

Betong Consult AS

► **Solheim gravplass**

Geoteknisk prosjekteringsrapport

Pelefundamentering

Oppdragsnr.: 52204156 Dokumentnr.: SOLG2103-RIG-R01 Versjon: J01 Dato: 2023-11-10



Oppdragsgiver: Betong Consult AS
Oppdragsgivers kontaktperson: Trond Baardseth
Rådgiver: Norconsult Norge AS, Regimentsvegen 158, NO-5705 Voss
Oppdragsleder: Karina Sviland Kindingstad
Fagansvarlig: Stephanie Lilleåsen Gjølseth
Andre nøkkelpersoner: Brynjar Øye, Beate Kvalsund

J01	2023-11-10	For bruk	BryOEy	BeKva	KarKin
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Innhold

1	Innledning	5
2	Grunnforhold	6
2.1	Løsmassekart	6
2.1.1	<i>Berggrunnskart</i>	6
2.2	Tidligere utførte grunnundersøkelser	8
3	Prosjekteringsforutsetninger	10
3.1	Styrende dokumenter	10
3.2	Klassifisering iht. regelverk	10
3.2.1	<i>Konsekvens- og pålitelighetsklasse</i>	10
3.2.2	<i>Kontrollklasse – prosjektering og utførelse</i>	10
3.2.3	<i>Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering</i>	10
3.2.4	<i>Geoteknisk kategori</i>	10
3.3	Jordskjelv	11
3.4	Materialfaktorer løsmasser	11
4	Geoteknisk vurdering	12
4.1	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	12
4.1.1	<i>Flom</i>	12
4.1.2	<i>Skred</i>	12
4.1.3	<i>Områdestabilitet</i>	12
4.2	Pelefundamentering	13
4.2.1	<i>Grunnvannstand:</i>	13
4.2.2	<i>Tekniske spesifikasjoner, mikropeler</i>	13
4.2.3	<i>Korrelasjonsfaktor</i>	14
4.2.4	<i>Laster og partialfaktorer</i>	14
4.2.5	<i>Reduksjonsfaktor f_a</i>	14
4.2.6	<i>Seismisk dimensjonering</i>	14
4.2.7	<i>Bæreevne av peler</i>	15
4.2.8	<i>Påhengslaster og pelens egenvekt</i>	15
4.2.9	<i>Resultater – Bæreevne mikropeler</i>	16
4.2.10	<i>Knekk-kapasitet</i>	16
4.2.11	<i>Utførelse av pelearbeider</i>	16
5	Oppsummering/konklusjon	18
6	Fareidentifikasjon og restrisiko	19
7	Plan for kontroll og oppfølging	20
8	Referanser	21

Solheim gravplass

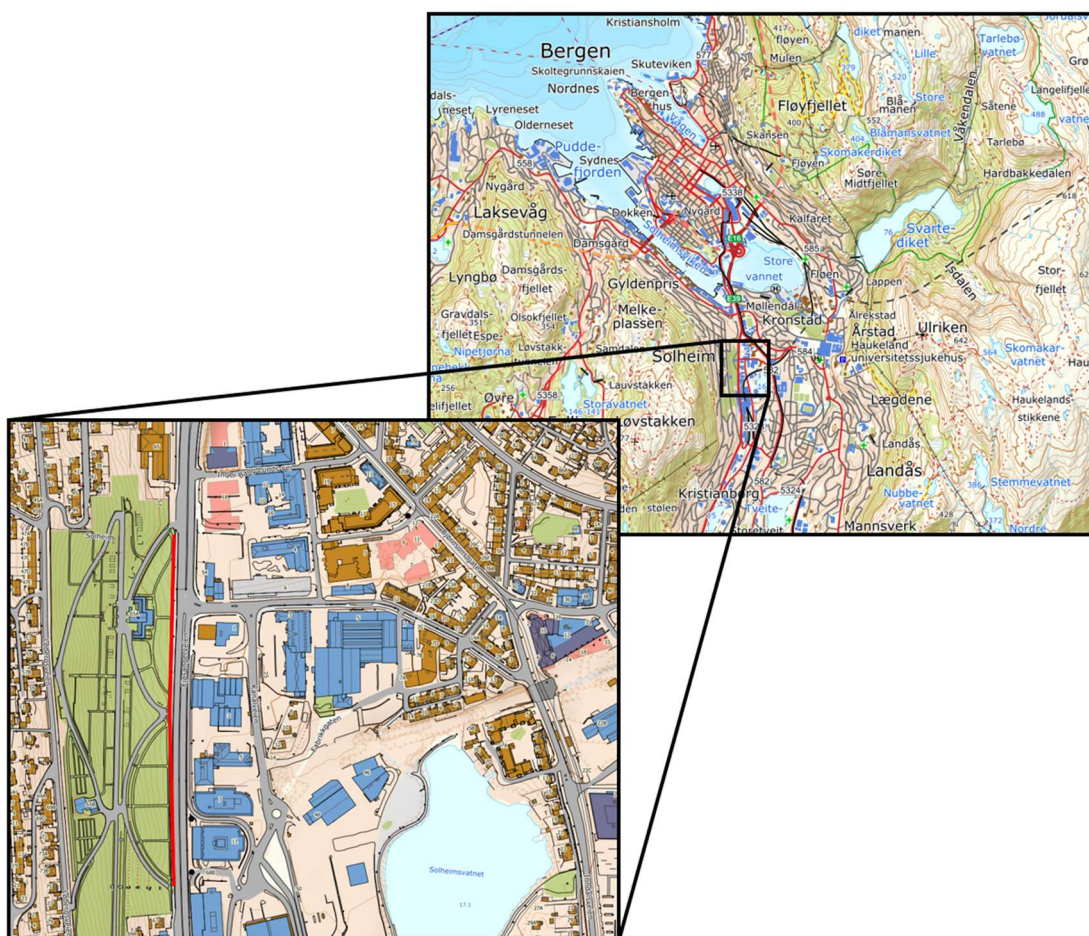
Geoteknisk prosjekteringsrapport

Oppdragsnr.: **52204156** Dokumentnr.: **SOLG2103-RIG-R01** Versjon: **J01**

1 Innledning

Norconsult er engasjert av Betong Consult AS for å bistå med geoteknisk prosjektering i sammenheng med bygging av ny betongmur mellom Solheim gravplass og Fjøsangerveien. Dagens mur har betydelige setningsskader, og en rehabilitering av denne er ikke ansett som økonomisk hensiktsmessig.

Prosjektplassering og plassering for muren er vist på Figur 1.



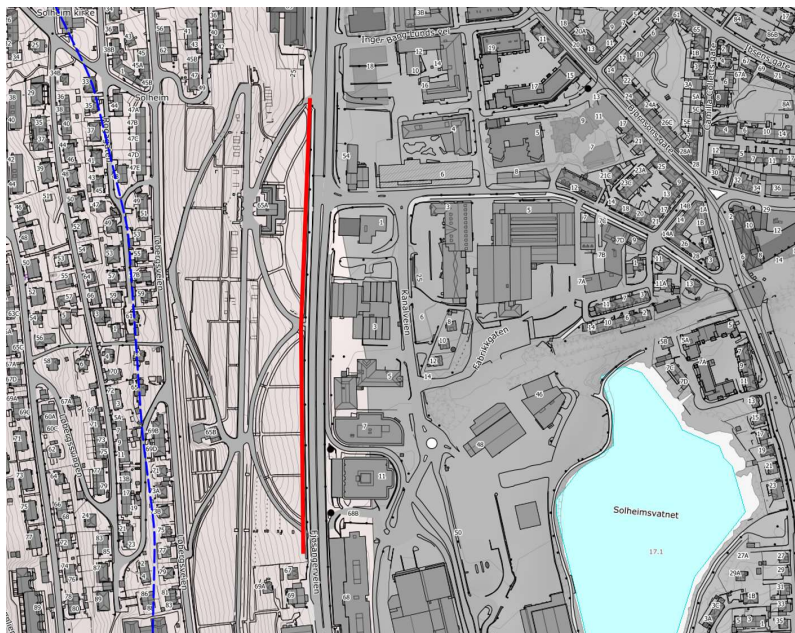
Figur 1: Prosjektplassering, kart hentet fra norgeskart.no. Plassering for mur skissert i rødt.

Denne rapporten beskriver kjennskap til grunnforhold og utførte geotekniske vurderinger.

2 Grunnforhold

2.1 Løsmassekart

Utklipp fra NGUs løsmassekart er vist på Figur 2. Løsmassekartet indikerer at man grovt kan vente å finne bart fjell (rosa) i området. Det er indikert fyllmasser (grå) øst for området.



Figur 2: Utklipp fra NGUs løsmassekart [1].

Løsmassekartet er kartlagt i grov målestokk, 1:250 000, og gir bare en grov indikasjon på hva grunnen kan ventes å bestå av. For detaljert kunnskap om grunnforholdene og variasjoner i dybden er det nødvendig med geotekniske grunnundersøkelser.

Området ligger under marin grense, vist med blå stiptet linje på Figur 2.

2.1.1 Berggrunnskart

Utklipp fra NGUs løsmassekart er vist på Figur 3. Berggrunnskartet indikerer at man kan vente å finne øyegneis i området.

Solheim gravplass

Geoteknisk prosjekteringsrapport

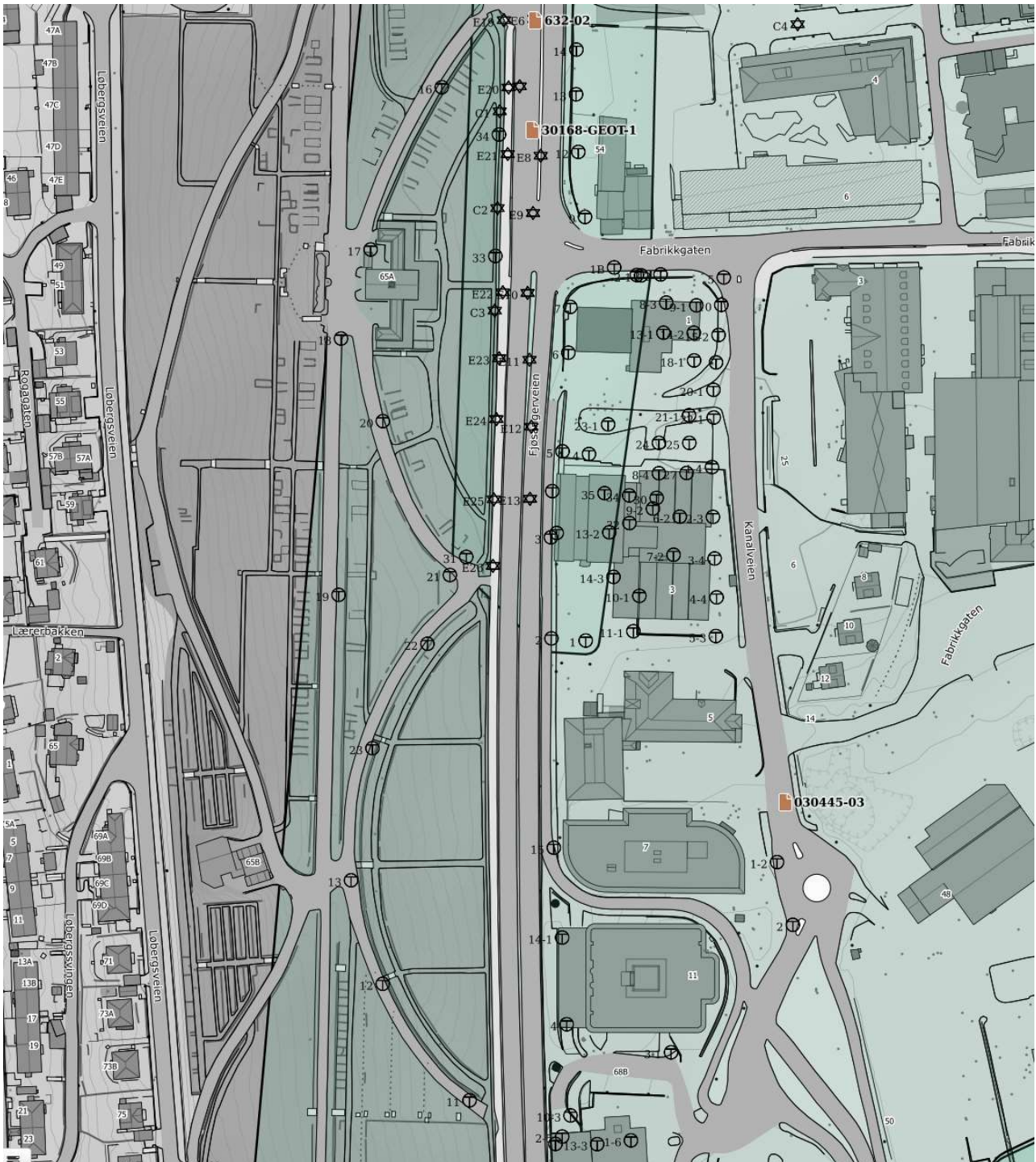
Oppdragsnr.: 52204156 Dokumentnr.: SOLG2103-RIG-R01 Versjon: J01



Figur 3: Utklipp fra NGUs berggrunnskart [2].

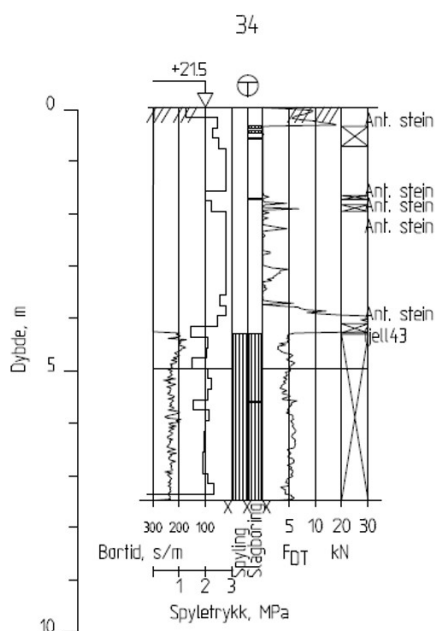
2.2 Tidligere utførte grunnundersøkelser

Det er tidligere utført en betydelig mengde grunnundersøkelser i nærområdet. Utklipp fra Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) er vist på Figur 4.



Figur 4: Tidligere utførte grunnundersøkelser, utklipp fra NADAG [3].

Resultatene fra grunnundersøkelsene er beskrevet i en rekke ulike rapporter. I en del av punktene er det utført totalsonderinger og i enkelte punkt tatt opp prøver, mens det i en del punkt kun er utført fjellkontrollboringer. Typiske grunnforhold for den nordlige delen av muren er vist på Figur 5 som viser sonderingsprofil 34 fra nordlig ende av muren. Sonderingen viser svært lav sonderingsmotstand helt ned til ca. 4 meters dybde. Prøve fra samme posisjon i dybde 2,5-3 meter er beskrevet som grusig sand.



Figur 5: Sonderingsprofil fra borpunkt 34 [4]. Merk at notasjonen på figuren ikke stemmer, berg er påtruffet rundt 4,2 meter under terreng.

Utført prøvegraving på gravplass viser at øvre lag i grunnen består av bløt torv, og at det er humusholdige masser ned til minst 1,5 meters dybde [5, 6]. Prøvegravingene viser lignende forhold langs hele muren. Boringene viser at det bløte, øvre laget har mektighet på inntil 4 meter.

Dybde til fjell varierer langs strekket, fra rundt 4 meters dybde lengst nord øker dybden til rundt 15 meter ved midtre portal. I sørlige halvdel er det lite boringer i selve murtraséen, men boringer på motsatt side av Fjøsangerveien indikerer ca. 8-9 meters dybde til fjell. Lengst sør er berg påtruffet etter 8 meters boring.

Grunnvannstanden er ikke målt i murtraséen, men er på motsatt side av Fjøsangerveien målt til å ligge rundt 3 meter under terreng. Prøvegravinger der det ble gravd til rundt 1,5 meters dybde i murtraaséen viser tørre forhold.

3 Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Styrende dokumenter

Gjeldende regelverk og veiledninger for geoteknisk prosjektering er gitt i:

- Byggesaksforskriften SAK10 § 9 og § 14. Ref. [7]
- Byggeteknisk forskrift TEK17 § 7 og §10. Ref. [8]
- Eurokode 0 – Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner. Ref. [9]
- Eurokode 7 – Geoteknisk prosjektering. Ref. [10]
- Eurokode 8-1 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. Ref. [11]
- Eurokode 8-5 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold. Ref. [12]
- Peleveiledningen 2019. Ref. [13]
- NS-EN 3458:2004 Komprimering - Krav til utførelse. Ref. [14]

Av praktiske hensyn har vi for enkelte problemstillinger benyttet krav og veiledninger i Vegvesenets håndbok N200 og V220 i vår prosjektering. Denne oppfyller krav gitt i Eurokodene. Såfremt vegvesenet sine krav til metodikk er oppfylt anser vi krav til Eurokodene som ivaretatt:

- Statens Vegvesens håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging, 2022. Ref. [15]
- Statens Vegvesens håndbok N200, Vegbygging, 2022. Ref. [16]

3.2 Klassifisering iht. regelverk

3.2.1 *Konsekvens- og pålitelighetsklasse*

I henhold til NS-EN 1990 tabell NA.A1(901) blir tiltaket vurdert til konsekvens- og pålitelighetsklasse **CC/RC 1** da arbeidene anses som grunnarbeider ved enkle og oversiktlige forhold.

3.2.2 *Kontrollklasse – prosjektering og utførelse*

I henhold til NS-EN 1990 tabell NA.A1(902) medfører CC/RC 1 at tiltaket havner i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK/UKK 1**. Dette medfører krav om utført egenkontroll.

3.2.3 *Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering*

Basert på SAK 10 § 9-4 er tiltaket vurdert å havne i **tiltaksklasse 1**. Kompleksiteten for tiltaket ved fundamentering på faste masser er vurdert som liten, men det vil kunne oppstå små store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet ved feil.

Tiltaksklasse 1 medfører at det ikke er krav om uavhengig kontroll i henhold til SAK 10 § 14-2.

3.2.4 *Geoteknisk kategori*

I henhold til NS-EN 1997-1 blir tiltaket vurdert å havne i **geoteknisk kategori 2** da det er vurdert som en konvensjonell konstruksjon uten unormal risiko eller vanskelige grunn- eller fundamenteringsforhold.

3.3 Jordskjelv

Konstruksjonen vurderes til å havne i seismisk klasse I iht. tabell NA.4(902) i EC8. Iht. pkt. NA.3.2.1.(5) medfører dette at påvisning mot seismisk motstand kan utelates [11].

3.4 Materialfaktorer løsmasser

Eurokode 7 [10] stiller generelt krav til materialfaktor (partiell sikkerhetsfaktor for løsmassene) større enn eller lik 1,4 i udrenert analyse (korttidssituasjon i leire/silt) og 1,25 i drenert analyse (langtidssituasjon).

4 Geoteknisk vurdering

4.1 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

Kapittel 7 i Byggteknisk forskrift, TEK17, stiller krav om sikkerhet mot naturpåkjenninger. I § 7-1 står det: «Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger.» [8]

Naturfare omfatter flom, skred og områdestabilitet (områdeskred).

4.1.1 Flom

Tomta ligger utenfor aktsomhetsområder for flom iht. NVE-atlas [17].

4.1.2 Skred

Området er kartlagt for skred i bratt terreng. Tiltaket ligger utenfor faresoner for skred [18]. Utklipp fra faresone fra NVE Atlas for skred er vist på Figur 6.



Figur 6: Faresoner for skred, NVE Atlas [19].

4.1.3 Områdestabilitet

Ved utførte grunnundersøkelser er det boret til faste morenemasser og berg uten å påtreffe sensitive materialer. Iht. NVEs kvikkleireveileder er områdestabiliteten vurdert som tilfredsstillende siden det er avklart at det ikke er fare for sensitive materialer i grunnen [20].

4.2 Pelefundamentering

På grunn av et høyt organisk innhold i massene, og store setningsskader på dagens mur, er det vurdert at den nye muren bør pelefundamenteres.

Mikropeler er vurdert som en hensiktsmessig metode for å fundamenterer muren. Pelene består av selvboende injeksjonsstål som injiseres med gysemørtel under installasjon. Prosjektering av peler utføres etter anvisninger og metodikk gitt i Norsk geoteknisk forening sin «Peleveiledningen 2019» [13] (PV19).

For pelene må følgende geotekniske problemstillinger kontrolleres:

Vertikal bæreevne av mikropeler, herunder:

- Bæreevne (løsmasser)
- Installert kapasitet (pelens tverrsnittskapasitet)
- Knekk-kapasitet

4.2.1 Grunnvannstand:

Grunnvannstandene er konservativt antatt å ligge i fundamentnivå.

4.2.2 Tekniske spesifikasjoner, mikropeler

Tekniske data for mikropeler er hentet fra Huth & Wien Engineering AS (HWE) sin *Miniguide 2 HWE rev 2021* [17].

ISCHEBECK TITAN INJEKSJONSSTÅL – TEKNISK DATATABELL

TABELL 4 Tekniske data - dimensjoner, styrkeparametere og tverrsnittskonstanter - for ulike typer av injeksjonsstålet Ischebeck TITAN (NB: Noen dimensjoner lagerføres ikke, men produseres etter forespørsel)

	TITAN 30x11	TITAN 40x20	TITAN 40x16	TITAN 52x29	TITAN 52x26	TITAN 73x56	TITAN 73x53	TITAN 73x45	TITAN 73x35	TITAN 103x78	TITAN 103x72	TITAN 103x51	TITAN 103x43	TITAN 127x103	TITAN 196x130
Nominell ytre diameter d_y [mm]	30	40	40	52	52	73	73	73	73	103	103	103	103	127	196
Nominell indre diameter d_i [mm]	13	20	16	29	26	56	53	45	37	76	72	51	43	103	130
Effektiv tverrsnittsareal A [mm ²] ¹⁾	415	730	900	1050	1250	1460	1615	2239	2714	3140	3780	5680	6025	3744	16077
Karakteristisk flytelast R_x [kN] ²⁾	255	430	530	635	710	865	975	1220	1390	1770	2125	2540	3132	2015	6465
Gjennomsnittlig bruddlast P_b [kN] ²⁾	326	523	673	813	899	1056	1258	1574	1864	2244	2700	3665	4155	2320	9601
Aksialstivhet EA [10 ³ kN] ³⁾	83	135	167	195	231	272	299	414	502	580	690	1022	1083	691	3215
Bøyingsstivhet EI [kNm ²] ³⁾	4.6	15	17	37	42	138	143	178	195	564	628	794	838	1114	10906
Kjernerdiаметer $d_{a,core}$ [mm] ⁴⁾	24.6	36.1	36.1	45.9	45.9	68	68	68	68	96.8	96.8	96.8	96.8	122.6	187.2
Tregghetsmoment I_s [cm ⁵] ⁵⁾	1.66	7.55	8.02	18.32	19.54	56.68	66.22	84.83	95.76	249.30	299.08	397.79	414.21	556.52	4626.3
Motstandsmoment W [cm ³] ⁵⁾	1.35	4.18	4.44	7.98	8.52	16.67	19.48	24.95	28.16	51.51	61.79	82.19	85.58	90.79	494.26
Plastisk motstandsmoment W_{pl} [cm ³] ⁵⁾	2.11	6.51	7.16	12.05	13.19	23.14	27.59	37.22	43.96	72.08	88.97	129.06	137.92	125.01	727.20
Maksimal prøvelast $P_{p,max}$ [kN] ⁶⁾	244	428	516	632	710	824	948	1180	1390	1720	2040	2540	3127	1994	6465
Vekt per meter M [kg/m]	3.3	6.1	7.2	8.6	10.5	11.7	13.9	17.8	21.2	25.3	29.6	44.6	47.3	28.4	127.3
Standardlengder stag L [m]	2/3/4	3/4	2/3/4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Gjengens retning (V eller H)	V	V	V	V	V/H	H	H	H	H	H	H	H	H	H	H
Diameter skjotehylse d_s [mm]	38	57	57	70	70	89	89	95	95	123	123	132	140	152	254
Lengde skjotehylse L_s [mm]	105	140	140	160	160	180	235	245	245	255	255	290	330	275	600

1) Tverrsnittsareal A beregnes fra vekten for injeksjonsstålene.

2) Karakteristisk flytelast R_x (5%-fraktill) iht. Z-34.14-209, og gjennomsnittlig bruddlast P_b (50%-fraktill).

3) EA og EI er målte verdier fra tester med stål inklusive skjotehylse, brukes ikke for å tilbakeregne E -modul el. andre verdier.

4) Kjernerdiаметer $d_{a,core}$ beregnes fra gjengens diameter d_a og dybde R , kan brukes for statiske beregninger.

5) Tverrsnittskonstanter for injeksjonsstålene (I_s , W , W_{pl}) er beregnet fra stålets kjerne diameter $d_{a,core}$.

6) Maksimal prøvelast er beregnet iht. EC2 5.10.2.1 og gitt som $P_{p,max} = \min(A_p \cdot \sigma_{p,max}; R_k)$.

Figur 7: Utsnitt fra HWE sin miniguide - Tekniske data av injeksjonsstål for beregninger.

4.2.3 Korrelasjonsfaktor

Peleveiledningen 2019 gir føringer for reduksjon av beregnet bæreevne avhengig av kjennskap til grunnforholdene. For dette prosjektet er det utført totalsonderinger i en rekke punkt, samt tatt prøveserier for laboratorieundersøkelser. Basert på utførte grunnundersøkelser vurderes det som hensiktsmessig å benytte korrelasjonsfaktor tilsvarende «normalt god kjennskap til grunnforholdene» iht. Tabell 1-4 i PV19:

Korrelasjonsfaktor ξ_3 (for $n=3-5$) = 1,45

4.2.4 Laster og partialfaktorer

Dimensjoneringsmetode 2, gitt i NS-EN 1997-1 [10], benyttes ved prosjektering av pelefundamenter:

- Partialfaktorer benyttes på laster/påvirkning iht. NS-EN 1990 og NS-EN 1991
- Partialfaktorer for materialeegenskaper γ_m settes lik 1,0
- Partialfaktor for motstand/karakteristisk bæreevne γ_r velges iht. NS-EN 1997-1, tabell NA.A.7 – *Partialfaktorer for motstand (γ_r) for borede peler*

For dette tiltaket vil pelene kun bli påkjent av trykkrefter. Følgende partialfaktorer for motstand gjelder:

$$\gamma_R = \gamma_b(\text{spissmotstand}) = \gamma_s(\text{sidefriksjon}) = \gamma_t(\text{total bæreevne, trykkpel}) = 1,3$$

4.2.5 Reduksjonsfaktor f_a

Ved beregning av pelematerialets kapasitet (installert kapasitet) reduseres kapasiteten med en faktor f_a som skal fange opp installasjonsbetingede forhold. PV19 gir i tabell 1-9 verdier for f_a :

- 0,90 for gunstige forhold
- 0,75 for midlere forhold
- 0,60 for ugunstige forhold

Basert på tabell 1-10 i PV19, er følgende forhold vurdert som gjeldende for tiltaket:

Gunstige forhold	Ugunstige forhold
<ul style="list-style-type: none">• Økende fasthet med dybden• Loddrette peler• Peler installeres kontrollert ved boring, støping og gysing.• Morenelag over berg• Konvensjonell peletype og utstyr	<ul style="list-style-type: none">• Noe varierende grunnforhold• Mulig ujevnt berg

Basert på det overnevnte vurderes det at installasjonsforhold som gode og dermed settes $f_a = 0,90$.

4.2.6 Seismisk dimensjonering

Iht. PV19, kapittel 6,2, skal to typer påvirkning vurderes i seismisk situasjon; treghtetslaster fra overliggende situasjon og krefter på grunn av kinematisk interaksjon med omliggende jord. Kinematiske krefter skal iht. PV19, kapittel 6.2.2, kun medregnes dersom begge punktene som er gitt i kapittelet oppfylles, deriblant at grunntype er enten D eller E. Etter som tiltaket er vurdert å havne i seismisk klasse I er det ikke krav om påvisning av motstand mot seismiske laster, jfr. kapittel 3.3.

4.2.7 Bæreevne av pelers

Pelene bores i utgangspunktet til berg. Bæreevne i berg vurderes iht. PV19 kapittel 4.2.4. For beregning av bæreevne er det konservativt antatt en trykkfasthet for berget på 80 mPa. Pelene forutsettes boret minimum 0,5 meter inn i godt fjell. Pelens størrelse er antatt lik størrelsen på borekrone. Det er antatt at det brukes stiftborekrone for boring i berg. Dersom pelers skal avsluttes i løsmasser legges det til grunn at det benyttes kryssborkrone.

Det er i tillegg gjort en vurdering av nødvendig lengde for pelene dersom pelene avsluttes i løsmasser etter kapittel 4.2.1 i PV19. Bæreevne for pelene er beregnet som summen av sidefriksjon og spissmotstand. Dette er gjort for å ta høyde for usikkerheten i dybden til godt berg, og at det i enkeltpunkter kan være dypere enn ventet. Nødvendig lengde er angitt som lengden der grunnens bæreevne tilsvarer peletverrsnittets installerte kapasitet iht. PV19. Pelens tverrsnittstørrelse er konservativt antatt lik 1,2 ganger størrelse på borekrone i løsmasser.

Sidefriksjonen er oppjustert med rundt 50% i forhold til PV19 figur 4-2(a), men vurderes likevel som et konservativt anslag for denne type pel. Fullskalaforsøk utført i sandige/grusige masser utført ved byggingen av en motorveibru i Sverige viste at mikropelers bestående av selvboende injeksjonsstål installert med borekrone med diameter 160mm hadde over dobbelt så stor bæreevne som 270x270mm kvadratiske betongpelers installert ved ramming per meter pelelengde [21].

Følgende parametere er benyttet i beregninger:

Tabell 1: Beregningsparametere for peleberegninger, løsmasser.

Materiale	Sandigtorv	Morene
Tyngdetetthet, γ	15 kN/m ³	19 kN/m ³
Friksjonsvinkel, ϕ	33°	38°
Sidefriksjonsfaktor, β	0,5	0,5
Bæreevnefaktor, N_q	-	35
Forhold pelediameter/borkrone, k_1	1,2	1,2

Beregningene viser at pelene må bores ca. 25-35 meter for å oppnå tilstrekkelig bæreevne. Dette er på grunn av slankheten til pelene som medfører at både friksjonsarealet og spissarealet blir lite. Basert på dette konkluderes det med at pelene må bores til berg.

Pelens installerte kapasitet og bæreevne i berg blir dimensjonerende for pelene.

4.2.8 Påhengslaster og pelens egenvekt

Påhengslaster oppstår når løsmasser langs pelen setter seg mer enn pelen. Basert på grunnundersøkelsene som er utført for tiltaket, vil det trolig oppstå påhengskrefter på pelene de øvre 4 meter av pelens lengde. Ved større dybder er det fast morene som ikke gir påhengslaster.

Pelens egenvekt medfører økt last i pelen. Pelene er slanke og har relativt liten egenvekt i størrelsesorden 0,2 – 0,5 kN per meter pel avhengig av dimensjon.

Installert kapasitet inkluderer kun ståltverrsnittets kapasitet. Det forutsettes at påhengskrefter og egenvekt kan bæres av betongdelen av tverrsnittet. På grunn av dette neglisjeres egenlast og påhengskrefter i vurderingen av pelens kapasitet.

4.2.9 Resultater – Bæreevne mikropeler

Dimensjonerende bæreevne er beregnet vha. excelark. Resultater er gitt i tabell under.

Tabell 2: Installert tverrsnittskapasitet etter peleveiledningen [13]

Type	Borkrone diameter (berg/løsmasser)	Installert kapasitet ($f_a = 0,90$)	Bæreevne i berg
Titan 30/11	51mm/76mm	198 kN	780 kN
Titan 40/20	70mm/90mm	347 kN	1470 kN
Titan 40/16	70mm/90mm	418 kN	1470 kN
Titan 52/29	115mm/115mm	512 kN	3967 kN
Titan 52/26	115mm/115mm	593 kN	3967 kN
Titan 73/56	130mm/130mm	667 kN	5070 kN

Beregningene viser at pelens installerte kapasitet er dimensjonerende. Bergets bæreevne er vurdert som god.

4.2.10 Knekk-kapasitet

Basert på totalsonderinger er massene i øvre del av jordprofilen vurdert som løst lagret da det er liten sonderingsmotstand. Prøvegraving viser at massene er sandige friksjonsmasser med høyt organisk innhold. Det er kun i de øverste ca. 4 meter av jordprofilen at sonderingsmotstanden er liten og pelene kunne vært utsatt for knekking. Prøvegraving viser at massene er sandige friksjonsmasser med høyt organisk innhold. Knekking er vanligvis ikke en reel problemstilling i friksjonsmasser. Basert på dette vurderes ikke knekking av pelene som aktuelt.

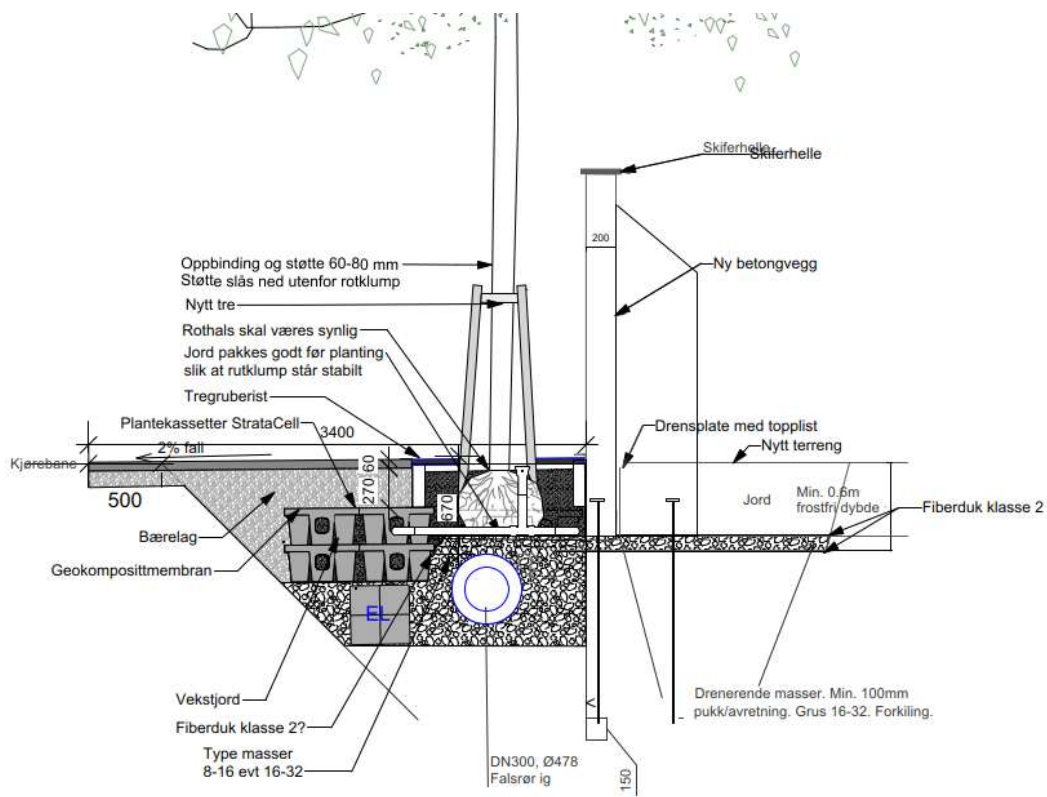
I tillegg vil grøft for overvannsrør som ligger i fortauet like foran muren medføre en viss masseutskifting øverst i jordprofilen som vil medføre en økt stivhet.

4.2.11 Utførelse av pelearbeider

Det er ikke utarbeidet peleinstruks for arbeidene da det er svært små laster og små konstruksjoner. Utførende må vurdere om det er behov for å engasjere geotekniker for utarbeidelse av peleinstruks eller om arbeidene kan utføres basert på peleverandørens anvisninger og etter standard metode.

Det forutsettes at pelearbeidene utføres i henhold til NS-EN-14199, «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – Mikropeler» og Peleveiledningen 2019 [22, 13]. Dette inkluderer testing av peler. Påhengslaster bør vurderes og hensyntas ved testing av peler. Det må føres peleprotokoller med tilfredsstillende innhold iht. NS-EN 14199:2015.

Utførelse av pelearbeider må koordineres med andre oppgaver på byggeplassen. Det bør i utgangspunktet brukes en så liten borerigg som mulig da det er trangt med plass mellom overvannsledning i grøft som vil ligge med liten overdekning i byggefasen og gravene på gravplassen. Snitt som illustrerer murens oppbygning og andre installasjoner langs muren er vist på Figur 8. Snittet vil variere langs traséen. Utgraving av grøft for overvannsledningen er nærmere beskrevet i geoteknisk notat nummerert 52209991-RIG-N01 [23].



Figur 8: Snitt, skisse.

5 Oppsummering/konklusjon

Massene i grunnen består generelt av et øvre lag med torv med mektighet inntil rundt 4 meter over fastere masser. På grunn av store setningsskader på dagens mur er det vurdert at ny mur bør fundamenteres på peler til berg.

Beregninger viser at tverrsnittskapasiteten, dvs. installert kapasitet iht. Peleveiledningen 2019, er dimensjonerende for kapasiteten. Det er ikke opplyst om opptredende laster, det er derfor i denne rapporten angitt kapasiteter for ulike peledimensjoner.

Det er ikke utarbeidet peleinstruks for arbeidene. Utførende må vurdere om det er behov for å engasjere geotekniker for utarbeidelse av peleinstruks eller om arbeidene kan utføres basert på peleleverandørens anvisninger og etter standard metode.

6 Fareidentifikasjon og restrisiko

Etter byggherreforskriften skal følgende vurderes av PRO (Jf. Byggherreforskrifta §17):

«Den prosjekterende skal under utførelsen av sine oppdrag risikovurdere forhold knyttet til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplassen ...»

«Dersom det kan oppstå risikoforhold som krever spesifikke tiltak, jf. forskriften § 8 første ledd bokstav c, skal dette beskrives og meddeles byggherren.»

I forbindelse med geoteknisk prosjektering er følgende fareidentifikasjoner og tiltak for å håndtere restrisiko vurdert som aktuelle med hensyn til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA):

Tabell 3: Relevante SHA-forhold for geoteknisk prosjektering

Sjekkpunkt	Beskrivelse av forhold/mulig konsekvens	Risikoreduserende tiltak
Arbeid nær installasjoner i grunnen	Dersom VA-installasjoner, ledninger under trykk eller strømførende kabler i grunnen. Personskade som følge av kontakt med strømførende installasjoner eller brudd på ledninger under trykk.	Installasjoner i grunnen påvises og legges om ved behov før oppstart av gravearbeider.
Arbeid hvor arbeidstakere kan bli utsatt for ras eller synke i gjørme	Lokal utglidning i byggegrop på grunn av utgraving.	Graving utføres som beskrevet uten for bratte graveskrånninger.
Arbeid på steder med passerende trafikk	Anleggstrafikk i/rundt tiltaksområde. Personskade som følge av påkjørsel.	Fysisk sikring i egnede områder for å adskille trafikk og personell. Varsellys og -lyd på alle anleggskjøretøy. Alle personer som oppholder seg i anleggsområde skal ha vester/signalfargede klær.
Arbeid med montering/demontering av tunge elementer	Fallende gjenstander ifm. løft/heising og liknende. Personskade som følge av fallende gjenstand.	Etablering av sikkerhetssone, samt påse at komponenter ikke heises over personell. Kun personell som inngår i operasjonen oppholder seg innenfor sikkerhetssonen.

Sjekkpunkter etter BHF for øvrig forutsettes ivaretatt av prosjektet.

7 Plan for kontroll og oppfølging

Tabell 4: Kontrollplan for oppfølging.

Kontrollpunkt	Omfang/beskriving	Ansvarlig/utføres av
Grunnforhold	Visuell kontroll av massene for å sikre at disse samsvarer med forutsetninger i prosjekteringen. Dersom grunnforholdene vurderes mer utfordrende enn forutsatt, må geotekniker kontaktes omgående.	Entreprenør/byggherre
Heising av tunge komponenter	Etablering av sikkerhetssone for ikke-essensielt personell	Entreprenør/byggherre
Tilbakefyllingsmasser	Det skal benyttes drenerende masser, med begrenset steinstørrelse.	Entreprenør/byggherre
Komprimering	Tilbakefylte masser skal legges ut lagvis og komprimeres iht. NS3458 [14].	Entreprenør/byggherre

8 Referanser

- [1] NGU, «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/. [Funnet 02 11 2023].
- [2] NGU, «Berggrunn - Nasjonal berggrunnsdatabase,» [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/. [Funnet 03 11 2023].
- [3] NGU, «NADAG - Nasjonal database for grunnundersøkelser,» [Internett]. Available: <https://geo.ngu.no/kart/nadag/>. [Funnet 02 11 2023].
- [4] Statens vegvesen, Geoteknikk - E39 Sykkelkryssing av Fjøsangerveien - Geoteknisk rapport for silingsfase, 2017-02-08.
- [5] Multiconsult AS, 10226775-RIB-RAP-001 - Tilstandsanalyse mur langs Fjøsangerveien, 2021-08-31.
- [6] Multiconsult AS, 10226775-RIG-RAP-001 - Tilstandsanalyse mur langs Fjøsangerveien, 2021-08-24.
- [7] Direktoratet for byggkvalitet, Byggesaksforskriften SAK10, Direktoratet for byggkvalitet.
- [8] Direktoratet for byggkvalitet, Byggteknisk forskrift TEK17, Direktoratet for byggkvalitet.
- [9] Standard Norge, NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 - Eurokode 0 - Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner, Standard Norge, 2016.
- [10] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 - Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering. Del 1: Almenne regler, Standard Norge, 2020.
- [11] Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 - Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Standard Norge, 2021.
- [12] Standard Norge, NS-EN 1998-5:2004 + NA:2014- Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold, 2014.
- [13] Norsk Geoteknisk Forening - Den norske peilekomite, «Peileveiledningen,» 2019.
- [14] Standard Norge, NS-EN 3458:2004 Komprimering - Krav til utførelse, Standard Norge, 2004.
- [15] Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging - Håndbok V220, 2022.
- [16] Statens Vegvesen, Vegbygging - Håndbok N200, 2022.
- [17] Huth & Wien Engineering AS, *HWE Miniguide 2021 - Ischebeck TITAN*, 2021.
- [18] Multiconsult AS, NVE Ekstern rapport nr. 12/2023 - Faresoneutredning skred i bratt terreng – Bergen kommune, 2023-03-07.

[19] NVE, «NVE Atlas,» NVE, [Internett]. Available:

<https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>. [Funnet 02 11 2023].

[20] NVE, «Veileder nr. 1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred,» 2020.

[21] S. Eresund, Titan Piles supporting Swedish motorway bridge, Ground engineering, 1997.

[22] Standard Norge, NS-EN 14199:2015 - Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Mikropeler, 2015.

[23] Norconsult AS, 52209991-RIG-N01 - OV Fjøsangerveien - Geoteknisk vurdering, 2023.