Teknisk notat

Til:	Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Region Øst
v/:	Roar Øvre
Kopi:	
Fra:	NGI
Dato:	5. mai 2011
Dokumentnr.:	20071294-00-36-TN
Prosjekt:	Ras Kåbbel i Våler
Utarbeidet av:	Ragnar Moholdt
Prosjektleder:	Arne Kleven
Kontrollert av:	Arne Kleven

Hovedkontor:
Pb. 3930 Ullevål Stadion
0806 Oslo

Avd Trondheim:
Pb. 1230 Pirsenteret
7462 Trondheim

T 22 02 30 00
F 22 23 04 48

Kontonr 5096 05 01281
Org. nr 958 254 318 MVA

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Skredsikring mot Hobølelva ved Nordre Kåbbel

Innhold

1 Bakgrunn 3
2 Grunnlagsdata 3
2.1 Tidligere utførte grunnundersøkelser 3
2.2 Vannstands- og vannføringsforhold 4
2.3 Kart og innmålingsdata 5
3 Stabilitetsanalyser 5
3.1 Generelt 5
3.2 Lagdeling og materialparametere 5
3.2.1 Leire 5
3.2.2 Kalk-sementstabilisert leire 7
3.2.3 Steinfylling 7
3.3 Grunnvannstand – poretrykk 7
3.4 Beregningsresultater 7
4 Vurdering av stabilitetsforhold 9
4.1 Skred i 1994 9
4.2 Skred i 2000 10
4.3 Dagens situasjon 10
4.4 Oppstrøms- og nedstrøms side av skredgropa 11
4.5 Motsatt side av elva (venstre side) 12
4.6 Lokalstabilitet mot elva 12
5 Vurdering av aktuelle sikringstiltak 12
5.1 Plastring av Hobbølelva 12
5.2 Avlasting av skredkantene 13
5.3 Stabilisering med kalk-sementpeler 13

BS EN ISO 9001
Certified by BSI
Reg. No. FS 32989

6 Utforming av elveløpet 14
6.1 Utdyping og breddeutvidelse (tilsvarende antatt opprinnelig løp.) 14
6.2 Breddeutvidelse på venstre side uten utdyping 15
6.3 Plastring 15
7 Utførelse 16
7.1 Overordnet prinsipp og rekkefølgebestemmelse 16
7.2 Årstid 16
7.3 Anleggsveg og planering i skredgropa 16
7.4 Graving og massedeponering 16
7.5 Kalk-sementstabilisering 17
7.6 Geoteknisk gjennomgang av planer, oppfølging i felt og sikker jobbanalyse (SJA) 17
8 Konklusjon 18
9 Referanser 19

Figurer

Figur 1 Oversiktskart
Figur 2 Situasjonsplan med grunnboringer og beregningssnitt
Figur 3 Stabilitetsanalyse – etterberegning av skred fra 1994
Figur 4 Stabilitetsanalyse – etterberegning av skred fra 2000
Figur 5 Stabilitetsanalyse – sikkerhet for dagens situasjon
Figur 6 Situasjonsplan – stabilisering med kalk-sementpeler
Figur 7 Stabilitetsanalyse – tiltak med kalk-sementpeler
Figur 8 Stabilitetsanalyse – tiltak med kalk-sementpeler, svak kontaktsone mot fjell
Figur 9 Stabilitetsanalyse – utdyping til opprinnelig elveløp
Figur 10 Stabilitetsanalyse – breddeutvidelse av dagens elveløp
Figur 11 Stabilitetsoverslag – venstre side

Vedlegg A

Figur A1-A3 Udrenert skjærstyrke fra CPTU og Shansep

Vedlegg B

Figur B1-B3 Plan og profiler med forslag til elveforbygging og kalk-sementpeler

Kontroll- og referanseside

1 Bakgrunn

Den 18/19. oktober 1994 gikk det skred ut i Hobøelva ved Kåbbel nordre i Våler, jf. (1). Området ligger ved Hobølelva mellom gårdene Nordre Kåbbel og Skårnes i Våler kommune i Østfold, jf. oversiktskart på Figur 1.

Skredet var ca. 80-100 meter bredt og 80-100 meter langt. Skredmassen demmet opp elva. Det ble i perioden 24. oktober til 1. november utført midlertidig utbedring av skredstedet med blant annet graving av nytt løp gjennom skredmassene. NVE utarbeidet en plan for permanent sikring av skredområdet og arbeidet ble utført i februar-mars 1999, jf. (2).

Et nytt skred fant sted 6. mars 2000 på samme sted som i oktober 1994, jf. (3). Skredet hadde en bredde på ca. 80 meter og lengde på ca. 120 meter. Skredmassene demte opp elva på samme måte som det første skredet, men skredgropa hadde utviklet seg bakover, innover på jordet, anslagsvis 15-20 meter. Årsaken til skredet ble antatt å være at det hadde oppstått skader i erosjonssikringen fra 1999 sammen med mulig ny erosjon i elvebunnen. Elva begynte å grave på motsatt elvebredd som følge av skredet, og det ble iverksatt strakstiltak for å lede elva gjennom rasmassene for på den måten forsøke å hindre ytterligere skader på dyrket mark. Økende vannføring i elva førte allikevel til at ca. 0,5 da av jordet på venstre side, (Skårnes siden), ble gravd ut. For å oppnå kontroll over situasjonen, besluttet NVE å legge steinforbygning langs elvekanten i det utgravde området, og deretter utvide elveløpet ved å flytte leirmasser fra skredtåa inn i den avstengte gropa. En del skredmasse ble også kjørt bort. Men skredmassene var fortsatt i bevegelse. Arbeidet med utviding av elveløpet ble derfor avsluttet. En forsterkning og utvidelse av steinforbygningen ble så utført på motsatt side av skredgropa.

NGI er i dette tekniske notatet bedt om å gi en vurdering av nye sikringstiltak for det skredutsatte område.

2 Grunnlagsdata

2.1 Tidligere utførte grunnundersøkelser

Det er utført grunnundersøkelser i forbindelse med skredet i 3 omganger:

- 1994 → NGI. 9 dreietrykksonderinger, 2 vingeboringer og 2 Ø54 mm prøveserier rundt skredgropa i bakkant og ved husene på gården Skårnes, jf. (4).

- 2000 → Noteby AS. 2 skovlboringer på elvebredden ovenfor skredområdet, jf. (5).

- 2008 → Løvlien Georåd. 6 dreietrykksonderinger, 1 CPTU og nedsetting av 3 hydrauliske poretrykksmålere i den gamle skredgropa, jf. (6).

Grunnundersøkelsene indikerer at grunnen i området generelt består av siltig leire som stedvis er meget sensitiv (kvikk). Syd og sydøst for skredgropa indikerer grunnundersøkelsene at det er et ca. 5 meter tykt kvikkleirelag over fjell – 12 – 20 meter under terreng. En dreietrykksondering i vestskråningen av skredgropa indikerer at leiren her ikke er kvikk. Her ble boringen avsluttet 25 meter under terreng uten at fjell ble påtruffet.

På motsatt elvebredd (venstre side) indikerer boringene et 3-4 meter lag med uregelmessige lag av silt, finsand, siltig sand og sand og silt over leire, hvor boringene er avsluttet. Oppe ved tunet på Skårnes indikerer boringene kvikkleire med økende mektighet i nordøstlig retning inn under gårdsbebyggelsen.

Nede i skredgropa indikerer sonderingene omrørte skredmasser. Boring 3 og 6 fra 2008 antas å ikke være influert av skredene. Her indikerer sonderingene kvikkleire fra ca. 12-13 meter under terreng.

Poretrykksmålinger i borpunkt 2 og 4 (2008) viser stigehøyde opp til eller litt over dagens terrengnivå nede i skredgropa, jf. Tabell 1.

Tabell 1 Poretrykksmåling

Borpunkt nr.	Dybde (m)	Terrengnivå (kt.)	Stigehøyde (kt.)
2	17	+32,8	+32,89
4	7	+30,9	+31,5

2.2 Vannstands- og vannføringsforhold

Fra ref. (3) gjengir vi vannstands- og vannføringsforhold:

Hobølsvassdraget har utspring i kommunene Enebakk og Ski i Akershus og Hobøl og Våler i Østfold. Vassdraget har avløp til Vannsjø og Mossevassdraget. Ved skredområdet på Nordre Kåbbel har vassdraget et nedbørsfelt på ca. 280 km^2.

Middelflommer i vassdraget basert på vannføringsmålinger ved VM 2158-0 Høgfoss er ca. 44 m^3/s. Tilsvarende er 10- og 50-årsflommer beregnet til henholdsvis 59 og 72 m^3/s.

Vassdraget renner over lange strekninger i landbruksområder på marine avsetninger. Elva er sterkt meandrerende og har lite fall. Flomvannstigningen i elva er derfor relativt stor.

2.3 Kart og innmålingsdata

NGI har generert en digital terrengmodell over skredgropa og elva. Terrengmodellen er basert på data fra NVE:

- Profilering i mai 2000
- Profilering i august 2003
- Profilering i mai 2007

Kart med fem-meters koter fra før skredet i 1994 er lastet ned fra internett.

3 Stabilitetsanalyser

3.1 Generelt

Stabilitetsberegningene er utført med programmet GeoSuite Stabilitet. GeoSuite Stabilitet baserer seg på likevektsbetraktning i bruddgrensetilstanden, ”Limit equilibrium method” (LEM).

Beregningene er utført med sirkulære og plane glideflater i et snitt som går sentralt gjennom skredgropa, jf. Figur 2. Sideeffekter på glideflaten er neglisjert.

Det er utført stabilitetsanalyser for:

- opprinnelig terreng – før første utglidning i 1994
- etter første utglidning
- etter andre utglidning i 2000
- dagens situasjon
- tiltak med kalk-sementpeler
- utdyping til opprinnelig elveløp
- breddeutvidelse av dagens elveløp

3.2 Lagdeling og materialparametere

Ettersom tørrskorpelaget er tynt og dårlig utviklet, er hele jordprofilet modellert som leire med parametere for totalspenningsanalyse.

3.2.1 Leire

Karakteristisk styrke er basert på tolkning av CPT-2, samt vingeboring og laboratorieundersøkelser av prøver fra borpunkt 9.

Forutsetninger for tolkning av CPT-2:

Tabell 2 Inngangsparametere for tolkning av CPT i borpunkt 2

Romvekt, ɣ (kN/m^3)	**Plastisitet, Ip** (%)	**Sensitivitet** (St)	**Poretrykk**	**OCR**
18 (prøveserie 9)	20 (prøveserie 9)	0-10m: <15 10m-: >15 (dreietrykksondering i borpkt.2)	Hydrostatisk poretrykk fra terrengnivå (kt. +32,8) (poretrykksmåling i borpkt. 2)	Opprinnelig havbunnsnivå på kt. +41 og aldringsfaktor lik 1,2 (antatt samme nivå som platå)

Tolkning av CPT i borpkt. 2 er basert på målt poretrykksrespons og inngangsparametere i Tabell 2, jf. Vedlegg 6.

Det er funnet en Shansep-tilpasning til tolkningen av CPT i borpkt. 2:

$s_u^A = 0{,}32*p_0'*OCR^{0,8}$

Det er beregnet styrkeprofiler som er representative for platånivået (kt. +40-41) og for foten av skråninga nede ved elva basert på følgende:

Styrkeprofil – nivå	**Poretrykksantagelse**	**OCR**	**Styrke**
kt. +40-41	Hydrostatisk poretrykk fra 2 meter under terreng	Opprinnelig havbunnsnivå på kt. +41 og aldringsfaktor lik 1,2	$s_u^A = 0{,}32*p_0'*OCR^{0,8}$
kt. +25-26	20% poreovertrykk fra terreng	----------”----------	----------”----------

Vedlegg A viser valgte styrkeprofiler i leira for stabilitetsberegningene.

På grunn av resultater fra vingeboring og indeksforsøk i borpunkt. 9, samt pga. sammenligning med tolket styrke fra CPT i borpunkt. 2, er det valgte styrkeprofil for område med terrengkote +40-41 (platå) (jf. Vedlegg A, figur A3), justert litt i forhold til styrke beregnet fra Shansep-ligninga over.

Valgt styrkeprofil for område med terrengkote +32,8 (nede i skredgrop) er basert på direkte tolkning av CPT i borpunkt 2, jf. Vedlegg A, figur A2.

Valgt styrkeprofil for område med terrengkote +25-26 (i foten av skråninga nede ved elva) er basert på beregning iht. Shansep-ligninga over, jf. Vedlegg A, figur A1.

I beregningene er det tatt hensyn til at leire er et anisotropt materiale, det vil si at skjærstyrken varierer med glideflatens helning. På grunnlag av erfaringstall

fra laboratorieforsøk på en rekke norske leirer er forholdet mellom styrkeverdiene for aktiv sone, den plane delen av glideflaten og passive sone satt til:

$$s_{uD}=0,7\cdot s_{uA} \text{ og } s_{uP}=0,4\cdot s_{uA}$$

I kvikkleire er anisotropifaktorene redusert med 15 % pga. at styrkeprofilene er basert på tolkning av CPT ved bruk av blokkprøvekorrelasjoner i (7), jf (8).

3.2.2 Kalk-sementstabilisert leire

Det er regnet på enkle ribber med 1,5 meter senteravstand. Pelenes diameter er 60 cm og senteravstanden mellom pelene er 50 cm (dvs. 10 cm overlapp). Dimensjonerende styrke i ribber er satt til 200 kPa (erfaringsverdi). Gjennomsnittlig styrke for peler og jord innenfor kalk-sement-sonen blir da:

$$s_u^{A}{}_{,\,ks} = 1/3*200 + 2/3*s_u^{A}{}_{,jord}$$

I en sone over fjell kan kalk-sementribbene være svakere pga. installasjonstekniske årsaker. I denne sonen er styrkebidraget fra kalk-sementribbene redusert til halvparten av dimensjonerende verdi, dvs.:

$$s_u^{A}{}_{,\,ks} = 1/3*(1/2*200) + 2/3*s_u^{A}{}_{,jord}$$

3.2.3 Steinfylling

Det er benyttet erfaringsverdier:

- Romvekt (γ) lik 19 kN/m^3
- Friksjonsvinkel (ϕ) lik 42°

3.3 Grunnvannstand – poretrykk

I beregningene er det forutsatt tørrlagt elv, dvs. ikke vanntrykk mot skråningen.

I totalspenningsanalysen blir poretrykket indirekte tatt hensyn til gjennom bestemmelsen av udrenert skjærstyrkeprofil, jf. kap. 3.2.1.

3.4 Beregningsresultater

Resultatet av beregningene er oppsummert nedenfor i Tabell 3, 4, og 5.

Tabell 3 Resultater fra stabilitetsberegninger. Etterberegning av skred i 1994 og 2000.

Beregning-/geometriforutsetning	**Styrke**	**Sikkerhetsfaktor g_M**		
		Skred 1994		**Skred 2000**
		a)		**b)**
		1)	2)	2)
Etterberegning av skred i 1994, jf. Figur 3 og i 2000, jf. Figur 4 1)Antatt utbredelse av kvikkleire før skredet 2) Dagens utbredelse av kvikkleirelaget	Topp skråning: jf. kap. 3.2 Kt. +32,8 (CPT2): jf. kap. 3.2 Bunn skråning (kt. +25-26): a) Ingen styrkereduksjon b) Styrke redusert (tilpasset) med 50% ift. beskrevet i kap. 3.2.	0,90	0,95	0,93

Tabell 4 Resultater fra stabilitetsberegninger. Dagens situasjon.

Beregning-/geometriforutsetning	**Styrke**	**Sikkerhetsfaktor g_M**	
		a)	**b)**
Dagens situasjon, jf. Figur 5	Topp skråning: jf. kap. 3.2 Kt. +32,8 (CPT2): jf. kap. 3.2 Bunn skråning (kt. +25-26): a) Ingen styrkereduksjon b) Styrke redusert (tilpasset) med 50% ift. beskrevet i kap. 3.2.	1,17 (sirkulær glideflate) 1,25 (sammensatt glideflate)	1,0 (sirkulær glideflate) 1,03 (sammensatt glideflate)

Tabell 5 Resultater fra stabilitetsberegninger. Effekt av tiltak.

Beregning-/geometriforutsetning	**Styrke**	**Sikkerhetsfaktor g_M**		**Forbedring ift. "Dagens situasjon" (%)**	
		a)	**b)**	**a)**	**b)**
Kalk-sementstabilisering, jf. Figur 7 og 8 1)Homogene ribber 2)Ribber med svak kontaktsone mot fjell	Topp skråning: jf. kap. 3.2 Kt. +32,8 (CPT2): jf. kap. 3.2 Bunn skråning (kt. +25-26): a) Ingen styrkereduksjon b) Styrke redusert (tilpasset) med 50% ift. beskrevet i kap. 3.2.	-	1,10 (1) / 1,02 (2)	-	10
Utdyping til kote +26 og breddeutvidelse til opprinnelig elveløp, jf. Figur 9		-	0,96	-	-4
Breddeutvidelse på venstre side av dagens løp (bunn kote +26,5), jf. Figur 10		-	1,0	-	0
Stabilitetsoverslag - venstre side ved skredområde, jf. Figur 11 3)Områdestabilitet 4)Lokalstabilitet – elv Helning 1:3 <u>NB! Oppstrøms skråning mot vest ved gården Skårnes er stabilitetsmessig dårligere og er ikke vurdert i denne rapport.</u>	Basert på vingeboring i pkt. 1 ved Skårnes	1,36 (3) 1,44 (4)	-	-	

4 Vurdering av stabilitetsforhold

4.1 Skred i 1994

Skredet bredte seg over fem ganger høydeforskjellen innover på platået. En så stor utbredelse skulle erfaringsvis tilsi at skredet forplantet seg gjennom masser av kvikkleire.

Skredet er etterberegnet med utgangspunkt i dagens overkonsolideringsgrad i skredgropa og målt skjærstyrke på platået bak skredgropa.

Det er utført CPT og poretrykksmåling borpunkt i 2 nede i skredgropa (boret i 2008). Tolkning av disse boringene viser at leira er overkonsolidert og at styrkeverdiene stemmer med at overlagrede masser har rast ut, (ca. 7-8 meter terrengsenkning). Vingeboring og prøver fra borpunkt 9, som ligger i bakkant av skredgropa, viser tilnærmet normalkonsolidert leire. Basert på boringene i

pkt. 2 og 9, er det funnet en generell sammenheng mellom overkonsolideringsgrad, poretrykksforhold og udrenert skjærstyrke, jf. kap.3.2. Denne sammenhengen er benyttet til å etterregne skredet.

Etterberegning av skredet tilsier at den initiale utglidningen (hovedskredet) har gått dypt, jf. Figur 3. Laget av kvikk- / sensitiv leire er modellert slik det tolkes å ligge i dag og slik det antas å ha ligget før skredet. Det antas at skredet har forplantet seg bakover gjennom et kvikkleirelag som før skredet var mektigere enn i dag. Dreietrykksondering i borpkt. 7, tatt på østsiden av skredgropa, indikerer at kvikkleira her ligger vesentlig høyere enn innenfor skredgropa i dag.

Basert på visuelle observasjoner rett etter skredet er det også antydet at skredet kan ha funnet sted i et sensitivt lag på grunnere dyp. Skredet har da hatt et mer progressivt forløp ut fra mindre utglidninger i skråningen mot elva.

Etterberegninga gir en sikkerhet (g_m) på 0,90-0,95, jf. Figur 3 og tabell 3.

Skredet har etter alt å dømme stoppet opp i mindre sensitive masser inne på platået. Boringer i pkt. 6 og 9, tatt på platåkanten sør for skredgropa, viser at sensitive masser her ligger dypt.

Erfaringsvis kan kvikkleireskred i de fleste tilfeller etterregnes med en totalspenningsanalyse. Selv om progressiv bruddutvikling ikke modelleres, oppnås som regel en beregnet sikkerhet på ca. 1,0 (dvs. labil likevekt) når det regnes på områdestabilitet. I dette tilfellet tilsier beregningene at bruddet har forplantet seg relativt dypt nede i grunnen og at elvebunnen har blitt presset opp. En slik bruddgeometri stemmer godt overens med den observerte oppstuvinga i elva etter skredet, jf. bilder i (1).

4.2 Skred i 2000

Etterberegning av skredet i 2000 tilsier at det må ha vært omrørte soner i leirlaget som ikke var rekonsolidert etter skredet i 1994 (beregninger basert på uforstyrret styrke gir sikkerhet større enn 1,0).

Graden av omrøring og utbredelsen av den omrørte sona er mer usikker. I Figur 4 er det vist et beregningseksempel hvor det er forutsatt en omrørt sone fra foten av skråninga (kt. 25-26) og opp til boring 2 (ca. kt. +33). Det er modellert en 50 % reduksjon av skjærstyrken i foten av skråninga (kt.+25-26). Beregningsmessig sikkerhet blir 0,93 for en dyp glideflate (kritisk).

4.3 Dagens situasjon

Beregning av dagens sikkerhet er utført for to ulike forutsetninger:

a) Det er benyttet uforstyrret styrke basert på CPT-2, samt vingeboring og prøver i borpunkt 9. Beregningsmessig sikkerhet (g_m) under denne forutsetningen er lik 1,17 (23 % høyere sikkerhet enn før skredet i 1994 gir), jf. Figur 5 og tabell 4.

b) Det er benyttet redusert skjærstyrke tilsvarende som for etterregning av skredet i 2000 (50 % styrkereduksjon i foten av skråninga). Det er altså forutsatt at det ikke har pågått noen rekonsolidering / styrkeøkning fra i år 2000 og fram til i dag. Beregningsmessig sikkerhet (g_m) under denne forutsetningen er lik 1,0 (8 % høyere sikkerhet enn det etterregning av skredet i 2000 gir), jf. Figur 5 og tabell 4.

Dersom massene i skredgropa er homogene, dvs. CPT-2 er representativ for hele skredgropa, er forutsetning a) den riktige. Beregningsmessig sikkerhet (g_m) ligger i såfall minst 23 % høyere enn før skredet i 1994. Ettersom sikkerheten må ha vært ca. 1,0 før skredet, blir dagens sikkerhet i overkant av 1,2 under denne forutsetningen.

Det er ikke usannsynlig at det fortsatt finnes omrørte soner i skredgropa. Boring 1 og 4 i skredgropa indikerer at det finnes slike soner ned mot elva, jf. sonderingskurver på Figur 5. Gitt at det ikke har foregått noen rekonsolidering siden skredet i 2000, er dagens beregningsmessige sikkerhet ca. 8% bedre enn før skredet i år 2000 iht. forutsetning b). Det vil si at sikkerheten har økt fra 1,0 til i underkant av 1,1.

På sikt vil leira gjenvinne noe av sin opprinnelige styrke. Stabiliteten vil da forbedre seg, slik at sikkerheten teoretisk blir høyere enn 1,2 (tilsvarende forutsetning a). Dette forutsetter imidlertid at massene får ligge i ro. Slik situasjonen er nå, eroderer imidlertid elva i foten av skråningen. Erosjonen motvirker prosessen med rekonsolidering og forbedring av stabiliteten.

Det er videre usikkert hvor raskt rekonsolideringsprosessen går, men den antas å kunne ta lang tid pga. kryp og poreovertrykk fra fjell. Etter vår vurdering må det derfor forutsettes at dagens skjærstyrke i leira ligger nærmere forutsetning b) enn a). På grunn av erosjon i foten av skråningen kan den reelle sikkerheten være lavere enn det beregningene tilsier, dvs. beregningsmessig lavere enn 1,1.

4.4 Oppstrøms- og nedstrøms side av skredgropa

Utbredelsen av skredene i 1994 og 2000 vurderes å ha vært begrenset av forekomsten av kvikk- / sensitiv leire i oppstrøms retning og pga. avtagende fjelldybde i nedstrøms retning.

Både oppstrøms og nedstrøms skredgropa pågår det erosjon, og stabiliteten vil dermed svekkes over tid.

Stabiliteten nedstrøms skredgropa anses å være mest kritisk. Det er kvikk- / sensitiv leire i skråningen, og skråningsgeometrien er svært lik som for skråningen som raste ut. Sikkerhetsmarginen er etter alt å dømme liten både mht. lokal- og områdestabilitet.

Oppstrøms skredgropa er det utført en dreietrykksondering som indikerer at det ikke er kvikkleire i skråningen, og faren for større utglidninger anses å være mindre her enn nedstrøms skredgropa. Sikkerhetsmarginen mht. lokalstabilitet nede ved elva er etter alt å dømme liten.

4.5 Motsatt side av elva (venstre side)

Ved elvebredden viser boringene løse masser av silt og finsand over leire. Massene av silt og finsand er svært ømfintlige for erosjon. Dreietrykksondering nr. 3 indikerer at leira ikke er kvikk- / sensitiv. Med erosjonssikring vil elvebredden være stabil med skråningshelning 1:3. En god plastring med filterlag er essensielt.

I skråningen på motsatt side av skredet og opp mot bebyggelsen på gården Skårnes stiger terrenget med helning ca. 1:8. Boringene viser at det her er dårlige masser med kvikk- / sensitiv leire i grunnen. Det er utført en stabilitetsoverslag basert på foreliggende grunnundersøkelser, jf. Figur 11. Overslaget tilsier at skråningsstabiliteten er lavere enn ønskelig, men ikke kritisk (g_m=1,36). Overslaget bygger på usikre styrkeparametere (vingeboring 1) og spinkelt kartgrunnlag (5-meterskoter), og det må derfor antas at sikkerheten kan være noe lavere enn beregnet. Skråningen mot elva vest for Skårnes er betydelig brattere og har en lavere beregningsmessig sikkerhet. Det ble plastret i denne elvesvingen/skråningen i 2000 og det er ikke gjort noen vurdering av denne vestskråningen i denne rapporten.

4.6 Lokalstabilitet mot elva

Etter alt å dømme har elva erodert i yttersving slik at høyre elvebredd står med rasvinkel på flere steder. Det er viktig at ifm. plastring blir fylt inn masse slik at den nye elveskråningen (plastringa) ikke blir brattere enn skråningen bak elvebredden (dvs. ca. 1:3).

5 Vurdering av aktuelle sikringstiltak

5.1 Plastring av Hobbølelva

Hobbølelva må uansett erosjonssikres slik at elva verken graver i bunnen eller i elvekantene på høyre og venstre side. Flomsituasjonen vil være dimensjonerende.

Det må plastres forbi skredgropa og dessuten over en strekning på ca. 50 meter både oppstrøms og nedstrøms skredet. Hull i elveløpet og erosjonssår langs bredden må fylles igjen (nye strømningsforhold etter skredene har medført at elva graver både oppstrøms og nedstrøms).

Plastringa vil stoppe erosjonsprosessen langs elva, og stabiliteten vil ikke forverres på sikt. Videre må plastringen legges med slakere helningsvinkel enn dagens skråning slik at det oppnås en lokal stabilitetsforbedring av elvekanten (tykkest oppfylling/plastring i foten). Det må tas særlig hensyn i områder hvor plastringen starter og stopper for å unngå turbulens og erosjon.

5.2 Avlasting av skredkantene

Nedhøvling av skredkantene og bortkjøring av massene medfører forbedring av lokalstabiliteten i selve skredgropa. Tiltaket vil også kunne gi en liten forbedring av stabiliteten både oppstrøms og nedstrøms skredgropa avhengig av hvor mye masser som kjøres bort.

5.3 Stabilisering med kalk-sementpeler

Det er regnet på effekten av stabilisering med kalk-sementpeler i skredgropa. Beregningene er oppsummert i figur 7 og 8 og i tabell 5.

Det er forutsatt peler med diameter på 60 cm installert med senteravstand lik 50 cm (overlapp) i ribber til fjell, (ca. 18 meter lengde). Videre er det forutsatt 41 ribber med senteravstand lik 1,5 meter. Dette gir en utstrekning av den stabiliserte sonen på 18x60 meter.

Det er forutsatt at området med kalk-sementpeler plasseres fra kt. +30 og oppover / innover i skredgropa, jf. Figur 6.

Beregningen presentert i Figur 7 viser 10 % forbedring av sikkerheten ift. dagens situasjon. Glideflater som går helt ned mot fjell gir lavest sikkerhet. I beregninga er det forutsatt at elveløpet utvides og utdypes noe slik at det nye løpet blir omtrent likt som det opprinnelige.

Beregningen i Figur 7 forutsetter imidlertid at ribbene er like sterke i kontaktsonen mot fjell som forøvrig. Det er registrert i forbindelse med tidligere stabiliseringsprosjekter at kontaktsonen mot fjell kan bli svakere enn de stabiliserte massene forøvrig. I stabilitetsberegningen i Figur 8 er dette modellert ved å redusere styrken av kalk-sementpelene med 50% i en halv meter tykk sone over fjell. Beregningen gir nesten ingen forbedring ift. dagens sikkerhet pga. at den reduserte styrken i sonen ned mot fjell omtrent tilsvarer styrken som er forutsatt for dagens situasjon, (dvs. uten kalk-sementpeler). Dersom skredgropa skal stabiliseres med kalk-sementpeler, må det utføres tiltak som sikrer at kontaktsonen mot fjell blir like sterk som den øvrige delen

av ribbene. Dette kan oppnås ved at det benyttes ekstra innblanding i bunnen av pelene ved fjell.

Restriksjoner, overvåkning og tett oppfølging i anleggstida vil være nødvendig for å unngå en midlertidig forverring av stabiliteten som følge av økt poretrykk under installering av peler. Riggen må forflyttes mellom de ulike delene av området som skal stabiliseres, og det kan bli nødvendig å ta pauser i arbeidet. Det vises til kap. 7 Utførelse.

Videre må det etableres anleggsvei inn i skredgropa, og det må planeres i området som skal stabiliseres slik at helningen ikke er brattere enn forenlig med stabiliseringsriggen, (ca. 1:10 for tungt utstyr, noe brattere for lettere rigger som anbefales brukt her).

6 Utforming av elveløpet

NVE ønsker å utvide dagens løp for å bedre strømningsforholdene i elva, jf. (3). De foreliggende målingene viser bunnen av elva oppstrøms rasområdet ligger på ca kote +24, mens det nedstrøms er målt ca kote 25,5.

6.1 Utdyping og breddeutvidelse (tilsvarende antatt opprinnelig løp.)

Det er utført stabilitetsberegninger som gir 4 % reduksjon av sikkerheten ved utdyping til kote +26 og utvidelse til antatt opprinnelig løp, jf. Figur 9. I beregningene er det ikke modellert noen stabilitetsforbedrende tiltak (kun effekt av geometriendring er studert). Beregningene gjelder for en dyp utglidning (kritisk). Forverringa av beregningsmessig sikkerhet antas å være større for mer lokale glideflater ut mot elva.

Med det grunnlaget vi har i dag må det forutsettes at skråningen har lav sikkerhet (jf. kap. 4.3).

Utdyping til opprinnelig nivå på ca +24 til +25 som indikert ved målte bunndybder oppstrøms og nedstrøms rasområdet anbefales ikke både av hensyn til lokal og global stabilitet.

Etablering av elveløpet med bunn på kote +26 kombinert med utvidelse til ca. opprinnelig løp/tverrsnitt anbefales ikke uten at det først utføres kompenserende tiltak som gir en netto stabilitetsforbedring.

Stabilisering med kalk-sementpeler, jf. kap. 5.3, kan gi en tilstrekkelig forbedring av dagens sikkerhet slik som beskrevet over. Det må imidlertid kunne dokumenteres at overgangssonen mot fjell ikke blir svakere.

Hensynet til stabiliteten både oppstrøms og nedstrøms skredgropa tilsier at elveløpet bør flyttes/utvides mot venstre ved at det fylles ut og plastres med bratteste helning 1:3 på høyre side (dvs. opprinnelig elveløp er ikke gunstig på disse stedene).

6.2 Breddeutvidelse på venstre side uten utdyping

Det er utført en stabilitetsberegning med bunnnivå på kote +26,5, jf. Figur 10. Beregningen tilsier at sikkerheten for kritisk glideflate ikke endres pga. en breddeutvidelse på venstre side. Dette skyldes at fjellnivået begrenser dybden av glideflatene. Glideflatene som kommer opp på venstre side av elva vil få redusert sikkerhet, men disse er ikke kritiske.

Pga. at beregningene bygger på få grunnboringer og fordi sikkerheten i dag fortsatt kan være marginal (jf. kap. 4), bør det utføres noen flere boringer for å dokumentere en viss sikkerhetsmargin mot utglidning før breddeutvidesen utføres. Det vil anslagsvis være nødvendig å supplere med 2 CPTU-sonderinger og poretrykksmåling i ett borpunkt. I tillegg bør det utføres 2-3 sonderinger på venstre side av elva for å få kartlagt begrensninga av kvikkleire mot Skårnes bedre. Risikoen for at elva kommer til å grave inn i skråningen mot Skårnes i flomperioder må vurderes i lys av størrelsen på flomløpet som velges forbi rasstedet. Ved skredet i 1994 begynte elva å ta inn over jordet på Skårnessiden før strakstiltak fikk stoppet det.

Dersom det kan masseskiftes med steinfylling langs venstre bredde vil det kunne benyttes brattere skråningshelning på venstre side forbi rasstedet som skissert i vedlegg B3.

6.3 Plastring

Stabiliteten av elvekanten er etter alt å dømme kritisk på flere steder. Det bør derfor fylles stein som støtter opp kanten og gir en stabilitetsforbedring. I rasområdet bør plastringa ikke legges brattere enn 1:3. Dog kan den legges brattere på venstre side dersom tilstrekkelig masseskifting med stein utføres. I området oppstrøms og nedstrøms for rasområdet bør maksimal helning være 1:3. Vi anbefaler at det benyttes steinmadrasser til plastring. Dette er særlig hensiktsmessig for å redusere gravearbeider i rasområdet til et minimum. Vi har skissert en løsning som vist på figur B1,B2 og B3, med bruk av madrasser på 4*2*0,5 m. Arbeidet må i rasområdet utføres seksjonsvis med korte seksjoner.

7 Utførelse

7.1 Overordnet prinsipp og rekkefølgebestemmelse

Arbeidene skal generelt utføres på en slik måte at stabiliteten forbedres i alle faser. Det må utføres stabilitetsforbedrende tiltak forut for arbeidsoperasjoner som isolert sett bidrar til å svekke stabiliteten, (netto forbedring).

- Det må legges ut støttefyllinger før anleggsvegen legges ut og tas i bruk.
- Vi anbefaler at det det utføres kalk-sementstabilisering som skissert i figur 6, B1 og B3 før arbeider med elveløpet i rasområdet igangsettes.

7.2 Årstid

Anleggsperioden må legges til den årstida som generelt har minst nedbør pga. fare for flom og påfølgende erosjon. Massene av løst lagret silt og sand på venstre side er spesielt utsatt. Tidligere flommer har vist at elva raskt kan grave bort større områder av elvebredden. Arbeidet må planlegges slik at faren for at elva graver i blottlagte erosjonsømfintlige masser reduseres til et minimum, og med spesiell fokus på tilstrekkelig sikring i sårbare perioder uten drift på anlegget.

7.3 Anleggsveg og planering i skredgropa

Anleggsvegen må legges slik at den kommer inn i skredgropa nede ved elva. Vegen må ikke legges nær toppen av skråninger. Mindre kanter kan eventuelt støttes opp i foten med steinmasser. Støttefyllinga må ikke være brattere enn 1:5. Det må benyttes armeringsnett under anleggsvegen.

På Figur 2 er det foreslått to alternative traseer. Den ene kommer inn fra nordvest (høyre side av elva) og den andre kommer inn fra nord (elva må midlertidig legges i rør). Førstnevnte alternativ vil trolig kreve støttefylling ut i elva.

Nødvendig planering i skredgropa utføres slik at gjennomsnittshelningen blir slakere enn i dag (helt ned til elva). Helningen kan maksimalt være 1:8 (forutsatt lett til middels maskin) dersom det skal utføres kalk-sementstabilisering. Det vil også være behov for å støtte opp den nederoderte elvekanten med steinmasser. Vekten av de oppstøttende steinmassene må være større enn vekta av anleggsmaskinene.

7.4 Graving og massedeponering

- Det skal ikke graves i foten på høyre side eller utdypes i elva uten at det på forhånd er utført stabiliserende tiltak (kalk-sementpeler)

- Ny elvebredde (over flomvannstand) plastres med maksimal helning 1:5 opp til området med kalk sementpeler.

- Eventuell graving og plastring utføres i seksjoner (reduserer faren for erosjon og gir bedre stabilitet).

- Oppstrøms og nedstrøms skredgropa må plastringa legges ut med bratteste helning 1:3. Langs venstre side i skredområdet kan helningen være brattere forutsatt at det utføres tilstrekkelig masseskifting med steinfylling.

- Plastringsmasser legges ut fra bunnen av elva og oppover (ikke motsatt).

- Det må ikke etableres mellomlager av tilførte eller utgravde masser på toppen av skråningen. Massene må i stedet kjøres direkte ned til foten av skråningen hvor massene fordeles lass for lass

7.5 Kalk-sementstabilisering

Det må dokumenteres at pelene ikke blir svakere i kontaktsonen mot fjell.

Arbeidene må følges tett opp med poretrykksmåling. Det må installeres ca. 5 poretrykksmålere med automatisk dataoverføring. Pauser og forflytning av riggen mellom ulike deler av området må forventes. Styrken av pelene må verifiseres med innblandingsforsøk i laboratorium og FOPS-forsøk / CPT-sondering i felt.

En mer detaljert anbudsbeskrivelse vil eventuelt kreves.

7.6 Geoteknisk gjennomgang av planer, oppfølging i felt og sikker jobbanalyse (SJA)

Det forutsettes at NVE detaljprosjekterer tiltakene, og at det blir utført kontroll av tegningene mht. geoteknikk (samsvar mellom tegninger og forutsetninger i dette notatet). Anlegget må følges opp av personell med tilstrekkelig erfaring og forståelse for geoteknikk. Det må utføres ”sikker jobbanalyse” (SJA) slik at alle på anlegget er inneforstått med restriksjonene som gjelder ift. risiko for skred og erosjon i anleggsperioden.

8 Konklusjon

Skredhendelsene i 1994 og 2000 er analysert for å få et best mulig grunnlag for å vurdere muligheter for sikring og utforming av elveløpet. Ved vurdering av sikringstiltak må det forutsettes at de ustabile leirmassene kan ligge dypt ned mot fjell.

Elveløpet må uansett erosjonssikres slik at det ikke oppstår erosjon langs kantene og i bunnen av elva ifm. flomsituasjoner. Det er nødvendig å sikre elva forbi skredet og i tillegg ca. 50 meter både oppstrøms og nedstrøms.

Det anbefales å legge ut stein i elva både oppstrøms og nedstrøms skredet for å forbedre stabiliteten av elvekanten. Plastringa må ingen steder legges brattere enn 1:3.

De aktuelle tiltakene må vurderes helhetlig mht. endring av stømnings- og erosjonsforhold som kan påvirke skredfaren i tilgrensende områder.

NGI har vurdert to ulike alternativer for utforming av elveløpet:

- Breddeutvidelse på venstre side (ingen utdypning, bunn på kote +26,5)
- Utvidelse i bredde og dybde (tilpasset opprinnelig tverrsnitt, bunn på kote +26)

En breddeutvidelse av elveløpet på venstre side gir beregningsmessig ingen endring av sikkerhetsnivået for kritiske glideflater. Det forutsettes da at det ikke samtidig foretas utdypning. Løsningen innebærer at dagens stabilitetssituasjon konserveres på kort sikt, og at elveløpet får et tilstrekkelig stort tverrsnitt i flomsituasjoner. På lang sikt vil stabiliteten forbedres pga. at omrørte sensitive leirmasser rekonsoliderer. Pga. at beregningene i dette notatet bygger på få grunnboringer og fordi sikkerheten i dag fortsatt kan være marginal, bør det utføres noen flere boringer for å dokumentere en viss sikkerhetsmargin mot utglidning før breddeutvidelsen utføres.

En utvidelse i bredde og dybde slik at elveløpet blir tilpasset opprinnelig tverrsnitt vil medføre en forverring av stabiliteten. En slik utvidelse av elveløpet anbefales ikke uten at det først utføres tiltak som kompenserer og gir en netto stabilitetsforbedring. En løsning med kalk-sementpeler installert innenfor et område på 18x60 meter gir tilstrekkelig forbedring. Løsningen med kalk-sementpeler forutsetter at det kan dokumenteres at ribbene blir like sterke i overgangssonen mot fjell som forøvrig. Arbeidet vil kreve nøye geoteknisk overvåking av kvalitet på pelene og poretrykksforhold ved installering.

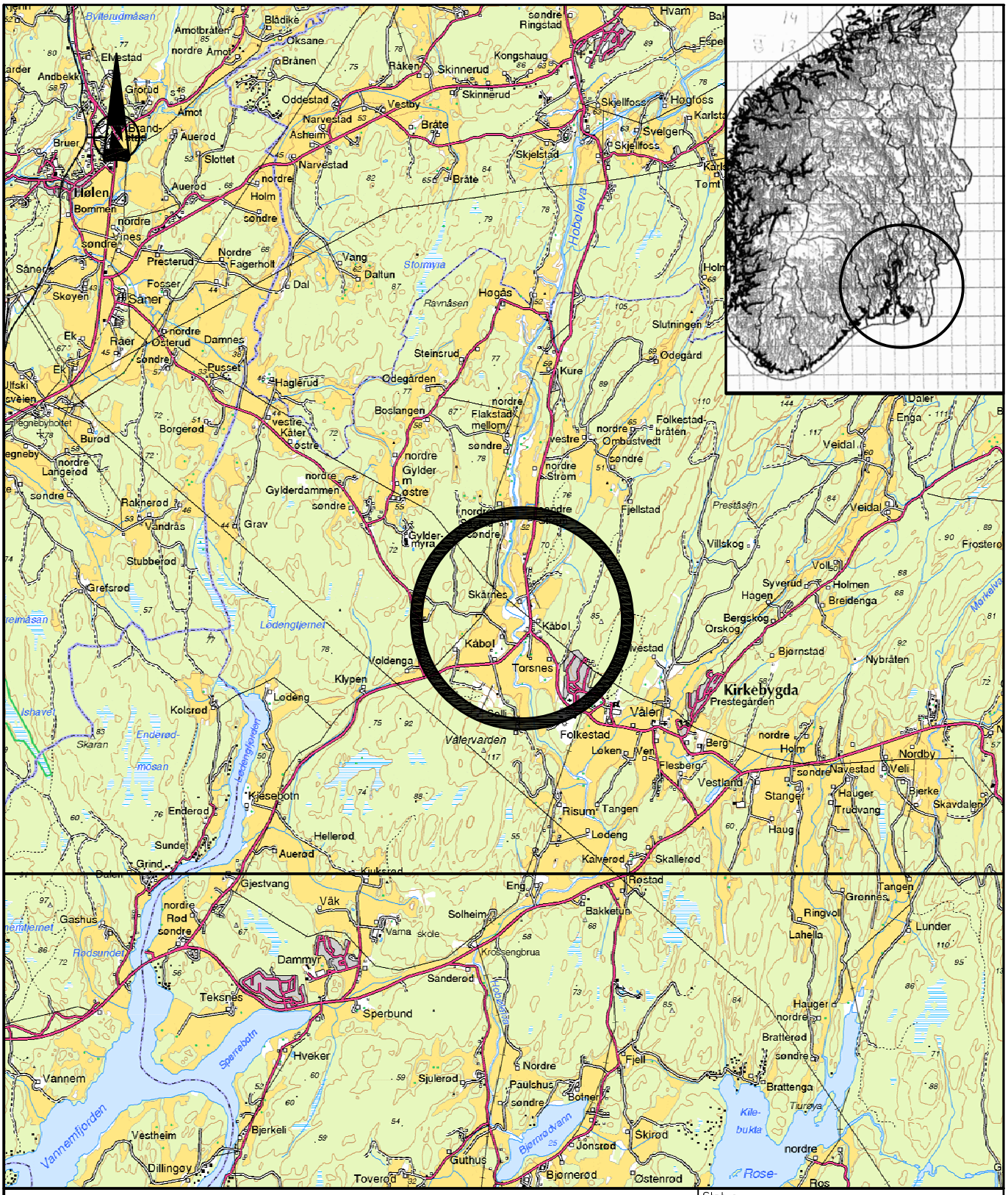
En totalvurdering av forholdene med hensyn på risiko gjør at vi anbefaler at kalk sement stabiliseringen bør utføres før arbeider med elveløpet påbegynnes

uansett valg av bunnivå og sideutvidelse. Vi anbefaler at hovedutvidelsen for å sikre tilstrekkelig tverrsnitt blir utført på venstre side (Skårnessiden) av elva og at bunnivå på elva ikke kommer under kote +26,0. Et forslag til elveløp med bunnkote +26,0 og bunnbredde 8 m er vist på figur B2. Endelig krav til tverrsnitt må vurderes av NVE.

I anleggstida må det legges opp til at stabiliteten skal forbedres i alle faser. Anlegget må følges opp av personell med geoteknisk forståelse, og det må utføres "sikker jobbanalyse" (SJA). Arbeidene bør utføres på nedbørsmessig gunstige tider av året.

9 Referanser

1. **NGI.** *Rapport 940057-2. Ras i Hobøelva ved Kåbbel nordre i Våler. "Midlertidige og permanente sikringstiltak". Datert 1994-11-21* . 1994.
2. **NVE.** *Inngrepsnr. 9299. "Sikring av leirskråninger mot Hobølelva ved Skårnes."*. 1996-04-23.
3. —. *Tiltak i vassdrag. "Skredsikring mot Hobølelva ved Nordre Kaabbel". Detaljplan – foreløpig. Datert 2003-04-02* . 2003.
4. **NGI.** *Ras i Hobøelva ved Kåbbel nordre, Våler. "Grunnundersøkelser". Datert 1994-11-21.* 1994.
5. **Multiconsult.** *Ras i Hobbølelva: Grunnundersøkelser på venstre bredd overfor rasområdet. Datert 23. juni 2003.* 2003.
6. **Løvlien Georåd.** *"Grunnunderøskelse – Geoteknisk datarapport 08-65 nr. 1". Kvikkleiresone Våler kommune. Datert 2008-07-09* . 2008.
7. **NGI.** *Rapport 950070-1. VA-ldning Kåbbel, Våler. "Grunnundersøkelser og stabilitetsvurderinger". Datert 1995-11-08.* 1995.
8. **Karlsrud K., Lunne T., Kort D.A., Strandvik S.** CPTU Correlations for Clays. *International conference on soil mechanics and foundation engineering (ISMGE).* 2005.
9. **K., Karlsrud.** Skjærstyrkeegenskaper av leire og bruk i stabilitetsanalyser. *Foredrag (4.2) Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, NGF - kurs.* 2003.



Ras Kåbbel i Våler

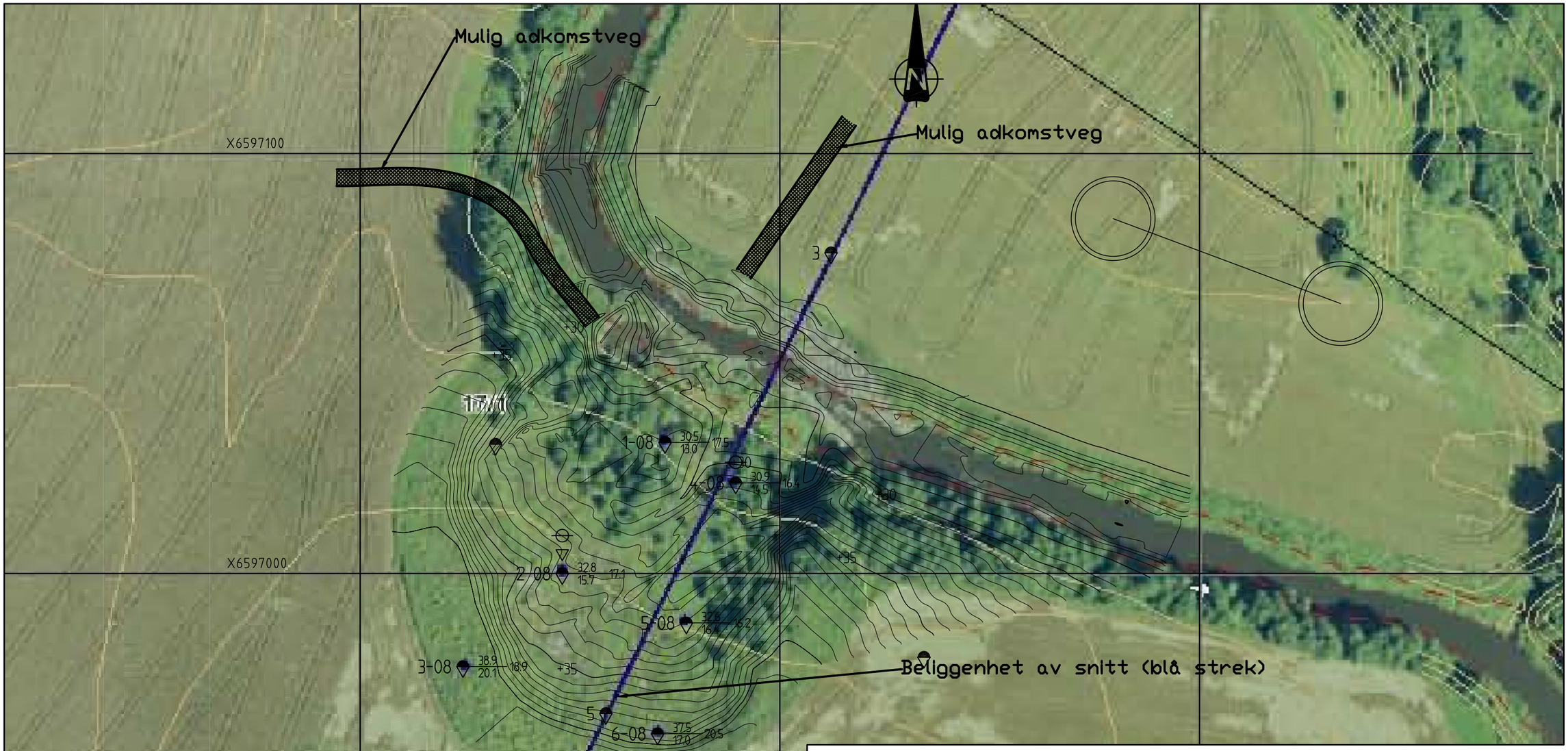
Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Oversiktskart

Status	Rapport figur
Original format	A4
Tegningens filnavn	G:\geoarkiv\20071294\AUTOGRAF.RIT\fig.1 oversiktskart.dwg
Målestokk	1:50 000

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
23.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr.	Tegningsnr.		Rev.
20071294	Figur 1		



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Situasjonsplan med grunnboringer, beliggenhet av snitt og forslag til adkomstveg

Status: Rapport figur

Original format: A-3

Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\AUTOGRAF.RIT\Figur 2 - situasjonsplan.dwg

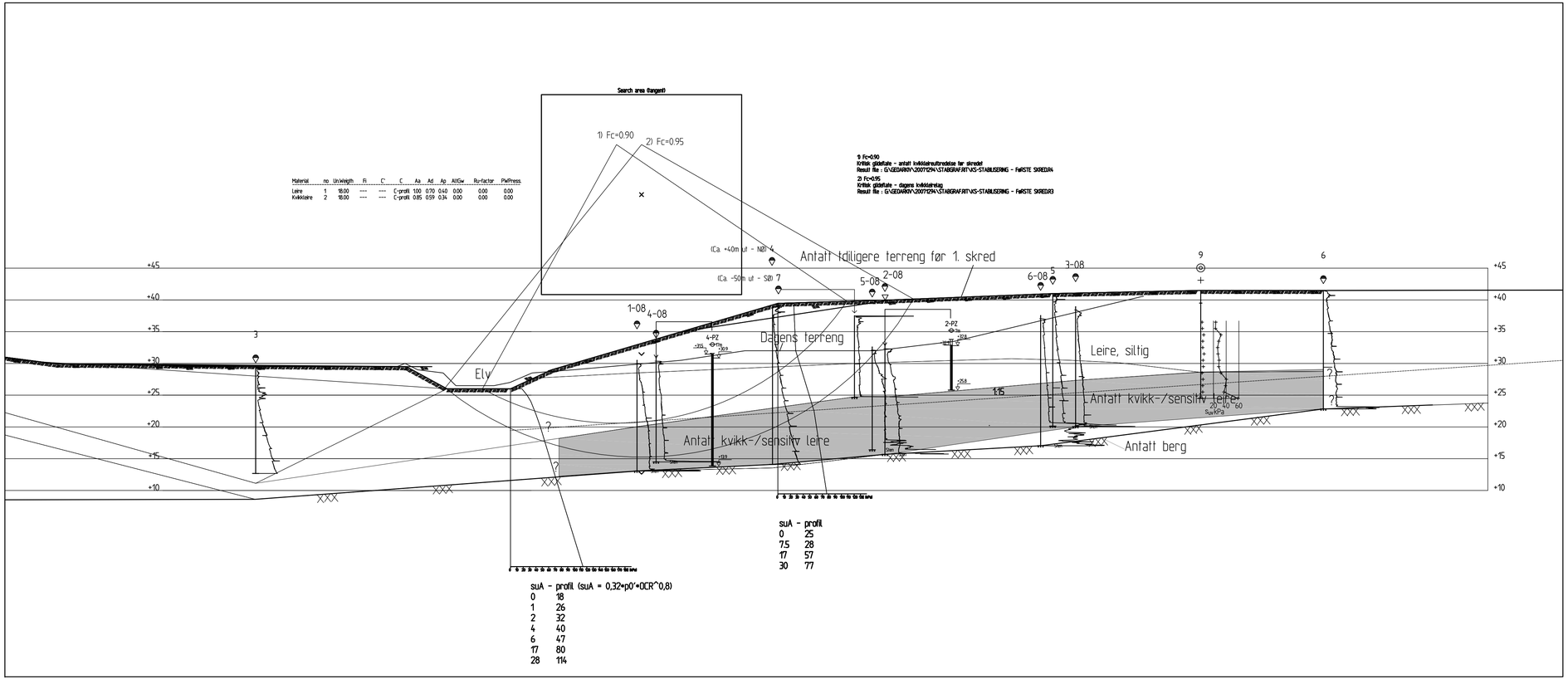
Målestokk: 1:1000

NGI

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
14.04.2010	RMo	AK	AK

Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.
20071294	Figur 2	-



FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

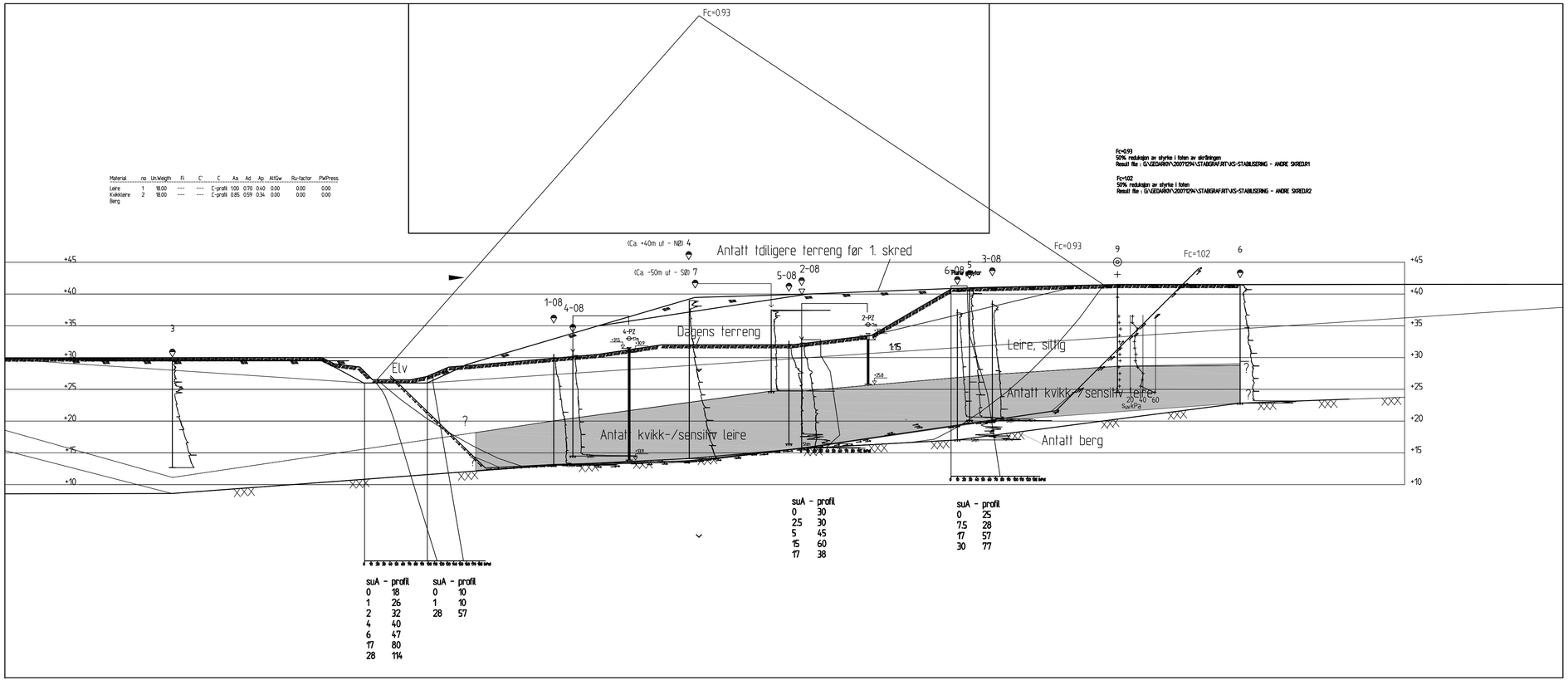
Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Stabilitetsanalyse - etterberegning av skred i 1994
Stabilitet før skredet
Forutsetning 1): Kvikkleirelaget gikk høyere enn i dag
Fortusetning 2): Kvikkleireutbredelse som i dag

Status: Rapport tf figur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geosarkiv\20071294\STABGRAF\RIT\ks-stabilisering - første skredJpg
MØlestokk: 1:500

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 3		Rev. -



FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

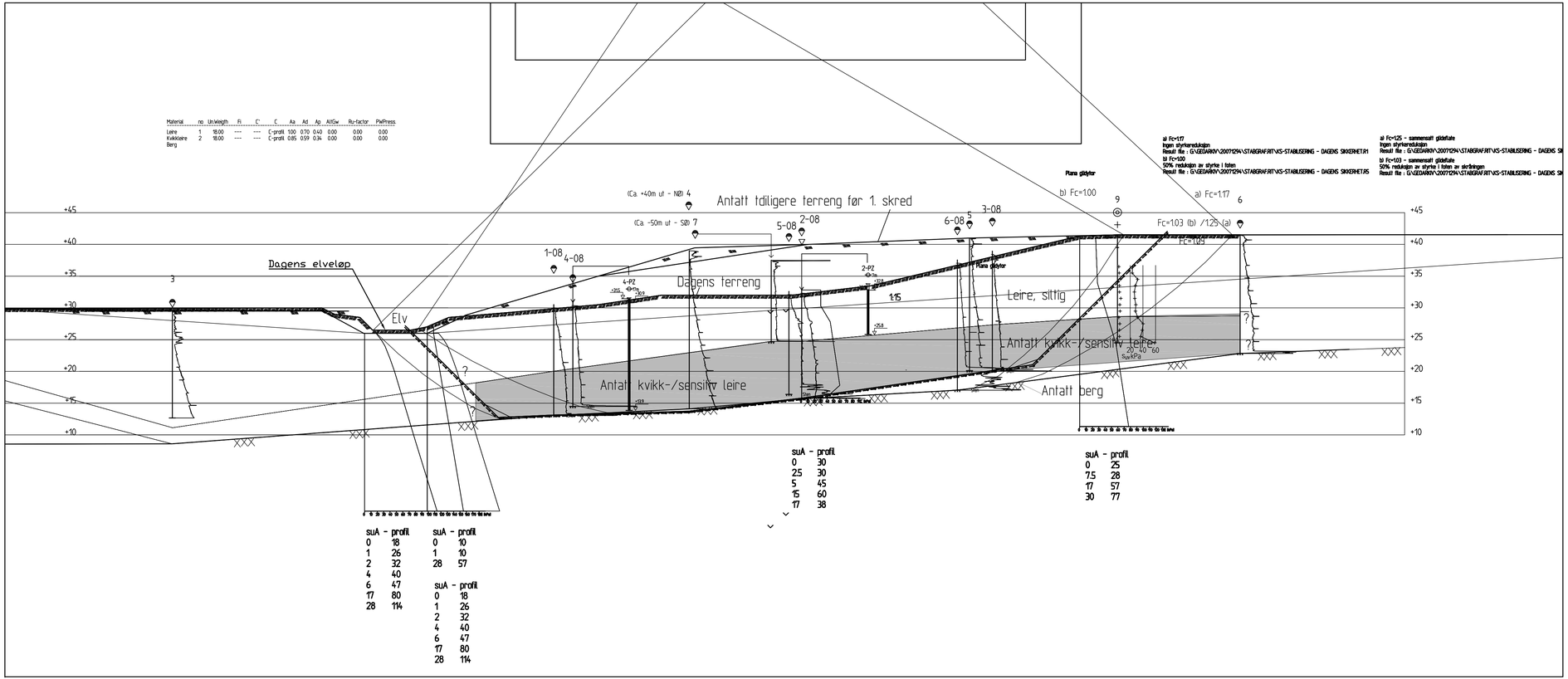
Stabilitetsanalyse - etterberegning av skred i 2000
Beregningseksempel med antatt redusert skjærstyrke
pga. omrørte masser i foten av skråningen

Status: Rapport f figur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\STABGRAFRIT\ks-stabilisering - andre skred.dwg
MØstatus: 1:500

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr. 20071294	Tegningsnr. Figur 4		Rev. -

Material	no	UnWeigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap	AtiGw	Ru-factor	PwPress.
Leire	1	18.00	---	---	C-profil	1.00	0.70	0.40	0.00	0.00	0.00
Kvikkleire	2	18.00	---	---	C-profil	0.85	0.59	0.34	0.00	0.00	0.00
Berg											



FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

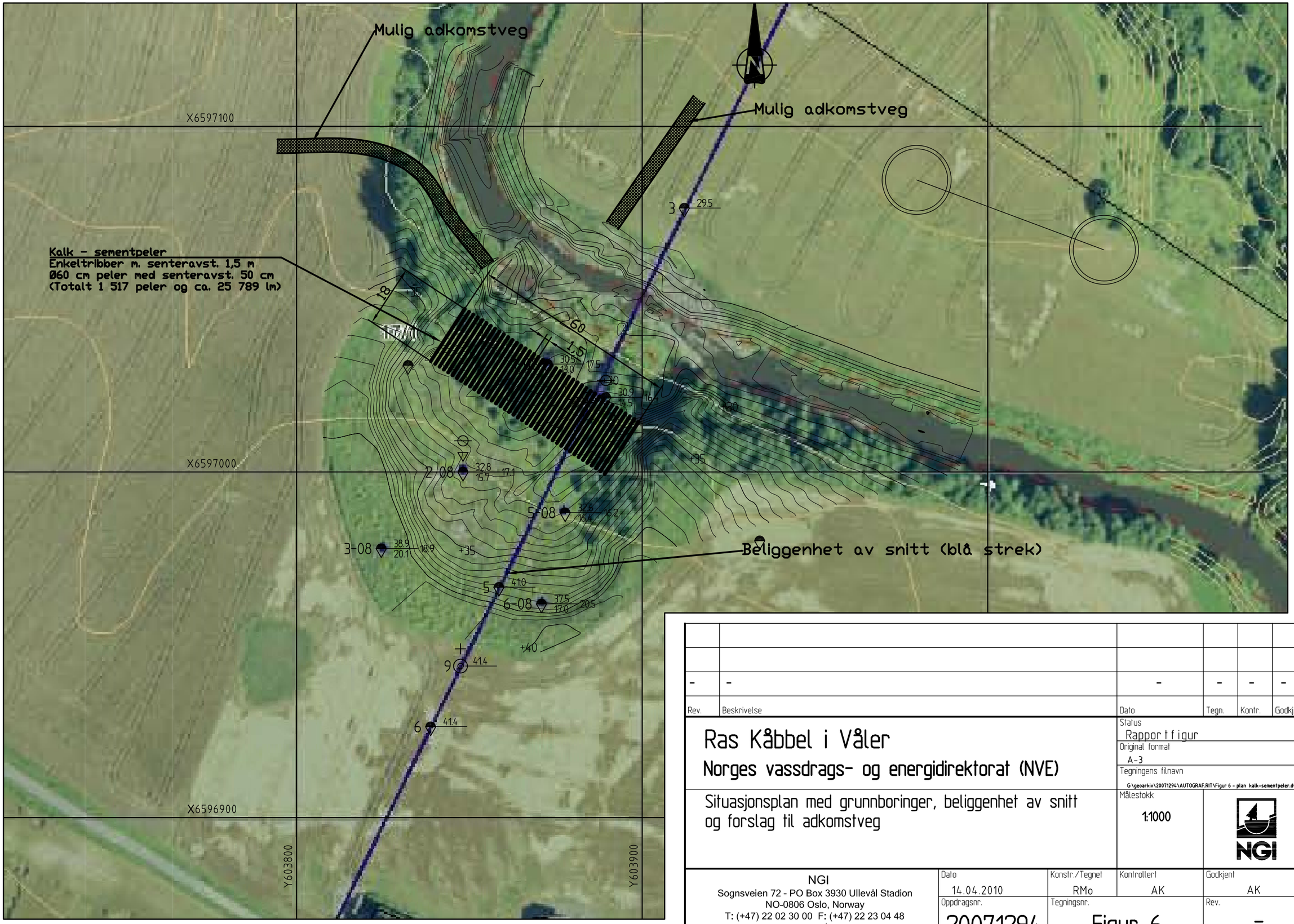
Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Stabilitetsanalyse - sikkerhet for dagens situasjon
a) Ingen styrkereduksjon
b) Styrke redusert med 50% i foten av skråningen
(antatt omrørt)

Status: Rapport tilligger
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\STABGRAFRT\ks-stabilisering - dagens sikkerhet.dwg
MÅlestokk: 1:500

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	RMo
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 5		Rev. -



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Situasjonsplan med grunnboringer, beliggenhet av snitt og forslag til adkomstveg

Status: Rapport figur

Original format: A-3

Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\AUTOGRAF_RIT\Figur 6 - plan kalk-sementpeler.dwg

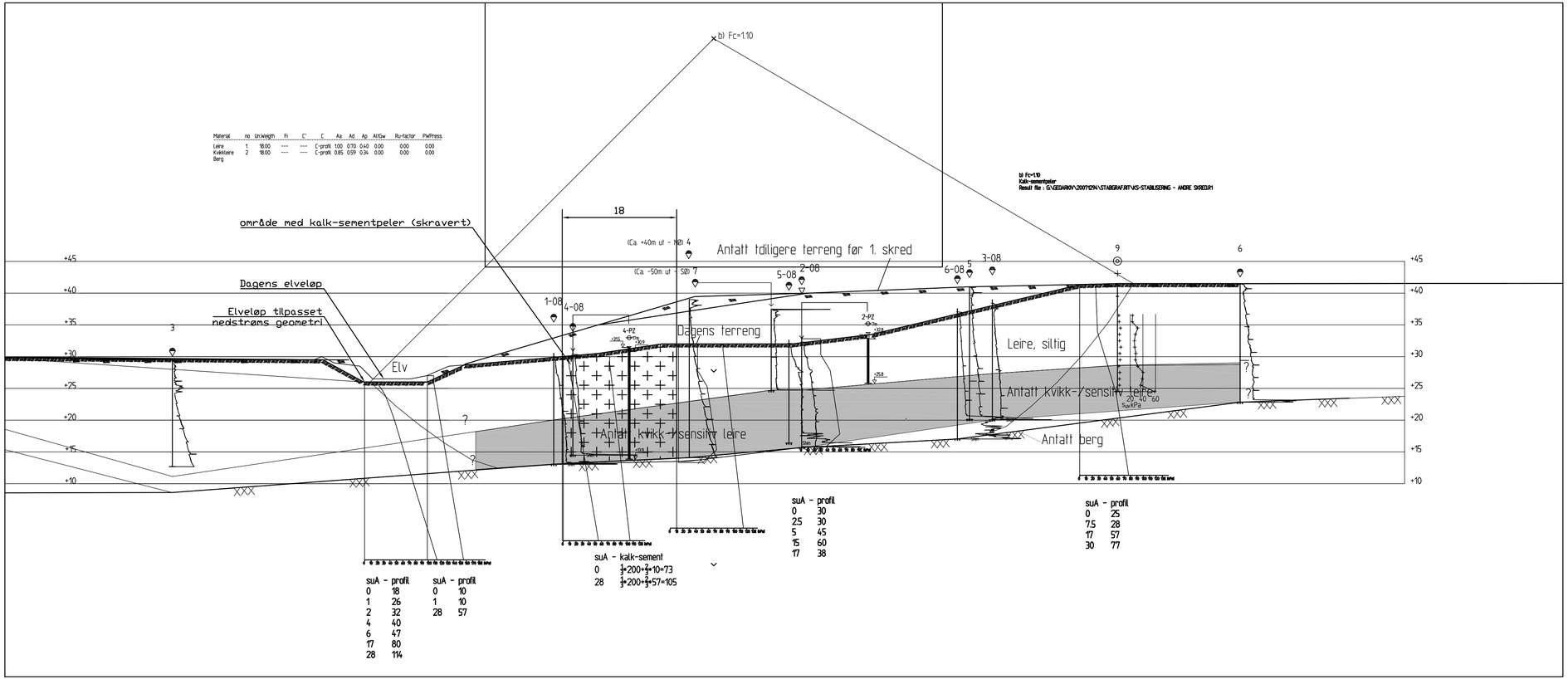
Målestokk: 1:1000

NGI

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
14.04.2010	RMo	AK	AK

Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.
20071294	Figur 6	-



FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

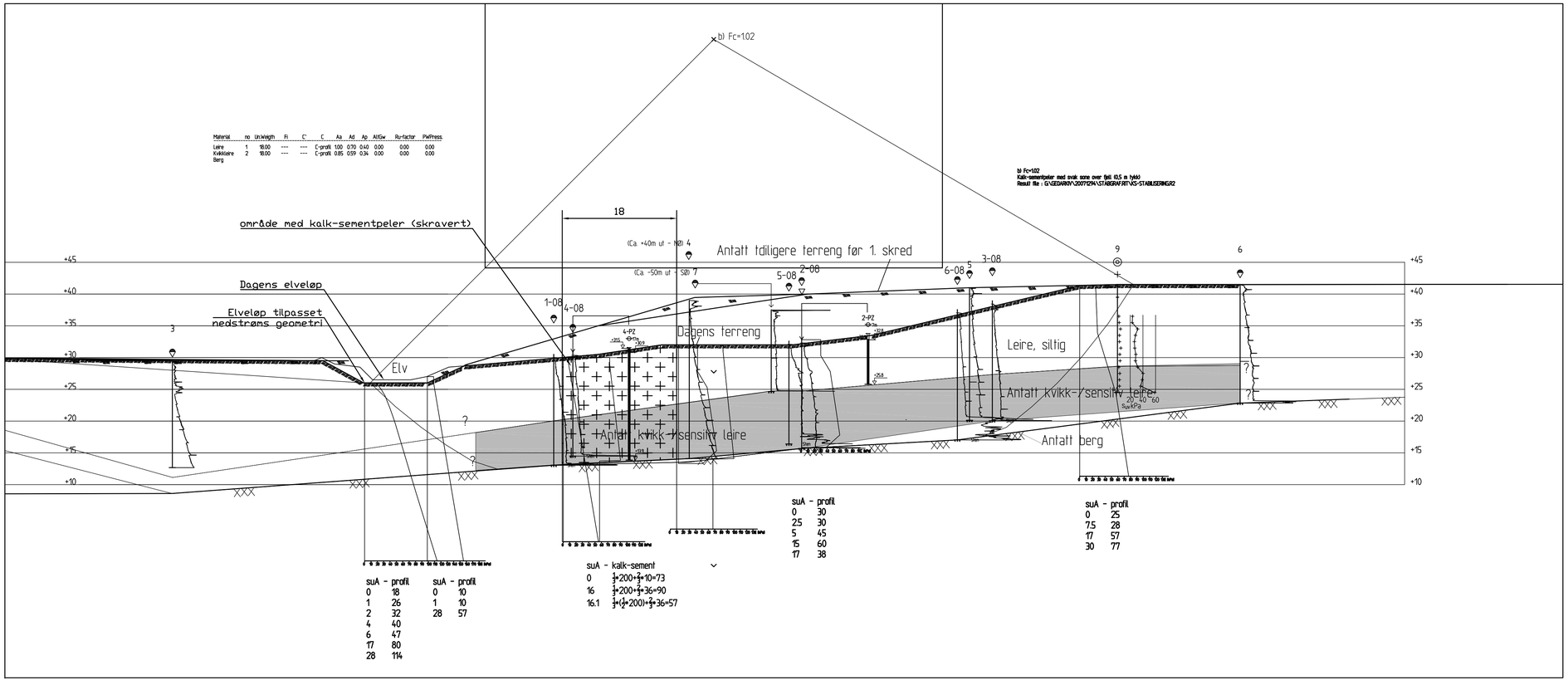
Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Stabilitetsanalyse - tiltak med kalk-sementpeler
b) Styrke redusert med 50% i foten av skråningen

Status: Rapport t f igur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\STABGRAF.RIT\ks-stabilisering.dwg
Målestokk: 1:500

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 7		Rev. -



FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

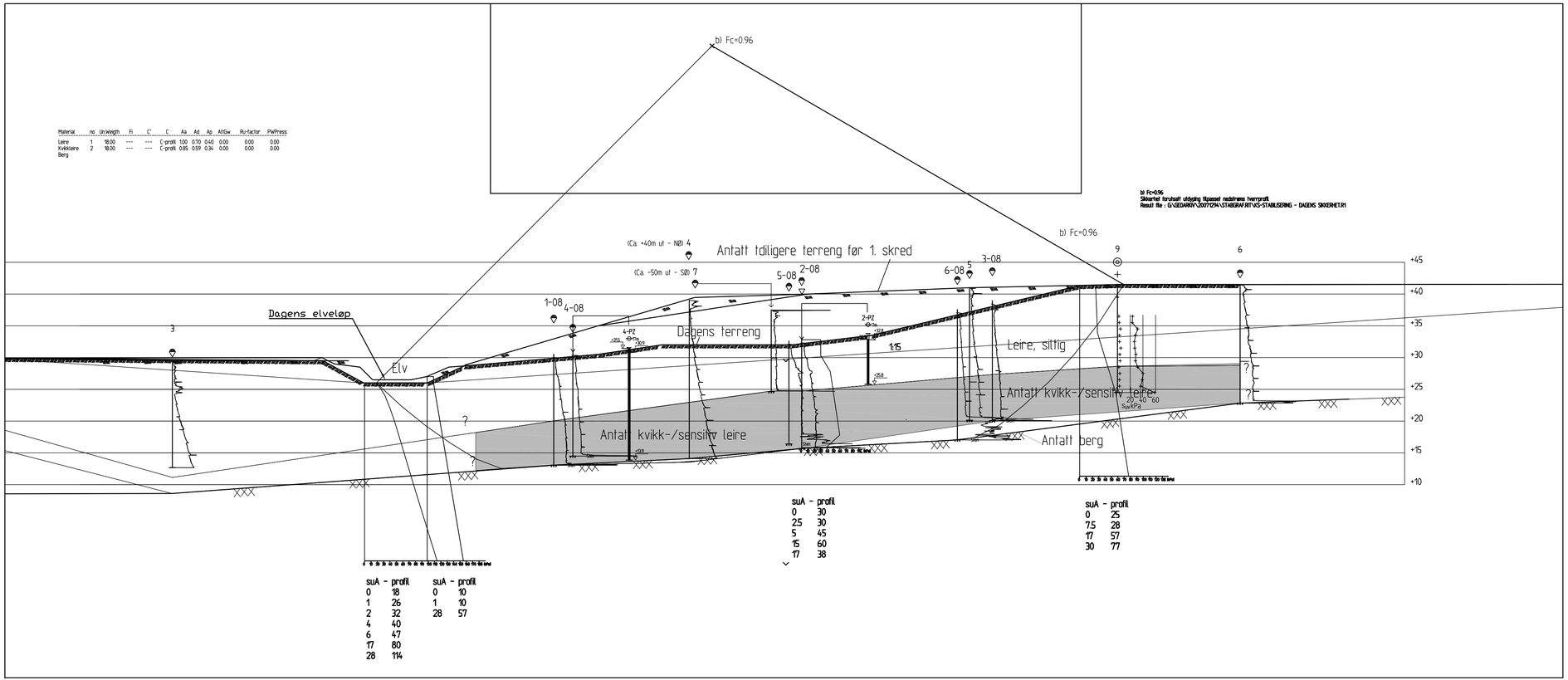
Stabilitetsanalyse - tiltak med kalk-sementpeler
b) Styrke redusert med 50% i foten av skråningen
Ribber med svak sone (0,5 meter tykk) over fjell

Status: Rapport t f igur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\STABGRAF RITVIS-stabilisering_svak sone.dwg
Målestokk: 1:500

NGI

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 8		Rev. -



Material	no	UnWeigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap	AltGw	Ru-factor	PWPress
Leire	1	18.00	---	---	C-profil	1.00	0.70	0.40	0.00	0.00	0.00
Kvikkleire	2	18.00	---	---	C-profil	0.85	0.59	0.34	0.00	0.00	0.00
Berg											

suA - profil	
0	18
1	26
2	32
4	40
6	47
17	80
28	114

suA - profil	
0	10
1	10
28	57

suA - profil	
0	30
2.5	30
5	45
15	60
17	38

suA - profil	
0	25
7.5	28
17	57
30	77

FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Stabilitetsanalyse - utdyping til opprinnelig elveløp
b) Styrke redusert med 50% i foten av skråningen

Status: Rapport t f igur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\STABGRAF AT\Utdyping til opprinnelig elveløp.dwg
MÅlestok: 1:500

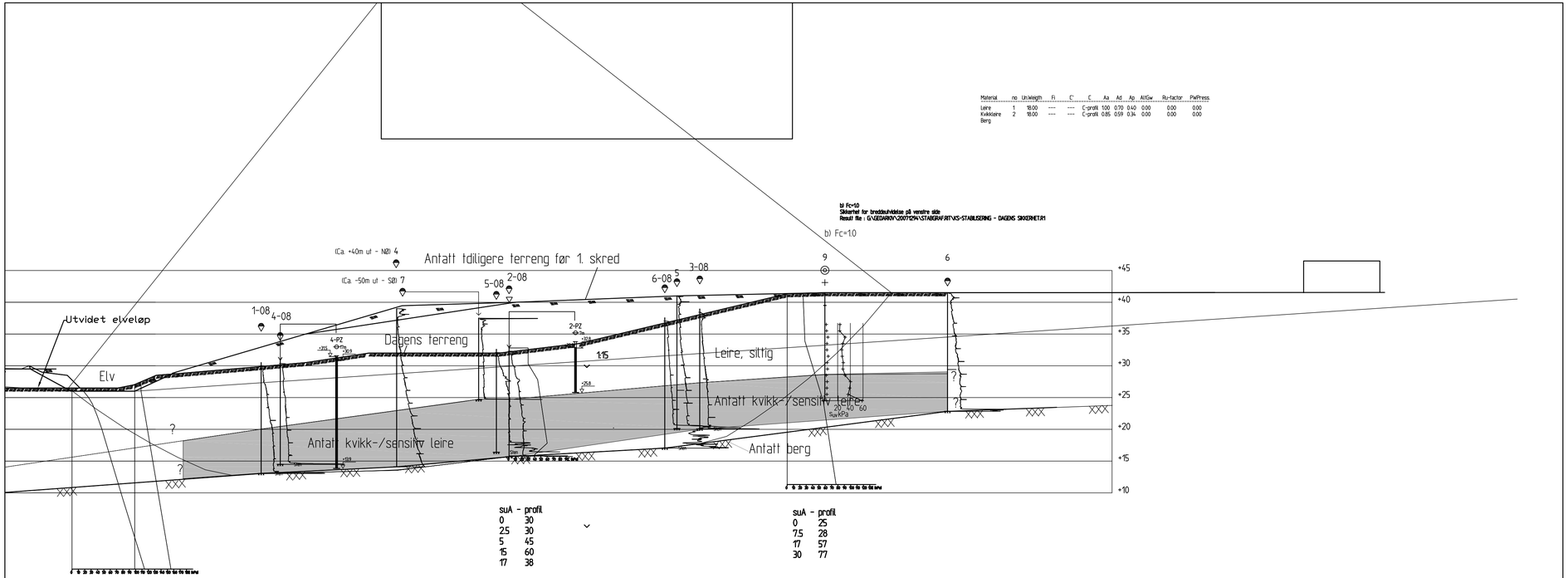
NGI

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 9		Rev. -

Material	no	UnWeigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap	AtGw	Ru-factor	PwPress
Leire	1	18.00	---	---	C-profil	1.00	0.70	0.40	0.00	0.00	0.00
Kvikkleire	2	18.00	---	---	C-profil	0.85	0.59	0.34	0.00	0.00	0.00
Berg											

b) Fc=1.0
Sikkerhet for breddeutvidelse på venstre side
Result file : G:\GEOWRKS\20071294\STABGRAF.RIT\KS-STABILSERING - DAGENS SKJERMETR.1



suA - profil	
0	18
1	26
2	32
4	40
6	47
17	80
28	114

suA - profil	
0	10
1	10
28	57

suA - profil	
0	30
2.5	30
5	45
15	60
17	38

suA - profil	
0	25
7.5	28
17	57
30	77

FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

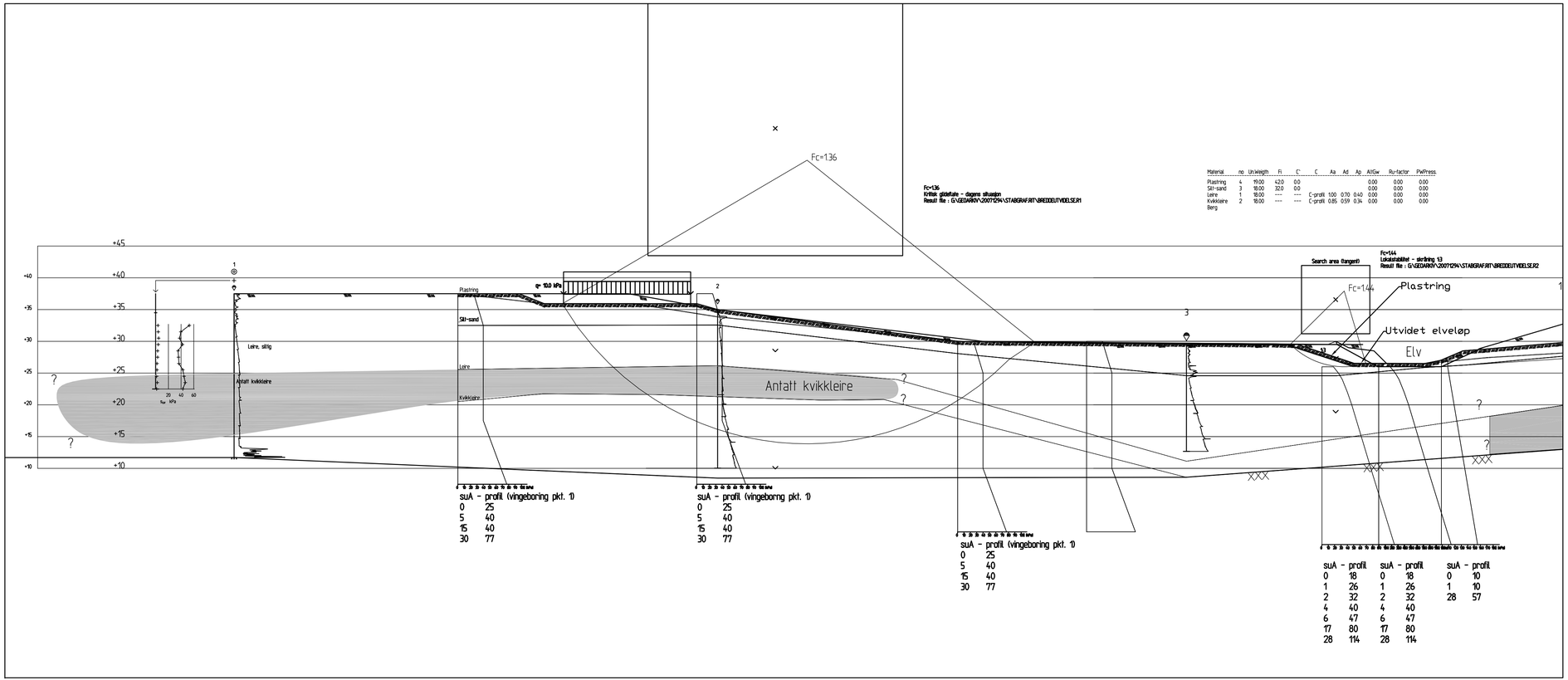
Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Stabilitetsanalyse - breddeutvidelse av dagens elveløp
b) Styrke redusert med 50% i foten av skråningen

Status: Rapport f figur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geosarkiv\20071294\STABGRAF.RIT\breddeutvidelse.dwg
Målestokk: 1:500

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 10		Rev. -



Material	no	UnWeigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap	AtiSw	Ru-factor	PwPress
Plastring	4	19.00	42.0	0.0					0.00	0.00	0.00
Silt-sand	3	18.00	32.0	0.0					0.00	0.00	0.00
Leire	1	18.00	---	---	C-profil	1.00	0.70	0.40	0.00	0.00	0.00
Kvikkleire	2	18.00	---	---	C-profil	0.85	0.59	0.34	0.00	0.00	0.00
Berg											

FORKLARINGER:

-

BESTEMMELSER:

-

HENVISNINGER:

-

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Stabilitetsoverslag venstre side
Breddeutvidelse av elveløpet (antatt ny geometri)

Status: Rapport t f igur
Original format: A3-L
Tegningens filnavn: G:\geoarkiv\20071294\STABGRAFIRT\breddeutvidelse.dwg
Målestokk: 1:500

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

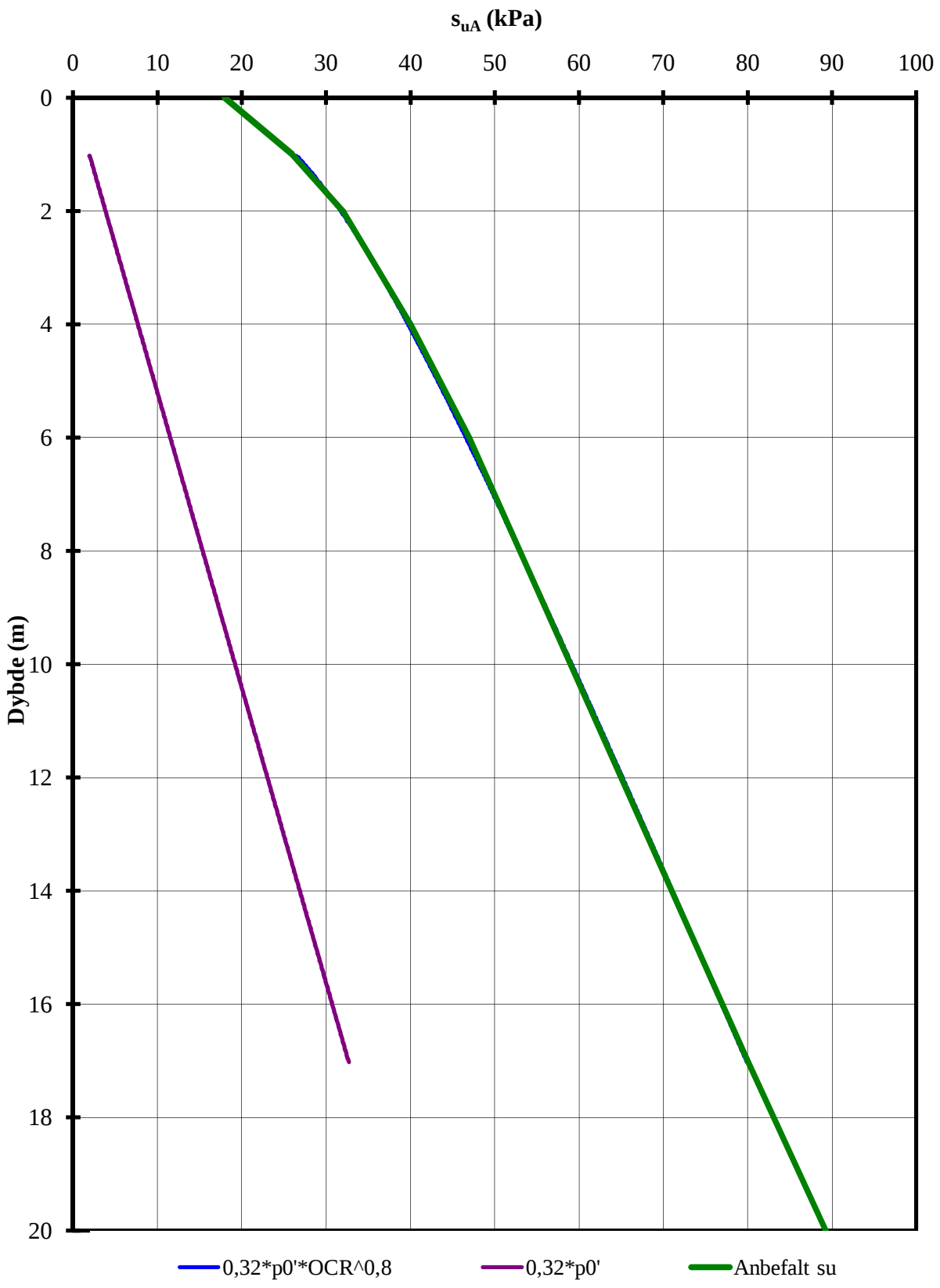
Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
13.04.2010	RMo	AEg	AEg
Oppdragsnr: 20071294	Tegningsnr: Figur 11		Rev. -

Vedlegg A - Udrenert skjærstyrke fra CPT og Shansep

Innhold

Figurer

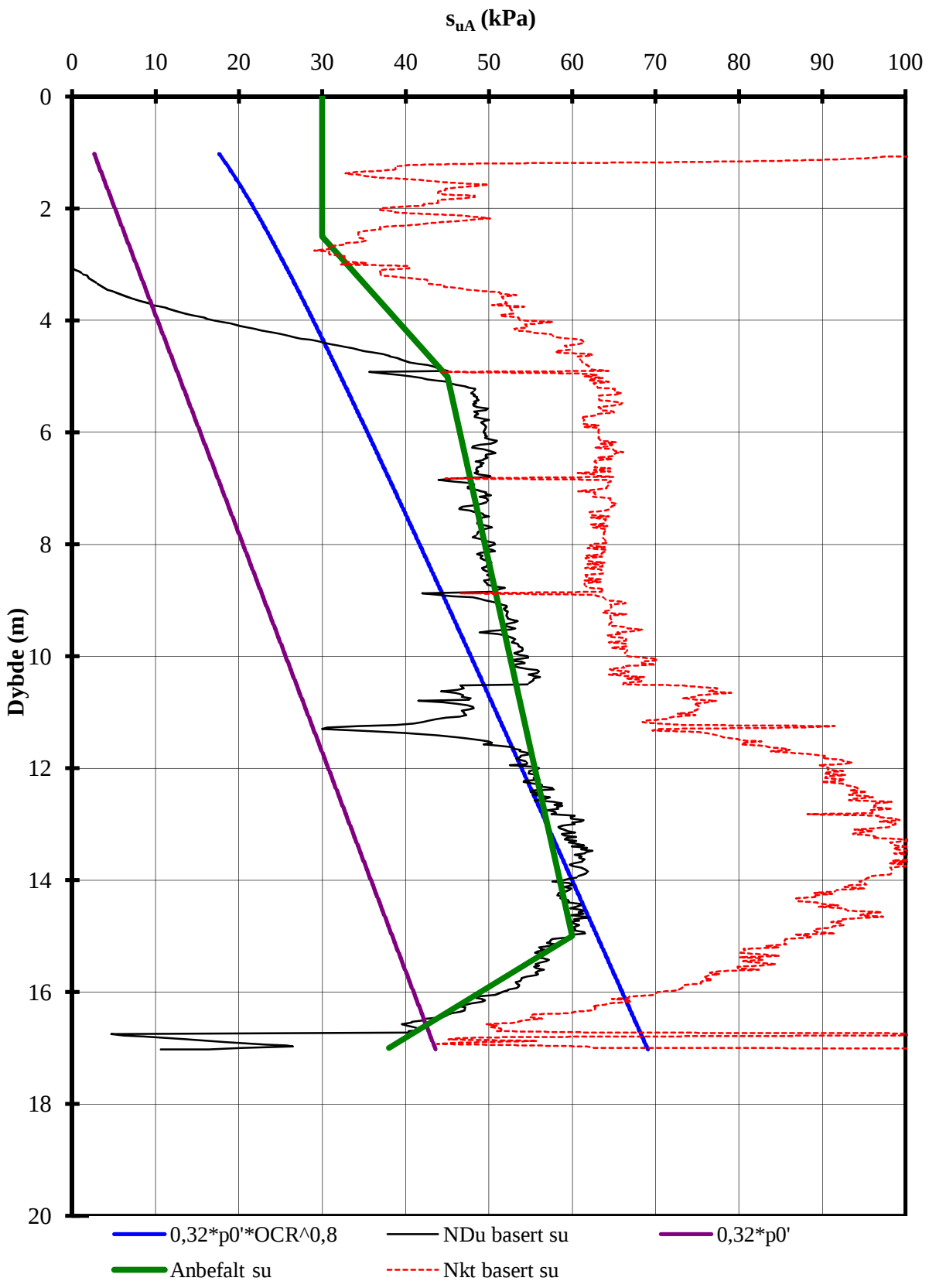
Figur A1 Aktiv skjærstyrke basert på Shansep (kt. 25,5).
Figur A2 Aktiv skjærstyrke basert på tolkning av CPT 2 (kt. +32,8)
Figur A3 Aktiv skjærstyrke basert på Shansep (kt. +40)



Terrengkote : 25.5 m

P:\2007\12\20071294\Beregninger\[cpt 2 - kt +25-26.xls]sua profil

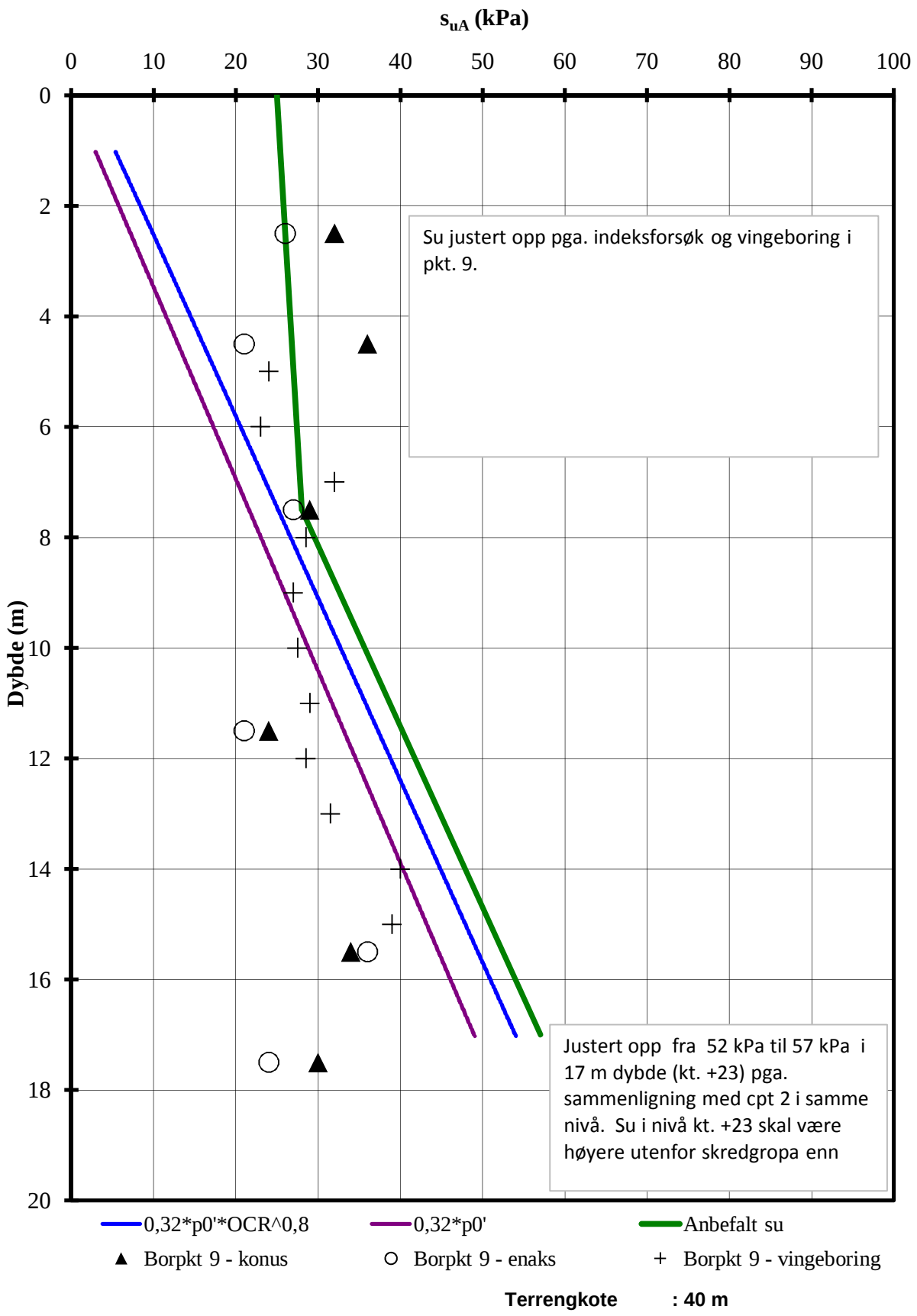
Ras Kåbbel i Våler	Rapport nr. 20071294	Figur nr. A1
Aktiv skjærstyrke basert på Shanshep. Styrkeprofil innsatt i foten av skråningen	Tegner RMo Kontrollert AEg Godkjent AEg	Dato 12.04.2010 NGI



Terrengkote : 32.8 m

P:\2007\12\20071294\Beregninger\[cpt 2.xls]sua profil

Ras Kåbbel i Våler	Rapport nr. 20071294	Figur nr. A2
Aktiv skjærstyrke basert på CPTU-sondering og Shanshep.	Tegner RMo	Dato 12.04.2010
Borhull2	Kontrollert AEg	NGI
	Godkjent AEg	



P:\2007\12\20071294\Beregninger\[cpt 2 - kt +40.xls]sua profil

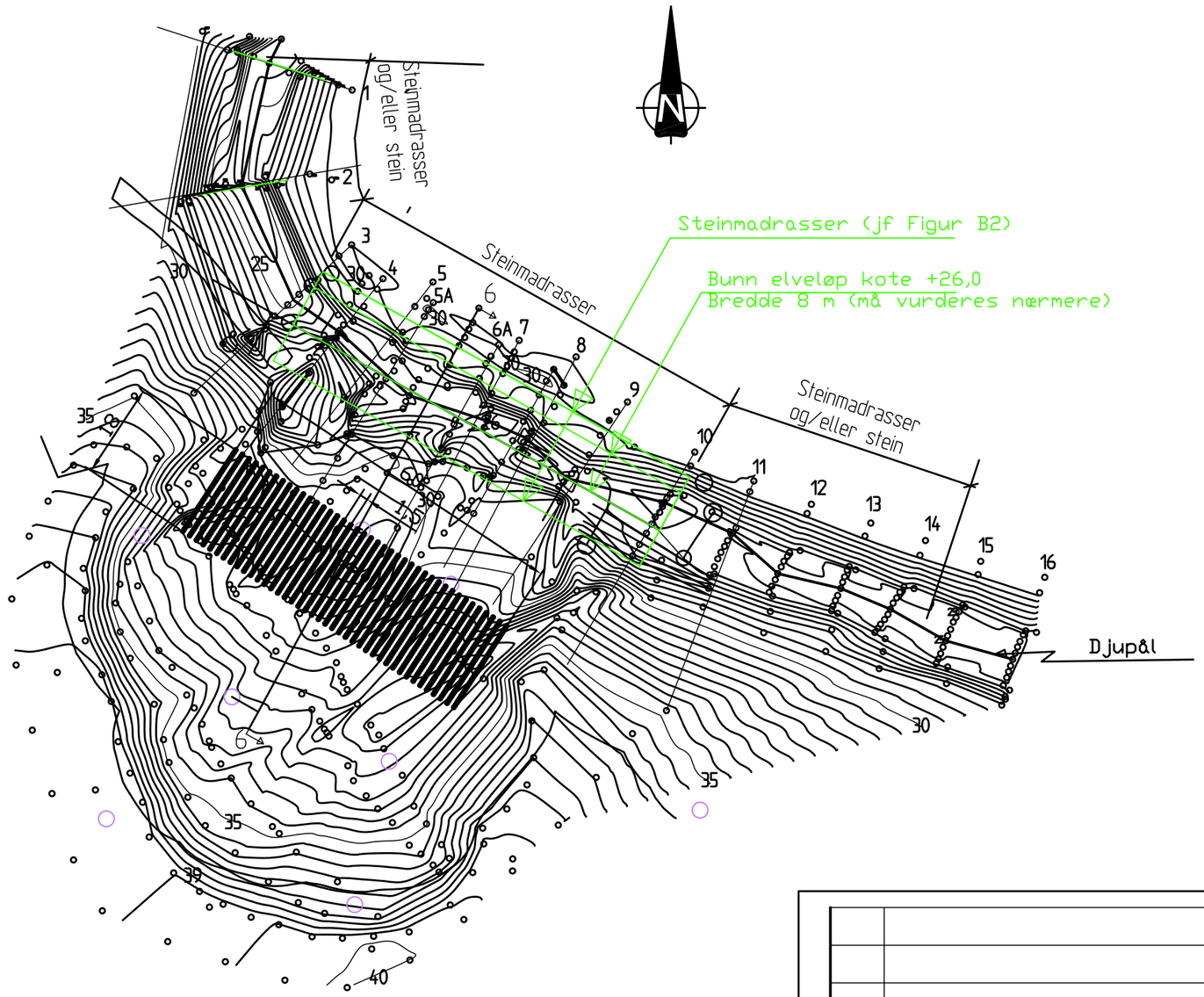
Ras Kåbbel i Våler	Rapport nr. 20071294	Figur nr. A3
Aktiv skjærstyrke basert på Shanshep, vingeboring og indeksforsøk Styrkeprofil innsatt på toppen av skråningen	Tegner RMo Kontrollert AEg Godkjent AEg	Dato 12.04.2010 NGI

Vedlegg B - Plan og profiler med forslag til elveforbygging og kalk-sementpeler

Innhold

Figurer

Figur B1 Plan med beliggenhet av profillinjer
Figur B2 Dagens steinforbygning og forslag til nytt elveløp med gabioner
Figur B3 Typisk snitt gjennom elveforbygging og kalk-sementpeler



Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Plan med beliggenhet av profillinjer

Status: -

Original format: A-3

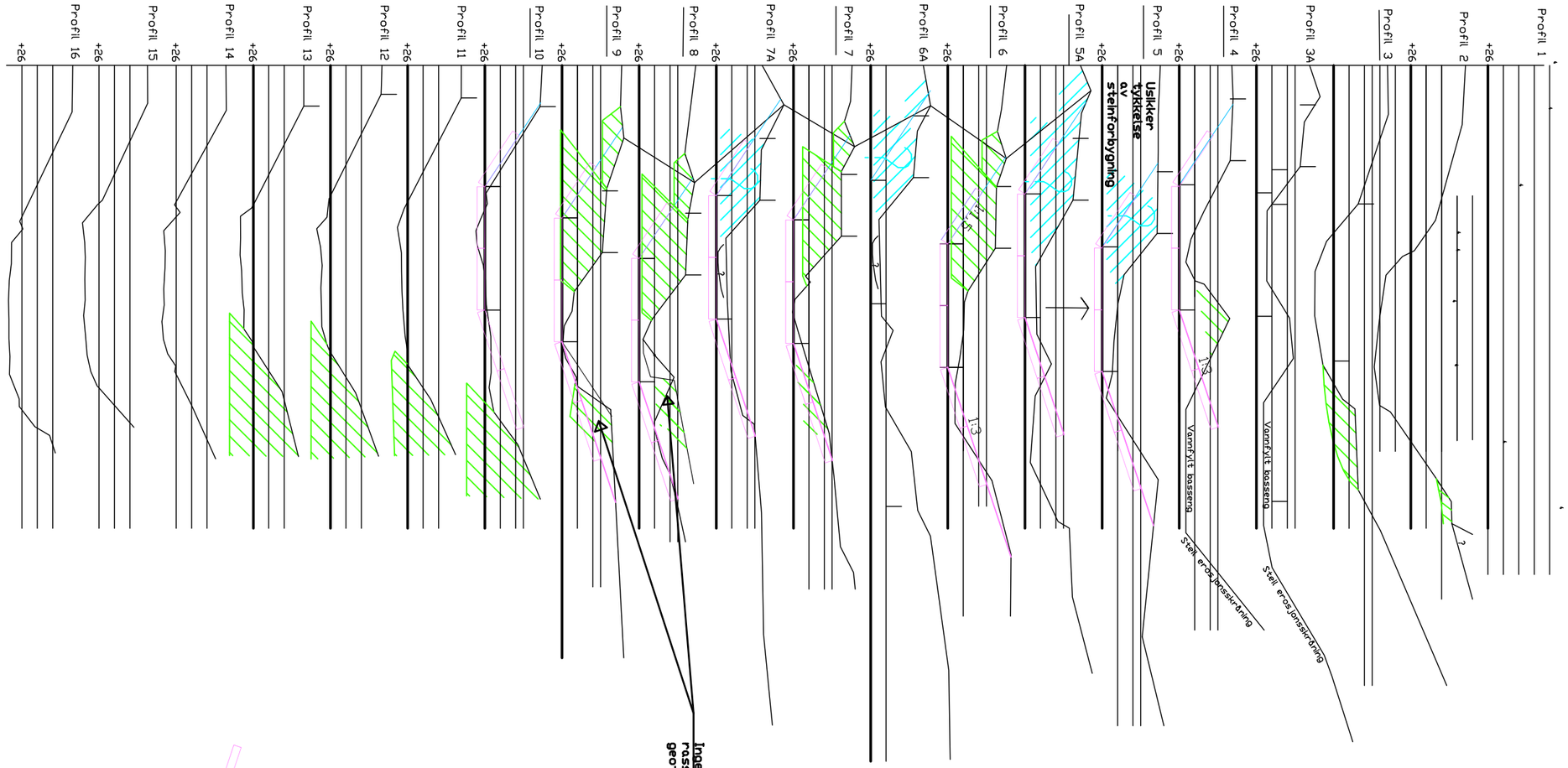
Tegningens filnavn: -

Målestokk: 1 : 1000

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
01.11.2010	AK	AEg	AK

Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.
20071294	B1	-



Steinmadrasser f.eks. 0,5x2x4 m

NB. Helning 1:1,5 på venstre side forutsetter masseskifting med steinfylling. Ellers maksimal helning 1:3.

Antatt steinforbygning som mottatt fra (NVE)

Antatt steinforbygning ut i fra flyfoto (NGI)

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-	-	-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Skredsikring
Dagens skredforbygning og forslag
til nytt elveløp med gabioner

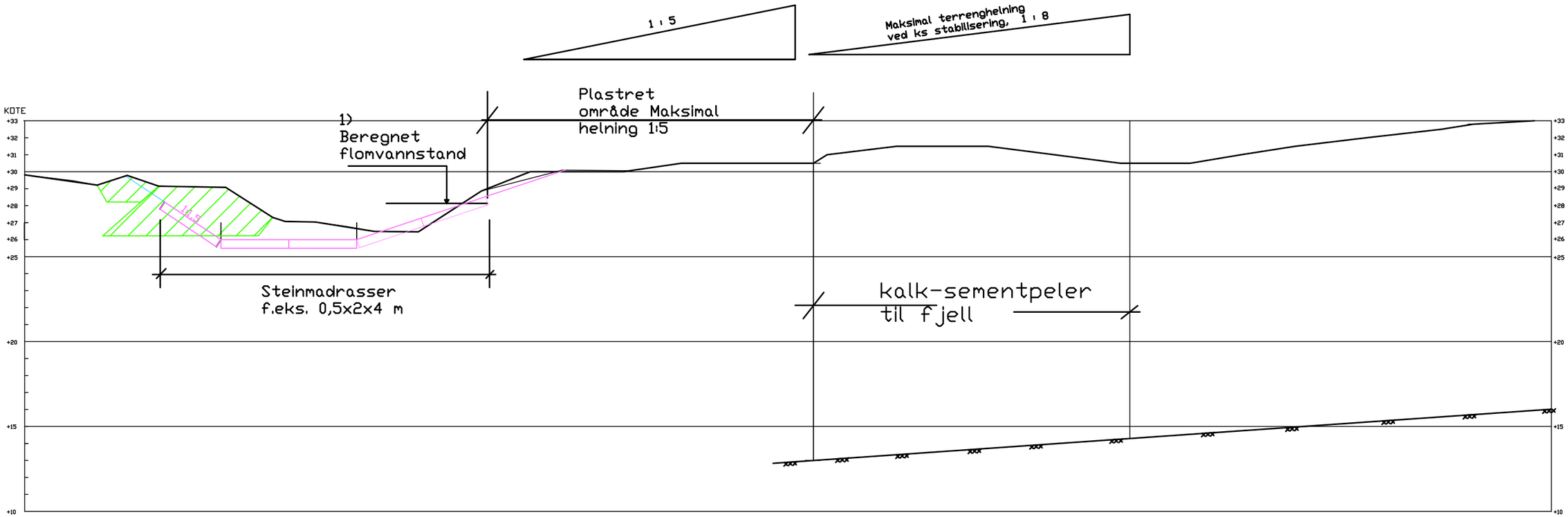
Status: -
Original format: A-3
Tegningens filnavn: -
Målestokk: 1:300

NGI

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
03.01.2009	EKW	AEg	AK

Oppdragsnr.	Tegningsnr.	Rev.
20071294	B2	-



Profil 6

1)
Ikke utført, vil avhenge av valgt flomløp.

Steinmadrasser
f.eks. 0,5x2x4 m

NB. Helning 1:1,5 på venstre side forutsetter masseskifting med steinfylling. Ellers maksimal helning 1:3.

Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.
-		-	-	-	-

Ras Kåbbel i Våler

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Typisk snitt gjennom elveforbygging og kalk-sementpeler. (Profil 6)

Status: -
Original format: A-3
Tegningens filnavn:
Målestokk: 1:250

NGI
Sognsveien 72 - PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo, Norway
T: (+47) 22 02 30 00 F: (+47) 22 23 04 48
www.ngi.no

Dato	Konstr./Tegnet	Kontrollert	Godkjent
26.03.2011	AK	AEg	AK
Oppdragsnr. 20071294	Tegningsnr. B3		Rev. -

Kontroll- og referanseside/
Review and reference page

NGI

Dokumentinformasjon/*Document information*

Dokumenttittel/*Document title* Skredsikring mot Hobølelva ved Nordre Kåbbel	**Dokument nr/*Document No.*** 20071294-00-36-TN
Dokumenttype/*Type of document* ☐ **Rapport/*Report*** ☒ **Teknisk notat/*Technical Note*** **Distribusjon/*Distribution*** ☐ **Fri/*Unlimited*** ☒ **Begrenset/*Limited*** ☐ **Ingen/*None***	**Dato/*Date*** 2011-05-05 **Rev.nr./*Rev.No.*** 0
Oppdragsgiver/*Client* Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)	
Emneord/*Keywords* Landgeoteknikk, skred, stabilitetsvurdering	

Stedfesting/*Geographical information*

Land, fylke/*Country, County* Norge, Østfold	**Havområde/*Offshore area***
Kommune/*Municipality* Våler	**Feltnavn/*Field name***
Sted/*Location* Nordre Kåbbel	**Sted/*Location***
Kartblad/*Map* 1913 IV Vansjø	**Felt, blokknr./*Field, Block No.***
UTM-koordinater/*UTM-coordinates* Sone 32 N6597005 E603826	

Dokumentkontroll/*Document control*

Kvalitetssikring i henhold til/*Quality assurance according to* NS-EN ISO9001

Rev./ *Rev.*	**Revisjonsgrunnlag/*Reason for revision***	**Egen-kontroll/ *Self review* av/*by:***	**Sidemanns-kontroll/ *Colleague review* av/*by:***	**Uavhengig kontroll/ *Independent review* av/*by*:**	**Tverrfaglig kontroll/ *Inter-disciplinary review* av/*by:***
0	Originaldokument	RMo	AK		AEg

Dokument godkjent for utsendelse/ *Document approved for release*	**Dato/*Date***	**Sign. Prosjektleder/*Project Manager***
	5. mai 2011	Arne Kleven

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen geofagene. Vi utvikler optimale løsninger for samfunnet, og tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg.

Vi arbeider i følgende markeder: olje,gass og energi, bygg, anlegg og samferdsel, naturskade og miljøteknologi. NGI er en privat stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskap i Houston, Texas, USA.

NGI ble utnevnt til "Senter for fremragende forskning" (SFF) i 2002 og leder "International Centre for Geohazards" (ICG).

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting in the geosciences. NGI develops optimum solutions for society, and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the oil, gas and energy, building and construction, transportation, natural hazards and environment sectors. NGI is a private foundation with office and laboratory in Oslo, branch office in Trondheim and daughter company in Houston, Texas, USA.

NGI was awarded Centre of Excellence status in 2002 and leads the International Centre for Geohazards (ICG).

www.ngi.no

Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autentisiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGI.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGI.

Hovedkontor/Main office:
PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo
Norway

Besøksadresse/Street address:
Sognsveien 72, NO-0855 Oslo

Avd Trondheim/Trondheim office:
PO Box 1230 Pirsenteret
NO-7462 Trondheim
Norway

Besøksadresse/Street address:
Pirsenteret, Havnegata 9, NO-7010 Trondheim

T: (+47) 22 02 30 00
F: (+47) 22 23 04 48

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Kontonr 5096 05 01281/IBAN NO26 5096 0501 281
Org. nr/Company No.: 958 254 318 MVA

BSI EN ISO 9001
Sertifisert av/Certified by BSI, Reg. No. FS 32989