

GEOTEKNISK NOTAT

Oppdragsnavn **Boliger Saltnessand**
Prosjekt nr. **1350028667**
Kunde **Buvik Bolig AS**
Notat nr. **G-not-003**
Versjon **00**
Til **Andreas Olstad**
Fra **Søren Holm/Helle Bråtteng Olsen**
Kopi **Sweco v/Anuj Thapa Magar**
MNPro AS v/Pål Aavik

Utført av **Søren Holm**
Kontrollert av **Helle Bråtteng Olsen**
Godkjent av **Helle Bråtteng Olsen**

TILSVAR UANHENGIG TREDJEPARTSKONTROLL

Dato 12.5.2021

1 Innledning til notatet

Arjo Invest AS planlegger utbygging av nybygg på eiendom Skaun 5029-8/1 i Buvika, Skaun kommune. Rambøll har utført geotekniske vurderinger i forbindelse med forprosjektering for reguleringsplan. Vurderingene er presentert i notatene G-not-001 og G-not-002 for oppdragsnummer 1350028667.

Sweco har utført uavhengig kvalitetssikring i henhold til NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred». Det vises til Sweco notat 10223864-RIG-N01-A01 av 23.04.2021.

Foreliggende notat er et tilsvarende på Sweco sine kommentarer.

Forprosjekt dokumenterer gjennomførbarheten til prosjektet. Før området kan bygges ut må det gjennomføres geoteknisk detaljprosjektering av prosjektet, jvf. også reguleringsbestemmelsene.

Rambøll
Kobbegate 2
PB 9420 Torgarden
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00
<https://no.ramboll.com>

2 PBL-kontroll

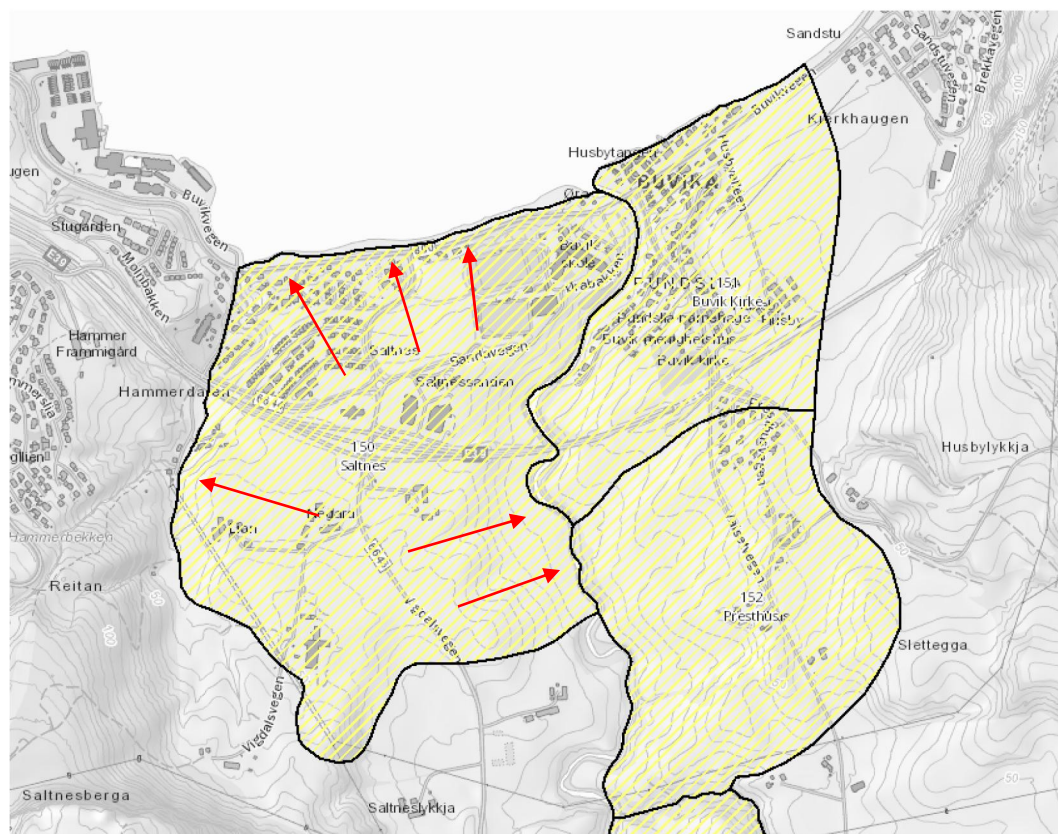
Valg av geoteknisk kategori, pålitelighetsklasse, tiltaksklasse og kontrollklasse	
Kommentar	Prosjekterende opplyser at bestemmelse av geoteknisk kategori er utført i henhold til Eurokode 7 punkt 2.1, [3] «Krav til prosjektering». De skriver videre: «Krav til prosjektering av tiltaket er vurdert til å være i henhold til geoteknisk kategori 2, med bakgrunn i «konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold». Sweco Norge AS er ikke nødvendigvis enig i valg av geoteknisk kategori. Vi mener at tiltaket innebærer unormal risiko og at det er utfordrende grunnforhold på tomte. Prosjekterende bør derfor gjøre en ny vurdering av om tiltaket faller utenfor beskrivelsen gitt for geoteknisk kategori 2. Det er ikke avklart om utgravingen på tomten utelukkende vil foregå i ikke-sensitive masser, og både kalksementstabilisering og pelefundamentering med rammede peler er nevnt som tiltak i en skråning med kvikkleire. Dette er utfordrende problemstillinger både for prosjekterende og utførende. Vi ber prosjekterende gjøre en ny vurdering av valgt geoteknisk kategori, pålitelighetsklasse (CC/RC), tiltaksklasse og kontrollklasse i lys av Swecos kommentar.
Tilsvare	De geotekniske vurderinger for det foreliggende forprosjekt er basert på begrenset omfang av grunnundersøkelser, det er ikke utført egne grunnundersøkelser for det aktuelle prosjektet (dette må gjøres ved detaljprosjekteringen). Det er derfor noe usikkerhet rundt lagdelingen/grunnforholdene, herunder styrke i jorden, og derfor om tiltak kommer i berøring med sensitive masser/sprøbruddmateriale. Det er for forprosjektet ikke konkludert at det er behov for installasjon av peler eller kalk-sement stabilisering (evt. i sensitive masser/sprøbruddmateriale), dette er angitt som mulige tiltak dersom grunnforholdene krever det for fundamentering og/eller utgraving. Dette må avklares nærmere ved detaljprosjekteringen, når det foreligger utførte grunnundersøkelser for prosjektet og planene for utbyggingen er endelige. Det vil også gi grunnlag for å vurdere om utgraving vil komme ned i sensitive masser/sprøbruddmateriale eller ikke. Ut ifra vurderingene for forprosjektet vil utgravingen muligens komme ned i overkant av sensitive masser/sprøbruddmaterialer. Dersom det er behov for utgraving dypere ned i lag med sensitive masser/sprøbruddmateriale, eller installasjon av peler eller kalk-sement stabilisering ned i sensitive masser/sprøbruddmateriale er Rambøll enige i at disse arbeidene bør henføres til geoteknisk kategori 3. Forutsatt at dette ikke er behov, vurderer Rambøll at arbeidene med rimelighet kan henføres til geoteknisk kategori 2. Rambøll foreslår å holde prosjektet i geoteknisk kategori 2 så lenge det ikke er avklart behov for dypere utgraving, installasjon av peler eller kalk-sement stabilisering ned i sensitive masser/sprøbruddmateriale. Klassifiseringen av geoteknisk kategori kan da revideres/oppjusteres til geoteknisk kategori 3 i forbindelse med detaljprosjekteringen dersom det avklares behov for tiltak ned i sensitive masser/sprøbruddmateriale. Med utgangspunkt i at forprosjektet holdes i geoteknisk kategori 2, da vil det heller ikke være noe endring av pålitelighetsklasse, tiltaksklasse eller kontrollklasse.

Vurdering av flom- og skredfare
Kommentar

På et overordnet nivå er Sweco Norge AS enige i vurderingen som er gjort av flom- og skredfare i kapittel 4.6, men vi ser at Rambøll vurderer tiltaket til å ikke ligge i utløpsområdet for skred fra omkringliggende områder. Tiltaket er omgitt av kvikkleireområder oppstrøms Vigda, og vi kan ikke se en tydelig vurdering/begrunnelse av hvordan utløpsområdene for de omkringliggende sonene ser ut eller hvordan et skred i andre deler av sonen «Saltnes» vil kunne påvirke tiltaket. Vi ber Rambøll om å gi en grundigere begrunnelse for deres konklusjon om at tiltaket som en helhet ligger utenfor utløpsområdet for skred.

Tilsvar

Kvikkleiresone «150 Saltnes» har sonestatus «Sikringstiltak utført» iht. NVE sin karttjeneste, dvs. skred innen sonen er forebygget med sikringstiltak. Iht. faktaark for sonen beskrives utførte sikringstiltak som «Det er gjennomført omfattende sikringstiltak. I øst er Vigda hevet 1,5-2,0 m, i vest er Hammerbekken erosjonssikret og hevet, i nord er det anlagt erosjonssikring/motfylling mot sjøen. Likeledes er området nedplanert.». Dersom det skulle løsne et kvikkleireskred innen sonen vurderes utløpsområde å være direkte mot Vigda, Hammerbekken eller Buvikbukta, se skissert retning for utløp i figuren under. Planområdet vurderes derfor å ikke ligge i utløpsområdet for skred løsnet i sonen.



Dersom det skulle løsne skred i kvikkleiresonene lenger oppstrøms Vigda, vil sensitive masser potensielt transporteres langs Vigda med mulig utløp helt ut i Buvikbukta. I slikt tilfelle vurderes ikke skredmassene å løpe noe særlig opp sidene langs elva, og utløpsområdet nær planområdet vil derfor være konsentrert nede i elva, utenom planområdet.

	Skred innen sone «151 Buvik Kirke» i området rett på andre side av Vigda for planområdet, kan potensielt ha utløp opp skråningen mot planområdet på vestlige side av elva, dersom løснеområdet går tilnærmet i retning direkte mot planområdet. For å treffe planområdet må det være utløp mer enn 5 høydemeter vertikalt fra nivå ved elva. Grunnforholdene på vestlige side av Vigda tilsier at det i skråningen er ikke-sensitive masser med lagtykkelse typisk 5-10 meter over kvikkleire, og at kvikkleirelaget kiler ut innover i skråningen, slik at det i bunn av skråningen, ved Vigda, ikke er kvikkleire. Antatt at skråningen er tilsvarende på andre side av elva, vil de ikke-sensitive massene over kvikkleirelaget trolig bli liggende igjen i Vigda og skjerme for at kvikkleiremasser kan løpe opp skråningen og treffe planområdet ved et eventuelt skred. Eventuelle skredmasser som legger seg igjen i Vigda kan forårsake noe oppdemming på oppstrøms side av Vigda, men det vurderes ikke å være fare for at oppdemmingen vil påvirke planområdet.
--	---

3 NVE-kontroll

Oppdatert regelverk	
Kommentar	Det har nå nylig kommet en ny og oppdatert veileder for sikkerhet mot kvikkleireskred, Veileder 1/2019. Sweco Norge AS har forpliktet seg til å gjennomføre en uavhengig kontroll av Rambølls prosjektering etter den nye veilederen. Vi ber derfor Rambøll gjøre en vurdering av hvordan regelverket i den nye veilederen vil kunne påvirke vurderingen som er gjort for tiltaket til nå, med fokus på: • Sikkerhetsnivå • Krav til robusthet i sonen • Anleggsgjennomføring • Utløpsområder fra tilgrensende soner og andre deler av sonen tiltaket ligger i.
Tilsvar	Vurdering for forprosjekt og dokumentering av gjennomførbarheten for hoveddelen av prosjektet ble utført i 2019. Utvidelse av felt BFK ble inkludert i tilleggsvurdering i januar 2021. I tilleggsvurdering ble sammenhengen mellom krav i tidligere veileder 7/2014 og 1/2019 (gjeldende fra desember 2020) forsøkt klarlagt. Rambøll klarlegger forskjellene og påvirkning på prosjektet tydeligere i følgende avsnitt. For K4-tiltak i kvikkleiresone med lav faregrad, krever både 7/2014 og 1/2019 stabilitetsberegninger som dokumenterer enten sikkerhetsfaktor $F \geq 1.4$ (1/2019 for tiltak som ikke forverrer stabiliteten, og $F \geq 1.25$ for effektivspenning) eller prosentvis forbedring dersom $F < 1.4$ for områdestabilitet. Det er først når tiltaket påvirker stabiliteten negativt, at den nye veilederen stiller strengere krav til sikkerhetsnivå enn det som var krav i den tidligere utgaven. I tillegg er det i ny veileder 1/2019 tatt ut anbefaling om reduksjon av aktiv skjærfasthet i totalspenningsanalysen. Iht. veileder 1/2019 kan ikke tiltak som forverrer stabiliteten motvirkes med samtidig topografiske tiltak for å sikre samlet forbedring, som det ellers har vært planlagt for dette prosjektet ut fra retningslinjene fra gamle veileder 7/2014, uten at det er strengere krav til stabiliteten. Tiltakene med utbygging og dermed pålastning fra bygg opp over skråningen gir anledning til en forverring av stabiliteten og da stiller ny veileder 1/2019 krav om sikkerhetsfaktor $F \geq 1.61$ for tiltaket. For å unngå at tiltaket medfører forverring av stabiliteten, og dermed krav til økt sikkerhetsfaktor, foreslås det at forprosjektet endres slikt at det kreves at alle bygg for hele utbyggingen utføres fullt kompensert. I beregningene er aktiv skjærfasthet i beregninger fra 2019 redusert med 15 % iht. 7/2014, noe som betyr at det vil oppnås høyere sikkerhetsfaktor ved nye beregninger utført etter dagens regelverk. For profil C-F viser nåværende stabilitetsberegningene sikkerhetsfaktor $F \geq 1.4$ for dagens situasjon og dersom reduksjon av aktiv skjærfasthet iht. 7/2014 utelates da vil trolig også for dagens situasjon i profil A og B oppnås sikkerhetsfaktor $F \geq 1.4$. Som følge av utbyggingen nå foreslås utført fullt kompensert, og beregnet sikkerhetsfaktor for dagens situasjon er $F \geq 1.4$, er det ikke lenger krav om at motfylling må etableres i bunn av skråningen for å forbedre stabiliteten. Det vil imidlertid fortsatt være med aktuell med motfylling som følge av ønsket planering av nedre del av skråningen samt lagring av masser fra utgraving til byggene opp i skråningen.

	Nytt i 1/2019 er også krav til robusthet for skråninger i faresonen utenfor influensområdet. Krav til robusthet er $F_{cu} \geq 1.20$ i tillegg til krav $F_{c\phi} \geq 1.25$. Ved lavere sikkerhet kreves det prosentvis forbedring. For dette prosjektet vurderes skråningene like utenfor tiltaksområdet å være definert som skråninger innenfor influensområdet. I terrenget sør for profil A ligger Saltnesbrua. Områdestabiliteten ble utredet og forbedring av skråningen ble utført i forbindelse med byggingen av brua. Terrenget inn mot brulandkar vurderes å være likt som terrenget i profil A, og på bakgrunn av dette vurderes robusthet for sideterreng å være ivarettatt med bakgrunn i $F_{cu} = 1.37$ og $F_{c\phi} = 1.91$ i profil A for dagens terreng. Terrenget nord for profil F har tidligere blitt utredet og vurdert ved tilbygg på Buvik skole, ref. /1/. Denne utredningen ble det utført uavhengig NVE-kontroll på. Beregninger i relevant profil inkludert tiltaket med skolen viser sikkerhetsfaktor $F = 1.4$ for totalspenningsanalyse, og sikkerhet $F = 1.67$ for effektivspenningsanalyse før tiltak. Det er ikke presentert beregninger for effektivspenningsanalyse som inkluderer tiltak, men den vurderes å være over krav til sideterreng på $F_{c\phi} \geq 1.25$. Utløpsområder fra tilgrensende soner er behandlet/svart opp i kommentar fra PBL-kontrollen. Detaljprosjektering vil måtte utføres etter ny veileder 1/2019, dette gjelder også for detaljprosjektering av anleggsfase og rekkefølgekrav. Rambøll vurderer ikke vurdering fra forprosjekt eller endring i regelverk til å kunne endre status fra gjennomførbart til ikke gjennomførbart med tanke på ulike anleggsfaser.
--	---

Gjennomførbarhet	
Kommentar	I kapittel 7 nevnes det tiltak som midlertidig forverrer stabiliteten i anleggsfasen, kalksementstabilisering og pelefundamentering med rammede peler, og at disse tiltakene kan bli nødvendig for å gjennomføre utbyggingsplanen slik den foreligger. Dette medfører at det kanskje kan bli nødvendig med topografiske, stabiliserende inngrep som skal veie opp for den midlertidige forverringen. Dette kan ha betydning for gjennomførbarheten av selve detaljreguleringen. Vi etterlyser en grundigere vurdering av dette i rapporten. Vi mener at rapporten må vise at dette er anleggsteknisk gjennomførbart, og hvordan.
Tilsvar	Dersom det skulle bli behov for kalk-sement stabilisering og/eller pelefundamentering vil den midlertidige forverring av stabiliteten primært være relatert til mulig oppbygging av poretrykk i grunnen. I profil A-F er det udrenert analyse som umiddelbart er mest kritisk, dvs. for drenert analyse kan det tillates noe poretrykkoppbygging. Det er i notat G-not-001 avsnitt 7 angitt at det i tilfelle av kalk-sement stabilisering og/eller pelefundamentering vil være behov for oppfølging med poretrykksmålning, nettopp for å overvåke og ha kontroll på stabilitetsforholdene. Det forventes derfor ikke behov for ytterligere topografiske stabiliserende tiltak utenom den planlagte motfyllingen i bunn av skråningen, som ikke gir anledning til vanskeligheter for gjennomførbarheten av utbyggingen. Dersom det ved detaljprosjekteringen avdekkes behov for ytterligere stabiliserende tiltak (midlertidig eller permanent) må dette innarbeides for de endelige planer for

	utbyggingen og eventuelle krav til rekkefølgebestemmelse. Rambøll kan ikke se at dette er begrensninger som fører til at prosjektet ikke er gjennomførbart, men det må detaljprosjekteres.
--	--

Rekkefølgebeskrivelse	
Kommentar	Sweco Norge AS mener rekkefølgebeskrivelsen gitt i kapittel 10 er utydelig og at det i større grad bør presiseres at hele motfyllingen må på plass før man begynner å bygge på tomten. Prosjekterende må også være entydig i sin beskrivelse av hva motfyllingen skal bestå av. Området bør ha tilstrekkelig stabilitet så tidlig som mulig.
Tilsva	Rambøll minner om at området i dag har tilstrekkelig stabilitet, da området er utredet og sikret i flere omganger. Det er i notat G-not-001 avsnitt 5.1 og G-not-002 avsnitt 5.1 angitt at planleggingen av tiltaket med den forestående utbygging må ta sikte på at områdestabiliteten ikke på noe tidspunkt blir forverret i forhold til nåværende situasjon. Dette gjelder både for den permanente utbyggingen, men også for alle faser under utbyggingen. Det er derfor ikke noe absolutt krav om at hele motfyllingen må etableres før utbyggingen påbegynnes, men at det må sikres at det ikke på noe tidspunkt er forverring i forhold til dagens situasjon. Dette åpner for at motfyllingen kan etableres løpende ettersom utbyggingen pågår, bare det sikres at den aktuelle motfyllingen underveis er tilstrekkelig til å sikre at det ikke er forverring av stabilitetsforholdene. Motfyllingen planlegges hovedsakelig utført ved bruk av gravemasser fra utgraving til bygg lenger opp i skråningen. Prosjektering herunder krav til oppbygging og utlegging av motfyllingen må ivaretas ved detaljprosjekteringen, når det er utført grunnundersøkelser for prosjektet og dermed bedre kjennskap til de masser som skal innbygges i motfyllingen.

Faresone- og tiltakskategori	
Kommentar sjekkpunkt A1.1 (IG)	Planområdet ligger innenfor en kjent kvikkleiresone «150 Saltnes». I kapittel 4.6 [1] står det at planområdet vurderes å ikke ligge i utløpsområdet for skred fra omkringsliggende områder. Sweco finner ikke en grundig vurdering på dette i rapporten.
Tilsva	Nærmere vurdering og begrunnelse er gitt i tilsva for tilsvarende kommentar i PBL-kontrollen.
Kommentar sjekkpunkt A1.4 (IG)	Sweco har ikke funnet en vurdering av hvorvidt prosjekterende ser det som relevant å justere selve sonen.
Tilsva	Vurderingene for det foreliggende forprosjekt er basert på tidligere utførte grunnundersøkelser, det er ikke utført egne grunnundersøkelser for det aktuelle prosjektet (dette må gjøres ved detaljprosjekteringen). Det er da ikke noe supplerende informasjon tilgjengelig sammenliknet med tidligere, og det gir da ikke noe grunnlag for å vurdere justering av kvikkleiresonen.
Kommentar sjekkpunkt A1.6 (IG)	Gravesituasjon vurderes å bli gunstig sammenliknet med ny eller ferdig situasjon, og det er ikke utført egne beregninger for dette i reguleringsplan [1].

	Beregningene viser imidlertid ikke tilstrekkelig sikkerhet for fyllingsfront for ny situasjon i profil B, D, E og F. Det er ikke vurdert forverring i forbindelse med evt. pelefundamentering eller kalksementstabilisering, dersom det blir nødvendig. Det må nesten gjøres dersom det skal benyttes som tiltak i forbindelse med byggeplan.
Tilsva	Da gravesituasjon nettopp vurderes å være gunstig sammenliknet med ny eller ferdig situasjon, er det ikke vurdert behov for egne beregninger for vurdering av områdestabiliteten. Som angitt i G-not-001 avsnitt 6.1 må beregninger for gravesituasjon utføres i detaljprosjektering når framdrift for utbygging er bestemt, planene for utbyggingen er endelige og det foreligger supplerende grunnundersøkelser. Dette for å sikre tilfredsstillende stabilitet i alle faser av utbyggingen. Det er også angitt at lokalstabilitet av graveskråninger må kontrolleres forbindelse med detaljprosjekteringen. Motfyllingen inkludert i stabilitetsberegningene er i henhold til mottatte grunnlag fra oppdragsgiver. Som angitt i notat G-not-001 sist i avsnitt 6.2 må fronten på fyllingen slakes ut for den videre prosjekteringen. Det er angitt at fyllingsfronten ikke bør være brattere enn helning 1(V):2(H). Dette vurderes som tilstrekkelig i denne fasen. Lokalstabilitet av fyllingsfronten vurderes ikke å være kritisk for gjennomførbarheten av prosjektet, og skal vurderes nærmere i detaljprosjekteringen. Dersom det skulle bli behov for kalk-sement stabilisering og/eller pelefundamentering vil den midlertidige forverring av stabiliteten primært være relatert til mulig oppbygging av poretrykk i grunnen. I profil A-F er det udrenert analyse som umiddelbart er mest kritisk, dvs. for drenert analyse kan det tillates noe poretrykksoppbygging. Det er i notat G-not-001 avsnitt 7 angitt at det i tilfelle av kalk-sement stabilisering og/eller pelefundamentering vil være behov for oppfølging med poretrykksmålinger, nettopp for å overvåke og ha kontroll på stabilitetsforholdene. Nærmere vurdering av hvor mye poretrykksoppbygging som kan tillates må vurderes nærmere ved detaljprosjekteringen, der det vil bli satt en grense for tillatt poretrykksoppbygging.

Tidligere undersøkelser + utførte grunnundersøkelser

Kommentar sjekkpunkt B1.1 (IG)	Borprofil ved punkt 352, nær elva Vigda, viser veldig lav omrørt styrke (under 2 kPa) på 23-24 m med sensitivitet mellom 28-48. Bør det ikke markeres som sprøbruddlag i lagdelingen? Dype glideflater for profil A og B går helt ned til dette laget og beregningene vist på tegning 1002-1005 blir da mindre konservativ?
Tilsva	Stabilitetsberegninger for det foreliggende forprosjekt er utført med utgangspunkt i tidligere utførte stabilitetsberegninger, herunder tolket lagdeling og valg av styrkeparametere. Rambøll medgir at prøve i 23-24 meter dybde i borpunkt 352 karakteriseres som sprøbruddmateriale. I tidligere stabilitetsberegninger i profil 350 (tilsvarende profil A) og profil 351 (tilsvarende profil B) for vurdering av områdestabilitet er det ikke inkludert lag av sprøbruddmateriale i denne dybde i grunnen, se notat G-not-001 bilag 4 og 5. Som angitt i notat G-not-002 avsnitt 5.1 er det utført vurdering av områdestabiliteten iht. NVE sine retningslinjer i forbindelse med etablering av veg til Skaunhallen/idrettsanlegget, dette omfatter da også tredjepartskontroll av vurderingene. Da det ikke er noe nytt grunnlag for vurdering og

	tolkning av grunnforholdene er det valgt at vurderinger for det foreliggende forprosjekt utføres i tråd med de tidligere vurderingene. Rambøll vurderer at en eventuell inkludering av et lag med sprøbruddmateriale i denne dybden ikke er utslagsgivende på beregningsresultatene. Rutineundersøkelsene i lab viser ikke lavere styrke av dette laget sammenliknet med overliggende lag. Det er ikke tilgjengelig grunnundersøkelser for vurdering av lagets utbredelse videre innover mot skråningstoppen, men det formodes at laget ikke vil påvirke aktiv-sonen for de kritiske glideflatene, noe som ellers kunne gi grunnlag for reduksjon av aktiv skjærstyrke iht. til NVE veileder 7/2014 for denne del av glideflaten. Iht. oppdatert NVE veileder 1/2019 er det ikke krav om mulig reduksjon av aktiv skjærstyrke i sprøbruddmateriale, og da vil det ikke ha noen påvirkning på vurderingen av stabilitetsforholdene.
Kommentar sjekkpunkt B3.1 (OK)	Sweco mener at det burde ha utført mer CPTU-sonderinger, spesielt nær elva Vigda for å ha bedre grunnlag (Cu-profiler) for stabilitetsberegninger med bakgrunn i at udrenert analyse er kritiske.
Tilsva	Som angitt både i notat G-not-001 og G-not-002 må det utføres egne grunnundersøkelser for prosjektet i forbindelse med detaljprosjekteringen. Vurderingene for forprosjekt må da revideres og detaljeres nærmere basert på de utførte grunnundersøkelsene samt iht. NVE veileder 1/2019.

Materialparametere

Kommentar sjekkpunkt C1 (IG)	Det finnes ikke dokumentasjon på tolkning av de ulike CPTU-ene. Det er heller ikke vist i beregningsprofilene hvor styrkene er hentet fra.
Tilsva	Som angitt i notat G-not-001 først i avsnitt 5.5 er materialparametere valgt tilsvarende parametere brukt i forbindelse med tidligere stabilitetsberegninger for utredning av områdestabilitet og sikring av området. Supplerende valg for materialparametere er beskrevet i notat G-not-001 avsnitt 5.5 under tabell 2. Styrkeprofilene i beregningene er hentet fra tidligere utførte stabilitetsberegninger, se tilsva til sjekkpunkt D2.4.2. Oversikt over profilreferanser fra tidligere er beskrevet i notat G-not-001 avsnitt 5.2, og materialparametere er hentet fra de samme referansene til tidligere profiler (f.eks. profil A = tidligere profil 350, osv). Det er ikke markert på beregningsprofilene, men det kommer tydelig fram i teksten. Det er utført CPTU i borpunkt 350, 351, 352 og 361. Tidligere utført tolkning av de ulike CPTU'ene er vedlagt, bilag 1. Det bemerkes at tolket skjærstyrke fra CPTU i borpunkt 352 er oppjustert noe i utførte stabilitetsberegninger for å oppnå sikkerhetsfaktor ca. $F = 1,0$ for tidligere terreng (før sikring), ref. /2/.
Kommentar sjekkpunkt C6 (OK)	I beregningene er det redusert S_u fra CPT for sensitiv leire (15%). Det skal egentlig ikke justeres lenger iht. ny kvikkleireveileder 1/2019. Det skal nå benyttes en sprøbruddfaktor (f_s) som korrigerer for sprøbruddfaktor. Krav om sikkerhetsfaktor blir da $F_{cu} \geq 1,4 * f_s$ hvis tiltaket forverrer stabiliteten. Alle beregningene viser at tiltaket ikke forverrer stabiliteten. Dette tilhører krav til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,4$ og er ikke behov for bruk av sprøbruddfaktor? Vi ber Rambøll om å gjøre en vurdering på dette.

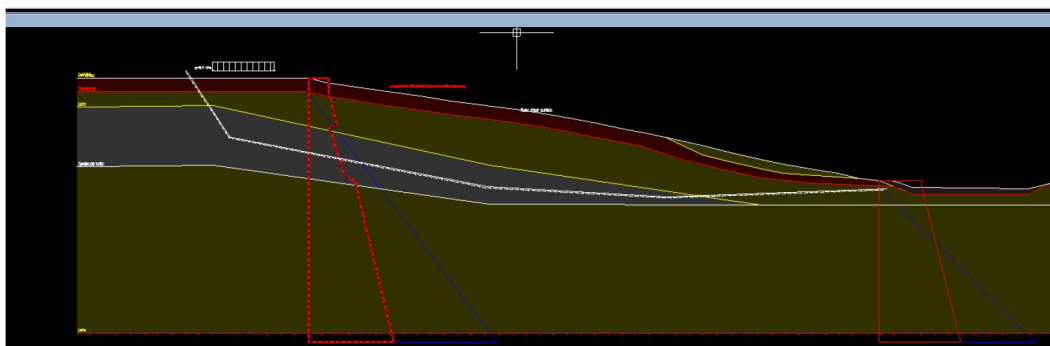
Tilsva	Nærmere vurdering og begrunnelse er gitt i tilsva for tilsvarende kommentar i PBL-kontrollen.
Kommentar sjekkpunkt C7 (IR)	I noen tilfeller har Rambøll brukt en direkte styrke og konvertert den til en aktiv styrke. Vi mener at man bør være forsiktig med å gjøre dette da man i noen tilfeller kan ende opp med å overestimere skjærfastheten dersom den direkte styrken er basert på vingebo, konus og enaks. Vi anbefaler videre at aktiv udrenert skjærfasthet kun baseres på korrelasjoner for CPTU-sonderinger og aktive treks-forsøk. Vi ber Rambøll om å kommentere dette.
Tilsva	I vurderingene for det foreliggende forprosjekt er fasthetsprofiler for direkte skjærfasthet (betraktet som gjennomsnittlig styrke) brukt ved tidligere stabilitetsberegninger konvertert til fasthetsprofiler for aktiv skjærfasthet for å ta hensyn til ADP-forhold i de nye beregningene. Konvertering er foretatt ved bruk av anisotropiforholdet $c_u^D/c_u^A = 0,7$. I de nye beregningene er det anvendt anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,63$ og $c_u^P/c_u^A = 0,35$. Fasthetsprofiler for direkte skjærfasthet er da redusert med 10% i de nye beregningene sammenliknet med tidligere stabilitetsberegninger. Som angitt i notat G-not-001 avsnitt 6.2 er beregnet materialfaktor lavere i profil A og B for de nye beregningene sammenliknet med tidligere beregninger, noe som tilsier at styrken ikke har blitt overestimert ved konvertering av tidligere styrkeprofiler. Rambøll er enig i at man bør være forsiktig med uten videre å konvertere direkte styrke basert på vingebo, konus og enaks til aktiv styrke. Dette er imidlertid heller ikke gjort for det foreliggende forprosjekt, hvor det er tidligere designprofiler (gitt som direkte styrke) som er konvertert til designprofiler gitt som aktiv styrke iht. prinsippene for anisotropi. Det vurderes derfor ikke å være relevant for vurderingene for det foreliggende forprosjekt, hvilket også reflekteres av kontrollstatus IR (ikke relevant).
Kommentar sjekkpunkt C8 (IG)	Poretrykket benyttet i beregningene er basert på tidligere utførte avlesninger. Vi kan ikke se at det er tatt hensyn til årstidsvariasjoner i beregningene. Hvordan har Rambøll vurdert dette?
Tilsva	Som beskrevet i notat G-not-001 avsnitt 3.5 er det foretatt måling av poretrykk nær skråningstopp i området omkring Sandavegen rett sør for fotballbanen ved Skaunhallen, i borpunkt T-2 og W-1. Som det fremgår av notat G-not-001 tabell 1 er undersøkelsene i borpunkt T-2 fra 1988, mens de i borpunkt W-1 er fra 1995. Det er uvisst om poretrykksmålingene også er representative for dagens situasjon, og det skal også bemerkes at målingene er foretatt før utførte planeringsarbeider i området. Poretrykk benyttet i beregningen er basert på de gamle målingene, men ettersom det er usikkerhet omkring hvorvidt det for dagens situasjon er tilsvarende grunnvannstand og poretrykksforhold, er det vurdert ikke å være relevant å gjøre detaljerte vurdering for årstidsvariasjon. I beregningene er de gamle målingene derfor benyttet som et beste estimat på tilnærming av grunnvannstand og poretrykk i grunnen. Eventuelle årstidsvariasjoner vil kunne påvirke sikkerhetsnivået for effektivspenningsanalysen, men Rambøll vurderer imidlertid ikke eventuelle årstidsvariasjoner til å kunne påvirke sikkerhetsnivået til å være under krav til sikkerhetsnivå for effektivspenningsanalyse. Rambøll medgir at dette med fordel kunne ha vært kommentert i vurderinga.

	Som angitt både i notat G-not-001 og G-not-002 må det utføres egne grunnundersøkelser for prosjektet i forbindelse med detaljprosjekteringen, herunder poretrykksmålinger i utvalgte punkter for kartlegging av grunnvannstand og poretrykk på toppen og nedover skråningen. De nye grunnundersøkelser vil gi grunnlag for nærmere detaljerte vurderinger, og stabilitetsberegninger må eventuelt revideres for å være i samsvar med utført tolkning.
--	---

Stabilitetsvurdering	
Kommentar sjekkpunkt D1.2 (IG)	Beregningene viser ikke tilstrekkelig sikkerhet for lokal stabilitet for fyllingsfront i profil B, D, E og F [1].
Tilsvar	Se tilsvar gitt for tilsvarende kommentar i sjekkpunkt A1.6.
Kommentar sjekkpunkt D2.4.1 (IG)	Se punkt B1.1.
Tilsvar	Se tilsvar gitt for kommentar i sjekkpunkt B1.1.
Kommentar sjekkpunkt D2.4.2 (IG)	Hva legges til grunn for forskjellige romvekt for tørrskorpe i ulike profiler? Steinfylling i elva har også forskjellige romvekt og friksjonsvinkel i ulike profiler.
Tilsvar	Som angitt i notat G-not-001 først i avsnitt 5.5 er materialparametere valgt tilsvarende parametere brukt i forbindelse med tidligere stabilitetsberegninger. Parametere brukt for tørrskorpe og steinfylling i elva i tidligere beregninger fremgår av notat G-not-001 bilag 4 og 5, hvor det er brukt ulike parametere i ulike beregningsprofiler. Romvekt for tørrskorpe kan med rimelighet forventes å variere over et større område, og parametere er fastsatt med utgangspunkt i resultater fra grunnundersøkelser. For steinfyllingen i elva er det romvekt som har størst betydning, friksjonsvinkelen har ikke noe særlig innvirkning på beregnet materialfaktor. I profil A og B hvor stabiliteten er mest kritisk er det anvendt lavest romvekt og lavest friksjonsvinkel for steinfyllingen i elva, dvs. de mest konservative parametere. Valg av parametere kunne godt ha vært mer konsekvent for de nye beregningene, men vurderes ikke å ha noe innvirkning på vurderingene for gjennomførbarheten av prosjektet.
Kommentar sjekkpunkt D2.4.3 (IG)	Det er vanskelig å finne frem hvilke C-profiler legges til grunn i beregningene. Sweco ber om en forklaring på dette i beregningene? For eksempel: C-profil benyttet for punkt 351 i profil D ser annerledes ut enn det tolkede/benyttede C-profilet for samme punktet i bilag 5.
Tilsvar	Som angitt i notat G-not-001 først i avsnitt 5.5 er materialparametere valgt tilsvarende parametere brukt i forbindelse med tidligere stabilitetsberegninger. Parametere brukt ved tidligere stabilitetsberegninger fremgår av notat G-not-001 bilag 4 og 5. Eksempler på styrkeprofiler overført fra tidligere stabilitetsberegninger til nye beregninger er gitt i det følgende.

EKSEMPEL – PROFIL B (351), STYRKEPROFIL PÅ TOPPEN AV SKRÅNINGEN

Z [m]	C [kPa]
28,00	44,28
24,91	44,28
17,95	61,42
16,95	45,86
6,44	79,86
5,44	101,43
-30,00	187,14



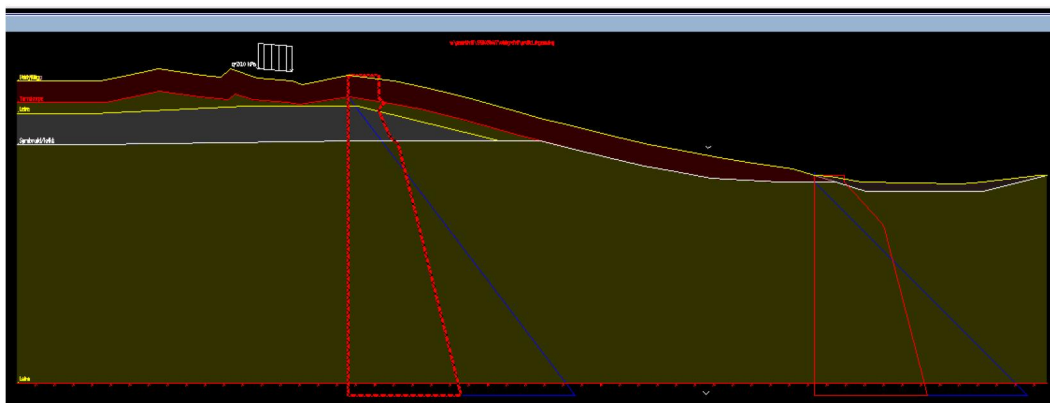
For det øverste leirelaget er styrke tidligere gitt som $c_u^D = 17 + 2 \cdot (27 - y)$, der 27 er referansehøyde og y er kotehøyde. I profil 351 har leirelaget overkant i ca. kote +20 og underkant i ca. +14. Dette resulterer da i henholdsvis $c_u^D = 31$ i overkant av laget og $c_u^D = 43$ i underkant av laget. Ved konvertering fra direkte skjærfasthet brukt ved tidligere stabilitetsberegninger (betraktet som gjennomsnittlig styrke) til aktiv skjærfasthet i de nye beregningene (som tar hensyn til ADP-forhold) med anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,7$ oppnås styrke henholdsvis $c_u^D = 44,28$ i overkant av laget og $c_u^D = 61,42$ i underkant av laget. Det er denne styrken som er lagt inn i henholdsvis overkant og underkant av det øvre leirelaget i de nye beregningene.

For kvikkleirelaget er styrke tidligere gitt som $10 + 1,7 \cdot (27 - y)$, der 27 er referansehøyde og y er kotehøyde. I profil 351 har kvikkleirelaget overkant i ca. kote +14 og underkant i ca. +0. Dette resulterer da i henholdsvis $c_u^D = 32,1$ i overkant av laget og $c_u^D = 55,9$ i underkant av laget. Ved konvertering fra direkte skjærfasthet brukt ved tidligere stabilitetsberegninger (betraktet som gjennomsnittlig styrke) til aktiv skjærfasthet i de nye beregningene (som tar hensyn til ADP-forhold) med anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,7$ oppnås styrke henholdsvis $c_u^D = 45,86$ i overkant av laget og $c_u^D = 79,86$ i underkant av laget. Det er denne styrken som er lagt inn i henholdsvis overkant og underkant av kvikkleirelaget i de nye beregningene.

For det nederste leirelaget er styrke tidligere gitt som $c_u^D = 19 + 2 \cdot (27 - y)$, der 27 er referansehøyde og y er kotehøyde. I profil 351 har leirelaget overkant i ca. kote -1. Dette resulterer da i $c_u^D = 71$ i overkant av laget. Ved konvertering fra direkte skjærfasthet brukt ved tidligere stabilitetsberegninger (betraktet som gjennomsnittlig styrke) til aktiv skjærfasthet i de nye beregningene (som tar hensyn til ADP-forhold) med anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,7$ oppnås styrke $c_u^D = 101,43$ i overkant av laget. Det er denne styrken som er lagt inn i overkant av det nedre leirelaget i de nye beregningene.

EKSEMPEL – PROFIL D (361), STYRKEPROFIL PÅ TOPPEN AV SKRÅNINGEN

Z [m]	C [kPa]
21.00	48.57
17.43	48.57
16.50	57.14
15.50	48.28
10.98	67.71
9.98	80.00
-30.00	180.00



For det øverste leirelaget er styrke tidligere gitt som $c_u^D = 34$ (bilag 4) og $c_u^D = 40$ (bilag 5). Den lave verdien er i de nye beregningene antatt i toppen av laget, mens den høye verdien er antatt i bunn av laget. Ved konvertering fra direkte skjærfasthet brukt ved tidligere stabilitetsberegninger (betraktet som gjennomsnittlig styrke) til aktiv skjærfasthet i de nye beregningene (som tar hensyn til ADP-forhold) med anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,7$ oppnås styrke henholdsvis $c_u^D = 48,57$ i overkant av laget og $c_u^D = 57,14$ i underkant av laget. Det er denne styrken som er lagt inn i henholdsvis overkant og underkant av det øvre leirelaget i de nye beregningene.

For kvikkleirelaget er styrke tidligere gitt som $10 + 1,7 \cdot (27 - y)$, der 27 er referansehøyde og y er kotehøyde. I profil 361 har kvikkleirelaget overkant i ca. kote +13 og underkant i ca. +5. Dette resulterer da i henholdsvis $c_u^D = 33,8$ i overkant av laget og $c_u^D = 47,4$ i underkant av laget. Ved konvertering fra direkte skjærfasthet brukt ved tidligere stabilitetsberegninger (betraktet som gjennomsnittlig styrke) til aktiv skjærfasthet i de nye beregningene (som tar hensyn til ADP-forhold) med anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,7$ oppnås styrke henholdsvis $c_u^D = 48,28$ i overkant av laget og $c_u^D = 67,71$ i underkant av laget. Det er denne styrken som er lagt inn i henholdsvis overkant og underkant av det kvikkleirelaget i de nye beregningene.

For det nederste leirelaget er styrke tidligere gitt som $c_u^D = 12 + 2 \cdot (27 - y)$, der 27 er referansehøyde og y er kotehøyde. I profil 361 har leirelaget overkant i ca. kote +5. Dette resulterer da i $c_u^D = 56$ i overkant av laget. Ved konvertering fra direkte skjærfasthet brukt ved tidligere stabilitetsberegninger (betraktet som gjennomsnittlig styrke) til aktiv skjærfasthet i de nye beregningene (som tar hensyn til ADP-forhold) med anisotropiforhold $c_u^D/c_u^A = 0,7$ oppnås styrke $c_u^D = 80$ i overkant av laget. Det er denne styrken som er lagt inn i overkant av det nedre leirelaget i de nye beregningene.

Kommentar

Basert på grunnlagene som Sweco har mottatt [1-2] kan det ikke kontrolleres de lastene fra bygget som er benyttet i ulike profilene. Stabilitetsberegningene viser

sjekkpunkt D2.4.5 (ANM)	marginal sikkerhet som tilfredsstillter kravert iht. NVE, for eksempel profil B. En. evt. endring i utbyggingsplan kan resultere i sikkerhet som ikke tilfredsstillter kravet iht. NVE og vil evt. medføre behov for større sikringstiltak.
Tilsvar	Lastene fra bygg inkludert i beregninger er estimert og fastsatt ut ifra skjønnsmessig vurdering basert på generelle erfaringstall. Når de endelige planene for utbyggingen foreligger må last fra bygget vurderes nærmere ved detaljprosjektering, og det må sikres at stabiliteten er ivaretatt for de gitte lastene. Med tanke på at det i ny veileder 1/2019 ikke anbefales å redusere aktiv skjærfasthet i sprøbruddmateriale vil det også gi høyere sikkerhetsfaktor F for tilsvarende beregning. Forslag til endring er at laster må kompenseres ved lette masser, for at tiltaket med utbygging i skråningen ikke skal forverre stabiliteten, jvf. krav i ny NVE veileder 1/2019. Rambøll anser ikke eventuelle små justeringer i laster å kunne føre til at prosjektet ikke er gjennomførbart, men er momenter som må løses i detaljprosjekteringen.
Kommentar sjekkpunkt D3.1 (IG)	Beregningene viser ikke tilstrekkelig sikkerhet for lokal stabilitet for fyllingsfront i profil B, D, E og F [1].
Tilsvar	Se tilsvar gitt for tilsvarende kommentar i sjekkpunkt A1.6.

4 Oppsummering

Rambøll har forsøkt svart opp både åpne og lukkede punkter i Swecos gjennomgang. De fleste punkter går på tydeliggjøring og forklaring av vår vurdering, hvilket er forsøkt svart opp i våre tilsvare supplert med tilleggsinformasjon vedlagt som grunnlag.

Vurdering for forprosjekt og dokumentering av gjennomførbarheten for hoveddelen av prosjektet ble utført i 2019 basert på den gamle NVE veilederen 7/2014. Basert på oppdatert NVE veileder 1/2019, utgitt i desember 2020, er det foreslått å kreve at alle bygg for hele utbyggingen utføres fullt kompensert for å sikre at tiltaket ikke gir anledning til forverring av stabiliteten. Dette må innarbeides i en revisjon av dokumentasjonen for forprosjektet.

Rambøll avventer revisjon av dokumentene til vi har fått tilbakemelding på vårt tilsvare.

Dersom noen av punktene fortsatt anses som åpne, tar vi gjerne et møte for å vurdere punktene sammen.

REFERANSER

- /1/ Rambøll, G-not-001 rev.01 6131351 *Skaun kommune, Buvik skole, tilbygg*, 18.6.2014.
- /2/ Scandiaconsult, Notat geo 04 rev.0 630285A *Planeringsarbeider Skaun – Område 3, sentrumsområde Buvik*, 20.2.2004.

BILAG

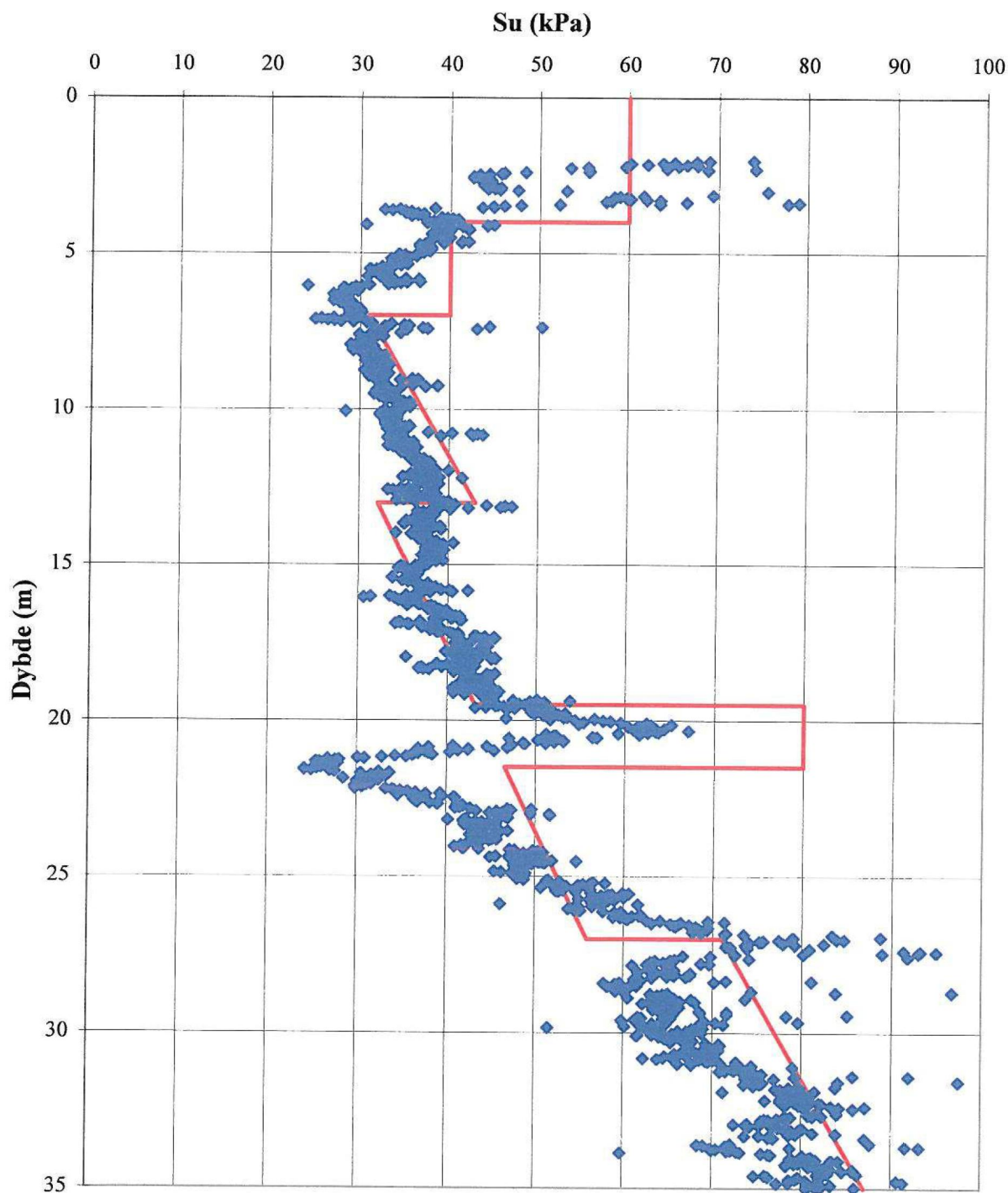
- 1 Tolkning av CPTU i borpunkt 350, 351, 352 og 361 fra tidligere oppdrag.

Oppdrag 630285

Borpunkt 350

Målt styrke og valgt styrke x = 120 i profil Vigda 350

CPT Pkt 350 (SCC)



Valgte styrker

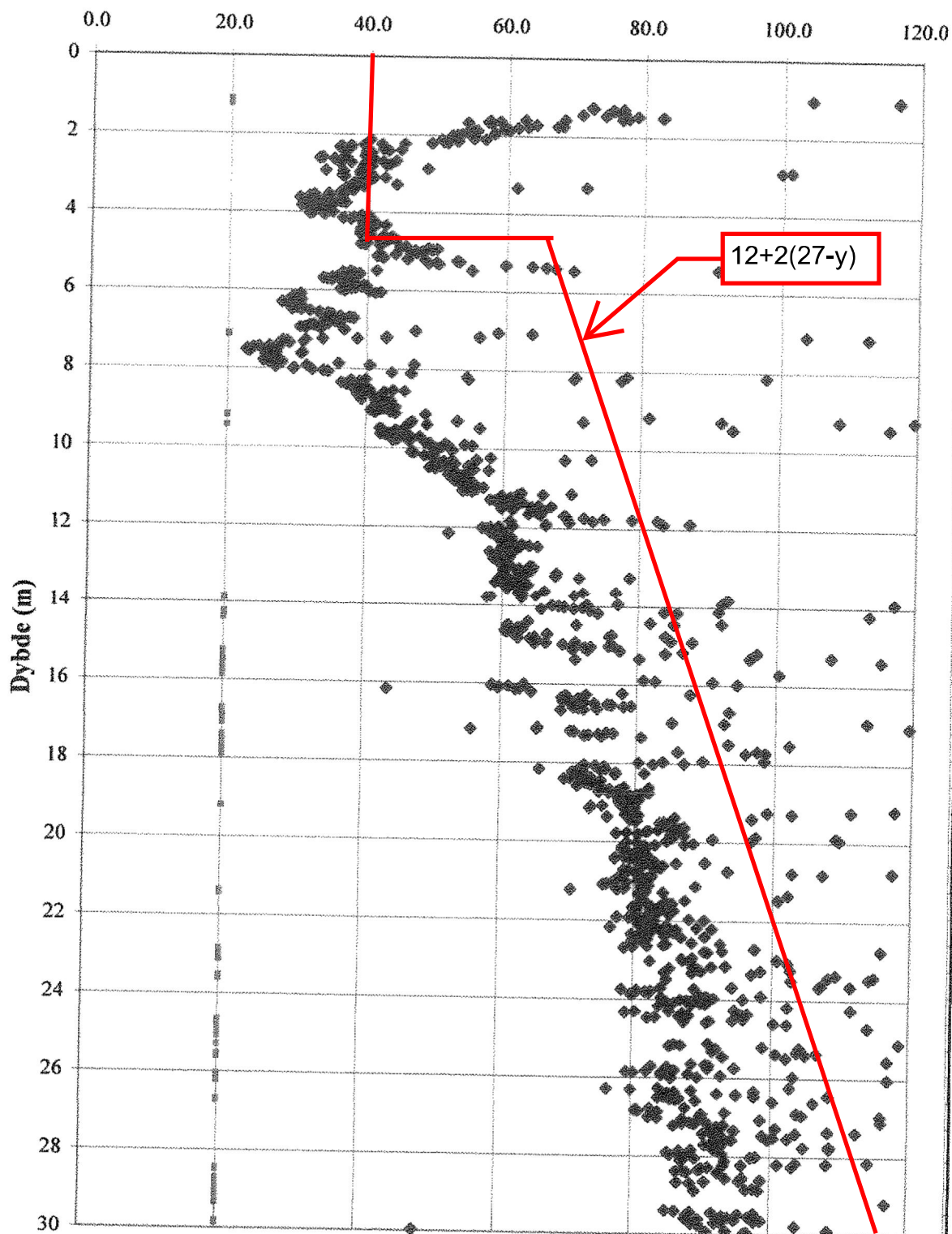
Ned til dybde	4.0	7.0	13.0	19.5	21.5	25.0	35.0	Appendix til Geo 04	
Su ₀	60.0	40.0	17.0	10.0	80.0	10.0	17.0		
kote Su ₀	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	27.0	Bilag P350.8 Dato 08.12.03	
Ksu	0.0	0.0	2.0	1.7	0.0	1.7	2.0		

Siltlag er ikke vist

G-not-003 1350028667
Bilag 1.1, 12.5.21.

CPT Pkt 352 (SCC)

Su (kPa)



(Tolket av q_c-p , $N_k = 15$)

Oppdrag	630285A	Buvik
Tegning	320	
Dato	03.02.04	

G-not-003 1350028667
Bilag 1.3, 12.5.21.

