

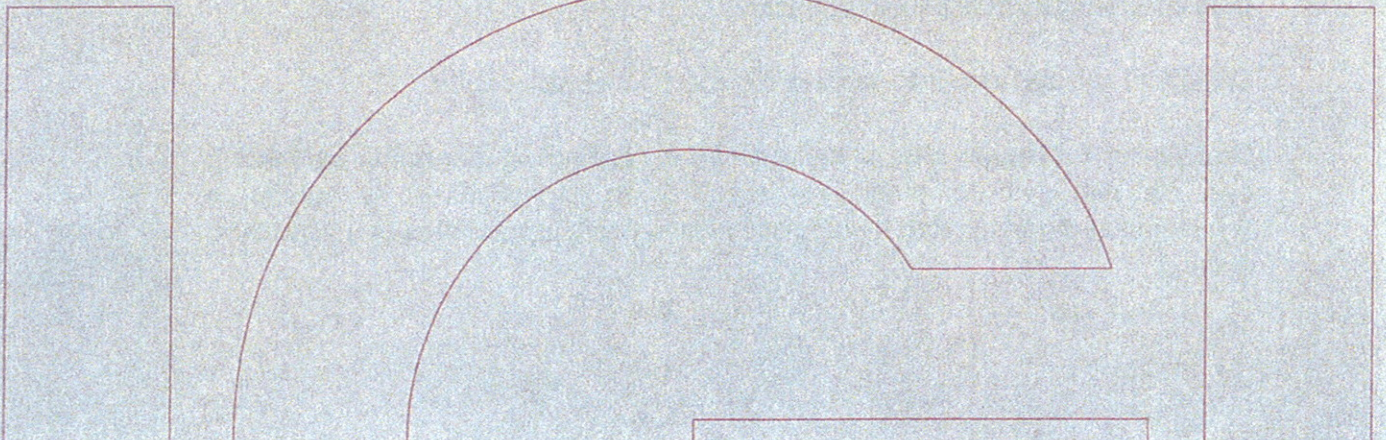


# Rapport / Report

Osebakken park

Stabilitetsvurdering

20092198-00-3-R  
18. mai 2010





## Prosjekt

Prosjekt: Osebakken park  
Dokumentnr.: 20092198-00-3-R  
Dokumenttittel: Stabilitetsvurdering  
Dato: 18. mai 2010

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 958 264 318 MVA

[ngi@ngi.no](mailto:ngi@ngi.no)  
[www.ngi.no](http://www.ngi.no)

## Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: Telemark Vestfold Utvikling  
Oppdragsgivers  
kontaktperson: Skule Wærstad  
Kontraktreferanse: Ordrebekreftelse

## For NGI

Prosjektleder: Øyvind Armand Høydal  
Utarbeidet av: Øyvind Armand Høydal  
Kontrollert av: Håkon Heyerdahl

## Sammendrag

NGI har utført stabilitetsvurderinger for det planlagte byggeprosjektet Osebakken park. Planområdet ligger i en kvikkleiresone.

Stabiliteten er ikke tilfredsstillende ved direktefundamentering av byggene. Byggene anbefales derfor fundamentert på peler av hensyn til stabilitet. Setninger vil også bli jevnere eller neglisjerbare ved pelefundamentering. Det anbefales at det utføres borer for å bestemme dybder til fjell/faste masser slik at denne fundamenteringsløsningen kan verifiseres.

Stabilitet i anleggsfasen må vurderes når endelig metode er valgt.

Området er å betrakte som et kvikkleireområde. Endelig utforming av terreng, også ned mot elva, bør planlegges, reguleres og utføres slik at det oppnås en forbedring av skråningsstabiliteten både gjennom anleggsperioden og i permanent tilstand.

BS EN ISO 9001  
Sertifisert av BSI  
Reg. No. FS 32989

## Sammendrag (forts.)



Dokumentnr.: 20092198-00-3-R  
Dato: 2010-05-18  
Side: 4

Det kan med fordel lages en liten pir eller utstikker ut i elva helt mot grensa på nordsiden av reguleringsområdet (erosjonsforebygging). Denne skal ikke ha større lengde enn halvparten av utstikket til den eksisterende steinbrygga midt i planområdet.

Området er et tidligere industriområde. NGI har ikke vurdert eventuell forurenset grunn.

# Innhold



Dokumentnr.: 20092198-00-3-R  
Dato: 2010-05-18  
Side: 5

<b>1</b>	<b>Innledning</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>Topografiske og geotekniske forhold</b>	<b>6</b>
	2.1 Topografi	6
	2.2 Kvantærgeologi - løsmasser	7
	2.3 Geotekniske undersøkelser	8
<b>3</b>	<b>Tidligere stabilitetsberegninger</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>Skjærstyrkeparametre</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>Stabilitetsanalyser</b>	<b>9</b>
	5.1 Generelt	9
	5.2 Resultater av stabilitetsberegninger	10
	5.3 Vurdering av løsning	11
<b>6</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>12</b>
<b>7</b>	<b>Referanser</b>	<b>13</b>

## Vedlegg

- Figur 3 Stabilitetsberegning Dagens situasjon
- Figur 4 Stabilitetsberegning Direktefundamentering
- Figur 5 Stabilitetsberegning Pelefundamentering fremre bygg
- Figur 6 Stabilitetsberegning Fylling i front, eksisterende terreng
- Figur 7 Stabilitetsberegning Fylling og bygg

## Kontroll- og referanseside

## 1 Innledning

Norges Geotekniske Institutt (NGI) har på oppdrag fra Telemark Vestfold Utvikling AS utført en stabilitetsvurdering av byggeprosjektet Osebakken park. Osebakken park skal ligge i industriområdet nord i Osebakken på grensa til Skien kommune. Stabilitetsvurderingen er gjort for nåværende topografi uten bebyggelse, og for situasjon med ny bebyggelse og eventuelle terrengendringer.

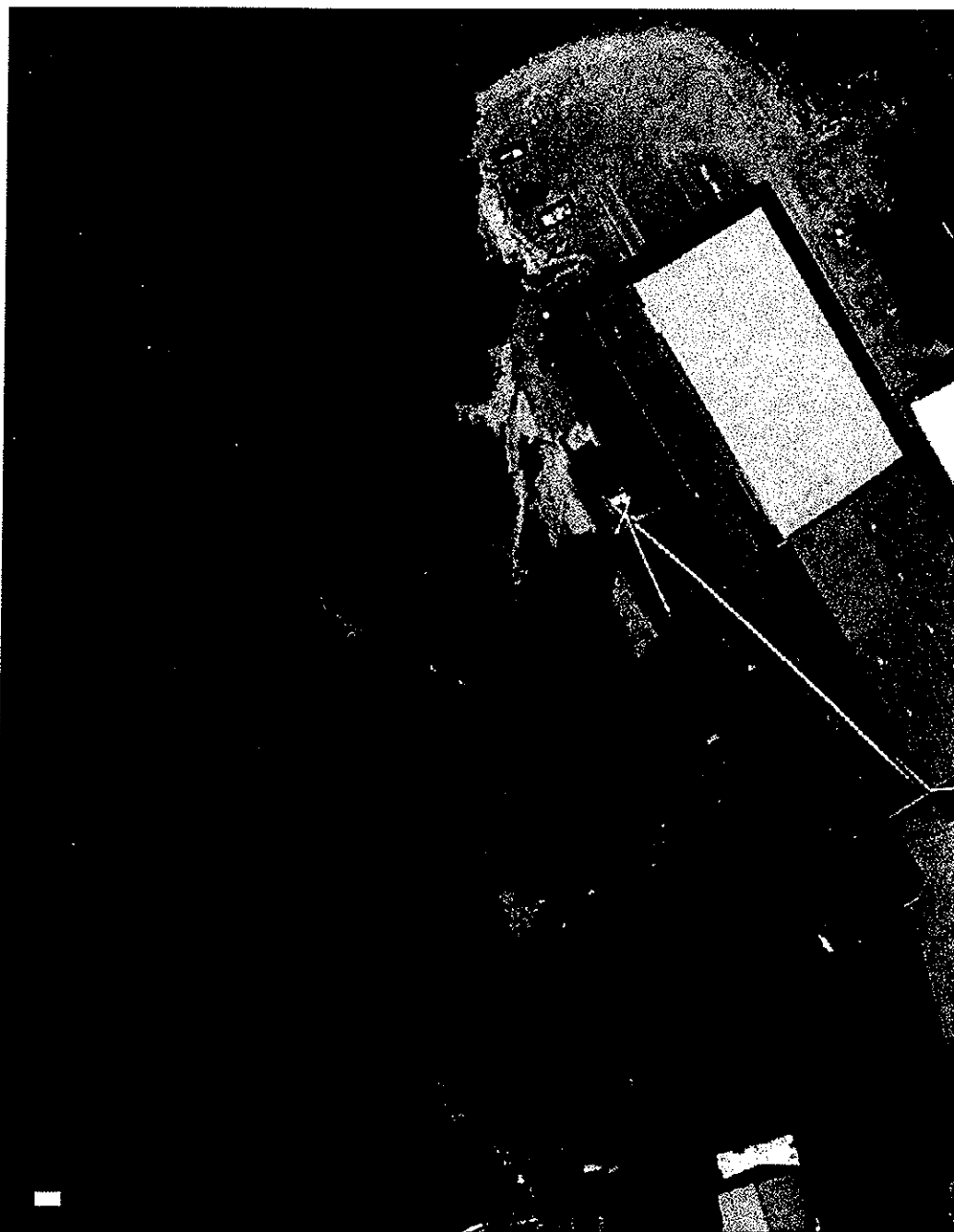
Det er i forbindelse med tidligere tiltak på eiendommen utført grunnundersøkelser. NGI har på vegne av NVE utført stabilitetsvurderinger i omliggende områder, dvs. på Osebakken og på Borgestadjordet. Beregningene i dette prosjektet er basert på de samme grunnundersøkelser og beregningsprinsipper som på disse to stedene.

Stabiliteten av området vurderes ut fra både beregningsmessig stabilitet og eventuell pågående erosjon. Med tilfredsstillende stabilitet menes at beregnet sikkerhetsfaktor (materialfaktor) er minst 1,4, i hht. krav gitt i ref. /1/, og at en i tillegg har kontroll på erosjonsforholdene.

## 2 Topografiske og geotekniske forhold

### 2.1 Topografi

Osebakken ligger som et platå langs elven noe under kote +15. Selve industriområdet ligger som et litt lavere nedskjært område skrånende ned til elva. De nederste 5 m mot elva er vesentlig brattere enn den øvre delen av området. Kotegrunnlaget i elva inn mot land er ikke helt fullstendig, noe som skyldes at det her var for grunt til å kartlegge med multistråleekkolodd. Flybildet (figur 1) viser at det er relativt grunt nedenfor industriområdet. Grunna går ut til enden av utstikkeren i elva midt i planområdet (steinbrygge fra ~1940-45). På begge sider av denne utstikkeren er det grunne bukter. Denne brygga anses som medvirkende for å styre strøm ut fra området slik at erosjon unngås.



Figur 1. Flybilde fra planområdet ([www.grenlandskart.no](http://www.grenlandskart.no))

## 2.2 Kwartærgeologi - løsmasser

Reguleringsområdet ligger i sin helhet i marint avsatt område, kartlagt som leire. Denne leira har en rekke tynne siltlag i øvre del. Dybde til fjell er ikke sikkert påvist i noen av boringene. Ovenfor Rv. 360 er det en grusavsetning opp til åsen med fjellblotninger.

## 2.3 Geotekniske undersøkelser

Inne på selve området er det foretatt geotekniske undersøkelser tilbake i 1970 (ref. /2/), og i 1999 (ref. /3/). I ref. /2/ ble det påtruffet meget sensitiv leire i en prøveserie, og konkludert med at sikkerheten er lav. Detaljer av grunnundersøkelser eller beregninger har vi ikke. Ved supplerende undersøkelser utført av Grøner AS i 1999 (ref. /3/) ble det bl.a. utført 2 vingeboringer, én ovenfor og én nedenfor prøveserien fra 1970. Vingeboringene viser lite til middels sensitiv leire. Ingen omrørt verdi er lavere enn  $2 \text{ kN/m}^2$ . Det vil si at det ikke er påvist kvikkleire med vingeboringene. Det bemerkes at målt omrørt styrke ved vingeboring ikke alltid er tilstrekkelig til å utelukke at leira kan være kvikk.

NVE har foretatt enkelte grunnundersøkelser både nord (Borgestadjordet) og sør (Osebakken) for industriområdet (ref /4/). Prøveserie fra Borgestadjordet viser tilsvarende materiale som rapportert i ref. /2/. Lengre opp på jordet, mot jernbanen, er materialet middels sensitivt. Prøveserie fra Osebakken viser middels sensitiv siltig leire, og vanninnhold større enn flytegrensen, slik at leira vil oppføre seg som sprøbruddsmateriale selv om omrørt skjærfasthet er høyere enn  $0,5 \text{ kN/m}^2$  (dvs. ikke kvikkleire ut fra definisjonen). Prøvetaking og laboratorietesting av kvikkleire er vanskelig, og det vil ofte oppstå prøveforstyrrelse i større eller mindre grad, noe som kan påvirke laboratoriemålte styrkeparametre i høy grad.

Grunnforhold i øvre del av området kan beskrives ved 2-4 m fylling, finsand og siltig tørrskorpe med underliggende middels fast leire. Leira er fra 6 m karakterisert som kvikk. Ned mot elva er fylling/tørrskorpe tynnere, med 17 m underliggende bløt til fast leire. Videre i dybden synes sand/siltinnholdet å øke.

Grunnvannstand er angitt til ca 3 m under terreng (ref. /2/), og dette er tilsvarende hva som er målt på Borgestadjordet. Poretrykksgradienten på Borgestadjordet er ca 0,7 (dvs. noe undertrykk sammenliknet med hydrostatisk trykk), noe som skyldes drenerende silt- og sandlag i massene. Boringer i ref. /3/ viser løsmasse-tykkelser på over 30 m, med mulig faste masser fra 20 m dybde.

## 3 Tidligere stabilitetsberegninger

Tidligere utførte stabilitetsberegninger i 1999 og 2000 konkluderte med tildels dårlig stabilitet (/ref 3/). Beregningene er gjort med tilleggslast på terreng. Anvendt modell har ikke tatt hensyn til ytre vannflate, og beregningene ga ikke tilfredsstillende stabilitet for ytre deler av området ut mot elva.

## 4 Skjærstyrkeparametre

Stabilitetsforholdene er bestemt på basis av den udrenerte skjærstyrke,  $s_u$ . Den aktive skjærstyrken er utledet på grunnlag av overkonsolideringsgraden, OCR, ved bruk av den såkalte SHANSEP-modellen, ref. /7/.

Skjærstyrkeprofilene i overkonsolidert silt/leire er beregnet fra følgende empiriske formel:

$$s_{uA} = 0,3 p_0' \times OCR^{0,65}$$

hvor:  $OCR = p_0'/p_c'$   
 $p_0'$  = effektivt overlagingstrykk  
 $p_c'$  = forkonsolideringstrykk ut fra antatt tidligere terrengnivå samt overkonsolidering fra langtidskryp  
 $p_c' = 1,25 \cdot \gamma' \cdot Z_p$   
 $\gamma'$  neddykket romvekt = 9 kN/m<sup>3</sup>  
 $Z_p$  dybde under tidligere terrengnivå (tidl. sjøbunn)

Antatt tidligere terrengnivå er kote 15, basert på tverrprofil med inntegnet antatt tidligere sjøbunn i ref. /5/. Det er her antatt en skrånende sjøbunn som gir et noe lavere OCR-forhold enn om en skulle antatt en horisontal tidligere sjøbunn.

CPTU- borer 120 og 124 fra ref. /4/ er retolket, og viser at det oppnås relativt god overensstemmelse mellom styrkeestimatene fra CPTU-sondering og en empirisk formel av SHANSEP-typen, basert på antatt overkonsolideringsgrad og dagens effektive overlagingstrykk i grunnen.

## 5 Stabilitetsanalyser

### 5.1 Generelt

Stabilitetsberegningene er utført med programmet Postograf, som er implementert i programpakken Geosuite, ref. /8/. Postograf baserer seg på en likevektsbetraktning i bruddgrensetilstanden, "Limit equilibrium method" (LEM).

Beregningene er utført med sirkulære glideflater. Beregningene er utført for dagens situasjon og terreng, samt for situasjon med planlagte bygninger, med varierende fundamenteringsmåte. Det er også beregnet effekt av støttefylling i skråningen ned mot elva.

I beregningene er det tatt hensyn til at leire er et anisotrop 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 passiv sone satt til:

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



Det er ikke lagt inn noen reduksjon av styrkeprofilene for sensitive masser.

Tilfredsstillende beregningsmessig sikkerhet, materialfaktor  $\gamma_M$ , settes til 1,4 for kvikkleireområder med tilflytting av mennesker, i hht. NVEs veileder, ref. /1/. Ved lavere beregnet sikkerhet må materialfaktoren positivt forbedres, størrelsesmessig avhengig av bruken av området og beregnet sikkerhetsfaktor for dagens situasjon.

## 5.2 Resultater av stabilitetsberegninger

Det er i utgangspunktet utført beregninger av stabilitet i 2 profiler. Figur 2 viser beliggenhet av disse profilene. Beregningene har vist at disse to profilene er relativt like, men at profil 2 har noe lavere beregningsmessig sikkerhet enn profil 1. Det er i det følgende derfor kun presentert beregninger fra profil 2.

### Dagens terreng

Figur 3 viser beregnet stabilitet av dagens terreng. Figuren viser at en ikke har tilfredsstillende stabilitet (sikkerhetsfaktor  $F_c < 1,4$ ) i en ~50 m sone bak elvebrinken på kote 5-6 m. Det er særlig ytre del av brinken en skal være oppmerksom på, selv om denne neppe inneholder kvikkleire de øverste par meterne. Brinken har dårlig lokalstabilitet. Grunnen er her vurdert som tørrskorpemateriale. Imidlertid kan brudd i ikke-sensitivt material også eksponere sensitivt materiale, og derved fremkalle større utglidninger i sensitive masser.

Resultater fra Figur 3 er medtatt på øvrige beregninger som sammenligningsgrunnlag.

### Direktefundamenterte bygg

Figur 4 viser beregnet stabilitet for ulike skjærsirkler, antatt direktefundamentert bygg. Tillegglaster overstiger klart vekten av avlastet masse som følge grunn av senking av terrenget under byggene. Tillegglaster på grunnen fra ytre bygg er 107 kPa, mens det fra bakre bygg er 62 kPa inkludert nyttelast (ref /6/). Beregningsresultatene i figur 4 viser at denne fundamenteringsmåten ikke er tilrådelig i forhold til stabilitet. I tillegg til stabilitetsproblemene ville trolig også setninger være et problem med denne løsningen (setningsforholdene er ikke vurdert som del av dette oppdraget).

### Pelefundamentert fremre bygg

Figur 5 viser beregnet stabilitet der en forutsetter peling av ytre bygg. Lastene fra bygget er da antatt ført ned til fast grunn, evt. fjell, slik at de elimineres fra stabilitetsberegningen. Bakre bygg kan, ut fra stabilitetsforholdene, være direktefundamentert. Setningsforhold ved direktefundamentering av dette bygget må i tilfelle også vurderes (setninger er ikke vurdert som del av dette oppdraget).

### Dagens terreng med støttefylling mot elva

Figur 6 viser stabilitet av terrenget hvis det etableres en fylling med inntil 2 m høyde fra ca kote +3,85 (dvs. underkant såle for bygget), og ned mot elvekanten. Alle beregnede skjærsirkler indikerer tilfredsstillende stabilitet.

### Pelefundamentert fremre bygg og støttefylling mot elva

Figur 7 viser beregnet stabilitet for pelefundamentert fremre bygg og direktefundamentert bakre bygg, med tillegg av støttefylling på inntil 2 m mellom elva og byggene. Stabiliteten forbedres for de ytre sirklene, men stabiliteten svekkes noe for den største sirkelen. Alle beregnede skjærsirkler indikerer imidlertid tilfredsstillende stabilitet, dvs. sikkerhetsfaktor  $F_c > 1,4$ . Igjen påpekes at setningsforholdene må vurderes for direktefundamentering, noe som ikke er gjort som del av dette oppdraget.

## 5.3 Vurdering av løsning

### Fundamentering

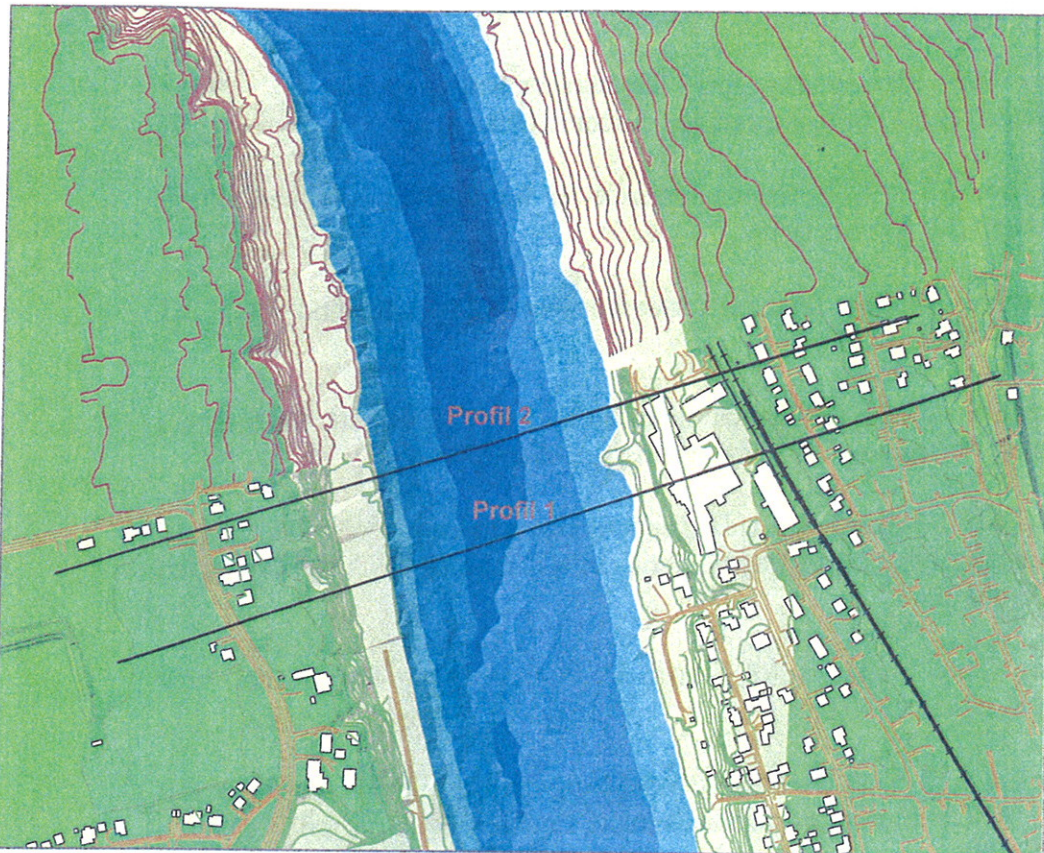
Fremre bygg bør utvilsomt pelefunderes av stabilitetsmessige hensyn. Med de lastene som her er benyttet, vil en også kunne få store setninger. Det anbefales derfor at også bakre bygg pelefunderes for å unngå for store setninger, og evt. differansesetninger, dersom lastforhold og/eller grunnforhold varierer over området.

### Anleggsperiode

Fronten av fremre bygg vil ut fra planene bli liggende på kanten av elvebrinken. Det er her ikke regnet på stabilitet for anleggsvirksomhet, men det anses ikke realistisk å kunne utføre pelearbeider ytterst på skråningskanten, eller utføre anleggsarbeid med tilstrekkelig sikkerhet på denne brinken, uten at det etableres en fylling. Stabilitet i anleggsperioden må vurderes spesielt.

Området nedenfor brinken har i dagens tilstand lav stabilitet og området mot elva skal ved tiltak i området ha netto pålastning, slik at stabiliteten forbedres. Det bør ikke tillates at terrenget avlastes mellom planlagte bygg og elva, selv om dette er opprydding med fjerning av gamle bygg. Fyllingen nevnt under anleggsarbeid anbefales derfor å gjøres permanent. Det er mulig å bruke stedlige masser til store deler av en slik fylling (forutsetter rene masser), men drenerende lag er nødvendig mot underliggende terreng slik at fyllingen er drenert. Fyllingen kan arronderes slik at en får variasjon i terrenget (ikke som rett flate slik det fremgår på et enkelt tverrsnitt), og en kan beholde større trær.

Restene av brygga midt i området har virket positivt på stabiliteten for dette området (styrer strømmen ut fra land og hindrer derved erosjon). Det kan med fordel lages en mindre, utfylt pir også lengst nord i reguleringsområdet.



Figur 2 Beliggenhet av beregningsprofiler

## 6 Konklusjon

Stabiliteten for dagens terreng er ikke tilfredsstillende for å direktefundamentere byggene. Byggene anbefales fundamentert på peler på grunn av stabilitet og setninger. Det anbefales å utføre boringer for å verifisere dybder til fjell/faste masser slik at pelefunderingsløsningen kan verifiseres.

Området er å betrakte som et kvikkleireområde, og endelig utforming av terreng, også ned til elva, bør planlegges, reguleres og utføres slik at en har en forbedring av skråningsstabiliteten både i anleggsperioden og i permanent tilstand. Stabilitet i anleggsperioden må vurderes spesielt.

Det kan med fordel også lages en liten pir eller utstikker helt mot grensa på nord-siden av reguleringsområdet. Denne skal ikke ha større lengde enn halvparten av utstikket til den eksisterende steinbrygge midt i området.

Området er et tidligere industriområde. NGI har ikke vurdert eventuell forurenset grunn.

## 7 Referanser

- /1/ NVE (2008). Plan og utbygging i fareområder langs vassdrag. Retningslinjer 1/2008, sist revidert 5. mars 2009.
- /2/ Haukelid, AS (1970). Grunnundersøkelser for Grenland Pappemballasje AS, datert 20. februar 1970.
- /3/ Grøner AS (2000). Oppdatert stabilitetsberegning Grenland Papp AS, datert 24. januar 2000.
- /4/ Scandiaconsult AS (2002). Grunnundersøkelser datarapport, Skienelva i Skien og Porsgrunn, 620207A, datert 4.oktober 2002.
- /5/ NGI (2003). Skienelva. Risiko for kvikkleireskred. Grunnundersøkelser, stabilitetsanalyser og forslag til sikringstiltak, rapport nr. 20011544, datert 14. februar 2003.
- /6/ Siv.ing. Tore Mathisen AS (2010). Vedr. Osebakken Park, laster, brev datert 8. februar 2010.
- /7/ Ladd, C.C and Foott, R. (1974): New design procedure for stability of soft clays. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 100(GT7), pp. 763-786.
- /8/ ViaNova AS (2008): Novapoint GeoSuite Toolbox, R17\_1. Geotekniske programmer for bl.a. stabilitetsberegninger.

# Kontroll- og referanseside/ Review and reference page



Dokumentinformasjon/Document information					
Dokumenttittel/Document title Osebakken Park			Dokument nr./Document No. 20092198-00-3-R		
Dokumenttype/Type of document		Distribusjon/Distribution		Dato/Date 2010-05-18	
<input checked="" type="checkbox"/> Rapport/Report		<input type="checkbox"/> Fri/Unlimited		Rev.nr./Rev.No.	
<input type="checkbox"/> Teknisk notat/Technical Note		<input type="checkbox"/> Begrenset/Limited			
		<input type="checkbox"/> Ingen/None			
Oppdragsgiver/Client Telemark Vestfold Utvikling v/ Skule Værstad					
Emneord/Keywords					
Stedfesting/Geographical information					
Land, fylke/Country, County Norge, Telemark			Havområde/Offshore area		
Kommune/Municipality Porsgrunn			Felt navn/Field name		
Sted/Location Osebakken			Sted/Location		
Kartblad/Map			Felt, blokknr./Field, Block No.		
UTM-koordinater/UTM-coordinates 194628 6569548					
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:	Sidemans- kontroll/ Colleague review av/by:	Uavhengig kontroll/ Independent review av/by:	Tverrfaglig kontroll/ Inter- disciplinary review av/by:
0	Originaldokument	oah	hhe		
Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release		Dato/Date 18/5-2010		Sign. Prosjektleder/Project Manager 	

## Torstein Synnes

**Fra:** Skule Wærstad [skw@tvu.as]  
**Sendt:** 10. juni 2010 09:06  
**Til:** Torstein Synnes  
**Kopi:** Stein Jaran Fredriksen; 'Anders Hoel'  
**Emne:** VS: Mulig etablering av rassikring i elva - osebakken, porsgrunn

Hei Torstein!

Vedlagt følger tekst fra Øyvind Armand !

Den er ganske detaljert – synes ikke vi skal benytte dette som endelig løsning men som eksempel hvordan det kan gjøres.

Mvh  
Skule

**Fra:** Øyvind Armand Høydal [mailto:Oyvind.Armand.Hoydal@ngi.no]  
**Sendt:** 9. juni 2010 15:08  
**Til:** Skule Wærstad  
**Emne:** SV: Mulig etablering av rassikring i elva - osebakken, porsgrunn

Her er litt tekst som er foreløpige forslag og hva jeg har tenkt på , du kan gjerne ringe meg i morgen hvis det er noe ...

Hvis dyp er et tema i reguleringsprosessen, foreslår at dere tar en lodding og ser hvor dypt det er til overkant mudder, og hvor dypt en kan stikke noe ned på samme plass. Det er mulig at 0,3 m stein + 0,2 m sand vil synke mye i mudderet og at en dermed i får liten terrengendring.

"Doppene" (kan sees på flyfoto) kan være en aktuell reguleringsgrensen. For stabilitet eller tiltak så vil en kun trenge ~3 m utenfor steinbrygga (reparasjon av brygge + evt trepåbygg) og evt ny pir, Dette svarer til det grunne området. Hvis andre flytebrygger er en del av argumentet, så bør vel det brukes som argument. Doppene i seg selv kan være et tema som ønskes bevart ..

### Utforming av fylling

Fyllingen må være drenert, dvs masser eller sammensetning av masser velges slik at fyllingen har gode dreneringsegenskaper. Fyllingen starter i fundamenthøyde for nye bygg, og legges mot elva slik at den er ca 0,5 m total tykkelse ved vannkant (vannkant kan være udefinert – siv – våtmark). Sand og underliggende stein kiles ut til ca 1 m dyp. Sandlaget bør være ca 0,2 m tykt på underliggende duk. Fyllingen skal ikke utformes som et planert flak, men tilpasses slik at en har naturlig vik form med variasjon i fall og høyder. Større trær beholdes og legges inn i grøntplanen for elvestrandområdet.

### Bruk av stedlige masser (forutsetter reine masser)

Dersom det brukes noe av stedlige masser, legges det først ut en duk, deretter 20 cm pukk eller grus (materiale uten finstoff), deretter ny duk før legging av stedlige masser. I bakkant opp mot byggene skal dreneringslaget være kontinuerlig, lengre ned kan en legge pølser med grus/stein omlagt i duk. Duken brukes for at dreneringen ikke skal gå tett. Topplag med 0,3 m vekstmasse. Detaljer bortsett fra "drenert fylling", burde ikke være noen sak på reguleringsnivå.

### Tilførte masser

Ved bruk av grus eller sprengstein som er egendrenert kan en lage fyllingen uten underliggende lag og legge vekstlag på toppen.

### Ny pir

Dersom det er aktuelt legges det en pir i nordre del av området. Forventer bløt grunn. Legg ned geonett, deretter for eksempel samfengt sprengstein der  $D_{50}$  gjerne er 20- 30 cm. Hvis en får ~0,5 m

steinmadras på et geonett opp til 1 m utenfor vannkant pir, så kan en her bygge opp lav tørrmur, eller legge store enkeltstein i kanten. Lengde (maks 10 m ?) og bredde ? (smalere enn brygga)

### Eksisterende brygga

Steinbrygge restaureres (tror den ble bygd under krigen)

Her bør det legges inn noe om historie (~ tidligere påbygg med trebrygge ?) slik at en sier at denne bevares og settes i stand slik at den er sikker (stabil mur rundt brygga) og for eksempel kan ha adgang for allmennheten (både fra sjø og land ?).

21.10.2010

### Sand/grus- strand

(Det er en ukjent her: Vanddyp nær land og dybde og fasthet av mudret er ukjent.) Dagens bunn er på grunn av mudder noe udefinert. Ved dagens vannkant foreslås det at terrenget heves 0,5 m, oppbyggingen på bløt bunn vil være:

- Geonett (tilpasset ovenforliggende steinmasser)
- stein/grus (videreføring av ovenforliggende drenerende lag, geonettet kan droppes hvis det er fast, i motsattfall spares det stein/pukk ved å legge geonett),
- duk (klasse 3, denne må ikke kunne gå tett)
- sand(grus)
- 

Grusen kiles ut når det kun er plass til sand, duken under sand avsluttes ca 1 m fra kant sandlag

- (Mulig en skulle gjøre det motsatt – legg stein/grovpukk ned til 1 m og legg kortere med sand, sanda ville da kanskje holde seg reinere og være mer bestandig, steinen vil bli liggende)

Det er ønskelig å legge sand/grus ned til 0,8 m (1,0) dyp. Fra elva vil det være liten strømningserosjon, men bølger kan være et problem. Elvekanten mellom grønt og sand kan sikres med steinkant av et eller annet slag, (eller forankret tommer). For å legge slike elementer rett, må en observere vannstandsvariasjoner og se på bølger fra vind, små og store båter.

Ved utlegging i mudder vil bunnen synke, og det kan være at en kan gå lengre ut enn et krav fordi bunnen synker. All utfylling av sand skjer innenfor gammel brygge og eventuell ny pir.

med vennlig hilsen

**for Norges Geotekniske Institutt (NGI)**  
**Øyvind Armand Høydal**

Postadresse: Postboks 3930 Ullevål Stadion, 0806 Oslo

Gateadresse: Sognsveien 72, 0855 Oslo

Tlf.: +47 22 02 31 90

Mobil: +47 993 91 545

Faks: +47 22 23 04 48

Web: [www.ngi.no](http://www.ngi.no)

**Fra:** Skule Wærstad [mailto:skw@tvu.as]

**Sendt:** 8. juni 2010 15:45

**Til:** Øyvind Armand Høydal

**Emne:** VS: Mulig etablering av rassikring i elva - osebakken, porsgrunn

Hei Øyvind!

Viser til tlf. samtale samt nedenforstående e-post. Kan du se på hvor langt ut i elv vi evt. Bør legge fyllingen? Ber deg samtidig vurdere/sammenholde rapporten fra Multiconsult med din rapport slik at vi ikke får noen overraskelser i ettertid. Slik jeg forstår deg kan det være gunstig å etablere en strand og en ny pir. Kan du si noe om hvordan denne fyllingen bør bygges opp (lag, lagtykkelse m.m, utstrekning i elva .m.m.) Fint å kunne ha en tekst fra dere som vedlegg til planbeskrivelsen.

Med vennlig hilsen



Skule Wærstad  
Utviklingssjef

Tlf. mob.: 99 09 16 09

e-post: [skw@tvu.as](mailto:skw@tvu.as)

Adresse: Myren 28, 3718 SKIEN

**Fra:** Torstein Synnes [mailto:torstein.synnes@ark-bb.no]

**Sendt:** 8. juni 2010 15:24

**Til:** Anders Hoel

21.10.2010

