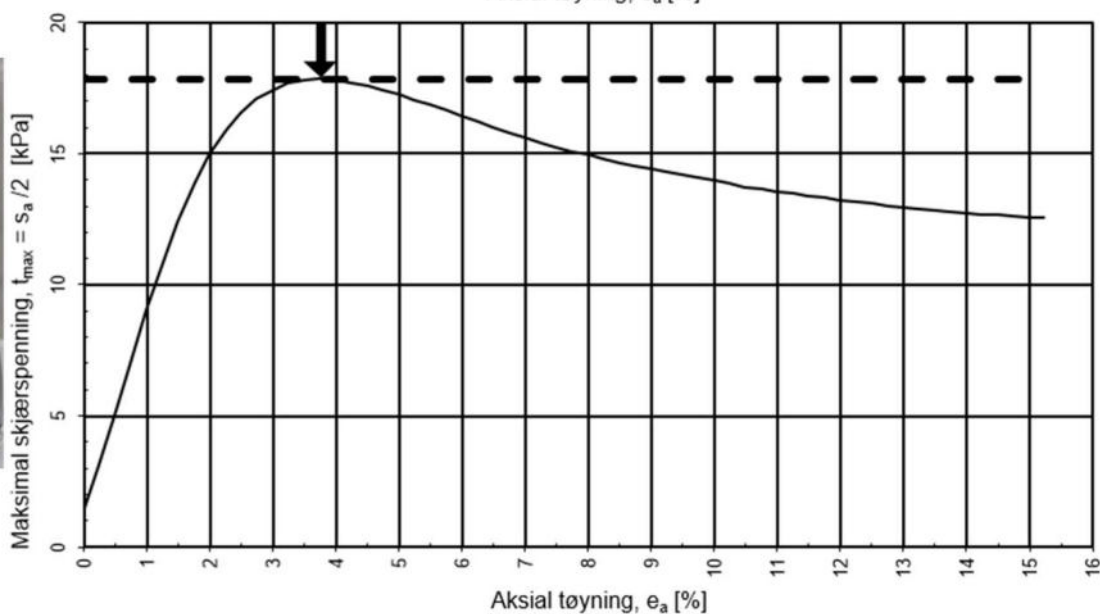
A



B



C



Beskrivelse:

Visuell vurdering: Siltig leire.



F

E

D

C

B

Beskrivelse: Kvikk. A, E og F -bit forstyrret. CRS ødometer utført på D-bit og CAUc treaksialforsøk på C-bit
 Visuell vurdering: Siltig leire.



Prosjekt:
 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
 11

Dybde [m u. terreng]:
 12,5-13,5m

Dato:
 20.01.2025



F

E

D

C

B

A

Beskrivelse: Kvikk. Forstyrret. Ikke mulig å måle naturlig densitet. Ikke egnet for uomørt konus- eller enaksforsøk.
Visuell vurdering: Leire.



Prosjekt:
20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad

Borpunkt:
11

Dybde [m u. terreng]:
18 – 19m

Dato:
23.01.2025

Prosjekt: 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad
Rapport: Geotekniske laboratorieundersøkelser

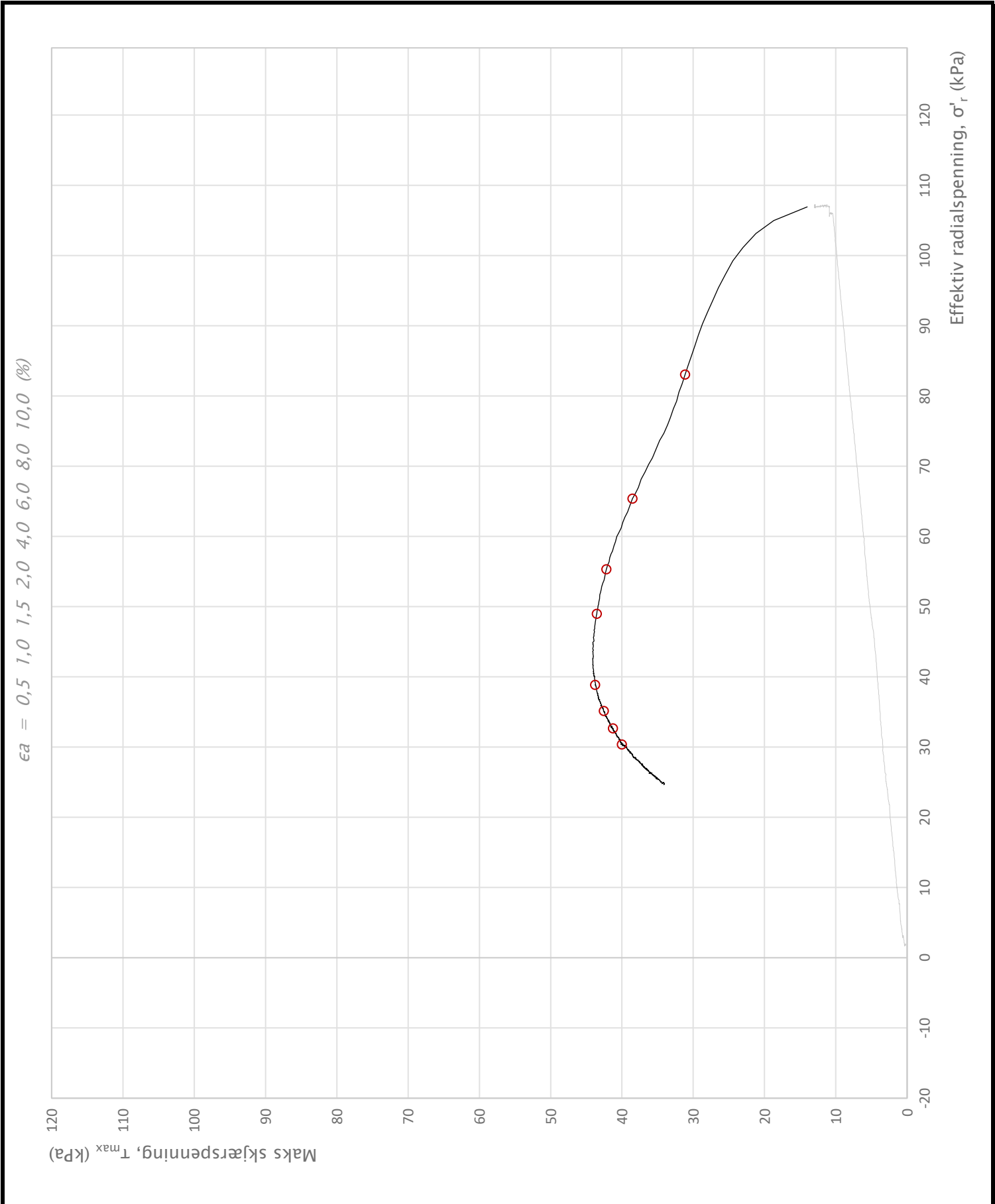
Vedlegg D

Ødometerforsøk

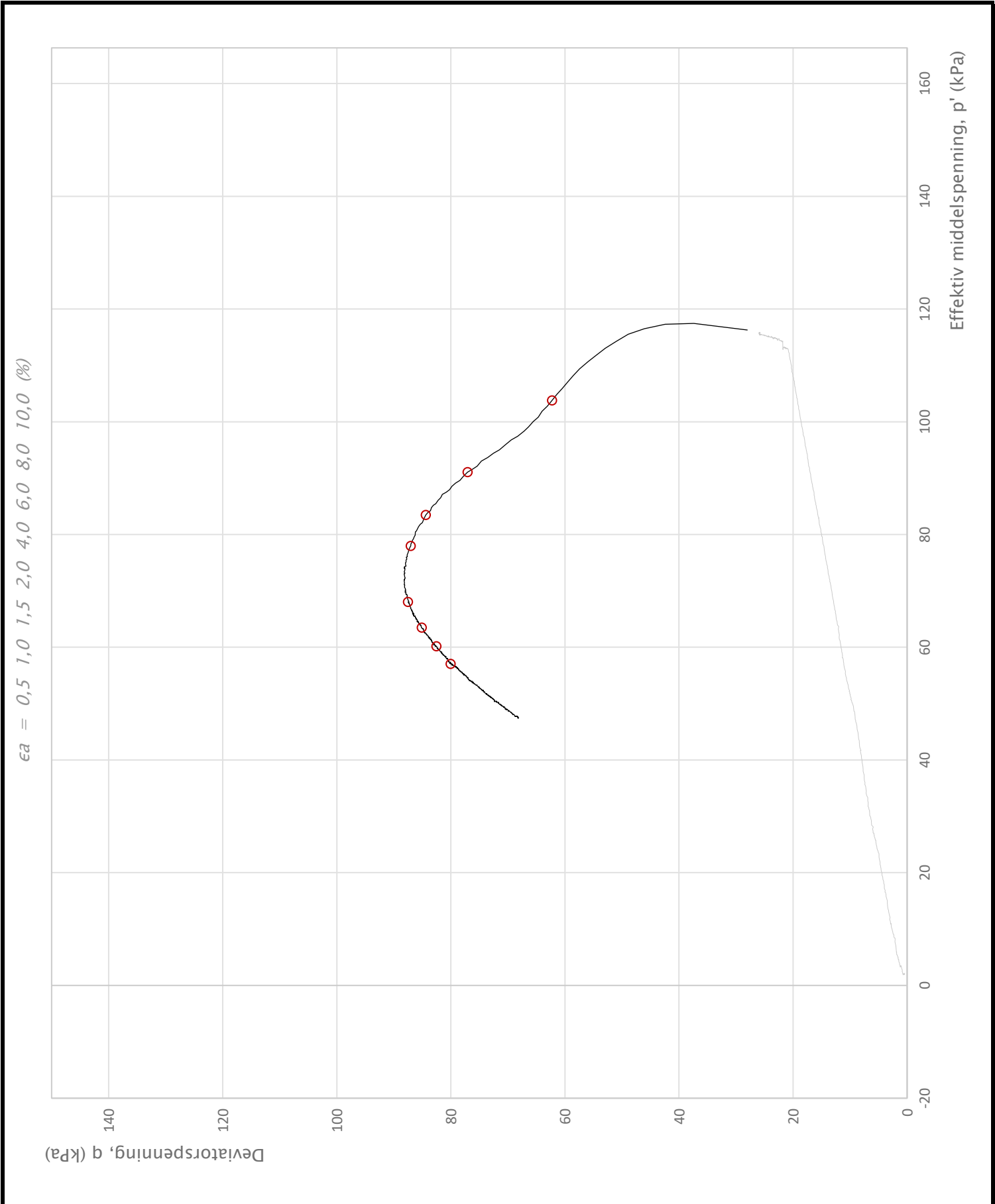
Prosjekt: 20091 Envidan Engelsrudhagen Nannestad
Rapport: Geotekniske laboratorieundersøkelser

Vedlegg E

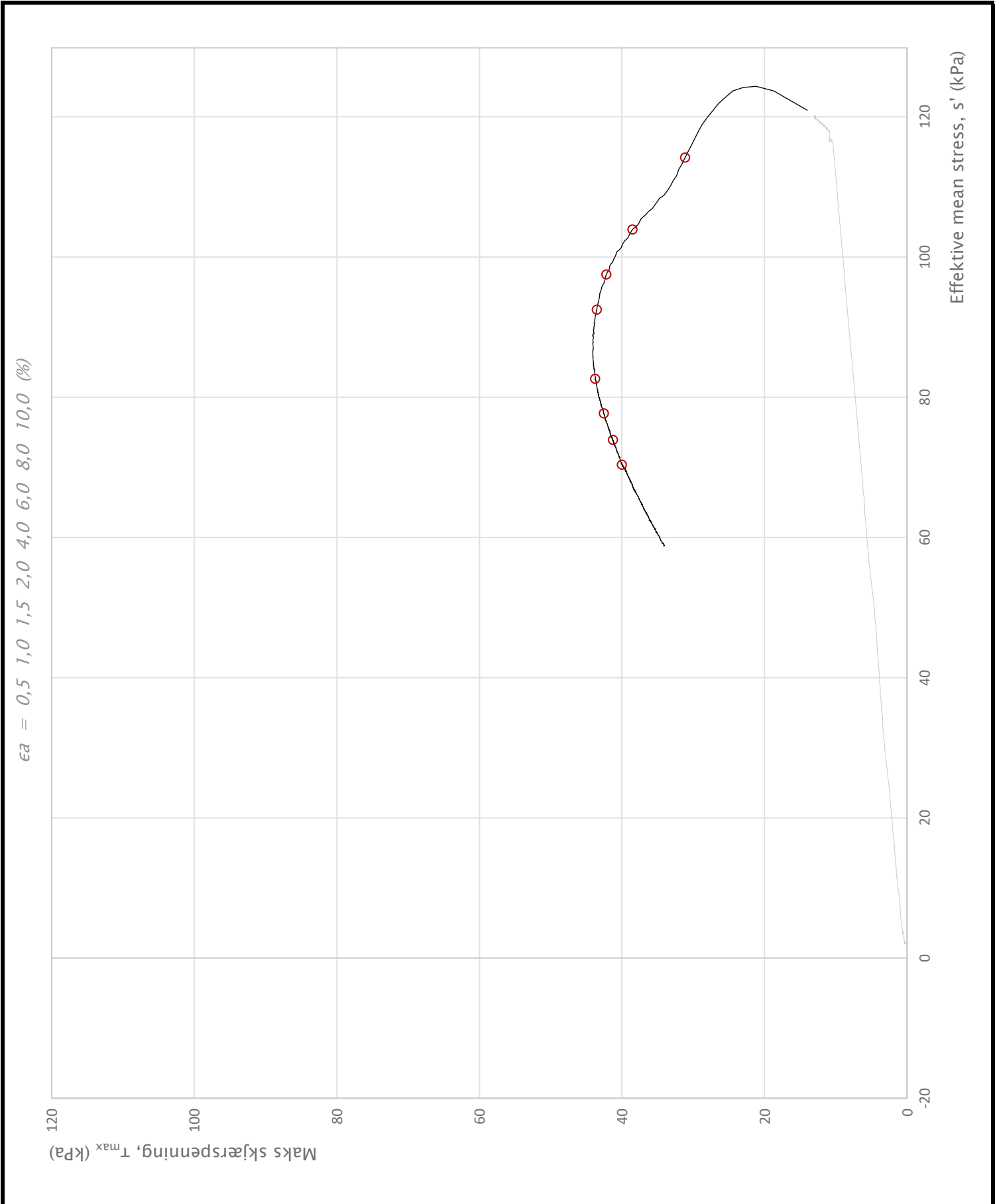
Treaksialforsøk



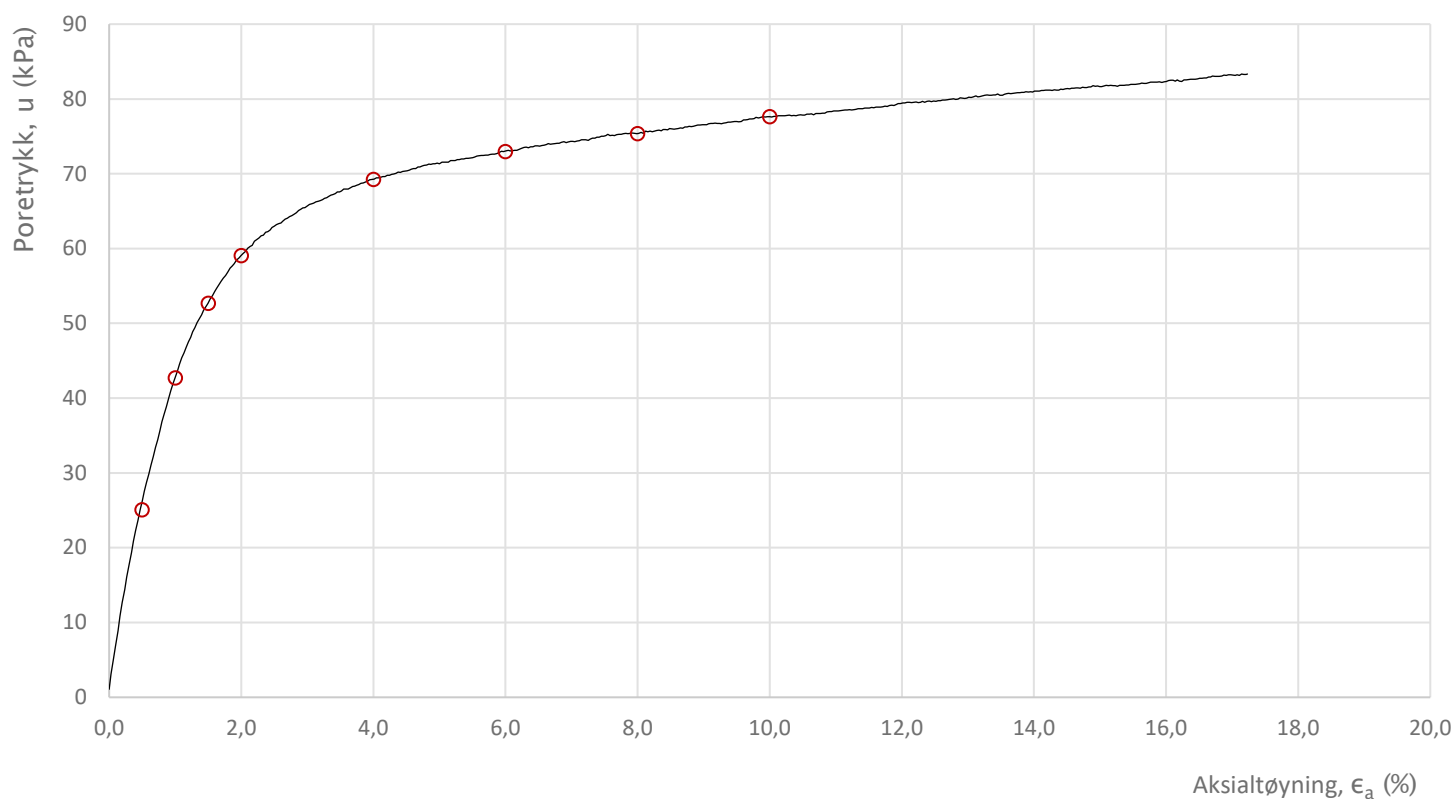
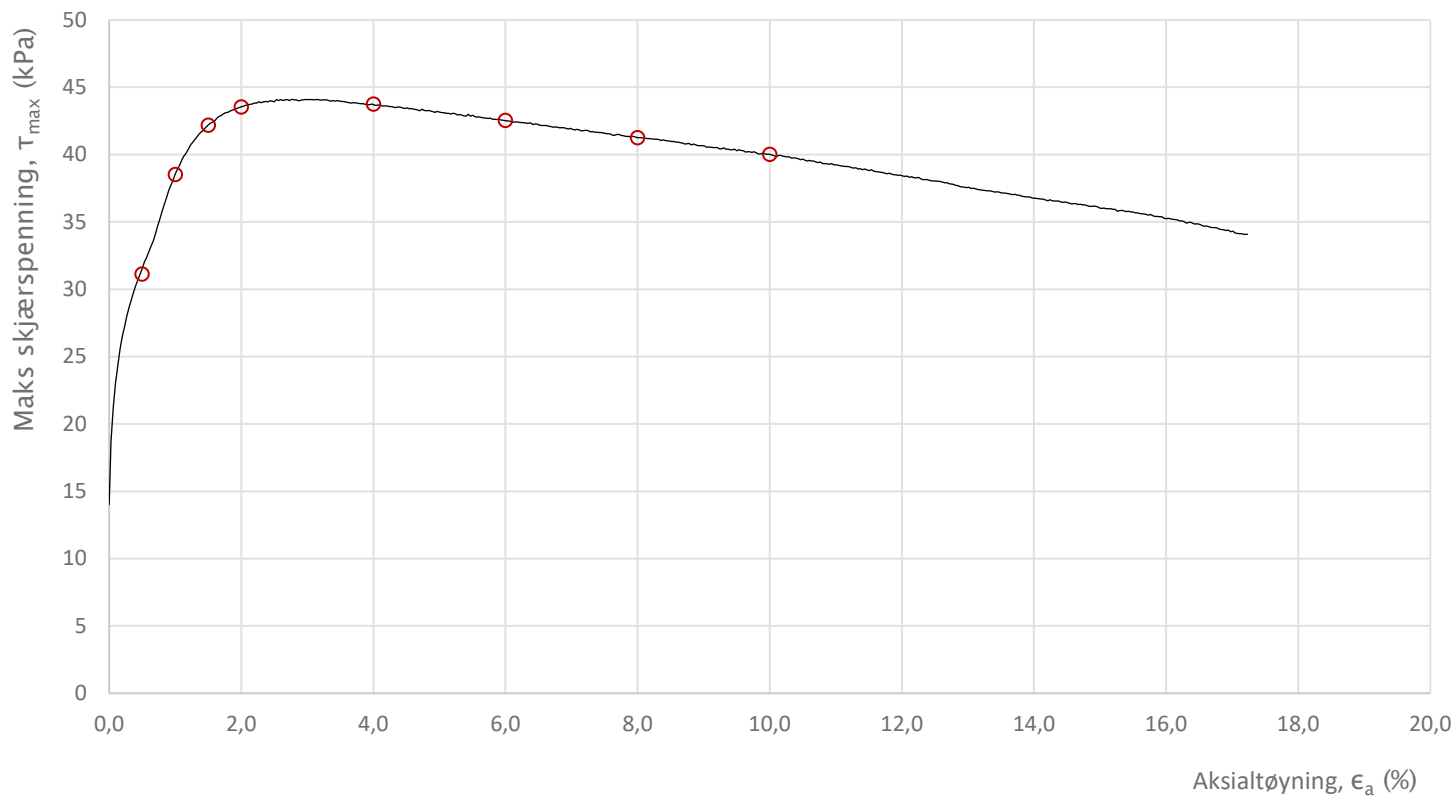
Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold			Dybde (m)		12,80
Spenningssti i skjærfase, σ'_r - τ plott (NTNU)					
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
Envidan		20.01.2025	Rev. dato	1	



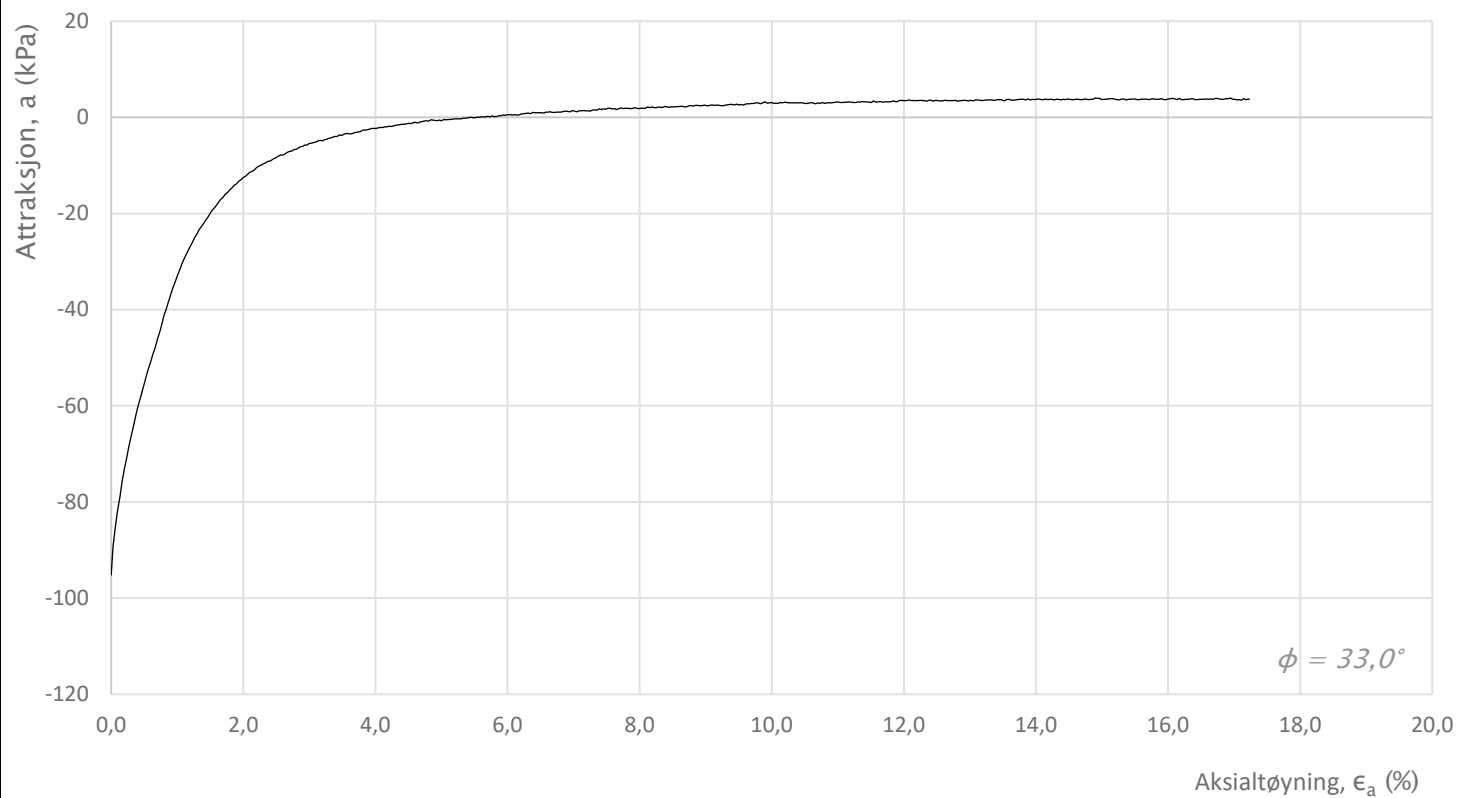
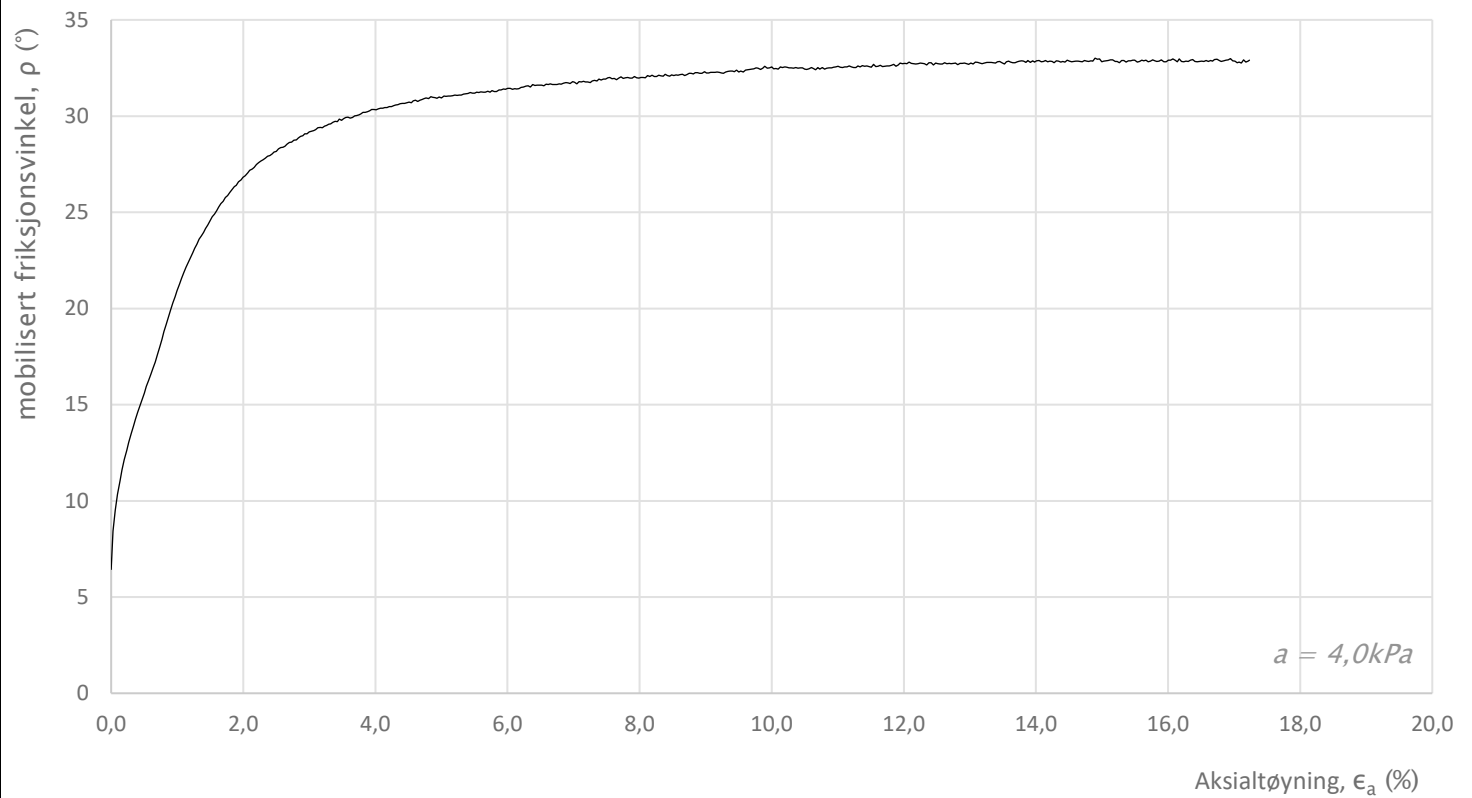
Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold			Dybde (m)		
Spenningssti i skjærfase, p'-q plott			12,80		
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
Envidan		20.01.2025	Rev. dato	2	



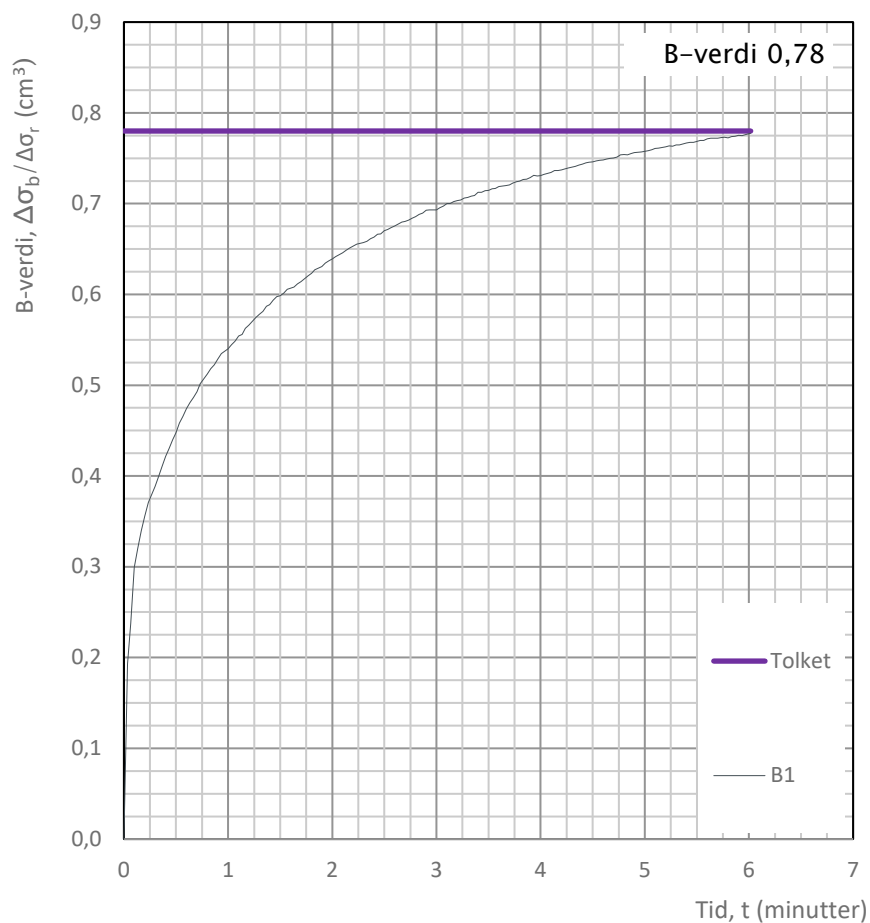
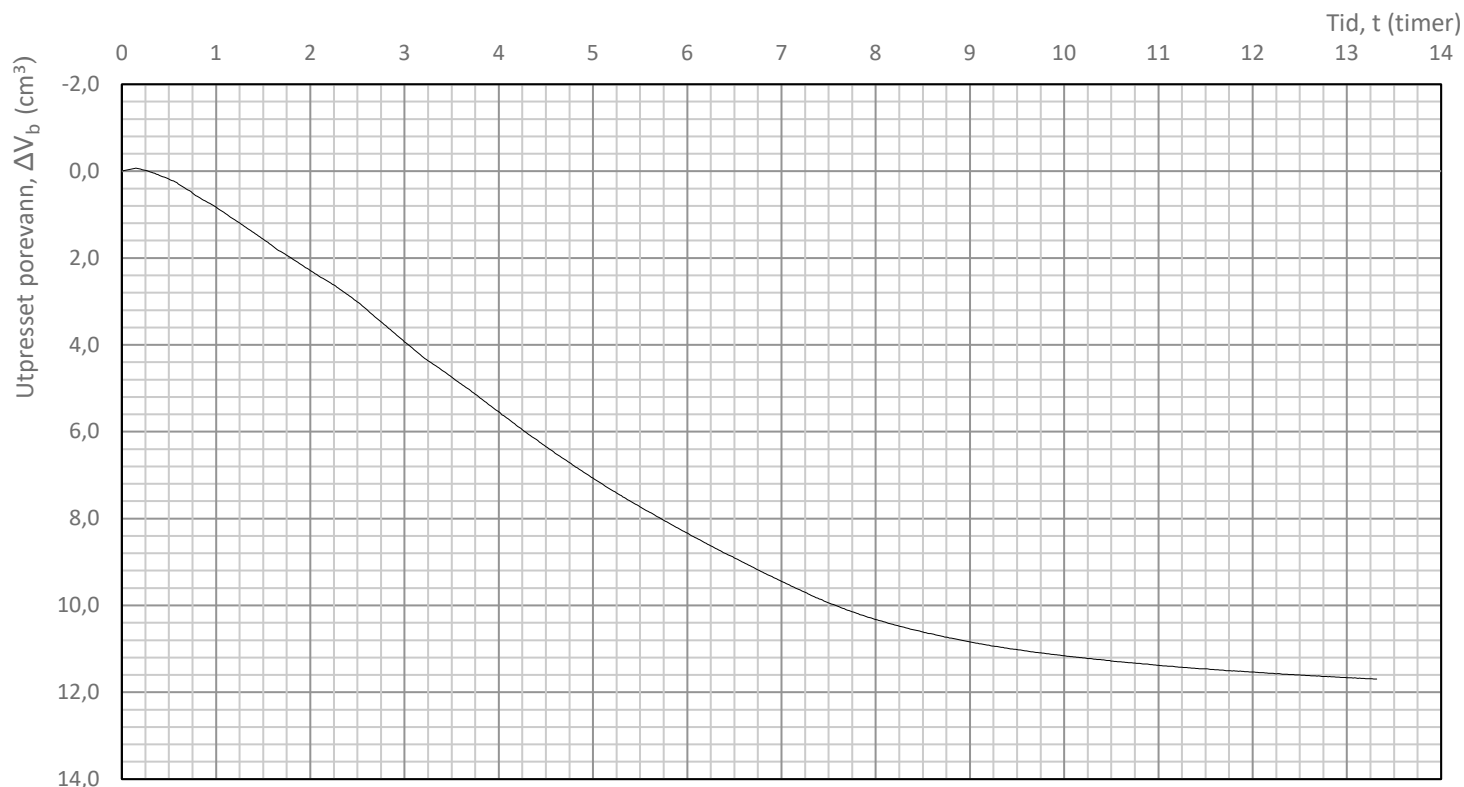
Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold			Dybde (m)		12,80
Spenningssti i skjærfase, s'- τ plott (MIT)					
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
Envidan		20.01.2025	Rev. dato	3	



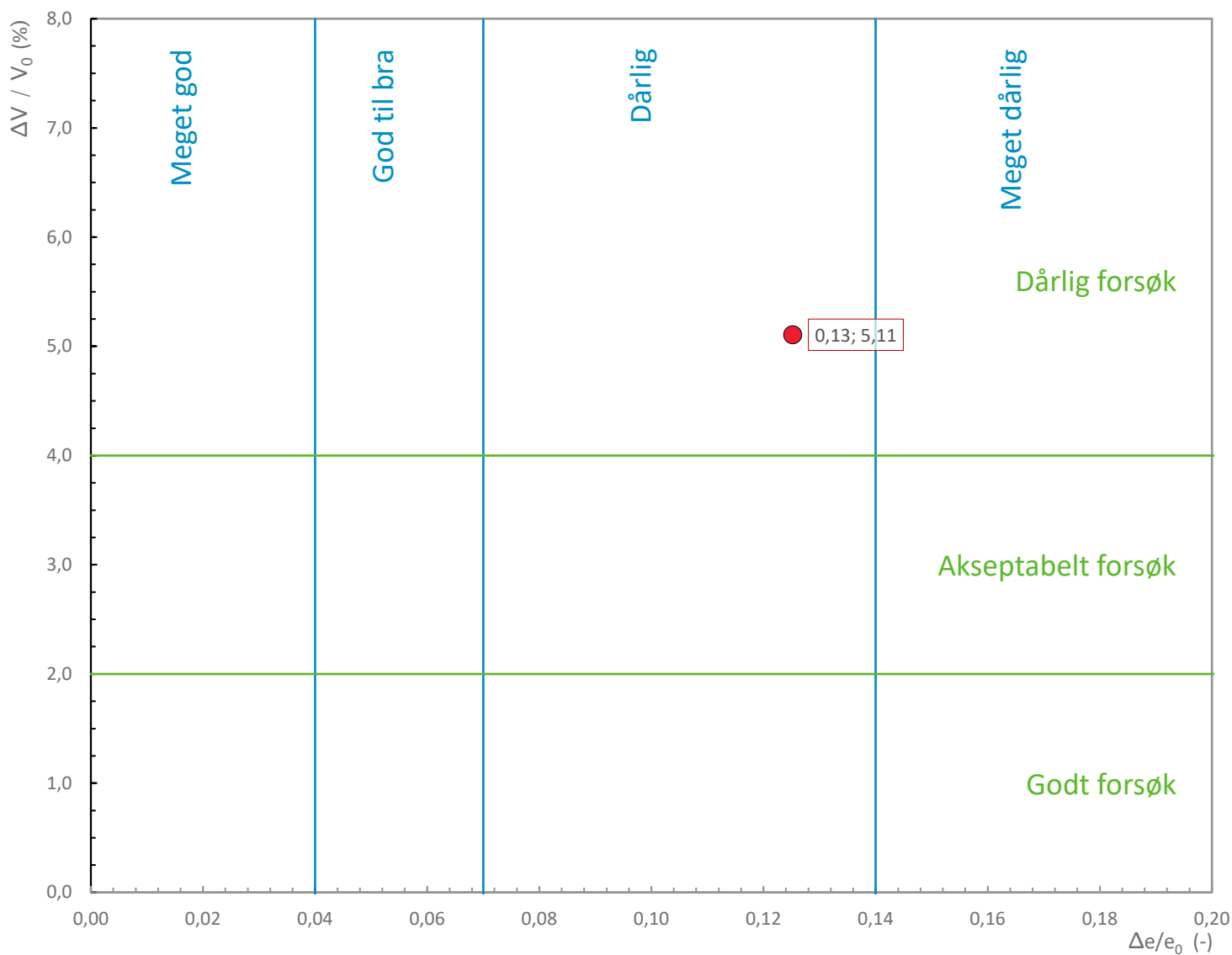
Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold			Dybde (m)		
Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott					12,80
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Envidan	20.01.2025	Rev. dato	4	



Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold			Dybde (m)		
Mobilisering av styrkeparametere			12,80		
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
Envidan		20.01.2025	Rev. dato	5	



Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold					Dybde (m)
Konsolidering					12,80
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
Envidan		20.01.2025	Rev. dato	6	



Informasjon om prøve

Prøvediameter 54 mm
 Dybde 12,80 m
 Utstyr Stålsylinder
 Beskrivelse av jordart Siltig leire, Kvikk

Forsøksinformasjon

Type forsøk CAUc
 Prøvediameter 54 mm
 Prøvehøyde 100 mm

Spenningsforhold – konsolidering

	σ'_v / σ'_a	σ'_h / σ'_r	K'_0
Estimert in situ	135,2	108,2	0,800
Planlagt forsøk	135,2	108,2	0,800
Oppnådd i forsøk	133,0	107,0	0,805
	kPa	kPa	kPa
Konsolideringshastighet	0,25	kPa/min	

Metning

Påføring av baktr.	2,0	kPa/min
Baktrykk	500	kPa
B-sjekk	0,780	

Skjærfase

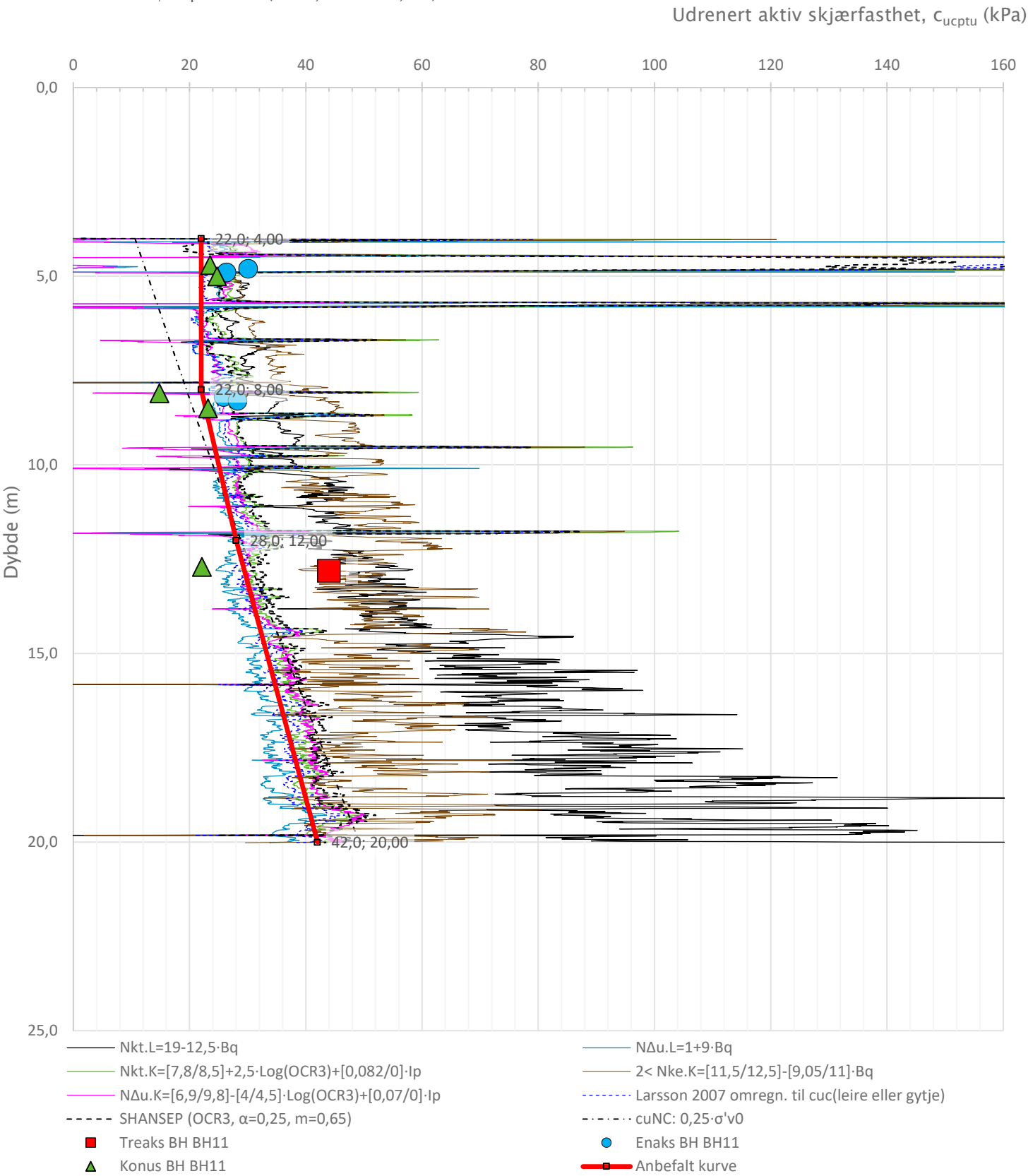
Tøyningshastighet	2,0	%/time
-------------------	-----	--------

Prosjekt			Prosjektnummer: 20091. Labnummer : 11-12,5C		Borhull
Engelsrudhagen Nannestad					11
Innhold			Dybde (m)		
Vurdering av prøve kvalitet etter HBV220			12,80		
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype	
	MD	MD	Godkjent	CAUc	
	Kunde	Dato utført	Revisjon	Figur	
	Envidan	20.01.2025	Rev. dato	7	

DOKUMENTASJON AV MÅLEDATA FOR CPTU-SONDERINGER

 Romerike Grunnboring	Oppdragsnr.:	Oppdragsgiver:	Oppdrag:
	2071	Envidan	Engelsrudhagen, Nannestad
Sign.:	Dato:	Borpunkt:	Vedlegg nr.:
JL	19.12.2024	BH11	
SONDEDATA (FRA KALIBRERINGSKJEMA)			
Sonde nr.:	5800	Sondetype:	Nova
Arealforhold, a:	0,857	Arealforhold, b:	0
Kalibreringsdato:	15.12.2023	Utførende:	Joakim / ENVI
Egenskaper	Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk
Maks spenning (MPa)	50	0,5	2
Måleområde (MPa)	0-50	0-0,5	0-2
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)			
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,5905	0,0094	0,0209
Maks temp.effekt, ubelastet (kPa)	19,475	0,113	1,13
Temperaturområde (°C)	5 40	5 40	5 40
UTFØRELSE			
Borleder:	AE	Assistent:	
Filtertype:	Porøst Filter	Mettemedium:	Glyserin
Forankring:	Nei	Sondetemp. start (°C)	5
Forboring (m):	4	Sondetemp. slutt (°C)	6
Lengde sondering (m):	20	Maks helning (°)	5,5
Merknader:			
MÅLEVARIABLE			
Egenskaper	Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk
Maks temperatureffekt (kPa)	1,1	0,0	0,1
NULLPUNKTSKONTROLL			
	NA (q)	NB (f)	NC (u)
Før sondering (kPa/kPa/kPa)	7169,4	120,4	250,4
Etter sondering (kPa/kPa/kPa)	7184,7	121	248,9
Avvik (kPa/kPa/kPa)	15,3	0,6	-1,5
VURDERING AV ANVENDELSESKLASSE			
Målestørrelse	Spissmotstand	Sidefriksjon	Poretrykk
Samlet nøyaktighet Δ_{tot} (kPa)	16,4	0,6	1,6
Tillatt nøyaktighet Anv. Kl. 1 Δ_k (kPa)	35	5	10
Tillatt nøyaktighet Anv. Kl. 2 Δ_k (kPa)	100	15	25
Tillatt nøyaktighet Anv. Kl. 3 Δ_k (kPa)	200	25	50
ANVENDELSESKLASSE	1	1	1

Anisotropiforhold i figur:
Treaks BH BH11: cuC/cucptu = 1,000
Konus BH BH11: cuC/cucptu = var. (min:0,630 max:0,642)



Prosjekt		Prosjektnummer: 7242584 Rapportnummer: NOT_7242584-04-01		Borhull	Kote 195.121
Engelsrudhagen BKS2				BH11	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				5800	
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	M. Ashraf Ali	Håvard Berget	M. Ashraf Ali	1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
Ekstern konsulent	19.12.2024	Rev. dato			
				5	

CALIBRATION CERTIFICATE FOR CPT PROBE 5800

Probe No 5800
 Date of Calibration 2023-12-15
 Calibrated by Alexander Dahlin.....
 Run No 3218
 Test Class: ISO 1

Point Resistance	Tip Area 10cm²	
Maximum Load	50	MPa
Range	50	MPa
Scaling Factor	1292	
Resolution	0,5905	kPa
Area factor (a)	0,857	
Zero	7,297 MPa	

ERRORS

Max. Temperature effect when not loaded 19,475 kPa
 Temperature range 5 –40 deg. Celsius.

Local Friction	Sleeve Area 150cm²	
Maximum Load	0,5	MPa
Range	0,5	MPa
Scaling Factor	4041	
Resolution	0,0094	kPa
Area factor (b)	0	
Zero	116,57 kPa	

ERRORS

Max. Temperature effect when not loaded 0,113 kPa
 Temperature range 5 –40 deg. Celsius.

Pore Pressure		
Maximum Load	2	MPa
Range	2	MPa
Scaling Factor	3642	
Resolution	0,0209	kPa
Zero	256,46 kPa	

ERRORS

Max. Temperature effect when not loaded 1,13 kPa
 Temperature range 5 –40 deg. Celsius.

Tilt Angle		
Scaling Factor	0,93	
Range	0 - 40	Deg.

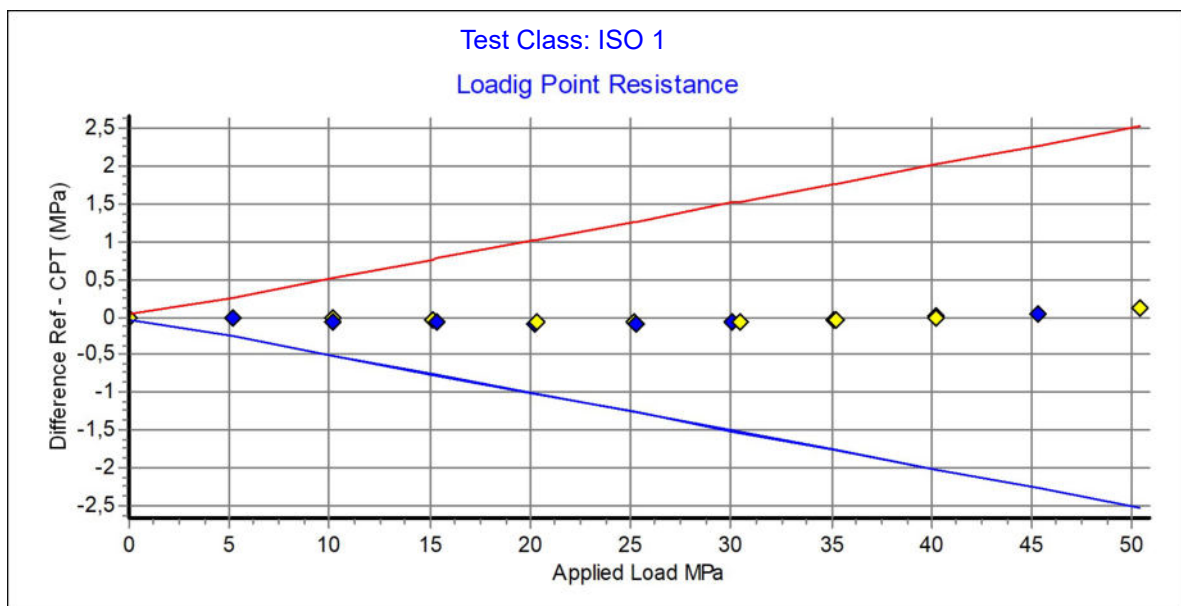
Backup memory
Temperature sensor



Specialists in
Geotechnical
Field Equipment

Probe No: 5800
Date of Calibration: 2023-12-15
Calibration Run No: 3218
Calibrated by: Alexander Dahlin
Scaling Factor: 1292
Reference Cell: 58604

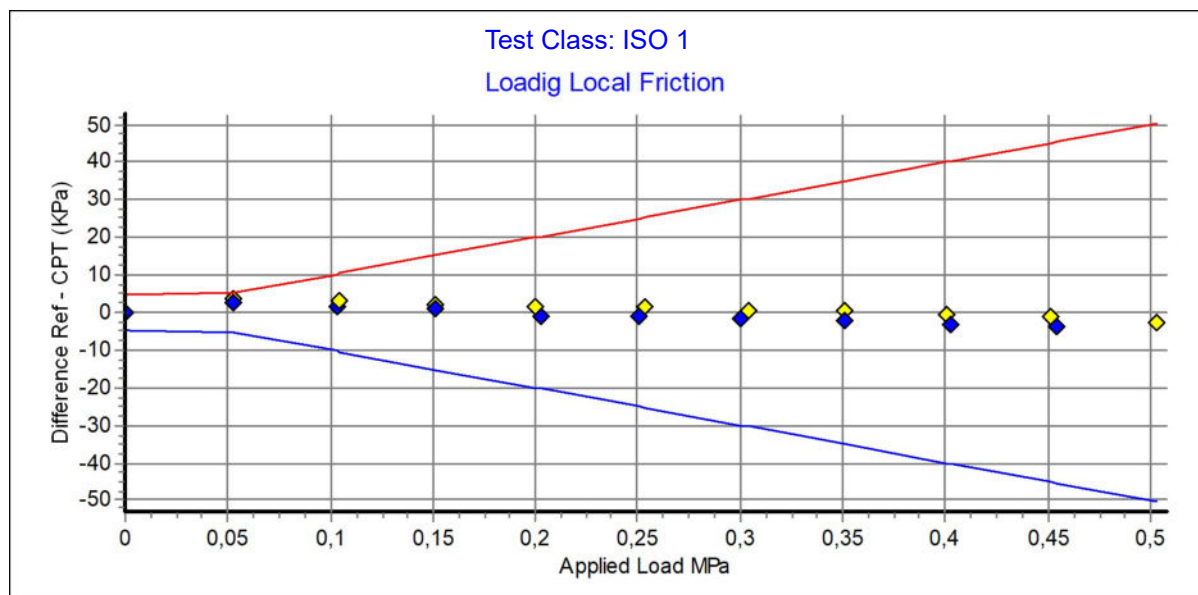
Applied Load MPa	PointRes. MPa	Difference MPa	Accuracy %/MV	Friction MPa	PorePress MPa
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5,169	5,176	-0,007	-0,135	0,000	0,000
10,132	10,135	-0,003	-0,029	0,000	0,000
15,097	15,135	-0,038	-0,251	0,000	0,000
20,352	20,425	-0,073	-0,358	0,000	-0,001
25,144	25,221	-0,077	-0,306	0,000	-0,001
30,439	30,508	-0,069	-0,226	0,000	-0,001
35,206	35,252	-0,046	-0,130	0,000	-0,001
40,260	40,266	-0,006	-0,014	0,000	-0,001
45,277	45,232	0,045	0,099	0,001	-0,002
50,383	50,271	0,112	0,222	0,001	-0,002
45,316	45,272	0,044	0,097	0,000	-0,001
40,183	40,180	0,003	0,007	0,000	-0,001
35,175	35,208	-0,033	-0,093	0,000	-0,001
30,082	30,147	-0,065	-0,216	0,000	-0,001
25,281	25,368	-0,087	-0,344	0,000	0,000
20,252	20,347	-0,095	-0,469	0,000	0,000
15,341	15,420	-0,079	-0,514	0,000	0,000
10,159	10,217	-0,058	-0,570	0,000	0,000
5,227	5,248	-0,021	-0,401	0,000	0,000
-0,006	0,004	-0,010	0,000	0,000	0,000



Specialists in
Geotechnical
Field Equipment

Probe No: 5800
 Date of Calibration: 2023-12-15
 Calibration Run No: 3218
 Calibrated by: Alexander Dahlin
Scaling Factor: 4041
 Reference Cell: 50598

Ref MPa	Friction MPa	Difference KPa	Accuracy %/MV	PointRes. MPa	PorePress MPa
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,053	0,049	3,814	0,000	0,000	0,000
0,104	0,101	3,138	0,000	0,000	0,000
0,151	0,149	2,089	0,000	0,001	0,000
0,200	0,198	1,495	0,000	0,002	0,000
0,253	0,252	1,578	0,626	0,003	0,000
0,304	0,303	0,632	0,208	0,003	0,000
0,351	0,350	0,679	0,193	0,004	0,000
0,401	0,402	-0,358	-0,089	0,005	0,000
0,451	0,453	-1,256	-0,277	0,005	0,000
0,503	0,506	-2,557	-0,505	0,006	0,000
0,454	0,457	-3,730	-0,814	0,004	0,000
0,403	0,406	-2,998	-0,737	0,002	0,000
0,351	0,353	-2,255	-0,637	0,001	0,000
0,300	0,302	-1,595	-0,527	0,000	0,000
0,251	0,252	-1,176	-0,465	-0,001	0,000
0,203	0,204	-0,866	-0,424	-0,001	0,000
0,151	0,150	0,876	0,000	-0,001	0,000
0,103	0,102	1,356	0,000	-0,002	0,000
0,053	0,050	2,569	0,000	-0,003	0,000
0,000	0,000	0,034	0,000	0,000	0,000



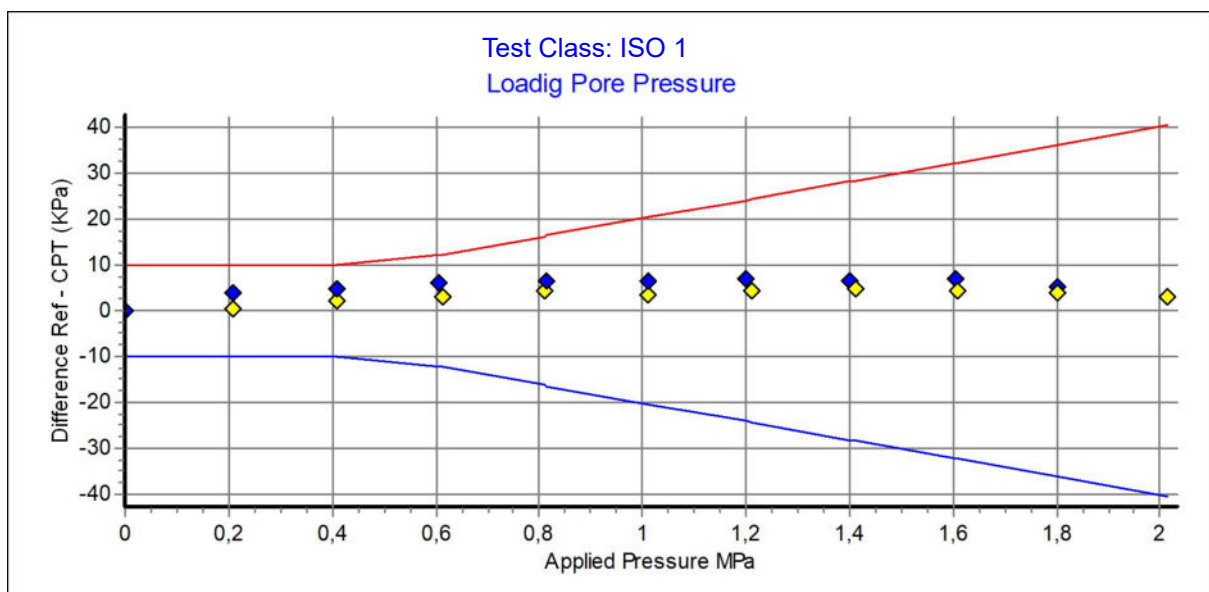
Calibration Certificate.

Loading Pore Pressure

Göteborg:2023-12-15

Probe No: **5800**
 Date of Calibration: **2023-12-15**
 Calibration Run No: **3218**
 Calibrated by: **Alexander Dahlin**
Scaling Factor: 3642
 Reference Cell: **153810109**

Appl. Press MPa	PorePress MPa	Difference KPa	Accuracy %/MV	PointRes. MPa	Friction MPa	Area Factor A = PR/PP	Area Factor B = LF/PP
0,000	0,000	0,100	0,000	0,000	0,000	0,000	
0,208	0,207	0,608	0,292	0,181	0,000	0,874	0,000
0,408	0,406	2,382	0,587	0,347	0,000	0,854	0,000
0,613	0,610	3,100	0,507	0,524	0,000	0,859	0,000
0,810	0,806	4,265	0,528	0,696	0,000	0,863	0,000
1,011	1,007	3,553	0,352	0,867	0,001	0,861	0,001
1,212	1,208	4,224	0,349	1,036	0,001	0,857	0,000
1,411	1,406	4,842	0,344	1,211	0,001	0,861	0,000
1,609	1,605	4,128	0,257	1,383	0,001	0,861	0,000
1,803	1,800	3,765	0,209	1,551	0,001	0,861	0,000
2,014	2,011	3,014	0,149	1,733	0,001	0,861	0,000
1,801	1,796	5,316	0,296	1,548	0,001	0,861	0,000
1,606	1,599	6,898	0,431	1,381	0,001	0,863	0,000
1,401	1,395	6,298	0,451	1,206	0,001	0,864	0,000
1,200	1,193	6,974	0,584	1,033	0,001	0,865	0,000
1,011	1,004	6,594	0,656	0,869	0,000	0,865	0,000
0,813	0,807	6,593	0,817	0,699	0,000	0,866	0,000
0,604	0,598	6,099	1,019	0,519	0,000	0,867	0,000
0,408	0,404	4,586	1,134	0,351	0,000	0,868	0,000
0,207	0,203	3,685	1,812	0,175	0,000	0,862	0,000
0,000	0,000	0,197	0,000	0,001	0,000	0,000	



Specialists in
Geotechnical
Field Equipment

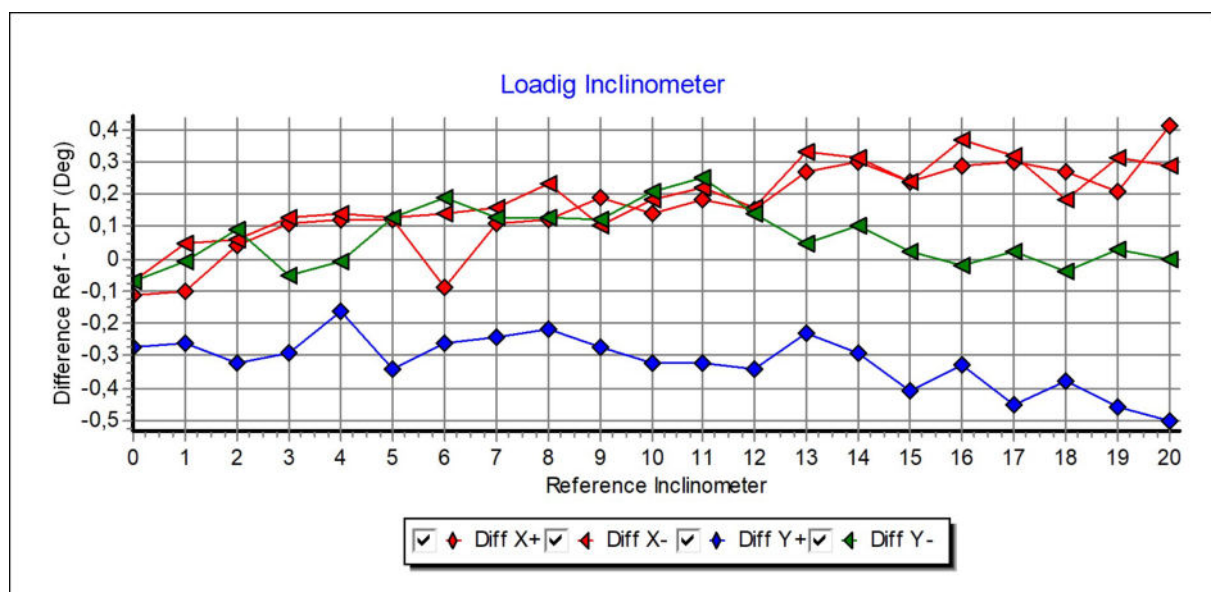
Calibration Certificate.

Loading Inclinometer

Göteborg:2023-12-15

Probe No: 5800
 Date of Calibration: 2023-12-15
 Calibration Run No: 3218
 Calibrated by: Alexander Dahlin
 Scaling Factor: 0,93

Appl. Incin. Deg	X+ Deg	X- Deg	Y+ Deg	Y- Deg	Diff X+ Deg	Diff X- Deg	Diff Y+ Deg	Diff Y- Deg
0,00	0,11	0,07	0,27	0,07	-0,11	-0,07	-0,27	-0,07
1,00	1,10	0,95	1,26	1,01	-0,10	0,05	-0,26	-0,01
2,00	1,96	1,94	2,32	1,91	0,04	0,06	-0,32	0,09
3,00	2,89	2,87	3,29	3,05	0,11	0,13	-0,29	-0,05
4,00	3,88	3,86	4,16	4,01	0,12	0,14	-0,16	-0,01
5,00	4,88	4,87	5,34	4,87	0,12	0,13	-0,34	0,13
6,00	6,09	5,86	6,26	5,81	-0,09	0,14	-0,26	0,19
7,00	6,89	6,84	7,24	6,87	0,11	0,16	-0,24	0,13
8,00	7,88	7,77	8,22	7,87	0,12	0,23	-0,22	0,13
9,00	8,81	8,90	9,27	8,88	0,19	0,10	-0,27	0,12
10,00	9,86	9,82	10,32	9,79	0,14	0,18	-0,32	0,21
11,00	10,82	10,78	11,32	10,75	0,18	0,22	-0,32	0,25
12,00	11,85	11,84	12,34	11,86	0,15	0,16	-0,34	0,14
13,00	12,73	12,67	13,23	12,95	0,27	0,33	-0,23	0,05
14,00	13,70	13,69	14,29	13,90	0,30	0,31	-0,29	0,10
15,00	14,76	14,76	15,41	14,98	0,24	0,24	-0,41	0,02
16,00	15,71	15,63	16,33	16,02	0,29	0,37	-0,33	-0,02
17,00	16,70	16,68	17,45	16,98	0,30	0,32	-0,45	0,02
18,00	17,73	17,82	18,38	18,04	0,27	0,18	-0,38	-0,04
19,00	18,79	18,69	19,46	18,97	0,21	0,31	-0,46	0,03
20,00	19,59	19,71	20,50	20,00	0,41	0,29	-0,50	0,00

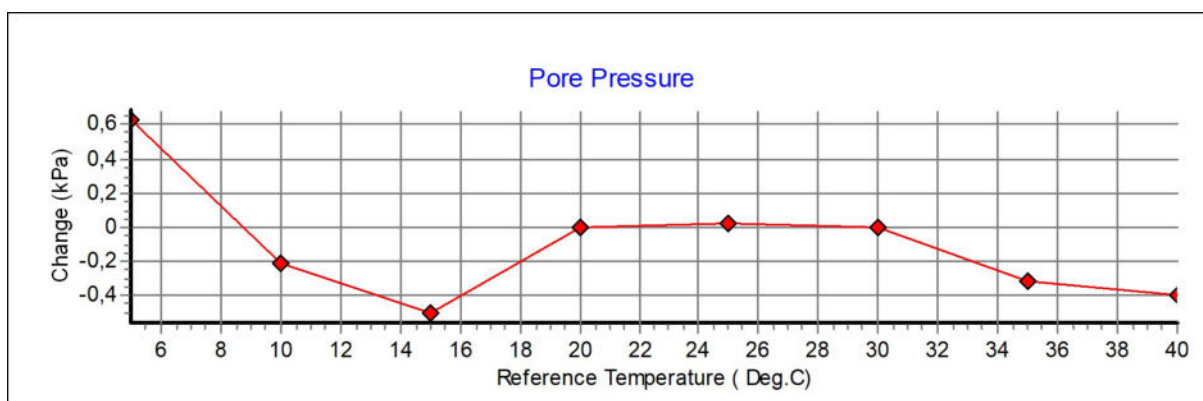
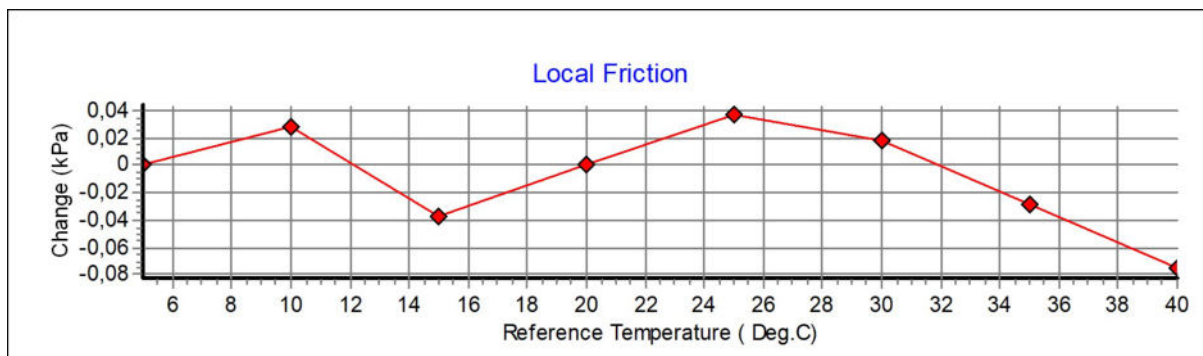
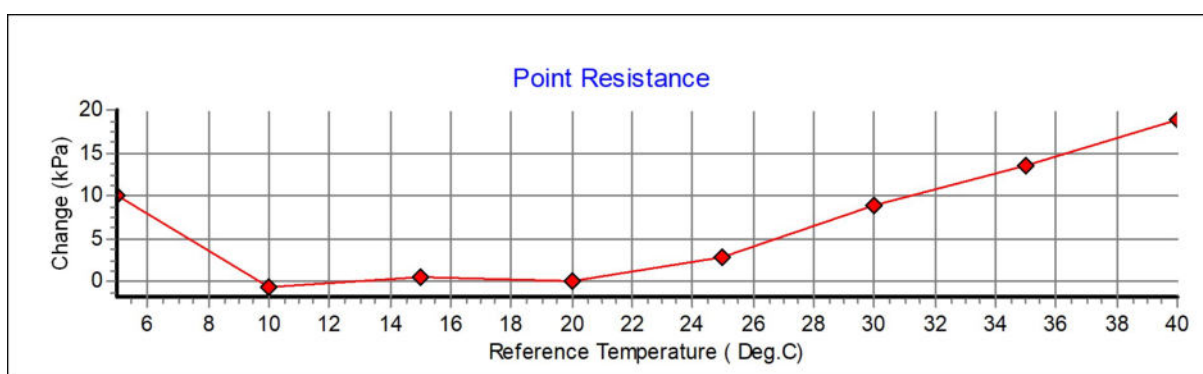


Specialists in
Geotechnical
Field Equipment

Calibration of temperature effect when not loaded.

Göteborg:2023-12-15

Probe No: 5800
Date of Calibration: 2023-12-15
Calibration Run No: 3218
Calibrated by: Alexander Dahlin



Specialists in
Geotechnical
Field Equipment

Calibration procedure.

Göteborg: 2023-12-15

Upon delivery, the equipment complies with ISO 22476-1:2012, including Technical Corrigendum 1 (ISO 22476-1:2012/Cor 1:2013)

Point resistance.

The point resistance is calibrated from 0 to maximum range in 10 steps up and down. Then we adjust the calibration factor to fit the best linearity.

Local friction.

A special adapter unit substitutes the cone and transfers the axial forces to the lower end of the friction sleeve. The friction is calibrated from 0 to maximum range in 10 steps up and down then the sleeve is turned 90 degrees and the calibration repeated.

Then we adjust the calibration factor to fit the best linearity.

Pore pressure & Area ratio a and b.

The completed probe is installed in a special chamber and the pore pressure sensor are calibrated from 0 to maximum range in 10 step up and down.

Then we adjust the calibration factor to fit the best linearity.

At half range the pressure of the point and friction is registered and used for calculation of the area factor.

Tilt inclination.

The tilt sensor is calibrated +/- 20deg. from vertical line in steps of 1 deg.

This will be done in 2 orthogonal directions.

Temperature.

The temperature sensor is calibrated in steps of 5°C from 5 to 40 °C.

Temperature compensation.

The Point, Friction and the Pore pressure sensors in the probe is temperature compensated and tested in the range 5 to 40 °C.

The reference sensors are connected to the Geotech black box together with the CPT probe. The measuring data from the reference sensors are simultaneously send to the computer and stored in the Geotech calibration software. The completed systems are recalibrated at RISE Research Institutes of Sweden once a year.

Environment.

Air pressure: 1017,6 hPa.

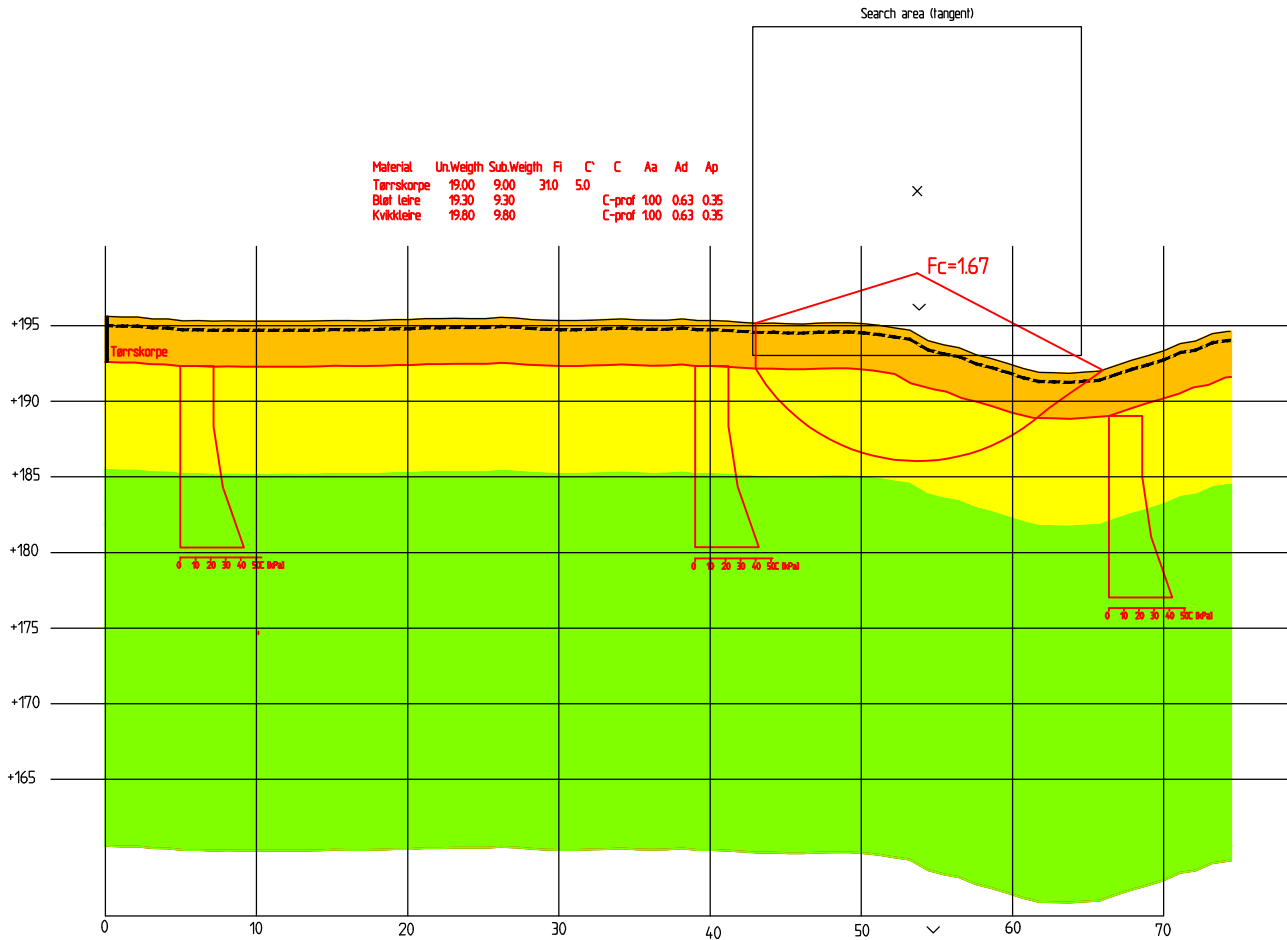
Temperature: 23,0 °C.



Specialists in
Geotechnical
Field Equipment

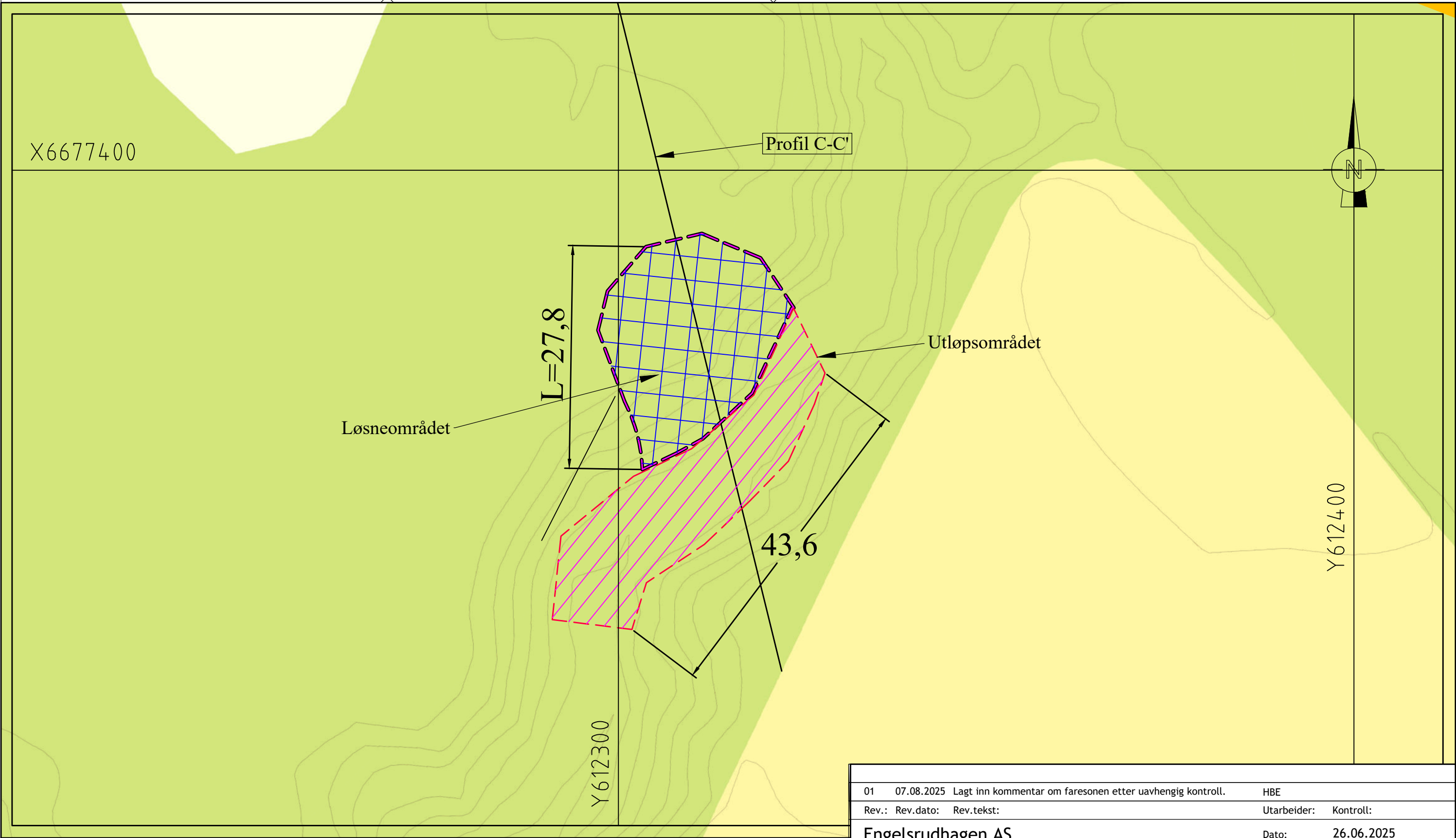


C:\Users\hbe\DC\ACCDocs\Env\Dan A-S\Engelsrudhagen, Nannestad - VAO RIVA-RIG (7242584)\Project Files\10_Disciplines\09_Geoteknikk\For plotting_vedlegg 5\1,2 PROFIL A-A' TOT EKS_plott.dwg, HBE, 24.06.2025 16:22:05



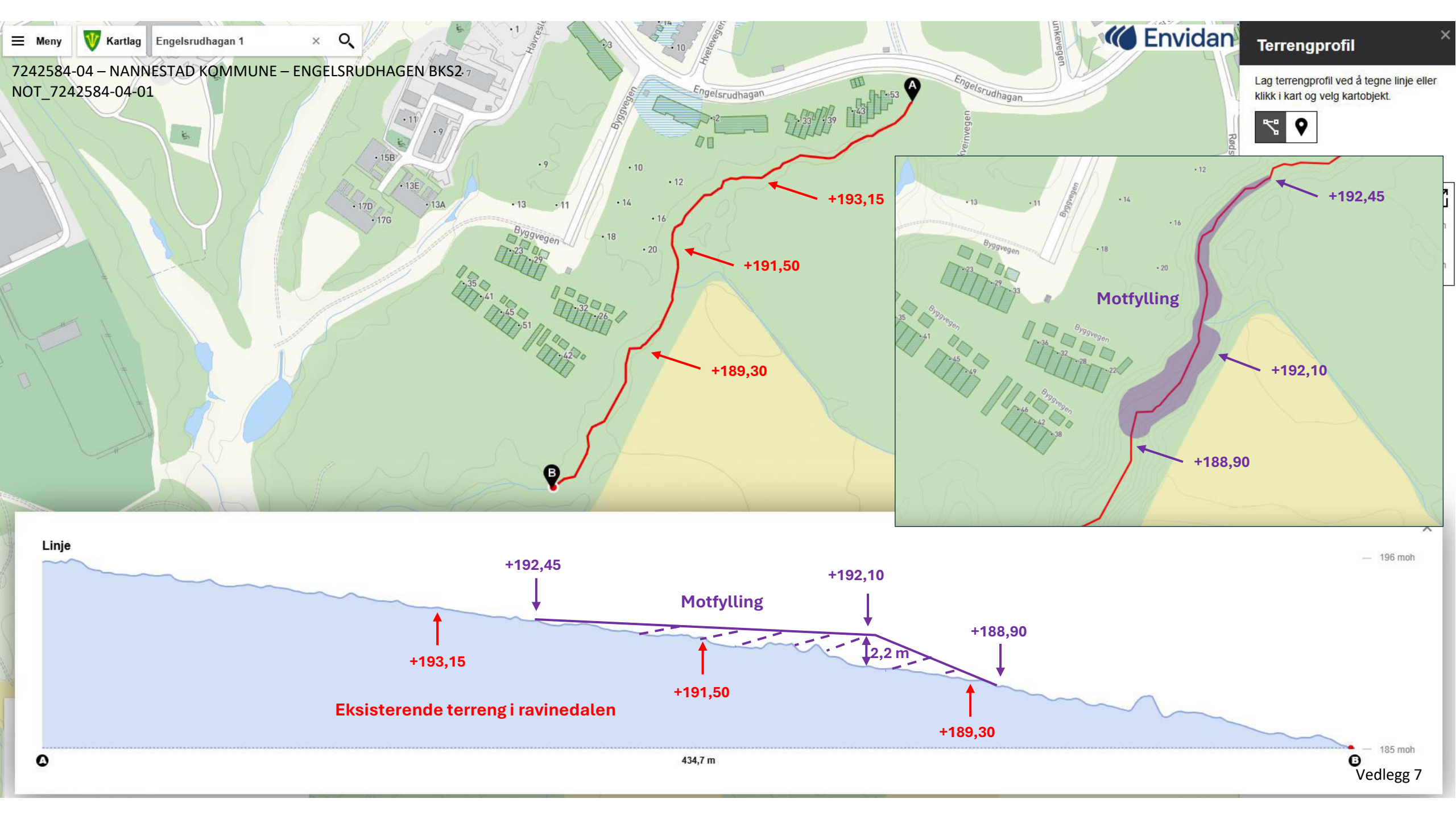
Rev.: Rev.dato: Rev.tekst:						Utarbeider:	Kontroll:
Engelsrudhagen AS						Dato:	24.06.2025
Engelsrudhagen BKS2						Kommune:	Nannestad
Fagfelt: Geoteknikk						Prosj.nr.:	7242584-4
Profil A-A'						Fase:	Detaljprosjektering
Dagens situasjon, udrenert analyse						Koord.sys.:	EUREF89/SONE32
Utarbeider:						Høyderref.sys.:	NN2000
HBE						Vegsystemref.:	
Kontroll:						Målestokk:	1:500
MAW						Tegn.nr.:	Revisjon:
Prosjektleder:						V02-1	
MOB							
Arkformat:							
A3							
Envidan							
Envidan AS							
Tlf.: (+47) 23 96 30 30							
org.nr NO 927 269 287 MVA							
www.envidan.no							

C:\Users\hbe\DC\ACCDocs\Env\Dan A-S\Engelsrudhagen, Nannestad - VAO RIVA-RIG (7242584)\Project Files\10_Disciplines\09_Geoteknikk\Borplan osv\Borplan_områdestabilitet_Engelsrudhagen.dwg, HBE, 07.08.2025 16:00:23

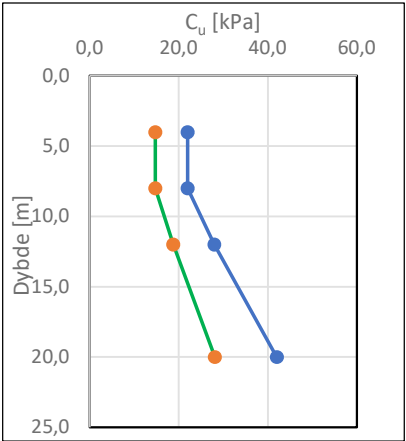


Sideveis avgrensning av sonen er mot nordøst avgrenset av at høydeforskjellen i ravinen blir mindre enn 5 m. Avgrensningen mot sørvest er som følge av at det videre mot sør er begrenset med grunnundersøkelser, og det er ikke mulig å fastslå om det er tilstedeværelse av kvikkleire eller sprøbruddsleire her.

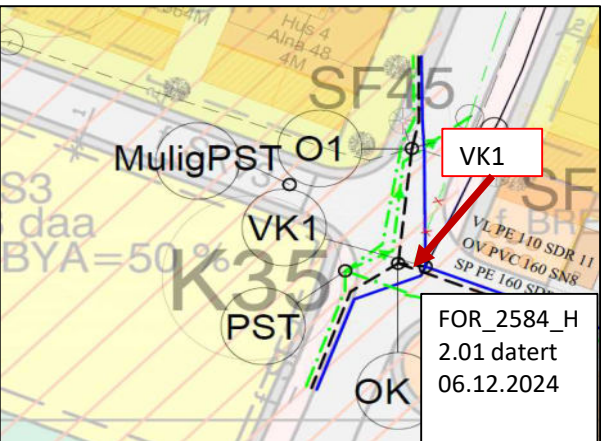
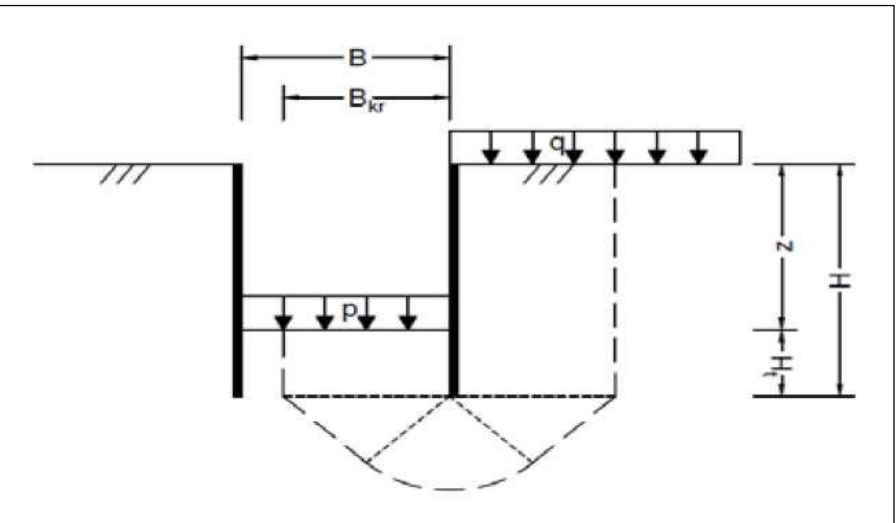
0107.08.2025Lagt inn kommentar om faresonen etter uavhengig kontroll.HBE			
Rev.:		Rev.dato:	Rev.tekst:
Engelsrudhagen AS		Dato:	26.06.2025
Engelsrudhagen BKS2		Kommune:	Nannestad
Fagfelt: Geoteknikk		Prosj.nr.:	7242584-4
Områdestabilitet		Fase:	Detaljprosjektering
Løsne-og utløpsområdet ifm rotasjonskred		Koord.sys.:	EUREF89/SONE32
Utarbeider:		Høyderref.sys.:	NN2000
MOA	Kontroll:	Vegsystemref.:	
HBE	MOB	Målestokk:	
A3		1:500	
Envidan		Tegn.nr.:	Revisjon:
		V03-1	01
Envidan AS • Tlf.: (+47) 23 96 30 30 • org.nr NO 927 269 287 MVA • www.envidan.no			



Prosjekt: Engelsrudhagen BKS2			Bunnoppressing i leire			Versjon 1.1 (2023-10)		
Prosjektnr.: 7242584-04								
Beregning: Graving kum og kassettemagasin (KM)								
Utført: M. Ashraf Ali		Dato: 26.06.2025						
Kontrollert: Martin Weiz		Dato: 26.06.2025						
			Statens vegvesen Håndbok V220 (2022-07), kap. 10.5.1					
			Karlsrud, K. and Andersen, L. (2008). Design and performance of deep excavations in soft clays					



d	c _u (aktiv)	C _u fra BH11 (CPTu)	c _u (korrigert)
[m]	[kPa]		[kPa]
4,0	22,0		14,7
8,0	22,0		14,7
12,0	28,0		18,8
20,0	42,0		28,1



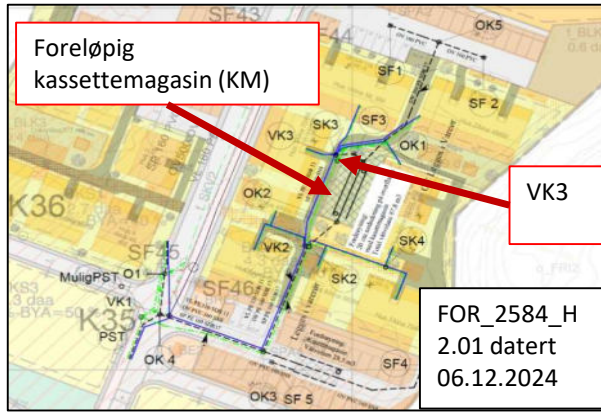
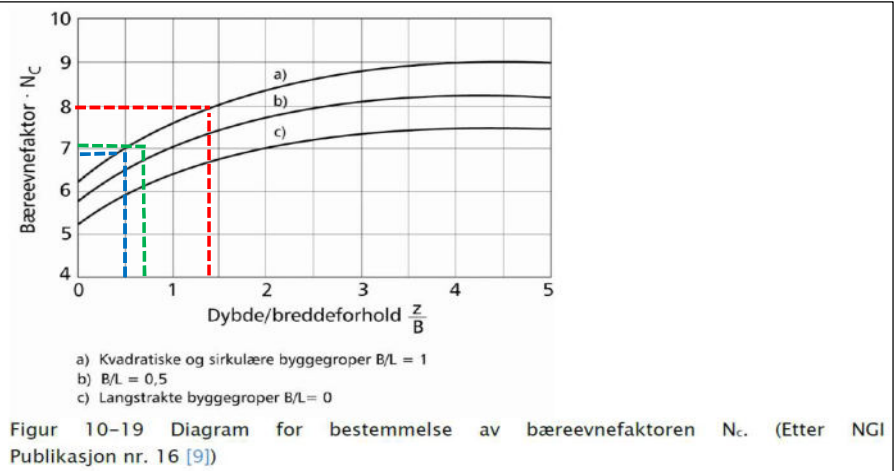
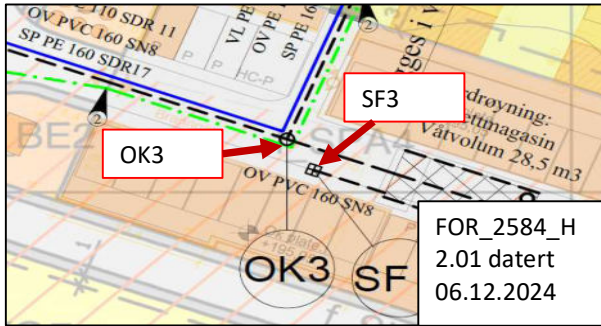
			Felt for inntasting		
			Beregnete felter		
			Beregning 1	Beregning 2	Beregning 3
			Kum VK1	Kum OK3+SF3	Kum VK3+KM
Gropdimensjon	Bredde	B [m]	2,5	4,5	6,0
	Kristisk bredde	B _{kr} [m]	2,5	4,5	6,0
	Lengde	L [m]	3,0	6,0	6,0
	Gravedybde	z [m]	3,5	3,0	3,0
	Høyde vegg	H [m]	3,5	3,0	3,0
	Høyde tå	H _t [m]	0,0	0,0	0,0
Parameter					
	Tyngdetetthet ¹	γ [kN/m ³]	18,8	18,8	18,8
	Udrenert skjærfasthet ²	c _u [kPa]	14,7	14,7	14,7
	2/3B under traubunn	[m]	5,17	6,00	7,00
Laster					
	Terrenglast	q _d [kPa]	13,0	13,0	13,0
	Last i grop	p _d [kPa]	0,0	0,0	0,0
Resultater					
	z/B	-	1,40	0,67	0,50
	B/L	-	0,83	0,75	1,00
	Bæreevnfaktor	N _c	8	7,1	7
	Sikkerhetsfaktor	γ _M	1,5	1,5	1,5

$$\gamma_M = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d}$$

hvor:

- N_c = dimensjonsavhengig bæreevnfaktor
- c_u = representativ udrenert skjærfasthet
- γ = midlere tyngdetetthet over graveplanet
- z = gravedybde
- q_d = dimensjonerende terrengbelastning
- p_d = dimensjonerende trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vannfylt grop)

Representativ udrenert karakteristisk skjærfasthet (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelvei ned til en dybde lik $2/3 \times B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5 \times B$, der B er utgravingens bredde.



¹ Middelvei over graveplanet

² Representativ udrenert skjærfasthet (2/3B under utgravningsnivå), middelvei av aktiv ($c_{u,c}$), passiv ($c_{u,e}$) og direkte skjærstyrke ($c_{u,d}$)

Evaluering av faregrad

Faktorer		Vekt-tall	Faregrad, score				Kommentar	Score
			3	2	1	0		
Tidligere skredaktivitet		1			1		Nærmeste registrerte skredhendelse er ca. 750 m mot sørøst	1
Skråningshøyde, meter		2				0	Skråningshøyde > 15 m.	0
Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)		2			1		OCR 1,5-2,0	2
Poretrykk, kPa:	Overtrykk, kPa: Undertrykk,	3 -3			1		Svakt poreovertrykk i enkelte punkter.	3
Kvikkleiremektighet		2	3				Antar en kvikkleiremektighet på mer enn halve dybden til fjell (altså >H/2)	6
Sensitivitet		1	3				Sensitivitet på 131 i en sylinderprøve	3
Erosjon		3			1		Det antas at det kan være noe erosjon i området.	3
Inngrep:	forverring forbedring	3 -3					Tiltaket gir noe forverring	6
Sum			51	34	17	0	SUM	24
% av maksimal poengsum			100 %	67 %	33 %	0 %		47 %
Faresonene fordeles i faregradklasser etter samlet poengsum: Lav faregrad = 0-17 poeng Middels faregrad = 18-25 poeng Høy faregrad = 26-51 poeng							Middels faregrad	

Skadekonsekvens

Faktorer	Vekt-tall	Konsekvens, score				Kommentar	Score
		3	2	1	0		
Boligheter, antall	4	3				Flere leilighetsbygg på et mindre område	12
Næringsbygg, personer	3				0	Vi er ikke kjent med nye planlagte næringsbygg	0
Annen bebyggelse, verdi	1				0	Ingen	0
Vei, ÅDT	2			1		Antar 100-1000	2
Toglinje, bruk	2				0	Ingen toglinje	0
Kraftnett	1				0	Antar kun lokalt kraftnett/distribusjon.	0
Oppdemning og flodbølge	2				0	Ingen fare for dette.	0
Sum poeng						SUM	14
% av maksimal poengsum							31 %
Faresonene fordeles i konsekvensklasser etter samlet poengsum:						Skadekonsekvens alvorlig	
Mindre alvorlig = 0-6 poeng							
Alvorlig = 7-22 poeng							
Meget alvorlig = 23-45 poeng							

Risiko = skadekonsekvens X faregrad (i %)

Skadekonsekvens: 31

Faregrad: 47

Risiko: 1464

-->

Risikoklasse 3

- Risikoklasse 1 omfatter alle soner med tallverdi fra 0 til 170
- Risikoklasse 2 omfatter alle soner med tallverdi fra 171 til 630
- Risikoklasse 3 omfatter alle soner med tallverdi fra 631 til 1 900
- Risikoklasse 4 omfatter alle soner med tallverdi fra 1 901 til 3 200
- Risikoklasse 5 omfatter alle soner med tallverdi fra 3 201 til 10 000