

Elin Marie Strand Jensen

# Numerisk Analyse av Jordnagler i PLAXIS 2D

En studie av jordnagler og modelleringsmetoder i  
litteraturen og i PLAXIS 2D

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Steinar Nordal

Medveileder: Åsmund Elgvasslien

Juli 2021



Elin Marie Strand Jensen

# **Numerisk Analyse av Jordnagler i PLAXIS 2D**

En studie av jordnagler og modelleringsmetoder i  
litteraturen og i PLAXIS 2D

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk  
Veileder: Steinar Nordal  
Medveileder: Åsmund Elgvasslien  
Juli 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden



## Forord

Dette er en masteroppgave i geoteknikk og det er den avsluttende delen av masterprogrammet Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Oppgaven er en del av faget TBA4900 og utgjør 30 studiepoeng. Arbeidet med oppgaven er utført våren 2021.

Oppgaven er foreslått i samarbeid med Steinar Nordal(NTNU) og Åsmund Elgvasslien (Sweco), som har vært veileder for oppgaven gjennom semesteret.

Spesielt vil jeg takke professor Steinar Nordal for forståelse, støtte, samtaler og møter underveis og hjelp til modellering og forståelse av PLAXIS 2D. Jeg vil også rette en takk til Åsmund Elgvasslien og Sweco for forslag av prosjekter og tilgang til gang til dem, dette gjorde oppgaven mye mer spennende og interessant for meg

Sist vil jeg gi en uendelig stor takk Ådne Ringvoll for støtte, oppmuntring og korrekturlesning uten deg ville jeg ikke ha klart å fullføre denne oppgaven.

Trondheim, juli 2021

Elin Marie Strand Jensen

## Sammendrag

Behovet for skråningsstabilisering har i den senere tiden økt dramatisk - det norske vegnettet utvides og bygges ut, dette krever ofte at terrenget må tilpasses vegen; naturlige skråninger blir ustabile på grunn av endrede miljøforhold og eldre støttekonstruksjoner krever vedlikehold og forsterkning. Jordnagling har vist seg å være en effektiv og økonomisk metode for å løse slike problemer dersom de rette grunnforholdene er tilstede.

Det er stor enighet i forskningsmiljøer om prinsippene bak jordnagling og at jordnagling er en effektiv metode for skråningsstabilisering. Fasene i forkant av selve byggingen av støttekonstruksjonen: beregningsprinsipper, metode for stabilitetsanalyse og parametervalg fremstår det derimot ikke som fagfeltet har en enighet om. Tradisjonelt sett har skråningsstabiliteten blitt vurdert ved å anvende prinsippet om grenselikevekt(LEM), men i nyere tid har det blitt mer og mer vanlig å benytte elementmetode-programmer(FEM) til dette. Forskingen innen fagfeltet har derfor i nyere tid i stor grad vært rettet mot stabilitetsanalyse ved anvendelse av FEM-metode og da særlig FEM-maskinprogramvare. Men det finnes få klare og tydelige anbefalinger og fremgangsmåter for hvordan man modellerer jordnagler i PLAXIS 2D.

Det er utført et litteraturstudium for å undersøke hva litteraturen sier om jordnagling og hvilke metoder forskningen anvender i modellering av jordnagler. Resultater fra litteraturen viser at det finnes tre metoder for å modellere oppførselen, egenskapene og prinsippene bak kraftoverføringen som skjer når en jordnagle brukes i skråningsstabilisering. Den best egnede modelleringsmetoden er å bruke "embedded beam - element" i PLAXIS 2D. Embedded beam elementet er programmert slik at det både har en kontaktflate som simuler kraftoverføringen mellom jord og nagle og en materialoppførsel som simulerer kapasiteten i armeringsstålet.

Resultater fra litteraturstudiet ble anvendt i numerisk analyse ved bruk av PLAXIS 2D for å undersøke effekten av jordnagling som stabiliseringsmetode i to prosjektcaser. Resultater fra beregningene viser at når jordnagler er ankret til berg er metoden som bruker node-to-node ankere godt egnet. Men litteraturen viser at bruk av node-to-node ankere alene for å modellere jordnagler gir en urealistisk kapasitet til naglene. Bruk av metoden med geogrid og interface-element

rundt geogridet er en lite egnet metode. Den reduserte styrken i kontaktflaten, som kommer av at man overfører en 3D overflate til et 2D plant element gjør at naglene modellert med denne metoden heller virker destabiliserende enn stabiliserende på skråningen. Metoden med å anvende embedded beam element for å modellere jordnaglen er i følge litteraturen den beste egnede. Resultater fra beregningen viser at det kreves lang forankringslengde for at modellen skal klare å oppnå tilstrekkelig sikkerhet. Det kan konkluderes basert på resultatene fra analysene og litteraturen at de gitte geometriske parameterne for prosjektcase 2 ikke er helt optimalt med tanke på skråningsstabiliteten. Resultater fra beregningen for prosjektcase 1 i PLAXIS 2D gir verdier som ser ut til å stemme med tidligere utførte studier og feltmålinger.

## Abstract

The need for slope stabilization has increased dramatically in recent times - the Norwegian road networks are being developed and expanded, and this often requires the terrain to be adapted to the road; natural slopes become unstable due to changed environmental conditions and older support structures require maintenance and reinforcement. Soil nailing has proven to be an effective and economical method of solving such problems if the right soil conditions are present. There is a common agreement in research communities about the principles behind soil nailing and that soil nailing is an effective method for slope stabilization. The phases prior to the actual construction of the support structure: calculation principles, method for stability analysis and parameter selection, on the other hand, do not appear to be entirely in agreement. Traditionally, scoring stability has been assessed using the principle of limit equilibrium (LEM), but in recent times it has become more and more common to use finite element method (FEM) programs for this. Research in the field has therefore in recent times largely focused on stability analysis using the FEM method and especially FEM hardware software. But there are few clear and distinct recommendations and procedures for how to model soil nails in PLAXIS 2D. A literature study has been carried out to investigate what the literature says about soil nailing and what methods the research uses in modeling soil nails. Results from the literature show that there are three methods for modeling the behavior, properties and principles behind the power transmission that occurs when a soil nail is used in slope stabilization. The most suitable modeling method is to use "embedded beam element" in PLAXIS 2D. The embedded beam element is programmed so that it has both a contact surface that simulates the force transfer between soil and rivets and a material behavior that simulates the capacity of the reinforcing steel. Results from the literature study were used in numerical analysis using PLAXIS 2D to investigate the effect of soil nailing as a stabilization method in two project cases. Results from the calculations show that when soil nails are anchored to rock, the method that uses node-to-node anchors is well suited. But the literature shows that the use of node-to-node anchors alone to model ground nails gives an unrealistic capacity to the nails. Use of the geogrid and interface method element around the geogrid is an unsuitable method. The reduced strength of the contact surface, which comes



from transferring a 3D surface to a 2D flat element, means that the nails modelled with this method have a more destabilizing effect than stabilizing the slope. The method of using embedded beam element to model the soil nail is according to the literature the most suitable. Results from the calculation show that a long anchoring length is required for the model to be able to achieve sufficient safety. It can be concluded based on the results from the analyzes and the literature that the given geometric parameters for project case 2 are not fully optimal with regard to the slope stability. Results from the calculation for project case 1 PLAXIS 2D give values that seem to agree with previously performed studies and field measurements.

## **Sammendrag**

# Innhold

Forord . . . . .	i
Sammendrag . . . . .	ii
Abstract . . . . .	iv
Sammendrag . . . . .	v
<b>1 Introduksjon</b>	<b>2</b>
1.1 Bakgrunn . . . . .	2
1.2 Formål til oppgaven og forskningsspørsmål . . . . .	3
1.3 Begrensninger . . . . .	4
1.4 Metode . . . . .	5
1.5 Struktur på oppgaven . . . . .	5
<b>I Litteraturstudie</b>	<b>8</b>
<b>2 Jordnagling - beskrivelse av metoden og utvikling</b>	<b>9</b>
2.1 Opprinnelse og utvikling av metoden . . . . .	11

2.2	Konstruksjonsdeler i et jordnaglingssystem . . . . .	14
2.3	Dimensjoneringsparametere . . . . .	16
2.4	Konstruksjon . . . . .	17
2.5	Fordeler og ulemper . . . . .	20
<b>3</b>	<b>Grunnforhold og jordnagler</b>	<b>23</b>
3.1	Grunnforhold som er godt egnet for jordnagling . . . . .	24
3.2	Vanskelige/begrensende grunnforhold for jordnagling . . . . .	25
3.3	Uegnende grunnforhold . . . . .	25
3.4	Grunnvannsnivå . . . . .	26
<b>4</b>	<b>Dimensjonering</b>	<b>29</b>
4.1	Forenklet dimensjonering, erfaringstall . . . . .	32
4.2	Jordnaglingsparametere som påvirker global skråningsstabilitet . . . . .	33
4.2.1	Naglelengde . . . . .	33
4.2.2	Vinkel på jordnaglene . . . . .	34
4.2.3	Helning på frontveggen . . . . .	35
4.2.4	Terrenghelning bakenfor fronten . . . . .	35
4.2.5	Avstand mellom naglene . . . . .	36
4.3	Mulige bruddmekanismer . . . . .	37
4.4	Krefter i jordnagler . . . . .	41
4.5	Deformasjon . . . . .	44

4.6	Utvikling av kraft og deformasjoner i jordnaglingskonstruksjoner . . . . .	46
<b>5</b>	<b>Anvendelse av PLAXIS 2D i dimensjonering av jordnagler</b>	<b>49</b>
5.1	Elementmetode i geoteknikk . . . . .	49
5.2	Generelt om PLAXIS 2D . . . . .	51
5.3	Jordmodeller i PLAXIS 2D . . . . .	52
5.3.1	Lineær elastisk . . . . .	53
5.3.2	Mohr Coulomb modellen . . . . .	53
5.4	Modellering av jordnagling i PLAXIS 2D . . . . .	55
5.4.1	Metode A - Embedded beam row . . . . .	56
5.4.2	Metode B - Kontinuerlig plate . . . . .	59
5.4.3	Metode B - Goegrid . . . . .	61
5.4.4	Metode C - Node-to-node ankere . . . . .	63
5.4.5	Beregning av sikkerhetsfaktor for global stabilitet . . . . .	64
<b>II</b>	<b>Prosjekteksampler</b>	<b>66</b>
<b>6</b>	<b>Case 1</b>	<b>67</b>
6.1	Om prosjektet . . . . .	67
6.1.1	Grunnforhold og geotekniske parametere . . . . .	69
6.2	Metode . . . . .	71
6.2.1	Prosedyre . . . . .	71

6.2.2	Beskrivelse av modellen og parameterene . . . . .	72
6.2.3	Utfordringer og løsninger . . . . .	73
6.2.4	Beregningsfaser i PLAXIS 2D . . . . .	77
6.3	Resultater og diskusjon . . . . .	79
6.3.1	Effekt av plastisk null-fase . . . . .	79
6.3.2	Effekt av grunnvann . . . . .	79
6.3.3	Aksialkrefter . . . . .	85
6.3.4	Deformasjoner . . . . .	87
6.3.5	Sikkerhet og stabilitet under konstruksjonsfasen . . . . .	88
<b>7</b>	<b>Case 2</b>	<b>89</b>
7.1	Om prosjektet . . . . .	89
7.1.1	Grunnforhold . . . . .	90
7.2	Metode . . . . .	92
7.2.1	Prosedyre . . . . .	92
7.2.2	Beskrivelse av modellen parametere . . . . .	92
7.2.3	Utfordringer og løsninger . . . . .	93
7.2.4	Beregningsfaser i PLAXIS 2d . . . . .	94
7.3	Resultater og diskusjon . . . . .	95
7.3.1	Node-to-node ankere . . . . .	95
7.3.2	Geogrid . . . . .	97

<i>INNHOLD</i>	1
7.3.3 Embedded beam . . . . .	97
<b>8 Sammendrag</b>	<b>98</b>
8.1 Sammendrag og Konklusjoner . . . . .	98
8.2 Videre Arbeid . . . . .	99
<b>Bibliografi</b>	<b>100</b>
<b>Vedlegg</b>	
<b>A Tilleggsinformasjon</b>	<b>103</b>
A.1 Søkerord for litteratursøk . . . . .	103
<b>B Tilleggsinformasjon prosjektcasene</b>	<b>104</b>
B.1 Prosjektcase 1 . . . . .	104
B.2 Ytterligere resultater fra PLAXIS 2D . . . . .	106
B.3 Prosjektcase 2 . . . . .	108
B.3.1 Kapasitetsberegning interface-element Geogrid . . . . .	108
B.3.2 Kapasitetsberegning Embedded beam . . . . .	108

# Kapittel 1

## Introduksjon

### 1.1 Bakgrunn

I dag planlagges og utføres det mange store og små veiprosjekter rundt om i Norge. Det er i dag nesten 200 km med veg under bygging eller med prosjektstart i 2021 og siden 2013 er det åpnet åpnet nærmere 800 km med nye vegstrekninger (Samferdselsdepartementet, 2020). Med en slik utvidelse av vegnettet og geografien i Norge, må mange av vegene gå gjennom terrenget. Mye av dette vil være fjellskjæringer, men også en del vil være skjæringer i løsmasse og det er derfor behov for metoder og teknikker for å stabilisere skråninger og vertikale utgravninger. Stabilisering av skråninger kan gjøres på mange ulike måter. En av teknikkene som gir god støtte til vertikale og nærvertikale vegger er jordnagling.

Det er gjort mye forskning på jordnagler. Flere store forskningsprosjekter i blant annet Frankrike og Tyskland har lagt grunnlaget for dette fagfeltet. Dette inkluderer “CLOUTERRE-prosjektet” i Frankrike (French National Research Project & Schlosser, 1993) og “Bodenvernagelung -prosjektet” Lazarte mfl. (2015), samt norske (Statens Vegvesen, 2002) og nordiske (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006) manualer for bygging av jordnaglingsmurer. I perioden etter dette er det få nye manualer for dimensjonering som er publisert. Forskingen som er gjort i fagfeltet i nyere tid er i stor grad rettet mot vurderinger av ulike metoder for stabilitetsanalyse av

jordnaglingsmurer, og bruker de eksisterende manualene som utgangspunkt. Blant annet er beregning med FEM-analyseprogrammer blitt undersøkt i mange artikler (Villalobos & Villalobos, 2021) (Singh & Sivakumar Babu, 2010), (Fan & Luo, 2008). Felles for disse artiklene er at det er betydelig variasjon i måtene som beskrives for å modellere jordnagler. Det er ikke funnet artikler som sammenlikner metodene, for å identifisere de ulike metodenes fordeler og ulemper.

Numerisk dimensjonering av jordnagler er et felt i utvikling. Tradisjonelt har grenselikevektsberegninger (LEM) vært mest brukt for å vurdere stabiliteten av skråninger. I nyere tid har metoder som elementmementmetodeberegninger (FEM) blitt mer brukt. Det er svært aktuelt å bruke slike programmer beregninger av likevekt og stabilitet, da det er tidsbesparende og gjør at det kan fokuseres mer på geotekniske problemstillinger enn beregningsmessige.

## **Problemformulering**

Det er stor enighet om prinsippene bak jordnagling og at jordnagling er en effektiv metode for skråningsstabilisering. Fasene i forkant av selve byggingen av konstruksjonen: beregningsprinsipper, stabilitetsanalyser og parametervalg, fremstår som mer ukoordinert. Det er mange artikler som legger frem sin måte å modellere jordnagler i FEM-programmer, og argumenterer godt for den, men en samlet oversikt over hvordan ulike antakelser påvirker det endelige resultatet, foreligger ikke. Det finnes altså ingen enighet eller klar anbefaling om hvordan jordnaglingssystemer skal modelleres i et FEM-program, og hvilke antakelser som blir riktige eller feil å gjøre i dimensjoneringen. Dette gjør beregning og modelleringen av jordnaglingsmurer svært avhengig av personlige erfaringer og preferanser.

## **1.2 Formål til oppgaven og forskningsspørsmål**

Denne oppgaven har som formål å undersøke hva litteraturen presenterer av metoder for modellering av jordnagler i PLAXIS 2D, hvordan dette utføres og hvilken effekt dette har på resultatet. Oppgaven er derfor todelt - del 1 består av et litteraturstudie og del 2, hvor kunnskapen om



jordnagler og modelleringsmetoder for jordnaler implementeres i to prosjektcase. Prosjektcase-ene er begge prosjekter av Sweco for Statens Vegvesen og jordnaglingsteknikk ble benyttet for å stabilisere en skråning.

Hovedformålet med denne oppgaven er å undersøke og sammenligne ulike metoder å modellere jordnagler i PLAXIS 2D. Forskningsspørsmål for denne oppgaven er:

1. Hva sier litteraturen om modellering av jordnagler i PLAXIS 2D?
2. Hvordan påvirker grunnforholdene den globale sikkerhetsfaktoren ved bruk av jordnagler til berg?
3. I hvilken grad er det mulig å modellere en jordnalge realistisk i PLAXIS 2D?

### 1.3 Begrensninger

I litteraturstudiet er det fokusert på prinsippet bak jordnagling, hvilke hensyn og antagelser man må gjøre og grunnleggende beregning av parametere som kreves for å utføre en stabilitetsanalyse i et elementmetodeprogram. Grenselikevektsmetoder for skråningsstabilitet er ikke presenter i oppgaven og det har heller ikke blitt utført beregninger med denne metoden for å sjekke skråningstabiliteten.

I modelleringen i PLAXIS 2D er ikke hovedgeometrien endret for å øke sikkerhetsfaktoren. Geometriske parametere som definerer modellene er ikke blitt validert opp mot litteraturen. Det er heller blitt undersøkt om den prosjekterte bereningen kan modelleres med metodene som er anbefalt for modellering av jordnagler i litteraturen. For case 1 er geometrien beholdt i sin helhet og det som blir undersøkt er effekten av grunnvann og ulike utførelsesforhold. I case 2 er lengden på stagene forlenget med 9 m.

Det er antatt at geotekniske materialparametere brukt i prosjekteringen av casene er representative for grunnforholdene.

På grunn av manglende tilgang til filen brukt i prosjekteringsrapporten i prosjektcase 1 er det

benyttet en modell for et skråningsprofil som ligger samme del av skråningen, konstruksjonshøyden er tilnærmet lik og ellers er geometrien svært lik. Det er derfor antatt at resultater fra anvendt profil er sammenlignbart med profil brukt i prosjekteringen.

Fokuset i modelleringen er begrenset til jordnaglen. Modelleringsmetoder for frontmuren, drenering, og permanent kledning av muren er ikke undersøkt i denne oppgaven.

## 1.4 Metode

Arbeidet starter med et litteraturstudie med fokus på det generelle grunnlaget og prinsippene for jordnagling og bruk av PLAXIS 2D for å modellere jordnagler.

For å illustrere bedre hvordan jordnagler modelleres i PLAXIS 2D og effekten av dette på skråningstabilitene blir de to nevnte prosjektcasene benyttet til. De to prosjektcasene kan ikke i utgangspunktet direkte sammenlignes på grunn av ulikheten i utførelse av konstruksjonen. I case 1 brukes jordnagler til å stabilisere en utgravet skråning, mens i case 2 brukes jordnagler til å stabilisere en eksisterende støttemur i en skråning. Prosjektcasene egner seg derfor godt til å vise variasjonen av ulike problemstillinger og utfordringer som kan oppstå når man dimensjonerer et jordnaglingssystem.

Kunnskapen som er innehentet i litteraturstudiet blir brukt til å beregne og vurdere materialparameterne til jordnaglene. Resultater fra disse beregningene sammenlignes med verdier brukt i prosjektet.

## 1.5 Struktur på oppgaven

Denne master oppgaven er delt inn i to deler. Del I består kapittel 2 til 5 og presenterer funnene fra et litteraturstudie hvor jordnagling som metode blir presentert. Del II består av to prosjekt-eksempler som er brukt for å vise hvordan man bruke PLAXIS 2D til modellering av jordnagler.

I kapittel 2 gis en beskrivelse av metoden bak og utviklingen til jordnagling. Innledningsvis gis en grunnleggende og overordnet oversikt over hvordan jordnagler monteres og fungerer. Så presenteres utviklingen av metodene i USA og ulike europeiske land, med et hovedfokus på norske og nordiske kilder. En oversikt over de vanligste konstruksjonsdelene i et jordnaglingssystem presenteres, før man går videre med en oversikt over aktuelle dimensjoneringsparametere. Til sist vises en oversikt over fordeler og ulemper ved jordnagling som metode.

Kapittel 3 går i dybden på hva litteraturen sier om viktigheten av grunnforhold. Det studeres hvilke faktorer ved grunnforholdene som er vist å påvirke effekten av jordnagling og om faktorene øker eller senker effekten av jordnaglingen. Grunnvann som faktor har blitt spesielt grundig vurdert. Det sees også på hvilke typer jord som er best egnet til å sikres med jordnagler, og hvilke typer løsmasser som ikke egner seg til jordnagling.

Kapittel 4 tar for seg vurderingene med hensyn til dimensjonering av jordnagler. Kapitlet starter med en gjennomgang av beregningsgangen for jordnagler, før det undersøkes hvilke faktorer som er viktig i designet av en jordnaglingsvegg. Noen erfaringstall for forenklet dimensjonering presenteres. Deretter beskrives ulike aspekter av jordnaglens som har innvirkning på dimensjoneringen. Mulige bruddmekanismer utforskes og det gis en oversikt over hvordan kreftene som virker på naglene kan estimeres. Til slutt presenteres formler som kan brukes for å gi et overslag på deformasjoner forventede deformasjoner.

I kapittel 5 utforskes det hvordan PLAXIS 2D kan benyttes for dimensjonering av jordnagler. Det gis først en forklaring på bruken av elementmodellen innen geoteknikk, før PLAXIS 2D som beregningsprogram presenteres. Det undersøkes så ulike måter å dimensjonere de ulike delene av en jordnaglingsvegg i PLAXIS 2D, både ulike jordmodeller, modeller for modellering av naglene og for modellering av fronten.

I kapittel 6 presenteres resultater fra analyse utført med PLAXIS 2D på en utgravet veiskjæring i løsmasser forsterket med jordnagler forankret til berg. Kapitlet starter med å presentere prosjektet, terrengprofil og geoteknisk karakterisering av området. Deretter vil oppsettet av jordnagler, tilhørende parameter og egenskaper beskrives. Prosjektseksempelet i dette kapitlet er brukt til å vise effekten av en støttekonstruksjon som bruker jordnagler forankret til berg. Re-

sultater fra beregningen viser effekten av ulike forhold som påvirker beregnet global sikkerhetsfaktor, deformasjon og aksialkrefter og disse blir diskutert kort og eventuelt knyttet opp mot litteraturen der det er relevant.

I kapittel 7 presenteres resultatene fra PLAXIS 2D ved analyse av en natursteinmur forsterket med jordnagler. Dette er et planlagt prosjekt i regi av Statens Vegvesen hvor Sweco har stått for prosjekteringen. Kapitlet gir først en presentasjon av prosjektet, geotekniske forhold i området og en beskrivelse av jordnaglingskonstruksjonen. Prosjekteksempelen i dette kapitlet er brukt til å vise resultater fra ulike modelleringsmetoder for jordnagler og effekten av disse på skråningsstabiliteten. Resultatene fra beregningene blir presentert og diskutert.

Kapittel 8 gir en kort oppsummering av hovedfunnene i litteraturstudien og resultatene fra beregningene, og avsluttes med konklusjon og forslag til videre arbeid.

Symboler, forkortelser og tilleggsinformasjon til Del I og Del 2 er gitt i vedleggene.

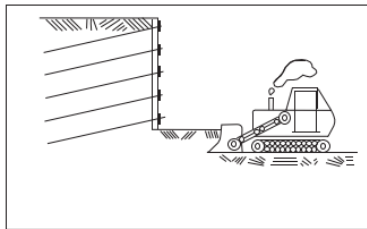
**Del I**

**Litteraturstudie**

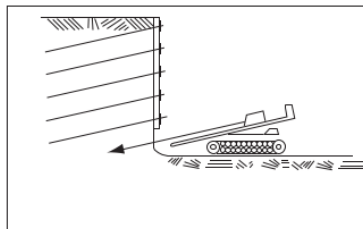
## Kapittel 2

# Jordnagling - beskrivelse av metoden og utvikling

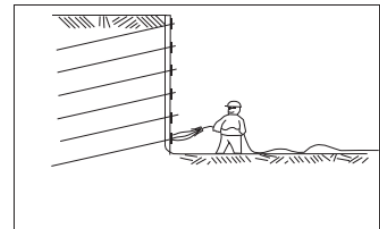
Jordnagling er en teknikk for å stabilisere og forsterke skråninger og vertikale utgravninger. En jordnaglingsvegg bygges ved at det graves trinnvis ut nedover i en skråning eller veiskjæring, se figur 2.1. Naglene installeres i jorden med en helning nedover etter hvert utgravningstrinn. For å unngå at jorden sklir ut mellom stagen må det påføres en form for forsterkning mellom naglene. Det brukes som regel armet sprøytebetong. Flatene i front kan være vertikale eller ha en helning og den kan kles med ulike materialer (French National Research Project & Schlosser, 1993). Utførelse og byggetrinn presenteres mer i detalj i kapittel 2.4.



(a) Utgravning



(b) Installasjon av jordnagler



(c) Påføring av sprøytebetong

Figur 2.1: Byggetrinn i konstruksjon av en jordnaglingsvegg (French National Research Project & Schlosser, 1993).

Hovedmålet med jordnaglene er å øke jordens styrke. Dette skjer ved at det i kontaktflaten mel-

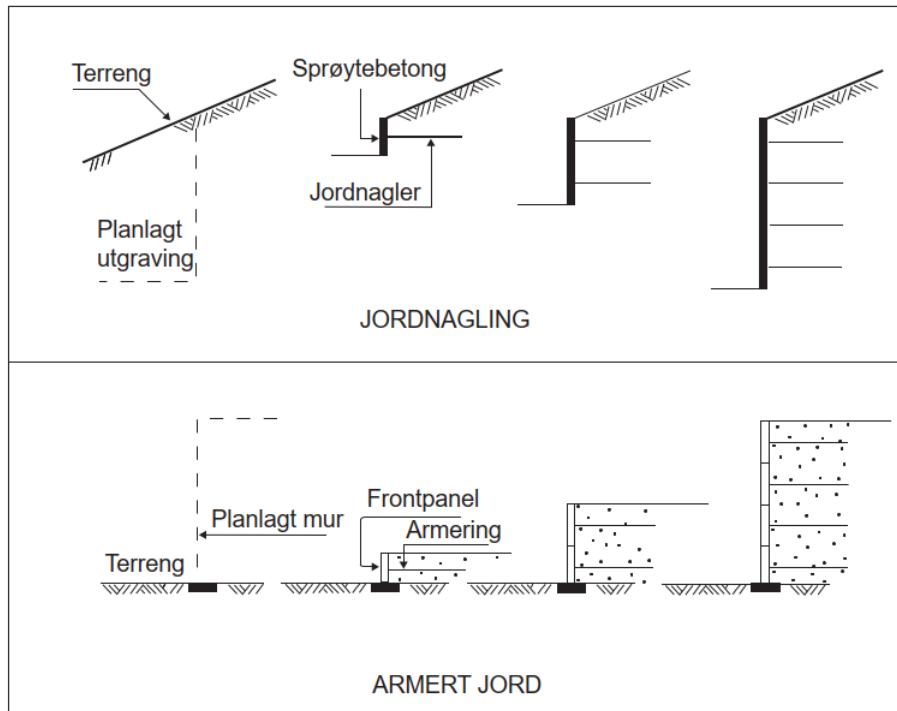
lom jorden og naglen mobiliseres tilstrekkelig friksjon slik at en kraftoverføring oppstår gjennom skjærspenning på denne kontaktflaten (Lazarte mfl., 2015). For at friksjonen i kontaktflaten skal mobiliseres og stagene "aktiveres" kreves det kun små deformasjoner i den aktive sonen rundt jordnaglene. Disse små deformasjonen i jorden overføres til stagene som aksielle strekkrefter, skjærspenninger og bøyemoment.

Jorden i en skråning med jordnagling deles ofte inn i to soner: en aktiv og en passiv sone (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006). Deformasjonene som "aktiverer" stagene oppstår i den aktive sonen, her er den mobiliserte friksjonen i kontaktflaten rettet mot veggen og fronten av skråningen. Friksjonskraften i denne sonen forsøker å dra ut naglene av jorden. I den passive sonen, forankringssonen, er friksjonen rettet inn i skråningen og bort fra veggen. Dette hindrer naglene og dermed også jorden i aktiv sone fra å skli ut (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006). Jordnagling blir derfor betegnet som en passiv forankringsmetode - stagene blir ikke forspent for å aktivere kapasiteten, det er bevegelser i jorden som aktiverer dem og kapasiteten kommer fra mobilisert friksjon i passiv jordsone.

Jordnagling som stabiliseringsmetode er godt egnet for følgende problemstillinger (Lazarte mfl., 2015):

- Veiskjæringer
- Utvidelse av veier under eksisterende brofester
- Reparasjon og gjenoppbygging av eksisterende støttekonstruksjoner
- Midlertidige og permanente utgravninger i urbane miljøer

Sammenlignet med andre teknikker for stabilisering skiller jordnagling seg ut ved at den utføres ovenfra og ned. Figur 2.2 viser en sammenligning av hvordan metodene for jordnagling og armert jord utføres (Statens Vegvesen, 2002). Jordnagling starter fra terrengnivå og det graves ut etterfulgt av forsterkning ved installering av jordnagler med en helning nedover og sprøytebetong i forkant. Dette gjentas i flere trinn til planlagt bunnivå. Armert jord starter også fra terrengnivå, men her legges frontpanel først, før tilførte masser legges ut på terrenget lagvis med armeringen.



Figur 2.2: Jordnagler sammenlignet med armert jord, hentet fra Statens Vegvesen (2002).

## 2.1 Opprinnelse og utvikling av metoden

Bruken av jordnagler for å stabilisere skråninger har blitt svært utbredt - i Frankrike og Tyskland bygges det årlig mellom 120000 og 150000 m<sup>2</sup> skråninger som stabiliseres med jordnagler (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005). Innledningsvis ble jordnagler brukt for å stabilisere midlertidige vegger og skråninger, men i dag brukes det også til permanente konstruksjoner.

Teknikken med å bruke lange nagler/bolter/stag installert i grunnen, festet til en fasadevegg av betong for å redusere deformasjon og øke stabilitet er basert på teknikker for fjelbolting og armert jord utviklet på 1960-tallet (Lazarte mfl., 2015). Bruken av jordnagler i støttekonstruksjoner for å stabilisere skråninger startet i Frankrike og den første jordnaglingsmuren ble bygget i 1972 med en 18 m høy skjæring for en jernbanelinje (French National Research Project & Schlosser, 1993). Etter dette ble bruk av jordnagling for å stabilisere skråninger og utgravninger mer utbredt i Frankrike. Uavhengig av dette, ble det også i Tyskland og USA i det samme tidsrommet



satt igang forskning og arbeid med jordnagling i støttekonstruksjoner. I 1979 ble det holdt en internasjonal konferanse i Paris om jordarmering. Inntil da hadde fagfeltene i de tre landene jobbet helt uavhengig av hverandre, men dette førte til en større utveksling av forskning og resultater (Bruce & Jewell, 1986). Likevel har det blitt utviklet forskjellige metoder for å beregne og dimensjonere jordnaglingskonstruksjoner. Under gis en kort oppsummering av forskning fra Frankrike og Tyskland, samt en kort oversikt over tekniske standarder og retningslinjer som andendes internasjonalt.

### *Tyskland*

Den første permanente jordnaglingsmuren ble bygget i Tyskland i 1979. I forkant av dette ble det gjennomført en mengde fullskalaforsøk i forbindelse med forskningsprosjektet *Bodenvernagelung*. Hovedfunnene fra forskningen utført i Tyskland var følgende (Statens Vegvesen, 2002):

- Jordnaglingskonstruksjoner har lignende oppførsel som gravitasjonsmurer.
- For en vertikal vegg med horisontalt terreng er den nødvendige lengden av jordnagler  $L = 0,5H - 0,8H$ , hvor H er høyden av veggen.
- Maksimal avstand mellom naglene bør ikke overskride 1,5 m
- Jordtrykk kan antas å være jevnt fordelt mot fronten av konstruksjonen og med en størrelsesorden på 40 – 70% av det aktive jordtrykket.

### *Frankrike*

Utviklingen innen metoder for å installere og anvende jordnagler til støttekonstruksjoner har vært enorm etter at den første jordnaglingskonstruksjonen ble bygget med suksess. I 1986 ble det satt igang et stort, grundig forskningsprogram (Bruce & Jewell, 1986) kalt Clouterre (clou=nagle, terre=jord). Dette prosjektet ble avsluttet i 1990 og inkluderte flere fullskalaforsøk. Jordnagling i Frankrike utføres i dag etter *Recomendations Clouterre*, oversatt til engelsk i 1993 French National Research Project og Schlosser (1993). Dette dokumentet oppsummerer hele dimensjonerings- og byggeprosessen for jordnagling (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005). I dag står den høyeste jordnaglingsmuren i Frankrike som er 21 m høy. Dette er en jordnaglingsmur kombinert med forspente ankere i toppen (Statens Vegvesen, 2002).

## USA

Jordnagling ble først brukt i USA i 1976 i Oregon, i forbindelse med en høy graveskråning på 13,7 m. I 1984 finansierte *Federal Highway Administration* (FHWA) et stort prosjekt med en 12 m høy jordnaglingsvegg. FHWA finansierte oversettelsen av *Clouterre, 1991* til engelsk og publiserte sine egne retningslinjer, *Manual for design and construction monitoring of soil nail walls* i 1996 (Lazarte mfl., 2015). Dette dokumentet presenterer hvordan jordnagling skal anvendes i støttekonstruksjoner og en detaljert dimensjoneringsguide for jordnaglingskonstruksjoner. I senere tid har FHWA publisert en rekke forskning på jordnagling som blant annet undersøker: programvare for å teste uttrekkskapasiteten til jordnagler, faktorer som påvirker korrosjon av jordnagler.

## Europeiske Standarder og Eurokoder

De to mest relevante Europesiske standardene som omhandler jordnagling er:

- NS-EN 1997-1:2004+A1+NA *Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering*; her nevnes jordnagling kun som en type tiltak for å stabilisere ustabile skråninger, det er ikke beskrevet i detalj om dimensjonering eller krav.
- NS-EN 14490:2010 *Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Jordnagling*; her presenteres generelle prinsipper for utførelse, testing og overvåking under utførelse og i etterkant av installasjon.

## Norden og Norge

Den første permanente jordnaglingsmuren i Norge ble oppført i 1993 ved Vingrom kirke, med en høyde på 6 m og helning 3:1. Valget falt på jordnagling som stabiliseringsteknikk på grunn av nærheten til kirkegården - andre stabiliseringsmetoder kunne ikke brukes da de ville kommet i kontakt med selve kirkegården. Tidlig på 1990-tallet ble jordnagling også brukt til å stabilisere skråninger etter ras (Statens Vegvesen, 2002).

*Nordisk Håndbok for armert jord og fyllinger* (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006) ble publisert høsten 2002 og var et samarbeid mellom forskere og fagfolk innen geoteknikk fra hele Norden. Denne håndboken inneholder retningslinjer både for armert jord, jordnagling og fyllinger på bløt underlag. Hensikten med håndboken, da den ble publisert var å "øke

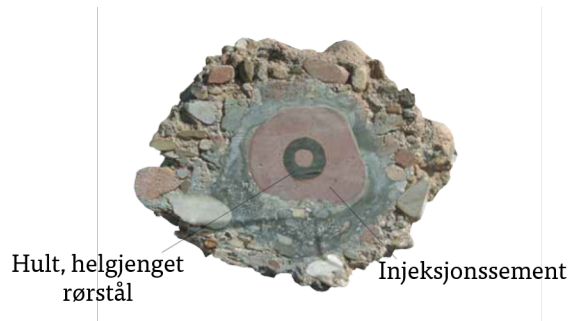
*kunnskapen om armert jord*”(jordnagler er også inkludert i dette begrepet) ”...og innføre bruk av *partielle sikkerhetsfaktorer i prosjekteringen*” (Statens Vegvesen, 2018). Da Håndboken ble utgitt var utarbeidelsen av Eurokodene på dette fagområdet fremdeles pågående og de geotekniske foreningene i Norden og Nordisk Industrifond så derfor et behov for å utgi en veileder for dimensjonering av armert jord og fyllinger. Denne veilederen er fremdeles relevant i dag.

Statens vegvesen publiserte første veileder for geoteknikk i vegbygging i 1990. Siden den tid har veilederen blitt oppdatert jevnlig og veiledning for dimensjonering jordnagling har også blitt inkludert. Veiledningen i Statens Vegvesen (2018) må ses i sammenheng med *Nordisk Håndbok - Armert Jord og fyllinger*(Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006) og *Publikasjon nr 99* fra Vegdirektoratet (Statens Vegvesen, 2002). Veilederen følger krav og retningslinjer fra Eurokode 7 (Standard Norge, 2004).

## 2.2 Konstruksjondeler i et jordnaglingssystem

I jordnaglingskonstruksjoner benyttes følgende elementer: armeringselementer, sementsuspensjon, frontkledninger, dreneringssystem og korrosjonsbeskyttelse (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006). Det finnes mange ulike ankersystemer og metoder som kan anvendes som jordnagler, under beskrives hovedelementene i metoden med selvborende sementinjisert injeksjonsstål og prinsippet for installering av jordnagler med denne metoden er vist i figur 2.8.

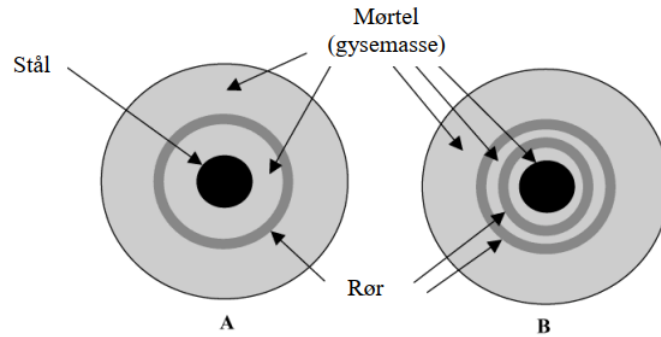
- Armeringsstag - dette er hovedkomponenten i jordnaglingssystemet og det er staget som tar opp aksialkrefter, skjærspenninger og bøyemoment fra den omkringliggende jorden. Dette kan enten være massivt eller hult. For selvborende injeksjonsstål er armeringsstaget hult helgjenget rørstål (Lazarte mfl., 2015), se figur 2.3 viser tverrsnitt av injeksjonsstål.
- Skjøtehylse - brukes til å skjøte armeringsstagene(DE NEEF Norge AS, 2006).
- Distanseholdere - Boremotoden for injeksjonsstag gjør at borhullet utvides og derfor trengs det distanseholdere for å forsikre at jordnaglen er sentrert i borhullet og for nok overdek-



Figur 2.3: Tverrsnitt av selvborende injeksjonsstag med hult helgjenget rørstål (TITAN Ischebeck, 2013).

ning av sementsuspensjonen (TITAN Ischebeck, 2013).

- Injeksjonssement - i litteraturen også kalt gysemasse, sementsuspensjon eller gysing, på englesk “grout” eller “grout body”. Sementsuspensjon injiseres i som pumpes inn gjennom hulrommet i staget etter hver som staget bores inn. Sementsuspensjonen skal ha et maksimalt vann/semenforhold på 0,4 (Statens Vegvesen, 2002). Injeksjonssementen hjelper å overføre spenningene fra jorden til naglen og blir brukt som korrosjonsbeskyttelse (TITAN Ischebeck, 2013).
- Korrosjonsbeskyttelse - det er krav om enkel korrosjonsbeskyttelse i *NS-EN 14490* Standard Norge (2010), dette dekkes i utgangspunktet gjennom innboringsmetoden hvor det injiseres sementsuspensjon som danner en heldekkende ”kropp” rundt injeksjonsstålet. Det forutsettes da at sprekker ved oppspenning er mindre enn 0,1 mm. Det er i dag vanlig at permanent jordnagler leveres med dobbel korrosjonsbeskyttelse enten ved bruk av et korrugert plastrør med minimum 1 mm tykkelse og 5 mm injisering mellom jordnaglen og plastrøret (Statens Vegvesen, 2002); eller ved duplex coating” beskyttelse, som innebærer at stålet først varmforsinkes med høy temperatur, deretter påføres et lag av sinkfosfat for å bedre heft og tilslutt pulverlakkres med epoksy (TITAN Ischebeck, 2013). Figur 2.4 viser tverrsnitt av enkel og dobbel korrosjonsbeskyttelse ved bruk av rør og sementsuspensjon.
- Lastfordelingsplate og mutter - disse monteres under konstruksjonsfasen mellom naglen og midlertidig sprøytebetong i front. Formålet med lastfordelingsplaten er å fordele lasten i naglen over i sprøytebetongen og jorden bak fronten (Lazarte mfl., 2015).

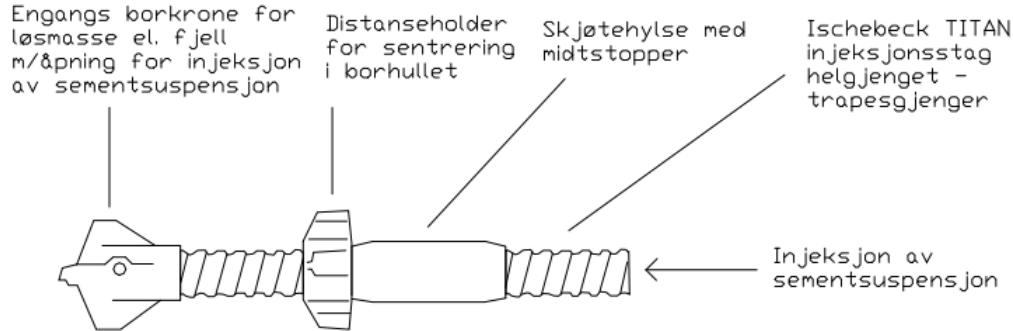


Figur 2.4: Enkel(A) og dobbel(B) korrosjonsbeskyttelse ved bruk av rør og sementsuspensjon (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006).

- Staghodet - består av underlagsplate, festemuttere, kilskiver eller vinkeladapter og konisk låsemutter. Staghodet fester naglen til den permanente frontkledningen (Lazarte mfl., 2015).
- Borkrone - plasseres på enden av hvert armeringsstag. Engangsborkronene har en diameter fra 42 mm opp til 150 mm. Diameter og materiale på borkronen avhenger av løsmasse den skal drille i.
- Frontkledning - skal beskytte overflaten i skråningen, redusere erosjon og påvirkningen fra overflate vann (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005). Helningen på veggen avgjør hvor mye frontkledning som er nødvendig og hvor stiv den behøver å være (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006).
- Drenering - det er vanlig å ha drenering i skråningsoverflaten, i mellom frontkledningen og sprøytebetongen, og i noen tilfeller er det behov for intern drenering, se figur 3.1. Dreneringen må installeres før å forhindre en oppbygning av poretrykk bak frontkledningen.
- Frostisolering - dersom jordnaglingskonstruksjonen oppføres i løsmasser som er klassifisert som telefarlige er det krav om frostisolering bak muren.

## 2.3 Dimensjoneringsparametere

Dimensjoneringsparametere for jordnaglingskonstruksjoner kan i hovedsak deles i geometriske parametere og material parametere. Materialparametere til jorden må bestemmes utifra felt-



Figur 2.5: Prinsippskisse med detaljer Ischebeck injeksjonsstål (DE NEEF Norge AS, 2006).

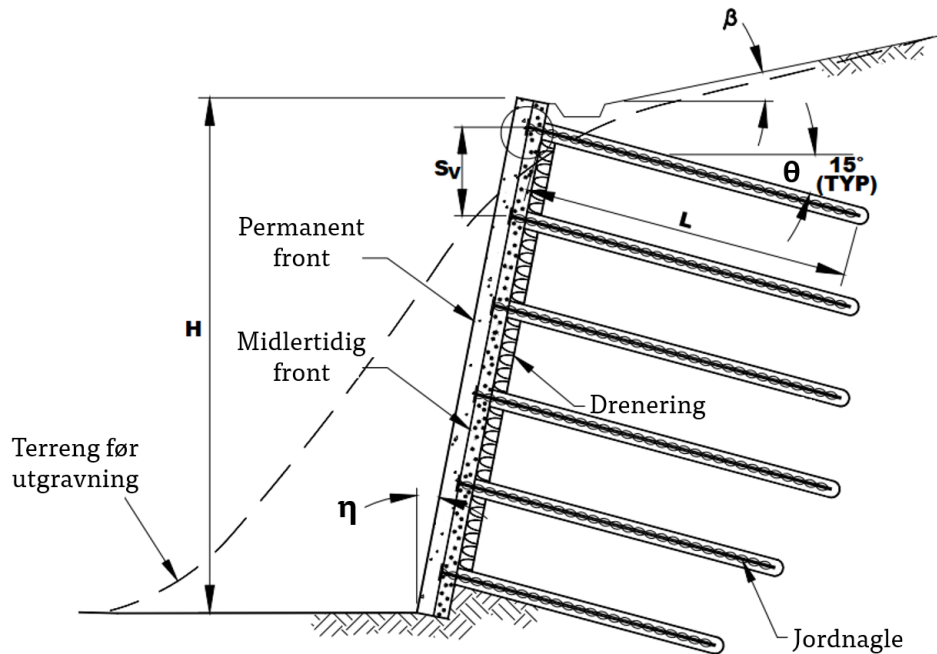
og laboratorietester, og kan også baseres på anbefalte erfarings verdier fra *Håndbok V220* (Statens Vegvesen, 2018). Kapittel 3 gir en oversikt over hvilke grunnforhold og løsmasser som egner seg til jordnagling. Geometriske parameterene som påvirker stabiliteten i jordnaglingskonstruksjoner er (Statens Vegvesen, 2002):

- Naglenes lengde  $L$
- Installasjonsvinkelen på naglene  $\theta$
- Helning på frontmuren  $\eta$
- Terrenghelningen bak frontmuren  $\beta$
- Frontmurens høyde  $H$
- Horisontal  $S_H$  og vertikal  $S_V$  avstand mellom naglene

Materialparameterne til jordnaglene og frontkledningen bestemmes basert på den nødvendige kapasiteten som kreves for å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor mot brudd, se kapittel 4 for mer om dimensjonering av jordnagler.

## 2.4 Konstruksjon

Den typiske rekkefølgen i konstruksjon av et jordnaglingssystem i en utgravet skråning er som følger:



Figur 2.6: Tverrsnitt av en typisk jordnaglingsmur (Lazarte mfl., 2015).

1. *Utgravning*- vanlig dybde for utgravning er 1-2 m, dette avhenger av kohesjonen til jorden og hvor stabil den er uten støtte i et til to døgn. Bredden på utgravningen begrenses også av løsmassens kohesjon (Statens Vegvesen, 2002). Dersom det er lav kohesjon kan stabiliteten økes ved å starte utgravningen noe lengre ute enn ved forrige trinn slik at det blir igjen noe masser som stabiliserer, se figur 2.7. Deretter bores det til nagler gjennom disse massene og påføring av sprøytebetong.



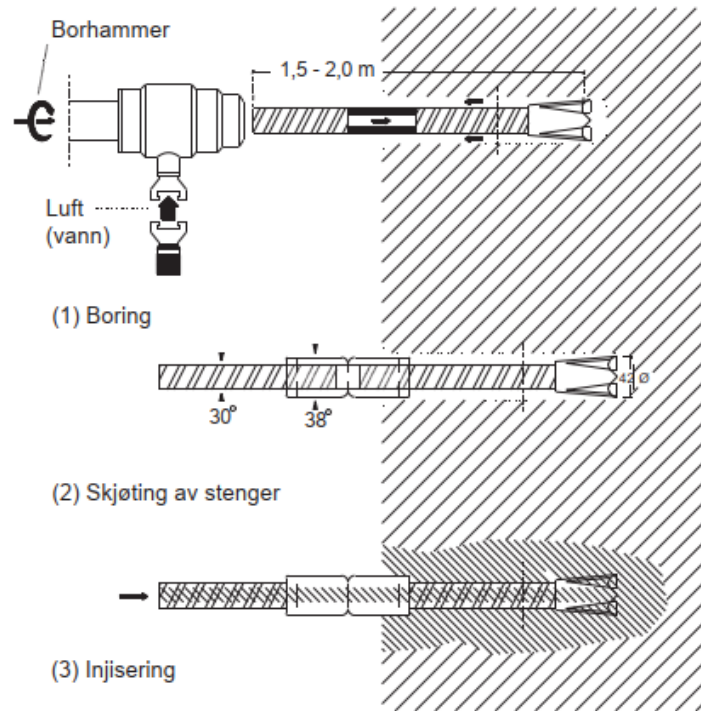
Figur 2.7: Tiltak for å øke lokal stabilitet ved lav kohesjon i utgravningsfasen (Statens Vegvesen, 2002).

2. *Installasjon av jordnagler* - Naglene installeres som regel med en vinkling på 10-20° og

med en senteravstand på 1,5-2 m. Installasjonen kan utføres på flere ulike måter (Lazarte mfl., 2015) og med ulike typer nagler, avhengig av om konstruksjonen er midlertidig eller permanent:

- (a) Rammede jordnagler - kun brukt på midlertidige konstruksjoner. Det blir ikke forbo- ret eller injisert sementsuspensjon/gysemasse ved installasjon og det blir som oftest brukt vinkeljern satt med lik senteravstand (Statens Vegvesen, 2002).
  - (b) Forborede og injiserte jordnagler - brukes på både midlertidige og permanente kon- struksjoner. Borhull med og uten foringsrør blir brukt, mest anvendt uten foringsrør. Injiseringen av sementbasert masse utføres etter at staget er plassert i hullet ved hjelp av avstandsholdere. Det brukes som regel massive stag når man forborer, det vanligste er å bruke kamstål (Statens Vegvesen, 2002).
  - (c) Selvborende stag - *Ischebeck stag*, er utviklet i tyskland og har en borkrone påmontert i enden av et hult stålprofil. Sementmassen kan injiseres både mens staget bores inn og når boringen er ferdig. Denne metoden har vært brukt i en rekke prosjekter i Norge (Statens Vegvesen, 2002).
3. *Midlertidig sprøytebetong* - påføres før neste utgravning, for å holde graveskråningen på plass. Dette laget med sprøytebetong er som regel ikke så tykt og dersom konstruksjonen er midlertidig kan det istedet brukes geonett og erosjonsduk (Statens Vegvesen, 2002). Når sprøytebetongen begynner å herde plasseres en bæreplate av stål rundt jordnaglen og presses inn i betongen. For å aktivere jordnaglen før neste trinn i utgravningen festes jordnaglene med muttere til bæreplaten. Før neste utgravingstrinn må sprøytebetongen herde og mutterene på jordnaglene strammes (Lazarte mfl., 2015).
  4. Trinn 1 - 4 gjentas for videre utgravningstrinn. Etter siste utgravningstrinn forsterkes fron- ten ytterligere, dette kan gjøres enten ved å støpe en armert betonvegg utenpå sprøyte- betongen, påføre et tykkere lag med armert sprøytebetong eller ved bruk av prefabrikerte paneler og blokker eller naturstein.





Figur 2.8: Prinsippet for selv borende injeksjonsstag (Statens Vegvesen, 2002).

## 2.5 Fordeler og ulemper

Det er både fordeler og ulemper ved å bruke jordnagler som stabiliseringsmetode i grunnarbeider. Sammenligner man jordnagler med stabiliseringsmetoder som jordankere og andre stabiliseringsmetoder som konstrueres ovenfra og ned, så er det mange fordeler. Jordnagling er blant annet:

- kosteffektiv løsning
- Raskt å utføre
- Ukomplisert
- Benytter nett og mobilt utstyr for installering

se tabell 2.1 for mer detaljer.

Selv om det er mange fordeler med denne stabiliseringsteknikken, så er det også noen ulemper og forhold som begrenser bruken av jordnagling. Det som bestemmer/angir/indikerer/påvirker om jordnagling er egnet for stabilisering i et område der de lokale forholdene i nærmiljøet, er

Tabell 2.1: Oversikt over fordeler ved jordnagler

(French National Research Project & Schlosser, 1993; Lazarte mfl., 2015; Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005; Statens Vegvesen, 2002).

Fordeler	
Økonomisk	<p>Metoden er konkurransedyktig sammenlignet med spunt, berlinervegg osv.</p> <p>Det kreves lite utstyr, som lettere kan forflyttes til ulike lokasjoner.</p> <p>Sprøytebetong er som regel mindre kostbart enn andre faste konstruksjonsfasader.</p> <p>Det brukes som regel også mindre bygningsmaterialer sammenlignet med jordankervegger.</p>
Relativt rask byggetid	Sikring kan utføre samtidig med utgravning.
Miljøvennlig	Sammenlignet med andre metoder, som spunt og peler, så er det relativt lite støy og vibrasjoner ved installering.
Fleksibel	<p>Utstyret som kreves for installering er en liten borerigg og pumpeutstyr til sprøytebetong. Dette gjør at installering kan skje på trange steder og områder med utfordrende fremkommelighet.</p> <p>Metoden kan også lettere tilpasses svinger og kurver i terrenget sammenlignet med metoder som benytter stive veggelementer.</p> <p>Ved installering kreves det ikke en minimumshøyde over utstyret som man må ha ved installering av rammede peler. Dette er spesielt nyttig når installeringen skjer under en bro.</p>
Trafikkvennlighet	Mindre forstyrrelse av trafikkflyten fordi at nødvendig utstyr ikke krever så stort areal.
Interaktiv design	I en jordnaglingskonstruksjon er det så mange nagler at det er enkelt å endre noe på plassering, vinkel og andre tilpasninger uten å påvirke den globale sikkerheten.

grunnforholdene (French National Research Project & Schlosser, 1993). Se kap. 3 for grunnforhold som begrenser bruk av jordnagler.

Ulemper og begrensende forhold knyttet til geografisk plassering og avstand til andre konstruksjoner er blant annet (French National Research Project & Schlosser, 1993; Lazarte mfl., 2015; Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005; Statens Vegvesen, 2002):

-

Tabell 2.2: Oversikt over ulemper ved jordnagler

(French National Research Project & Schlosser, 1993; Lazarte mfl., 2015; Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005; Statens Vegvesen, 2002).

Ulemper	
Økonomisk	Kan by på økte utgifter dersom det stilles strenge krav til deformasjon og setninger fra nærliggende bygninger og institusjoner, som sykehus, forskningslaboratorier osv.
Fremtidige byggeprosjekter	Naglene er dimensjonert med en lengde basert på antatt lastsituasjonen ved installering. Dette kan være en ulempe dersom jordnaglingsmuren bygges i et området som i senere tid skal bygges ut.
Tettbygde strøk	utfordrende å bruke i urbane områder hvor det er mye infrastruktur og rør i området bak fronten.
Isolasjon	Det kreves frostisolasjon i konstruksjoner som står i telefarlige masser. I fullskalaforsøk utført i Tyskland har vist at kraften i naglene øker om vinteren.

## Kapittel 3

# Grunnforhold og jordnagler

Det er viktig å kjenne grunnforholdene og egenskapene til løsmassene i området hvor jordnagling vurderes å benyttes. Dersom jordnagler benyttes i løsmasser som ikke er egnet, kan dette gi problemer enten under konstruksjonsfasen eller i bruksfasen. Uegnete løsmasser kan gjøre konstruksjonsfasen unødvendig tungvindt, uøkonomisk og i verste fall være en farlig løsning (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).

Jordnaglene dimensjoneres i stor grad etter egenskapene til løsmassene de skal installeres. Omfanget av hvilke felt- og labundersøkelser det er behov for er avhengig av de geologiske variasjonene og kompleksiteten til området. Dersom det er horisontalt terreng bak planlagt konstruksjon, må løsmassenes egenskaper bestemmes med tilstrekkelig nøyaktighet i en avstand  $L = 1,5 \cdot H$ ,  $H$  er vegg høyden. Dersom terrenget er vinklet i bakkant, må området utvides til  $L = 3 \cdot H$  (French National Research Project & Schlosser, 1993). Det kreves også at egenskapene til løsmassene under veggfundamentet kartlegges. De samme anbefalingene gjelder for naturlige skråninger som skal forsterkes med jordnagling (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industriefond, 2006).

I teorien kan jordnagler anvendes i de fleste løsmassetypene, men i praksis er det generelt noen forhold som gjør noen løsmasser og berg bedre egnet for jordnagling (French National Research Project & Schlosser, 1993). De neste avsnittene vil basert på forskning og erfaring funnet i littera-

tur gi en oversikt over hvilke grunnforhold og løsmasser som blir ansett som egnet, begrensende og uegnet for jordnagling.

### 3.1 Grunnforhold som er godt egnet for jordnagling

Kort oppsummert har godt egnede grunnforhold følgende egenskaper:

- *Kohesjon minimum 3-5 kPa* - under byggefasen må massene i graveskråningen kunne stå stabilt med en høyde på 1-2 m i opptil 2 dager (Statens Vegvesen, 2002) .
- *Tilstrekkelig skjærstyrke* - slik at det kan mobiliseres kraftoverføringen fra jorden eller berget til naglen (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).
- *Lav telefarlighetsklasse* - slik at det ved frost ikke utvikles store krefter i naglene og bak muren som kan skade konstruksjonen. Dette kan unngås ved riktig og tilstrekkelig frost-isolering (French National Research Project & Schlosser, 1993)
- *Lav kjemisk aktivitet* - slik at det er liten fare for at naglene kan korrodere. De fleste jordnagler leveres med standard korrosjonsbeskyttelse, men det kreves ekstra beskyttelse dersom grunnforholdene er særlige korrosive(Statens Vegvesen, 2002).

Følgende løsmasse- og bergtyper er godt egnet for jordnagling:

- *Velgraderte grusige og sandige løsmasser* med noe innhold av finstoff (ca. 10 - 15 %) og høy relativ densitet. Sandige masser kan ha nok kohesjon fra kapillærkrefter, mens grove, grusige masser må ha noe innhold av finstoff for å ha nok kohesjon(Lazarte mfl., 2015).
- *Forvitrede bergarter med gunstig orientering av svakhetssoner*. Jordnagler kan installeres enkelt parallelt med svakhetssoner og erfaring viser at dette gir en god kraftoverføring til naglene (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).
- *Morenemateriale*. Noen typer morenematerialer er godt egnet for jordnagling, de er ofte tettpakkede, velgradert, grusige løsmasser med et relativt lavt finstoffinnhold.

- *Fast til stive finkornige løsmasser.* Dette inkluderer fast-stiv leire, leirig silt, siltig leire, sandig leire og sandig slit (Lazarte mfl., 2015). Leiren bør ha en plastisitetsindeks,  $I_p < 20$  og en udrenert skjærstyrke,  $s_u > 50$  kPa (Statens Vegvesen, 2002).
- *Dimensjonerte fyllinger.* Jordnagler kan brukes i slike fyllinger dersom de består av en blanding av velgradert grusig/kornete materiale og ca. 10% finstoff. Nyere fundamenteringsfyllinger egner seg ikke like godt som eldre, mer satte fyllinger (Lazarte mfl., 2015).

### 3.2 Vanskelige/begrensende grunnforhold for jordnagling

Følgende løsmasser kan by på utfordringer i forbindelse på jordnagligskonstruksjoner:

- *Ikke-dimensjonerte fyllinger,* som regel masser tilført uten tanke på bæreevne og setninger. Jordnagler kan installeres i slike løsmasser og ha god effekt, dersom fyllingen har tilsvarende sammensetning og egenskaper som konstruerte fyllinger.
- *Forvittringsjordarter* som inneholder materialer (f.eks. glimmer eller skifer) som reduserer styrken og stivheten til løsmassene (Lazarte mfl., 2015).

### 3.3 Uegnende grunnforhold

Følgende løsmasse- og bergtyper er uegnet til jordnagling:

- *Morene med høyt innhold av store steiner og blokker.* Steiner og blokker i morene kan medføre problemer ved boring. Spenningsavlastning ved høy prekonsolideringsspenning kan føre til utstabilitet under utgravning og deformasjoner som følge av avlastning vil fortsette å utvikle seg med tiden (Lazarte mfl., 2015).
- *Tørre, ensgraderte og kohesjonsløse løsmasser.* Uten kohesjon vil det være tilnærmet umulig å utføre gravetrinnene i konstruksjonsfase. I slike ensgraderte masser vil poretallet og porevolumet være stort og ved injisering av gysmasse vil man kunne risikere å måtte føre

inn veldig store mengder i porevolumet (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).

- *Løsmasser med stein og blokker.* Dersom løsmassen har et høyt innhold av stein og blokker kan det skape vanskeligheter og forsinkelser ved installeringen av jordnagler .
- *Myke, bløte og finkornige løsmasser.* Slike løsmasser kan ha høy styrke, men er ofte svært plastiske og har en tendens til å ha lav kraftoverføring og utvikler kryp. Lav kraftoverføring krever svært lange nagler for å gi tilstrekkelig stabilitet (Lazarte mfl., 2015). Erfaring har vist at dårlig friksjon mellom leire og nagle kan føre til brudd (French National Research Project & Schlosser, 1993).
- *Organisk jord.* Organisk silt, leire og torv har som regel svært lav skjærmotstand og det gjør det vanskelig å få nødvendig kraftoverføring mellom naglen og jorden. Noen organiske jordarter kan ha høy nok skjærstyrke, men det mest typiske er en veldig varierende skjærstyrke i jorden. Dette er ugunstig for jordnagling da man må ha lange nagler og det kan være vanskelig å få god nok stabilisering. I tillegg er slike jordarter ofte mer korrosive enn andre uorganiske løsmasser (Lazarte mfl., 2015).
- *Svært korroderende jord eller svært korroderende grunnvann.* Slike forhold er spesielt skadelige for permanente jordnaglingsmurer og finnes typisk i jord eller grunnvann med mye innhold av slagg og aske (Lazarte mfl., 2015).
- *Grusige løsmasser med høyt grunnvannsnivå.* Slike masser krever god drenering ved anvendelse av jordnagler(French National Research Project & Schlosser, 1993), men det kan likevel være svært problematisk å installere jordnagler i dem, særlig i løst lagrede grusige masser (Lazarte mfl., 2015). Se neste kapittel for mer detaljer.

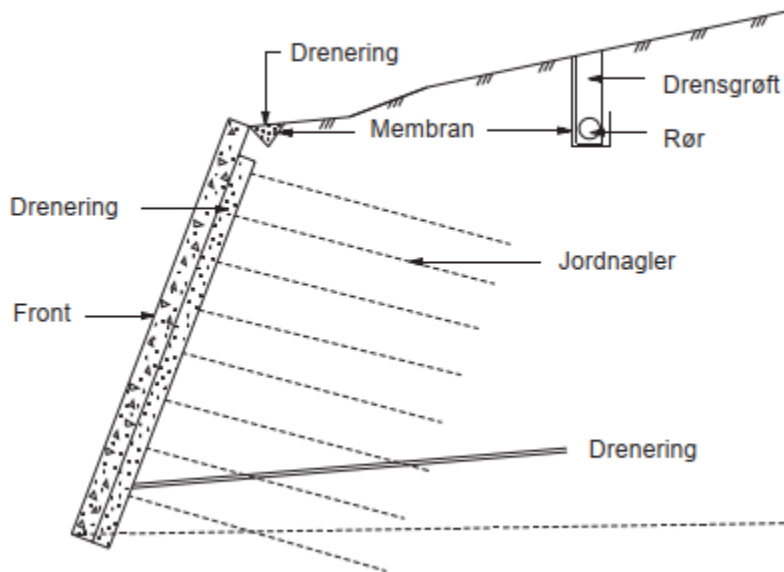
### 3.4 Grunnvannsnivå

Jordnagler egner seg generelt ikke til bruk i områder under grunnvannsnivået. Erfaring og forskning har vist at det kan oppstå problem med stabilitet både under bygging og i bruksfasen

(French National Research Project & Schlosser, 1993). Grunnvannet kan ha en uheldig effekt på (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005):

- kraftoverføringen mellom jord og nagle
- holdbarheten til naglen og sementkroppen rundt naglen
- stabilitet og holdbareheten til murfasaden
- stabiliteten i jorden under utgravning
- global skråningsstabilitet

Påvirkningen fra grunnvannsnivået kan unngås ved god drenering . Drenering skal utføres for alle permanente jordnaglingskonstruksjoner. Det er svært viktig at det etableres stabil og solid drenering som kan drenere bort vannet i hele bruksfase (French National Research Project & Schlosser, 1993). Figur 3.1 viser et dreneringssystem for jordnagler.



Figur 3.1: Dreneringssystem i et jordnaglingssystem  
(Statens Vegvesen, 2002)

Det er i hovedsak tre måter å drenere bort grunnvann; 1 Overflatedrenering i forkant av fronten (ikke vist i figur 3.1); 2 Drenering bak fronten - ofte geotekstilfilter eller dreneringshull (Nordisk



Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006); 3 intern drenering ved bruk av dreneringsrør med en svak helning nedover.

Selv med gode tiltak for å redusere grunnvannsnivå kan poretrykk og vannstrømning i løsmassene komplisere installasjon av jordnagler og påvirke kapasiteten til jordnaglene. Grunnvannstrøm kan føre til ustabilitet rundt borhullene, med mindre det brukes foringsrør. Grunnvannet vil også fungere som et transportmiddel for stoffer som øke korrosjonen, dette er stoffer som sulfater og karbondioksid (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).

For å unngå problemer med grunnvann måles grunnvannet i området i forkant av dimensjonering. Det er viktig at målingen gjøres over en lengre tidsperiode slik at målingen gir en god representasjon av sesongvariasjonene.

I byggefasen er det viktig å overvåke grunnvannet slik at eventuelle endringer kan gjøres dersom grunnvannet i området endrer seg. I løsmasser med mye fintstoff vil det ta en stund før grunnvannet stabiliserer seg og nivået observert ved boring er ikke representativt nivå (Lazarte mfl., 2015).

# Kapittel 4

## Dimensjonering

I dette kapitlet presenteres generelle beregningsmetoder og forhold som påvirker dimensjonering av en jordnaglingskonstruksjon. Det er lagt vekt på Norske veiledninger og empiriske verdier som anvendes i norske prosjekter. Dette er tatt hensyn til hva som er praksis i bransjen i dag og hva som er blitt brukt i prosjektexemplene av beregningsmetoder og formler.

Jordnagling kan som tidligere nevnt brukes til stabilisering av både utgravet skråning og naturlig skråning. Beregningsgangen for disse to tilfellene er i prinsippet likt, men man må være klar over at bealstiningen naglene får under utførelse og i brukstiden vil være forskjelling. I en utgravet skråning belastes naglene umiddelbart når utgravning til dypere nivåer utføres. Når en naturlig skråning forsterkes med jordnagler må jorden bak frontveggen ha noe bevegelse for å aktivere kraftoverføringen til naglen. Dersom det ikke forekommer bevegelser vil jordnaglen forbli inaktiv og ubelastet til dette skjer. Det er derfor viktig å kartlegge geometrien til en naturlig skråning svært nøyaktig før dimensjonering av jordnaglingssystemet starter. Dersom dette ikke gjøre nøyaktig nok vil beregninger kunne føre til at man heller reduserer stabiliteten enn at den økes. I verste fall kan dette føre til utrasning av skråningen (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006).

Beregningsgangen for dimensjonering av jordnagler gjøres typisk på følgende måte (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006; Statens Vegvesen, 2018):

1. Bestemmelse og valg av dimensjonerende geotekniske og geomeriske forhold og grunnvannstand basert på felt- og labundersøkelser
2. Innledende vurdering og valg av konstruksjonsparameter basert på kritisk glideflate uten installert tiltak.
3. Bestemmelse av forankringskapasitet basert på mobilisert friksjon langs jorddaglen.
4. Vurdering om beregnet forankringskapasitet gir tilstrekkelig sikkerhetsfaktor. Dersom dette ikke er tilfelle starter man fra punkt 2.
5. For utgravet skråning er det nødvendig å gjøre stabilitetsberegninger for hvert utgravningstrinn slik at sikkerheten under utførelse er tilfredsstillt.
6. Basert på krefter i konstruksjonen beregnes og utformes forntkledningen
7. Nødvendig dreneringssystem bestemmes ut fra grunnvannsnivåene
8. Valg av nagler gjøre basert på behov for korrosjonsbeskyttelse og dimensjonerende krefter.

Stabilitetsberegning ved grenselikevektsprinsipp blir heller ikke presentert i dette kapitlet, da det er stabilitetsberegning i elementmetode(FEM)-program som er hovedfokus for prosjekt-eksemplene. Litteraturen har også vist at global sikkerhetsfaktor og kritisk bruddflate beregnet med grenselikevekt gir en høyere verdi enn beregninger gjort ved FEM-analyser som kan føre til usikkert design (Fan & Luo, 2008; Rawat & Gupta, 2016; Singh & Sivakumar Babu, 2010; Villalobos & Villalobos, 2021). Se kap. 5 for mer om FEM-analyse av stabilitet og modellering av jordnagler.

Ved design og dimensjonering av et jordnaglingssystem må følgende vurderes opp mot global stabilitet og sikkerhet:

- *Veggens geometriske dimensjoner* – inkluderer høyde, lengde og helning av veggen. For å bestemme veggens høyde må man ta hensyn til høyden på jordmassene som må støttes opp under utgravingen. Helningen ligger gjerne mellom 0 og 10 grader. Dersom fronten

heller mer enn 10 grader økes stabiliteten betraktelig, dette gjør at naglelengdene kan reduseres (Statens Vegvesen, 2002).

- *Jordnaglemønster, vertikal og horisontal avstand* – Jordnaglemønsteret kan være rektangulært/kvadratisk, parallellforskjøvet eller liknende. Kvadratisk mønster er mest brukt. Dette er hovedsakelig fordi et kvadratisk mønster muliggjør enklere installasjon av prefabrikkert betong og fortløpende installering av dreneringsstriper av geokompositt. Parallellforskjøvet mønster gir en jevnere fordeling av jordtrykket. Dette kan velges når jorden har mindre kapasitet for å refordle kreftene. Dimensjonerende krefter og den globale stabiliteten påvirkes av valget om naglefordeling. Den vertikale avstanden mellom naglene styres hovedsakelig av utgravningsdybden som kan utføres uten støtte. Statens vegvesens manual (Statens Vegvesen, 2002) anbefaler en avstand på 1,0-1,5 meter, mens FHWA (Lazarte mfl., 2015) anbefaler  $S_V = S_H = 1,25 - 2$  m. Det vanligste er å bruke en avstand på 1,5 meter for standard borede og injisert jordnagler. Bruken av jevnt fordelte jordnagler er å foretrekke da det forenkler konstruksjonen og kvalitetssikringen.
- *Jordnagles helning* – Valget av naglehelning avhenger av hvilket utstyr som er tilgjengelig, hvilke andre jordkonstruksjoner som er tilstede og beliggenheten til jordsoner med høyere styrke. Ifølge FHWA (Lazarte mfl., 2015) er den typiske vinklingen av naglene 10-20°. Vinkling på mindre enn 10 grader anbefales ikke, ettersom det øker muligheten for at det oppstår hulrom i mørtelen. Likevel gir Statens vegvesens i Publikasjon nr. 99 en anbefaling på 5-20° (Statens Vegvesen, 2002).
- *Jordnaglelengde* – Lengdene på naglene kan være lik eller den kan variere. FHWA (Lazarte mfl., 2015) anbefaler at man bruker lik lengde der det er mulig. Ulik lengde anbefales dersom man har varierende jordforhold for forborede og injiserte nagler er det vanlig å bruke naglelengde på 0,5 til 0,8 H. Dersom terrenget bak fronten heller må naglelengden økes opp mot 1,2 H (Statens Vegvesen, 2002).
- *Materialvalg for jordnaglene* – De armerte stålstagene er vanligvis gjenget og kan være enten hule eller massive. Av hensyn til duktiliteten velger man gjerne stag av karbonstål. Disse er også mindre utsatt for korrosjon og er lett tilgjengelige på markedet.

Øvrige betraktninger: Forholdene på stedet, slik som jordtype, geoteknisk karakterisering, grunnvannsnivå og korrosjonspotensiale må undersøkes og de ulike delene må tilpasses til disse funnene.

## 4.1 Forenklet dimensjonering, erfaringstall

I en innledende vurdering av en jordnaglinskonstruksjon, punkt 2 presentert i beregningsgangen, er det nyttig å kunne basere valg av konstruksjonsparametere på empiriske korrelasjoner. Bruce og Jewell (1986) har definert tre slike empiriske dimensjonsløseparametere, se verdier i tabell 4.1, som kan brukes til dette (Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond, 2006; Statens Vegvesen, 2018):

$$1) \text{ Lengdeforhold} = \frac{L}{H}$$

Forholdet mellom naglelengde og høyden på fortmuren

$$2) \text{ Friksjonsforhold} = \frac{D_{\text{hull}}^2 \cdot L}{S_V \cdot S_H}$$

Beskriver det tilgjengelig areal hvor friksjonen kan mobiliseres.  $D_{\text{hull}}$  er diameteren på borhullet.

$$3) \text{ Styrkeforhold} = \frac{D_{\text{nagle}} \cdot L}{S_V \cdot S_H}$$

Som beskriver naglens styrke i forhold til areal som den skal forsterke.  $D_{\text{nagle}}$  er diameteren til naglen.

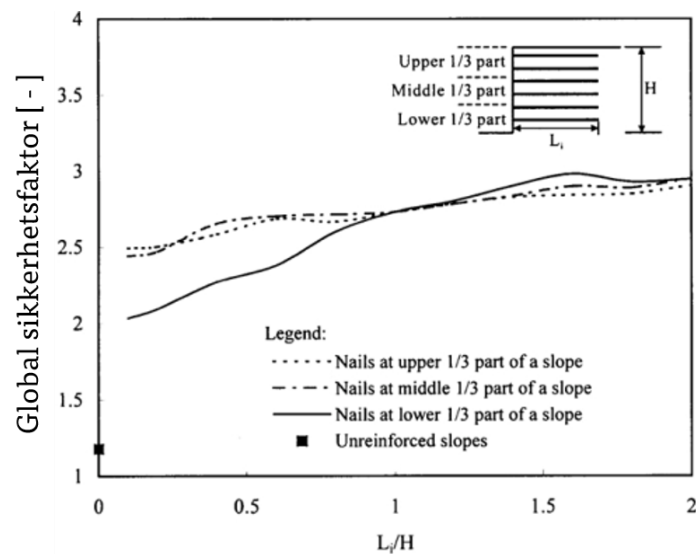
Tabell 4.1: Verdier for empiriske forholdstall i ulike løsmasser for forbordet og injiserte jordnagler (Bruce & Jewell, 1986).

	Grus og sand	Morene og fast leire
Lengdeforhold	0,5 – 0,8	0,5 – 1,0
Friksjonsforhold	0,3 – 0,6	0,15 – 2,0
Styrkeforhold	$(0,4 – 0,8) \cdot 10^{-3}$	$(0,1 – 0,25) \cdot 10^{-3}$

## 4.2 Jordnaglingsparametere som påvirker global skråningsstabilitet

I de følgende avsnittene presenteres de viktigste parameterene som påvirker den globale stabiliteten i en jordnaglingskonstruksjon.

### 4.2.1 Naglelengde

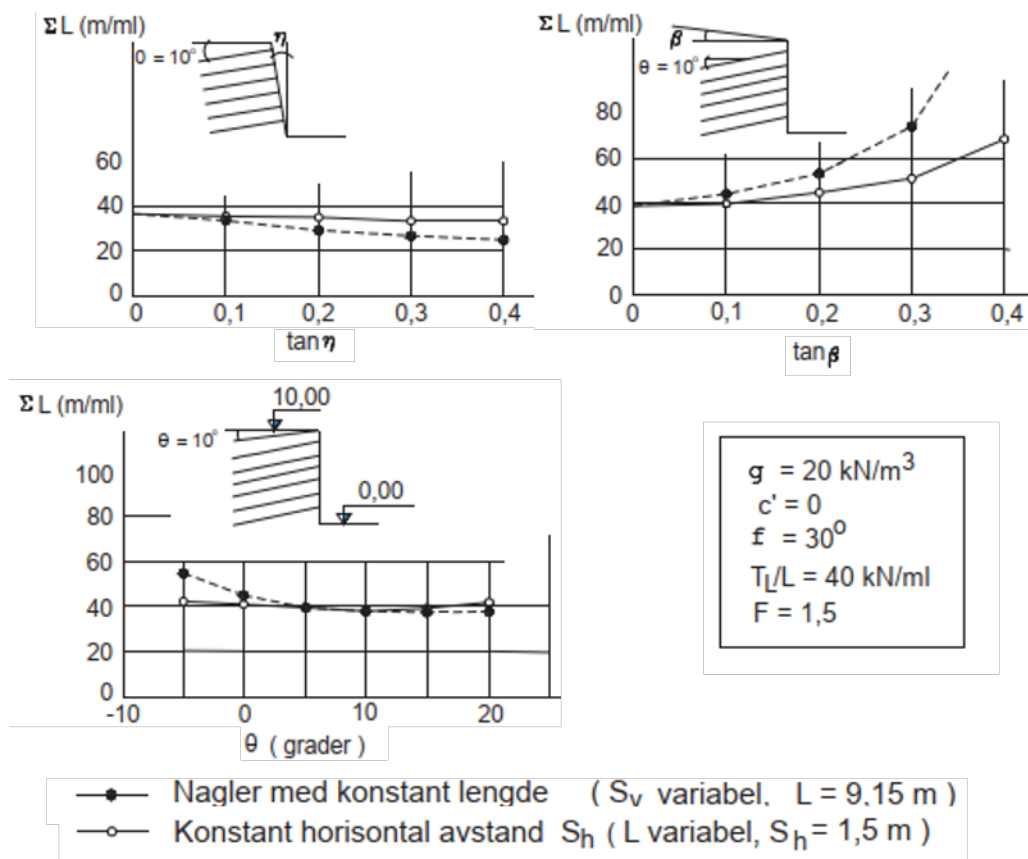


Figur 4.1: Effekten av naglelengde i forhold til den globale sikkerhetsfaktoren (Fan & Luo, 2008).

Økende naglelengde vil generelt gi høyere global sikkerhet for jordnaglingskonstruksjoner. Naglelengden har størst påvirkning på sikkerhetsfaktoren i de nederste radene. Denne forskjellen i effekt av naglelengde i øvre og nedre del vil så klart variere med vinkel på fronten og helning på

terreng i bakkant (Fan & Luo, 2008). Figur 4.1 viser effekten til naglelengden på sikkerhetsfaktoren. Fan og Luo (2008) har vist i sin studie at den samme trenden gjelder for jordnaglingsmurer med terrenghelning bak muren og med naglevinkel opptil  $47^\circ$ .

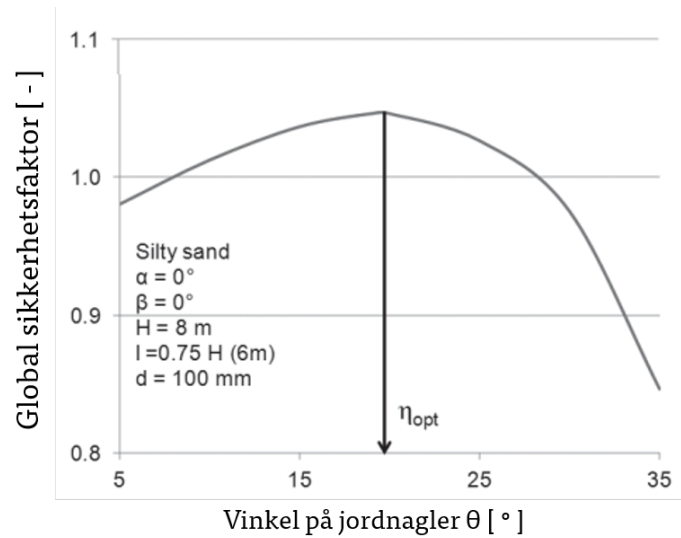
French National Research Project og Schlosser (1993) har vist i CLOUTERRE-prosjektet at naglelengden også påvirkes av naglevinkelen ( $\theta$ ), vinkelen på fronten ( $\eta$ ) og terrenghelningen ( $\beta$ ) bak muren for et gitt oppsett av jordparametere, se figur 4.2 hvor  $\Sigma L$  er total naglelengde per meter vegg. Når naglevinkelen, fronthelningen og terrenghelning økes reduseres  $\Sigma L$ .



Figur 4.2: Påvirkning av  $\theta$ ,  $\eta$  og  $\beta$  på den totale lengden ( $\Sigma L$ ) av nagler per meter vegg, fra Clouterre (Statens Vegvesen, 2002).

#### 4.2.2 Vinkel på jordnaglene

Jelušič og Žlender (2013) viste i sin studie at sikkerhetsfaktoren vil endre seg dersom vinkelen på jordnaglene endres. Økende helningsvinkel på naglene vil gi økt sikkerhetsfaktor opp til et



Figur 4.3: Optimal jordnaglingsvinkel for jordnaglene Jelušič og Žlender (2013).

kritisk punkt, som Jelušič og Žlender (2013) definerer som  $\theta_{\text{optimal}}$ . Økt vinkel på naglene over dette gir en reduksjon i global sikkerhetsfaktor, se figur 4.3. French National Research Project og Schlosser (1993) bedre evnet til å hindre sideveis deformasjon.

### 4.2.3 Helning på frontveggen

For et gitt oppsett som vist i figur 4.2, bekrefter både observasjoner og empiri, at når helningen på frontmuren økes så øker også sikkerhetsfaktoren (French National Research Project & Schlosser, 1993).

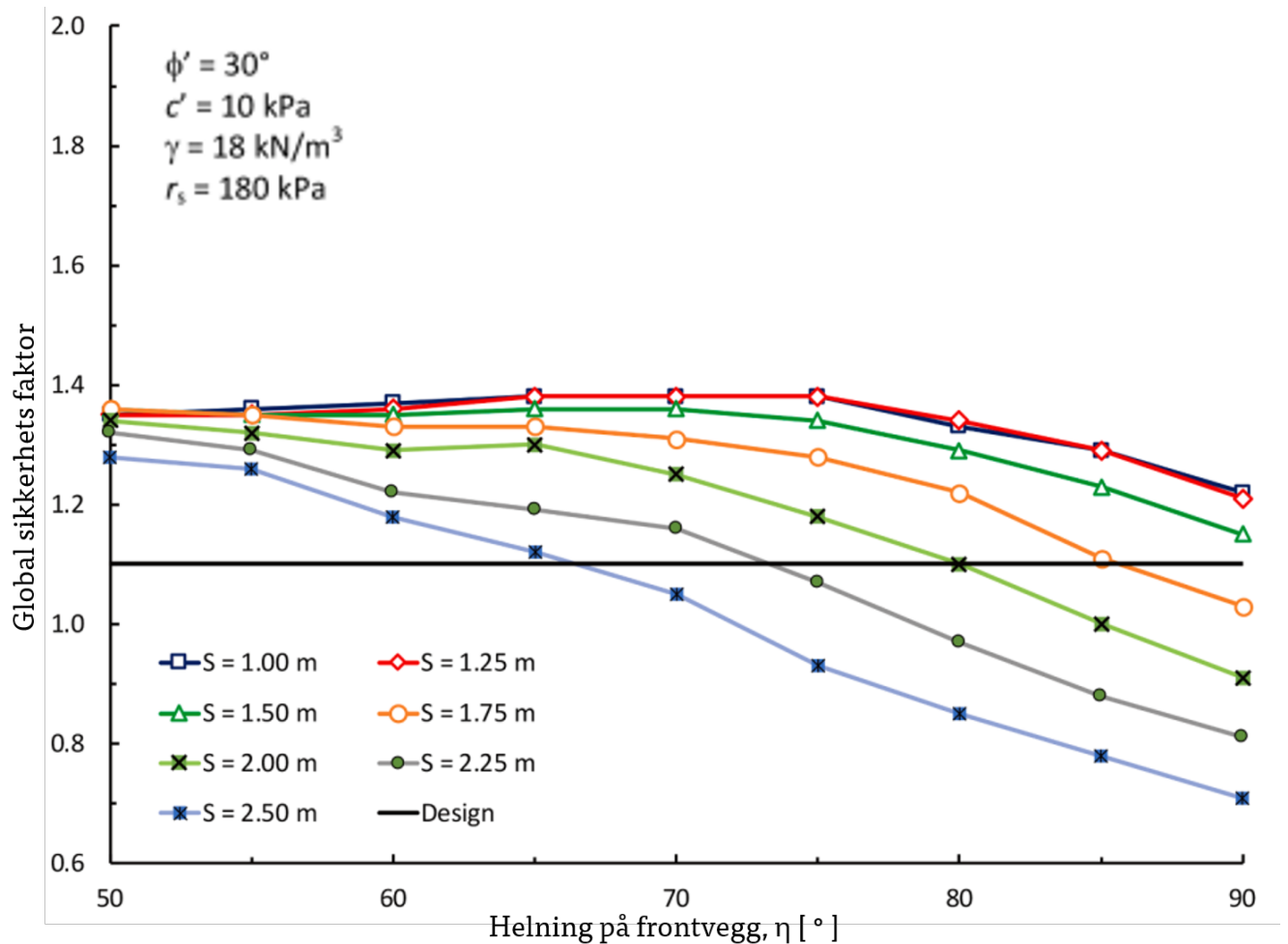
### 4.2.4 Terrenghelning bakenfor fronten

Økende helning på terreng bak mur vil gi en minkende sikkerhetsfaktor. For et gitt jordnaglings-system med bestemt sikkerhetsfaktor, se figur 4.2, vil nødvendig naglelengde øke med økende terrenghelning på skråning bak muren (French National Research Project & Schlosser, 1993)



### 4.2.5 Avstand mellom naglene

Villalobos og Villalobos (2021) fant i sin studie at økt avstanden mellom naglene reduserer den globale sikkerhetsfaktoren. Når frotmuren er bratter er effekten av nagleavstanden større på sikkerhetsfaktoren, se figur 4.4. Selv om studien antyder at nagler plassert nært hverandre gir høyere sikkerhet, så vil et slikt design være svært kostbart og kapasiteten til hver nagle blir i svært liten grad utnyttet.



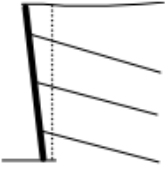
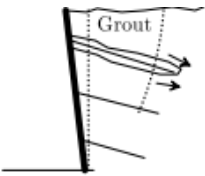
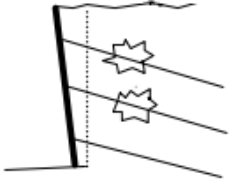
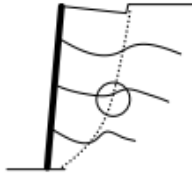
Figur 4.4: Sikkerhetsfaktor for ulike avstander mellom naglene ( $S = S_H = S_V$ ) for diverse vinkler på frontvegg (Villalobos & Villalobos, 2021).

### 4.3 Mulige bruddmekanismer

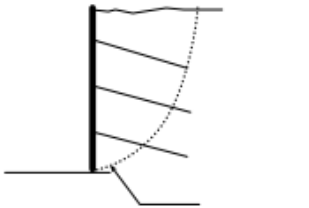
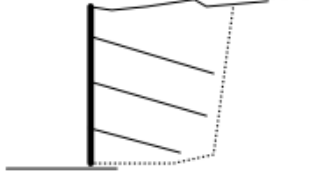
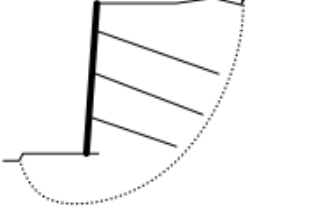
Jordnaglingssystemer kan gå til brudd på flere måter. Litteraturen deler mekanismene inn i interne og eksterne brudd- og brudd i frontkledningen. Interne brudd oppstår på grunn av uttrekking av naglene fra jorda, uttrekking av stålstaget fra sementsuspensjonen, brudd i naglene på grunn av strekk, skjærbrudd og bøyning av naglene. Eksterne brudd er forårsaket av global instabilitet, glidning og bæreevnebrudd. Geoteknisk dimensjonering har som hovedfokus å øke sikkerheten for interne- og eksterne brudd. Den tredje typen brudd, brud i frontkledningen, er mer strukturell form for brudd. Det inkluderer brudd på grunn av bøyning og innbuktninger i fronten, samt skjæring og brudd av nagleforbindelsen i front (Lazarte mfl., 2015).

Geometrien på bruddmekanismen i jorden påvirkes av løsmasstype, vinkel på naglene, lastsituasjonene, tid, terrenghelningen bak jordnaglingskonstruksjonen, totalt antall nagler og grunnvannsnivå. Bruddflater i leire vil typisk være sirkulære, mens en bilinær bruddflate er mer typisk for friksjonsjordarter. Dersom frontmuren har en svært bratt vinkel er ofte kritisk bruddflate mer bilinær enn for frotmurer med større helning, som mest sannsynlig vil ha en mer sirkulær bruddflate (Statens Vegvesen, 2018). Tabell 4.2, 4.3 og 4.4 viser en oversikt over mulige bruddmekanismer i jordnaglingskonstruksjoner.

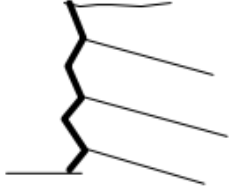
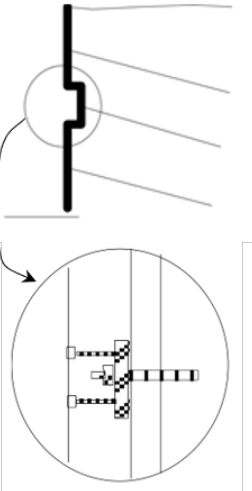
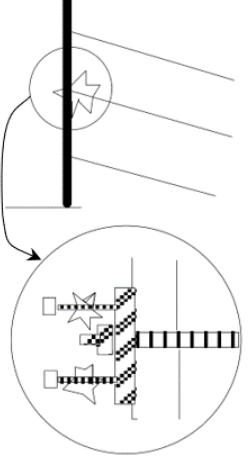
Tabell 4.2: Interne bruddmekanismer (Lazarte mfl., 2015).

Interne brudd	Beskrivelse	Illustrasjon
Uttrekk av stålstag fra mørtelen	Det er den mekaniske festingen av mørtelen mellom fremspring og innbuktninger på stagets overflate som gir motstand mot uttrekking av stålstaget fra mørtelen. Det anbefales å bruke gjengede stag for å øke festingen.	
Uttrekk av nagle fra jorda	Jordnaglesystemet kan gå til brudd i kontaktflaten mellom jorden og den injiserte mørtelen. Dette kan skje på grunn av utilstrekkelig bindestyrke og/eller for korte nagler.	
Naglebrudd på grunn av strekk	Naglen kan gå til brudd dersom den overbelastes med strekkekrefter.	
Skjærbrudd og bøying av naglene	Jordnagler fungerer hovedsakelig på strekk, men i kontaktflaten mellom jordnaglen og glideflaten mobiliseres skjærspenninger og bøyemoment. Skjær- og bøyemotstanden i jordnaglene mobiliseres først etter relativt store deformasjoner har funnet sted langs glideflaten. Noen undersøkelser har vist at jordnaglenes skjær- og bøyestyrke ikke bidrar med mer enn 10% av skråningens totale stabilitet. På grunn av dette relativt beskjedne bidraget, ser man bort fra skjær- og bøyestyrken i retningslinjene i dette dokumentet. En diskusjon om metoden for å ta høyde for skjær- og bøyestyrkens bidrag kan finnes i Juran og Elias (1991).	

Tabell 4.3: Eksterne bruddmekanismer (Lazarte mfl., 2015).

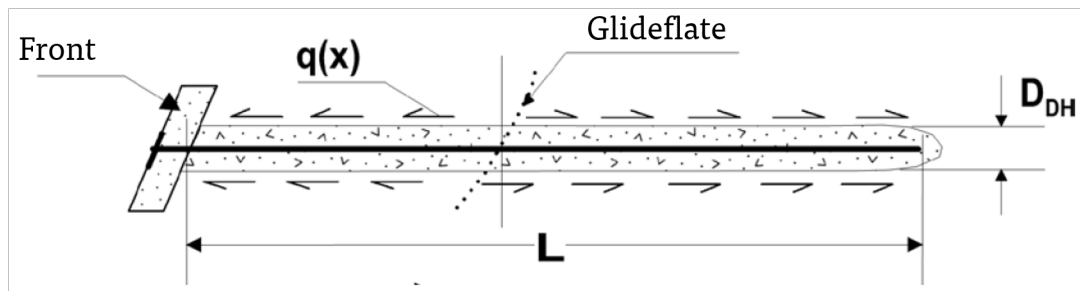
Eksterne brudd	Beskrivelse	Illustrasjon
Brudd på grunn av dårlig total stabilitet	Viser til den generelle stabiliteten av jordnaglingsmuren. Instabilitet opptrer når belastningen fra massene innenfor glideflaten overgår motstandskreftene. Jordnaglene øker motstandskreftene.	
Glidingsbrudd	Glidningsbrudd oppstår når jordtrykket bak jordnaglene overgår glidemotstanden langs bunnen av det sikrede området.	
Bæreevnebrudd	Dette oppstår på grunn av svikt i grunnens bæring, og kan være problematisk i finkornede masser.	

Tabell 4.4: Brudd i frontkledningen (Lazarte mfl., 2015).

Kledningsbrudd	Beskrivelse	Illustrasjon
Bøyebrudd	På grunn av bøying utover frontens kapasitet	
Stansebrudd ved skjærspenning i kledningen	Bruddtype som oppstår omkring nagleinnfestingen.	
Brudd i naglehodet	Brudd i sammenkoblingsboltene ved naglehodet.	

## 4.4 Krefter i jordnagler

Hovedtanken bak jordnagling er som tidligere forklart at friksjon mellom jorden og naglene mobiliserer skjærspenninger som gjør at naglen kan ta opp strekk og forhindre deformasjon av fronten på veggen og reduserer risikoen for global instabilitet i helningen. Interaksjonen mellom jorden, jordnaglen og fronten er relativt kompleks og de mobiliserte skjærspenningene i kontaktflaten mellom mørtelen og jorden er vanligvis ikke uniforme.

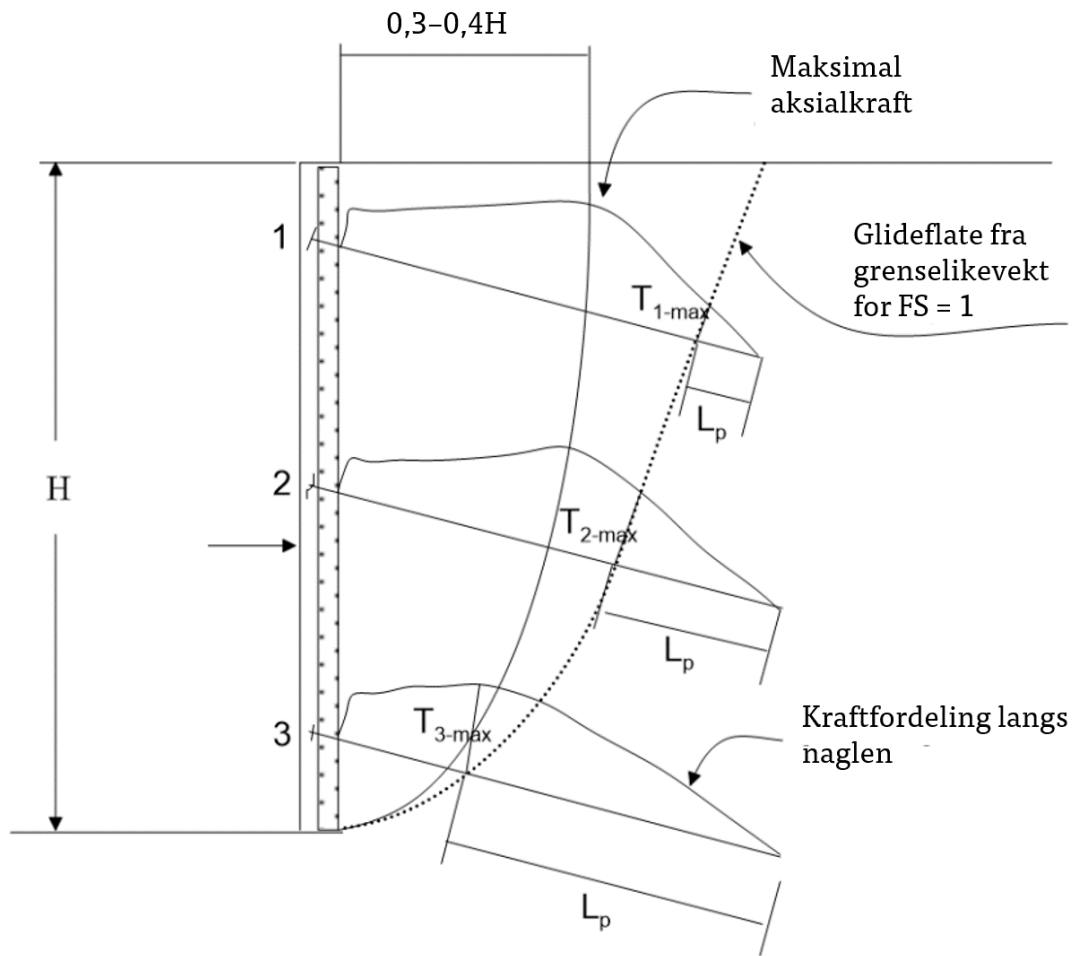


Figur 4.5: Retning på den mobiliserte skjærspenningen,  $q(x)$ , langs jordnaglen (Lazarte mfl., 2015).

Det er de mobiliserte skjærspenningene langs kontaktflaten mellom sementsuspensjonen og jorden som oppstår bakenfor glideflaten som bidrar til systemets stabilitet, altså skjærspenningene i den passive sonen, hvor skjærspenningen holder igjen naglen, se figur 4.5. Lengden på jordnaglen bakenfor glideflaten er den lengden som gir uttrekkskapasiteten, se figur 4.6. I litteraturen brukes ulike indekser for indikere effektiv naglengde eller forankringslengde til jordnaglen, blant disse er:  $L_a$ ,  $L_f$  og  $L_p$ , alle representerer den samme størrelsen, heretter vil  $L_p$  brukes for å omtale forankringslengden.

Passivt jordtrykk langs naglen fra omkringliggende jord fører til mobilisering av bøyemoment og skjærkraft i jordnaglen. Fullskalaforsøk har vist at effektene av bøyning og skjær sammenlignet med strekk er svært liten og som regel neglisjeres denne effekten (Statens Vegvesen, 2002).

Den mobiliserte skjærspenningen ( $\tau$ ) kan beregnes som vanlig skjærspenning i kontakflater mellom jord og konstruksjonselementer. Mesteparten av litteraturen undersøkt henviser til følgende formel for beregning av mobiliser skjærspenning:



Figur 4.6: Effektiv lengde av jordnaglen bak skjærflaten og plassering av maksimum strekkraft i jordnagler (Lazarte mfl., 2015).

$$\tau = \nu \cdot \sigma_{N,0} \quad (4.1)$$

I Håndbok V220 (Statens Vegvesen, 2018) presenteres følgende formel for utregning av mobileisert skjærspenning lang naglen, som tar hensyn til attraksjon og dimensjonerende friksjonsvinkel:

$$\tau = \mu \cdot (a + \sigma'_{N,0}) \cdot \tan \phi'_d \quad (4.2)$$

Naglens forankringskapasitet, også kalt uttrekkskapasitet eller maksimal strekkraft, kan bestemmes ved følgende formel:

$$T = \tau \cdot \pi \cdot D \cdot L_p \quad (4.3)$$

$\mu$  - friksjonskoeffisient

$\sigma_{N,0}$  - initiell normalspenning, enten effektiv eller total ( $\sigma_{N,0} = \gamma \cdot z$ ,  $\sigma'_{N,0} = \gamma' \cdot z$ )

$z$  - vertikal avstand fra terrenget

$a$  - attraksjonen til jorden

$\tan \phi'_d$  - dimensjonerende friksjonsvinkel ( $\tan \phi'_d = \tan \phi' / \gamma_M$ )

$\gamma_M$  - partialfaktor for jorden

$D_{\text{hull}}$  - diameteren til borhullet, konservativt kan man sette dette som diameteren til sement-suspensjonen rundt naglen.

$L_p$  naglens forankringlengde

I FHWA-rapporten ble det utført full-skala instrumenterte tester hvor maksimal strekkraft ble målt. I øvre del av vegg ble maksimal strekkraft registrert i en avstand mellom 0,3H og 0,4H fra frontkledningen, se figur 4.6. For den nedre delen ble maksimal strekkraft registrert 0,15H-0,2H fra veggens forside (Lazarte mfl., 2015). I den samme rapporten ble det, ut ifra data fra 11 instrumenterte lokasjoner, gjort en estimering av maksimal naglestrekkraft, et gjennomsnitt er av dette er gitt under:

$$T_{max} \begin{cases} 0,75K_a\gamma_sHS_VS_H, & h \geq \frac{1}{3}H \\ 0,37K_a\gamma_sHS_VS_H, & h < \frac{1}{3}H \end{cases} \quad (4.4)$$

**H** vegghøyde



$h$  vertikal avstand fra bunnen av utgravningen

$K_a$  aktivt jordtrykkskoeffisient

$\gamma_s$  metttet egenvekt til jorden bak muren

$S_H$  horisontal nagleavstand

$S_V$  vertikal nagleavstand

Den empiriske likningen beskrevet ovenfor, impliserer at  $T_{MAX}/S_V S_H$  er mindre enn som kunne blitt estimert ut fra det aktive omkringliggende jordtrykket. Strekkreftene på fronten av veggen refereres ofte til som naglehodekraft betegnes gjerne som  $T_0$ . Ser man bort fra frost og andre faktorer kan man, ifølge FHWA (Lazarte mfl., 2015), estimere  $T_0$  til å være

$$T_0 = (0,4 - 0,7)K_a\gamma_a H S_V S_H, z \geq \frac{1}{3} \quad (4.5)$$

Der horisontal ( $S_H$ )- og vertikal ( $S_V$ ) avstand mellom naglene måles i fot. FHWA foreslår for situasjoner med normal last, at typisk verdi for naglehodekraften er 70% av maksimum strekkraft naglen.

Figur 4.6 viser illustrasjon av fordeling av strekkkraft langs naglene.

## 4.5 Deformasjon

Deformasjon i front av jordnaglingskontsturksjonen er i noen tilfeller akseptabelt, da er det nok å gjøre et overslag over forventede deformasjoner ved bruk av formel 4.7 (French National Research Project & Schlosser, 1993). Dersom konstruksjonen ligger i et området som har høye krav til deformasjoner er det anbefalt å undersøke dette ved FEM-analyser (Statens Vegvesen, 2018)

En jordnaglingsmur og jorden bak har en tendens til å sige utover i alle faser – både i konstruksjon og etter ferdigstilling. Vertikale deformasjoner, altså setninger, på veggen ved fasaden er

som regel veldig små og er i samme størrelses orden som horisontal bevegelse i toppen av veggen. Maksimum horisontal forskyvning skjer i toppen av veggen og minker progressivt mot bunnen av veggen. Horisontale og vertikale forskyvninger av veggens front avhenger generelt av:

- Vegghøyde, H
- geometri til veggen - en vertikal vegg vil gi mer deformasjon enn en vegg med helning
- jordtypen rundt naglene - mykere jord vil gi mer deformasjon
- avstand mellom jordnaglene og utgravningshøyder - større avstand mellom jordnaglene og tykkere steg i utgravningsløft vil gi mer deformasjon
- Global sikkerhetsfaktor - lavere sikkerhetsfaktor assosieres med større deformasjoner
- Forholdet mellom naglelengden og vegghøyden - kortere nagler i forhold til vegghøyden gir større deformasjoner horisontalt
- Helningsvinkel på naglene - brattere jordnalger gir ofte større deformasjoner horisontalt pga. mindre effektiv mobilisering av strekkraften i naglene
- Størrelse på terrenglast - permanent terrenglast på veggen vil øke deformasjonen

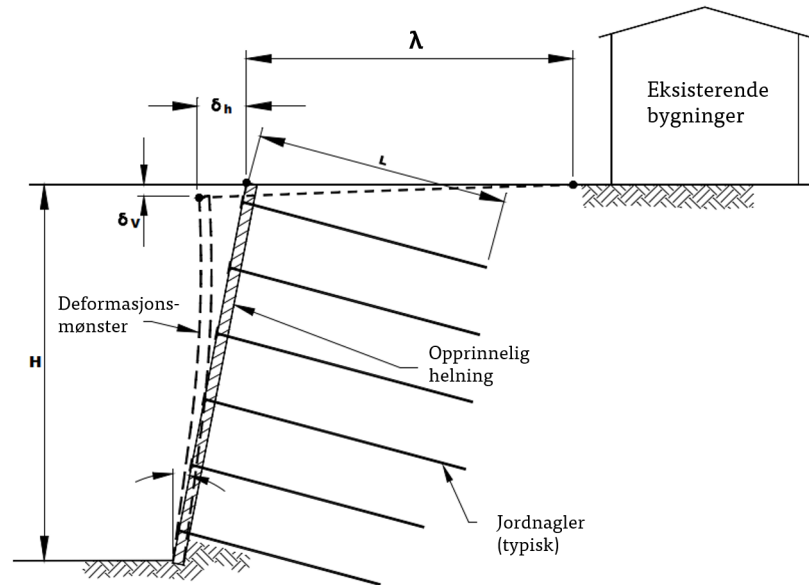
Figur 4.7 viser en skisse av teoretisk avstand fra veggen hvor deformasjonen opptrer (Lazarte mfl., 2015). For å beregne hvilken hvor langt fra veggen deformasjonene opptrer kan man bruke formelen,:

$$\lambda = k \cdot H(1 - \tan \eta) \quad (4.6)$$

hvor  $k$  er empirisk faktor, se tabell 4.5 for verdier som gjelder for horisontalt terreng bak fronten, og  $\eta$  er opprinnelig helning på frontmuren.

For skrånende terreng med helning  $\beta$  så er følgende sammenheng for den horisontale deformasjonen foreslått (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005):

$$\delta_{h,skråning} = \delta_h(1 + \sin \beta) \quad (4.7)$$



Figur 4.7: Deformasjon av frontvegg i en jordnaglingskonstruksjon. Tilpasset etter Lazarte mfl. (2015).

hvor  $\delta_{h,skråning}$  er deformasjonen horisontalt i topp av frontmuren,  $\delta_h$  brukes fra tabell 4.5, og  $\beta$  er helningen på skråningen i bakkant.

Tabell 4.5: Empiriske faktorer for deformasjoner fra French National Research Project og Schlosser (1993) for konstruksjoner med horisontalt terreng i bakkant.

	Morene/grus	Sand	Leire
$\delta_v = \delta_h$	H/1000	2H/1000	4H/1000
k	0,8	1,25	1,5

## 4.6 Utvikling av kraft og deformasjoner i jordnaglingskonstruksjoner

Under utgraving av første trinn og installering av nagle og frontkledning vil jorden i øvre del av utgravingen som deformeres i retning ut fra skråningen og utøve et horisontalt jordtrykk på frontkledningen. Jordtrykket overføres til jordnaglene, vider til jorden gjennom mobilisert skjærspenningene langs kontaktflaten mellom gysemassen og jorden. Aksialkreftene (T) langs øvers-

te naglerad ( $r_1$ ) vil øke fra frontkledningen til en maksimalverdi ( $T_{\max}$ ) nær kritisk bruddflate.  $T$  minker så igjen mot enden av naglen, se figur 4.6. Aksialkraft i  $r_1$  etter først utgravningsnivå er lavt sammenlignet med kreftene som oppstår senere i konstruksjonsfasen (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).

I neste utgravningstrinn, etter fullført installering og midlertidig frontkledning, vil øverste del av jordnaglingskonstruksjonen fortsette å deformeres horisontalt. Området med kritisk bruddflate øker ettersom utgravningen kommer dypere og dypere. Økt deformasjon av frontkledningen fører til økt jordtrykk horisontal og økt strekkraft,  $T$ , aksialt i nagelene og mer skjærspenning mobiliseres rundt naglene. Plassering av  $T_{\max}$  langs naglen vil flyttes lengre og lengre bakover etter som utgravningen blir går dypere og bruddflaten blir større. Denne trenden fortsetter ved ytterligere utgravningsnivå (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).

I siste utgravningsnivå vil naglene oppleve den største maksimalkraften. Når konstruksjonen av jordnaglen er fullført vil ofte kritisk bruddflate være så stor at den er bakenfor  $r_1$  eller krysser nagleraden så langt bak at naglen har en liten forankringslengde sammenlignet med total naglelengde. Kapasiteten til  $r_1$  bidrar derfor ikke så mye til global stabilitet, men de gir fremdeles kapasitet til lokal stabilitet i konstruksjonen.

Etter fullføring av konstruksjonen vil kraften i naglene øke noe, forskning viser at aksialkreftene øker med omtrentlig 15% (Lazarte mfl., 2015). Denne økningen er hovedsaklig på brudd av kryp i jorden og spenningsavlastning. Dette er ikke standard å ta hensyn til i beregningsmetoden for jordnagler, men det bør tas hensyn til i valg av materiale for sementsuspensjonen slik at tilstrekkelig skjær mobiliseres i kontaktflaten.

Deformasjon av frontkledningen kan reduseres ved å forspenne jordnaglene, men dette kan føre til at jordnaglen flyttes mer inn i aktiv sone. Tradisjonelt har man ikke benyttet forspenning, men det er en metode som er mer og mer i bruk og forskes på (Phear & Storbritannia Department of Trade and Industry, 2005).

Dimensjoneringen av jordnagler må ta hensyn til stabilitet både under og etter utgravning. Kritiske situasjoner oppstår som regel når en kombinasjon av laster påføres systemet. Før installering av nagler og fasadeforsterkning står nederste del av graveskråningen står uten støtte, mens

skråningen over er støttet opp og forstreket. Den ustøttede delen av skråningen er da det svakeste punktet og det bør tas hensyn til utglidning av aktiv sone i jorden i dette punktet i utgravningen. Risikoen for utglidning av utstøttede del forverres av hvis det ikke er drenert tilstrekkelig (Lazarte mfl., 2015).

# Kapittel 5

## Anvendelse av PLAXIS 2D i dimensjonering av jordnagler

I dette kapittelet presenteres relevant teori og bakgrunn for modeller og prinsipper som anvendes i elementmetode-programmet (FEM-programmet) PLAXIS 2D. Det gis også en oppsummering av hva litteraturen sier om modellering av jordnagler i PLAXIS 2D og hvordan jordangler modelleres mest korrekt basert på dette.

### 5.1 Elementmetode i geoteknikk

I geoteknikk har det tradisjonelt sett blitt brukt grenselikevektsberegninger for å beregne global stabilitet og sikkerhetsfaktor for et jordnaglingssystem. Mye av den tidligste forskningen publisert om jordnagler presenterer ulike grenselikevektsberegningemetoder for evaluering av stabilitet i dimensjonering av jordnagler. Disse metodene antar en sannsynlig geometri for kritisk bruddflate hvor maksimal skjærstyrke er mobilisert langs hele flaten, slik at hele skråningnen vil skil ut langs en flate. Disse antagelsen kan gi en feilaktig analyse av sikkerhetsfaktoren og en urealistisk kraftfordeling i jorden. I nyere tid har disse beregningemetodene blitt implementert i programvare som gjør det enklere å beregne skråningsstabiliteten (Villalobos & Villalobos, 2021).

Biria (2016) undersøkte i sin Masteroppgave stabilitet beregnet med grenselikevektsprinsippet og elementmetodeprinsippet. Hun brukte programmet GeoSuite Stability, som baserer beregningene på grenselikevekt, og PLAXIS 2D i analysene. Hun konkluderer med at programmen gir omtrentlig samme verdier for global sikkerhetsfaktor for skråningsstabilitet. I GeoSuite Stability antas det ikke en geometri for bruddflaten, men det kan velges ulike beregningsprinsipp for utregning av sikkerhetsfaktorene. Beregning av bruddflater skjer så med utgangspunkt i et predefinert område for plassering av kritisk bruddflaten; for sirkulære bruddflater defineres området for sentrum i sirkelen, for lineære og bilineære bruddflater defineres det i området jorden hvor man antar at bruddflaten vil gå. Dersom man velger et beregningsprinsipp som gir en god tilnærming til bruddflaten kan man få tilnærmet samme resultat fra GeoSuite Stability som fra PLAXIS 2D.

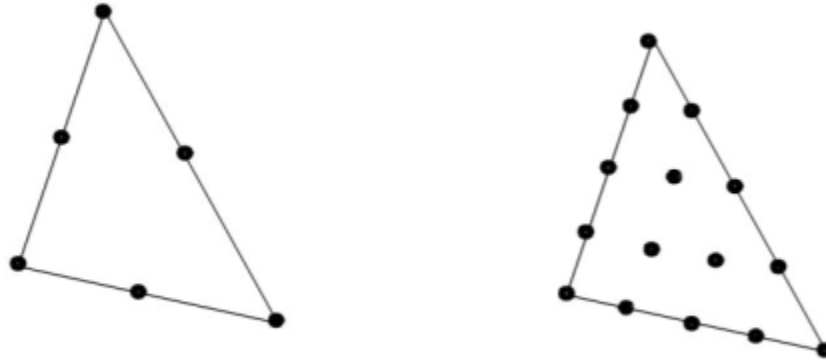
Grenselikevektsberegninger tar heller ikke med utregning av deformasjon og dette må gjøres separat. Elementmetoden tar hensyn til både spenninger og deformasjoner i beregningen og lasten påføres i steg til full belastning. Beregningsmetodene har vist å gi omtrentlig samme resultat for deformasjoner. Men likevektsmetoden tar ikke høyde for den kompliserte samhandlingen mellom jorden og jordnaglingskomponenten, det er derfor fordelaktig å bruke numerisk tilnærming ved bruk av bergningialgoritmer som for eksempel bruker elementmetode (Fan & Luo, 2008; Singh & Sivakumar Babu, 2010; Villalobos & Villalobos, 2021).

I beregning av geotekniske problemer brukes elementmetoden som en numerisk tilnærming for å simulere responsen til jordmateriale fra ytre påvirkninger. Anvendelse av FEM-programmer gjør at brukeren kan fokusere kun på de geotekniske prinsippene. Det kreves da at brukeren evner å vurdere jordmaterialets oppførsel, forstår og kan definere det aktuelle problemet (Nordal, 2020).

Elementmetoden er godt egnet til å analysere geotekniske problemer. Resultatene gir en god estimasjon av realia. For å kunne modellere geotekniske problemer må det gjøres forenklinger og antagelser i simuleringen, og dette kan påvirke kvaliteten og nøyaktigheten på resultatene. Valg av elementstørrelse kan gi lavere kvalitet på resultatene. Beregningene kan også påvirkes av problemer underveis, som kan føre til ubalanse i kreftene eller at beregningen ikke konverger. Derfor kan det være nødvendig å endre kontrollparameterene for beregningsalgoritmen hvis slike

problemer oppstår.

I elementmetoden deles modellen inn i elementer. I todimensjonale problemer kan elementene både være firkantede og trekantede. I hvert element er det et sett med noder, deformasjonene av disse nodene beskriver deformasjonen til elementet. I PLAXIS blir det brukt trekantede elementer med enten 6 eller 15 noder i hvert element, se figure 5.1.



Figur 5.1: Trekantede elementer med 6 og 15 noder (Nordal, 2020).

Beregningsprogrammet starter med å modellere elementene. Det opprettes en stivhetsmatris for hver node som settes sammen til elementstivhetsmatrisen ved numerisk integrasjon. Elementstivhetsmatrisene danner tilsammen ligningssystemet for den globale stivhetsmatrisen. Den globale elementstivhetsmatrisen for en bestemt inkrementell lastvektor løses for å finne forskyvningsinkrementet. Dette brukes videre til å beregne tøyningen i hvert element og spenningen i hver node. Lastinkrementet kan endres dersom det er for stor ubalanse mellom kreftene. Man kan også endre antallet iterasjoner for å løse dette. Denne prosessen utføres til beregningen konvergerer og da påføres last- og deformasjonsinkrementene slik at totale deformasjoner og spenninger kan beregnes. Denne prosessen gjentas med flere lastinkrement til hele lasten er påført eller modellen går til brudd (Nordal, 2020).

## 5.2 Generelt om PLAXIS 2D

PLAXIS 2D er et program der elementmetoden for to dimensjoner benyttes for å gjøre beregninger. Men kan ved behov for tredimensjonale analyser benytte PLAXIS 3D, men som regel er dette



tidkrevende og studier viser at elementmetodeprogrammer i 2D produserer pålitelige resultater, særlig i beregning av deformasjoner under bygging av jordnaglingskonstruksjoner. Beregning av laster i 2D gir noe mer konservative resultater enn beregninger i 3D (Birria, 2016; Olia & Liu, 2011).

Deformasjoner, stabilitet og grunnvannsstrømninger i geoteknisk ingeniørarbeid er eksempler på problemstillinger som effektivt kan vurderes i PLAXIS. Jordmodell og materialparametere må velges av bruker, man må beskrive geometriske parametere og bestemme innledende forhold, grenser og belastninger. Dette gjør resultatene av beregninger gjort i PLAXIS 2D avhengige av brukerens kunnskaper om programmet. Faktorer som påvirker resultatene av beregningene, kan være (Brinkgreve mfl., 2020c):

- Modelleringen av problemet
- Forståelsen for de ulike jordmodellenes egenskaper og begrensninger
- Valg av materialparametere
- Kunnskap og evne til å vurdere resultatet

### 5.3 Jordmodeller i PLAXIS 2D

Programmer som PLAXIS 2D baseres på elastoplastiske jordmodeller. I denne typen jordmodell er det hovedsakelig egenskaper som stivhet og styrke som tilegnes materialene (Nordal, 2020). Både Mohr-Coulomb- og Hoek-Brown-modellen finnes i programmet, i tillegg til mer avanserte jordmodeller som Hardening Soil (HS) og Soft Soil Creep. Man har også mulighet til selv å definere egne jordmodeller.

I følgende avsnitt gis det en presentasjon av de ulike jordmodellene som er relevante for prosjekteksemplene.

### 5.3.1 Lineær elastisk

Lineær elastisk modell (LE) er basert på Hookes lov om isotropisk elastisitet. Elementer med lineær elastisk oppførsel defineres med elastisitetsmodulen  $E$  og Poissons raten  $\nu$ . Den lineære elastiske materialmodellen ikke særlig godt til å modellere jordoppførsel, men den egner seg godt til å modellere stive volumer i jorden, som betongvegger eller bergformasjoner (Brinkgreve mfl., 2020a).

### 5.3.2 Mohr Coulomb modellen

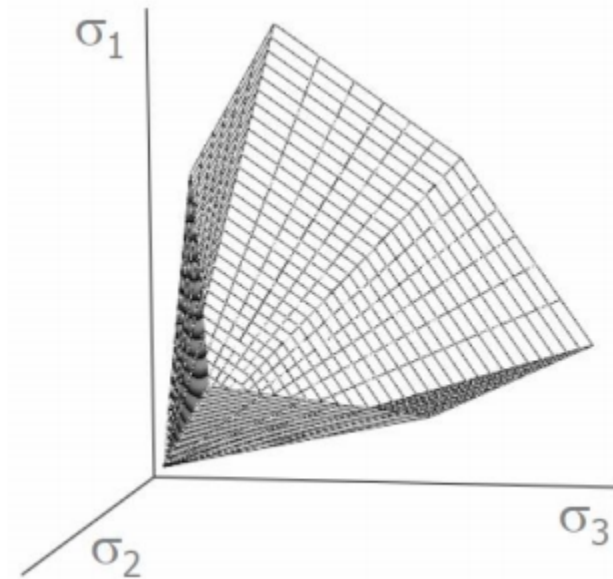
Mohr Coulomb modellen (MC) er en lineær elastis, perfekt plastisk materialmodell som har fem inputparametere;  $E$  og  $\nu$  beskriver jordelastisiteten; friksjonsvinkel  $\phi$  og kohesjonen  $c$  beskriver plastisiteten og dilatansvinkelen  $\psi$ . (Brinkgreve mfl., 2020a). Dette er en svært enkel og godt definert modell hvor styrken er difeinert av Mohr Coulomb bruddkriterie, likn. 5.1, og stivheten av Hookes lov.

Mohr-Coulomb kriteriene beskriver et seksidet konisk område vist i figur5.2. Hver av sidene beskrives av likning 5.1. Innenfor Mohr-Coulomb-området er spenning-tøyingsresponsen antatt å være lineært elastisk.

$$f = \frac{1}{2}(\sigma_{\max}) - \sigma_{\min} + \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma_{\min} + 2a) \sin \phi \leq 0 \quad (5.1)$$

Der  $\sigma_{\max}$  og  $\sigma_{\min}$  er største og minste hovedspenning,  $\phi$  er friksjonsvinkelen til jorden,  $a$  er attraksjonen, som kan relateres til kohesjonen,  $c$ , og friksjonsvinkelen,  $\phi$ , ved formelen  $a = c \cdot \tan \phi$ .

Hookes lov brukes for å modellere det lineære elastiske forholdet mellom spenning og tøyning. Dersom man antar at systemet er isotropt, er spenningen (spenningsinkrementet) koblet med tøyningen (tøyingsinkrementet) etter formelen 5.2



Figur 5.2: Mohr-Coulomb bruddflater i hovedspenningsplan, med koheksjon  $c=0$  (Brinkgreve mfl., 2020a).

$$\sigma_{ij} = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{E}{1+\nu} \delta_{ik} \delta_{jl} \quad (5.2)$$

Elastisitetsmodulen til jord er et positivt tall uttrykt ved en enhet for spenning. Modulen kan estimeres fra ulike undersøkelser. Triaksial kompresjonstest brukes ofte. Poissons rate er et negativt forholdstall mellom transversale tøyninger og aksiale tøyninger.

For å bruke denne jordmodellen må det gjøres en god del forenklinger og antagelser om jorden siden svært få jordarter er lineær elastiske, isotrope materialer (Nordal, 2020). PLAXIS 2D Materials Mode Manual (Brinkgreve mfl., 2020a) anbefaler denne modellen for innledende beregninger da beregningene vil gå relativt rakt. Modellen antar at stivheten før brudd er lineær elastisk, dette betyr at det er noe begrenset i beregningen av deformasjonsutvikling før brudd (Singh & Sivakumar Babu, 2010).

Singh og Sivakumar Babu (2010) har i en studie vist hvilken effekt valg av jordmodell har for en vertikal graveskråning stabilisert med jordnagler. Effekten av MC-, HS blir presenter og sammenlignet for ulike trinn i byggeprosessen. Funnene dere oppsummeres kort under:

- Valg av jordmodell har liten effekt på sikkerhetsfaktor

- Simulering av jordnaglingskonstruksjoner i bløte og myke grunnforhold bør bruke HS-modell, da MC-modell overestimerer hevelse av i bunn av utgravningen og gir en feilaktig indikasjon på bæreevnebrudd i simuleringen, se tabell 4.3 for eksterne brudd.
- MC-modellen beregner en større, men ikke signifikant, horisontal deformasjon av frontveggen under utgravning sammenlignet med HS-modell.
- Beregning av utviklingen av aksialkrefter i jordnaglene med byggetrinn er svært lik for de tre modellene.

Åsakene til ulike beregninger av deformasjoner fra MC-modell sammenlignet med HS er i hovedsak at antagelsen som ligger i MC-modellen om lineærelastisk oppførsel før brudd og at MC-modellen ikke tar hensyn til oppbygning av plastiske tøyninger.

## 5.4 Modellering av jordnagling i PLAXIS 2D

Det er utviklet en god del ulike metoder for å simulere jordnaglingskonstruksjoner, som er et 3D-problem, ved å bruke 2D-elementmetode. Hver metode har fordeler og begrensinger i tilnærmingen av faktisk oppførsel til jordnagler. Metodene som finnes kan fordeles i følgende tre kategorier i følge Olia og Liu (2011):

- A. Bruk av komposittmateriale for å kombinere kontaktflaten mellom jord og forsterknings-elementet i ett materiale. I PLAXIS 2D modelleres dette med embedded row element
- B. Antagelse om plan tøyning ved diskret armering med en kontinuerlig plate. Dette modelleres med Geogrid eller plateelementer med interface i PLAXIS 2D.
- C. Simulering av nagler som en ekstern forbindelse til kontinuerlig jord som en forbindelse. Modelleres med node-to-node ankere.

### 5.4.1 Metode A - Embedded beam row

Denne metoden er mye bruk i litteraturen og det også den metoden Brinkgreve mfl. (2020c) anbefaler for jordankere i *PLAXIS 2D - Tutorial Manual* kombinert med node-to-node ankere for ankerlengde i aktiv sone, også kalt den frie ankerlengden. Embedded beam elementet simulerer forankringslengden, delen av naglen som har kapasitet til å ta strekkrefter og stabilisere skråningen. Oppførselen til embedded beam kan settes til "Grout body". Internt settes forbindingen til "free" for å unngå at embedded beam elementet blir direkte forbundet til jordelementene som gir en urealistisk reduksjon i aksialkraften i tilkoblingspunktet.

Embedded pile row er et element som ble introdusert i Plaxis 2D i 2016 og brukes for å modellere kontaktflaten mellom jorden og naglen. Embedded pile row gir en forenklet tilnærming for å håndtere rekker av peler (eller peleliknende strukturer som jordnagler og jordankere) som går utenfor planets retning i en 2D plan tøyingsmodell.

Generelt for embedded beam row og plater er at man kan velge om materialet skal ha elastisk, elastoplastisk eller elastoplastisk ( $M-\kappa$ ). Mesteparten av tilgjengelig litteratur bruker elastisk materialoppførsel for nagleparameterene.

Inputparameterene kan grupperes i tre: nagleparameterene, geometriparameterene og interfaceparameterene.

#### Nagleparametere

For injiserte jordnagler kan det brukes en ekvivalent elastisitetsmodul  $E_{eq}$  som tar med elastisk bidrag både fra semensuspensjonen rundt naglen og arberingsstaget (Sivakumar Babu & Singh, 2016). Brinkgreve mfl. (2020b) anbefaler å bruke aksialstivheten til arberingsstålet som inputparameter i PLAXIS og tilpasse verdien på E-modulen i forhold til tverrsnittsarealet til semensuspensjonen.

Ekvivalent elastisitetsmodul kan beregnes fra følgende formel:

$$E_{eq} = E_n \left( \frac{A_n}{A} \right) + E_g \left( \frac{A_g}{A} \right) \quad (5.3)$$

$E_n$  - Elastisitetsmodul til armeringsstaget

$E_g$  - Elastisitetsmodulen til sementsuspensjonen

A - totale tverrsnittsareal gitt av formel  $A = 0,25\pi D_{DH}^2$

$D_{DH}$  - Diameter til boret hull

$A_n$  tverrsnittsarealet til armeringsstaget, gitt av formelen  $A_n = 0,25\pi d^2$

d - diameteren til armeringsstaget

$A_g$  - Tverrsnittsarealet til sementsuspensjonen rundt naglen, gitt av formelen  $A_g = A - A_n$

Bøyestivheten beregnes ved følgende formel:

$$EA[\text{kN/m}] = \frac{E_{eq}}{S_h} \cdot A \quad (5.4)$$

PLAXIS 2D krever også at man oppgir tyngdetettheten til jordnaglen. Hverken litteraturen eller i *PLAXIS 2D - Manual* (Brinkgreve mfl., 2020b) oppgir formel for å regne ut den ekvivalente tyngdetettheten til jordnaglen. Det er derfor gjort en antagelse om at man kan bruke lignende tilnærming som ved utregning av ekvivalent E-modul, basert på forholdet mellom tverrsnittsarealene. Følgende forel blir da brukt vider til utregning av ekvivalent tyngdetetthet:

$$\gamma_{eq} = \gamma_n \left( \frac{A_n}{A} \right) + \gamma_g \left( \frac{A_g}{A} \right) \quad (5.5)$$

$\gamma_n$  - tyngdetettheten til armeringsstaget, denne er antatt til å være  $78 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_g$  - tyngdetettheten til sementsuspensjonen, denne er antatt å være  $22 \text{ kN/m}^3$

I *PLAXIS 2D - Tutorial Manual* er tyngtettheten til embedded beam satt lik null i eksempel 7 med modellering av jordankere. Brinkgreve mfl. (2020b) skriver i *PLAXIS 2D - Reference Manual* at “... for å beregne nøyaktig tyngdetetthet til jorden og konstruksjonen bør tyngdetettheten til jorden trekkes fra tyngde tettheten til embedded beams row materialet.”

### Geometriske parametere

Det kan i PLAXIS 2D velges mellom ulike *bjelketyper*, for jordnagler i denne oppgaven velges det *predefined beamtype - solid sircular beam*. Vider kreves parametere for diameteren for embedded pile, Arealet og den horisontale avstanden mellom naglene, som betegnes  $L_{\text{spacing}}$ .

### Interfaceparametere

Kraftoverføringen mellom jordnaglen og jorden modelleres med et spesielt interfaceelement som automatisk ligger rundt embedded pile elementet. En elastoplastisk modell brukes til å beskrive oppførselen og egenskapene til interfacen. For at kontaktflaten mellom jord og nagle skal forbli elastisk så er skjærkraften,  $t_s$  på et gitt punkt gitt ved:

$$|t_s| < T_{\text{max}} \quad (5.6)$$

$T_{\text{max}}$  er maksimum forhåndsbestemt aksialfriksjon i kontaktflaten. Man kan i PLAXIS 2D velg hvordan  $T_{\text{max}}$  skal variere langs jorndaglen, for bergningene i denne oppgaven er det valg lineær fordeling. Masimal forhåndsbestemt aksialfriksjon bestemmes ved formelen:

$$T_{\text{max}} = \pi \mu \sigma'_m \gamma' ZD = \pi \mu \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \gamma' ZD = \pi \mu \frac{1 + 2K_0}{3} \gamma' ZD \quad (5.7)$$

$\mu$  - friksjonskoeffisient mellom naglen og jorden

$\sigma'_m$  - middelseffektivspenning

$\sigma'_{v,h}$  - henholdsvis effektivspenninger i vertikal og horisontalretning

$K_0$  - effektiv hviletrykkskoeffisient, forholdstall mellom vertikal og horisontal effektivspenning

$\gamma'$  - effektiv tyngdedetthet til jorden

$z$  - dybde under terreng

$D$  - diameteren til borhullet

### 5.4.2 Metode B - Kontinuerlig plate

Denne metoden å modeller jordnagler på ble brukt før embedded beam var tilgjengelig i PLAXIS 2D. Kontaktfalten mellom jord og nagle modelleres med interface-element som er tilgjengelig i programmet. Prinsippet bak metoden ble først introdusert av Al-hussaini og Johnson i 1978, hvor en diskret armering ble ”smørt” utover avstand. Dette kan man oppnå ved bruke arealfordholds-faktorer, som aksialstivheten (EA) i stedet for E-modulen, se figur 5.3 for prinsipp (Olia & Liu, 2011).

Interface elementet legges rundt plateelementene og tar hensyn til redusert styrke langs kontaktfalten kan man i PLAXIS 2D lage jordmaterialer med redusert styrke i kontaktfalten med en faktor  $R_{inter}$ . Faktoren  $R_{inter}$  reduserer ikke bare styrken, men også stivheten til kontaktfalten (Brinkgreve mfl., 2020b). Dersom man mangler input til denne reduksjonsfaktoren anbefaler Brinkgreve mfl. (2020b) å bruke  $R_{inter}$  i en orden av 2/3. Wu mfl. (2014) foreslår følgende formel for å regne ut reduksjonsfaktoren for friksjonen i kontaktfalten:

$$S_c = S_s \cdot R_{inter} \quad (5.8)$$

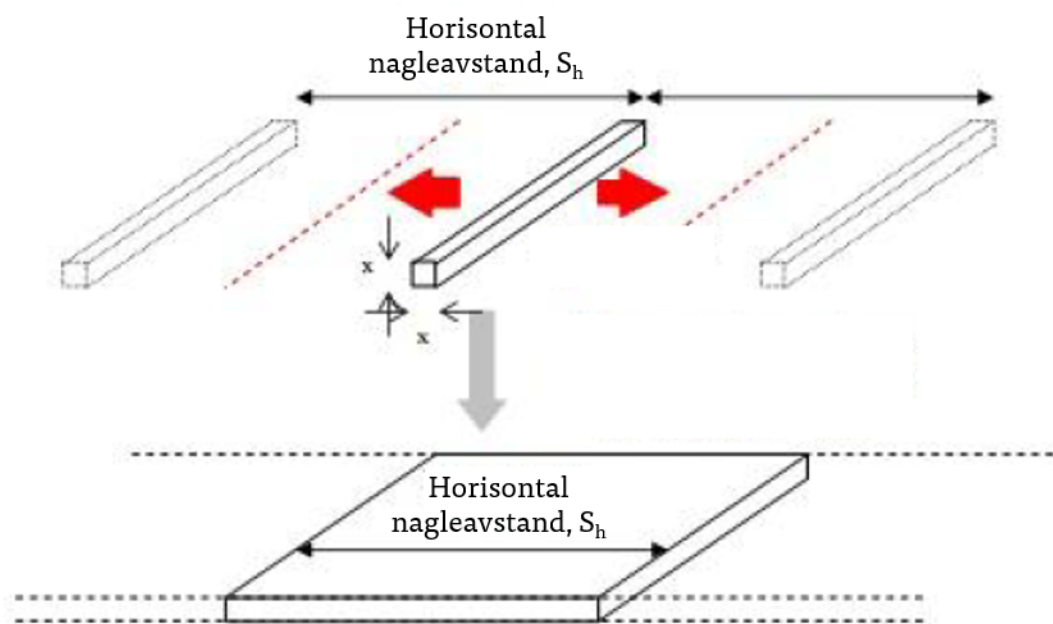
$S_c$  - styrken til kontaktfalten for jord og nagle

$S_s$  - styrken til jorden rundt naglene

$R_{inter}$  - friksjonskoeffisienten i kontaktfalten

Lignede formler kan finnes i litteraturen (Rawat & Gupta, 2016) og i Brinkgreve mfl. (2020b).

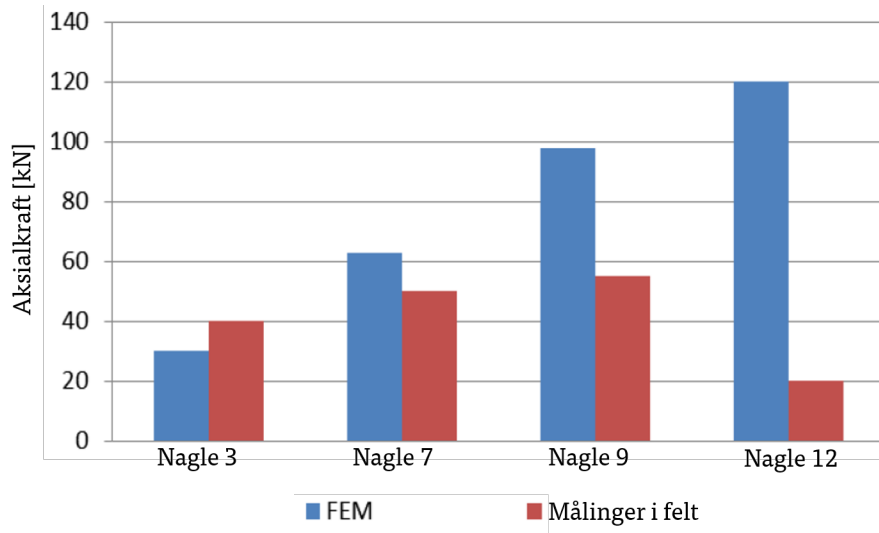




Figur 5.3: Fordeling av nagler til plateelementer (Olia & Liu, 2011).

I en studie utført av Olia og Liu (2011) sammenlignes FEM-modellering av jordnagler med faktiske målinger fra en jordnaglingsvegg. Jordnaglene ble modellert med plate-element og interface-element rundt. Det benyttes en interface med en reduksjons faktor for ekvivalent overflateareal for å ta hensyn friksjonen i kontaktflaten og stivheten til naglen. Det kommer ikke klart fram i artikkelen deres hvilket FEM-program som er brukt. Faktoren  $R_{inter}$  reduserer ikke bare styrken, men også stivheten til kontaktflaten. Resultater fra studien viser at FEM-modellering gir en god tilnærming til og pålitelige resultater sammenlignet med oppførsel til en faktisk jordnaglingsmur. Dette gjelder spesielt deformasjoner som oppstår under konstruksjonsfasen. Beregning av aksialkrefter i naglene ved FEM-program er noe konservativt sammenlignet med utførte målinger. Figur 5.4 viser aksialkreftene i 4 ulike dybder, nummeret gitt til naglene tilvarer dybde under terrenget. Olia og Liu (2011) sine resultater viser tydelig at FEM-beregninger gir en større aksialkraft i nederste nagler enn hva som faktisk er mål til felt.

Tykkelsen på kontaktflaten ved interface-elementet blir automatisk beregnet i PLAXIS 2D slik at



Figur 5.4: Aksialkraften i ulike naglerader etter fullført utgravning av nederste nivå fra FEM-beregning og målinger i felt, tilpasset fra Olia og Liu (2011).

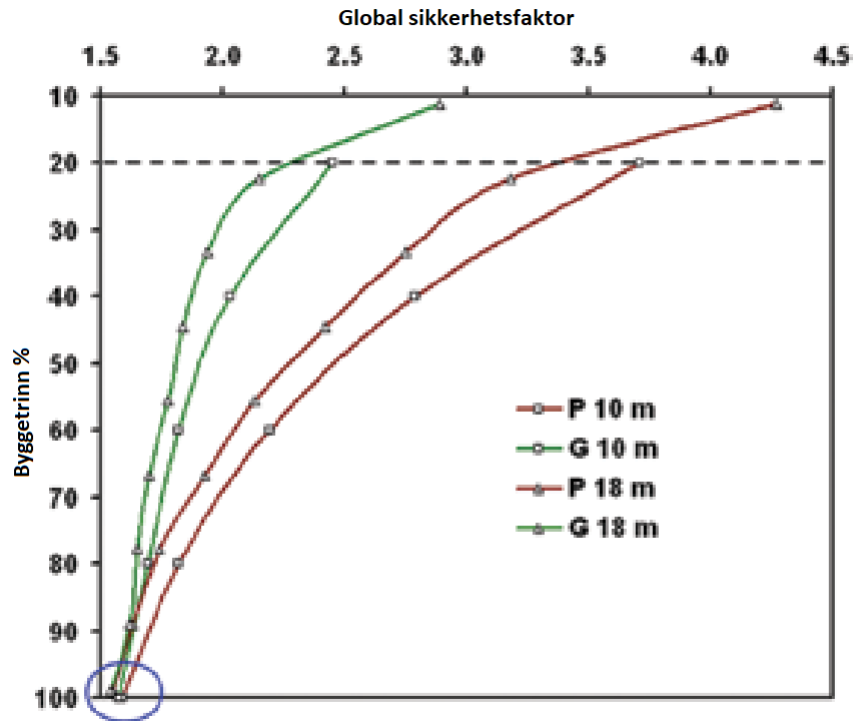
kontaktflaten skal ha tilstrekkelig styrke (Brinkgreve mfl., 2020b).

Prinsippet bak embedded beams er basert på denne metoden for modellering av jordnagler. Embedded beams skiller seg fra plate og interface ved at interface-elementet er inkorporert i embedded beam elementet. I dag er nok embedded beam en bedre og enkle metode for å modellere jordnagler, forskning bekrefter dette (Besseling mfl., 2013).

### 5.4.3 Metode B - Goegrid

Prinsippet bak bruken av geogrid for å modellere jordnagler er ganske lik som for plater. Inputparametere som kreves i PLAXIS 2D er valg av materialtype: elastisk, elastoplastisk eller viskoelastisk, og bøyestivheten (EA). Når jordnagler modelleres med geogrid blir ikke effekten av bøyestivhet og skjærmotstand med i simuleringen (Sivakumar Babu & Singh, 2016).

Litteraturen gir ikke et entydig svar på hvorvidt det er hensiktsmessig å bruke interface-elementer rundt geogridelementene i modellering av jordnagler. Sivakumar Babu og Singh (2016) sier man kan neglisjere bruk av interface-elementer rundt jordnaglene basert på forsøk med uttrekkstester. Man kan derfor sette verdien til  $R_{\text{inter}} = 1$  i modelleringen. Gouw D (2014) anbefaler sterkt å ikke bruke interface-elementer rundt geogrid, men heller bruke node-to-node ankere for den



Figur 5.5: Utviklingen av sikkerhetsfaktoren for jordnaglingskonstruksjoner modellert med plateelement (P) og geogrielement (G) for en 10m og 18m høy forntvegg (Sivakumar Babu & Singh, 2016).

frie naglelengen (lengden av naglen i aktiv sone) og geogrid for å simulere ankerlengden til naglen. Dette skal forhindre at bruddflaten går mellom smenetsuspensjonen og jorden på grunn av urealistisk redusert friksjon i kontaktflaten.

Sivakumar Babu og Singh (2016) presentere en studie hvor jordnagler modellert med plateelement og geogridelement sammenlignes. Med tanke på bøyestivheten til naglene så har den en stor innvirkning på analysen i byggetrinnet. Resultatet for geogrid elementene er at de får en betydelig lavere sikkerhetsfaktor for global stabilitet sammenlignet med plate-elementene. Alternativt, kan dette tolkes som at bøyestivheten spiller en viktig rolle i stabiliteten til jordnaglingsveggen under byggetrinnet. Dersom man simulerer jordnagler med geogrid blir ikke dette tatt med i analysen. Figur 5.5 viser utviklingen av sikkerhetsfaktoren under konstruksjon av en 10 m og 18 m høy jordnaglingskonstruksjon modellert med plateelement (P) markert med rødt og geogridelement (G) markert med grønt.

Når geogrid brukes er maksimum aksialkraft i naglene 15% høyere enn dersom man bruker plate-element. Dette er grunnet at platene tar med bøyestivheten til jordnaglene. Det konkluderes med at ved å bruke plate-element for og simulerer jordnagler vil gis det et bedre innblikk i analysen av jordnaglingsveggen ved bruk av elementmetodeberegninger (Sivakumar Babu & Singh, 2016).

#### **5.4.4 Metode C - Node-to-node ankere**

Node-to-node ankere er et element som fugere som en elastisk strikk mellom to noder med uniform stivhet. Det som menes med dette er at det er ingen kontakt mellom node-to-node ankert og jorden i kontaktflaten, altså tar ikke denne måten å modellere ankere på hensyn til hovedprinsippet for jordnagler.

Når node-to-node anker blir bruk til å modellere ankere som kan ta opp strekkrefter. For elasto-plastisc materialtype kan man bestemme maskimal strekk- og trykkraft i elementet. Dette bestemmes utifra hvilket type materiale man ønsker å modellere (Brinkgreve mfl., 2020b). Da tar modellen hensyn til at materialet har en maksimal kapasitet og at denne ikke kan overskrides uten plastiske deformasjoner.

Som tidligere nevnt anbefaler (Brinkgreve mfl., 2020b) å bruke node-to-node ankere til å simulere den frie lengden til jordnagler. De kan også bli brukt til å simulere fri ankerlengde ved bruk av geogrid. Modellering av jordnagler kun ved å bruke node-to-node ankere gir ikke en god simulering av oppførselen til en jordnagle i strekk. Et node-to-node anker fungerer som sagt som en strikk, og dette gir en urealistisk kapasitet til jordnaglene i en slik modellering. Node-to-node ankerene kan hente ut kapasiteten til jorden langt bak fortveggen uten ta hensyn at det egentlig er friksjonen og det passive jordtrykket som faktisk gir jordnaglen forankringskapasitet.

### 5.4.5 Beregning av sikkerhetsfaktor for global stabilitet

Den globale sikkerhetsfaktoren er definert av forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter. Stabiliserende krefter er gitt av jordens mobiliserte skjærstyrke langs bruddflaten gjennom friksjonsvinkelen, kohesjonen og naglekapasiteten. Drivende krefter er vekten av jorden i ustabil sone, terrenlast, aktive jordtrykk og interne krefter i jorden på grunn av jordskjelv. I likevektsmetoder er disse kreftene i likevekt i utglidende masser langs et forhåndsdefinert glideplan (Villalobos & Villalobos, 2021).

I elementmetodeprogrammer kan ikke regne ut sikkerhetsfaktoren direkte fordi bruddflaten eller bruddtilstanden ikke er forhåndsbestemt. Derfor analyseres stabiliteten med iterasjon hvor enten eksterne laster endres til bruddtilstanden eller jordstyrken reduseres mens dimensjonen på konstruksjonen beholdes konstante. Henholdsvis kalles disse metoden for uniformtlastbrudd og styrkereduksjon. Metoden som anvender styrkereduksjon er i litteraturen ansett som det best egende for skråninger og støttekonstruksjoner (Villalobos & Villalobos, 2021).

I PLAXIS 2D brukes “ $c/\phi$  – reduksjon” for å regne ut global sikkerhetsfaktor. Når denne beregningsmetoden er valgt vil programmet redusere jordens skjærstyrkeparameterene  $\tan \phi$  og  $c$  samt strekkraften inntil brudd i modellen oppstår. Dilatansvinkelen  $\psi$  skal i utgangspunktet ikke påvirkes av denne beregningen, men dilatansvinkelen kan aldri være større enn friksjonsvinkelen. Det betyr at dersom friksjonsvinkelen blir mindre enn eller lik dilatansvinkelen, så vil videre reduksjon i friksjonsvinkelen også gi reduksjon i dilatansvinkelen. Hvis man bruker interface-elementer reduseres de på sammen måte (Brinkgreve mfl., 2020b). Den total multiplikatoren  $\Sigma M_{sf}$  er bestemt av verdiene av styrkeparameterene til jorden på gitte stadier i analysen etter følgende formel:

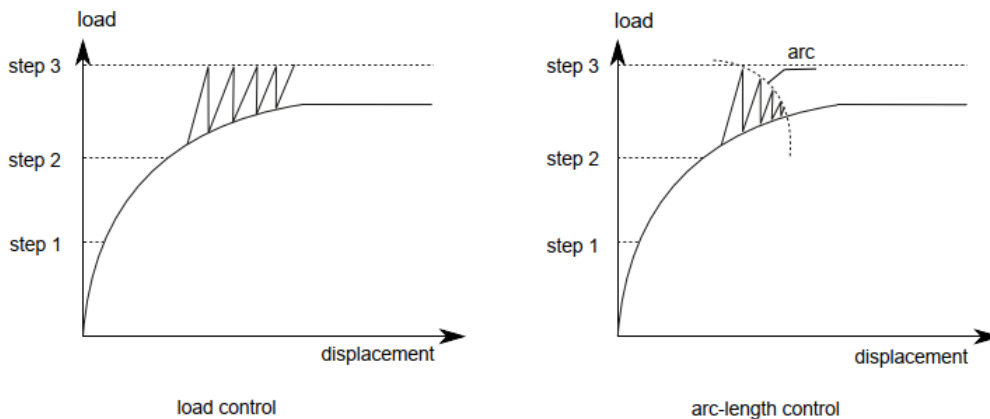
$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{redusert}} = \frac{S_{u,input}}{S_{u,redusert}} = \frac{\text{Strekraft}_{input}}{\text{Strekraft}_{redusert}} \quad (5.9)$$

hvor parametere med indeks “input” er parameterne som legges inn i programmet, med indeks “redusert” henspeilert til de reduserte verdiene fra analysen. Multiplikatoren settes alltid til 1.0 på starten av beregningene slik at alle materialene har input-verdi på styrkeparameterne.

Sikkerhetsfaktoren ved brudd er gitt ved formelen:

$$SF = \frac{\text{tilgjengelig styrke}}{\text{styrke ved brudd}} = \text{verdi på } \Sigma M_{sf} \text{ ved brudd} \quad (5.10)$$

Nøyaktigheten i beregningen av sikkerhetsfaktoren er en funksjon av valgt jordmodell, elementtype og størrelse, diskretisert elementnett, plassering av node for deformasjonskurven og tillat toleranse for ikke-lineær analyse (Brinkgreve mfl., 2020b). PLAXIS 2D tilbyr også bruk av arc-length kontroll i iterasjonsprosedyren. I noen tilfeller ved ikke-lineær analyse kan det oppstå et uventet brudd i enkelte noder som kan føre til en “tilsynelatende” negativ stivhetsmatrix over bruddgrensetilstanden (Rawat & Gupta, 2016). Dette kan unngås ved å bruke arc-length kontroll. Til venstre i figur 5.6 vises en tilfelle uten bruk av arc-length kontroll. Iterasjonsprosedyren nærmer seg bruddlast, men vil for tilfellet under ikke konvergere. Til høyre i figuren vises samme tilfelle, men med bruk av arc-length kontroll (Brinkgreve mfl., 2020b).



Figur 5.6: Påvirkning av arc-length på konvergeringen (Brinkgreve mfl., 2020b).

## **Del II**

# **Prosjekteksempler**

# Kapittel 6

## Case 1 - Jordnaglingsmur forankret til berg

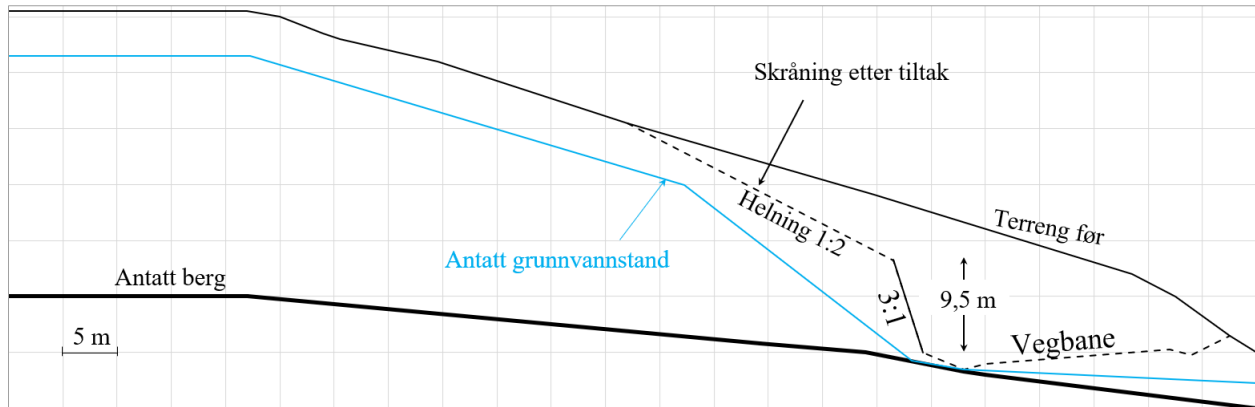
I dette kapitlet presenteres resultater fra en analyse av en permanent jordnaglingsmur som er forankret til berg. Dette prosjektet er prosjekter Sweco Norge med Statens Vegvesen som byggherre og AF gruppen som hovedentreprenør.

Formålet med å bruke denne prosjektcasen er å Kapitlet starter med å presentere prosjektet, terrengprofil og geoteknisk karakterisering av området. Deretter vil oppsettet av jordnagler, tilhørende parametere og egenskaper presenteres. Prosjekteksempelen presentert i dette kapitlet blir evaluert ved bruk av PLAXIS 2D for å vise effekten av en støttekonstruksjon som bruker jordnagler forankret til berg. Det undersøkes hvordan effekter ulike forhold påvirker beregnet sikkerhet for global stabilitet, deformasjon og aksialkrefter.

### 6.1 Om prosjektet

E6 på strekningen Vindåsliene - Korporalsbru, sør for Trondheim i Midtra-Gauldal kommune, var tidligere en tofelts veg med lav standard som ikke oppfylte kravene til vegstandard for riksvegnettet, se figur B.1 i vedlegg B.1. Sweco utarbeidet på oppdrag fra Statens Vegvesen geoteknisk prosjektering og vurdering for veistrekningen. I 2017 påbegynte arbeidet med å utvide og oppgradere veien. For å gjøre plass til flere kjørefelt måtte det lages en bratt veiskjæring mellom





Figur 6.1: Terrenprofil med antatt bergnivå og omtrentlig plassering av grunnvannsnivå etter poretrykksmålinger på stedet.

Soknedal sentrum og Larshusbrua (Statens Vegvesen, 2021).

Hovedutfordringen på denne strekningen var bratte skråninger vest for traseen opp mot jordbruksarealer. Her skjærer vegen seg enkelte steder kraftig inn i dalskråningene. For å få plass til hele vegbanen har løsmasseskjæringen en helning på 3:1, som deretter går over til en skjæring på 1:2 videre oppover i skråningen. Skjæringen med helning 3:1 blir opp mot 9,5 m på det høyeste, se terrenprofil før og etter prosjektet i figur 6.1.

Det ble undersøkt to andre løsninger en jordnagling for å stabilisere skråningen: jordarmering med geonett og duk, dette ville krevd en stor risikabel utgraving og ble derfor ikke valgt; spuntvegg, en slik løsning ble ikke valgt da dette er en svært kostbar løsning. Det ble valgt å bruke jordnagling forankret til berg da det var usikkerhet knyttet til forankringskapasiteten til løsmassene, det ble brukt Ischebeck injeksjonsstag. Egenskapene til løsmassene og grunnforholdene rundt jordnaglene er nærmere beskrevet i kap. 6.1.1. For frontmuren ble det valgt å bruke sprøytebetong og betongkappe for stabilisering. Dette er den løsningen som ble utført for prosjektet og som står i dag. Grunnvannsnivået i figuren er basert på målinger fra hydraulisk piezometer og er vist slik det antas at nivået er etter installering av jordnagler og drenering rundt jordnaglingsmuren.

Under utførelse av utgraving og installering av jordnagler var grunnvannsnivået høyere enn man kunne anta fra tidligere utførte målinger i området. Dette førte til at man hadde noen utfordringer med utvasking i nedre del av jordnaglingsmuren. Figur 6.2 viser utførelse av installa-



Figur 6.2: Installering av jordnagler i Soknedal (Bilde fra Sweco).

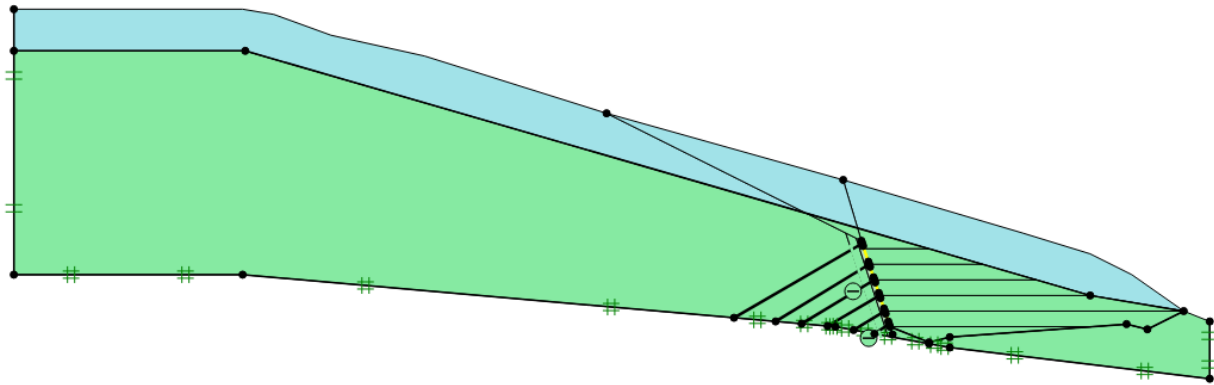
sjon av jordnagler i Soknedal.

### 6.1.1 Grunnforhold og geotekniske parametere

I forkant av prosjektering ble det gjort en rekke grunnundersøkelser i flere omganger, utført både av Statens Vegvesen og av Sweco Norge AS. Det ble satt ned hydrauliske piezometere for å måle grunnvannsnivået i området. Poretrykket ble målt i nedre og øvre del av skråningen, omtrentlig midt i området hvor jordnaglingsmuren er oppført.

Totalsonderinger og prøverserier fra området hvor jordnaglingsmuren ble oppført viser at grunnen består av faste masser av siltig, sandig og grusig materiale. I skråningen ovenfor veien er det antatt et lag i de øverste 4-5 m med mellomfast sandig silt over meget fast morene som er sandig, siltig, grusig. Under vegbanen er det antatt faster forhold, se figur 6.3. for antatt lagdeling hvor det grønt er morene og blått er sandig silt.

I området for jordnaglingsmuren ble det i prosjektering antatt varierende dybde til berg langs



Figur 6.3: Lagfordelingen brukt i modellen basert på felt- og labundersøkelser utført av Sweco og Statens Vegvesen.

veglinjen. Under utgravning til jordnagling ble det avdekket berg på høyt nivå i sørenden av planlagt jordnaglingsmur. Figur 6.4 viser utgravning til første nivå ved installering av jordangler og typiske stedlige løsmasser hvor jordnaglene installeres.



Figur 6.4: Berg i dagen fra utgravning til første nivå og stedlige masser i området i Soknedal (Bilde tatt av Sweco).

Tabell 6.1 viser geotekniske parameter som ble bruk i prosjekteringen, disse er valgt utifra erfaringsverdier i Handbok V220, kap.2.9.5.1. (Statens Vegvesen, 2018) og basert på reaultater fra grunnundersøkelser. Disse parameterene er ikke endre i i analysene gjort i forbindelse med denne oppgaven.

Tabell 6.1: Geotekniske parameter brukt i beregninger i PLAXIS 2D.

Beskrivelse				Lag 1	Lag 2	
				Sandig silt	Morene	Morene med økt attraksjon
General	Material set	Material model		M-C	M-C	M-C
		Draiage type		Drained	Drained	Drained
	General properties	$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	19
		$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	19
Parameter	Stiffness	$E'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	4000	5000	50
		$\nu$	[-]	0,2	0,3	0,3
	Strength	$c'_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	6,5	7,3	50
		$\phi'$	[°]	33,0	36,0	42,0
		$\psi$	[°]	0	0	0
Interfaces	Strength	Strength	[-]	Rigid	Rigid	Rigid
		$R_{inter}$	[-]	1	1n	1
Initial	$K_0$ settings	$K_0$	$K_{0,x} = K_{0,z}$	0,455361	0,42215	0,330869

## 6.2 Metode

### 6.2.1 Prosedyre

Første del av den numeriske analysen gikk ut på å få modellen fra Sweco til å fungere i PLAXIS 2D. Dette medførte litt utfordringer fordi filene var av et eldre format og ikke alle egenskapene til modellen kunne overføres til en nyere versjon av PLAXIS. Dette og andre utfordringer som oppstod er utdypet i kapittel 6.2.3. Det ble gjort noen endringer i beregningsfasene i PLAXIS for å få en mer realistisk og riktig modelleringen av skråningen, en gjennomgang av beregningsfasen og endringer i faseoppsettet er presentert i kapittel 6.2.4. Et parameterstudie ble utført ved

å variere grunnvannsnivået i skråningen og for å undersøke effekten av dette i skråningen. Videre ble boring i skråningen, utvasking i nedre del på grunn av høyt grunnvann og forspenning simulert for å undersøke om det gir den forventede effekten på modellen og om dette påvirker beregningen av andre resultater. Sikkerhetsfaktoren ble hentet ut for et punkt som alltid lå innen forbrudflaten.

## 6.2.2 Beskrivelse av modellen og parameterene

I denne oppgaven er det ikke gjort noen endringer i jordnaglingsoppsettet som ble brukt i prosjektering. Oppsettet for jordnagle forankret til berg er slik Sweco prosjekterte og dette er det som ble brukt i analysene i PLAXIS 2D. Grunnen til dette er at det er antatt at dette er den beste løsningen for de gitt grunnforholdene beskrevet i kap. 6.1.1. Jordnaglingsoppsettet som blir presentert i dette kapitlet gjelder for den høyese delen av skråningen, hvor det er antatt at belastningen er størst.

I PLAXIS-modellen er det benyttet node-to-node ankere for å modellere jordnagle mellom festet til berg og frontmuren. Det er lagt inn et lag med armering i fronten av muren som er modellert med geogrid. Lastfordelingsplatene av stål ved naglehodet er modellert som en kvadratisk plate på  $0,6\text{ m} \cdot 0,6\text{ m}$ . For å simulere snølast og terrenglast fra jordbruksmaskiner ( $F_{\text{rep}}$ ) blir terrenget bak konstruksjonen påført en dimensjonerende terrenglast  $F_d = F_{\text{rep}}/\gamma_Q = 5\text{ kPa}/1,3 = 6,5\text{ kPa}$ .

For å unngå at modellen går til brudd under konstruksjonsfasen er det lagt inn et sterkere lag bak midlertidig frontkledning. Jordmassene mellom jordnagle blir holdt på plass av armeringsnett og erosjonsnett, og skal ikke brukes som dimensjonerende bruddmekanisme. Ved å øke atraksjonen i skjæringsfronten justeres deformasjonen av jordmassene mellom jordnagle samt stagreftene.

Tabell 6.2 viser geometriske parametere for tverrsnittet i jordnaglingskonstruksjonen benyttet i analysen.

$L_{\text{Teoretisk}}$  er teoretisk beregnet total lengde av naglene i de ulike radene.  $L_{\text{PLAXIS}}$  er lengden på jor-

Tabell 6.2: Geometriske parametere for jordnaglingsoppsett for case 1, alle opp gitt i m.

Rad nr.	$L_{\text{Teoretisk}}$	$L_{\text{PLAXIS}}$	$D_{\text{DH}}$	$S_V$	$S_H$
R1	15,5	14,2	0,15	1,5	1,5
R2	13	10,6	0,15	1,5	1,5
R3	11,5	8,2	0,15	1,5	1,5
R4	8,5	5,8	0,15	1,5	1,5
R5	6	3,5	0,15	1,5	1,5
R6	3,5	1,7	0,15	1,5	1,5

Tabell 6.3: Inputparametere PLAXIS for jordnagler, modellert som node-to-node.

Beskrivelse		Jordnagle
Material set	Material type	Elastic
Properties	EA	kN/m
	$L_{\text{Spacing}}$	m

daglene i PLAXIS 2D modellen som er benyttet. Forskjellen i disse lengdene kan komme av at det, som nevnt tidligere ble påtruffet berg underveis i utgravningen. Den teoretiske beregnede lengden av stagene er basert på en antatt høyde på bergflaten under løsamssene i skråningen. For denne modellen er ikke lengden dimensjonerende da naglekapasiteten blir gitt av kontaktkreftene i overflatene mellom berg og nagle, siden jordnaglene er forankret til berg.

### 6.2.3 Utfordringer og løsninger

#### Eldre filformat

I denne oppgaven ble det benyttet PLAXIS-filer fra prosjekteringne til Sweco. Siden dette prosjektet ble prosjekter for 3-4 år siden var filformatet eldre en det som benyttes i PLAXIS 2D versjon "20.04.00.790". Borhullgeometri og grensebetingelser ble ikke overført til den nye filversjonen og det var derfor litt utfordringer med å få satt opp grensebetingelsene for modellen riktig.

Tabell 6.4: Inputparametere PLAXIS for lastfordelingsplate, modellert med plate-element.

Beskrivelse		Stålplate	
Material set	Material type	Elastic	
Properties	Isotropic	x	
	EA	kN/m	$1,05 \cdot 10^6$
	EI	kNm <sup>2</sup> /m	10,5
	w	kNm/m	0,00
	$\nu$	[ - ]	0,3

Tabell 6.5: Inputparametere PLAXIS for skjærarmingering i front, modellert som geogrid.

Beskrivelse		Skjærarmingering i front	
		Geogrid	
Material set	Material type	Elastic	
Properties	Isotropic	x	
Properties	EA	kN/m	2625

Løsningen ble å gi vertikale modellegrenser en grensebetingelse med låst linjeforskyvning i x-retning ("fixed line displacement"). Den nedre modellgrensen, som simulerer berget i modellen, ble gitt grensebetingelsen med låst linjeforskyvning i både x- og y-retning.

### **Feilkoder - arc-length control**

Da grunnvannsnivået ble økt til å ligge svært nært frontmuren i modellen ga PLAXIS feilkode 103 for fasen med tredje utgravningsnivå og installering av r3. *PLAXIS 2D - Reference Manual* forklarer dette ved "... program has detected numerical problems, Please inspect the input data and calculation results in Output to evaluate why it fails." Løsningen ble til slutt å endre arc-length control til auto for kun denne fasen. Ved beregning etter dette ga PLAXIS ingen feilmeldinger. Da filen senere ble kopiert og påført høyere grunnvannsnivå lot beregningen seg gjennomføre med arc-length control på for alle faser.

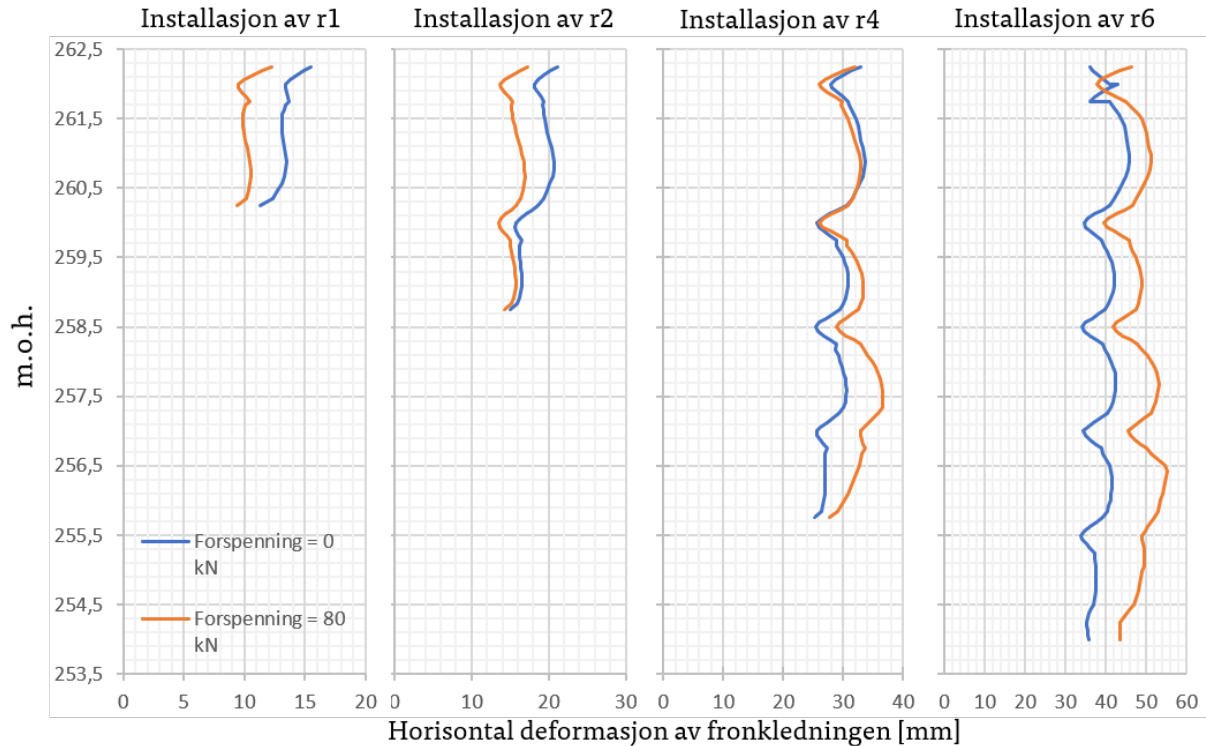
### **Faseoppsett ved forspenning av naglene**

Det man ønsker å oppnå ved og forspenne et anker er å motvirke den horisontale deformasjonen av vegg, man strammer til ankeret slik at ankerene aktiveres og kan holde jorden på plass. Forspenningstilfellet må sjekkes opp mot situasjon uten forspenning for å se om det faktisk har den ønskede effekten, altså hindre horisontal deformasjon.

I det opprinnelige oppsettet av fasene, ble utgravning og installasjon av nagler utført i sammen fase. Uten påført forspenning ga beregningene forventet resultat, men da stagene ble forspent i samme fase ga dette en feilaktig modellering av effekten av forspenning. Forventet resultat er at frontveggen får mindre horisontal deformasjon. Dette var resultatet for de første to installasjonsfasene. Videre i konstruksjonsfasene ble deformasjonen større og større for beregningen med forspenning, se figur 6.5.

I starten av fasene i opprinnelig faseoppsett så har reduserer forspenningen deformasjonene horisontalt, men når massene bak veggen som krever stabilisering blir større så øker deformasjonen når forspenningen er påført. Det som skjer når fasene er satt opp slik er at forspenningen





Figur 6.5: Horizontal deformasjon av frontveggen i fasene med utgravning og installering av stagerader med og uten forspenning med ugunstig effekt av faseoppsettet.

faktisk reduserer kapasiteten til stagene. Ved å angi en maksimal verdi til stagene som er mindre enn de påførte kreftene er det logisk at frontveggen får økt horisontal deformasjon. Dette ble løst ved at installasjon og forspenning av anker ble lagt i en egne fase. Det er lagt inn ekstra faser for dette i beregningen med tilhørende safety-fase. Første stegrad (r1) installeres etter utgravning nivå 1, ankerene installeres altså nært den horisontale graveflaten i skjæringen, se figur 6.6 for nivåene i utgravningen. Dette er, rent entreprenørmessig ikke helt korrekt, men for å slippe å endre stort i modellen og ha noe representativt å sammenligne deformasjoner og aksialkrefter med, ble det valgt å gjøre det slik. Beregningsfasene basert på dette er beskrevet i neste kapittel.

## 6.2.4 Beregningsfaser i PLAXIS 2D

### Innledende fase

I denne fasen er alle jordpolygonene aktivert, vertikale grenseflater og grenseflate i bunn har linjedeforrasjon fastlåst i x- og y-retning. Beregningsmetoden som er brukt er  $K_0$ -prosedyre. Innebærer en at horisontalspeningen regnes ut basert på vertikaloverlagring multiplisert med  $K_0$  fra de ulike materialene. Men denne beregningen gir ikke likevektsiterasjon av skråningen.

### Plastisk null-fase med linjedeforrasjon fastlåst i x- og y-retning

Det er lagt til en null-fase med plastisk beregningsmetode for å få likevektsiterasjon av modellen slik at modellen gir en mer riktig modellering av initialtilstanden og spenningene omfordes mer riktig i modellen.

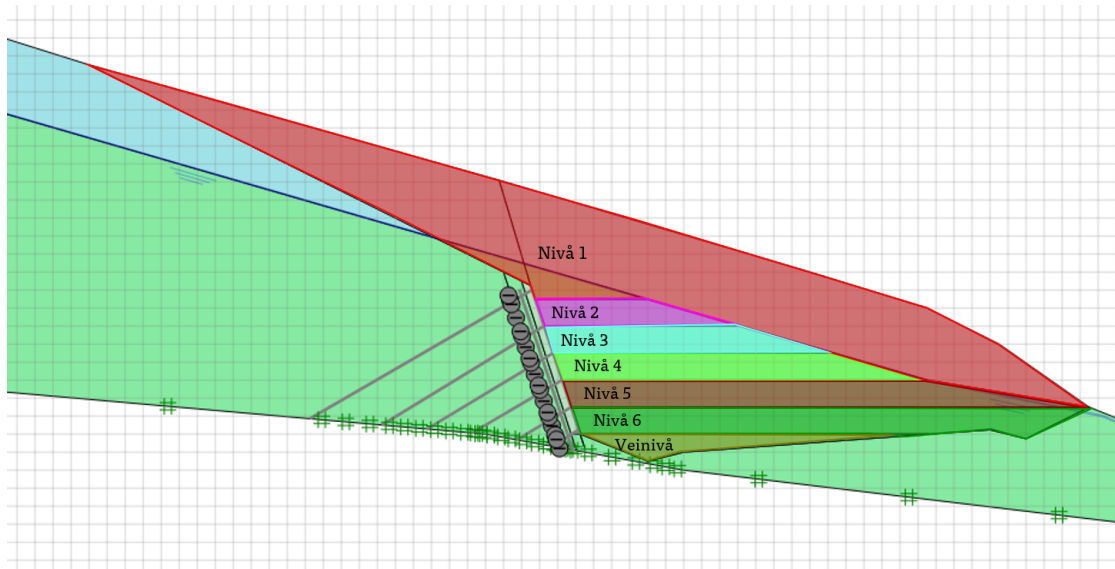
### Plastisk null-fase med linjedeforrasjon fast i x-retning

Denne fasen er for å la modellen komme til likevekt og uten å være helt fastlåst i de to vertikale grenseflatene. Dette er antatt å være en mer realistisk tilnærming for iterere likevektstilstanden i jorden i initialtilstanden.

Denne fasen er etterfulgt av en  $c$ - $\phi$ -reduksjonsfase for å finne sikkerhetsfaktoren til skråningen initialt.

### Første utgravning

I denne fasen deaktiveres (utgraves) deler av det øvre laget i skråningen og noe av skjæringen.



Figur 6.6: Utgravningstrinnene i beregningsfasene i PLAXIS.

### Utgravning og installering av jordnagler

Videre blir det grav ut nivå for nivå, med følgende utgravningsdybder mellom nivåene:

Nivå 2 - gravedybde 2 m

Nivå 3 - gravedybde 1,5 m

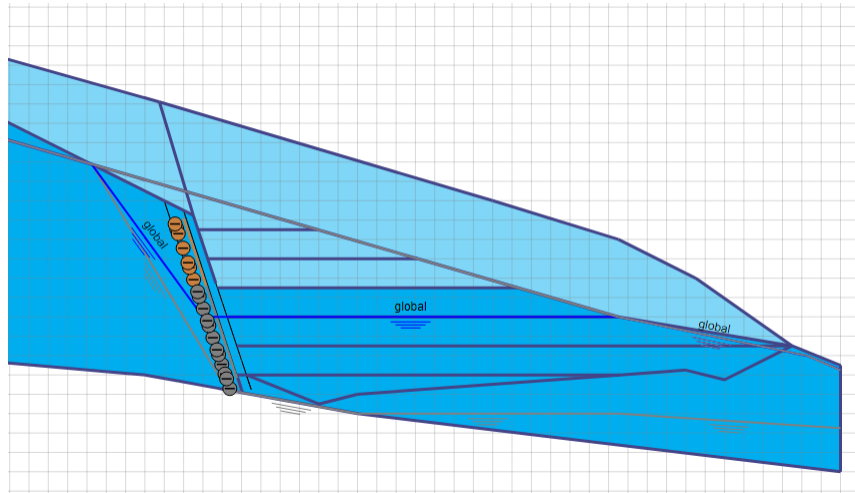
Nivå 4 - gravedybde 1,5 m

Nivå 5 - gravedybde 1,5 m

Nivå 6 - gravedybde 1,25 m

Veinivå - gravedybde 1,75 m

Figur 6.6 viser de forskjellige utgravningsnivåene brukt i beregningen i PLAXIS. Etter hver utgravningsfase følger det en  $c$ - $\phi$ -reduksjonsfase for å evaluere stabiliteten underveis i utgravningen. Grunnvannet dreneres i forbindelse med utgravningsnivåene. I modellen er global grunnvannslinje flyttet i forbindelse med utgravningen av nivå 1 og nivå 3, se figur 6.7.



Figur 6.7: Plassering av global grunnvannslinje i modellen i PLAXIS.

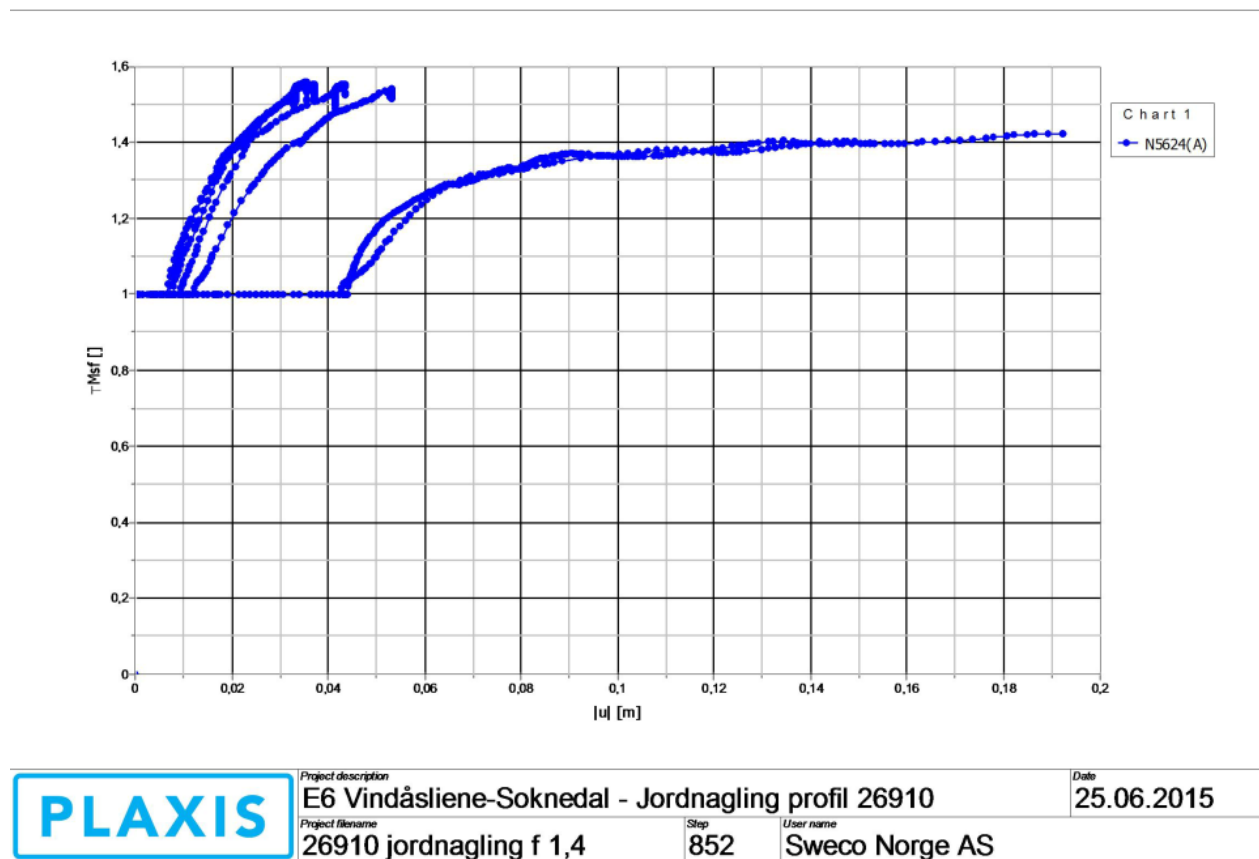
## 6.3 Resultater og diskusjon

### 6.3.1 Effekt av plastisk null-fase

Figur 6.8 og figur 6.9 viser sikkerhetsfaktor fra PLAXIS-beregning med og uten plastisk null-fase. Beregningen i figur 6.8 er hentet fra prosjekteringsrapporten til Sweco. Figurene viser en tydelig forskjell i initiell sikkerhetsfaktor. Denne forskjellen kan skyldes bruken av plastisk-null fase for å iterere likevekt og en bedre fordeling av spenningen i modellen. Det kan også skyldes at modellene er fra 2 ulike tverrsnitt og dette kan ha noe å si for beregningen av den globale sikkerhetsfaktoren. Det er usikkert fra hvilket nodepunkt Sweco har hente ut totaldeformasjonen, men dette kan også påvirke den beregnede globale sikkerhetsfaktoren.

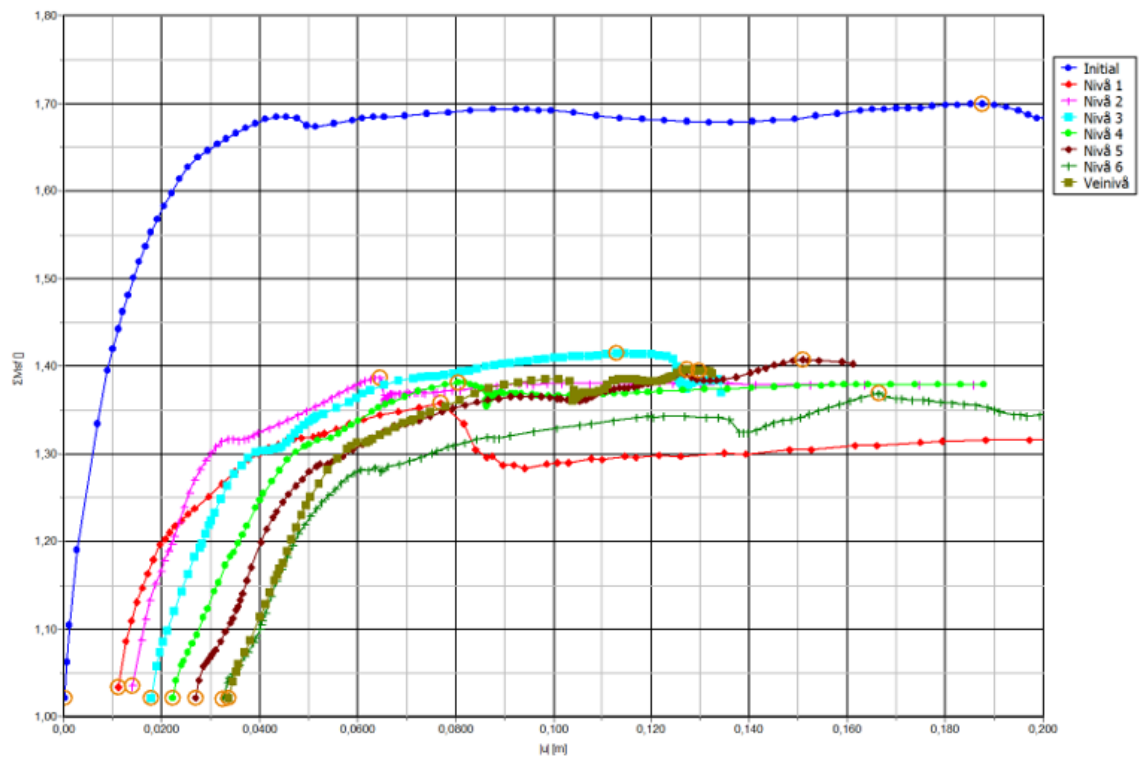
### 6.3.2 Effekt av grunnvann

For å simulere ulike grunnvannsnivåer i skråningen ble forholdene som er vist i figur 6.10 brukt. Geometrien av grunnvannslinjen ble forsøkt å gjøres så lik som mulig bortsett fra i området hvor den ble variert. Det er tatt utgangspunkt i en vertikal referanselinje ca. 10 m bak veggen. Terrenghøyden ( $h$ ) ble målt fra antatt bergoverflate til terrengnivå i samme avstand fra veggen som referanse

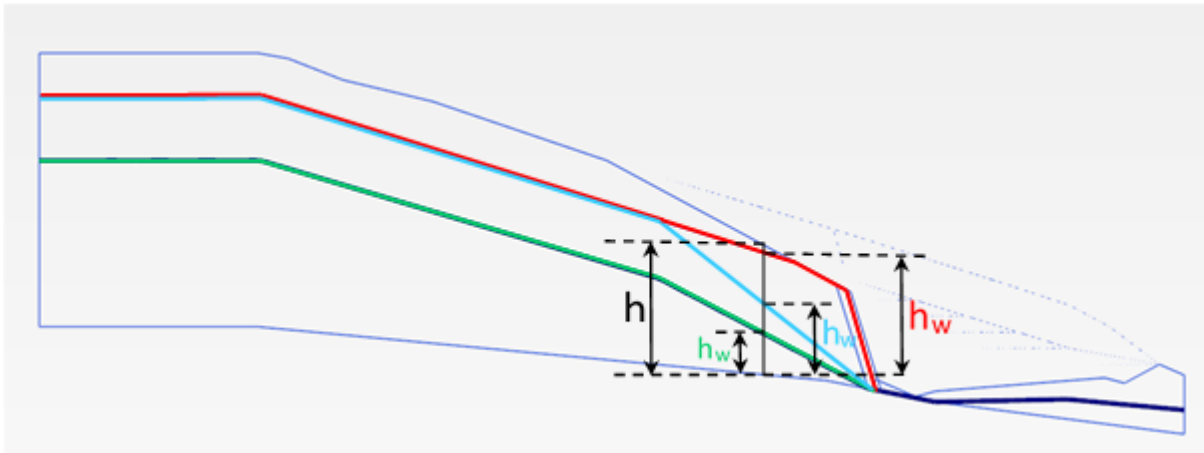


<b>PLAXIS</b>	Project description		Date
	E6 Vindåsliene-Soknedal - Jordnagling profil 26910		25.06.2015
	Project filename	Step	User name
	26910 jordnagling f 1,4	852	Sweco Norge AS

Figur 6.8: Beregnet global sikkerhet fra prosjekteringsrapport fra Sweco



Figur 6.9: Beregnet global sikkerhetsfactor med plastisk null-fase.

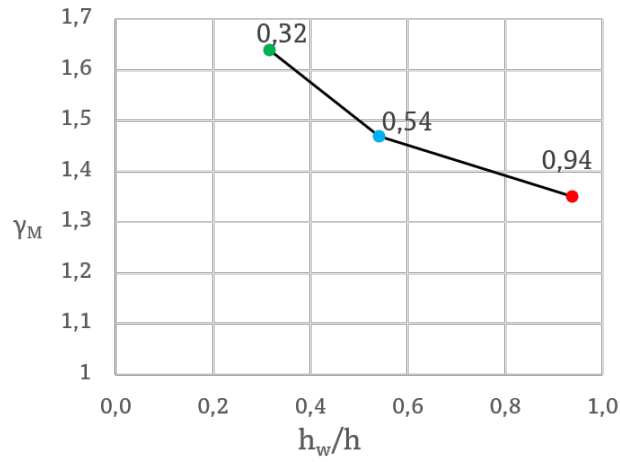


Figur 6.10: Plassering av høydene i modellen som beskriver de tre studerte poretrykksforholdene.

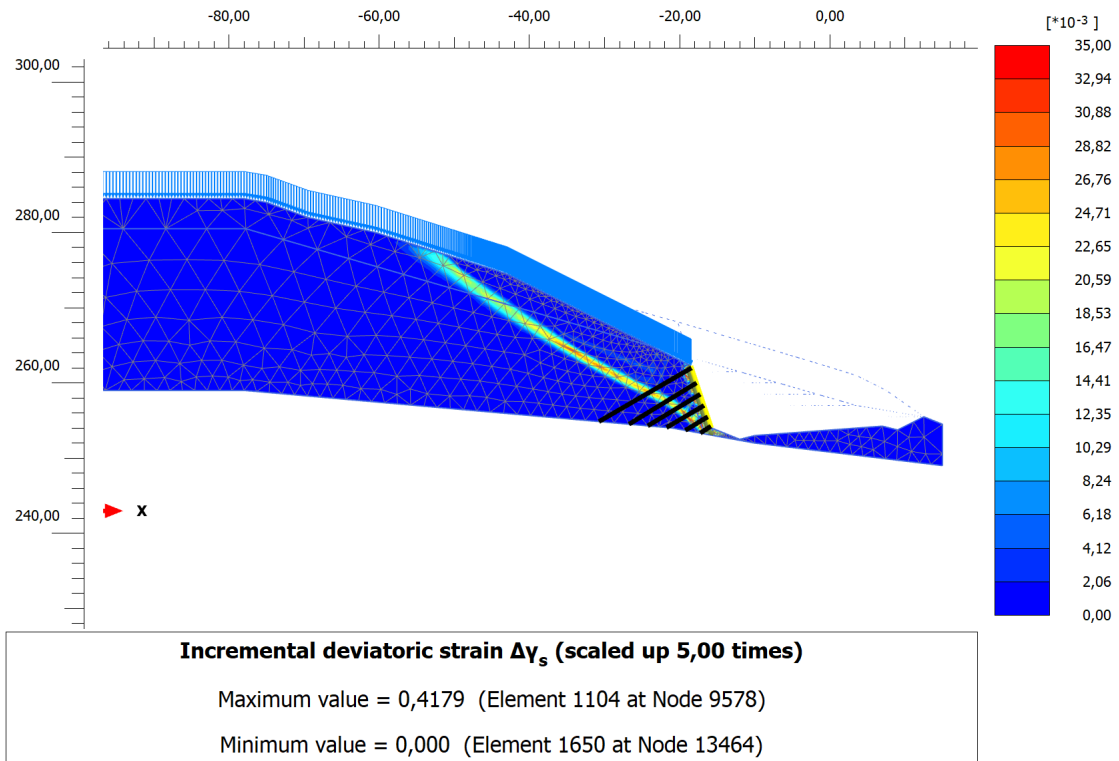
linjen. Grunnshøydene ( $h_w$ ) for de tre situasjonene vist i figur 6.10 ble så målt fra antatt bergoverflate til krysningsspunkt med referanselinjen. For det laveste nivået (grønn linje i figuren) ble knekken under skråningstoppen plassert i samme x-koordinat som skråningstoppen. Det samme ble gjort med knekkpunktet i skråningen for laveste nivå og midterste nivå (blå linje). Den røde linjen i figuren er ment å simulere et veldig høyt poretrykk bak veggen og linjen ble derfor lagt helt inntil interfasen på frontkledningen.

Resultatene for beregnet sikkerhetsfaktor etter siste utgravningsnivå fra de tre situasjonene viser en redusert sikkerhetsfaktor for økt økt poretrykk og økt grunnvann. Dette bekreftes av litteraturen presentert tidligere. Sikkerhets faktoren for situasjonen med høyest poretrykksforhold  $h_w/h = 0,94$  har en sikkerhetsfaktor på 1,35. Dette er relativt høyt for en skråning med et slikt poretrykk. Dette antyder at jordnaglene forankret til berg har den ønskede effekten på skråningsstabiliteten, og at det var en god løsning å forankre jordnaglene til berg og ikke i løsmassene.

Figur 6.12 viser kritisk bruddflate for  $h_w/h = 0,32$ . Her går bruddflaten gjennom naglene og dette tyder på at grunnvannet er så lavt at det kanskje kunne vært mulig å bruke jordnagler uten forankring i berg. Dette er ikke undersøkt videre i denne oppgave. Figur ?? viser kritisk bruddflate for  $h_w/h = 0,94$ . Her er går bruddflaten ikke gjennom naglene i det hele tatt og det tyder på at det er stabiliteten i skråningen som er dimensjonerende.

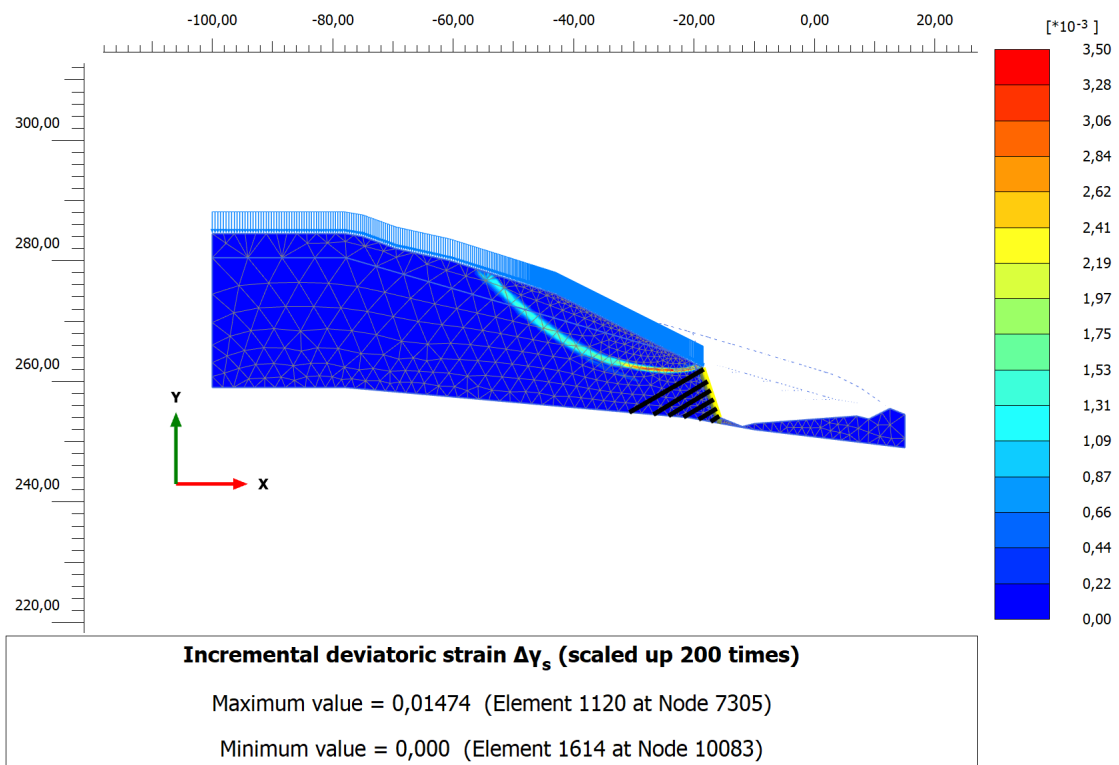


Figur 6.11: Effekten til poretrykksforholdet,  $h_w/h$ , på sikkerhetsfaktoren  $\gamma_M$



Figur 6.12: Kritisk bruddflate for  $h_w/h = 0,32$





Figur 6.13: Kritisk bruddflate for  $h_w/h = 0,94$

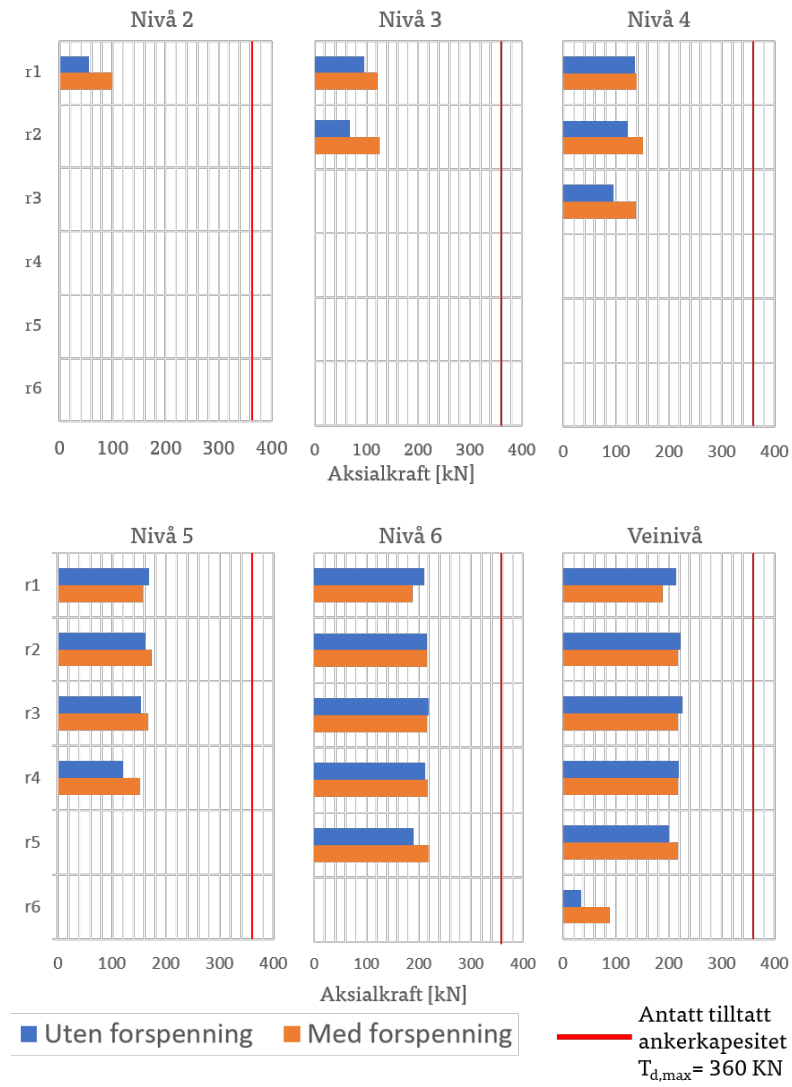
### 6.3.3 Aksialkrefter

Først ble det undersøkt om valg av elastisk eller elasoplastisk materialmodell påvirker aksialkraften i jordnaglene. Elastoplastisk materialmodell vil ta hensyn til at jordnaglen deformerer seg plastisk og ved at det legges inn en  $F_{max}$ -verdi for strekk og trykk. Siden jordnaglene ikke skal ta trykk ble denne verdien satt til 0,001, verdi lik 0 er ikke tillatt.  $F_{max}$  for strekk ble satt lik 360 kPa basert på tabell 3 i dimensjoneringsguiden til Ischebeck injeksjonsstål (Huth & Wien Engineering AS, 2019). Resultatene for dette viste at det ikke er noen forskjell i aksialkreftene i jordnaglene for denne modellen og det er rimelig å anta at en elastisk modell simulerer aksialkreftene i jordnaglene. Se vedlegg B.2 figur B.3 for resultater fra denne beregningen.

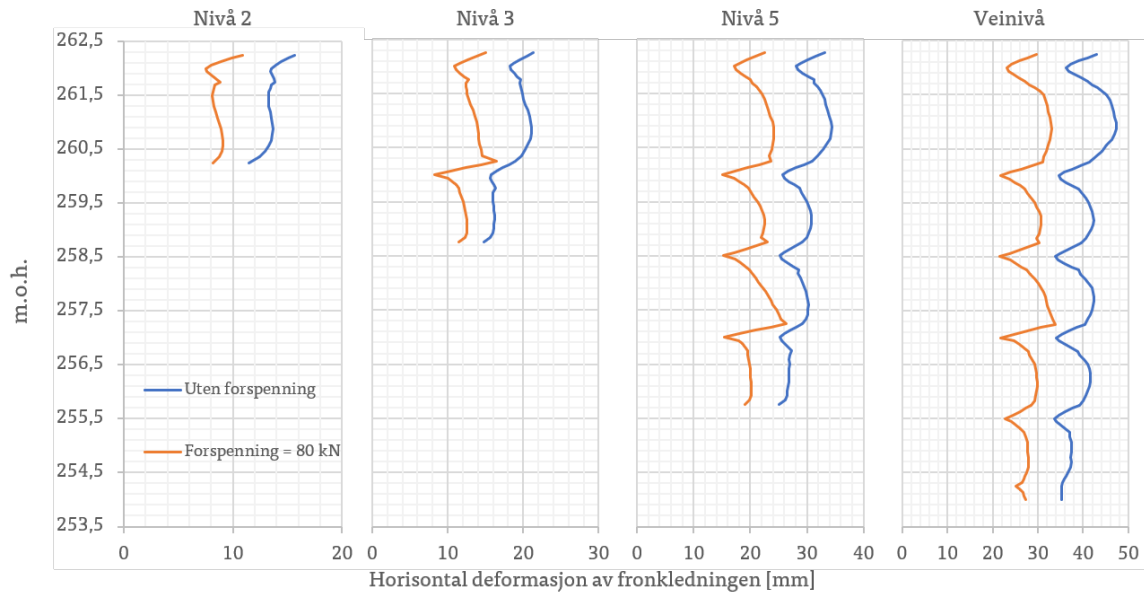
I prosjekterings rapporten fra Sweco var det oppgitt at jordnaglene skulle forspennes med en forspenningskraft  $F_{prestress} = 80 \text{ kN}$ . Dette var ikke med i opprinnelig beregningsfil mottatt fra Sweco. Figur 6.14 viser at en påført forspenningskraft som beskrevet over gir en økt aksialkraft for naglene i radene r1 og 1 tidlig i konstruksjonsfasen. Det vil si at naglene aktiveres og tvinges til å ta mer deformasjoner og dette gjør at de får høyere aksialkraft. Dette stemmer godt med hva man kan forvente og det litteraturen sier om aksialkraft i jordnagler når de aktiveres ved å påføre en kraft. I denne modellen spennes jordnaglene opp mot berget, så de blir på den måten ikke aktivert av deformasjoner i jorden. Men forspenningen vil trekke frontkledningen og jordnaglen noe inn i jorden og gjøre at jorden får en liten deformasjon.

Videre i konstruksjonsfasen av systemet har utviklingen den samme trenden frem til nivå 5. Her er aksialkreftene i naglene med og uten forspenning nesten lik. For situasjonen uten forspenning tar naglene i den øverste raden opp mer aksialkrefter i tilfellet med. Dette kan tyde på at det er større deformasjoner i toppen av veggen når naglene ikke er forspent. Aksialkreftene i naglene fordeles også mer jevnt mellom stagradene når jordnaglene blir forspent i en installeringsfase. Den nederste stagraden tar nesten ikke opp noe aksialkraft når staget ikke er forspent, men med forspenning blir mer av stagets kapasitet utnyttet.

Resultatene for aksialkreftene i naglene med og uten forspenning for veinivå, når konstruksjon av jorddaglingsmuren er ferdig, viser at ved å forspenne så øker man aksialkraften i nederste sta-



Figur 6.14: Utvikling av aksialkrefter i jordnaglens med og uten forspenning.



Figur 6.15: Horisontal deformasjon av frontveggen for de gitte utgravningsnivåene.

grad og kreftene fordeles bedre mellom radene. Forskning presentert i kapittel 5.4.2 tyder på at resultatene fra dette modellen ligner mer på målinger utført i felt enn jordnagler modellert med plate-element. Studien Rowe og Ho (1988) utførte ble gjort på en ren jordnaglingsvegg, hvor den nederste stagrafen var en del lengre enn nederste stagraf i modellen brukt i denne oppgaven, og at målingen fra felt ble gjort på en jordnaglingskonstruksjon med tilsvarende geometri som Olia og Liu (2011) sin numeriske modell. Selv om modellene som er brukt er ganske forskjellige viser likeheten i resultatene at fordelingen av aksialkraften uten forspenning kanskje er den mest realistiske.

### 6.3.4 Deformasjoner

Etter at faseoppsettet ble endret ga forspenningen den forventede effekten på den horisontale deformasjonen. Figur 6.15 viser horisontal deformasjon av frontveggen med og uten forspenning for et slik oppsett av fasegangen beskrevet i kapittel 6.2.3.

### 6.3.5 Sikkerhet og stabilitet under konstruksjonsfasen

Figur 6.9 viser sikkerhetsfaktorene for de ulike utgravningsnivåene. Sikkerhetsfaktoren (FS) initialt er opp i mot 1,7. Ved utgravning til nivå 1 reduseres FS drastisk til ca. 1,2. Dette er fordi grunnvannet fremdeles står veldig høyt i skråningen, se figur 6.7, og det er ikke installert forsterkning i skråningen på dette tidspunktet. Som forventet så øker sikkerhetsfaktoren gradvis med mer og mer forsterkning av skråningen og endelig global FS er rett under 1,4.

# Kapittel 7

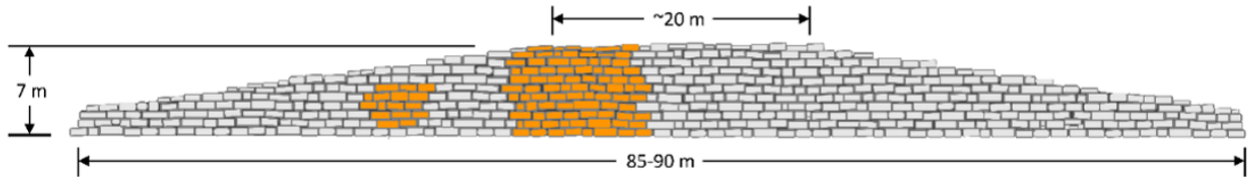
## Case 2 - Sikring av eksisterende natursteinmur med jordnagler

I dette kapitlet presenteres fra resultater fra en analyse av sikring med jordnagler av en eksisterende støttemur i naturstein. Dette er et planlagt prosjekt i regi av Statens Vegvesen og Sweco Norge AS har gjort prosjekteringen.

Kapitlet starter med

### 7.1 Om prosjektet

Langs fylkesveg 60 i Møre og Romsdal fylkeskommune i Stranda kommune ligger det en natursteinmur, kart i vedlegg B.1 i figur B.4. Denne ble opprinnelig satt opp for å stabilisere skråningen som over flere år har utviklet betydelig deformasjoner horisontalt. Det er antatt at muren hadde en helning 3:1 da den ble etablert, men i dag har muren i de verste områdene en fronthelning på 15:1. De oransje områdene i figur 7.1 viser plassering av de mest kritiske deformasjonene i muren. På er muren 7 m og har en avtagende høyde mot 2 m på endekantene, se figur 7.1 for ytterligere dimensjoner. Figur 7.2 viser oversikt over dimensjonene i tverrsnittet. Befaringer, gjort av Sweco og Statens Vegvesen, i området bekrefter at det er tydelig sig i topplaget i skråningen



Figur 7.1: Skisse av muren langs fv. 60. Områdene med betydelig deformasjon er farget oransje (fra prosjekteringsrapport-Sweco)

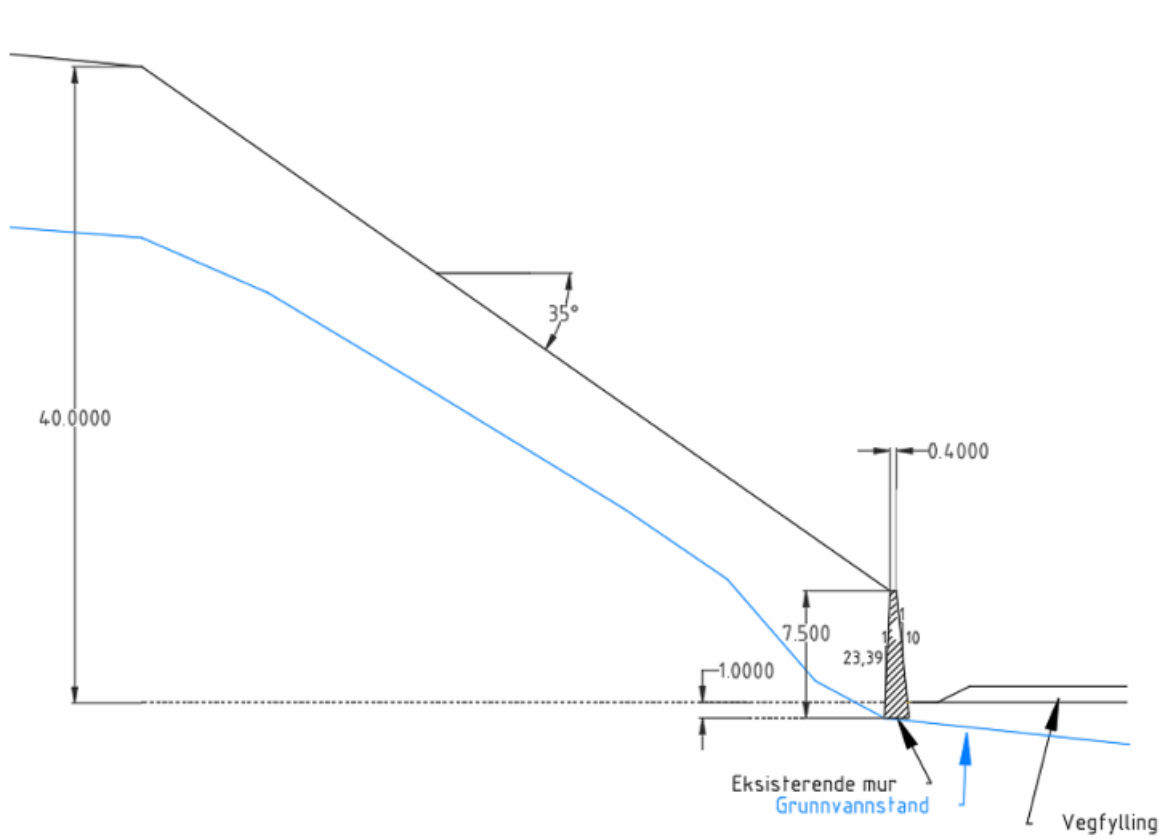
bak muren på grunn av økende deformasjoner i muren.

### 7.1.1 Grunnforhold

Det ble ikke gjort grunnundersøkelser i forbindelse med dette prosjektet. Det ble under befaring tatt frem masser fra bakkant av muren og disse ble vurdert til å være telefarlige. NGUs kvartærgeologiske kart for området er vist i vedlegg B.3 figur B.5 indikerer at løsmassene består av skredmateriale og breelvavsetning. Deler av skråningen i bakkant består av tykkmorene. Nedenfor muren finnes den en del elveavsetninger. Basert på kvartærgeologiske kart, erfaringsverdier fra (Statens Vegvesen, 2018), tidligere rapporter i nærområdet og befaringer utført av Statens Vegvesen og Sweco er blir de geotekniske parameterene vist i tabell ?? brukt i beregningen.

Grunnvannstanden i området er ukjent, men det er antatt at den ligger noe bak muren og at nivået følger terrenget oppover i skråningen i bakkant. Dette er en rimelig å anta da det er lite trolig at muren har fått så kritiske deformasjoner kun på grunn av rent vanntrykk, det antas at fryse og tineaktivitet bak muren i telefarlige masser er hovedårsaken til deformasjonene.

Det er ikke undersøkt om det er berg i området og det er heller ikke beskrevet fjellblotninger rundt muren. Det tatt utgangspunkt i at det ikke er berg i området basert på dette.



Figur 7.2: Tverrsnitt av skråningen og mur langs fv. 60, dimensjoner oppgitt i meter.



Tabell 7.1: Geotekniske parameter brukt i beregninger i PLAXIS 2D for case 2.

Beskrivelse				Jord		Eksisterende vegg	Vegfylling
				Siltig morene	Interface mot vegg	Betong	Sprengstein
General	Material set	Material model		M-C	M-C	Lineær-elastisk	M-C
		Draiage type		Drained	Drained	Drained	Drained
	General properties	$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	22	19
		$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	22	19
Parameter	Stiffness	$E'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	$20 \cdot 10^3$	$20 \cdot 10^3$	$35 \cdot 10^6$	$20 \cdot 10^3$
		$\nu$	[-]	0,3	0,3	0,15	0,3
	Strength	$c'_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	6,71	6,71	[-]	0,00
		$\phi'$	[°]	40,00	40,00	[-]	42,00
		$\psi'$	[°]	0,00	0,00	0,00	0,00
Interfaces	Strength	Strength	[-]	Rigid	Manual	Rigid	Rigid
		$R_{inter}$	[-]	1,0	0,7	1,0	1,0
Initial	$K_0$ settings	$K_0$	$K_{0,x} = K_{0,z}$	0,357212	0,357212	0,50	0,330869

## 7.2 Metode

### 7.2.1 Prosedyre

I førte del av den numeriske analysen ble metode C fra kapittel 5.4.4 benyttet og evaluert. Videre ble en numerisk analyse med metode B-geogrid fra kapittel 5.4.3 benyttet og til slutt ble metode 5.4.1 benyttet.

### 7.2.2 Beskrivelse av modellen parametere

I denne oppgaven er det ikke gjort noen endringer i jordnaglingsoppsettet bortsett fra å forlenge naglene i utregning ved bruk av embedded beam, oppsettet er ellers slik Sweco prosjekterte det.

I PLAXIS-modellen er det benyttet node-to-node anker for å modellere jordnaglene

Tabell 7.2: Parametere for injeksjonsstålet iht. (Huth &amp; Wien Engineering AS, 2019).

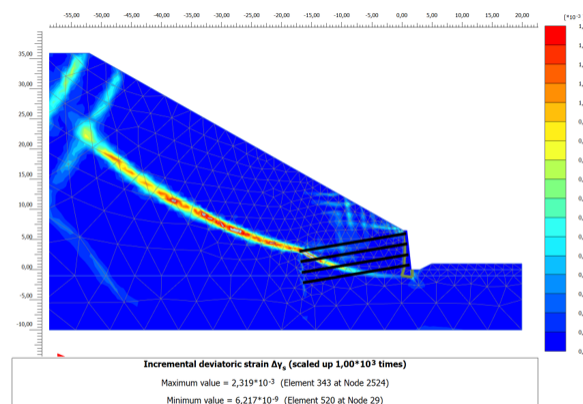
Parameter	TITAN 40/16
Nominell ytre diameter, $d_y$ [mm]	40
Nominell indre diameter, $d_i$ [mm]	16
Effektivt tverrsnittsareal, $A$ [mm <sup>2</sup> ]	900
Aksialstivhet, $EA$ [10 <sup>3</sup> kN]	167
Bøyestivhet, $EI$ [kNm <sup>2</sup> ]	17
Standardlengder, $L$ [m]	2/3/4
Armeringskapasitet, $R_{M,d}$ [kN]	461
Dimensjonerende kapasitet, $N_d$ [kN]	467
Installert kapasitet, $N_i$ [kN]	421

Valge jordnagler er

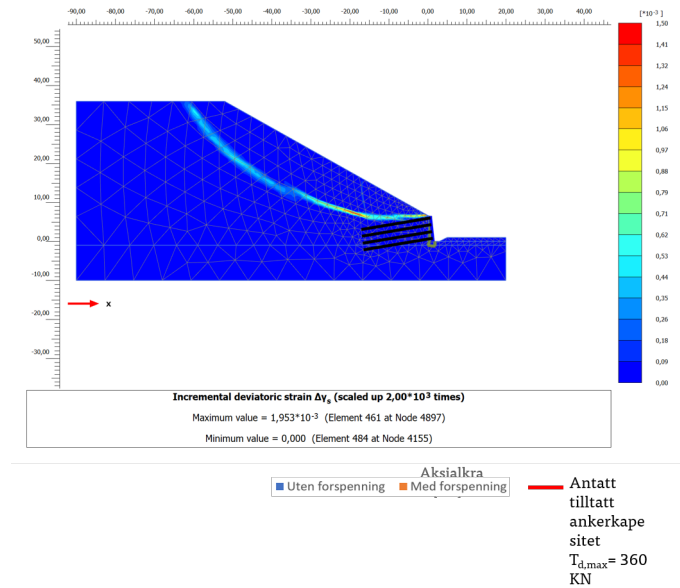
isjebekinjsjonsstår 40/16.

### 7.2.3 utfordringer og løsninger

Modellen som var i opprinnelig beregnings fil fungerte grei i PLAXIS 2D, men bruddmekanismen for siste beregningsfase viser at modellen er begrenset av vertikal grenseflate i venstre del av modellen se figur 7.3. Dette ble løst ved å forlenge geometrien til modellen, og bruddflaten var da ikke lenger påvirket av grenseflaten til venstre, se figur ???. Denne modellen ble benyttet vider.



Figur 7.3: Modell hvor bruddflaten er begrenset og påvirket av vertikal grenseflate til venster.



Figur 7.4: Modell hvor bruddflaten er ikke begrenset og påvirket av vertikal grenseflate til venster.

## 7.2.4 Bergningsfaser i PLAXIS 2d

### Initialfase

Det er benyttet gravity-beregningsmetode for å iterert modellen til likevekt. Dette er en grei approksimasjon til initialtilstanden i skråningen. Denne fasen blir etter fulgt av en safety-beregning for å analysere global sikkerhetsfaktor før forsterkning.

### Ventefase

Det er lagt inn en ventefase i modellen for for å ytterligere forsikre likevekt i modellen og fordeling av spenningen mellom elementene.

## Betongplate

I denne fasen aktiveres den en betongplate i forkant av muren. Den er modellert plastisk og med  $EA=3\,500\,000\text{ kN/metre}$ ,  $2916,7\text{ kNm}^2/\text{metre}$ ,  $1,4\text{ kNm}/\text{metre}$ . Disse parameterene er hentet fra den opprinnelige beregningsfilen fra Sweco.

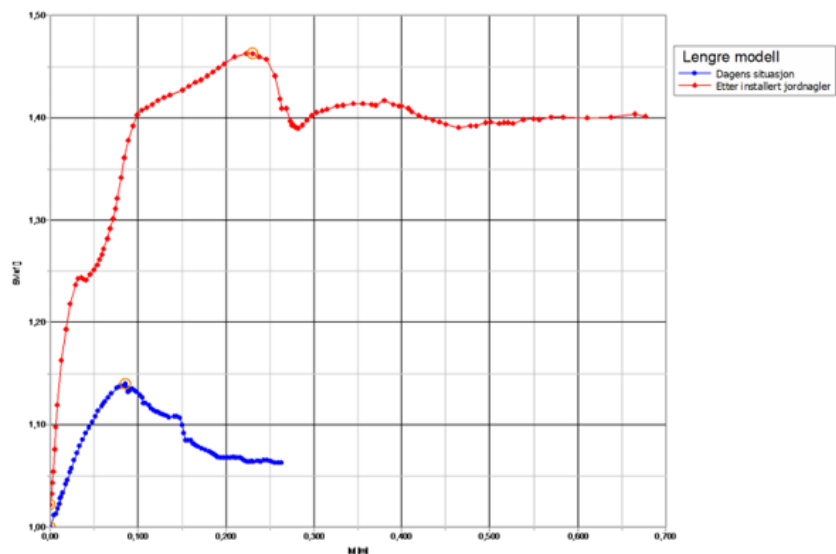
## Installering av stag

Alle stagene aktiveres samtidig i denne fasen, etterfulgt er en safety-beregning og en target-safety-beregning, hvor target-verdien er satt til 1,4.

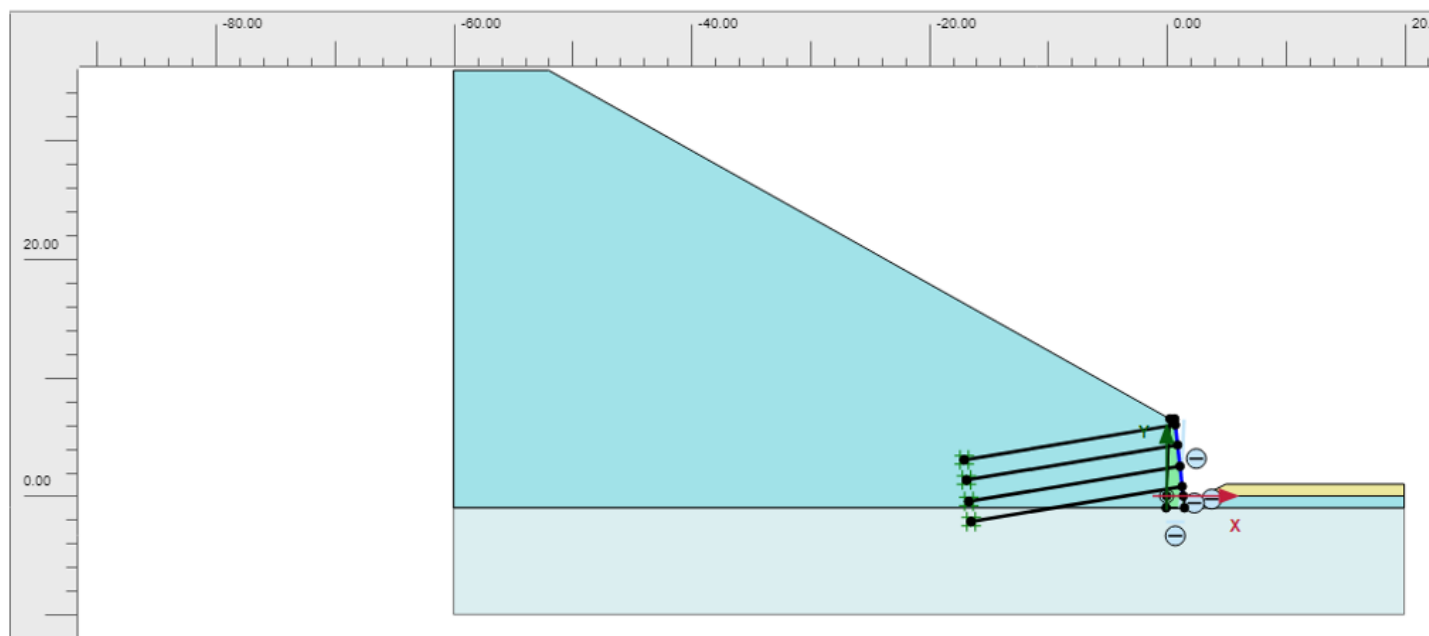
## 7.3 Resultater og diskusjon

### 7.3.1 Node-to-node ankere

Denne metoden å modellere jordnagler på tar som tidligere nevnt ikke hensyn til kreftene i kontaktflatene mellom jordnaglen og jorden som er grunnlaget prinsippet for bruk av jordnagler som stabiliseringsteknikk. Men det er en måte som helt klart fungerer, men når den brukes må man være veldig presis på hvilke parametere man gir jorden og naglene for med en slik modelle så henter man ut kapasiteten i kun ett punkt per nagle. Resultatene fra modelleringen viser at det oppnås gir en ganske gunstig effekt på sikkerhetsfaktoren, man får hentet ut mye styrke i jorden. En slik node to-node-node modellering vil ikke simulere variasjonen av aksialkraften langs jordnaglens lengde. Med den forlengede modellen foreslått i tidligere viser beregningene at det er at bruddmekanismen går over jordnaglene, som tilsier at stabiliteten i skråningen ovenfor er dimensjonerende. Figur 7.5 viser sikkerhetsfaktoren for node-to-node med modell foreslått tidligere. Figur 7.6 viser sikkerhetsfaktoren med opprinnelig modellgeometri. Det er en marginal forskjell mellom berget sikkerhetsfaktor, denne forskjellen kan skyldes nettopp forlengelsen av modellens geometri, men det kan også skyldes numeriske forskjeller i beregningene.



Figur 7.5: Sikkerhetsfaktor for en lengre modell slik at beregningene ikke begrenset av vertikal grenseflate, jordnagle modellert med node-to-node anker



Figur 7.6: Sikkerhetsfaktor for en kort modell hvor er beregningene begrenset av vertikal grenseflate, jordnagle modellert med node-to-node anker

### 7.3.2 Geogrid

Selv om litteraturen sterkt anbefaler å ikke bruke geogrid med interface ble det likevel valgt å gjøre en vurdering av det her.

Kapasitetsberegninger for interface-elementet som ble lagt rundt geogridet er vist i vedlegg B figur B.6. Geogridet regnes 1 m ut av planet og 1 m inni planet per m av staget, dermed er overplaten på det 2 m. For å tilpasse det slik at det tilsvarer overflaten på betongkroppen, så brukes det et betongkroppen per m med stag har en overflate lik omkretsen av betongkroppen med en antatt diameter på 0,15 m. Dette er en relativt konservativ antagelse, da borkronen antageligvis vil ha en diameter på 0,11-0,15 m, men det vil mest sannsynlig følge med mer masser ut og borehullet vil få en større diameter, som heller ikke er konstant med lengden. Materialet det bores i er morene, siltig morene, det er derfor rimelig å anta at borehullet blir noe større enn borkronen, derfor en antagelse på at borehullet er 0,15 rimelig. For å få "med" overflaten på betongkroppen som ligger rundt jordnaglene og for å få "medfrikjonen og kontakten mellom betongkroppen og jorden rundt den legges det på en "interfacerundt den. Materialet er et samme som jorden, men den får en annen verdi på Rinter. Denne verdien regnes ut ved å anta at betongkroppen har en diameter på  $D_{hull} = 0,15m$ . Det er da antatt at borkronen kan være i diameter 0,11-0,15m se Ischebeck produktliste fra april 2010.

Kapasiteten EA for geogridet er antatt ved å dele opprinnelig EA for ankerene på 2m, dette gir  $EA = 83,5E + 3kN/m$ . Sammenlignet med verdier for EA for geogrid i litteraturen så er dette noe lavt.

Innledningsvis fungerte ikke modellen i PLAXIS 2D.  $R_{inter}$  ble økt til 0,5 og da fungerte modellen, men resultatet

### 7.3.3 Embedded beam

Embedded beam ble brukt til å modellere naglene med lengden som prosjektert fra Sweco. Beregningene fungerte ikke før lengde på naglene var økt til 21 m. En økning i sikkerhets faktoren ble observert da lengden ble økt til 27m.

# Kapittel 8

## Sammendrag og Videre Arbeid

### 8.1 Sammendrag og Konklusjoner

Litteraturstudiet har vist at mangelen på kilder som beskriver fordeler og ulemper med ulike antakelser som gjøres, og parametere som velges, gjør at en stor del av dimensjonering og modelleringen av jordnaglingsmurer blir erfaringsbasert og vilkårlig. For geoteknikere med mindre erfaring med jordnaglingsmurer er det vanskelig å være trygg på antakelsene som gjøres ved dimensjoneringen av jordnaglingsmurer.

Med tanke på prosjektcase 1 på Soknedal har funnene vært nokså klare. Ettersom naglene er naglet til berg gir modelleringen et godt og troverdig resultat. Det betyr ikke nødvendigvis at denne måten å modellere jordnagler på kan brukes for alle jordnagler. Ettersom disse jordnaglene var naglet til berg og ikke til løsmasser slik det vanligvis gjøres, er ikke resultatene nødvendigvis overførbare til en situasjon der jordnaglene installeres på den klassiske måten. For prosjektcase nummer 2, utstabil støttemur ble det brukt node-to-node, geogrid og embedded beams. Dette har vist seg å ikke være en optimal måte å modellere jordnagler. Vertikal grenseflate av modellen bør alltid sjekkes når man gjør beregninger i PLAXIS 2D. I denne situasjonen hadde det ingen til liten effekt, men man kan se en forskjell i sikkerhetsfaktoren, der den lengre modellen hadde marginalt lavere sikkerhetsfaktor. Det er stabiliteten over jordankerne som blir begrensende

faktor når node-to-node dimensjonering brukes. Embedded beam ble brukt til å modellere naglene med lengden som prosjektert fra Sweco. Beregningene fungerte ikke før lengde på naglene var økt til 21 m. En økning i sikkerhets faktoren ble observert da lengden ble økt til 27m.

## **8.2 Videre Arbeid**

Det bør gjøres flere studier på embedded beam for å undersøke effekten av parameterne som kan velges. Det er gjort noe av dette fra før, men mer forskning kreves for å ha et trygt grunnlag for å ta avgjørelser. På lengre sikt bør alternative måter å modellere jordnagler utarbeides.



# Bibliografi

- Besseling, F., Sluis, J., Lengkeek, H. & Stuurwold, P. (2013). Validation and Application of the Embedded Pile Row-Feature in Plaxis 2D. *Plaxis Bulletin*.
- Biria, K. (2016). *Numerical Study of Soil Nailing Technique - Empirical, classical limit equilibrium and 2D-3D FEM applications* (Doktoravhandling) [Accepted: 2017-03-10T14:01:59Z Publisher: NTNU]. Hentet 3. juli 2021, fra <https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/2433658>
- Brinkgreve, R., Kumarswany, S., Swolfs, W., Fonseca, F., Ragi Manoj, N., Zampich, L. & Zalamea, N. (2020a). PLAXIS 2D - Material Models Manual.
- Brinkgreve, R., Kumarswany, S., Swolfs, W., Fonseca, F., Ragi Manoj, N., Zampich, L. & Zalamea, N. (2020b). PLAXIS 2D - Reference Manual.
- Brinkgreve, R., Kumarswany, S., Swolfs, W., Fonseca, F., Ragi Manoj, N., Zampich, L. & Zalamea, N. (2020c). PLAXIS 2D - Tutorial Manual.
- Bruce, D. A. & Jewell, R. A. (1986). Soil nailing: application and practice-part 1. *Ground Engineering*, 19(8), 10–15.
- DE NEEF Norge AS. (2006). Ischebeck TITAN Forankring - brosjyre. Hentet 20. mai 2021, fra <http://wpp.cobuilder.com/DocumentHandler?params=913F2D6CB1F5709B272DD67ECA0%5C%5C26C02E2511AF1067F49CB5C9C2D2CDACEACDA&supplier=Huth%20&%20Wien%20Engineering%20AS&name=Forankring>
- Fan, C.-C. & Luo, J.-H. (2008). Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes [ISBN: 0266-352X Publisher: Elsevier]. *Computers and Geotechnics*, 35(4), 585–599.
- French National Research Project & Schlosser, F. (1993). *Recommendations Clouterre 1991= Recomondartions Soil Nailing (Engelsk oversettelse)* (FHWA, Overs.). Presses de l'ENPC.

- Gouw D, T.-L. (2014). Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems, 23.
- Huth & Wien Engineering AS. (2019). Miniguide 2.
- Jelušič, P. & Žlender, B. (2013). Soil-nail wall stability analysis using ANFIS [Publisher: Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in ...]. *Acta Geotechnica Slovenica*, 10(1), 61–73.
- Juran, I. & Elias, V. (1991). *Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavation, Federal Highway Administration Publication No* (tekn. rapp.). FHWA-RD-89-193.
- Lazarte, C. A., Robinson, H., Gomez, J. E., Baxter, A., Cadden, A. & Berg, R. R. (2015). *Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls - Reference Manual*. <https://rosap.nrl.bts.gov/view/dot/40556>
- NGU. (2017). Løsmassekart. Hentet 1. april 2021, fra [http://geo.ngu.no/kart/losmasse\\_mobil/](http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/)
- Nordal, S. (2020). TBA 4116 Geotechnical Engineering Advanced Course.
- Nordisk Geosyntetgruppe & Nordisk Industrifond. (2006). *Nordisk Håndbok Armert jord og fyl-linger* (T. E. Frydenlund, Overs.). De Geotekniske Foreningen i Norden, Nordisk Industrifond.
- NVE. (2021). NVE Atlas. Hentet 1. juli 2021, fra <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>
- Olia, A. & Liu, J. (2011). Numerical investigation of soil nail wall during construction.
- Phear, A. & Storbritannia Department of Trade and Industry. (2005). *Soil nailing: best practice guidance* (Bd. C637). CIRIA.
- Rawat, S. & Gupta, A. K. (2016). Analysis of a Nailed Soil Slope Using Limit Equilibrium and Finite Element Methods [Place: Cham Publisher: Springer International Publishing]. *International journal of geosynthetics and ground engineering*, 2(4), 1–23. <https://doi.org/10.1007/s40891-016-0076-0>
- Rowe, R. K. & Ho, S. K. (1988). Application of Finite Element Techniques to the Analysis of Reinforced Soil Walls [Journal Abbreviation: The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures]. *The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures* (s. 541–553). Springer Netherlands. [https://doi.org/10.1007/978-94-009-1405-6\\_19](https://doi.org/10.1007/978-94-009-1405-6_19)

- Samferdselsdepartementet. (2020). 800 kilometer ny vei siden 2013: Nå åpner nye E6 [Publisher: regjeringen.no]. Hentet 30. april 2021, fra <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/800-kilometer-ny-vei-siden-2013-na-apner-nye-e6/id2775057/>
- Singh, V. P. & Sivakumar Babu, G. L. (2010). 2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(4), 299–309. <https://doi.org/10.1007/s10706-009-9292-x>
- Sivakumar Babu, G. L. & Singh, V. P. (2016). Simulation of Soil Nail Structures using PLAXIS 2D. *Plaxis Bulletin, Spring Issue 2009*. <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46077/simulation-of-soil-nail-structures-using-plaxis-2d>
- Standard Norge. (2004). *NS-EN 1997-1:2004+A1+NA Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering del 1: Alemenne regler*.
- Standard Norge. (2010). *NS-EN 14490:2010 Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Jordnagling*.
- Statens Vegvesen. (2002). *Publikasjon nr. 99 Jordnagling*. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet. Hentet 29. juni 2021, fra <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/handle/11250/190350>
- Statens Vegvesen. (2018). *Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging*.
- Statens Vegvesen. (2021). Veiprosjekter Statens Vegvesen - E6 Soknedal. Hentet 27. juni 2021, fra <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/europaveg/e6soknedal/for-bransjen/>
- TITAN Ischebeck. (2013). *TITAN Injection pile - brochure*.
- Villalobos, S. A. & Villalobos, F. A. (2021). Effect of nail spacing on the global stability of soil nailed walls using limit equilibrium and finite element methods. *Transportation Geotechnics*, 26, 100454. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100454>
- Wu, J.-j., Cheng, Q.-g., Liang, X. & Cao, J.-L. (2014). Stability analysis of a high loess slope reinforced by the combination system of soil nails and stabilization piles [Place: Heidelberg Publisher: Higher Education Press]. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 8(3), 252–259. <https://doi.org/10.1007/s11709-014-0260-z>

# Vedlegg A

## Tilleggsinformasjon

### A.1 Søkerord for litteratursøk

Søkeordene som ble kombinert for å finne aktuell litteratur er gjengitt her.

- Jordnagling
- Soil nailing
- PLAXIS 2D
- Best practice
- Armert jord
- FEM - Finite Element analysis
- Soil nail
- Study of slope stability
- Application and practice
- Interface

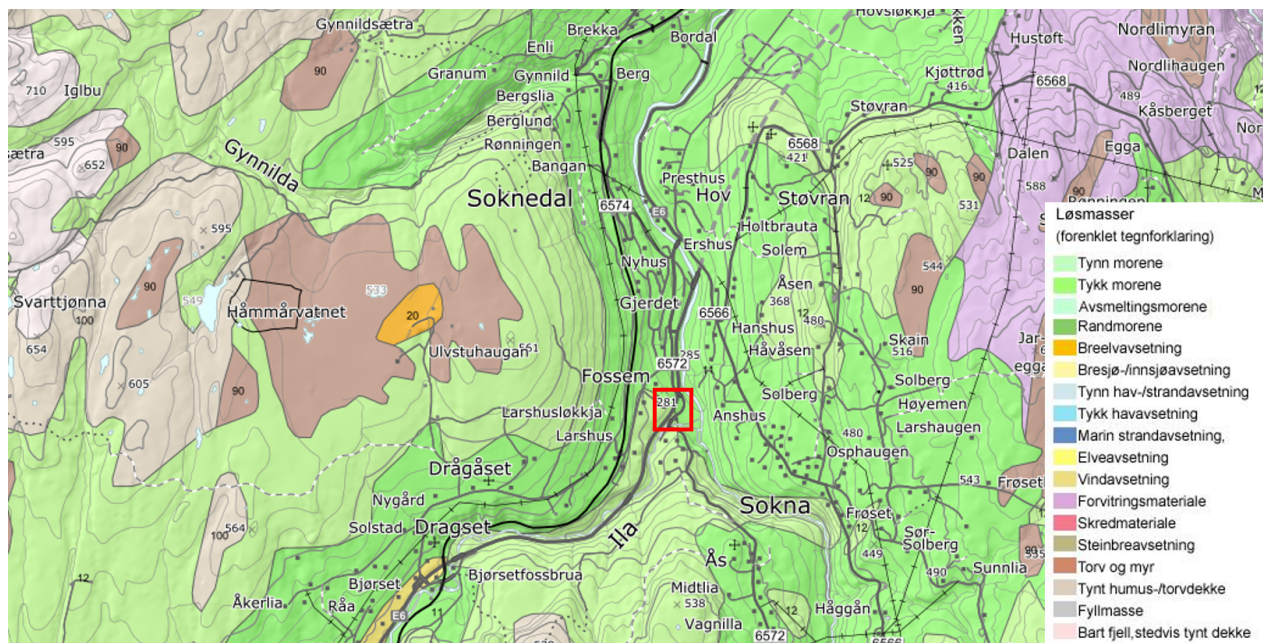
# Vedlegg B

## Tilleggsinformasjon prosjektcasene

### B.1 Prosjektcase 1

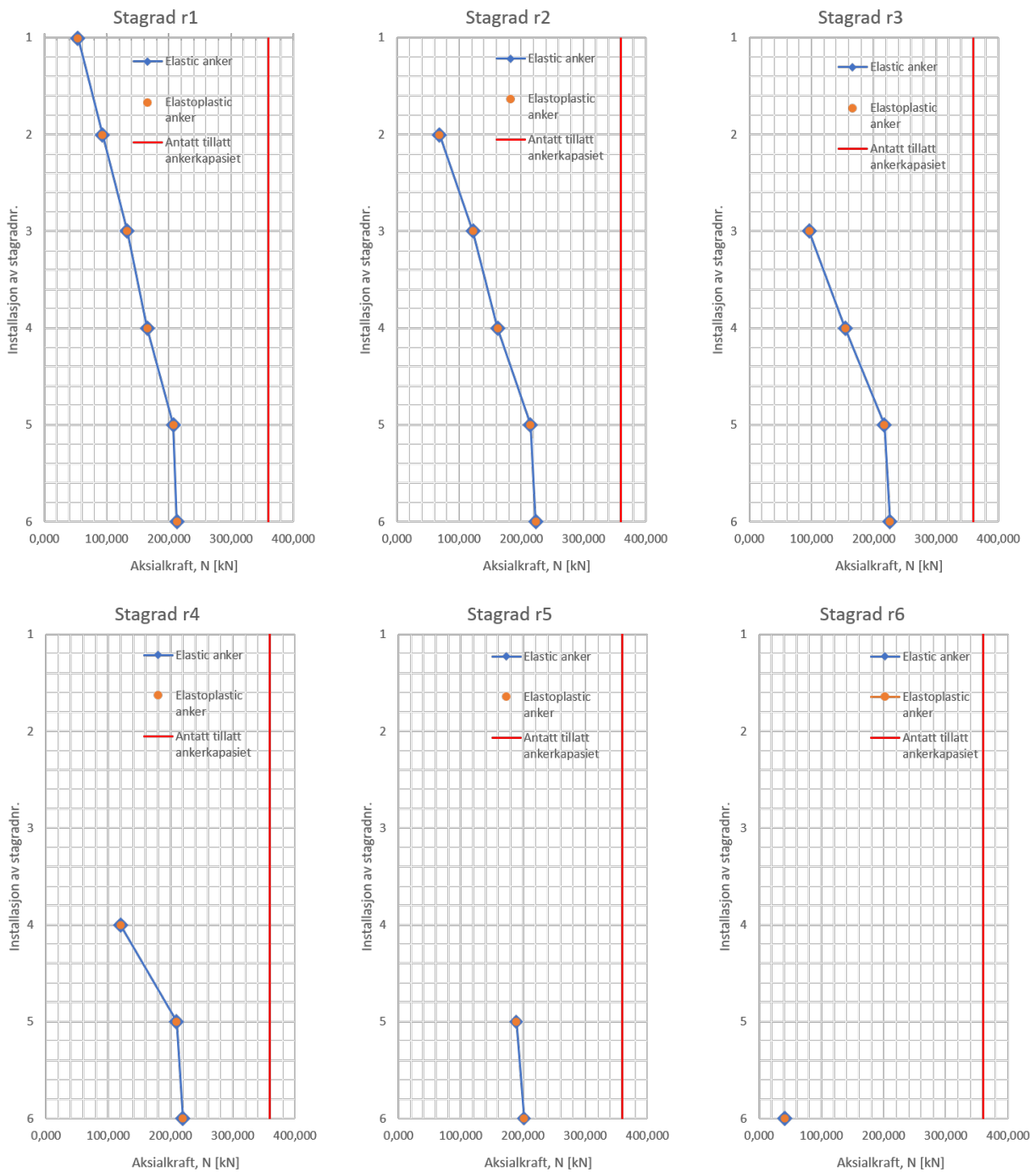


Figur B.1: Geografisk plassering av case 1, markert i rødt (NVE, 2021).



Figur B.2: Kvartærgeologisk kart, plassering av jordnaglingsmuren i case 1 er markert i rødt (NGU, 2017).

## **B.2 Ytterligere resultater fra PLAXIS 2D**



Figur B.3: Sammenligning av aksialkrefter for jordnagler modellert med elastic og elastoplastic materialmodell i PLAXIS 2D.



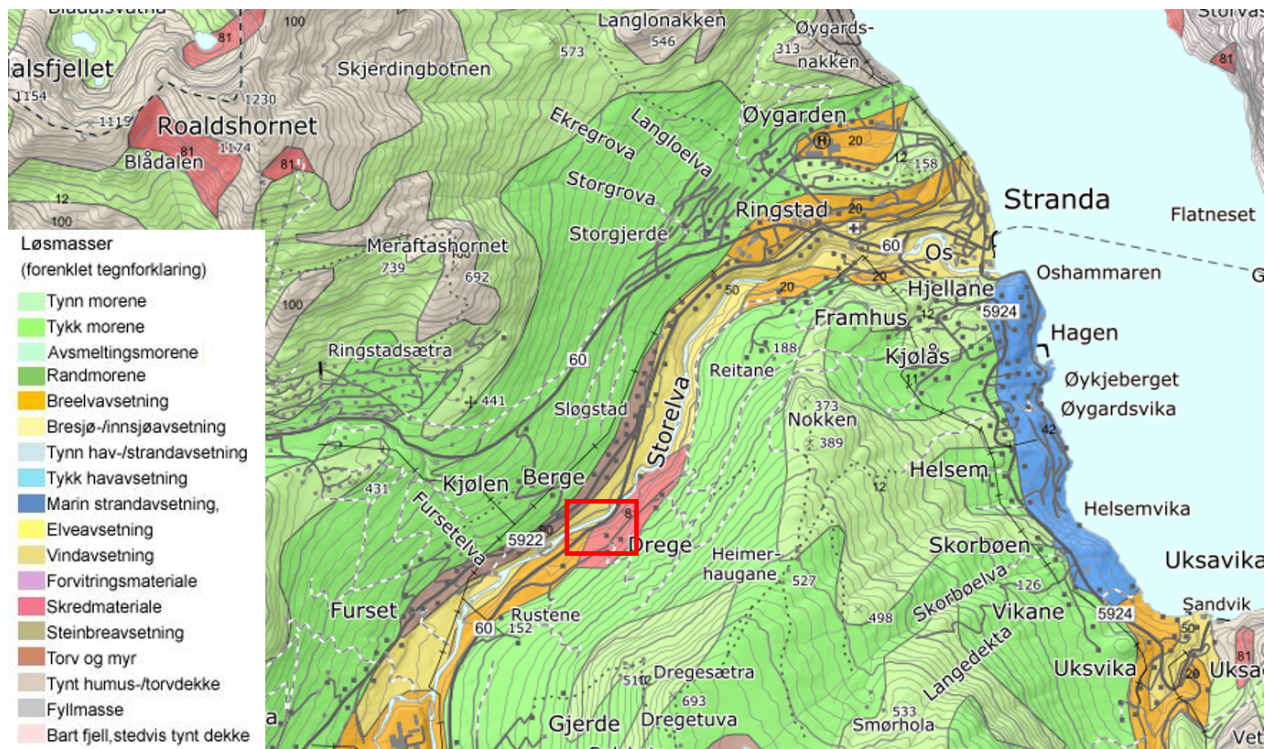
## B.3 Prosjektcase 2



Figur B.4: Geografisk plassering av case 2, marker i rødt (NVE, 2021).

### B.3.1 Kapasitetsberegning interface-element Geogrid

### B.3.2 Kapasitetsberegning Embedded beam



Figur B.5: Kvartærgeologisk kart, plassering av jordnaglingsmuren i case 2 er markert i rødt (NGU, 2017).

Antatt diameter betongkroppen = diameter på borhull	$D_{DH} =$	0,15 m
Overflate areal pr. m med stag av betongkroppen	$\pi \cdot d =$	0,471 m <sup>2</sup> /m
Overflate på geotekstil		2 m <sup>2</sup> /m
Utregning av $R_{inter}$	$2 \text{ m}^2 \cdot R_{inter} = \pi \cdot d \rightarrow R_{inter} = \pi \cdot d / 2$	0,23561945
Dersom $R_{inter} = 0,5$ da blir diameter av hullet		0,31830989
Dersom $R_{inter} = 0,4$ da blir diameter av hullet		0,25464791
Dersom $R_{inter} = 0,3$ da blir diameter av hullet		0,19098593
Dersom $R_{inter} = 0,25$ da blir diameter av hullet		0,15915494

$D_{DH}$	Diameter til borehullet (tror dette er gitt av type borkrone som velges man kan finne det i produkt listen til Ischebeck)	0,15 m
d	diameter til naglen (antar at det er ytre diameter?..)	0,04 m
$A = 0.25\pi D_{DH}^2$	Totalt tverrsnittsareal	0,017671459 m <sup>2</sup>
tverrsnittsarealet til jordnaglen (bruker tverrsnittsareal for 40/16 fra tabell 4, fra Ischebeck miniguide 2)	$A_n = 0.25\pi d^2$	0,0009 m <sup>2</sup>
$A_g = A - A_n$		0,016771459 m <sup>2</sup>
	tverrsnittsarealet til sementmaterialet	
$E_{eq} = E_n \left( \frac{A_n}{A} \right) + E_g \left( \frac{A_g}{A} \right)$		
$E_n$	E-modul til jordnaglen (antar dette for stålet, da det er det "vanligste")	210 000 000,00 kN/m <sup>2</sup>
$E_g$	E-modulen til sementmaterialet (antar dette for sementmaterialet, da beton i fashetsklasser B12-B90 har en E-modul som varierer på 27-44 Gpa, gjennomsnittet er på 35 så det blir en konservativ antagelse)	3 000 000,00 kN/m <sup>2</sup>
$E_{eq}$	E-modul til sementmaterialet	13 542 423,43 kN/m <sup>2</sup>
$S_h$	Horisontal avstand mellom jordnaglene	2 m
	$Axial\ stiffness\ EA[kN/m] = \frac{E_{eq}}{S_h} \left( \frac{\pi D_{DH}^2}{4} \right)$	119 657,19 kN/m
	$Bending\ stiffness\ EI[kNm^2/m] = \frac{E_{eq}}{S_h} \left( \frac{\pi D_{DH}^4}{64} \right)$	
		168,27 kNm <sup>2</sup> /m
	$d_{eq} = \sqrt{12 \left( \frac{EI}{EA} \right)_p}$	
	equivalent platetykkelse (dersom man modellerer jordnagler som plater så genererer PLAXIS $d_{eq}$ denne verdien automatisk med formelen til venstre)	0,129903811 m

$\mu$	Friksjonsfaktor	0,6
	antar at denne er 0,3	
$K_0$	Hviletrykkskoeffisienten	0,357212
	Hentet fra PLAXIS i materialfanen for siltig Morene	
$\gamma'$	Effektiv tyngdetetthet	15 kN/m <sup>3</sup>
	Også hentet fra PLAXIS, samme materiale	
$D$	Diameter borhull, samme som $D_{DH}$	0,15 m
$z$	Dybde til jordnagelens overflate fra terreng	
$\gamma_{stål}$	tyngdetetthet stål	78 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{betong}$		22 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{eq}$		24,85205658 kN/m <sup>3</sup>

$$T_{max} = \pi \mu \frac{1 + 2K_0}{3} \gamma' z D$$

	L=18m		L=24m	
	$T_{skin, end, max}$	$T_{skin, start, max}$	$T_{skin, end, max}$	$T_{skin, start, max}$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
r1	31,96	3,25	42,42	3,25
r2	35,83	7,58	46,28	7,58
r3	39,92	12,16	50,37	12,16
r4	43,78	16,49	54,24	16,49
r1-r2 gjennomsnitt	33,9	5,41	44,35	5,41
r3-r4 gjennomsnitt	41,85	14,33	52,31	14,33

L=27 m

L<sub>r1</sub>=27m, L<sub>r2-r4</sub>= 24m

	T <sub>skin, end, max</sub>	T <sub>skin, start, max</sub>	T <sub>skin, end, max</sub>	T <sub>skin, start, max</sub>
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
r1	47,65	3,25	47,65	3,25
r2	51,51	7,58	46,28	7,58
r3	55,6	12,16	50,37	12,16
r4	59,47	16,49	54,24	16,49
r1-r2 gjennomsnitt	49,58	5,41	46,97	5,41
r3-r4 gjennomsnitt	57,54	14,33	52,31	14,33

