

Reinsholm Sør AS

# Vestre havn, Namsos

## Geoteknisk prosjekteringsrapport



Oppdragsnr.: 5177469 Dokumentnr.: 5177469-RIG02 Versjon: 1  
2018-03-20

**Oppdragsgiver:** Reinsholm Sør AS  
**Oppdragsgivers kontaktperson:** Ove Olsen  
**Rådgiver:** Norconsult AS, Kongens gt 27, NO-7713 Steinkjer  
**Oppdragsleder:** Henning Tiarks  
**Fagansvarlig:** Henning Tiarks  
**Andre nøkkelpersoner:** Aksel Lynum

AL

1	2018-03-20	Klar for bruk	Aksel Lynum	Henning Tiarks	Henning Tiarks
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS 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.

## Sammendrag

Reinsholm Sør AS planlegger å bygge boliger ved Vestre havn i Namsos kommune. I den forbindelse er Norconsult AS engasjert for å utføre geotekniske grunnundersøkelser og geoteknisk prosjektering.

Norconsult foreslår følgende klassifisering av tiltaket:

Klasse/kategori	Klassifisering
Pålitelighets-/konsekvensklasse	CC2/RC2
Kontrollklasse prosjektering og utførelse	PKK2/UKK2
Tiltaksklasse	2*
Geoteknisk kategori	2
Grunntype	D
Sikkerhetsklasse	F2
Seismisk klasse	II

\* For tiltak i tiltaksklasse 2 er det krav om uavhengig kontroll iht. PBL

Terrenget på tomte er tilnærmet horisontalt med terrenghøyde ca. kote +1,8-2,9 (NN2000), og er opparbeidet gjennom utfylling i strandsonen. Grunnforholdene på tomte består av et topplag av fyllmasser med en mektighet på omtrent 3-4 meter over leire. I overgangen til berg forekommer det lokalt et fastere lag av antatt morenemateriale i ca. 5-14 meters mektighet. Dybde til berg varierer mellom 9 m - 54 m.

Bygget skal fundamenteres på spissbærende peler til berg. Det er beregnet følgende kapasiteter for 270MA betongpeler forutsatt at pelene påføres bitumen for å minimere påhengskrefter.

Pelarbeidene er beskrevet i forhold til ramming, kapping og dokumentasjon.

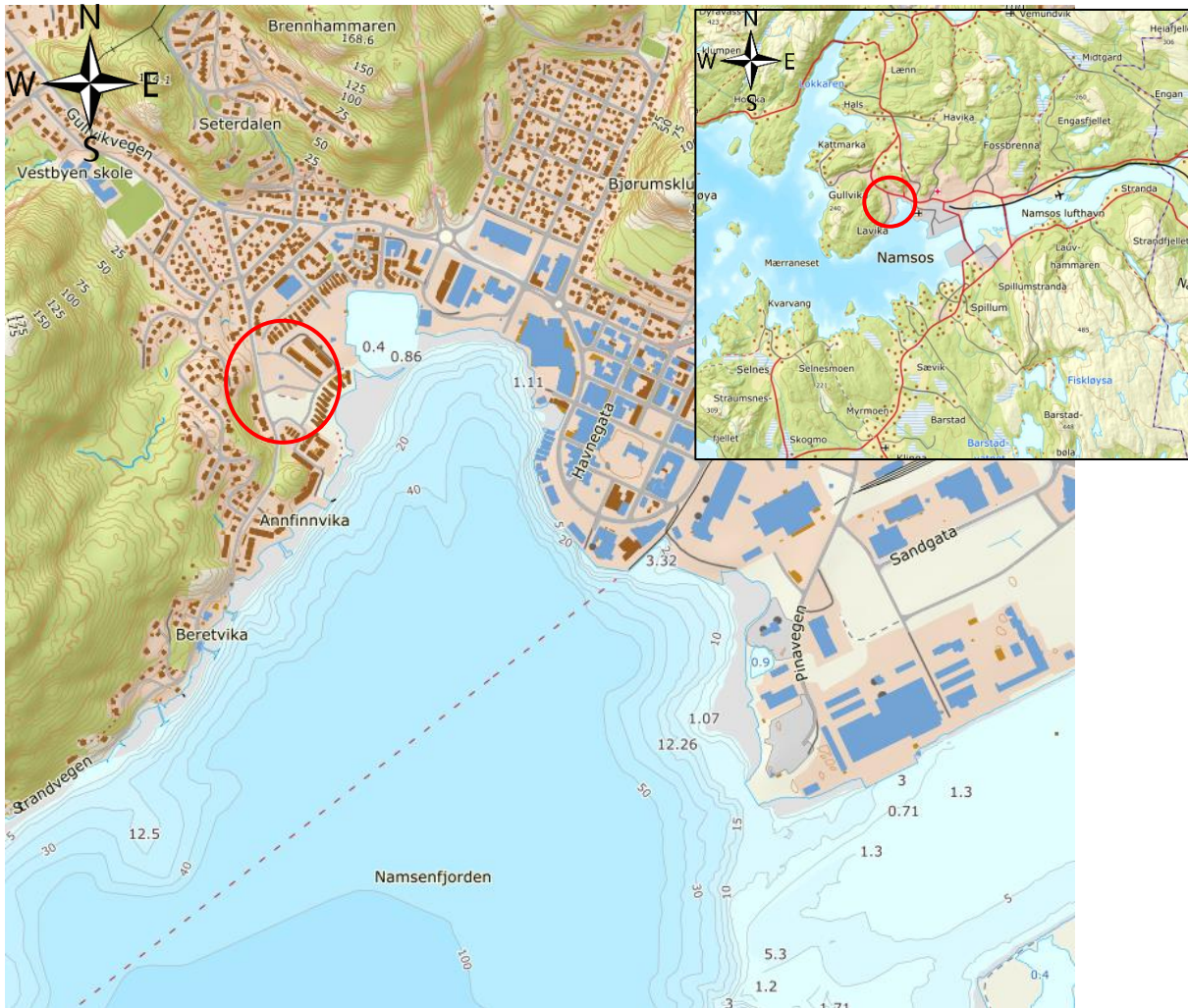
# Innhold

<b>1</b>	<b>Orientering</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Grunnlagsdokumenter</b>	<b>6</b>
2.1	Utførte grunnundersøkelser	6
<b>3</b>	<b>Myndighetskrav og sikkerhetsprinsipper</b>	<b>7</b>
3.1	Styrende dokumenter – regelverk	7
3.2	Klassifisering	7
<b>4</b>	<b>Terreng og grunnforhold</b>	<b>9</b>
4.1	Terrengforhold	9
4.2	Grunnforhold	9
4.3	Grunnvann	9
4.4	Bergforhold	9
<b>5</b>	<b>Geotekniske vurderinger</b>	<b>11</b>
5.1	Vurderinger iht. TEK19	11
5.2	Fundamentering	11
5.3	Peledimensjonering	11
5.3.1	Vurdering av utførte grunnundersøkelser og dybder til berg	11
5.3.2	Pelekapasiteter	11
5.3.3	Bæreevne på berg	12
5.3.4	Påhengslaster	12
5.3.5	Knekking	12
5.3.6	Dimensjonerende trykkapasitet	13
5.3.7	Lateral kapasitet	13
5.3.8	Seismiske krefter	14
5.3.9	Krav til rystelser	14
<b>6</b>	<b>Peleprosedyre</b>	<b>15</b>
6.1	Ramming	15
6.2	Kapping	15
6.3	Peleprotokoll	16
6.4	Utsetting og innmåling	16
6.5	Vrakpeler	17
<b>7</b>	<b>Referanser</b>	<b>18</b>

# 1 Orientering

Reinsholm Sør AS planlegger å oppføre boliger ved Vestre havn i Namsos kommune, se figur 1.

I den forbindelse er Norconsult AS engasjert for å utføre geoteknisk prosjektering av peler på eiendommen.



Figur 1 Utsnitt fra [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no) som viser plassering av den aktuelle tomta

## 2 Grunnlagsdokumenter

Følgende dokumenter ligger til grunn for de vurderinger som er presentert i denne rapporten.

### 2.1 Utførte grunnundersøkelser

Rapport fra grunnundersøkelser:

- Norconsult (2018): Reinsholm Sør AS, Vestre havn, Namsos, Geoteknisk datarapport, Oppdrag nr. 5177469

Disse grunnundersøkelsene ble utført av Norconsult i forbindelse med den planlagte utbyggingen ved Vestre havn i 2018.

## 3 Myndighetskrav og sikkerhetsprinsipper

### 3.1 Styrende dokumenter – regelverk

Geoteknisk prosjektering utføres med bakgrunn u gjeldende regelverk, standarder og håndbøker, samt andre relevante publikasjoner. De viktigste for det aktuelle oppdraget er oppsummert i det etterfølgende. De standarder, håndbøker og regelverk som benyttes direkte for geoteknisk prosjektering blir også henvist direkte under de aktuelle kapitler.

- Byggesaksforskriften (SAK 10), Ref. 2
- Byggteknisk forskrift (TEK 17), Ref. 3
- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Ref. 4
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler, Ref. 5
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Ref. 6

I tillegg til de overnevnte dokumentene benyttes også følgende dokumenter ved prosjektering:

- Peleveiledningen, 2012, Ref. 7
- Statens vegvesens håndbok N200 – Vegbygging, Ref. 8
- Statens vegvesens håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging, Ref. 9

### 3.2 Klassifisering

Klassifiseringen av tiltaket ut fra gjeldende regelverk er gitt i Tabell 1.

Klassifisering	Begrunnelse
Pålitelighets-/konsekvensklasse: <b>CC2/RC2</b>	Tabell NA.A1 (901), Ref. 4, angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC): 1.4  Grunn- og fundamenteringsarbeidene anses som middels krevende, med oversiktlige grunnforhold. Med dette som utgangspunkt vurderes grunn- og fundamenteringsarbeidene å falle unn under pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse: <b>PKK2/UKK2</b>	Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll fastsettes ut fra Tabell NA.A1 (902) og Tabell NA.A1 (903). for pålitelighetsklasse (CC/RC) 2 kreves minste prosjekterings- og utførelseskontrollklasse 2. *
Tiltaksklasse for geoteknisk prosjektering: <b>2</b>	Tiltaksklasse fastsettes ut fra Tabell 2 i veiledning til Byggesaksforskriften § 9-4. kriterier for tiltaksplassering for prosjektering bestemmer tiltaksklasse for prosjektet. Tiltaksklasse 2 omfatter blant annet: «Fundamentering for anlegg og konstruksjoner som iht. NS-EN 1990+NA plasseres i pålitelighetsklasse 2.» Med dette som

	utgangspunkt vurderes prosjektet å falle inn under tiltaksklasse 2. **
Geoteknisk kategori: <b>2</b>	Eurokode 7 angir blant annet følgende for geoteknisk kategori 2: «... bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelig grunn- eller belastningsforhold.» Med bakgrunn u dette velges geoteknisk kategori 2 for dette tiltaket.
Seismisk grunntype: <b>D</b>	Grunnundersøkelse på tomta viser at det generelt på tomta er et fast topplag over leire ned til berg. Dybde til berg varierer fra 9-54 m. Seismisk grunntype D omfatter: «Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.
Sikkerhetsklasse flom og stormflo: <b>F2</b>	Iht. Byggteknisk forskrift skal de fleste byggverk beregnet for personopphold plasseres i sikkerhetsklasse F2. Dette medfører at største nominelle, årlige sannsynlighet for oversvømmelse lik 1/2000 må legges til grunn.
Seismisk klasse: <b>II</b>	Iht. NS-EN 1998-1 Tabell NA.4 (902) havner kontorbygg, forretningsbygg og boligbygg i seismisk klasse II.

Tabell 1 Klassifisering iht. gjeldende regelverk

\* For prosjekter i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse 2 iht. NS-EN 1990: Eurokode kreves utvidet kontroll av geoteknisk prosjektering

\*\* For prosjekter i tiltaksklasse 2 iht. PBL er det krav om uavhengig kontroll av geoteknisk prosjektering og av utførelse – geoteknikk

Vurderinger rundt TEK 17 §7 er gitt i kapittel 5.1.

TEK 17 §10.1 angir at forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet vil være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (Eurokoder). TEK 17 §10.2 angir følgende: *Grunnleggende krav til byggverkets mekaniske motstandsevne og stabilitet, herunder grunnforhold og sikringstiltak under utførelse og i endelig stand, kan oppfylles ved prosjektering av konstruksjoner etter Norsk Standard NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og underliggende standarder i serien NS-EN 1991 til NS-EN 1999, med tilhørende nasjonale tillegg.*

I veiledningen til TEK17 står det: *Forskriftens krav er oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard. Korrekt bruk av prosjekteringsstandardene gir samlet det nivået som tilsvare det sikkerhetsnivået som er akseptert av myndighetene.* Ved å benytte standarder (Eurokoder) som angitt i dette kapittelet vil TEK 17 §10 være ivaretatt.



## 4 Terreng og grunnforhold

### 4.1 Terrengforhold

Terreng på tomte er tilnærmet horisontalt og er opparbeidet gjennom utfylling i strandsonen. Av Ref. 1 går det frem at terrenget ligger mellom kote +1,8 og kote + 2,9 (NN2000).

### 4.2 Grunnforhold

I forbindelse med utbyggingen av disse boligene ble det utført grunnundersøkelser, Ref. 1. plasseringen av utførte sonderinger er vist i vedlagt tegning nr. 001. Ref. 1 angir at fyllmassene over original sjøbunn synes å bestå av humusholdig silt og sand med delvis store forekomster av sagflis. Under fyllingen er det påvist et lag med siltig leire med enkelte lav av sand og silt helt ned til berg.

Norconsult foreslår følgende lagdeling ut fra totalsonderingene:

Lagnummer	Jordart	Mektighet [m]
1	Fyllmasser	3-4 (Ned til 3-4 meters dybde)
2	Siltig leire	35 (4-40 meters dybde)
3	Morenemasser	5-14 (40-54 meters dybde i 5-NO17, 14-NO17 og 15-NO17)

Basert på foreliggende grunnundersøkelser, hvor det er lagt vekt på sonderingsresultater og laboratorieundersøkelser fra borpunkt 14-NO17m er følgende geotekniske parametere for lag nr. 2 valgt.

Parameter	Verdi
Romvekt, $\gamma$	19,8 kN/m <sup>3</sup>
Skjærfasthet, $S_u$	22 kPa i øvre lag
Økning i skjærfasthet	1 kPa/m

### 4.3 Grunnvann

Det er ikke målt inn grunnvannsnivå. Grunnvann er vurdert å korrelere med tidevannsendringer. Dimensjonerende grunnvannsnivå settes til kote +1,0 (NN2000).

### 4.4 Bergforhold

Sonderingene utført ved grunnundersøkelsene, Ref. 1, påviste berg i alle punkter. Dybden til berg varierer mellom 9 og 54 meter i det undersøkte området. Punktene 5-NO17, 14-NO17 og 15-NO17 skiller seg ut med et antatt morenelag i overgangen til berg.

---

NGUs berggrunnskart, Ref. 10, viser at berggrunnen i området består av «granittisk til granodiorittisk gneis, oftest grå, amfibolførende.»

Peleveiledningen angir at gneis har en retningsgivende enaksial trykkfasthet som varierer fra 70-150 MPa. Videre viser Statens vegvesens håndbok V220 at gneis har en enaksial trykkfasthet i området 90-130 MPa. For kontroll mot bæreevne på berg legges det til grunn en enaksial trykkfasthet lik 130 MPa.

## 5 Geotekniske vurderinger

### 5.1 Vurderinger iht. TEK19

I henhold til TEK17 §7 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger, samt at tiltaks skal prosjekteres og utføres slik at byggverk, byggegrunn og tilstøtende terreng ikke utsettes for fare for skade eller vesentlig ulempe som følge av tiltaket. Basert på eksempler på byggverk i TEK17 vurderes det aktuelle tiltaket å falle inn under sikkerhetsklasse F2 for flom og stormflo, og største nominelle, årlige sannsynlighet for oversvømmelse like 1/200 må således legges til grunn.

Planlagt bygg står ikke i fare for å bli rammet av stein-, eller snøskred fra høyereliggende terreng. Nærmeste registrerte kvikkleiresone er «1123 Namsos», som ligger omtrent 1,4 km øst for tiltaket. Denne kvikkleiresonen har utløpet sitt øst for det aktuelle tiltaket. Derfor vurderes det at tiltaket ikke står i fare for å bli rammet av kvikkleireskred fra høyereliggende terreng.

Når det gjelder stormflo, har Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap utarbeidet en veileder for fastsettelse av framtidig havnivåstigning og returnivåer for stormflo, Ref. 11. Iht. Ref. 11 vil en fremtidig 200-års stormflo kunne nå opp til kote +2,73 (NN2000) i Namsos.

Overkant ferdig gulv tilrås lagt minimum 30 cm over dimensjonerende vannstand, som da blir kote +3,03, avrundet til kote +3,0 for overkant ferdig gulv. Terrengheving på byggetomta tilrås utført med kvalitetsmasser.

### 5.2 Fundamentering

Nye boliger er tenkt fundamentert på spissbærende peler til berg. Aktuell peletype vil være rammede, skjøtbare betongpeler.

Der gulvkonstruksjonen skal legges på grunn må lag 1 med sagflis masseutskiftes. Underkant lag 1 varierer fra ca. kote -1 (1-NO17) til kote +1 (4-NO17).

Planlegges gulvkonstruksjon som frittstående dekke er det ikke nødvendig med masseutskifting.

### 5.3 Peledimensjonering

#### 5.3.1 Vurdering av utførte grunnundersøkelser og dybder til berg

Grunnundersøkelsene utført av Norconsult, Ref. 1, angir en dybde til berg som varierer mellom 9 m-54 m på den aktuelle tomte. Ut fra de utførte grunnundersøkelsene har man god kontroll på bergoverflaten på tomte.

#### 5.3.2 Pelekapasiteter

Kapasiteten av installert pel er beregnet iht. Peleveiledningen. Installert kapasitet,  $N_i$ , bestemmes ved å multiplisere peletvernsnittets dimensjonerende kapasitet,  $N_{c,Rd}$  med reduksjonsfaktor  $f_a$ .

Reduksjonsfaktor,  $f_a$ , er valgt lik 0,80 (litt bedre enn midlere forhold). Dette gir følgende installerte kapasiteter for utvalgte dimensjoner av betongpeler.

Betongpel	Installert kapasitet, $N_i$ [kN]
P270	1487
P345	2428

Tabell 2 installerte kapasiteter for utvalgte betongpeler

### 5.3.3 Bæreevne på berg

Dimensjonerende bæreevne på berg er bestemt i henhold til Peleveiledningen:

$$q_{b;d} = \frac{N_s \cdot \sigma_{tf}}{\gamma_t \cdot \xi}$$

Bæreevnefaktoren,  $N_s = 4,0$  for peler kriterierammet til berg.

Type pel	$N_s$ [-]	$\sigma_{tf}$ [MPa]	$\gamma_t$ [-]	$\xi$ [-]	$q_{b;d}$ [MPa]
Betongpel	4,0	130	1,1	1,45	326

### 5.3.4 Påhengslaster

På den aktuelle tomte er det ikke eksisterende bygningsmasse, derfor kan det ikke utelukkes at det er gjenstående setninger på grunn av oppfylling av området. Det må derfor påregnes påhengskrefter (negativ friksjon) på pelene. Størrelsen av gjenstående setninger er ukjent, men i og med at det kreves kun 2-4% av pelediameteren i relativ setning for å mobilisere full negativ friksjon legges det til grunn full mobilisering av negativ friksjon.

Påhengslaster kan imidlertid reduseres en del ved å bitumenbehandle hele pelen. I Peleveiledningen er det vist at bitumenbehandling vil kunne gi en midlere negativ friksjon på 5-15 kN/m<sup>2</sup> der hvor det uten bitumen ville vært 50-60 kN/m<sup>2</sup>.

Midlere negativ friksjon for en pel med lengde 40 m og som ikke er bitumenbehandlet er 17 kN/m<sup>2</sup>. Ved bestemmelse av negativ friksjon for en bitumenbehandlet pel er det lagt til grunn at midlere negativ friksjon 10 kN/m<sup>2</sup> oppnås. Sett opp mot potensiell gevinst av bitumenbehandling gitt i Peleveiledningen, vurderes valgt reduksjon som en forsiktig og rimelig antagelse.

Med midlere negativ friksjon lik 10 kN/m<sup>2</sup>, beregnes påhengslast/omkrets = 400 kN/m for den samme pelen. Gitt at det er en betongpel P270MA vil tilsvare en påhengslast lik 432 kN.

### 5.3.5 Knekking

Beregning av dimensjonerende knekklast utføres iht. Peleveiledningen kap. 4.4.1. For beregning av knekklast for hele pelen, kan det antas en midlere skjærfasthet for leiren,  $c_{u, \text{middel}}$  lik 30 kPa.

$$C = c_{u, \text{middel}} \cdot 200 = 6000 \text{ kPa} \text{ – korttidslast}$$

$$C = c_{u, \text{middel}} \cdot 50 = 1500 \text{ kPa} \text{ – langtidslast}$$

Korrelasjonsfaktor,  $\xi$ , settes like 1,45 iht. Peleveiledningen kap. 1.4.6 (gjengitt fra tabell NA.A10 i NS-EN 1997-1). Midlere skjærstyrke er konservativt anslått, noe som gjør at det vurderes til å være «normalt god kjennskap» til grunnforholdene.

Videre benyttes formler i Peleveiledningen til å beregne teoretisk knekklast,  $R_{K;cal}$ , og dimensjonerende knekklast,  $R_{K;d}$  etter følgende formler. Det antas at lengden av en halvbølge er mindre enn lengden av pelen, og følgende formler kan således benyttes:

$$\text{Teoretisk knekklast: } R_{K;cal} = 2 \cdot \sqrt{E \cdot I \cdot C}$$

Der  $E$  er elastisitetsmodulen for pel,  $I$  er arealtreghetsmomentet for pel, og  $C$  er jordens reaksjonsmodul.

$$\text{Dimensjonerende knekklast: } R_{K;d} = \frac{R_{K;cal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{R_{K;cal}}{1,595}$$

Partialfaktor,  $\gamma_t$ , settes lik 1,1 for betongpeler.

Type pel	Lengde [m]	Dimensjonerende knekklast, $R_{K;d}$ [kN]
P270MA	20	6045
P270MA	30	6530
P270MA	40	6980
P345MA	40	11390

Tabell 3 Dimensjonerende knekklast for ulike betongpeler

### 5.3.6 Dimensjonerende trykkapasitet

For å finne dimensjonerende trykkapasitet til pelene ser man på bidraget fra installert kapasitet, bæreevne på berg og dimensjonerende knekklast. Den av disse som er minst vil være dimensjonerende trykkapasitet. I tillegg må man ta hensyn til egenvekten av pelene. Tabellen nedenfor viser dimensjonerende trykkapasitet for ulike peler og pelelengder.

Type pel	Lengde [m]	Dimensjonerende trykkapasitet redusert for egenlast [kN]
P270MA	20	1235
P270MA	30	1110
P270MA	40	980
P345MA	40	970

Tabell 4 Dimensjonerende trykkapasitet for ulike peler

Dimensjonerende trykkapasitet er den dimensjonerende vertikale kapasiteten til hver enkelt pel, som brukes til videre prosjektering av RIB.

### 5.3.7 Lateral kapasitet

Lateral kapasitet er beregnet i henhold til dybelteori. Den laterale kapasiteten er kontrollert for både drenert og udrenert tilstand.

For betongpelene er det benyttet en korrelasjonsfaktor,  $\xi$ , lik 1,45 iht. Peleveiledningen. Partialfaktor,  $\gamma_t$ , settes lik 1,1. Momentkapasitet til betongpelene er valgt til 50 kNm iht. Peleveiledningen. Valgt momentkapasitet oppnås innenfor normalkraftspennet 250-1450 kN.

Dimensjonerende lateral bæreevne er presentert i tabellen nedenfor.

Pel	Tilstand	$Q_{h;d}$ [kN]
P270MA (innspent $M_K = 50$ kNm, $M_0 = 50$ kNm)	Udrenert	64,8

Tabell 4 Dimensjonerende lateral kapasitet for P270MA

Etter at RIB har regnet på horisontalkrefter, må peleplan med tilhørende laster oversendes RIG for kontroll av horisontalkrefter og mobilisering av horisontalkapasitet.

### 5.3.8 Seismiske krefter

Bygget legges i seismisk klasse II, og Namsos ligger i en seismisk sone som ikke tillater å bruke unnlatesekriteriet for seismiske krefter iht. NS-EN 1998-1, Ref. 6. Derfor må man ta hensyn til seismiske krefter i dimensjoneringen av pelene. Seismiske krefter på peler opptrer som treghetskrefter fra bygningen over pelene og kinematiske krefter på grunn av seismisk bølgeforplantning i jorden.

I NS-EN 1998-1 kap. 5.4.2 står det at bøyemomentet på grunn av kinematisk interaksjon mellom pel og jord kun skal beregnes dersom disse punktene gjelder:

- Jordprofilen er av grunntype D (eller E med samme type jord), meget sensitiv leire eller sand som kan gå over i flytefase, og har lagdeling med skarp stivhetsforskjell mellom lagene (grunntype D er i henhold til EC8 jord med skjærbølgehastighet lavere enn 180 m/s, typisk løs sand eller bløt leire).
- Byggestedet ligger i et område med moderat eller høy seismisitet, det vil si der  $a_g S$  er større enn 0,1g, og den overliggende konstruksjonen er i seismisk klasse III eller IV.

Bygningen er som nevnt ovenfor klassifisert i seismisk klasse II, og  $a_g S = 0,52 \text{ m/s}^2 < 0,1g = 0,98 \text{ m/s}^2$ .

På bakgrunn av overnevnte vurderes det dit at seismiske krefter på pelene blir begrenset til treghetskrefter fra overliggende bygningsmasse.

### 5.3.9 Krav til rystelser

Det må monteres rystelsesmålere som oppfyller kravene gitt i NS 8141-2:2013. Korrekt funksjon av måleutstyret skal kontrolleres, både i forbindelse med installasjon og jevnlig tilsyn underveis i måleperioden. Måling av rystelser skal utføres kontinuerlig under hele den perioden som ramming av peler pågår.

Erfaringsmessig vil en svingningshastighet på over 10 mm/sek være vesentlig merkbar, men neppe føre til konstruktive skader på nabobyggene. På bakgrunn av dette tilrås en grenseverdi lik 10 mm/sek. Dersom pelerammingen medfører kraftigere vibrasjoner enn angitt, må det vurderes å justere rammeprosedyren.

I forkant av grunnarbeidet bør det utføres en tilstandskontroll av eksisterende bygningsmasse. Da erfaring tilsier at rystelser kan bli reflektert av bergoverflate tilrås også en tilstandskontroll av nabobygg innenfor en radius på 100 m.

## 6 Peleprosedyre

Arbeider skal generelt utføres i henhold til NS-EN 12669:2001 «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Peler med massefortrengning», NS 3420-II:2002 «Rammede peler» samt krav til utførelse og kontroll gitt i Peleveiledningen 2012.

Ved installasjon av peler må det treffes forholdsregler slik at eventuelt materiale som presses opp langs pelen kan håndteres. Videre må krav til rystelser gitt ovenfor overholdes.

Ved vurdering av peleprosedyre har Norconsult tatt utgangspunkt anbefalingene i Peleveiledningen. I Peleveiledningen gir formler for å finne maksimal fallhøyde på loddet ved nedramming.

For vurdering av fallhøyde har Norconsult vurdert grunnforholdene dit at det er middels friksjonsmotstand, og liten til middels spissmotstand. Begrensingen i fallhøyde kommer av strekkapasiteten til pelen. For beregning av maksimal fallhøyde tar man utgangspunkt i strekkapasiteten til lengdearmeringen.

For vurdering av loddstørrelse er det tatt utgangspunkt i anbefalte verdier i Peleveiledningen for betongpeler med areal mellom 0,6-0,1 m<sup>2</sup>.

Parameter	Størrelse
Maksimal fallhøyde	0,25 m
Anbefalt fallodd	5 tonn

### 6.1 Ramming

Ramming gjennom løsmasser utføres med maksimalt 0,25m fallhøyde

Ved kontakt med morenemasser i dybden kan fallhøyden økes da faren for strekkbrudd i pelen er mindre ved økt spissmotstand.

Ved fjellkontakt reduseres fallhøyden til 10 cm.

1. Det rammes min. 20 serier på 10 slag á 10cm til synk er konstant eller avtagende
2. Fallhøyden økes til 20cm
3. Det rammes min. 5 serier på 10 slag til synk er konstant eller avtagende
4. Fallhøyden økes til 30cm
5. Det rammes min. 5 serier på 10 slag til synk er mindre enn eller lik 3mm per serie på de siste 5 serier
6. Ramming avsluttes med 10 slag med fallhøyde 10cm

Peler etterrammes etter at nabopelene er ferdig rammet og pelen har stått i minimum ett døgn. Etterramming utføres med minst 5 slagserier á 10 slag med fallhøyde 30cm. Etterramming kan avsluttes når synkingen for de siste 3 slagserier á 10 slag viser konstant eller avtagende tendens og høyst 2mm per slagserie.

### 6.2 Kapping

Peletoppen skal kappes på nivå angitt av RIB, og armeringen frilegges med forsiktighet for å unngå skader på resten av pelen. Kappemetode skal godkjennes av byggherren. Ingen peler tillates kappet før godkjennelse foreligger. Godkjennelsen skal føres i peleprotokollen. Kapping utføres vinkelrett på

peleaksen med en nøyaktighet som tilfredsstillende oppgitte toleranser. Avvik fra dette skal ikke overstige 1:50.

Det må tas hensyn til kvaliteten på betongen i toppen av pelen. All defekt betong i toppen av den installerte pelen skal kappes ned til frisk betong og repareres med ny betong godt forbundet til den gamle.

### 6.3 Peleprotokoll

Det skal føres peleprotokoll for hver pel, og hver pel skal benevnes med et unikt nummer i samsvar med peleplanen, som kommer fra RIB. Protokollen skal inneholde alle opplysninger om pelen og alle relevante data fra selve pelingen. Som et minimum må protokollen inneholde:

- Tidspunkter (støpedato, rammedato etc.)
- Identifikasjon av hver pel
- Peletype
- Lengde av hvert peleelement og samlet lengde
- Lengde av pelespiss
- Type og størrelse av rammeutstyr
- Fallhøyde
- Rammemotstand for ramming av hele pelelengden (antall slag/meter synk)
- Avlest helning/loddavvik under ramming
- Synkningsmåling: synkning per slagserie á 10 slag ved ramming gjennom harde lag (synk mindre eller lik 40mm)
- Innmeislingskriterium og etterramming og anleggsdel
- Nivellement
- Avvik fra forutsetningene og eventuelle forhold som kan påvirke pelens bæreevne (avvikende plassering, helning etc.)
- Godkjenning før kapping
- Utførende entreprenør og navn på boreriggfører

Alle peler skal vurderes av rådgivere på grunnlag av entreprenørens peleprotokoller. Peler som ikke tilfredsstillende kravene til toleranse og kvalitet generelt, kan bli vraket.

Peleprotokollen skal føres fortløpende, og overleveres totalentreprenøren daglig. Fullstendig peleprotokoll for alle pelene i en pelegruppe skal overleveres byggherren før pelene kappes.

### 6.4 Utsetting og innmåling

Pelene skal settes ut etter peleplanen utarbeidet av RIB. Alle peler skal nivelleres etter hovedrammingen, og umiddelbart før og etter etterramming.

Entreprenøren er ansvarlig for utsetting og innmåling

#### Toleranser:

Vertikale betongpeler skal installeres innenfor følgende geometriske avvik:

- Topp pel skal ha tilstrekkelig høyde for frilegging av armeringen
- Toleranse for ferdig installert vertikal pel, plassering av kappet peletopp (samlet byggeplassavvik) er  $\pm 100$ mm fra prosjektert beliggenhet i horisontalplanet
- Tillatt loddavvik for vertikale betongpeler er maks 2%



## 6.5 Vrakpeler

Peler som drar seg skjeve eller oppfører seg unormalt med hensyn til synkningsforløp eller ekstreme dybder, slik at muligheten foreligger for at pelen kan være brukket, bøyd eller skrenset mot en eller annen hindring i bakken, skal protokolleres og pelen vrakes. Vrakpel skal om mulig trekkes og erstatningspel rammes.

For peler som i kappnivået ikke tilfredsstillere kravet til teoretisk plassering eller helning/retthet, må erstatningspeler vurderes. Spørsmålet om boring av erstatningspeler og plassering av slike, skal i hvert enkelt tilfelle tas opp med byggherren. I gitte tilfeller kan erstatningspel unngås ved å justere plassering av øvrige peler i en pelegruppe.

## 7 Referanser

- Ref. 1 Norconsult (2018): Datarapport, Oppdrag nr. 5177469, 5177469-RIG01
- Ref. 2 Byggesaksforskriften (SAK10) - <https://dibk.no/byggereglers/sak/1/1/innledning/>
- Ref. 3 Byggteknisk forskrift (TEK17) - <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- Ref. 4 NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Ref. 5 NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2008: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler
- Ref. 6 NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- Ref. 7 Peleveiledningen - Utarbeidet av Den norske pelekomité og publisert av Norsk geoteknisk forening, 2012
- Ref. 8 Statens vegvesens håndbok N200, 2014
- Ref. 9 Statens vegvesens håndbok V220, 2014
- Ref. 10 NGU Berggrunnskart
- Ref. 11 Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap – Havnivåstigning og stormflo – samfunnssikkerhet i kommunal planlegging, 2016
- Ref. 12 NS 3458: Komprimering - Krav og utførelse