

Andreas Lian Glein

Krypdeformasjoner i ukomprimerte steinfyllinger i sjø

En beregning av kryp med Soft Soil Creep modellen i Plaxis

Masteroppgave i Bygg og miljøteknikk

Veileder: Arnstein Watn

Medveileder: Vidar Gjelsvik

Juni 2023

Andreas Lian Glein

Krypdeformasjoner i ukomprimerte steinfyllinger i sjø

En beregning av kryp med Soft Soil Creep modellen i Plaxis

Masteroppgave i Bygg og miljøteknikk
Veileder: Arnstein Watn
Medveileder: Vidar Gjelsvik
Juni 2023

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



Kunnskap for en bedre verden

Abstract

Rockfill is an important construction material in many contexts. Rockfills are often used as building materials in roads, building foundations, rockfill-dams, and sea reclamation projects. They are also used to support structures that have a low tolerance for settlements and differential settlements, such as large industrial facilities or airports. In these cases, it is necessary to be able to calculate and estimate the settlements that may occur.

In expansion of existing rockfills in the sea, there have been cases where this has led to significant settlements on the old fill, causing damage to existing structures.

This master's thesis investigates the long-term settlement development in rockfills in the sea. It first conducts a literature study on the topic of "deformation of rockfills in the sea." This involves a review of available theories and supporting materials, as well as the presentation of literature explaining the mechanisms that occur during deformations in rockfills.

Empirical observations show that both clay and rockfill materials exhibit a linear relationship between creep strain and the logarithm of time. Based on this, an attempt is made to use the Soft Soil Creep model to simulate the creep settlements of a rockfill in the sea. As a calculation example, an attempt is made to model a rockfill in Lindesnes (formerly Grimstad). The Soft Soil Creep model (often abbreviated as SSC) is developed for use in soft clays and is not directly applicable to creep in rockfills. The SSC requires several empirical parameters, which need to be determined and calibrated through extensive laboratory tests and field measurements. This makes it challenging to model rockfill materials. There is little measurement data on settlements in rockfills in the literature, and laboratory tests such as oedometer and triaxial tests are demanding to perform on rockfill materials. This thesis is a theoretical study based on empirical data and numerical analysis.

During the expansion of the existing fill on Gismerøya in 2019, significant deformations of the existing rockfill occurred, causing damage to the buildings on the fill. By interpreting settlement parameters from oedometer tests found in the literature, an attempt was made to analyze the rockfill in the sea on Gismerøya. The creep deformations that occurred after the fill expansion were examined. The fill was not compacted or preloaded. It had been in place for 18 years before the expansion and had an industrial building on it. The calculation method used was the SSC model in Plaxis.

The calculations in Plaxis are considered to have had many sources of uncertainty. The main source of error is that the interpreted settlement parameters were selected based on very limited information. To improve the calculation, it would require laboratory testing on materials similar to those in the fill. The uncertain input parameters and limited field measurements of the actual fill make it impossible to determine whether or not the Soft Soil Creep model can accurately simulate realistic

settlements in rockfills.

The results showed that the calculated creep deformations in the fill significantly underestimated the field measurements. Despite the uncertainties in the calculation, this suggests that creep deformations in the rockfill were not a significant cause of the large settlements on Gismerøya. According to the Plaxis model, the expansion of the fill did not significantly change the stresses in the old part of the fill. When combined with the fact that the old part of the fill had been in place for 18 years before the expansion, this resulted in very small calculated creep settlements.

Field measurements from Gismerøya showed significant horizontal deformations, while the model's creep calculations primarily showed vertical deformation.

The results from this thesis have some relevance to other fills as well. The model in the thesis demonstrates that creep rate becomes very small over time. This indicates that significant additional loading is required to induce further creep deformations in a rockfill.

Sammendrag

Steinfylling er et viktig byggemateriale i mange sammenhenger. Steinfyllinger er ofte brukt som byggemateriale i veier, fundamentering av bygninger, steinfyllingsdammer og utfyllinger i sjø. Det brukes også til å fundamenter konstruksjoner som har en lav toleranse for setninger og setningsdifferanser. Dette kan være store industrielle anlegg eller flyplasser. I disse tilfellene er det derfor nødvendig å kunne beregne og estimere setninger som kan inntreffe.

Ved utvidelse av allerede eksisterende steinfyllinger i sjø har det vært tilfeller hvor dette har ført til store setninger på den gamle fyllingen som har gjort skade på eksisterende bebyggelse.

I denne masteroppgaven er langtids setningsutvikling i steinfyllinger i sjø undersøkt. Det ble først utført et litteraturstudie om temaet ”deformasjoner av steinfyllinger i sjø”. Dette besto av en gjennomgang av tilgjengelig teori og underlag, samt presentasjon av litteratur som forklarer mekanismer som forekommer under deformasjoner i steinfyllinger.

Empiriske observasjoner viser at både leire og steinfyllingmateriale får en lineær sammenheng mellom kryptøyning og logaritmen til tiden. Basert på dette gjøres det et forsøk på å bruke Soft Soil Creep modellen til å modellere kryptsetningene til en steinfylling i sjø. Som regneeksempel er det forsøkt å modellere en steinfylling i Lindesnes (tidligere Grimstad). Soft Soil Creep modellen (ofte forkortet SSC) er utviklet for bruk på myke leirer, og er dermed ikke direkte anvendbar på krypt i steinfyllinger. SSC krever at man har flere forskjellige empiriske parametere. Disse må bestemmes og kalibreres ved bruk av omfattende laboratorietester og feltmålinger. Dette gjør det utfordrende å modellere steinfyllingmateriale. Det finnes lite målinger på setninger i steinfyllinger i litteraturen, og labtester som ødometer- og triaksialtester er krevende å utføre på steinfyllingsmateriale. Denne oppgaven blir et teoretisk studie basert på empiriske data og numeriske analyser.

Ved utvidelse av eksisterende fylling på Gismerøya i 2019 oppstod det betydelige deformasjoner av gammel steinfylling som gjorde skade på bygg på fyllingen. Ved tolkning av setningsparametere fra ødometertester funnet i litteraturen er det forsøkt å regne på steinfyllingen i sjø på Gismerøya. Det har blitt sett på kryptdeformasjonene som oppstod etter utvidelsen av fyllingen. Fyllingen var ikke komprimert eller forbelastet. Men den fikk ligge i 18 år før utvidelsen og hadde et industribygg på seg. Beregningsmetoden er SSC-modellen i Plaxis.

Beregningene i Plaxis vurderes å ha hatt mange usikkerhetsmomenter. Den største feilkilden er at de tolkede setningsparametere ble valgt ut ifra svært begrenset informasjon. For å kunne gjøre en bedre beregning krever det labtesting på tilsvarende materiale som i fyllingen. De usikre inngangsparametere og den begrensede feltmålingen av den faktiske fyllingen, gjør at det ikke er grunnlag til å svare på hvorvidt Soft Soil Creep modellen klarer å modellere realistiske setninger i stein-

fylling.

Resultatene viste at de beregnede krypdeformasjonene i fyllingen kraftig underestimerte feltmålingene. Selvom det er store usikkerheter i beregningen, peker dette mot at krypdeformasjoner i steinfyllingen ikke var en viktig årsak til de store setningene på Gimserøya. Ut ifra Plaxis-modellen vises det at utvidelsen av fyllingen ikke forandret spenningene i den gamle delen av fyllingen i en betraktelig grad. Når dette er kombinert med at den gamle delen av fyllingen hadde ligget i 18 år før utvidelsen, resulterte dette i svært små beregnede krypsetninger.

Feltmålingene fra Gismerøya viste betydelige horisontale deformasjoner. Kryp-beregningene i modellen ga hovedsakelig vertikal deformasjon.

Resultater fra denne oppgaven har noe relevans også for andre fyllinger. Modellen i oppgaven viser at kryphastigheten blir svært liten over tid. Dette viser at det krever en betydelig tilleggsbelastning for å kunne påføre en steinfylling ytterligere krypdeformasjoner når den allerede har fått krype i mange år.

Forord

Denne masteroppgaven ble skrevet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU, i Trondheim våren 2023. Arbeidet i denne oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng og fullfører min sivilingeniørgrad i Bygg- og miljøteknikk. Veiledningen i denne masteroppgaven ble gitt av den geotekniske avdelingen på NTNU og NGL.

Jeg vil takke veilederne mine Arnstein Watn og Vidar Gjelsvik for gode råd underveis. Jeg vil også takke alle andre som var veldig vennlige og behjelpelige når jeg tok kontakt. De mange teamsmøtene var til stor hjelp. Ingen nevnt, ingen glemt.

Innholdsfortegnelse

Figurliste	iv
Tabelliste	vi
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn	2
1.2 Formål	2
1.3 Avgrensing og tilnærming	3
2 Metode	4
3 Litteraturstudie	5
3.1 Metode litteraturstudie	5
3.2 Anvisninger fra standarder og veiledere	6
3.2.1 Byggforsk 513. 131 Utlekking og komprimering av spreng- steinsfylling	6
3.2.2 Statens Vegvesen håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger	7
3.3 Teori	10
3.3.1 Porøsitet og setninger	10
3.3.2 Styrke og deformasjon av knust stein	12
3.3.3 Egenskaper sprengstein	16
3.3.4 Densitet	18
3.3.5 Friksjonsvinkel	19
3.3.6 Mekanismer for kryp i steinfyllinger	22
3.3.7 Fuktdeformasjoner	23
3.3.8 Lineært forhold mellom kryptøyning og $\log(t)$	24
3.3.9 Setninger av steinfyllinger under gassterminaler	26
3.3.10 Reologisk krypmodell	28
3.3.11 Distinkt element metode (DEM)	30

3.3.12	Soft Soil Creep model	32
4	Oppsummering og konklusjon av teorigjennomgang	42
5	Bestemmelse av kryp-parametere for steinfyllingsmateriale	44
5.0.1	Kalkstein i UAE	44
5.0.2	Ødomertesting NTNU på TBM-masser og knust stein	45
5.0.3	NGI-tester av syenitt	49
5.0.4	Testing av kvartsittskifer i Spania	50
5.0.5	Sammenstilling av setningsparameterne	53
6	Presentasjon av fyllingen på Gismerøya	53
7	Numerisk modell	64
7.1	Parametere brukt i analysen	64
7.2	Modell av fylling	68
7.2.1	Initial phase	70
7.2.2	Phase 1	71
7.2.3	Phase 2	71
7.2.4	Phase 3	72
7.2.5	Phase 4	72
7.2.6	Phase 5	73
8	Resultater beregninger	74
9	Feilkilder	86
10	Diskusjon	87
11	Konklusjon	88
12	Forslag til videre arbeid	89
	Referanser	91

Vedlegg	95
A Vedlegg 1 - Innmåling av setningsbolter på Gismerøya. Fra TT Anlegg.	95
B Vedlegg 2 - Innmåling av setningsbolter på Gismerøya. Tall i mm. Fra TT Anlegg.	97

Figurliste

1	Komprimering av sprengsteinsfylling iht. NS 3420	6
2	Bratteste stabile fyllingsskråning basert på steinkvalitet og produksjonsmetode	7
3	Utlegging av steinfylling i sjø	8
4	Dypkomprimering i Kollsnes	8
5	Skjematisk tegning av faseforhold	11
6	Porøsitet og modultall	12
7	Ødomertester på knust syenitt	13
8	Kompresjon av grus, morene og sprengstein basert på ødomertest og feltmålinger	14
9	Typiske verdier for trykkfastheten til norsk naturstein	14
10	Typiske ødometerkurver	15
11	(a) Spenningseksponenten til forskjellige jordarter og (b) modulkurver for forskjellige spenningseksponenter	16
12	Størrelsesorden på modultall	16
13	Gradering av sprengningsmasser fra Akershusstranda	17
14	Sprengstein fra tunneldriving Akershusstranda	17
15	Typiske kornstørrelsesfordelinger av diverse løsmasser	18
16	Volumfaktorer fra ulike masser	18
17	Friksjonsvinkler avhengig av porøsitet	20
18	Sammenstilling av friksjonsvinkler avhengig av normalspenning	21
19	Friksjonsvinkler avhengig av spenningsnivå til sprengningsmateriale	22
20	Mekanismer for kryp i steinfylling	23
21	Effektivt porevann	24
22	Målte setninger i amerikanske dammer	25
23	Innledende analyse steinfylling Kollsnes	27
24	Setningsberegning med RockFill	28
25	Kelvin fjær	29
26	Beregnete deformasjoner basert på reologisk modell	30
27	Modellering med particle flow code	31
28	Tøyning av steinfyllingsmateriale med DEM	32
29	Deformasjonsberegning av steinfyllingsdam ved bruk av DEM	32
30	Tid mot kryptøyning illustrasjon	34
31	Tid mot tidsmotstanden illustrasjon	34
32	Volumetrisk tøyning mot $\ln(p')$	36
33	Viser bruddflaten til Cam-Clay i et q-p' plot.	37
34	Viser bruddflaten til SSC i et q-p' plot.	38
35	En oversikt over hvordan kryphastigheten kan variere med setningsparameterne i SSC	40

36	Oversikt over setningsparametere brukt av (Lisa et al. 2020)	45
37	Resultater etter TBM-test 2	46
38	ε_v vs $\ln \sigma'$ for TBM test 2	46
39	Bilde av TBM-massen brukt i TBM test 2	47
40	Resultater etter IL-ødometertest av knust stein fra (Syversen 2021) .	47
41	ε_v vs $\ln \sigma'$ for CR test 1	48
42	Bilde av den knuste steinen brukt i CR test 1	48
43	ε_v vs $\ln \sigma'$ for ødometertest av knust syenitt	49
44	ε_v vs $\ln \sigma'$ for ødometertest av knust syenitt	50
45	Graderings-kurve av den testede Pancrudo-skiferen brukt i ødometertestene	51
46	Sammenstilling av ”time-dependent compressibility index” fra kryptester fra ødometertesting	52
47	Skade på bæresøyle	54
48	Setningskader i overgangen mellom betongdekke og ringmur	54
49	Starten på utfyllingen	55
50	Oversikt over utfylling på Gismerøya	56
51	Oversikt over monterte setningsmålere	57
52	Vertikal deformasjon av målepunkter 2,5 første mnd	57
53	Vertikal deformasjon av målepunkter	58
54	Oversikt over gammel fylling Gismerøya	59
55	Oversikt over området	59
56	Bergartskart NGU Gismerøya	60
57	Flyfoto Gismerøya 1965. Hentet fra (Kart.1881.no 2023).	60
58	Flyfoto Gismerøya 2009. Hentet fra (Kart.1881.no 2023).	60
59	Oversikt over grunnundersøkelser utført av Geostrøm	61
60	Utsnitt av plantegning for fylling og fundamenter	62
61	Tverrsnittsdata for seksjoner gjennom fylling	63
62	Modell av tverrsnitt av fylling normalt på strandkanten utenfor tilbygget	63
63	Flyfoto gammel fyllingskant 2017. Hentet fra (Kart.1881.no 2023).	64
64	Flyfoto ny fylling 2022. Hentet fra (Norgeskart 2023).	64
65	Viser effektiv hovedspenning σ'_1 i phase 4	65
66	Beregningsnitt vist i kart	68
67	Modelloppsett av fylling i Plaxis	68
68	Oversikt over mesh i Plaxis-modellen	69
69	Viser skråningshelningene i modellen	70

70	Viser Plaxis-modellen i initial phase	70
71	Viser Plaxis-modellen i phase 1	71
72	Viser Plaxis-modellen i phase 2	71
73	Viser Plaxis-modellen i phase 3	72
74	Viser Plaxis-modellen i phase 4	73
75	Viser Plaxis-modellen i phase 5	73
76	Deformert mesh phase 5	74
77	Maksimum skjærspenning phase 5	74
78	Totale forskyvninger i overgangen mellom ny og gammel steinfylling .	75
79	Skjærspenning i overgangen mellom ny og gammel fylling i phase 5 .	75
80	Effektiv normalspenning i overgangen mellom ny og gammel fylling i phase 5	76
81	Punktoversikt i modellen	76
82	Vertikal deformasjon og tid i phase 5	77
83	Vertikal deformasjon plottet mot tiden i punkt 1 i phase 5	77
84	Vertikal deformasjon plottet mot tiden i punkt 1 i phase 5 for de 250 første dagene	78
85	Vertikal deformasjon plottet mot tiden i punkt 1 sammenlignet med målebolter på Gimserøya	78
86	Vertikal deformasjon av punkt 2 sammenlignet med to av setningsmålerne på Gismerøya	79
87	Beregnet vertikal deformasjon vs avstand fra fyllingskant	80
88	Horisontal deformasjon og tid i phase 5	80
89	Beregnet horisontal deformasjon mot tid i phase 5	81
90	Beregnet horisontal deformasjon mot tid i phase 5	81
91	Målte horisontaldeformasjoner på Gimserøya	82
92	OCR under punkt 1 i fyllingen	83
93	p'_{eq} vs dybden under punkt 1 i fyllingen	83
94	Effektivspenning vs dybden under punkt 1 i fyllingen	84
95	Tøyning vs dybde under punkt 1	84
96	p'_{eq} vs avstand til ny fylling (i dybde -10)	85

Tabelliste

1	Oversikt over parametere i SSC modellen	33
2	Sammenstilling av tolkede setningsparametere	53
3	Oversikt over parametere i Mohr-Coulomb modellen som ble brukt i Plaxismodellen	67
4	Oversikt over parametere i SSC modellen som blir brukt i Plaxis beregningen	67

1 Introduksjon

I byggebransjen brukes steinfyllinger til mange formål. Steinfyllinger er en grov kornfraksjon som kan bestå av masser fra sprengning, steinbrudd eller oppknust stein. Noen av bruksområdene er bygging av jernbanefyllinger, veifyllinger, fundament til bygg og som materiale i steinfyllingsdammer. Komprimerte steinfyllinger er ansett som et veldig stabilt og og sterkt fundamenteringsgrunnlag. De har gode egenskaper med hensyn på stivhet og langtidsdeformasjoner. Det brukes også til å fundamenter konstruksjoner som har en lav toleranse for setninger og setningsdifferanser. Dette kan være store industrielle anlegg, flyplasser eller havneanlegg. Mange av anvendelsene har strenge krav til deformasjoner, derfor er det nødvendig å kunne beregne og estimere setninger som kan inntreffe.

Observasjoner og målinger viser at det oppstår deformasjoner og setninger i steinfyllinger som kan foregå over flere år i tid. Dette har f.eks. blitt observert i steinfyllingsdammer.

Det er utfordrende å gjennomføre numeriske beregninger på kryptsetninger i steinfyllinger. En grunn til dette er at temaet ikke har blitt viet særlig mye oppmerksomhet historisk. I komprimert steinfyllingsmateriale er setningene i mange tilfeller så små at de ikke utgjør noe problem.

Setningene som oppstår i leire er gjerne flere ganger større enn setningene i steinfyllinger. Det er derfor forståelig at kryptsetninger i leire er et tema som er viet mye mer oppmerksomhet i litteraturen. Dessverre er ikke teorien og formelverket som er utviklet for setninger i leire uten videre egnet å bruke også for steinfyllinger. De bakenforliggende mekanismene som fører til setninger i steinfyllinger er helt andre enn mekanismene i leire. En annen kompliserende faktor i arbeidet med denne oppgaven er at det meste av forskningen og feltundersøkelsene på steinfyllinger er gjort i forbindelse med steinfyllingsdammer. Steinfyllingsdammer skiller seg på flere måter fra steinfyllinger som blir lagt ut til andre byggeformål.

Delvis på grunn av de ovennevnte årsakene er det derfor ikke utviklet en god modell basert på de fysiske mekanismene i setningsutvikling som er egnet til bruk i praktisk dimensjonering av steinfyllinger. Beregning av setningene i steinfyllinger i byggeprosjekter har i stor grad vært erfaringsbasert. Det er imidlertid utviklet flere empiriske modeller. Bruk av disse avhenger av bestemmelse av flere parametere. Den beste måten å bestemme disse er ved lab- og felttester. Det kan også gjøres tilbakeregning basert på deformasjonsmålinger i steinfyllinger.

Det var mye interesse for steinfyllingsmateriale i forbindelse med bygging av steinfyllingsdammer på 60-70 tallet. Det ble i denne perioden utført mange ødometer-tester og triaksialtester. Det er dessverre ikke alltid like lett å få tak i denne dataen i dag.

Forskjellige typer steinfyllinger vil ha forskjellig setningsutvikling. Dette kommer i stor grad an på graden av komprimering. Andre viktige faktorer er kornstørrelse, kornform, type bergart, korngradering, graden av finstoff, lagringsbetingelser og belastningssituasjon. Moderne steinfyllingsdammer har betraktelig mindre setninger etter bygging enn det de gamle hadde. Grunnen til dette er god lagvis komprimering med samtidig væting. Utgangspunktet er et helt annet for steinfyllinger i sjø, hvor det ofte er lite eller ingen komprimering. På grunn av den store forskjellen i setningsutvikling i forskjellige typer steinfyllinger er det viktig å bruke målinger fra en lignende fylling for bestemmelse av nødvendige parametere.

1.1 Bakgrunn

Oppgavens bakgrunn er at veilederne mine har bekjentskap med flere byggesaker hvor betydelige setninger i steinfyllinger i sjø har ført til store skader på konstruksjoner og bygg. I disse sakene har årsaken til skadene vært at en eldre steinfylling har blitt utvidet i senere tid og fått økt belastning på seg. Dette har ført til setninger på den gamle fyllingen, som har gjort skade på bebyggelse. Slike hendelser har for eksempel skjedd på steinfyllinger i sjø ved Langstranda i Bodø og på Gimsøya i Lindesnes.

Når det er begrenset med areal å bygge på ved kysten, er sjøfyllinger fordelaktige å bygge for gjenvinning av landareal. Dette er f.eks. gjort for å bygge flyplassen i Nice og Zeebrugge havn i Belgia. I Singapore er det utført svære landgjenvinningssprosjekter i stort omfang. I Norge er det blitt brukt i store industriprosjekter for å fundamentere olje- og gassterminaler på land. Et eksempel på dette er Kollsnes gassbehandlingsanlegg. Ellers er det i Norge brukt i havneanlegg og for å bygge infrastruktur som veier og jernbane.

1.2 Formål

I denne oppgaven skal tilgjengelig underlag om temaet setninger i steinfyllinger i sjø sees på. I sjø har man ikke de samme verktøyene for å kunne komprimere fyllingen som på land, dermed vil dette ofte ikke bli gjort. Noe som gjør dem sårbare for setninger. Hva kan forventes av kryptformasjoner, hvordan skal en steinfylling i sjø bygges for å få minst mulig setninger? Mekanismene bak setninger i steinfyllinger skal også undersøkes. Forskjellige måter å beregne kryptsetninger på i litteraturen skal vurderes. Formålet er å finne en metode for å beregne kryptsetningene i en steinfylling i sjø. Deretter skal denne beregningen bli forsøkt gjennomført på steinfyllingen i Gimsøya i Lindesnes.

Det ble bestemt at det skulle forsøkes å beregne kryptsetningene i steinfyllingen i Gimsøya ved bruk av Soft Soil Creep modellen. For å gjøre dette må flere parametere bestemmes. Denne modellen er egentlig utviklet for bruk på myke leirer.

Det skal drøftes og diskuteres hvorvidt SSC-modellen kan brukes som et verktøy til å gjøre disse beregningene. En del av oppgaven blir også å diskutere hvordan de nødvendige input-parameterne i modellen kan bestemmes på best mulig måte for steinfyllinger.

1.3 Avgrensing og tilnærming

Når det legges ut steinfyllinger i kyst- og fjordområder befinner det seg ofte finere løsmasser på havbunnen. Dette har stor betydning for de totale setningene av fyllingen. Men de kompliserer beregningen og sees derfor bort ifra i denne oppgaven. Det antas steinfylling til fjell. Setninger som eventuelt måtte oppstå i løsmassene under steinfyllingen er ikke tatt i betraktning. Finere masser, og spesielt kohesjonsmasser som silt og leire kan være svært kompressible. Denne forenklingen kan derfor føre til store avvik i både størrelse og tidsutvikling på setningene. Ved bygging av steinfyllinger i sjø forsøkes det gjerne å fortrenge de bløte massene på havbunnen. Dette gjøres ved bruk av tunge steiner/blokker eller sprengning ved fyllingfoten.

2 Metode

For å løse denne oppgaven er det først utført et litteraturstudie. Litteraturstudiet har fokus på teori bak mekanismer under deformasjon i steinfyllinger og hvordan modellere deformasjoner i steinfylling på en nøyaktig måte. Det skal også undersøkes hvilke retningslinjer standarder og veiledere gir om temaet.

Det er deretter gjort en numerisk analyse med Soft Soil Creep modellen i Plaxis. I SSC-modellen er det flere parametere som må bestemmes. Dette gjøres vanligvis med lab- og felttester, samt kalibrering med feltmålinger i ettertid. For steinfyllinger finnes det lite målinger på dette. Men ut ifra det lille grunnlaget som finnes i litteraturen er det forsøkt å finne passende parametere.

3 Litteraturstudie

I prosjektoppgaven gikk mesteparten av arbeidet til litteratursøk og presentasjon av relevant underlag (Glein and Kalhagen 2022). Hovedpunkter fra prosjektoppgaven brukes også i denne oppgaven.

Som verktøy for å få oversikt over tilgjengelig teori og litteratur om temaet ble det brukt litteratursøk. Dette gir et grunnlag for å finne kunnskapshull og gir grunnlag for arbeid videre.

3.1 Metode litteraturstudie

Kildene som er brukt i litteratursøket er en kombinasjon av tips fra veileder, avgrensede søk i søkemotor og “snowballing”. Snowballing er når man finner ny litteratur ut ifra referanselister. Det er ikke foretatt et systematisk litteratursøk, men det er antatt at litteraturen som er funnet gjennom disse metodene er tilstrekkelig. Referansehåndteringsverktøyet som ble brukt er Zotero.

Søkemotorene som er brukt er:

- Scopus - Akademisk database for referanser, sammendrag og henvisninger for artikler i tidsskrifter.
- Science Direct – Database fra det nederlandske forlaget Elsevier med tilgang til publikasjoner.
- Oria – Søkeportal for NTNU sitt universitetsbibliotek.
- Google Scholar – Gratis søkemotor som kan finne forskningslitteratur med større variasjon enn andre databaser. Ulempen er at kvaliteten på artiklene kan være lavere fordi det ikke er krav om fagfelleevaluering.

Søkeord som har vært brukt i litteratursøket:

- Rockfill + settlement
- Embankment + settlement
- Rockfill + deformation
- Rockfill compressibility
- Wetting deformation

- Wetting strain
- Creep + Rockfill
- Distinct element modelling + rockfill
- Rheological modell + rockfill

3.2 Anvisninger fra standarder og veiledere

3.2.1 Byggforsk 513. 131 Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling

(Byggforsk 1999) sier:

”Erfaringer viser at bygninger kan fundamenteres på komprimerte sprengsteinsfyllinger uten at det er fare for skadelige setninger. Metoden forutsetter lagvis utlegging og komprimering av sprengsteinen”.

Databladet sier videre at fyllinger av sprengstein i hovedsak burde bestå av steiner større enn 0,2 meter. Steinens minste tverrmål burde også være mindre enn $\frac{2}{3}$ av lagtykkelsen. Flak som er større enn $1 m^2$ bør unngås. Massene legges ut i lag som komprimeres for hvert lag. Krav for komprimeringen er vist i tabellen under.

Tabell 24
Normal komprimering etter NS 3420 (95 % Standard Proctor)

Komprime-ringsutstyr	Masse i kg eller statisk linjelast i kN/m*	Maks. lagtyk- kelse før kompri-mering m	Antall passeringer **	
			Normal kompri-mering	Lett kompri- mering
Vibrerende plate	200 – 500 kg	0,40	6	3
	over 500 kg	0,60	6	3
Vibrerende valse	30 – 45 kN/m	1,00	6	3
	over 45 kN/m	1,50	8	4
Statisk valse	minst 45 kN/m	0,40	6	3

* Tallet gjelder den vibrerende enheten.

** Tandemvals gir to passeringer pr. overfart.

Figur 1: Krav til komprimering etter NS 3420. Hentet fra (Byggforsk 1999).

3.2.2 Statens Vegvesen håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger

(SVV 2014) sier at også for fyllinger i sjø gjelder de samme krav for geotekniske vurderinger av stabilitet og setninger som for fyllinger på land.

Sprengstein vil normalt ha tilfredstillende kvalitet. Men det er noen bergarter som er dårlig egnet. Dette er bergarter som er veldig forskifret, forvitret eller som har høyt glimmerinnhold. Håndboka sier at det skal foretas en samlet vurdering av disse egenskapene opp mot krav til egenstabilitet, setninger, permeabilitet, fyllingshøyde og fyllingsskråning for å vurdere egnetheten til massene.

Sprengstein fra driving av tunnel kan gi masser som er brukbare for fyllinger i sjø, men man må være obs på at det kan være høyt innhold av finstoff som man må sortere ut. TBM-masser er generelt vurdert som uegnet til sjøfyllinger fordi de er sterkt nedknust. Håndboka sier at den beste massen til bruk i steinfyllinger er ”storfallen stein med kubisk form og jevn størrelsesfordeling uten betydelig innhold av subbus”.

Ved fylling i sjø er det en fordel at det brukes store steiner hvis det befinner seg bløte masser i grunnen. Det bør også være så lite subbus og finstoff som mulig. Basert på rausing angis det at steinfylling i sjø gjerne gir en skråningshelning på 1:1,3 - 1:1,5. Men dette avhenger av korngraderingen og størrelse på steiner. Denne skråningshelningen er basert på at strøm og bølgepåkjenninger over tid vil medføre denne helningen. I samtaler med folk fra industrien sier de at utlagt sprengstein initielt kan få en svært bratt helning på 1:1 til 1:2. Det kan til og med oppstå overheng.

Stein fra	Bratteste stabile skråningshelning			
	God stein kvalitet og kubisk kornform		Dårlig steinkvalitet og skifrig kornform	
	Over vann	Under vann	Over vann	Under vann
Dagbrudd	1:1,25	1:1,3	1:1,4	1:1,5-1:2
Tunnelsprengning	1:1,3	1:1,3 - 1:1,5	1:1,4 - 1:1,5	1:1,5 - 1:1,6
Fullprofilmaskin	1:1,5	---	1:2-1:4	---

Figur 2-3-3 Antyder bratteste stabile fyllingsskråning avhengig av måten steinen er produsert på og steinkvalitet.

Figur 2: Bratteste stabile fyllingsskråning basert på steinkvalitet og produksjonsmetode. Hentet fra (SVV 2014).

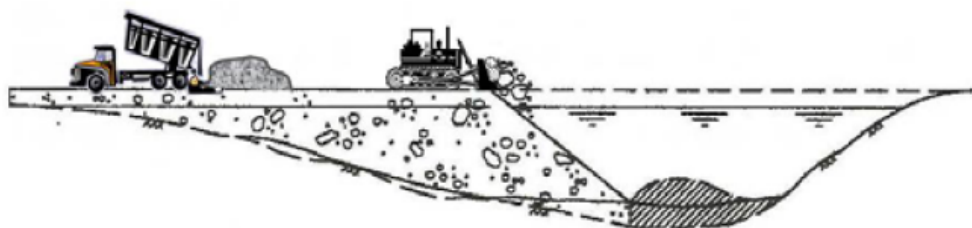
Ved etablering av steinfylling i sjø legges det vanligvis ut ifra tipp over vannstanden eller 1 meter under planum. Det kan brukes doser for å skyve massene ut over tippet. Gravemaskin kan også brukes til plasseringen. Det kan også plasseres ved bruk av lekter hvis sikkerheten krever dette.

I (SVV 2014) står det også at det må gjennomføres sprengning for å sikre stabilitet og minke setninger ved utlegging av steinfyllinger i sjø. For å fortrenge bløte masser

sprenges det foran fyllingsfot. Og for å komprimere og jevne ut skråningene kan det også sprenges på fyllingsskråningene. Den aktuelle sprengningen utføres på fyllingsfronten og langs sidene av fyllingen etterhvert som den blir lagt ut. Det står også mer detaljert hvordan dette skal utføres i håndboka.

En annen metode for komprimering av fyllinger i sjø er ved bruk av dynamisk dypkomprimering. Dette gjøres ved at et fallodd slippes fra en høyde med en kran. Denne metoden ble for eksempel brukt til komprimering i en fylling i Kollsnes og en fylling under Bergen postterminal. Begge disse fyllingene lå delvis under vann. Etter dypkomprimeringen under Bergen postterminal ble det beregnet en volumreduksjon på 12%. Porøsiteten gikk fra ca. 30% til ca. 20% (SVV 2014).

I følge (Bjerre and Stordal. 2019) kan dypkomprimering gi deformasjoner på 5-15% av høyden til fyllingen. Etter komprimeringen ble det målt krypsetninger på 0.05-0.1% av høyden til fyllingen.



Figur 3: Illustrasjon av utlegging av steinfylling i sjø. Hentet fra (SVV 2014).



Figur 1-11-2 Dypkomprimering, Kollsnes. (Foto: Noteby)

Figur 4: Dypkomprimering i Kollsnes. Det gjøres i et systematisk rutenett som vises på figuren. Hentet fra (SVV 2014).

Det står også anvisninger for fylling av brufundamenter i sjø i håndboka. Siden fyllingen skal ta betydelig last blir det anbefalt å komprimere med 15 tonns vals, med 10 overfarer per lag. Dette må selvfølgelig gjøres over vannoverflaten. Det skal også legges på forbelastning som minst skal tilsvare kreftene fra brukslast. Denne forbelastningen skal minst ligge i 3-6 mnd eller til setningene stopper opp.

3.3 Teori

Teorien er i stor grad basert på litteratursøket som ble utført i prosjektoppgaven (Glein and Kalhagen 2022). Litteratursøket i prosjektoppgaven hadde et bredt tema.

Steinfyllingsmateriale har lignende oppførsel som andre granulære materialer. De egenskapene som er viktigst og som har størst påvirkning på materialet til en steinfylling er kornfordeling, rundheten til kornene, kornformen, kornenes friksjon og bergartenes tetthet (Deluzarche and Cambou 2006).

Steinfyllingsmateriale skiller seg ut fra andre granulære materialene ved at det oppstår kornknusing mye lettere i en steinfylling (Deluzarche and Cambou 2006). I sand for eksempel forekommer det bare kornknusing ved spenninger som er veldig store. En grunn til dette er at sprekker er viktige i kornknusingsprosessen, og desto større en partikkel er desto større antall sprekker har den. Større partikler blir også utsatt for større kontaktspenninger, fordi de har mindre overflate og fordele kreftene på.

Det har gjennom årene vært utført utallige felt- og labforsøk for å betrakte setningsoppførselen til steinfyllingsmateriale (Takei et al. 2001, Sowers et al. 1965, G. McDowell and Khan 2003). Forsøkene har vist at det kan oppstå store krypdeformasjoner i steinfyllinger. Disse deformasjonene kan foregå over mange år i noen tilfeller. (Jendeby 2016) skiver at erfaringer fra amerikanske dammer av komprimert sprenngstein viser at de får langtids egenetninger på 0-0,5% av fyllingshøyden. (Jendeby 2016) skriver også at erfaring fra norske dammer viser at gamle dammer typisk får egenetninger over tid på rundt 1,17% av fyllingshøyden. Mer moderne norske dammer som er komprimert lagvis med vanning får egenetninger på omtrent 0,17% av høyden.

På bakgrunn av de empiriske undersøkelsene har det blitt utarbeidet flere forskjellige modeller for krypdeformasjoner i steinfyllinger. Men det meste av forskningen og den publiserte litteraturen har blitt gjort på store steinfyllingsdammer. Det er mange forskjeller på steinfyllingsdammer og andre typer steinfyllinger. For det første er de typisk mye større, det er et vanntrykk på oppstrømssiden og de har som regel en impermeabel kjerne.

3.3.1 Porøsitet og setninger

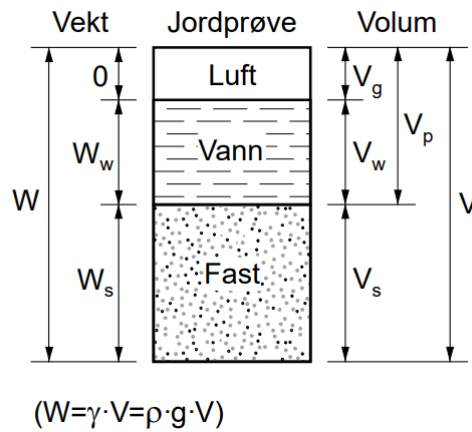
(Oldecop and Alonso 2001) mener at deformasjonens første stadium i en steinfylling er rotasjon og glidning av kornene. Dette gjør at porøsiteten blir lavere og fortsetter å synke helt til en blokkering av omstruktureringen av kornskjelletet inntreffer. Dette er også første stadiet i (McDowell and Bolton 1998) sin modell som er etterfulgt av de neste stegene "clastic yielding" og "clastic hardening". Dette viser at porøsiteten spiller en stor rolle i deformasjonene i første fase. Clastic yielding er når

det begynner å inntreffe partikkelknusing som følge av økt påført spenning. Clastic hardening inntreffer når lasten økes ytterligere og flere og flere partikler knuses slik at kornstørrelsesfordelingen blir fraktal. Omliggende partikler vil ikke ha samme størrelse, og knusingen vil foregå i de minste kornene. Etterhvert som de minste partiklene knuses vil det skje en herding av materialet.

Definisjonen av porøsitet er vist under.

$$n = \frac{V_p}{V} [\%] \quad (1)$$

Porenes volum er V_p og totalt volum er V , Figur (5) viser hvordan de forskjellige fasene er delt inn i jorda.



Figur 5: Skjematisk tegning av faseforhold i jord, hentet fra (Emdal 2020).

En alternativ måte å beregne porøsiteten på er ifølge (*UBC eoas350 2022*) å bruke totalvolumet V_t , fluidens densitet d_f , faststoffets densitet d_s og bulk tettheten d_b . Formelen gir et anslag på porøsiteten.

Den totale massen kan uttrykkes ved:

$$V_t d_b = n d_f + (1-n) V_t d_s \quad (2)$$

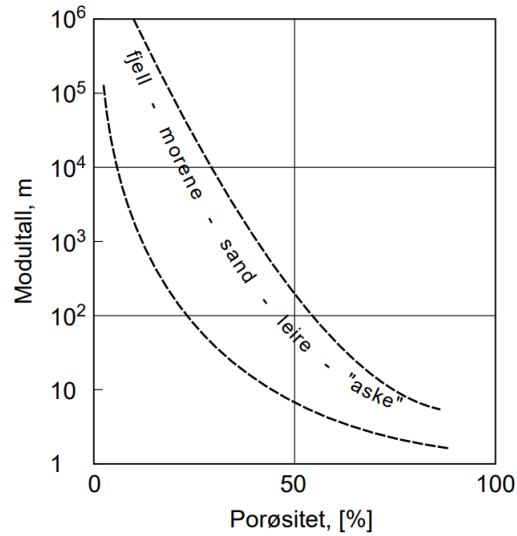
”Mixing Law” formelen::

$$d_b = n d_f + (1-n) d_s \quad (3)$$

Ligning (2) og Ligning (3) gir:

$$n = \frac{d_s - d_b}{d_s - d_f} \quad (4)$$

I følge (Janbu 1989(1970)) er den fasteste og løseste lagringen like store kuler kan ha $n_{min} = 25,9\%$ og $n_{max} = 47,6\%$. Janbu konkluderer derfor med at at inorganiske og sandige sedimenter vi ha en porøsitet på mellom 30% og 50%.

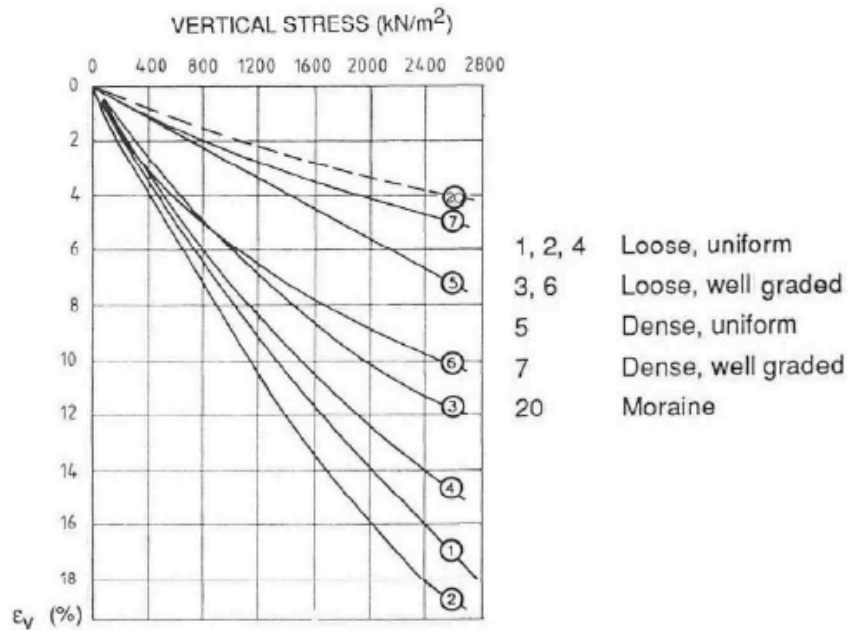


Figur 6: Sammenheng mellom porøsitet og modultall basert på erfaringsverdier. Hentet fra (Emdal 2020).

Figur (6) viser en sammenheng mellom hvordan deformasjonene synker i takt med porøsiteten. Ut ifra dette kan vi konkludere med at sjøfyllinger får større setninger fordi de har større porøsitet på grunn av sin mindre grad av kompaktering.

3.3.2 Styrke og deformasjon av knust stein

(B. Kjærnsli and Sande 1963) skriver om undersøkelser av styrke og deformasjon av forskjellige prøver av knust syenitt med forskjellige porøsiteter og korngraderinger. Det ble testet ved bruk av en 500 mm ødometercelle. De skriver at resultatene tilsier at kompresjonen av materialet er et resultat av både strukturforandring og kornknusing mellom partiklene. Kjærnsli konkluderer med at viktige variabler er størrelse og form på kornene og hvordan materialet er plassert og kompaktet. Materialet som ble testet hadde diameter mellom 32 mm og 64 mm.

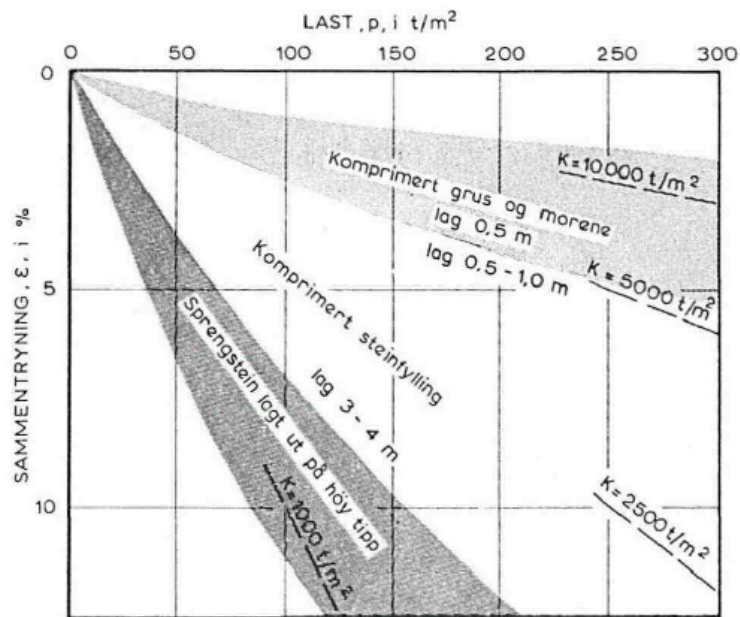


Figur 7: Ødometertester på knust syenitt med forskjellig graderingsgrad og kompaktering. Fra (B. Kjærnsli, Valstad et al. 1992).

Resultatene fra figur 7 over viser at motstanden mot deformasjon er større hos velgraderte komprimerte materialer. Dette ser man på kurve 20 (morene), kurve 7 (Dense, well graded). Materialene med minst motstand mot deformasjon er de ensgraderte og løst pakkede. Altså kurve 1, 2 og 4 (loose, uniform).

Testene viser også en tendens til økende motstand mot deformasjon med økende spenningsnivå (kurvene bøyer oppover). Denne effekten er størst på kurve 3 og 6 (loose, well graded).

Basert på målinger av steinfyllingsdammer og ødometerforsøk setter (Bjørn Kjærnsli 1968) sammen plottet vist under.



Figur 8: Kompresjon av grus, morene og sprengstein basert på ødometertest og feltmålinger. Fra (Bjørn Kjærnsli 1968).

I følge (B. Kjærnsli and Sande 1963) vil høyere trykkfasthet av de enkelte korn gi økt motstand mot deformasjon.

Figuren under gir en indikasjon på hvilke type bergarter som vil bidra til mest motstand mot deformasjon på grunn av sin høye trykkfasthet.

Trykkfasthet (N/mm ²)	Meget lav	Lav	Middels	Høy	Meget høy
Steintype	< 15	15 – 50	50-120	120-250	> 250
Sandstein		■			
Kalkstein		■			
Leirskifer			■		
Marmor			■		
Fyllitt, glimmerskifer			■		
Kvartsittskifer			■		
Serpentinit			■		
Kleberstein			■		
Gneis			■		
Granitter o.l.			■		
Larvikitt			■		
Gabbro, dioritt, diabas etc.			■		

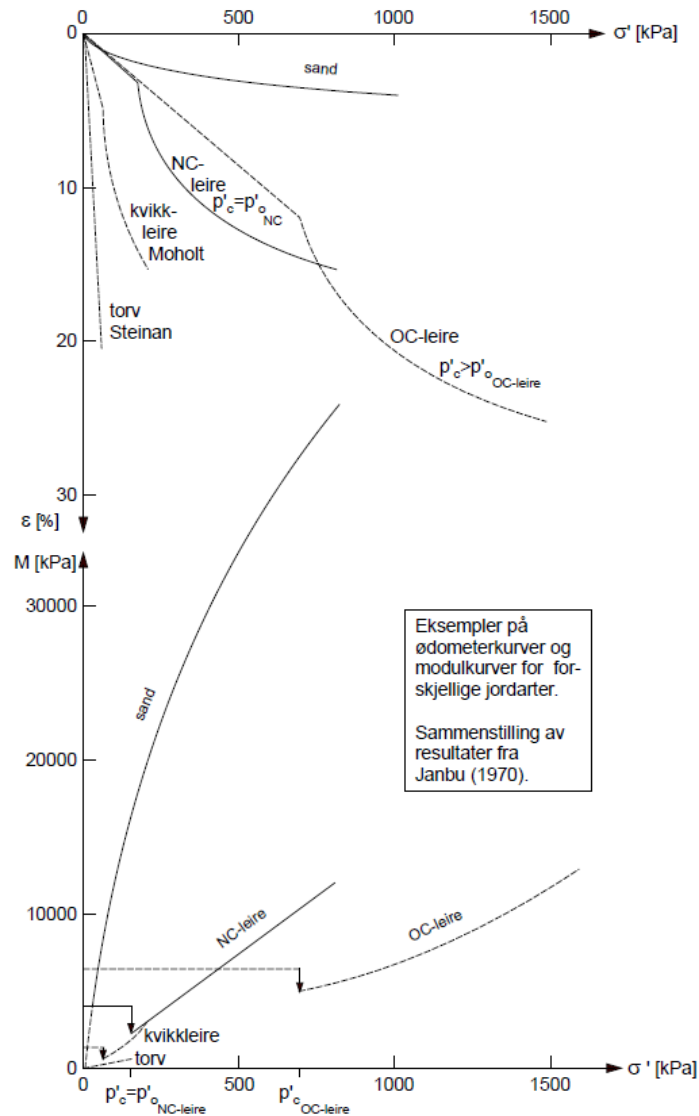
Figur 9: Typiske verdier for trykkfastheten til norsk naturstein. Fra (Sintef 2023).

For å beskrive endimensjonal kompresjon av en jordprøve i en ødometertest er Janbus modul i følge Emdal 2020 definert som:

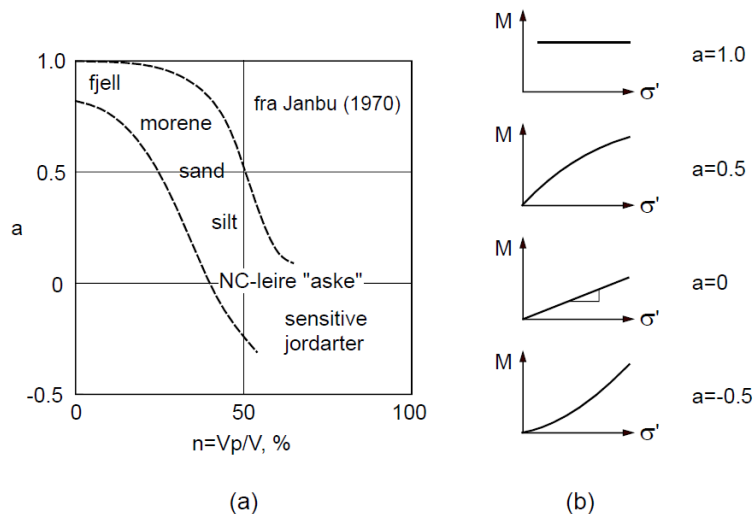
$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (5)$$

$$M = m * \sigma_a * \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^{1-a} \quad (6)$$

Hvor m er modultallet. Den sier noe om hvor mye modulen, M øker med økende spenning. σ_a er en referansespenning. Denne settes til 1 atmosfære = 100 kPa. Denne gjør formelen dimensjonsuavhengig. σ' er effektivspenningen til jordelementet. ε er tøyningen til jordelementet.



Figur 10: Typiske ødometer- og modulkurver for jordarter fra (Emdal 2020).



Figur 11: Typiske ødometer- og modulkurver for jordarter fra (Emdal 2020).

For beregning av setninger av steinfyllinger har Sintef brukt følgende formel for stivhet basert på Janbu:

$$M = m\sqrt{\sigma'\sigma_a} \quad (7)$$

Her er altså spenningskomponenten, a satt til 0.5. Dette er ifølge (Emdal 2020) passende for granulære jordarter med drenert oppførsel som grus, sand og grov silt. I følge (Emdal 2020) ligger modultallet til disse materialene i størrelsesorden:

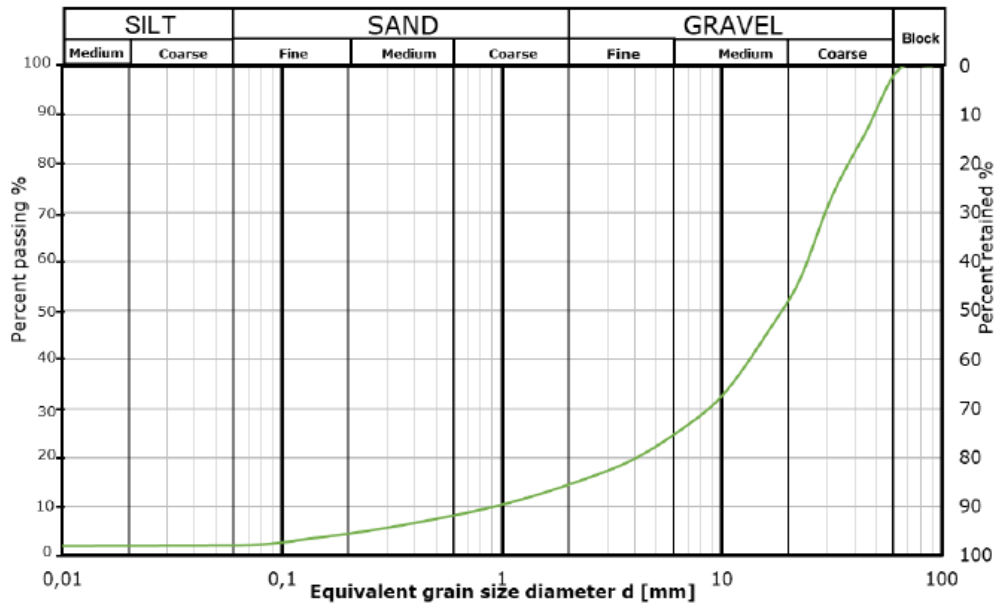
	Modultall, m
løs, fin	< 150
middels	150 – 250
fast, grov	> 250

Figur 12: Størrelsesorden modultall fra (Emdal 2020).

I samtaler med Sintef sier de at de mener løse steinfyllinger kan ligge i området $m = 200-250$, kanskje ned mot 100 for fullstendig ukomprimert masse.

3.3.3 Egenskaper sprengstein

NGI undersøkte sprengstein av gneis fra tunneldriving ved Akershusstranda (Langford et al. 2020). Graderingen er vist under. Egenskapene til sprengstein er avhengige av hvor mye eksplosiver som blir brukt og borhullsavstand (Alnæs 2019).

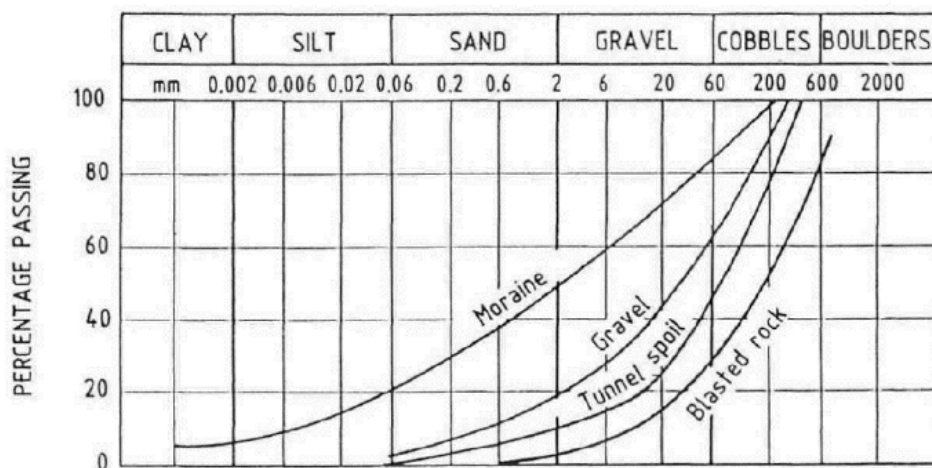


Figur 13: Gradering av sprengningsmasser fra Akershusstranda. Hentet fra (Langford et al. 2020).



Figur 14: Sprengstein fra tunneldriving Akershusstranda. Hentet fra (Langford et al. 2020).

Sprengstein vil generelt ha mer kubiske korn og mindre finstoffinnhold enn TBM-masser (Alnæs 2019).



Figur 15: Typiske kornstørrelsesfordelinger av diverse løsmasser. Hentet fra (B. Kjærnsli, Valstad et al. 1992).

Ut ifra figuren over har sprengstein en større andel grove partikler enn de andre typene løsmasser.

3.3.4 Densitet

Densiteten til en steinfylling er vanskelig å finne uten kjennskap til kornfordeling. Fyllinger utlagt i sjø er som regel lite komprimerte, og vil ha relativt lav densitet. NTNU 1992 har laget noen erfaringstall på volumovergang fra utførte fast kubikkmeter (ufm) til utførte løse kubikkmeter (ulm) til utførte anbragte kubikkmeter (uam) som vist under.

Massetype	ufm ³	ulm ³ (k_{v1})	uam ³ (k_{v3})
Fjell	1,0	1,55 - 1,65	1,35 - 1,5
Morene	1,0	1,3 - 1,4	1,0 - 1,1
Grus	1,0	1,1 - 1,2	1,0
Leire	1,0	1,3 - 1,4	1,0 - 1,2

Figur 16: Volumfaktorer fra ulike masser. Hentet fra NTNU Institutt for bygg- og anleggsteknikk: Prosjektrapport 15A-92 (NTNU 1992).

Verdiene i tabellen kommer an på hvor massene er fra, graderingstallet og kompakteringsutsyret. Høyere vanninnhold til føre til en større volumreduksjon.

Ufm til fjell kan forstås som fast fjell, ulm kan forstås som når massene ligger ukomprimert (f.eks. på et lasteplass) og uam kan forstås som når massene er lagt på plass i en fylling (komprimert).

Et rimelig estimat av densiteten til fast fjell er 27 kN/m^3 (NVE 2022). I henhold til tabellen er volumøkningen mellom fast fjell (ufm) til utlagte løse masser mellom 55% og 65%. Dette vil gi en løs densitet på $16,4 - 17,4 \text{ kN/m}^3$, og en porøsitet på 35,5% til 39%. Utlagte anbragte masser (uam) som er komprimert og bearbeidet får en densitet på 18 til 20 kN/m^3 , og en porøsitet på 26% til 33%.

Fra prosjektet til (Steensen-Bach 2003) ble det lagt ut en prøvefylling av løse steinmasser på sjøbunnen på 0,5 til 0,7 meter tykkelse og en lengde på 25 meter og en bredde på 12 meter. Her ble den gjennomsnittlige porøsiteten funnet å være 39%. Steimassene besto av knust granitt med kornstørrelse 0-80 mm og ble beskrevet som angulære og likeformede steinkorn.

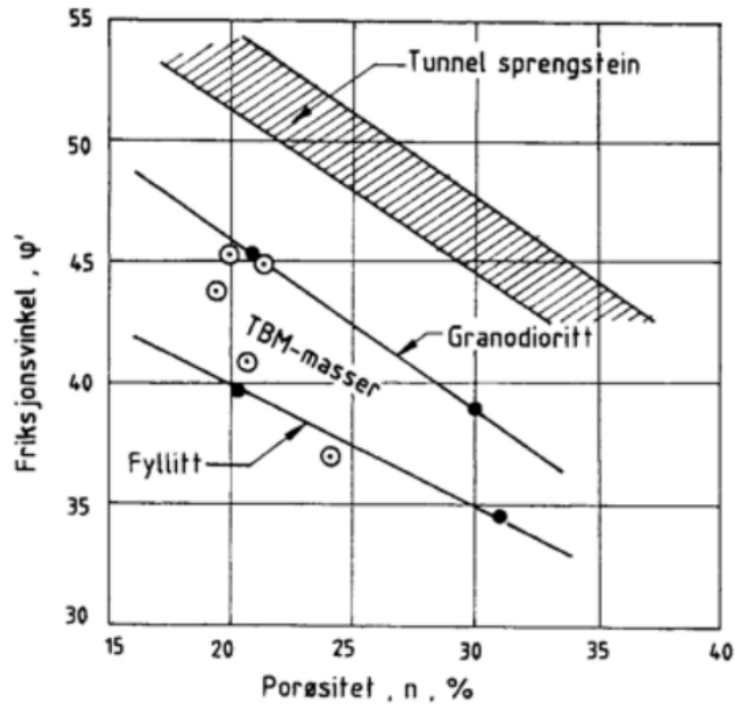
3.3.5 Friksjonsvinkel

Skjærstyrke etter Mohr-Coulomb kriteriet er bestemt etter følgende formel:

$$\tau_f = (\sigma'_n + a) \tan \phi \quad (8)$$

τ_f er skjærstyrke, σ'_n er effektiv normalspenning, a er attraksjon og ϕ er friksjonsvinkelen. Formelen sier noe om hvor mye skjærstyrke jord får i forhold til normalspenningen. Friksjonsvinkel kan forstås som den bratteste vinkelen en naturlig skråning med null attraksjon kan legge seg uten å rase.

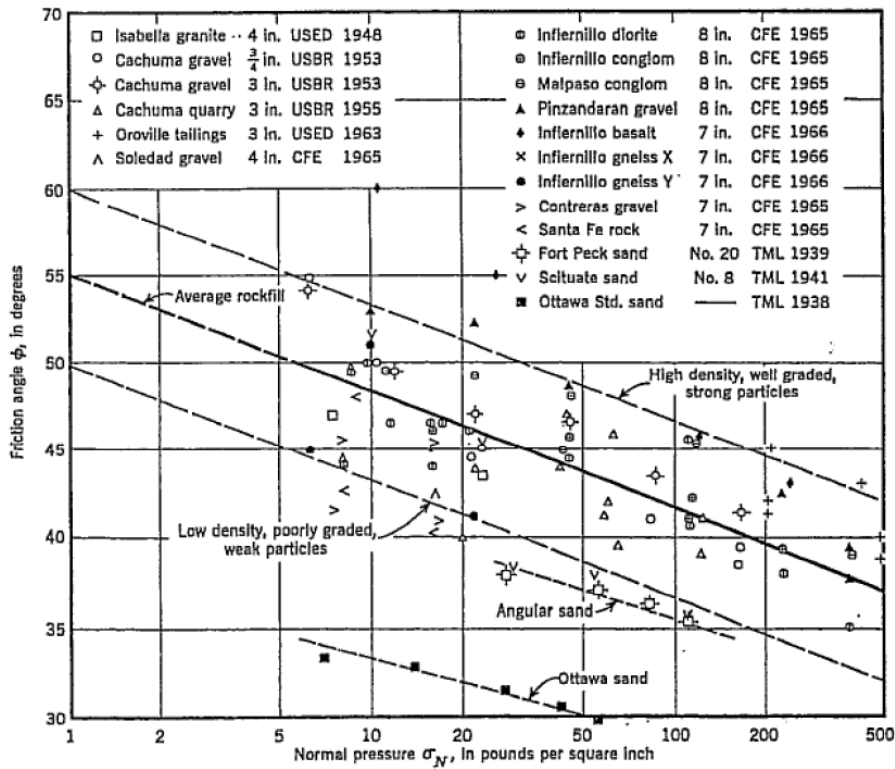
Friksjonsvinkel bestemmes i treaksialforsøk. Oversikt over friksjonsvinkel til steinmateriale basert på forsøk utført av NGI er vist under.



Figur 17: Friksjonsvinkler avhengig av porøsitet til forskjellige steinmaterialer. Basert på triaksialforsøk. Hentet fra (NGI 1986).

(NGI 1986 skriver at resultatene av triaksialforsøkene viste at TBM-masser ga 9-10% lavere friksjonsvinkler enn sprengstein fra tunneldriving.

(Leps 1970) sammenstiller resultater på treksialtester på mange forskjellige steinfyllingsmaterialer. Sammenstilling av friksjonsvinklene er vist under. Men disse materialene har veldig forskjellige egenskaper som f.eks. kornstørrelser, pakningsgrader, og metning etc. Så dette gir bare et generelt overblikk. Nøyaktig beskrivelse av hver test står i oversikten hans.

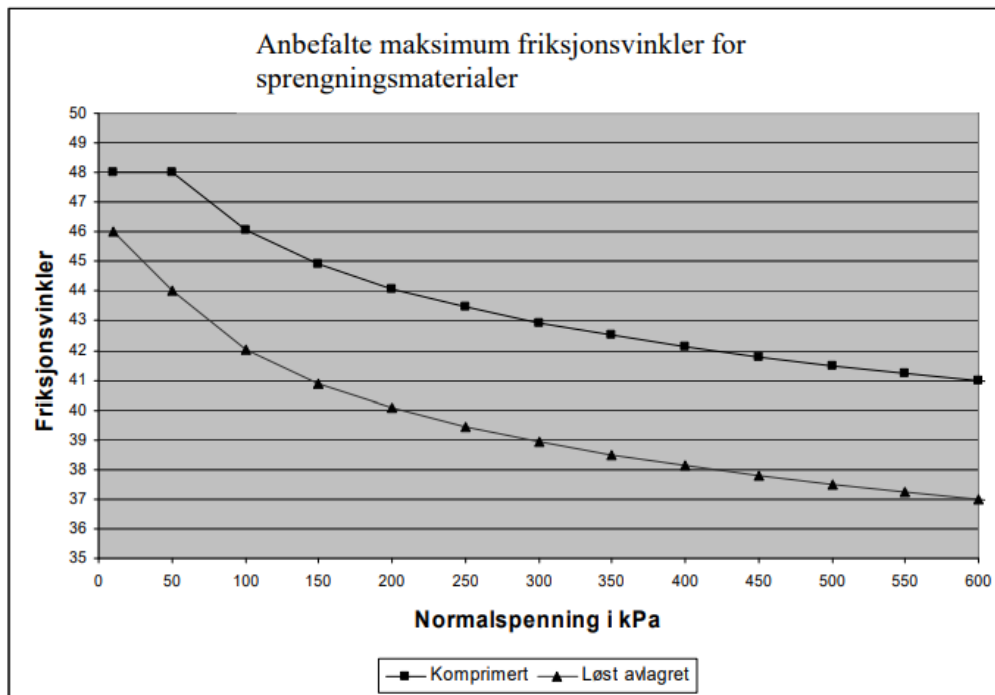


Figur 18: Sammenstilling av friksjonsvinkler avhengig av normalspenning. Basert på triaksialforsøk av forskjellige steinfyllingsmaterialer. Hentet fra (Leps 1970).

(Leps 1970) skriver at faktorer som fører til økt friksjonsvinkel i steinfyllingsmateriale er økt relativ tetthet, økt gradering, økt knusingsstyrke av partikler, økt angularitet, mindre vannmetning.

NVE's veiledning for fyllingsdammer (NVE 2014) skriver at styrkeparameterne avhenger av sammensetning av korn, lagringsbetingelser, effektivspenning og mineralogi.

Under er det vist erfaringsbaserte anslag av friksjonsvinkel på sprengningsmateriale.



Figur 19: Friksjonsvinkler avhengig av spenningsnivå til sprengningsmateriale. Hentet fra (NVE 2014).

NVE skriver at friksjonsvinkelen i stor grad avhenger av porøsiteten. En 10% forskjell i porøsitet kan gi et utslag på 6-8° på friksjonsvinkelen (for en normalspenning på under 200 kPa).

De skriver at kantete partikler gir høyere friksjonsvinkel. Dette er typisk sprengstein eller knust stein. Dette gjelder spesielt ved lave spenningsnivåer på under 200 kPa. Ut ifra figur (19) kan man se at friksjonsvinkelen synker med økende normalspenning. Dette forklarer (NVE 2014) med at økende spenning fører til knusing av kantene på partiklene. Denne effekten blir merkbar ved store steinfyllingsdammer.

3.3.6 Mekanismer for kryp i steinfyllinger

Krypdeformasjoner er en langsom prosess i løsmasser som foregår under konstant effektivspenning. Krypdeformasjonene har høyest hastighet i starten, og går deretter saktere og saktere med tiden. I følge (Justo and Durand 2000) er det meste av deformasjoner som foregår etter bygging av en steinfyllingsdam forårsaket av kryp.

(Silvani et al. 2009) skriver at hoveddrivkraften bak krypdeformasjoner i steinfyllingsmateriale er et langsomt oppsprekkingsforløp og ødeleggelse av korn. Denne ødeleggelsen skjer i hovedsak som følge av oppknusing og abrasjon.

Knusing av korn finner sted i lokale kontaktpunkter mellom korn som et utsatt

for konsentrasjon av spenning. Etter kornknusing vil det skje en reorientering av strukturen, noe som i seg selv kan gi et bidrag til deformasjoner. Den reorienterte kornstrukturen får nå en omfordeling av spenningene, noe som videre fører til knusing i nye kontaktpunkter. Etterhvert som denne prosessen med knusing av korn utarter seg blir det bare færre svake kontaktpunkter. Dette gjør at kornknusingen går saktere og saktere. (Silvani et al. 2009).

I følge (Zhao and Song 2015) er hovedgrunnen til kryp under tørre forhold knusing av korn på grunn av abrsjon. Man vil derfor kunne redusere krypdeformasjonene ved å ikke bruke skarpkantede steiner. Ved å gjøre dette blir spenningskonsentrasjonene mindre mellom steinene.

Flere forsøk har vist at ved å væte steinfyllingsmateriale får man økt deformasjonshastighet (Zhao and Song 2015). En del av forklaringen på dette ligger i at det oppstår en smøringseffekt. Det blir mindre friksjon mellom korn, noe som øker nedknusingsprosessens hastighet (Sowers et al. 1965). I litteraturen kalles dette fenomenet "wetting strain". I steinfyllingsdammer under bygging har det ved tungt regnvær eller flom som metter fyllingen blitt observert økt hastighet på deformasjonene (Sowers et al. 1965). "Wetting strain" effekten blir forklart av (Zhao and Song 2015) som forårsaket av flere forskjellige mekanismer: Knusingstyrken til korn blir mindre ved tilførsel av vann fordi porevann under høyt trykk gjør kornet mer sprøtt og svekker det. Bruddenergien kan også bli senket kjemisk av porevann (Baud et al. 2000). (Silvani et al. 2009) skriver at flere forsøk på mettete steinmateriale viser at styrken av steinen kan reduseres med 30-60%. Dette er avhengig av porøsitet og steintype.

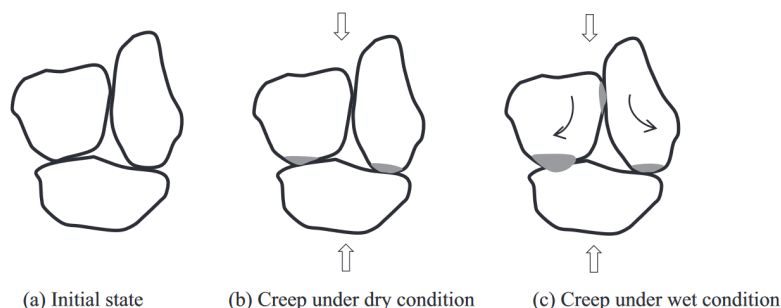


Fig. 10. Schematic diagram of mechanisms of rockfill aggregate creep under dry and wet conditions. Abrasion (angularity/corner breakage is represented by the gray area) is the main mechanism for rockfill creep under dry condition. Sliding/rotation due to lubrication and further abrasion due to weakening are the main mechanisms for water induced strain.

Figur 20: Figur hentet fra (Zhao and Song 2015) som viser mekanismene for kryp i steinfylling

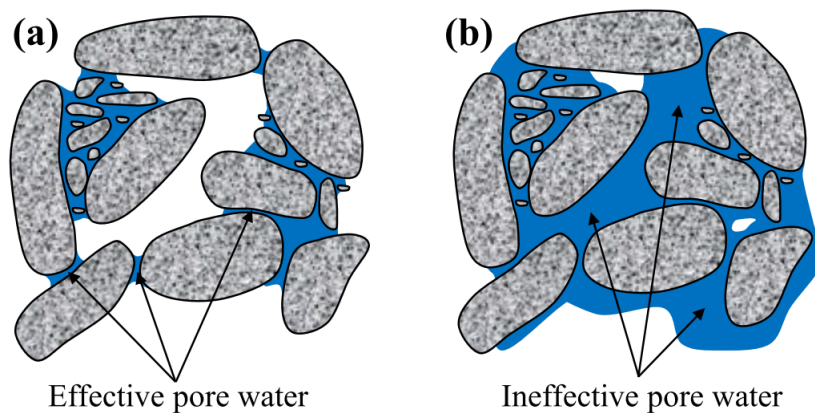
3.3.7 Fuktdeformasjoner

Ekstra deformasjoner i en steinfylling som er tenkt å ha oppstått på grunn av tilføring av vann kalles fuktdeformasjoner (wetting deformations i litteraturen). Dette er en viktig problemstilling i steinfyllingsdammer. Deformasjoner forårsaket av vanntilførsel var en viktig årsak til demningsbruddet i Teton i 1976 (Leonards

and Davidson 1984). De har vært flere demninger som opp gjennom historien har fått store setninger etter mye nedbør. Dette er for eksempel Beliche demningen i Portugal (E. Alonso et al. 2005), Ataturk demningen i Tyrkia (Cetin et al. 2000) og Martin Gonzalo demningen i Spania (Justo and Durand 2000)

De to metodene som er vanligst å bruke for å betrakte fuktdeformasjoner i en triak-sialtest er "enkel linje" og "dobbel linje". "Enkel linje" testen er når testprøven laster opp til spenningssituasjonen testen skal gjennomføres under og deretter blir tilført vann under konstante spenninger. Fuktdeformasjonen blir definert som de-formasjonen som oppstår under vætingen. I en "dobbel linje" test blir det testet to prøver, en tørr og en fullt mettet. Forskjellen på deformasjonene mellom disse prøvene blir definert som fuktdeformasjonen. (Yin et al. 2019).

(Wu et al. 2022) skriver om regnintensitetens virkning på fuktdeformasjonene. De skriver at prøver av steinfyllingsmateriale med et vanninnhold på 6.89% - 10.43% har cirka like store fuktdeformasjoner som fullt vannmettede prøver. (Ding et al. 2013) konkluderer med i sin artikkel at hvis en steinfyllingsprøve har en metning på 25.5%, vil ikke noen økt metning utover dette gi økte fuktdeformasjoner. Dette viser at fuktdeformasjoner kan foregå i steinfyllinger med relativt lavt vanninnhold. Litt vann i kontaktpunktene mellom kornene kan føre til økte deformasjoner. Dette blir omtalt som effektivt porevann. Hvis de minste porene blir mettet vil dette ha større effekt på fuktdeformasjonene enn hvis de store porene blir mettet. Dette er illustrert i figuren under.



Figur 21: Effektivt porevann konsept, hentet fra (Wu et al. 2022).

3.3.8 Lineært forhold mellom kryptøyning og $\log(t)$

I (Sowers et al. 1965) sammenstilles deformasjonsmålinger fra 14 steinfyllingsdammer i USA. Det ble målt setninger under både bygging og mange år etter ferdigstillelse. Målingene viser et lineært forhold mellom setningene og logaritmen av tid. Det ble også utført innspenste kompresjonsforsøk på lab som viste samme trend. De brukte disse resultatene til å prøve å forutsi fremtidige setninger på de målte dammene ved å bruke modellen vist under. (Zhao and Song 2015) skriver at mange

lignende forsøk har gitt lignede resultater.

$$\Delta H = \alpha(\log t_2 - \log t_1) \quad (9)$$

Damkronens setning er H og tiden er t og α er en kurvetilpasningskonstant.

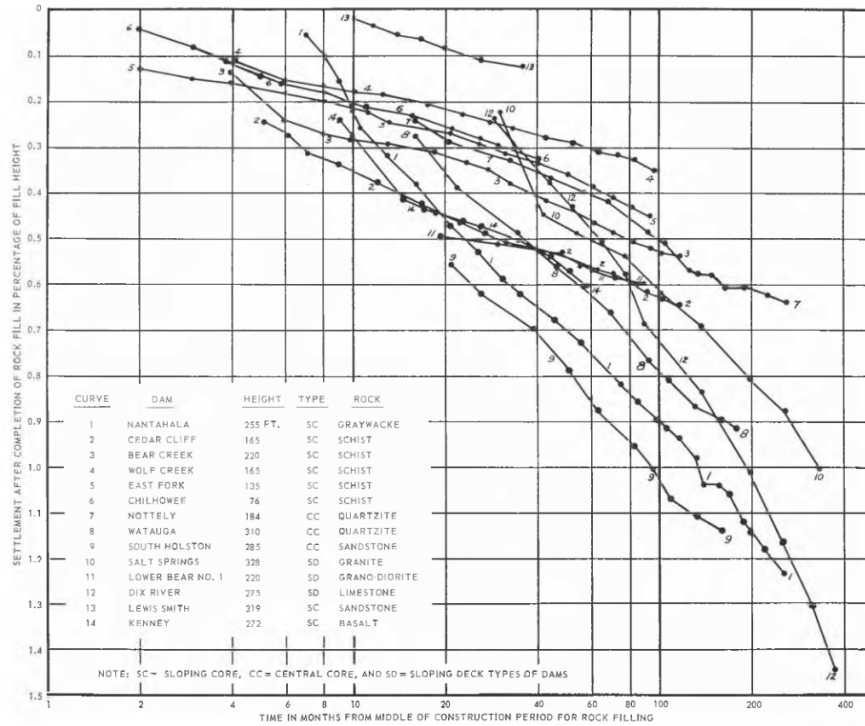


FIG. 1. Observed settlement of rockfill dams after completion of construction (after Growdon (1960), Hayes (1964), Leonard and Raine (1960), Schmidt (1960), Steele and Cooke (1960)).

Figur 22: Observert setning av damkronen over tid etter bygging av 14 amerikanske dammer. Figuren er hentet fra (Sowers et al. 1965).

Forsøk viser at også leire har et tilnærmet lineært $H\text{-}\log(t)$ plott ved langtidsdeformasjoner. (Sowers et al. 1965) bruker dette til å konkludere med at langtidssetningene til steinfyllingsmateriale har et oppsiktsvekkende likt forløp som for leire, men at mekanismene som ligger bak er forskjellige. Det ser ut til at på samme måte som leire opplever steinfyllingsmateriale kryptøyninger i det uendelige som går saktere og saktere over tid (Silvani et al. 2009).

(Justo and Durand 2000) skriver at basert på FE-analyser stemmer det lineære forholdet mellom H og $\log(t)$ bra med vertikale setninger i en steinfyllingsdam. Men at det stemmer dårlig overens med deformasjoner på nedstrøms- og oppstrømssiden til steinfyllingsdammer.

3.3.9 Setninger av steinfyllinger under gassterminaler

(Athanasiau et al. 2005) foreslår en metode for beregning av kryptsetninger og elastiske setninger i steinfyllinger. Metoden som blir lagt fram er basert på utførte målinger i litteraturen. Fremgangsmåten ble brukt av Multiconsult til å beregne setningene til steinfyllingsfundamentene til flere landbaserte olje- og gassterminaler i Norge. Dette var Melkøya LNG-anlegg, Kollsnes gassbehandlingsanlegg og Nyhamna gassbehandlingsanlegg.

Fremgangsmåten er basert på det empiriske forholdet mellom H og $\log(t)$ som tidligere omtalt i oppgaven. For kryptøyning bruker (Athanasiau et al. 2005) blant annet følgende formler:

$$\Delta\varepsilon_{vollc} = \beta_{vol} * \sigma_m * \log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (10)$$

$$\Delta\varepsilon_{shlc} = \beta_{sh} * \frac{\sigma_d}{\sigma_{df}} * \log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (11)$$

Disse formlene gjelder for en lineær H - $\log(t)$ kurve. $\Delta\varepsilon_{vollc}$ og $\Delta\varepsilon_{shlc}$ er volumetrisk tøyning og skjærtøyning fra tid t_0 til tid t . β_{vol} og β_{sh} er krypt-parametere. σ_m , σ_d og σ_{df} er middel effektivspenning, deviatorisk spenning og deviatorisk brudd-spenning.

Følgende formeler gjelder i diffusjonsfasen til H - $\log(t)$ kurven (dette er før kurven blir lineær).

$$\Delta\varepsilon_{voldc} = 2 * \frac{\beta_{vol}}{c * r_t} * \sigma_m * \tan^{-1}\left(e^{c * \log_{10}\left(\frac{t}{t_m}\right)}\right) \quad (12)$$

$$\Delta\varepsilon_{shdc} = 2 * \frac{\beta_{sh}}{c * r_t} * \frac{\sigma_d}{\sigma_{df}} * \tan^{-1}\left(e^{c * \log_{10}\left(\frac{t}{t_m}\right)}\right) \quad (13)$$

r_t og c er empiriske parametere som blir funnet ved bruk av av kurvetilpasning til observert kryptdeformasjon.. t_m er tiden ved overgangen fra diffusjonsfasen til et lineært H - $\log(t)$ plot.

Blant annet de nevnte formlene ble brukt til å utvikle et FE-program i 2D som heter SSCREEP. Dette programmet kan brukes for å regne på kryptdeformasjoner i steinfyllinger. Dette er beskrevet i (Athanasiau et al. 2005).

I setningsberegningene til Multiconsult ble parameterne i formlene først kalibrert mot målte kryptdeformasjoner i steinfyllingen under Postterminalen i Bergen ved

Solheimsvannet. Under et det vist de innledende analysene av krypdeformasjonene under gassbehandlingsanlegget i Kollsnes.

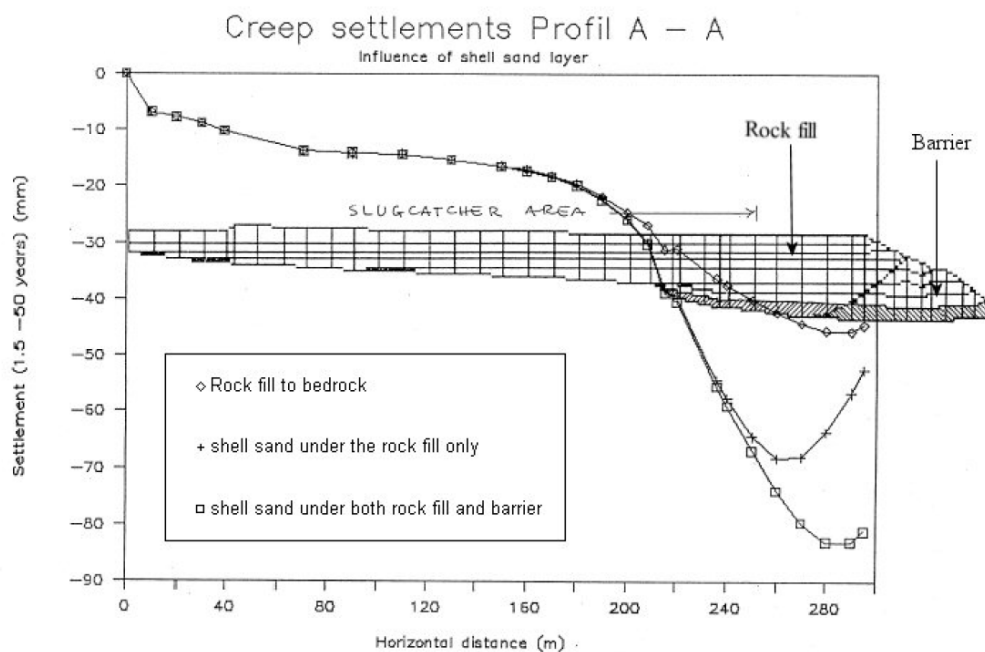
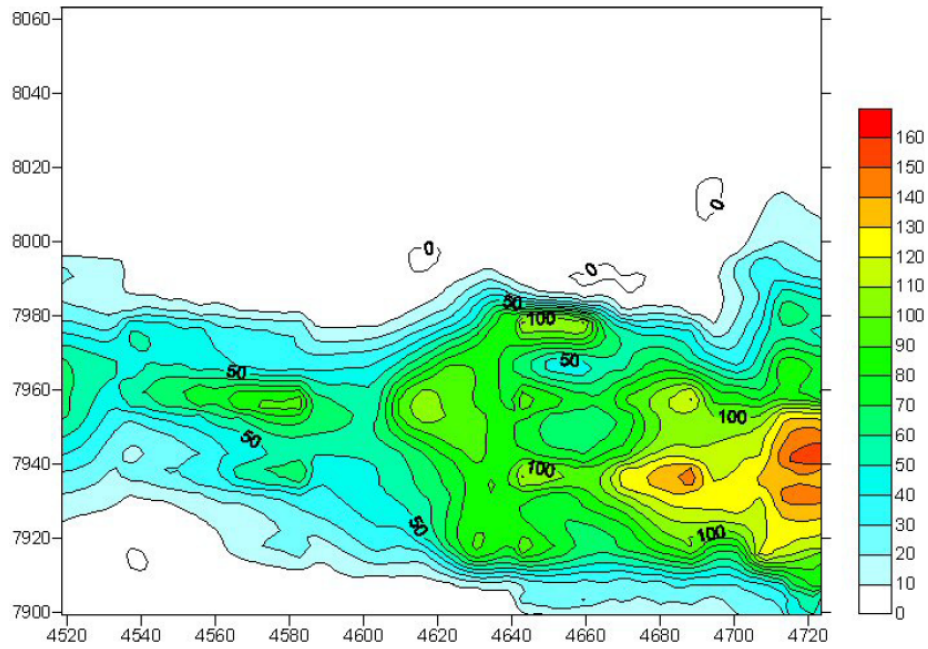


Fig.2. Result from finite element creep analyses using the program SSCREEP

Figur 23: Innledende analyse av kryp-setninger i steinfyllingen ved Kollsnes gassbehandlingsanlegg. Hentet fra (AthanasIU et al. 2005).

Et 3D FE-program som heter RockFill ble også laget av AthanasIU. Det ble laget i programmeringsspråket Visual Basic. RockFill ble brukt i detaljprosjekteringen av av de tre gassterminaleen som er nevnt tidligere. Både krypdeformasjoner og elastiske deformasjoner ble beregnet. Detaljene står i (AthanasIU et al. 2005).



Figur 7. Settlement results, slug cather area. Scale in [mm].

Figur 24: Beregning av setninger ved bruk av programmet RockFill. Hentet fra (Athanasius et al. 2005).

3.3.10 Reologisk krypmodell

(Justo and Durand 2000) foreslår en viskoelastisk reologisk modell for krepdeforrasjoner. Denne modellen er utviklet for granulære materialer.

Det blir lagt fram eksplisitte uttrykk for endimensjonale defforrasjoner i steinfyllingsdammer som gjelder under og etter bygging. Den gjelder kun i sentrum av dammen hvor det antas ødometerforhold.

Grunnlaget for modellen er en løsning av "standard linear solid rheological model". Dette er en elastisk (lineær) fjær i seriekopling med en Kelvin modell. Kelvin modell er en elastisk fjær som er koblet i serie med en viskøs demper. Utleddning av modellen baserer seg på løsning av denne differensialligningen:

$$\sigma + T_r \frac{\partial \sigma}{\partial t} = E_f (\varepsilon + T_r \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}) \quad (14)$$

E_f er slutt-modul, E_0 er elastisk modul og T_r er relaksasjonstiden.

$$E_f = \left(\frac{1}{E_0} + \frac{1}{E_1} \right)^{-1} \quad (15)$$

$$T_r = \frac{\eta}{E_0 + E_1} \quad (16)$$

η er demperens viskositet.

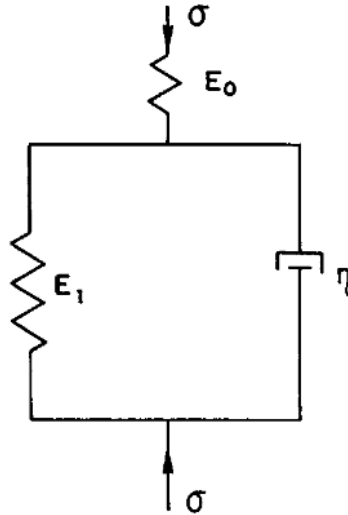


Figure 1. Standard linear solid

Figur 25: Systemet som differensialligningen beskriver. Hentet fra (Justo and Durand 2000).

Det er konstant spenning på begge sider av systemet vist i figuren over under en kryptest.

Hvis man antar konstant spenning på begge sider av systemet skriver (Justo and Durand 2000) at en løsning på differensialligningen er:

$$\varepsilon(T) = \frac{\sigma_0}{E_0} (R_c - (R_c - 1)e^{-T}) \quad (17)$$

$R_c = \frac{E_0}{E_f}$ kalles kryp-forholdet

$T = \frac{t}{T_r}$ kalles tidsfaktoren

Utleddning og forklaring av de endelige uttrykkene for krypdeformasjoner står i (Justo and Durand 2000). De har også vist at modellen stemmer bra med empiriske målinger av deformasjoner i steinfyllinger. Dette er vist i en figur under.

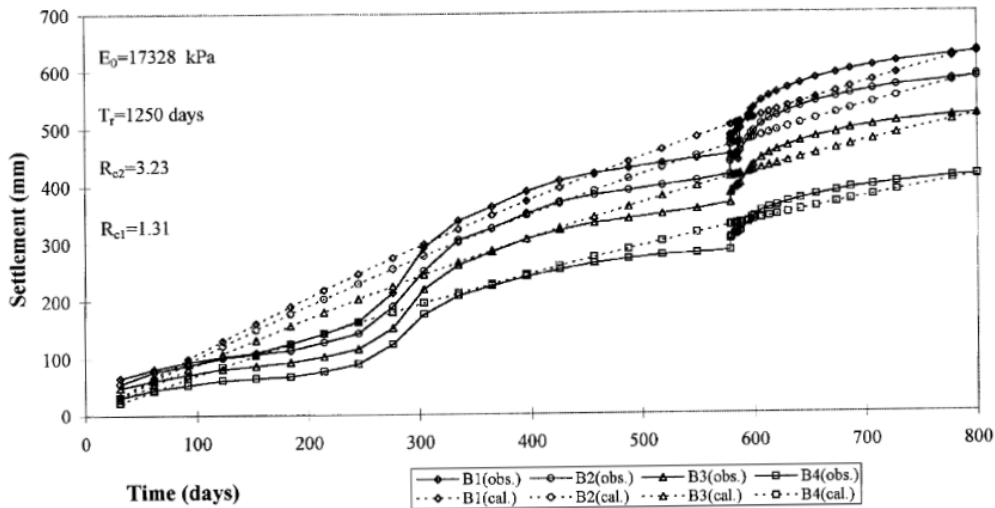


Figure 13. (a) Comparison between observed and calculated settlements after construction. Plates 1 (upper) to 4 (set B).

Figur 26: Sammenstilling av beregnede og målte deformasjoner i steinfylling. Hentet fra (Justo and Durand 2000).

Parameterne R_c , E_0 og T_r burde bestemmes ved labforsøk som angitt i (Justo and Durand 2000). For å finne disse mener (Charles 1976) at spesielt designede ødometerterter vil kunne gi en innledende bestemmelse. Disse testene må ha diameter på 1 m og de må være 0,5 m høye. Det er viktig at testprøven har samme vanninnhold og har samme kompaktering som den ekte steinfyllinga. Parameterne burde også i ettertid kalibreres mot feltmålinger av den faktiske steinfyllinga.

3.3.11 Distinkt element metode (DEM)

En metode som er mye brukt i litteraturen for numeriske modelleringer av deformasjoner og setninger av steinfyllingsdammer er ”distinct element method” (DEM) (Silvani et al. 2009). Det kan kalles distinkt element metode på norsk. DEM kan brukes til å beskrive mekanisk oppførsel av legemer som er diskontinuerlige. Det er en numerisk metode som ble introdusert av Peter Cundal i 1971. Metoden ble senere tilpasset for å analysere berg-mekanikk. Dette ble gjort ved å bruke former av polygonaler som deformerbare blokker (Cundall and Strack 1979).

Det blir upresist å betrakte steinfyllingsmateriale som et kontinuerlig legeme på grunn av størrelsen på kornene (Deluzarche and Cambou 2006). En annen ulempe med den store størrelsen på kornene er at det blir krevende å bestemme mekaniske egenskaper i lab. Det finnes få triaks- og ødometerapparater som er store nok til å kunne teste steinfyllingsmateriale. En måte å bøte på disse utfordringene er å bruke Distinkt Element Metode, fordi kornene kan modelleres individuelt (Deluzarche and Cambou 2006).

For DEM-analyse i 2D har Itasca Consulting Group lagd en kildekode som heter ”particle flow code” PFC2D. I den koden er det mulig å legge inn en egendefinert materialmodell. Men fordi det er en 2D analyse gir det en del avvik og utfordringer knyttet til å modellere en 3D steinfylling (Deluzarche and Cambou 2006). Itasca har laget kildekoder for 3D også, men siden hvert enkeltkorn modelleres krever en 3D analyse betydelig mer regnekraft enn en 2D analyse (Silvani et al. 2009). Det er gjort mange analyser av steinfyllingsmateriale ved hjelp av PFC2D i litteraturen, dette er blant annet (Deluzarche and Cambou 2006) og (Zhao and Song 2015).

I PFC2D modelleres hvert enkelt korn i materialet som en 2D assembly av sirkulære diskene i forskjellige størrelser (Zhao and Song 2015). I kontaktpunkter mellom diskene som har fått en definert styrke og stivhet, er det bindinger i både skjærretning og normalretning. Mellom de tenkte steinkornene i modellen har kontaktpunktene en bindingstyrke på null. I denne modellen modelleres altså hvert steinkorn med mange diskene bundet sammen, men med null bindingsstyrke mellom hvert korn. Modellering av ruhet mellom steinkornene gjøres ved en kombinasjon av en friksjonskoeffisient i kontaktpunktene mellom dem, og konfigurasjonen av diskene. Men diskene er ikke istand til å modellere den sterkt irregulære formen ekte korn vil ha.

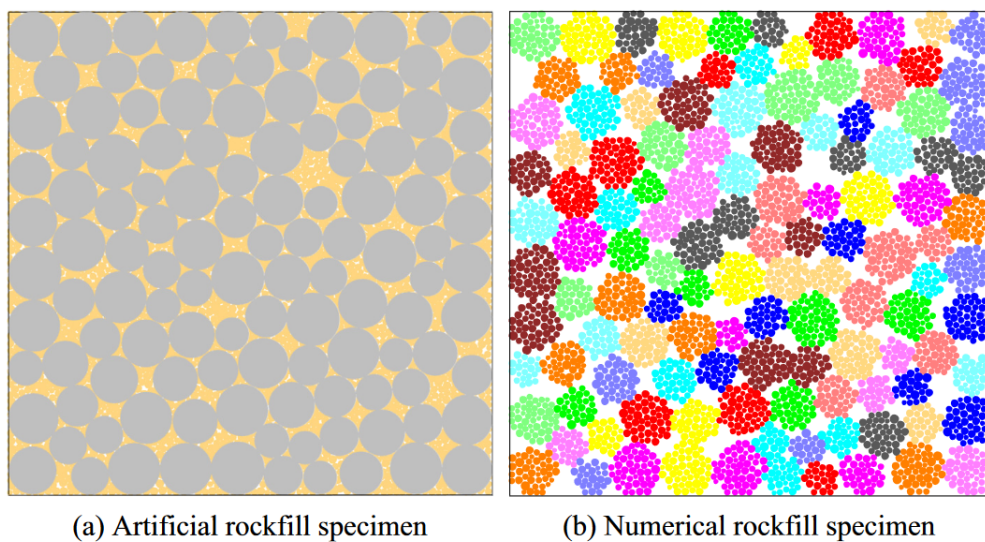


Fig. 3. Rockfill specimen consisting of 120 aggregates in a squared box of side length 200 mm.

Figur 27: Et eksempel på en modell av steinfyllingsmateriale ved bruk av PFC2D. Hentet fra (Zhao and Song 2015).

Det er krevende å bestemme bindingstyrken mellom diskene i modellen. Dette gjøres ved kalibrering av empiriske parametere fra labforsøk. Det er foreslått flere forskjellige modeller for dette i litteraturen. Blant annet (Tran et al. 2009), (Silvani et al. 2009) og (Potyondy 2007) har gjort dette. Disse modellene blir sammenlignet i (Zhao and Song 2015). De kommer frem til at modellene gir liknende resultater, men de valgte selv å bruke (Tran et al. 2009) sin modell fordi den var enklest.

I figuren under er analysen til (Zhao and Song 2015) vist. De får veldig lave

tøyninger fordi de ville studere de mikroskopiske mekanismene bak kryp-tøyning. Deres fremgangsmåte er derfor uaktuell for å modellere setninger i en stor steinfylling.

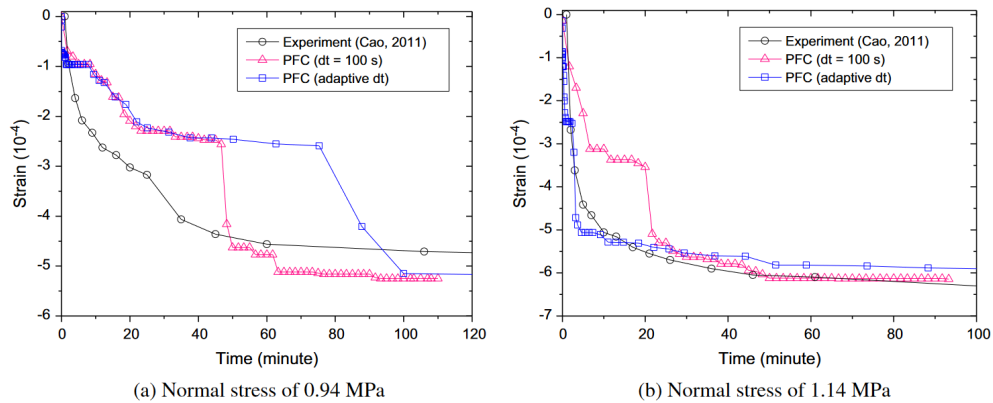


Fig. 4. Rockfill creep under dry condition.

Figur 28: Plott av tøyning-tid for kryp-tøyning av steinfyllingsmateriale. Hentet fra (Zhao and Song 2015).

I (Deluzarche and Cambou 2006) ble det brukt en metode ved hjelp av DEM til å beregne setningene i en steinfyllingsdam.

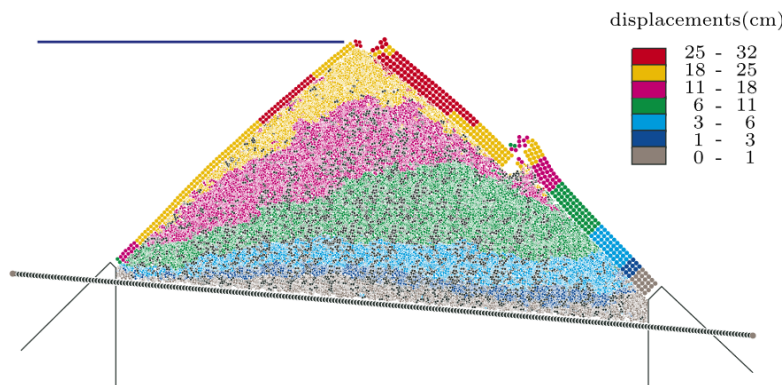


Figure 16. Iso-values of displacement due to the filling of the reservoir with block breakage (black dots). Block resistance: $\eta = 3.5 \times 10^5$ N.

Figur 29: Beregning av deformasjoner i en steinfyllingsdam basert på DEM. Hentet fra (Deluzarche and Cambou 2006).

3.3.12 Soft Soil Creep model

I følge (Nordal 2020) er Soft Soil Creep modellen utviklet for bruk på leire, og den kombinerer Cam-Clay modellen og en kryptmodell som er lignende som Janbu's kryptformulering. SSC kan brukes til å modellere både volumetrisk krypt (kompresjon

over tid) og deviatorisk kryp (skjærtøyning over tid). Soft Soil Creep kommer til å forkortes til SSC i denne oppgaven.

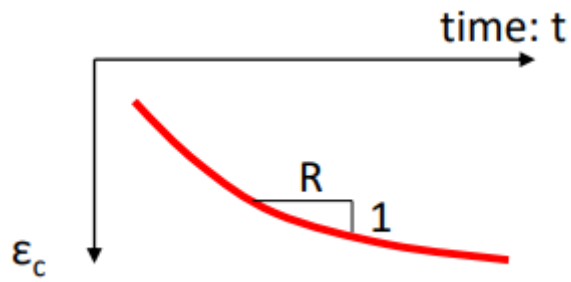
”Soft Soil” refererer til myke løsmasser som normalkonsolidert leire, leirig silt og torv (Plaxis 2022). Alle disse materialene har lav kompressibilitet. (Modellen er således ikke utviklet med steinfyllingsmateriale i øyenmed. Steinfyllingsmateriale har en mye stivere oppførsel, og har en mye større permeabilitet. Men som jeg tidligere har vært inne på i oppgaven har forsøk vist at krypsetninger følger en lignende utvikling som leire. Dette er grunnen til at det i denne oppgaven forsøkes å modellere krypsetninger i steinfyllinger med SSC. Det blir et spørsmål om å finne parametere som kan beskrive steinfyllinger på en god måte. Selvom mye av formuleringen i SSC enten er veldig upresisn eller overflødig med tanke på steinfyllingsmateriale. SSC er jo lagd for å klare å modellere myke materialer som opplever betydelige plastiske tøyninger når de nærmer seg brudd.)

Egenskaper til SSC-modell. Hentet fra (Plaxis 2022):

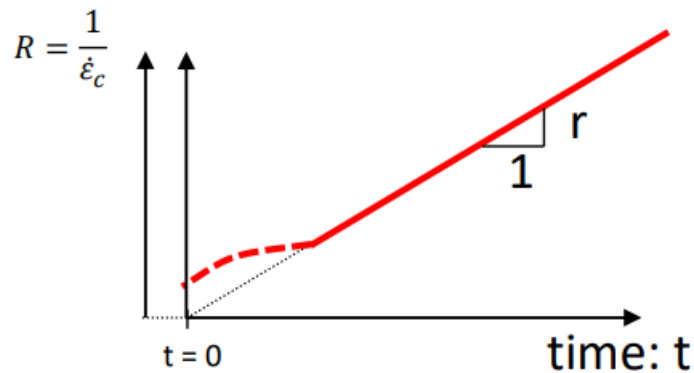
- Spenningsavhengig stivhet
- Skiller mellom førstegangsbelastning og avlasting-rebelastning
- Sekundær tidsavhengig kompresjon kan modelleres
- Aldring av prekonsolideringsspenning
- Bruddoppførsel basert på Mohr-Coulomb kriteriet
- Bruddflate som er basert på Cam-Clay modellen
- Assosiert flytning regel for plastiske tøyninger

Tabell 1: Oversikt over parametere i SSC modellen, hentet fra (Plaxis 2022)

Parameter	Beskrivelse	Enhet
c	Effektiv kohesjon	$[kPa]$
ϕ	Friksjonsvinkel	$[\circ]$
ψ	Dilatansvinkel	$[\circ]$
$\bar{\lambda}$	Modified compression index	$[-]$
$\bar{\kappa}$	Modified swelling index	$[-]$
$\bar{\mu}$	Modified creep index	$[-]$
ν_{ur}	Poisson ratio for unloading-reloading	$[-]$
K_0^{nc}	Forhold mellom horisontal- og vertikalspenning i normalkonsolidert kompresjon	$[-]$
M	Parameter styrt av K_0^{nc}	$[-]$
OCR	Overconsolidation ratio	$[-]$
POP	Preoverburden stress	$[kPa]$
K_0	Hviletrykkskoeffisient	$[-]$
e_{init}	Initielt poretall	$[-]$



Figur 30: Tid mot kryptøyning illustrasjon. Hentet fra (Nordal 2020).



Figur 31: Tid mot tidsmotstanden illustrasjon. Hentet fra (Nordal 2020).

Janbu formulering (Janbu 1989(1970)):

$$R = \frac{dt}{d\varepsilon_c} = \frac{1}{\dot{\varepsilon}_c} = r * t \quad (18)$$

R er tidsmotstanden. r er tidsmotstandstallet og er helningen til R med tiden.

Hvis man integrerer opp $\dot{\varepsilon}_c$ får man følgende formel for endimensjonal kompresjon:

$$\Delta\varepsilon_c = \frac{1}{r} \ln \frac{t_2}{t_1} \quad (19)$$

Som man kan se er det et lineært forhold mellom ε_c og $\ln t$, dette stemmer overens med empiriske observasjoner fra setninger i steinfyllinger som tidligere omtalt i denne oppgaven.

I Soft Soil Creep modellen er formuleringen litt annerledes. For endimensjonal kompresjon skriver man:

$$\Delta \varepsilon_c = \dot{\mu}^* \ln \frac{t_2}{t_1} \quad (20)$$

$$\dot{\varepsilon}_c = \frac{\dot{\mu}^*}{t} \quad (21)$$

$\dot{\mu}^*$ (modified creep index) er parameteren som brukes i SSC. Under vises sammenhenger mellom denne parameteren og andre parametere som blir brukt i litteraturen.

$$\dot{\mu}^* = \frac{1}{r} = \frac{C_\alpha}{(1+e) \ln(10)} \quad (22)$$

C_α er kryp indeksen og er en mye brukt parameter internasjonalt. e er poretallet. Garlanger sin modell er følgende:

$$\Delta e_c = C_\alpha \log \frac{t_2}{t_1} \quad (23)$$

I SSC brukes også $\dot{\lambda}^*$ (modified compression index) for setninger i den normalkonsoliderte sonen. $\dot{\kappa}^*$ (modified swelling index) brukes for setninger i overkonsolidert sone, altså i avlastning og rebelastningstilfeller. (Plaxis 2022).

Det er en sammenheng mellom $\dot{\lambda}^*$ og $\dot{\kappa}^*$ og Janbus modultall m .

$$\dot{\lambda}^* = \frac{1}{m_{nc}} = \frac{C_c}{(1+e) \ln(10)} \quad (24)$$

$$\dot{\kappa}^* = \frac{1}{m_{oc}} = \frac{2C_s}{(1+e) \ln(10)} \quad (25)$$

C_s (swelling index) og C_c (compression index) er internasjonalt anerkjente parametere.

I SSC gjelder følgende sammenhenger:

$$\Delta \varepsilon_{vol}^{nc} = \dot{\lambda}^* \ln \left(\frac{p'_{slutt}}{p'_{start}} \right) \quad (26)$$

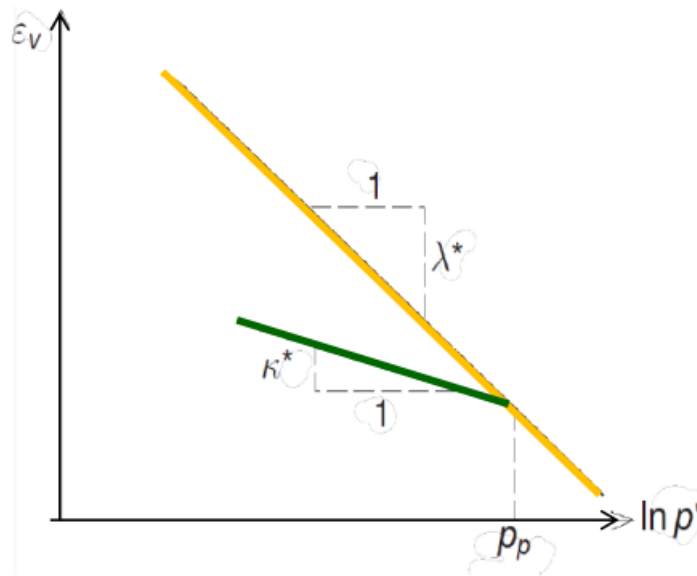
$$\Delta \varepsilon_{vol}^{oc} = \kappa^* \ln\left(\frac{p'_{slutt}}{p'_{start}}\right) \quad (27)$$

$$\Delta \varepsilon_{vol}^p = \frac{\lambda^* - \kappa^*}{v} \ln\left(\frac{p'_{slutt}}{p'_{start}}\right) \quad (28)$$

v er spesifikk volum. p' er gjennomsnittlig effektivspenning. Ligning (28) beskriver plastisk volumetrisk tøyning. Fordi plastisk tøyning er knyttet til prekonsolideringsspenning i SSC, vil denne ligningen beskrive herding (hardening) av materialet.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (29)$$

$$v = 1 + e \quad (30)$$



Figur 32: Volumetrisk tøyning (ε_v) mot $\ln(p')$. Figuren viser hvordan κ^* og λ^* er definert. Hentet fra (Nordal 2020).

Uttrykket for K i SSC er vist under (Plaxis 2022) a er attraksjonen.

$$K'_{ur} = \frac{E'_{ur}}{3(1 - 2\nu'_{ur})} = \frac{p' + a}{\kappa^*} \quad (31)$$

$$G = \frac{E'_{ur}}{2(1 + \nu')} \quad (32)$$

SSC er basert på Cam-Clay modellen. I denne modellen brukes en ikke-lineær elastisk volumetrisk modul. K (bulk modul) er spenningsavhengig. Imens G (skjærstivhet) er ikke spenningsavhengig. En elliptisk bruddflate blir brukt i modellen. Formelen for denne bruddflaten i 2D er vist under.

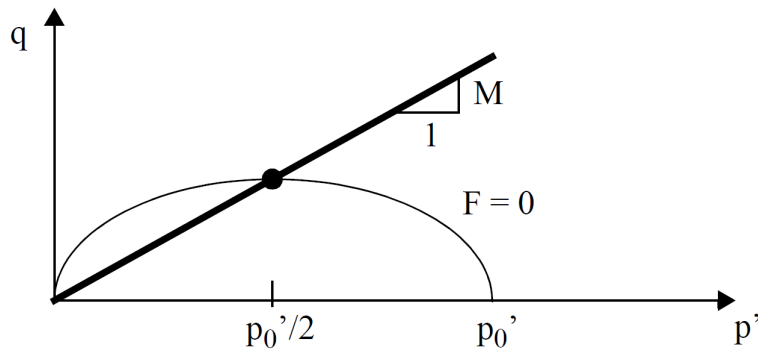
$$F = q^2 - M^2[p'(p'_0 - p')] = 0 \quad (33)$$

p' er gjennomsnittlig effektivspenning, q er deviatorspenning, p'_0 er isotropisk prekonsolideringsspenning. M er stigningen til Coulomb-bruddlinja i et q - p' plott for et triaksialtilfelle i kompresjon ($\sigma'_2 = \sigma'_3$).

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (34)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (35)$$

ϕ er Coulomb friksjonsvinkelen.

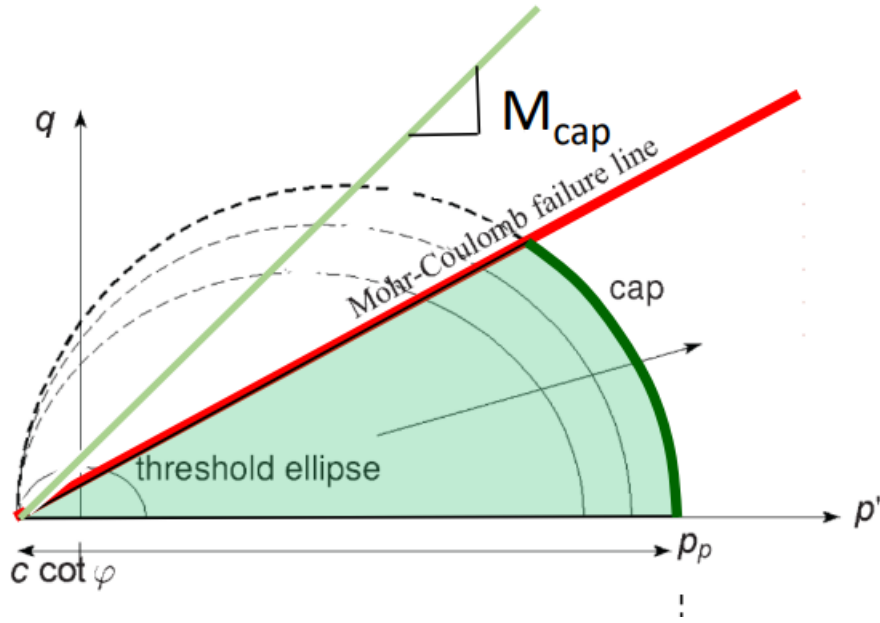


Figur 33: Viser bruddflaten til Cam-Clay i et q - p' plott. Bruddlinja i Cam-Clay er også plottet, den har stigning M . Hentet fra (Nordal 2020).

I SSC er det en Mohr-Coulomb linje som blir brukt som bruddlinje istedet for M linja i Cam-Clay.

Mohr-Coulomb-bruddlinje (Nordal 2020):

$$f_f = \frac{\sigma'_3 - \sigma'_1}{2} - \frac{\sigma'_3 + \sigma'_1}{2} \sin \phi' - a \quad (36)$$



Figur 34: Viser bruddflaten til SSC i et q - p' plot. Mohr-Coulomb-linja er også plottet, den har stigning f_f . Hentet fra (Nordal 2020).

p'_p er isotropisk prekonsolideringsspenning og bestemmer skjæringen mellom bruddflaten og p' -aksen. En annen måte å skrive formel (28) er på følgende måte (Plaxis 2022):

$$p'_p = p_p{}^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_{vol}^p}{\lambda - \kappa}\right) \quad (37)$$

Her ser man hvordan plastisk tøyning ε_{vol}^p er knyttet til herding av materialet. Innenfor ellipsen er det kun elastiske tøyninger. En økning i p'_p vil skyve ellipsen utover.

$p_p{}^0$ er initiellverdien til prekonsolideringsspenningen. Bestemmelse av $p_p{}^0$ gjøres i initialfasen i Plaxis-beregningen. Ved bruk av "gravity load" i initialiseringsfasen blir ikke OCR tatt i betraktning. Og ved bytte av jordmodell til SSC gjøres initialfasen på nytt hvor det antas samme spenninger som i forrige fase. Disse spenningene antas til å være normalkonsoliderte, dermed kan ikke OCR justeres ut ifra input i materialmodellen i Plaxis. Hvis man ønsker å jobbe med et overkonsolidert materiale må man simulere dette ved å legge på en last eller la modellen kripe før belastning (Plaxis 2022).

M_{cap} bestemmer høyden av den elliptiske bruddflaten. Høyden av ellipsen styrer forholdstallet mellom vertikal og horisontal spenning i endimensjonal normalkonsolidert kompresjon. Dermed bestemmer i stor grad M_{cap} hviletrykkskoeffisienten K_0^{nc} . På grunn av dette velges ofte en M_{cap} som samsvarer med en kjent K_0^{nc} verdi i endimensjonal normalkonsolidert kompresjon. Denne tolkningen av M_{cap} bryter med den originale definisjonen av M , men dette sikrer at hviletrykkskoeffisienten i

modellen samsvarer bra med en kjent hviletrykkskoeffisient. Med SSC-modell vil Plaxis automatisk regne ut en M_{cap} basert på K_0^{nc} . Et nøyaktig uttrykk for M_{cap} står i Plaxis-manualen. Under er det vist en cirka verdi:

$$M_{cap} \approx 3 - 2.8K_0^{nc} \quad (38)$$

I SSC antar man at alle inelastiske tøyninger er tidsavhengige (Plaxis 2022). Man regner derfor ikke med umiddelbare plastiske tøyninger som en del av den totale tøyningen slik som f.eks. gjøres i Soft Soil og Hardening Soil model. Det antas også at prekonsolideringen avhenger utelukkende av hvor mye kryp-tøyninger som blir akkumulert over tid. Dette betyr at hvis spenningssituasjonen blir dyttet forbi bruddflaten vil ikke p'_p (prekonsolideringsspenningen) umiddelbart justere seg. I Plaxis vil det ta 1 dag før den er tilpasset den nye spenningstilstanden (Waterman and Broere 2004). Verdien på 1 dag er satt av Plaxis og kan ikke justeres av brukeren. Siden kryptøyninger foregår over tid, vil også prekonsolideringen forandre seg over tid. Man får såkalt aldring av OCR. Desto mer kryptøyning som foregår, desto høyere vil OCR bli. Med disse antagelsene kan man sette opp denne ligningen (Plaxis 2022):

$$(\lambda^* - \kappa^*) \ln\left(\frac{p'_c}{p'_0}\right) = \mu^* \ln \frac{t_2}{t_1} \quad (39)$$

Hvis ligning (21) settes inn i ligning (20) får man:

$$\Delta \varepsilon_c = \mu^* \ln \frac{\dot{\varepsilon}_{c0}}{\dot{\varepsilon}_c} \quad (40)$$

Ligning (40) inn i ligning (39) gir:

$$(\lambda^* - \kappa^*) \ln OCR = \mu^* \ln \frac{\dot{\varepsilon}_{c0}}{\dot{\varepsilon}_c} \quad (41)$$

$$\dot{\varepsilon}_c = \dot{\varepsilon}_{c0} OCR^{-\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad (42)$$

$$\dot{\varepsilon}_{c0} = \frac{\mu^*}{t_0} \quad (43)$$

t_0 er referansetiden.

I følge (Waterman and Broere 2004) kan man formulere en volumforandring fra krypbidraget over en tid Δt som:

$$\Delta \varepsilon_v^c = \mu^* \ln \left[1 + \frac{\Delta t}{1 \text{ day}} \left(\frac{p_{eq}}{p_{c0}} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \right] \quad (44)$$

Ligning (42) viser at det er en sammenheng mellom kryptøyningshastigheten og OCR, λ^* , κ^* og μ^* . Dette viser at alle disse parameterene må tilpasses for å beskrive krep av steinfyllingsmateriale på en god måte. Dette viser også at enhver økning av spenning (selvom den ikke utvider bruddflaten) vil øke kryphastigheten fordi den minker OCR. En minking av spenningen vil på samme måte minke kryphastigheten.

I følge (Plaxis 2022) må OCR ofte settes over 1 selv for normalkonsoliderte leirer. OCR påvirker kryphastigheten i stor grad, og vil gi veldig store kryptøyninger ved lav OCR. Det anbefales i manualen og ha en nullphase som går i 10 år før man setter på noe last. Hvis det oppstår store kryptøyninger her burde OCR settes opp for å få en modell som er mer virkelighetsnært.

Ligning (44) definerer den tidsavhengige kryptoppførselen, men den definerer ikke hvilken kryphastighet Plaxis-beregningen starter på. Man definerer dette ved å bruke OCR (Waterman and Broere 2004). I SSC blir bestemmelsen av OCR vanskeligere enn i andre modeller. Dette er fordi posisjonen til den elliptiske bruddflaten (og dermed p_p) er tidsavhengig. Så for å få en riktig OCR må man også ta i betraktning tiden som har gått siden leiren ble avsatt. En metode for å gjøre dette blir foreslått av (Waterman and Broere 2004). De foreslår å begynne med en fase med et plastisk null-steg. I denne fasen settes OCR til 1 og det legges inn et tidsintervall til den tiden man mener leiren har vært avsatt. Plaxis vil nå regne ut spennngssituasjonen som oppstår på grunn av kryptet som foregår over dette tidsintervallet. Dette vil resultere i en OCR verdi man kan bruke videre i neste fase. I neste fase forkaster man de tidligere forskyvningene som har foregått ved å bruke funksjonen "reset displacements to zero" i Plaxis.

$\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}$	30	25	20	15	10
OCR	[% / year]	[% / year]	[% / year]	[% / year]	[% / year]
1,1	21	34	54	87	140
1,2	1,5	3,8	9,5	24	59
1,4	0,02	0,08	0,4	2,3	13
1,6	0,0003	0,003	0,03	0,3	3,3
1,8	0,00001	0,0002	0,003	0,05	1,0

$\mu^* = 0,01$ and $\tau_0 = 1$ day

Figur 35: En oversikt over hvordan kryphastigheten kan variere med setningsparameterne i SSC. Hentet fra (Mehli 2015).

Figuren over viser at OCR har en stor påvirkning på kryphastigheten i SSC. Forholdstallet mellom parameterne vil også spille inn.

I følge (Plaxis 2022) spiller ν_{ur} en mindre rolle ved belastningsproblemer. Ved avlastingsproblemer spiller den en større rolle. Standardverdien i Plaxis i SSC er $\nu_{ur} = 0.15$. Det anbefales i manualen å være forsiktig med å forandre på denne verdien, da dette kan føre til forskjellige problemer med beregningen. Det velges derfor i denne oppgaven å beholde standard verdien 0.15.

Standard verdien for K_0^{nc} følger Jakys formel. I denne oppgaven brukes denne verdien. $K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$.

4 Oppsummering og konklusjon av teorigjennomgang

Viktige egenskaper til steinfyllingsmateriale er lagringsbetingelser, kornform, gradering og tettheten til bergartene. En viktig faktor som styrer hvor mye deformasjoner som kan oppstå i en steinfylling er komprimeringsgrad. Forbelastning og komprimering av fyllingen vil redusere hvor mye setninger som oppstår i ett tid. En betydelig del av setningene som foregår i steinfyllinger er krepsetninger. Dette er grunnet en gradvis oppsprekkingprosess og knusing av korn. Ut ifra målinger ser forholdet mellom langtidssetninger og logaritmen til tiden ut til å være lineært. Å tilføre steinfyllinger store mengder vann vil øke deformasjonshastigheten og totale setninger. En steinfylling i sjø vil av denne grunn ofte ha større deformasjoner. Det er på samme tid vanskeligere å kompaktere steinfyllinger i sjø med vanlige metoder, noe som fører til at kompaktering ofte ikke blir gjort, og steinfyllingen får en høy porøsitet. Dette gjør steinfyllinger i sjø mer utsatt for store deformasjoner.

I arbeidet med litteratursøket kom det fram at det er svært lite målinger og dokumentasjon på setninger i steinfyllinger. Dette er knyttet til at setningsvurderinger i steinfyllinger ofte blir gjort med erfaringsverdier.

Litteratursøket viser også at steinfyllingsmateriale ikke lar seg beskrive på en god måte med etablerte materialmodeller i geoteknikk. "Distinct element method" har derfor vært mye brukt i litteraturen for å beskrive deformasjonsoppførsel. Men for praktiske beregninger er ikke DEM en god fremgangsmåte. For det første er det veldig tidkrevende. For det andre er det vanskelig å bestemme de mange parametrene som skal brukes i metoden. Dette ville ha krevd flere triaks-tester og ødometer-tester. I industrien blir setningsvurderinger knyttet til steinfyllinger i stort omfang bestemt ut ifra erfaring og kunnskap.

Beregningsmodellen til (Athanasiu et al. 2005) så veldig interessant ut, og var noe som kunne vært brukt i masteren. Vi fikk dessverre ikke kontakt med Athanasiu. Modellen hans var krevende å ta i bruk ut ifra den begrensede dokumentasjonen som ble samlet inn i arbeidet med denne oppgaven. Athanasiu hadde lagd flere elementmetode-programmer hvor metoden hans var inkorporert, men disse programmene lyktes vi ikke å få tak i.

Som diskutert i litteratursøket er setninger i steinfyllingsmateriale en prosess styrt av sprekkeutbredelse i korn og knusing av korn. Denne prosessen er komplisert, og det er per dags dato ingen god teoretisk modell som er basert på de fysiske mekanismene i prosessen. Det beste valget man da har å gå videre med er å bruke en empirisk formel tilpasset målte data fra feltundersøkelser eller lab. Det er også veldig nyttig å kunne tilbakeregne setningsparametere fra målinger på en lignende steinfylling. En modell basert på empirisk tolkede parametere er Soft Soil Creep modellen.

Soft Soil Creep modellen er egentlig utviklet med tanke på myke leirer som er i nærheten av normalkonsolidert tilstand. Dette gjør det tvilsomt om steinfyllinger

kan modelleres på en god måte med bruk av denne modellen. Et granulært materiale som steinfylling er veldig ulikt et kohesjonsmateriale som leire. De har veldig forskjellig type bindinger og interaksjoner mellom partiklene. Dette gjør at mye av formuleringen i SSC enten blir veldig upresis eller overflødig med tanke på steinfyllingsmateriale. SSC er jo utviklet for myke materialer som opplever plastiske tøyninger når de nærmer seg normalkonsolidering og brudd. Prosessen i steinfyllinger med sprekkeutbredelse og kornknusing blir ikke tatt i betraktning i SSC, som antar et kontinuerlig materiale. Anisotropien i steinfyllinger blir heller ikke tatt i betraktning i SSC, hvor det antas isotropisk materiale. På den andre siden har langtidsetningene til både leire og steinfyllinger vist seg å følge en lignende utvikling. Krypformuleringen i SSC vil derfor kunne sies å være dekkende også for steinfyllinger. Det blir et spørsmål om å finne parametere som kan beskrive steinfylling på en god måte i SSC.

En annen fordel med å bruke SSC er at det i Plaxis er brukervennlig å legge inn geometrien til fyllingen og å legge inn grensebetingelser. En stor fordel med Plaxis er de gode visualiserings- og postprosesserings-verktøyene. Dette gjør det lettere å tolke resultatene og vise dem fram grafisk. Det er også lett å justere på input-parametrene i Plaxis, noe som gjør det lettere å se på parametersensitiviteten i analysene.

Etter arbeidet med litteratursøket ble det bestemt at Soft Soil Creep modellen i Plaxis skulle brukes videre for å regne på en steinfylling i sjø.

5 Bestemmelse av kryp-parametere for steinfyllingsmateriale

Steinfyllingsmateriale har ikke nødvendigvis samme tydelige skille mellom stivhet i overkonsolidert og normalkonsolidert materiale som det leire har. Ødometertester viser også en betydelig stivere oppførsel for steinfyllingsmateriale enn det leire har. Fokuset til denne oppgaven er ikke umiddelbar elastisk- og plastisk deformasjon gjennom λ^* og κ^* . Men det betyr likevel ikke at vi ”slipper unna” å ta disse parameterne i betraktning. Som tidligere nevnt er disse parameterne også med på å styre kryphastigheten gjennom forholdet:

$$\dot{\varepsilon}_c = \frac{\mu^*}{t_0} OCR^{-\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad (45)$$

Fra denne formelen ser man at forholdstallet $\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}$ er viktig.

For å gjøre beregningene enklere kunne det vært fristende å anta at stivheten i steinfylling er lik i både NC- og OC-sone. Men ut ifra formelen over ser man at λ^* ikke kan settes lik κ^*

Plaxismanualen gir noen tips for størrelsesforholdet mellom parameterne basert på observasjoner. (Plaxis 2022) sier at $\frac{\lambda^*}{\mu^*}$ vanligvis ligger mellom 15 og 25, og at $\frac{\lambda^*}{\kappa^*}$ vanligvis ligger mellom 2,5 og 7. Selvom de snakker om myke leirer er det greit å ta dette i betraktning.

Basert på dette settes κ^* til $\frac{1}{5}\lambda^*$ i denne oppgaven.

I følge (Mehli 2015) er det for leire viktig å tolke setningsparameterne ut ifra ødometertesting som foregår i det relevante spenningsområdet som i den faktiske problemstillingen man prøver å modellere. Dette er viktig fordi uforstyrret leire har en ikke-lineær oppførsel i $\ln \sigma' - \varepsilon$ plottet. Hvorvidt dette også gjelder steinfyllingsmateriale er ikke innenfor rammen til denne oppgavens formål. Det er likevel hensiktsmessig å betrakte det aktuelle spenningsområdet også ved testing av steinfyllingsmateriale der dette er mulig.

5.0.1 Kalkstein i UAE

(Lisa et al. 2020) gjorde numeriske beregninger på setningene i et landgjennvinningssområde i UAE. Under vises noen setningsparametere de brukte i studien. Som grunnlag for parametrene refererte de til en annen publikasjon hvor det hadde vært utført labtesting av materialet. Det lyktes dessverre ikke få tak i denne. Stein-

fyllingsmaterialet som ble brukt skal ha vært fra flere steinbrudd i Ras Al Khaimah området i UAE. Det skal ha bestått av steiner mellom 0.1 og 500 kg og være av kalkstein med endimensjonal trykkfasthet på mellom 70 og 90 MPa.

Table 4. Rockfill and natural geotechnical parameters in the three studied zones (freshly placed, old placed, and wave-exposed).

No.	Layers	Unit Weight	N_{SPT}	q_c	E	Poisson Ratio	C_c	C_r	C_α
		kN/m ³	-	MPa	MPa	-	-	-	-
1	Promenade	18.5	35	15	35	0.3	0.019	0.004	0.00045
2a	Rockfill (post compaction) freshly placed		-	-			0.045	0.0023	0.00138
2b	Rockfill (post compaction) Old placed	20	-	-	40	0.3	0.029	0.0015	0.0009
2c	Rockfill (post compaction) Wave exposed		-	-			0.013	0.00065	0.00032
3	Native Silty sand	17	22	9	30	0.2	0.030	0.006	0.0009
4	Cemented silty sand	20	75	-	125	0.3	0.006	0.001	0.0002
5	Calcarenite	20	-	-	400	0.3	-	-	-

Notes: N_{SPT} : SPT N-values; q_c : Cone penetration test (CPT) cone-tip resistance; E: Elastic modulus; C_c : Compression Index; C_r : Reloading compression Index; C_α : Secondary compression (creep) Index.

Figur 36: Oversikt over setningsparametere brukt av (Lisa et al. 2020).

Figuren over viser at for "freshly placed rockfill post compaction" bruker de $C_c = 0.045$, $C_r = 0.0023$ og $C_\alpha = 0.00138$. For et antatt porettall på 0,5 tilsvarer dette $\lambda^* = 0.013$, $\kappa^* = 0.00133$ og $\mu^* = 0.0004$.

For "old placed rockfill post compaction" bruker de $C_c = 0.029$, $C_r = 0.0015$ og $C_\alpha = 0.0009$. For et antatt porettall på 0,5 tilsvarer dette $\lambda^* = 0.0084$, $\kappa^* = 0.00087$ og $\mu^* = 0.00026$.

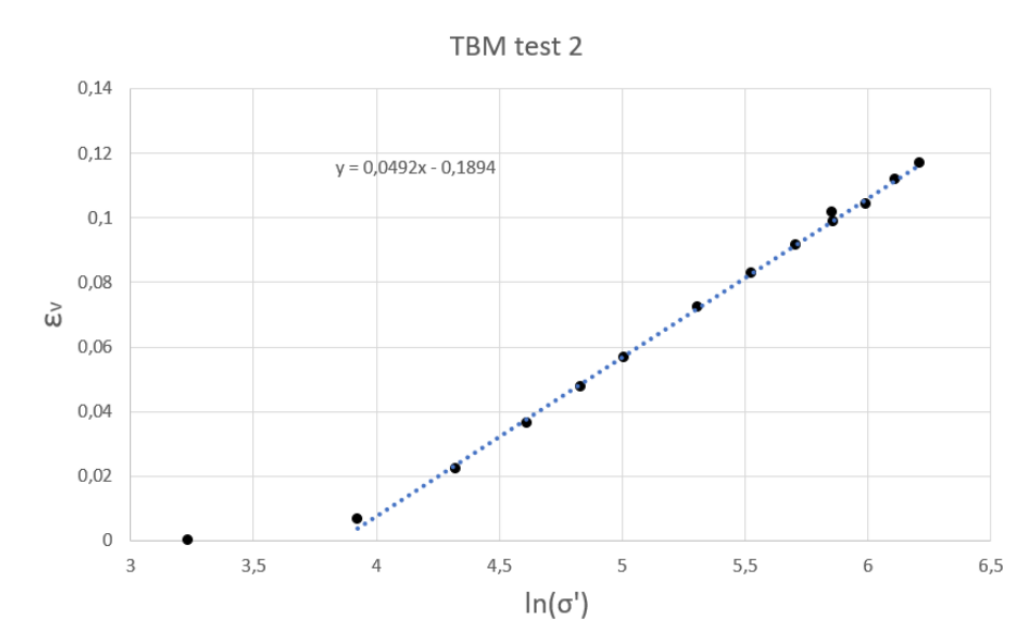
5.0.2 Ødometertesting NTNU på TBM-masser og knust stein

I en masteroppgave fra NTNU (Syversen 2021) ble det utført en rekke store ødometertester på TBM-materiale og knust stein. Bergartene til materialene var gneis og granitt. Apparatet som ble brukt har diameter 49.9 cm og høyde 57.7 cm. Men selv dette relativt store ødometerapparatet var ikke stort nok til å teste materialene. Så størrelsen ble skalert ned etter metoden "parallel gradation method" (Dorador and Villalobos 2020). Dette besto blant annet i å fjerne alle steinkorn i TBM-massene som var over 31.5 mm. Materialet av knust stein hadde steinstørrelse 0-32 mm. Det ble også utført kryptester med lasttrinn på 70 timer. Men dataen til dette forsøket var ikke lagt ved oppgaven. Under vises to av ødometertestene.

Table 0.7 Test values for test 2 (TBM spoil)

Load step	Time [min]	Load increment [min]	Stress [kPa]	Deformation [mm]	Strain [%]
1	20.5	20.5	25.4	0.0	0.01 %
2	40.9	20.4	50.6	3.7	0.67 %
3	61.4	20.5	75.6	12.0	2.21 %
4	82.0	20.6	100.9	19.7	3.64 %
5	102.6	20.6	126.0	25.7	4.74 %
6	123.8	21.2	150.3	30.6	5.65 %
7	145.0	21.2	202.3	39.1	7.21 %
8	166.0	21.1	251.8	44.9	8.28 %
9	186.3	20.3	302.4	49.6	9.16 %
10	207.7	21.4	350.6	53.6	9.88 %
	4456.4	70.8 hours	350.3	55.1	10.17 %
11	4486.8	30.4	400.7	56.5	10.43 %
12	4517.7	30.9	451.0	60.5	11.16 %
13	4548.1	30.4	500.6	63.4	11.70 %

Figur 37: Resultater etter TBM-test 2. IL-ødometertest. Hentet fra (Syversen 2021).



Figur 38: ε_v vs $\ln \sigma'$ for TBM test 2. Den lineære regresjonslinja er markert som blå strek. Det første målepunktet ble utelatt fra regresjonen.

Ut ifra figuren over blir $\lambda^* = 0.049$.

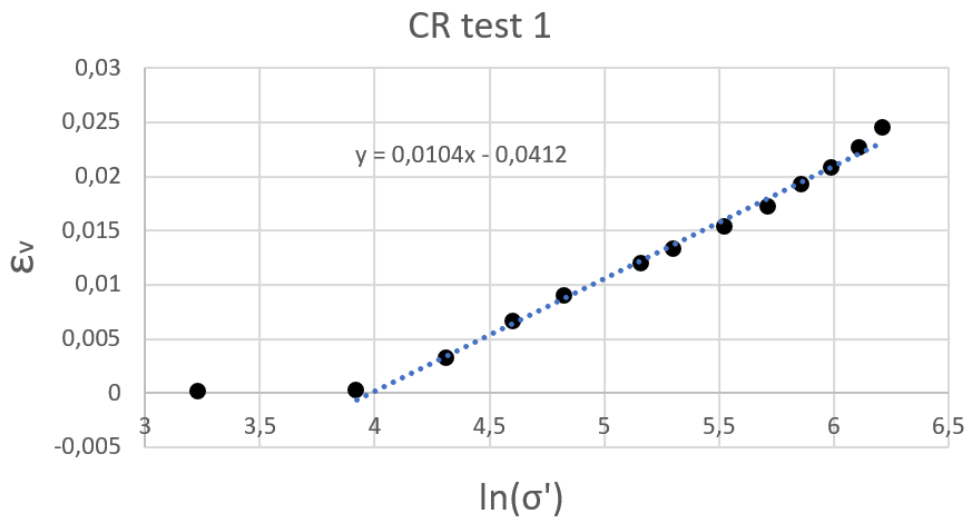


Figur 39: Bilde av TBM-massen brukt i TBM test 2. Hentet fra (Syversen 2021)

Table 0.11 Test values for test 1 (Crushed rock)

Load step	Time [min]	Load increment [min]	Stress [kPa]	Deformation [mm]	Strain [%]
1	12.5	12.5	25.3	0.05	0.01 %
2	29.1	16.7	50.4	0.11	0.02 %
3	45.1	15.9	74.8	1.58	0.32 %
4	61.1	16.1	99.9	3.26	0.66 %
5	77.5	16.4	125.1	4.46	0.90 %
6	95.2	17.7	174.8	5.94	1.20 %
7	110.6	15.4	200.6	6.59	1.33 %
8	127.6	17.0	250.6	7.60	1.53 %
9	144.5	16.9	303.9	8.55	1.72 %
10	161.8	17.3	350.1	9.52	1.92 %
11	179.1	17.3	399.8	10.33	2.08 %
12	195.8	16.7	450.9	11.26	2.26 %
13	212.5	16.6	500.7	12.15	2.45 %

Figur 40: Resultater etter IL-ødometertest av knust stein fra (Syversen 2021). Dette er CR test 1.



Figur 41: ε_v vs $\ln \sigma'$ for CR test 1. Den lineære regresjonslinja er markert som blå strek. Det første målepunktet ble utelatt fra regresjonen.

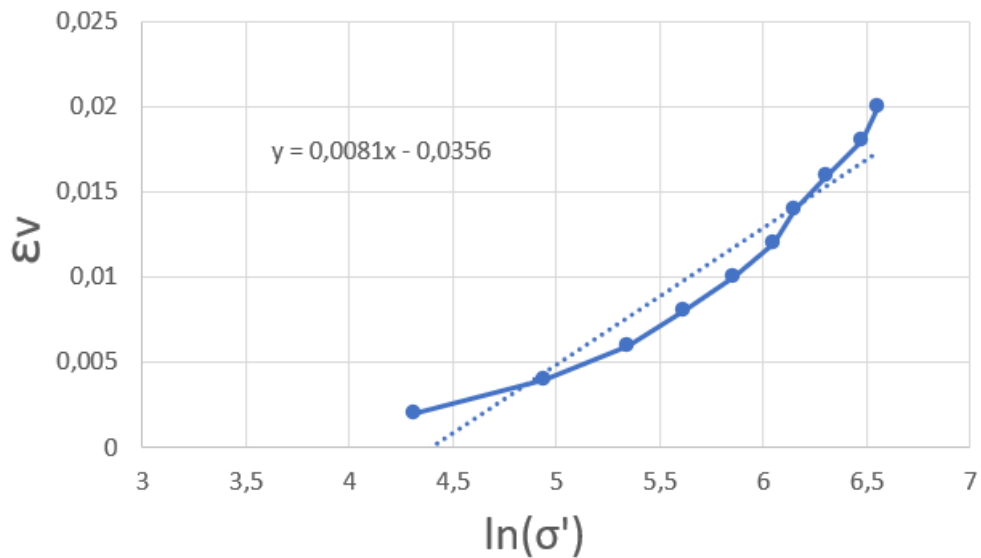
Ut ifra figuren over blir $\lambda^* = 0,010$



Figur 42: Bilde av den knuste steinen brukt i CR test 1. Hentet fra (Syversen 2021).

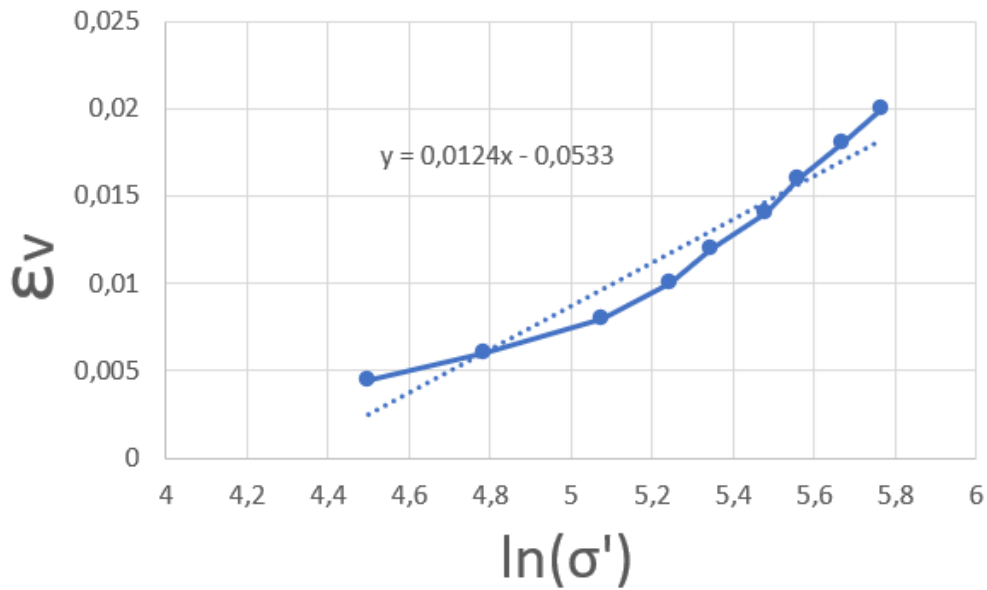
5.0.3 NGI-tester av syenitt

Som diskutert i teorien i kap (3.3.2) utførte (B. Kjærnsli and Sande 1963) tester med en ødometercelle som hadde diameter 500 mm. De testet knust syenitt med diameter 32 mm til 64 mm. I to av disse testene er resultatene plottet i et $\ln \sigma'$ - ε_v plott. I denne oppgaven er kun de lave spenningsområdene i testen betraktet fordi dette vurderes som mest relevant for fyllingen i Gimserøya. Stigningen til regresjonslinjene kan tolkes som λ^* .



Figur 43: ε_v vs $\ln \sigma'$ for ødometertest av knust syenitt. Den lineære regresjonslinja er markert som stiplet blå strek. Dette er fra materiale 7 beskrevet som "Dense well graded". Spenningsområde i grafen går fra 75 kPa til 700 kPa.

Ut ifra figuren tolkes $\lambda^* = 0.0081$. Plottet i figuren over viste seg å ikke bli veldig lineært. Så dette vil gjøre legitimiteten til den tolkede parameteren mindre.

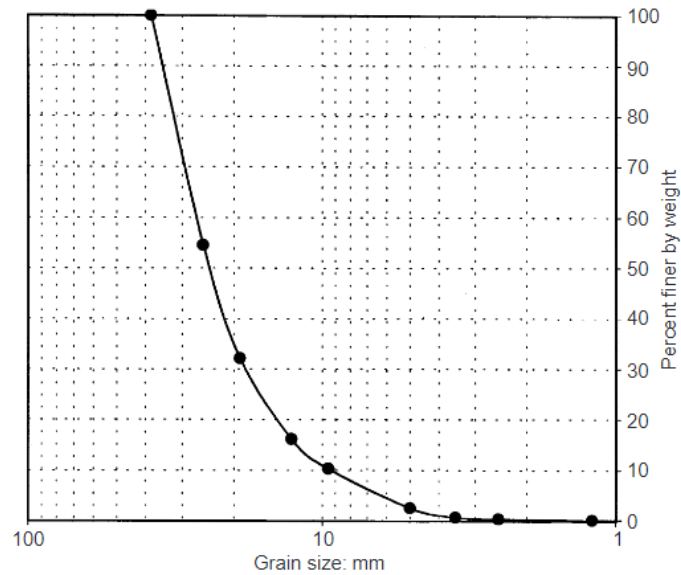


Figur 44: ε_v vs $\ln \sigma'$ for ødometertest av knust syenitt. Den lineære regresjonslinja er markert som stiplet blå strek. Dette er fra materiale 3 beskrevet som "Loose well graded". Spenningsområde i grafen går fra 90 kPa til 320 kPa.

Ut ifra figuren tolkes $\lambda^* = 0.0124$. Plottet i figuren over viste seg å ikke bli veldig lineært. Så dette vil gjøre legitimiteten til den tolkede parameteren mindre.

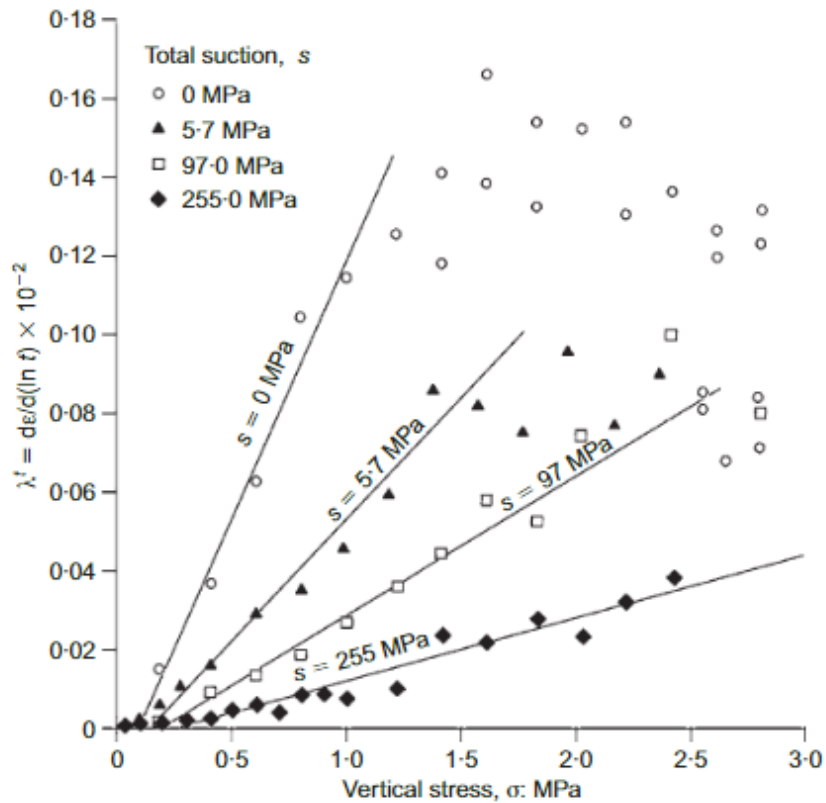
5.0.4 Testing av kvartsittskifer i Spania

I (E. Alonso et al. 2005) refererer de til en serie med ødometertester av kvartsittskifer. Ødometercellen hadde diameter 300 mm og høyde 200 mm. Skiferen skal være fra berg ved Pancrudo-elven i Spania. Bergarten skal ha hatt en endimensjonal trykkfasthet på mellom 14.2 og 31.9 MPa. Steinkornene ble nedknust til en gradering som har maks steinstørrelse 40 mm. Graderingskurven brukt i ødometertestene er vist under.



Figur 45: Graderings-kurve av den testede Pancrudo-skiferen brukt i ødometerrestene. Hentet fra (Oldecop and Alonso 2001).

I denne testen så de også på virkningen av vanninnhold i løsmassene. Dette gjorde de ved å justere den relative humiditeten i cellen med det spesialbygde apparatet sitt.



Figur 46: Sammenstilling av "time-dependent compressibility index" fra kryptester fra ødometeresting av Pancrudo-skifer. Indeksen er plottet mot vertikalspenning. Det er også lagt inn forskjellige plott med forskjellig mengde påført sug. Y-aksen er ganget med 100.

Hentet fra (E. Alonso et al. 2005).

Parameteren "Time-dependent compressibility index" som blir brukt av (E. Alonso et al. 2005) er definert som:

$$\lambda^t = \frac{d\varepsilon_v}{d(\ln t)} \quad (46)$$

Som man ser er dette en tilsvarende definisjon som for $\dot{\mu}$. Vi velger derfor å sette $\dot{\mu} = \lambda^t$

Ut ifra figuren over kan man lese av punktet for et sug på 0 og en vertikal spenning på cirka 0.2 MPa. Det blir cirka 0.018. Fordi y-aksen er multiplisert med 100 kan vi lese det av som $\dot{\lambda} = 0.00018$. Dette punktet antas å være mest representativt for fyllingen på Gismerøya.

5.0.5 Sammenstilling av setningsparameterne

Tabell 2: Sammenstilling av tolkede setningsparametere.

Opprinnelse	Beskrivelse	Parametere
Kalkstein fra UAE	"Freshly placed rockfill post compaction"	$\lambda^* = 0.013$ $\kappa^* = 0.00133$ $\mu^* = 0.0004$
Kalkstein fra UAE	"Old placed rockfill post compaction"	$\lambda^* = 0.0084$ $\kappa^* = 0.00087$ $\mu^* = 0.00026$
TBM-materiale NTNU	Gneis og granitt. Maksimal kornstørrelse 31.5 mm	$\lambda^* = 0.049$
Knust stein NTNU	Gneis og granitt. kornstørrelse 0-32 mm	$\lambda^* = 0.010$
Knust syenitt NGI	"Dense well graded". Kornstørrelse 32 - 64 mm.	$\lambda^* = 0.0081$
Knust syenitt NGI	"Loose well graded". Kornstørrelse 32 - 64 mm.	$\lambda^* = 0.0124$
Kvartsittskifer fra Pancrudo	Maksimal kornstørrelse 40 mm. Kryptest med vertikalspenning 200 kPa	$\mu^* = 0.00018$

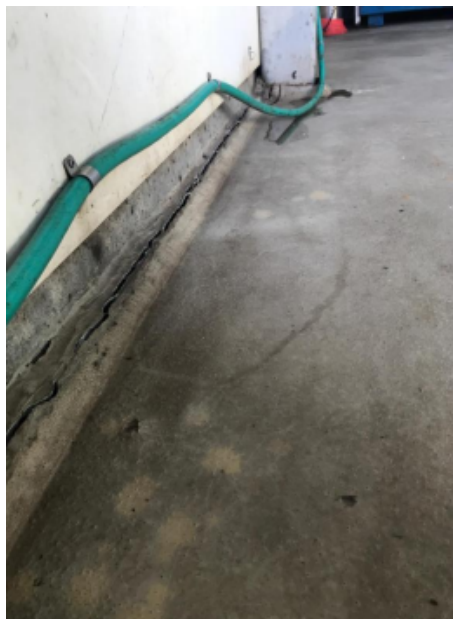
6 Presentasjon av fyllingen på Gismerøya

Veileder Arnstein Watn har vært fagdommer i en erstatningsak der det oppsto setningskader på en bygning i Mandal. Han har bidratt med informasjon om saken.

Da arbeidene med en steinfylling i sjø startet på Gismerøya i Mandal oppstod det skader på en industribygning som ligger rett ved fyllingskanten. Det ble skader på betongdekke og betongsøyle i bygningen. Disse skadene besto av sprekker og riss i betongen, og gliper mellom vegg og gulv. I ettertid slo en utredning fast at deler av bygningen måtte rives og bygges opp igjen for å reparere skadene. Kostnadene ble beregnet til å være over 29 millioner kroner.



Figur 47: Skade på bæresøyle.

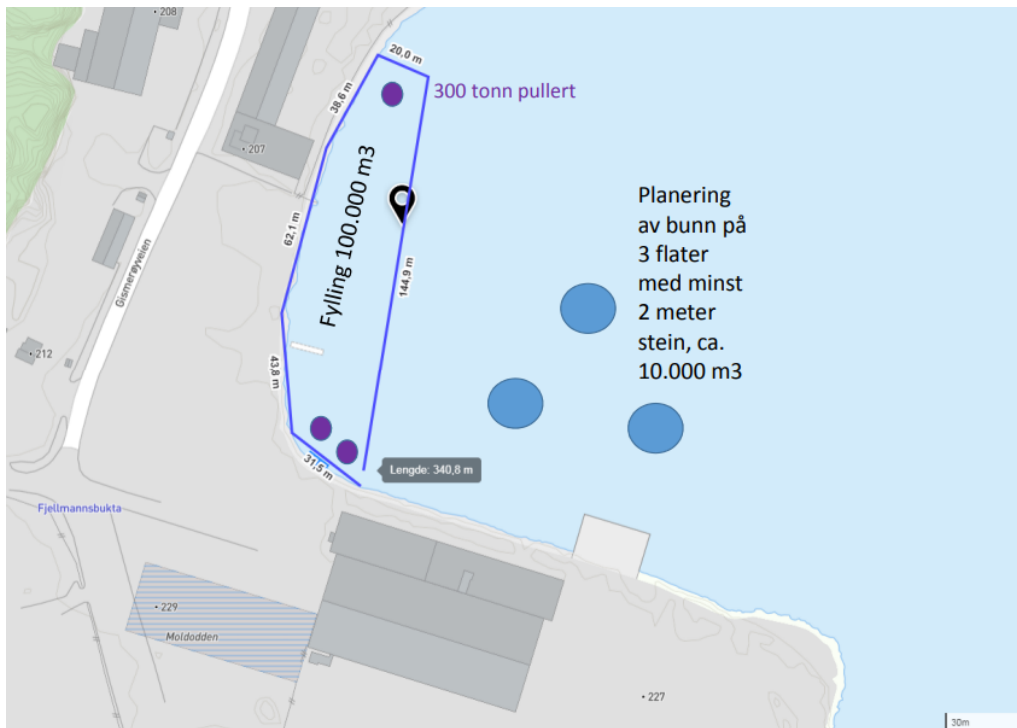


Figur 48: Setningsskader i overgangen mellom betongdekke og ringmur.



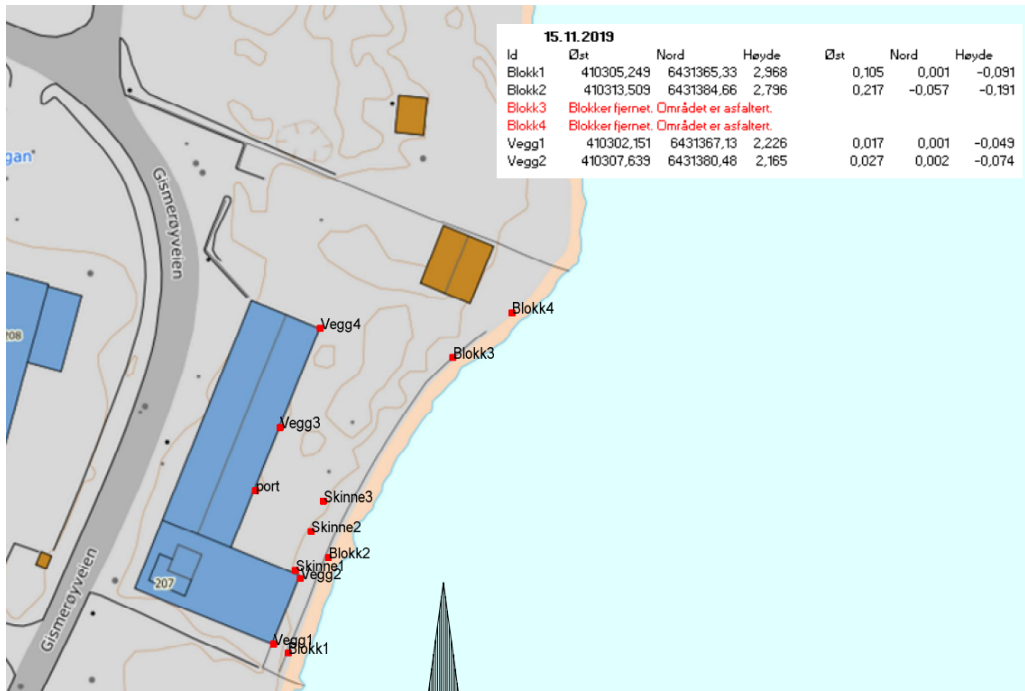
Figur 49: Starten på utfyllingen

Bygningen det oppsto setningskader på er et industribygg som ligger på en eldre steinfylling. Utfyllingen av den originale tomte foregikk i 2001. Den fikk ligge i 7 år, før det i 2008 ble lagt ut en tilleggsfylling som en forlengelse av den gamle, helt ytterst i sjøen. Tilleggsfyllingen ligger i 3 måneder før industribygget blir bygget. Våren 2019 startet arbeidene med utfylling av $100\,000\text{ m}^3$ sprengstein i forlengelse av gammel steinfylling. Arbeidet besto av dumping av masser fra land med tipp og med slipp fra lekter. Utenfor tilbygget på industribygget hadde den nye fyllingen en mektighet på cirka 25 meter og en lengde på cirka 28 meter. Det oppstod raskt skader på bygningen og arbeidet ble stoppet noen dager etter byggestart. Det ble bestemt at det skulle installeres setningsmålere som skulle måles inn daglig. Det skulle også utføres vibrasjons- og rystelsesmålinger. Dette betyr at det ikke finnes målinger på setningene før bygningen ble skadet. Arbeidet med fyllingen ble gjenopptatt etter noen dager, da de så at setningene stabiliserte seg.

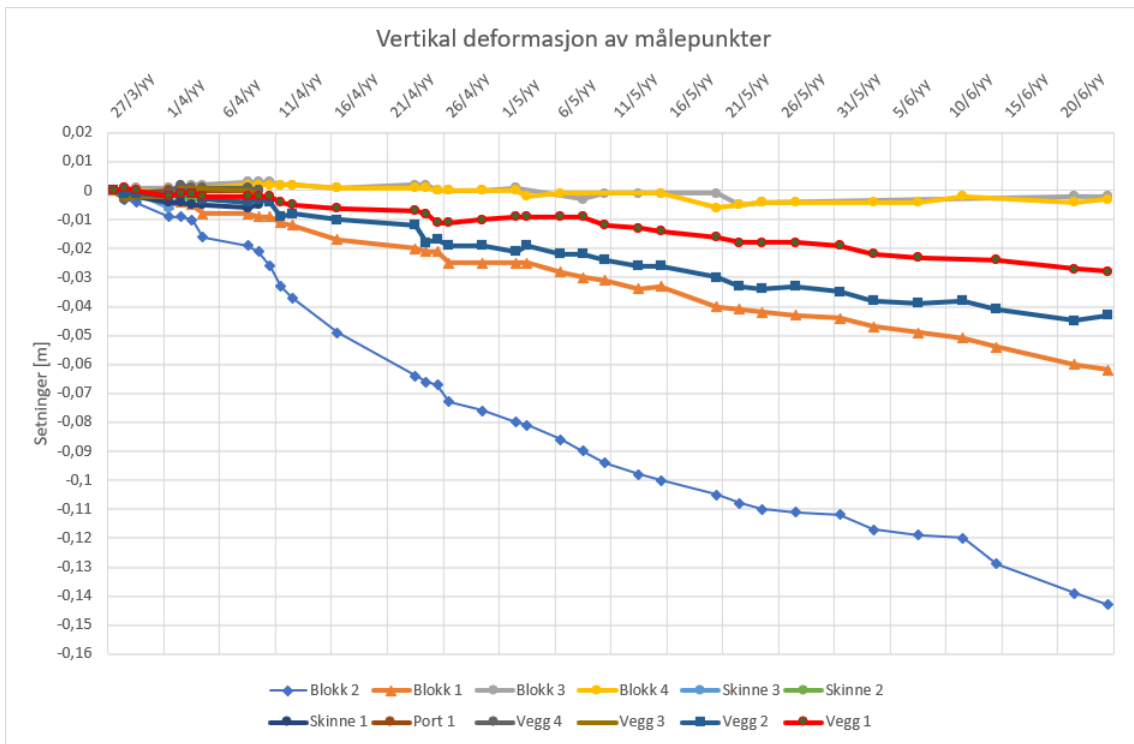


Figur 50: Oversikt over utfylling på Gismerøya. Den skadde bygninen er den L-formede. Hentet fra rammesøknaden i prosjektet.

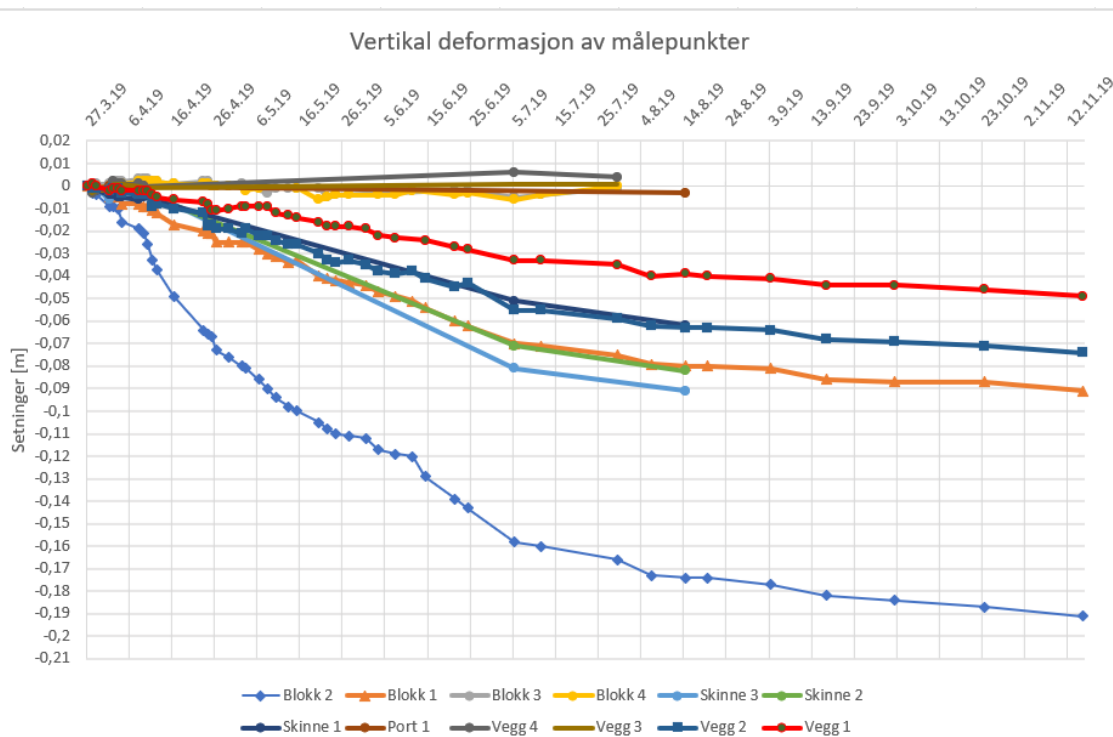
Montering og innmåling av setningsbolter ble utført av TT Anlegg. Oversikt over setningsmålerne er vist under. Det er viktig å huske på at målingene ikke begynte før etter at eieren av industribygget meldte om store skader på bygget sitt. Målingene begynte 27.03.19, og arbeidet med fyllingen startet opp tidligere samme måned. Oversikt over innmåling av boltene ligger i vedlegg 1.



Figur 51: Oversikt over monterte setningsmålere.



Figur 52: Vertikal deformasjon av målepunkter 2,5 første mnd.



Figur 53: Vertikal deformasjon av målepunkter.

Det målepunktet som fikk størst setninger var "Blokk 2" som ligger ved vannet rett ved tilbygget. Fra 27.03 til 05.07 ble det målt 16 cm setning her. Ved siste innmåling ble det målt en setning på 19 cm her. Generelt opplevde målepunktene ved tilbygget nærmest sjøen størst setninger. Den største målte setningen av bygget var på 7,3 cm i "Vegg 2".

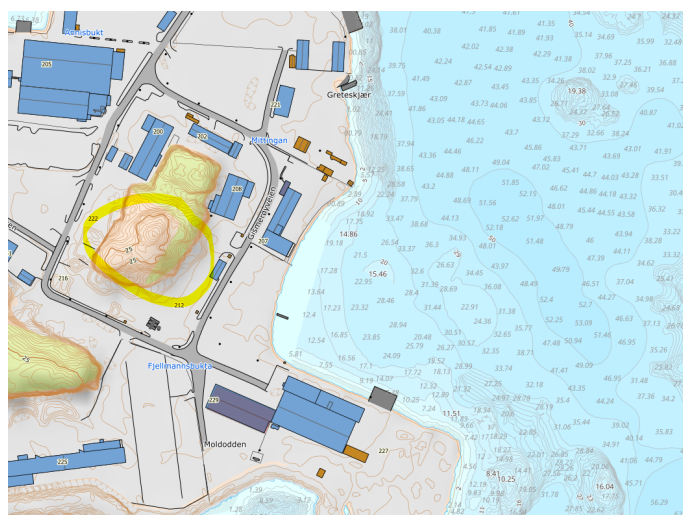
presentert på figur 2.



Figur 2: Illustrasjon av situasjonen: Oversiktskart av oppfylling foretatt av Mandal kommune (over gul strek) og område som er oppfylt av Roness selv (under gul strek). Kilde: Korrespondanse med Tor Birkeland, prosjektleder for Mandal kommune.

Figur 54: Oversikt over gammel fylling på Gismerøya. Mellom rød og gul strek er fylling lagt i 2000/2001. Under gul strek ligger fylling som ble lagt i 2008. Hentet fra (COWI 2019).

Både ny og gammel fylling består av stedlig sprengstein (COWI 2019). I den nye fyllingen ble det brukt sprengstein fra berg på nabotomta til den skadde bygningen. Kart vist i figur 56 viser at berget består av båndgneis. Denne bergarten danner sprengstein av god kvalitet (SVV 2014).

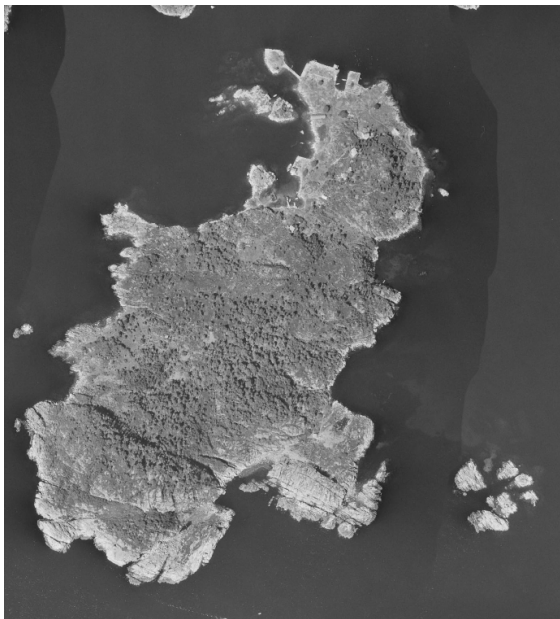


Figur 55: Oversikt over området. Nedsprengt fjell er markert med gul sirkel. L-formet bygning er bygningen som ble skadet. Hentet fra (Norgeskart 2023).



Figur 56: Bergartskart 1:50000 av Gismerøya. Hentet fra (NGU 2023).

Man ser tydelig at det er utført mye sprengning og landgjenvinning på øya hvis man sammenligner flyfoto i figur 57 og 58.



Figur 57: Flyfoto Gismerøya 1965. Hentet fra (Kart.1881.no 2023).



Figur 58: Flyfoto Gismerøya 2009. Hentet fra (Kart.1881.no 2023).

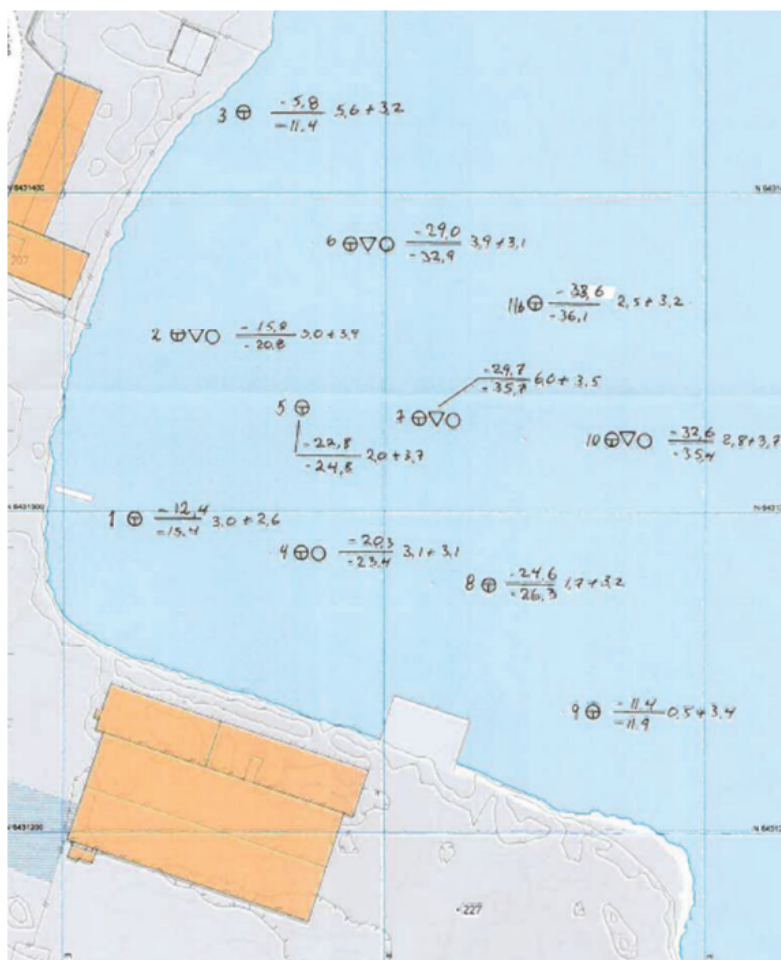
Tomten hvor industribygget ligger er relativt flat med kote mellom +2.0 og +3.0 (Norgeskart 2023). Sjøbunnskartet som gjaldt før ny fylling ble utlagt indikerer i følge (NGI juni 2019) en helning av sjøbunnen på ca 1:1.3 østover omtrent 30 meter ut i sjøen. Deretter slaker det ut til 1:4 og enda slakere utover i sjøen.

I følge (NGI juni 2019) indikerer enkle sonderinger utført av Sørlandet brønnboring

i 2008 at det er mellom 6 og 12 meter til berg på tomten til industribygget. I følge disse sonderingene består fyllmassene av grus og stein over berg. Dybden av løsmassene ser ut til å øke mot sør. Den omliggende topografien indikerer også at berggrunnen har en helning mot øst.

I følge prosjekteringsrapporten til den nye fyllingen (COWI 2018), skal helningen til fyllingen være 1:1.5. I en kommentar til denne rapporten fra NGI (NGI desember 2019) kommenteres det at denne helningen er vanskelig å oppnå med dumping fra tipp. NGI mener at helningen vil bli nærmere 1:1.3. De mener at for å oppnå en helning på 1:1.5 vil det være nødvendig med en gravemaskin med lang stikke. NGI sitt syn er også støttet opp av håndbok V221 fra Statens vegvesen (SVV 2014). I kap 2.3 står det at dumping fra tipp vil gi en stabil skråningshelning på 1:1.3 - 1:1.5. Figur 2 i teorien kapitell (3.2.2) viser at dumping med sprengstein av god kvalitet fra dagbrudd i sjø vil gi en bratteste skråningshelning på 1:1.3.

Det ble utført grunnundersøkelser av Geostrøm AS som en del av prosjektet med den nye fyllingen. De viste en løsmassemektighet på 0.5 til 6 meter.

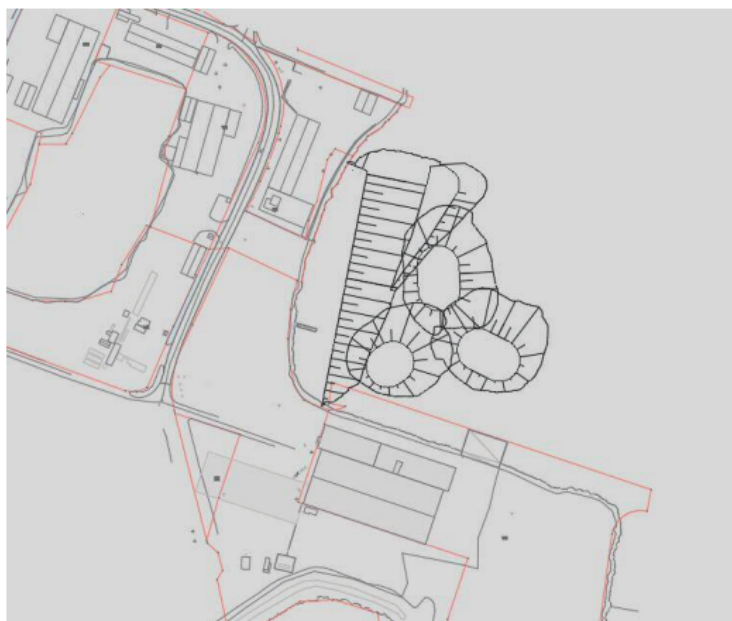


Figur 4: Kart over bugt ved Gismerøya. Røde pilene indikerer retning for stigende dybde til fjell.

Figur 59: Oversikt over grunnundersøkelser utført av Geostrøm. Hentet fra (COWI 2018).

I borpunkt 1, 2, 5 og 9 (innerst i bukta) mener (COWI 2018) at undersøkelsene indikerer at løsmasseme består av skjellsand. I borpunkt 6-9 mener de at det er et topplag av skjellsand og et underliggende lag med leire med begrenset styrke.

Basert på prosjekteringsrapport fra COWI (COWI 2018) settes fyllingshøyden til den nye fyllingen utenfor L-delen til industribygget til ca 25,2 meter. COWI prosjekerte også en motfylling for å sikre stabilitet. Et modell av tverrsnittet normalt på strandlinja utenfor tilbygget kan sees i figur 62.



Figur 6: Utsnitt av plantegning for fylling og fundamenter i planområde. Fylling stopper 5 meter fra tomte grense.

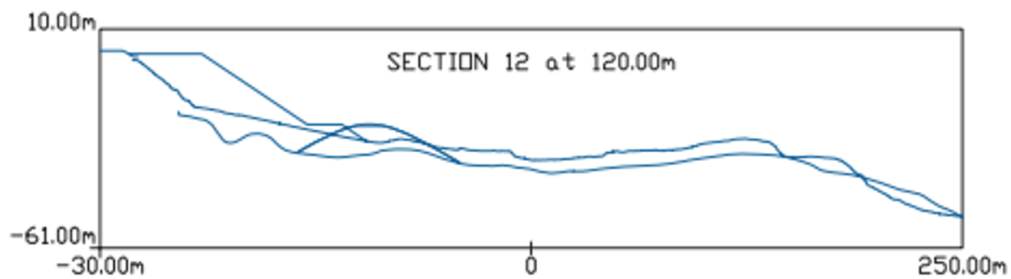
Figur 60: Utsnitt av plantegning for fylling og fundamenter. Hentet fra (COWI 2018).

Det antas at seksjonene utenfor L-delen av bygget er seksjon 120.

Seksjon	Høyde av fylling [m]	Forskjell i høyde fra tidligere seksjon [m]
0	0	-
10	6,2	6,2
20	11,9	5,7
30	13,8	1,9
40	14,9	1,1
50	16,5	1,6
60	18,1	1,6
70	19,6	1,5
80	20,4	0,8
90	21,4	1,0
100	22,4	1,0
110	23,9	1,5
120	25,2	1,3
130	26,8	1,6
140	27,9	1,1
150	28,7	0,8

Tabell 1. Tverrsnittsdata for seksjoner gjennom fylling.

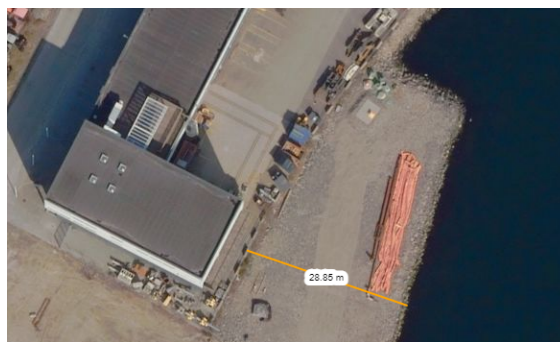
Figur 61: Tverrsnittsdata for seksjoner gjennom fylling. Hentet fra (COWI 2018).



Figur 62: Modell av tverrsnitt av fylling normalt på strandkanten utenfor tilbygget. Hentet fra (COWI 2018).



Figur 63: Flyfoto gammel fyllingskant 2017.
Hentet fra (Kart.1881.no 2023).



Figur 64: Flyfoto ny fylling 2022.
Hentet fra (Norgeskart 2023).

Basert på figur 64 og underlag fra (COWI 2018) kan man tilnærme at bredden av den nye fyllingen utenfor tilbygget er ca 28 meter.

7 Numerisk modell

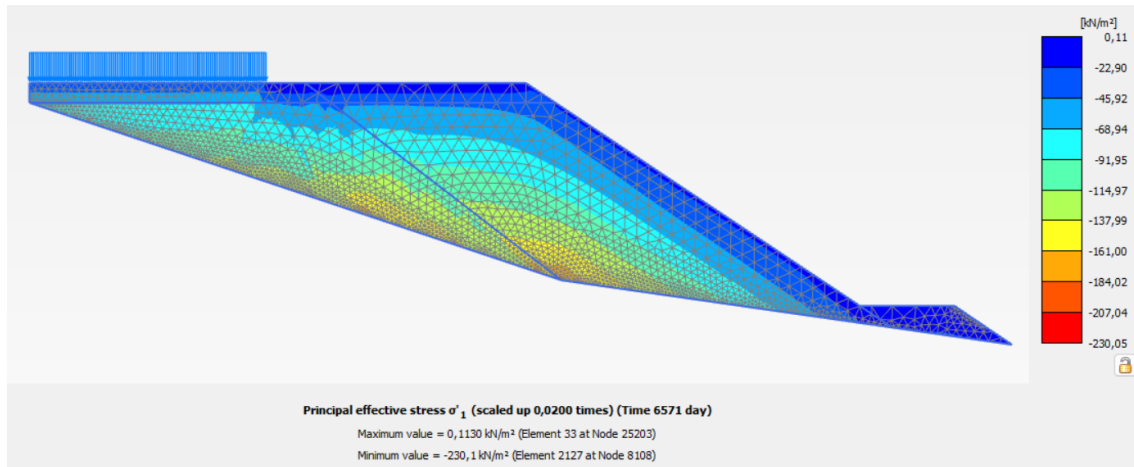
I denne oppgaven skal krypdeformasjonene i steinfyllingen modelleres ved bruk av Soft Soil Creep Model. Beregningsverktøyet som brukes er elementmetodeprogrammet Plaxis 2D V22.01.

7.1 Parametere brukt i analysen

Sprengsteinen som ble brukt i fyllingen på Gimserøya er ikke dokumentert i stor grad. Egenskaper som kornstørrelse, gradering og kornform er ikke fastsatt. Det man vet er at det består av sprengstein fra dagberg på nabotomta. Ved bruk av bergartskart fra NGU ser man at området består av båndgneis. Derfor antas det at også sprengsteinen er dannet av båndgneis. Det blir valgt å anta at sprengsteinen manifesterer lignende egenskaper som tidligere dokumentert sprengstein i litteraturen. Dette er diskutert i kapittel (3.3.3) i teorien.

Gjennom fyllingsmaterialet på Gimserøya vil spenningsnivåene variere på grunn av de overliggende massenes påvirkning samt fyllingens geometri. Materiale dypere i fyllingen vil oppleve høyere spenningsnivåer som følge av lasten fra de overliggende massene. Ideelt sett burde derfor Plaxis-modellen blitt delt inn i flere lag, og setningsparametrene burde blitt bestemt for hvert enkelt lag. Imidlertid var det ikke mulig å implementere en slik tilnærming i denne oppgaven på grunn av manglende tilgang til nødvendig ødometeresting for lag-spesifikk karakterisering. Basert på den begrensede mengden testing som er dokumentert i litteraturen og presentert i denne oppgaven, er det mer hensiktsmessig å anvende gjennomsnittsverdier for set-

ningsparametrene i hele fyllingsområdet. Figuren under gir en indikasjon på hvilket spenningsområde som er relevant for fyllingen. Ut ifra figuren ser en representativ spenning ut til å ligge på cirka 100 kPa.



Figur 65: Viser effektiv hovedspenning σ'_1 i phase 4.

Ut ifra bergartstype og kornform ligner materialet i steinfyllingen på Gismerøya mest på den knuste steinen testet av (Syversen 2021). Testen foregår også i et spenningsområde som er lignende som i fyllingen. Noe som skiller dem er kornstørrelsen, vanninnhold og lagringsbetingelser. Det besluttet å sette $\lambda^* = 0.01$. κ^* settes til $\frac{1}{5}$ av dette som tidligere diskutert. $\kappa^* = 0.002$.

Når det gjelder krypindeksen er den vanskelig å velge ut ifra det lille grunnlaget funnet i litteraturen. De verdiene som ble funnet var mellom 0.00018 og 0.0004. Begge disse verdiene ble fastsatt for materiale som anses som mer kompakt enn steinfyllingen i sjø på Gismerøya etter utlegging. Dette momentet taler for at krypparameteren burde justeres opp. På den andre siden taler den høyere trykkfastheten til gneis i fyllingen på Gismerøya for at krypparameteren burde justeres ned. Dette er nærmere forklart under.

Bergartstypen ble som ble testet i (Lisa et al. 2020) ble beskrevet som kalkstein med trykkfasthet på mellom 70 og 90 MPa. Det manglet ellers mye dokumentasjon. Det var verken dokumentasjon på kornstørrelse, gradering ellers spenningsintervall testen foregikk under. Denne fikk altså $\mu^* = 0.0004$.

I følge teorien i kapittel (3.3.2) vil et steinfyllingsmateriale med høyere trykkfasthet gi større motstand mot deformasjoner. I følge figur (9) vil trykkfastheten til gneis ligge på mellom 145 og 220 MPa, noe som er høyere enn den dokumenterte kalksteinen i (Lisa et al. 2020). Kvartsittskiferen testet av (E. Alonso et al. 2005) skal ha hatt en enda lavere trykkfasthet på mellom 14.2 og 31.9 MPa. Som tidligere diskutert i oppgaven vil større partikler typisk gi en lavere trykkfasthet. Dette vil føre til et avvik i sammenligningen mellom fyllingen på Gismerøya og materialet i ødomertestene som har mindre steinstørrelse, og følgelig får større trykkfasthet, noe som vil føre til en underestimering av setningsparameterne.

Basert på de ovennevnte faktorene besluttet det derfor å bruke $\mu^* = 0.00035$ i fyllingen.

Ødometertestene som ble brukt til tolkning av SSC-parametere er funnet i litteraturen. De vil derfor avvike en del fra materialet på Gismerøya. De er gjort på andre typer steinfyllingsmateriale, med andre lagringsbetingelser, forskjellig spenningsområde og annet vanninnhold.

En sprengstein som kun består av store steinkorn ville ikke hatt noen reel kohesjon i seg. Kohesjonen i steinfyllinger avhenger av graden av finstoff. Her velges det å sette $c'_{ref} = 2$. Dette er for å øke stabiliteten til fyllingen. Fyllingen må være stabil for å kunne beregne setningene. Målet med oppgaven er å se på krepsetninger, men friksjonsvinkel og kohesjon vil spille inn på kryptet ved at en høyere mobiliseringsgrad vil gi høyere krypt.

Basert på teorien i kapittel (3.3.5) settes friksjonsvinkelen ϕ i fyllingen til 45° . Materialet er sprengstein fra dagbrudd. Dette består av mindre finstoffinnhold enn hvis det hadde vært fra tunneldriving hvor man har tilgang på mindre utstyr og man må burre og spreng mer. Sprengsteinen på Gismerøya vil for det meste bestå av større steinkorn enn det som er brukt i triaksialtestene i kap (3.3.5). Sprengstein vil typisk ha en mer kubisk form og ha et mindre finstoffinnhold enn TBM-masser.

Basert på diskusjonen i teorien i kapittel 3.3.4 settes densiteten og porøsiteten til ukomprimert steinfylling i sjø til 17 kN/m^3 og 37%. Dette tilsvarer et porettall e på 0,59. Disse verdiene brukes i modellen.

Med den framgangsmåten som er brukt i denne oppgaven er det ikke mulig i Plaxis å justere OCR som input i materialmodellen. Når jord-klyngene med SSC blir aktivert, vil OCR bli satt til 1 uansett. Det man da har å gå videre med er å la det gå et tidsintervall før lasten settes på. Dette vil øke OCR ettersom kryptdeformasjonene foregår. En annen mulighet er å sette på en linjelast, men da må man også sette på et tidsintervall på minst 1 dag for å la jorda tilpasse seg den nye spennings situasjonen. I denne oppgaven ble det valgt å la den gamle fyllingen krypte i 18 år slik som den gjorde i virkeligheten før utvidelsen i 2019.

Tabell 3: Oversikt over parametere i Mohr-Coulomb modellen som ble brukt i Plaxismodellen.

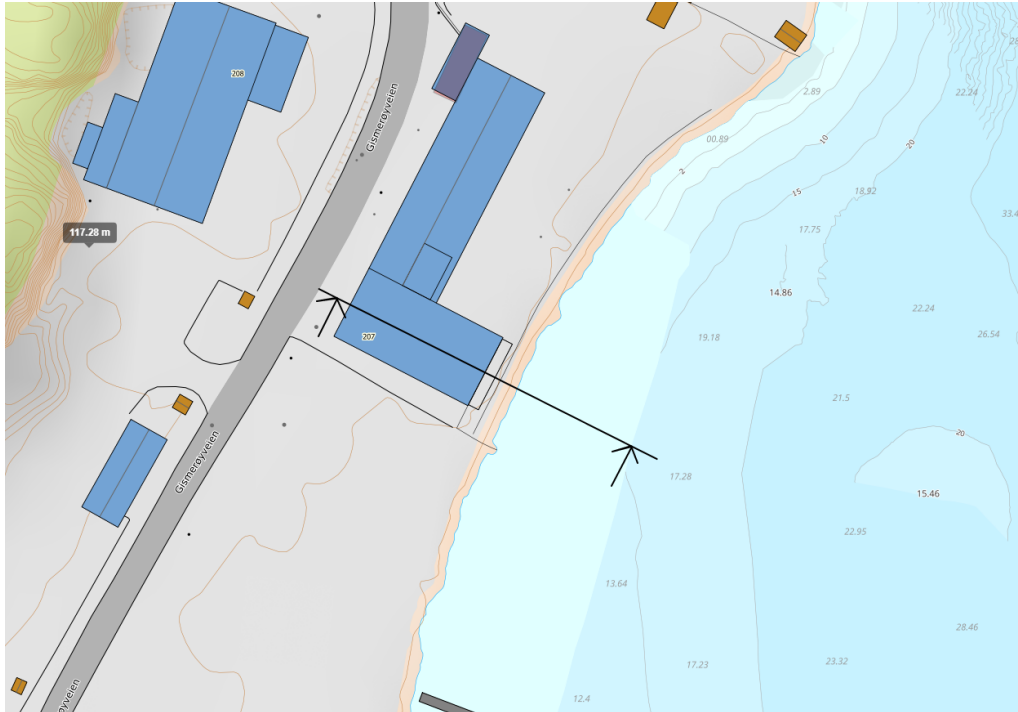
Parameter	Verdi	Enhet
Materialmodell	Mohr-Coulomb	[-]
ϕ , Friksjonsvinkel	45	[°]
c'_{ref} , Effektiv kohesjon	2	[kPa]
ψ , Dilatansvinkel	0	[°]
E'_{ref} , Youngs modul	40 000	[kPa]
ν , Poisson tall	0,25	[-]
γ_s , Romvekt	7 under GV. 17 over GV	[kPa]
e_{init} , Initielt porettall	0,59	[-]
Drainage type	Drained	[-]
k , Permeabilitet	10	[m/day]

Tabell 4: Oversikt over parametere i SSC modellen som blir brukt i Plaxis beregningen.

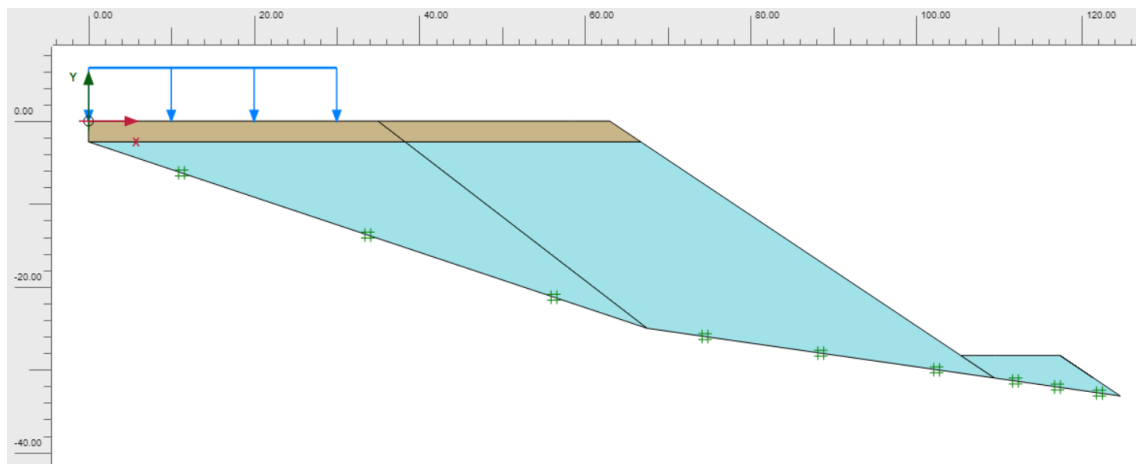
Parameter	Verdi	Enhet
Materialmodell	Soft Soil Creep	[-]
ϕ , Friksjonsvinkel	45	[°]
ψ , Dilatansvinkel	0	[°]
λ^* , Modified compression index	0,01	[-]
κ^* , Modified swelling index	0,002	[-]
μ^* , Modified creep index	0,00035	[-]
ν_{ur}	0,15	[-]
γ_s , Romvekt	7 under GV. 17 over GV	[kPa]
c'_{ref} , Effektiv kohesjon	2	[kPa]
e_{init} , Initielt porettall	0,59	[-]
Drainage type	Drained	[-]
k , Permeabilitet	10	[m/day]

7.2 Modell av fylling

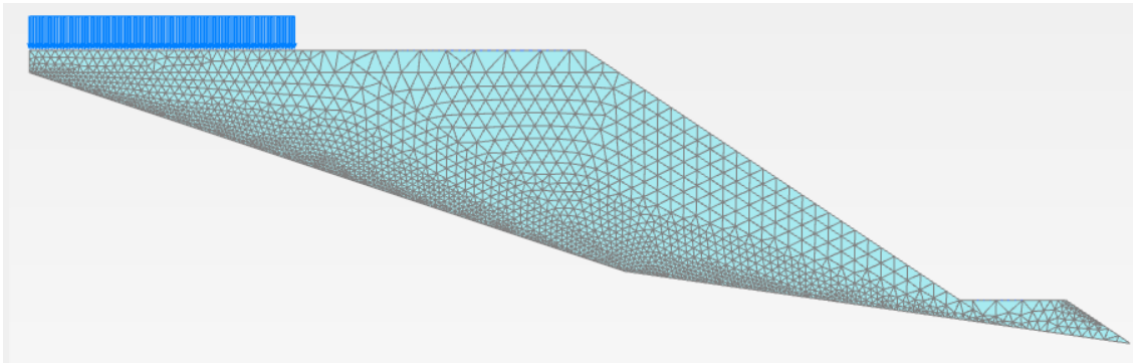
Snittet som skal beregnes er vist under. Det var her setningsmålerne viste størst utslag og det ble mest ødeleggelse på bygget.



Figur 66: Beregningsnitt vist i kart (Norgeskart 2023).



Figur 67: Modelloppsett av fylling i Plaxis



Figur 68: Oversikt over mesh i Plaxis-modellen.

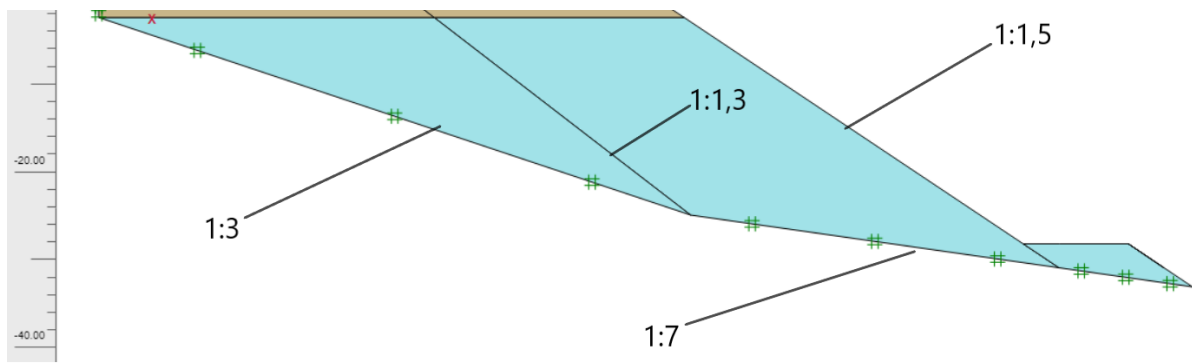
Basert på mottatt underlag som er lagt frem i forrige kapittel utformes en modell i Plaxis 2D for å beregne kryptsetninger. Fyllingen blir modellert i plan tøyning. Plaxis bruker triangulære 15-nodede elementer. Meshet blir generert automatisk med element distribusjon "very fine". Det er totalt 3909 elementer med 32163 noder. Bunnen av fyllingen er satt til "fixed displacement" og "Closed GW flow".

For å gjøre beregningene enklere antas det steinfylling til berg. Altså at det ikke befinner seg andre typer løsmasser under steinfyllingen. Men dette er en forenkling, som tidligere forklart er det i virkeligheten et lag skjellsand og leire under deler av fyllingen.

Bredden av den gamle fyllingen settes til 35 meter. Det brukes en skråningshelning på 1:1.3 som forklart tidligere. Bredde av ny fylling settes til 28 meter. Og en skråningshelning på 1:1.5 som den ble prosjektert av COWI. Motfylling får bredde 12 meter og høyde ca 2,7 meter.

Berggrunnen får en helning på 1:3 under den gamle fyllingen, før den får en helning på 1:7.

Grunnvannstanden antas å være 2,5 meter under fyllingstoppen. Men i Plaxis-beregningen velges det å sette vannstanden langt under hele fyllingen, og heller gi materialene som befinner seg mer enn 2,5 meter under fyllingstopp en annen romvekt for å ta effekten av vanntrykket i betraktning.



Figur 69: Viser skråningshelningene i modellen

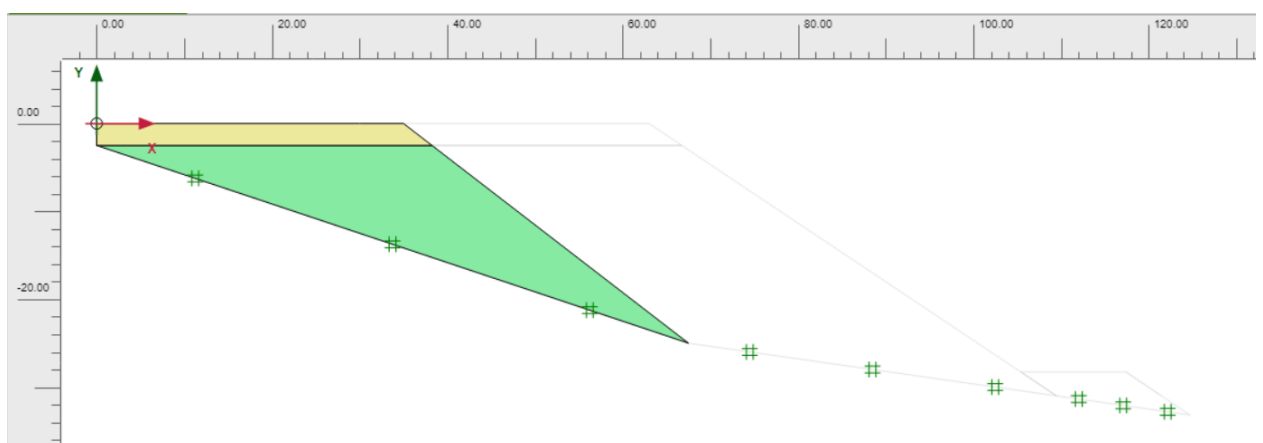
På gammel fylling settes det på en linjelast på 25 kPa fram til 5 meter unna fyllingskant. Dette er for å ta virkningen av industribygget i betraktning.

Det ble brukt to forskjellige jordmodeller i beregningen. For å initialisere beregningen ble det brukt Mohr-Coulomb modell. Dette er nødvendig fordi SSC-modellen ikke har noe stivhet før den er belastet, noe som kan gi problemer i initialiseringsfasen. Ellers ble det brukt SSC modell.

I tabell (3) og (4) er det vist hvilke parametere som ble brukt i beregningene.

7.2.1 Initial phase

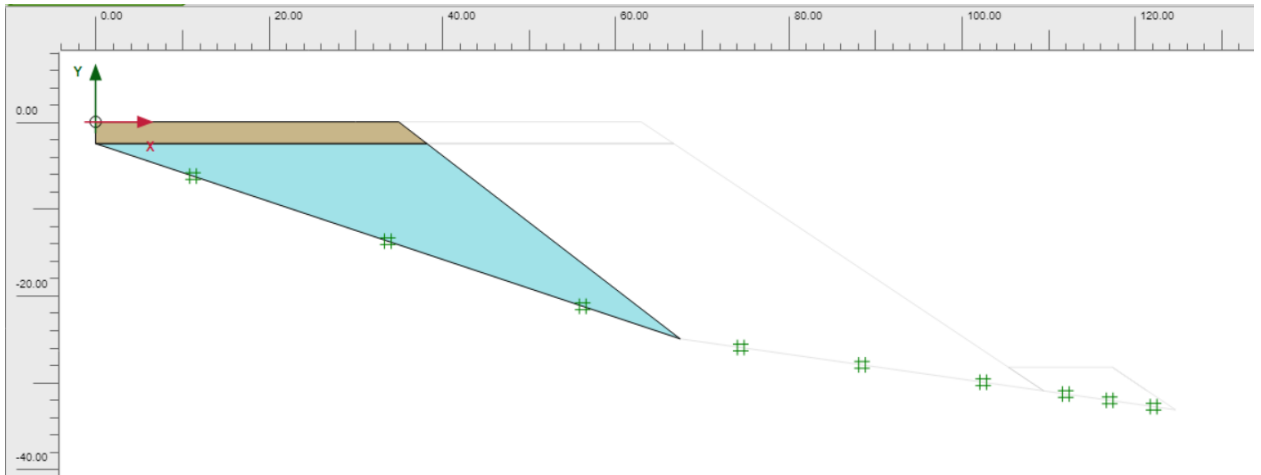
SSC-modellen har ingen styrke og stivhet før den er belastet. Derfor brukes Mohr-Coulomb modellen i initialfasen. Fordi fyllingen består av en skråning brukes det ”gravity loading”.



Figur 70: Viser Plaxis-modellen i initial phase

7.2.2 Phase 1

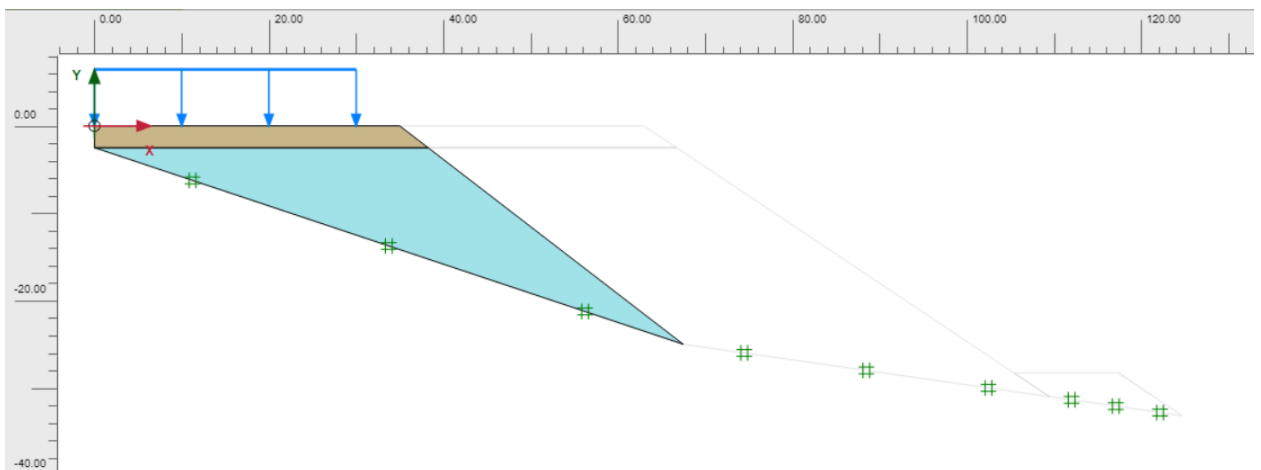
I phase 1 settes jorden til SSC og det brukes plastic construction stage. Det settes på et tidsintervall på 2555 dager. Dette skal simulere de 7 årene fyllingen fikk ligge før det ble bygget her. Det velges å se bort ifra den lille utvidelsen av fyllingen i 2008.



Figur 71: Viser Plaxis-modellen i phase 1.

7.2.3 Phase 2

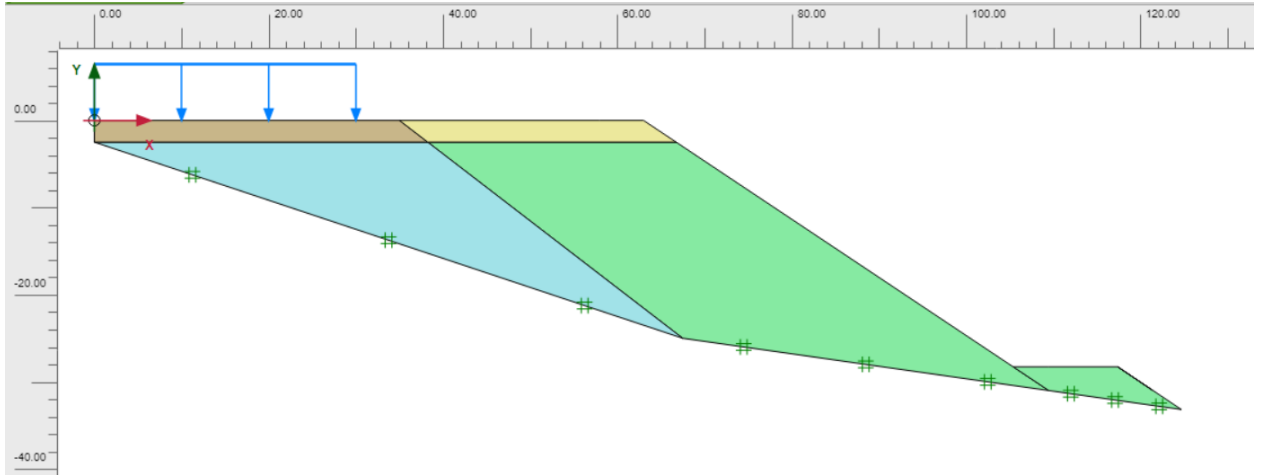
I phase 2 settes det på en linjelast på 25 kPa. Linjelasten dekker hele fyllingen unntatt de 5 siste meterne. Det settes på et tidsintervall på 4015 dager. Dette skal simulere de 11 årene som gikk før den nye fyllingen ble lagt.



Figur 72: Viser Plaxis-modellen i phase 2.

7.2.4 Phase 3

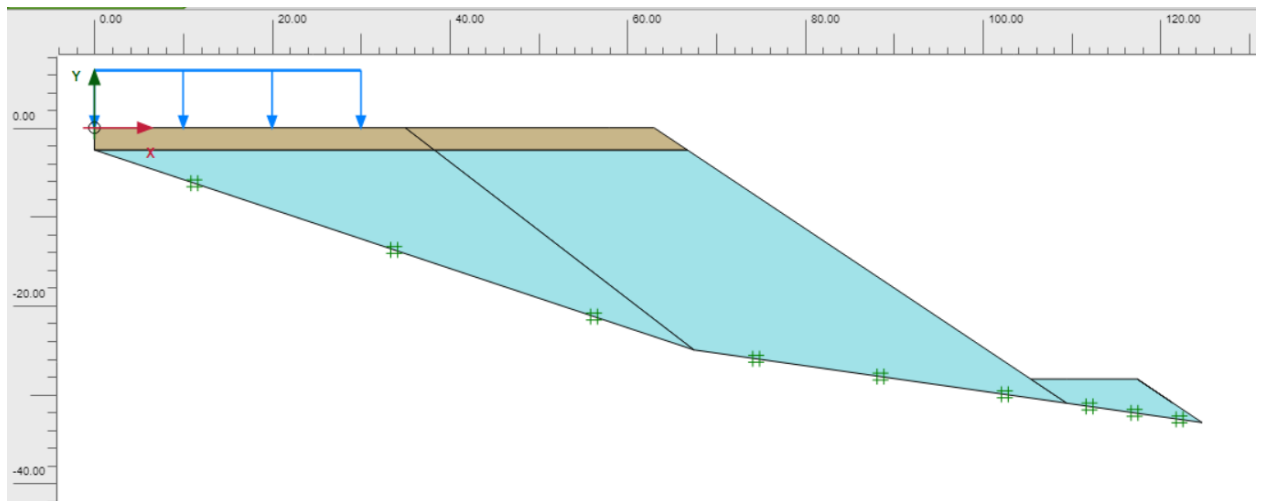
I phase 3 aktiveres jord-klyngen til den nye delen av fyllingen. Det brukes Mohr-Coulomb for å initialisere spenningene. Det settes ikke på noe tidsintervall. Time = 0.



Figur 73: Viser Plaxis-modellen i phase 3.

7.2.5 Phase 4

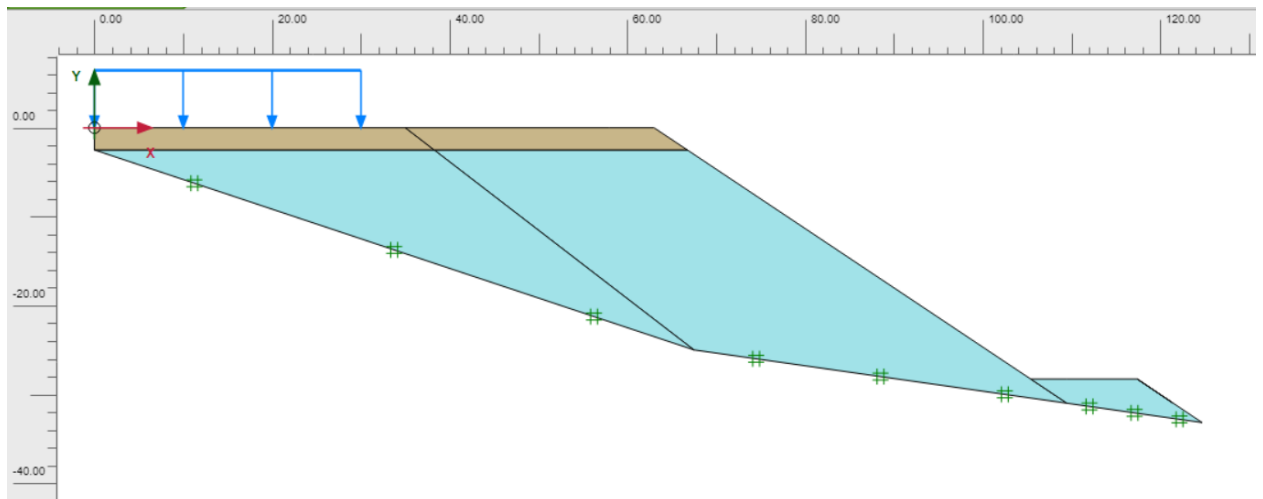
Jord-klyngen til den nye delen av fyllinga settes nå til SSC. Det settes på et tidsintervall på 1 dag. Dette tidsintervallet er nødvendig for at den "umiddelbare" plastiske tøyningen skal skje. I Plaxis tar det 1 dag før jorda i SSC har tilpasset seg den nye spenningstilstanden. Dette er diskutert ytterligere i teorien i kapittel (3.3.12). Denne fasen legges inn for å prøve å "gjøre unna" umiddelbare elastiske og plastiske tøyninger. Med denne metoden vil man tilnærmet ha unnagjort de umiddelbare tøyningene (man får også et krypbidrag fordi tiden går over 1 dag). I denne oppgaven forsøkes det kun å se på tidsavhengige kryptøyninger.



Figur 74: Viser Plaxis-modellen i phase 4.

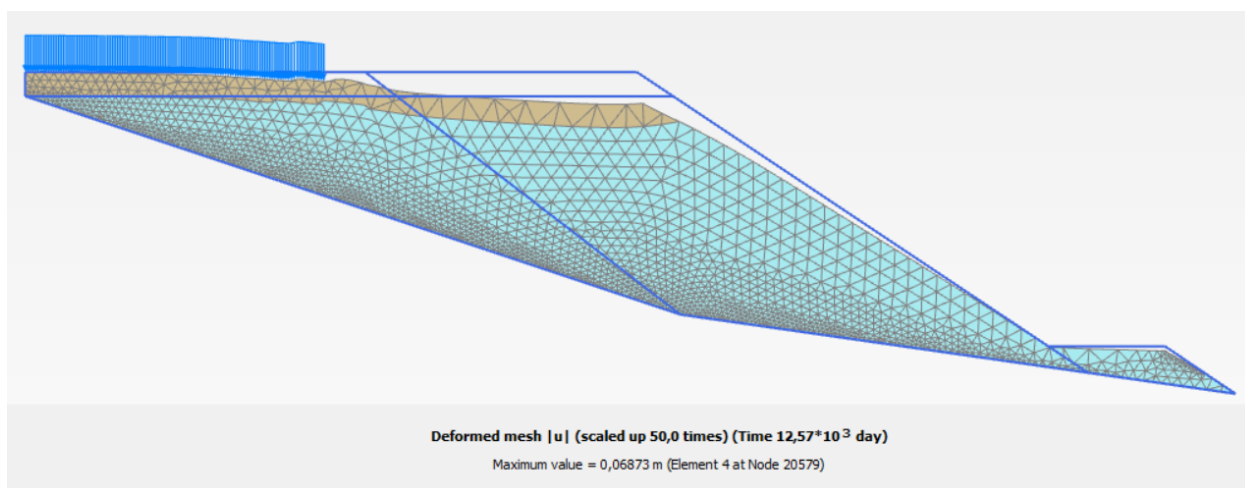
7.2.6 Phase 5

I phase 5 brukes funksjonen "reset displacements to zero" og det settes på et tidsintervall på 6000 dager. Dette er ment for å modellere krepsetningene som oppstår etter at fyllingen ble utvidet i 2019. Dette er da tiltenkt å være de tidsavhengige krepdeforonasjonene som oppstår etter at den umiddelbare elastiske og plastiske deformasjonen er unnagjort i phase 4 og 3.



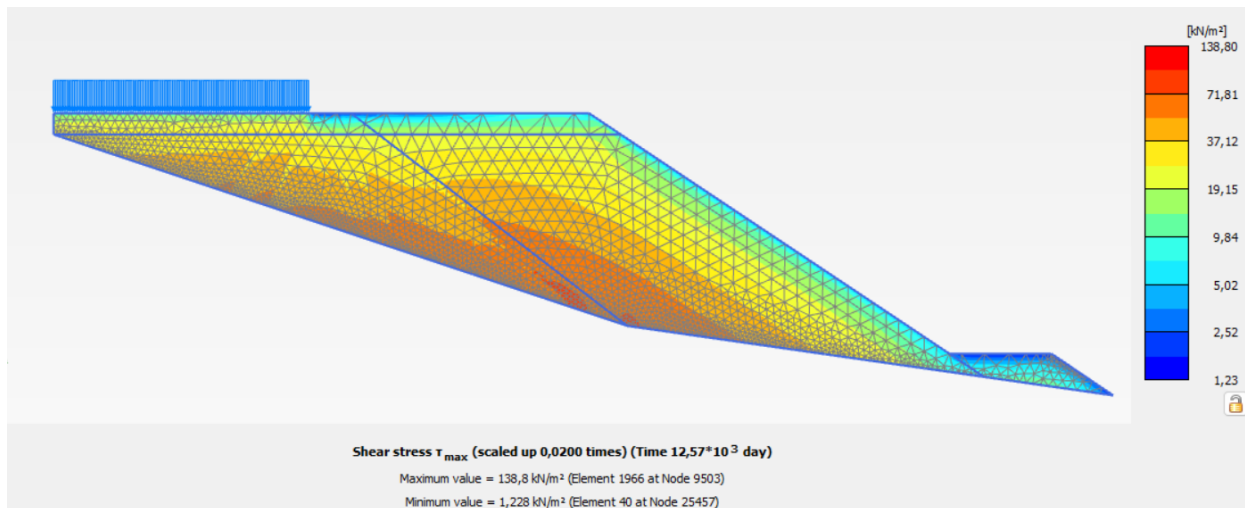
Figur 75: Viser Plaxis-modellen i phase 5.

8 Resultater beregninger



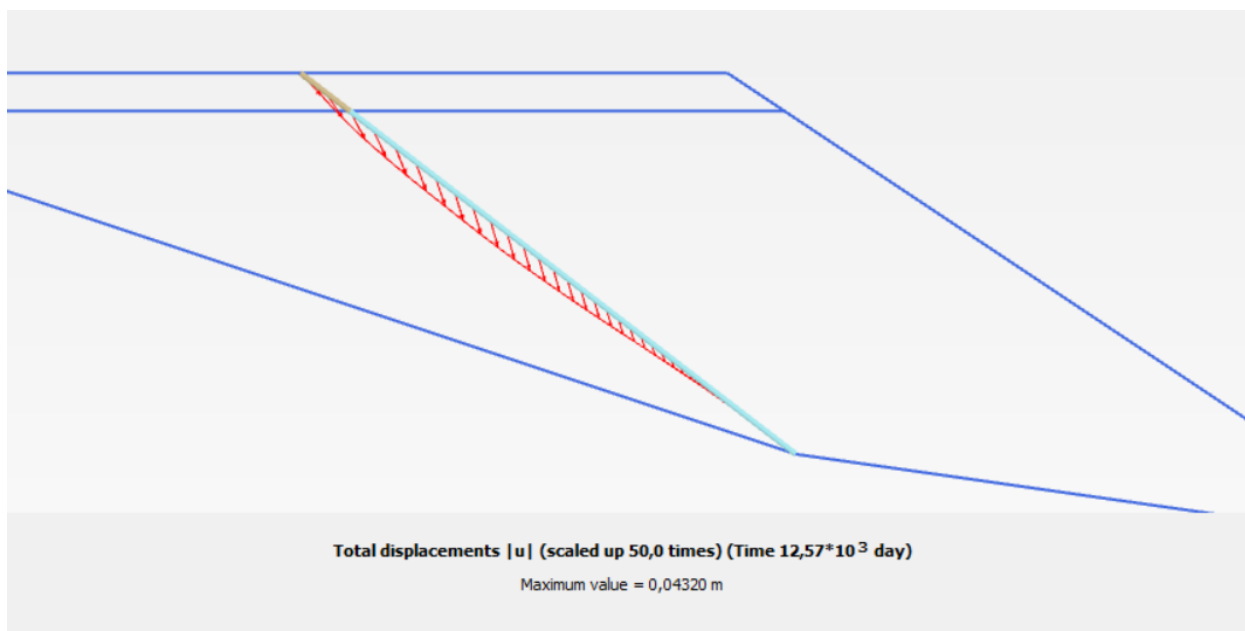
Figur 76: Deformert mesh phase 5.

Figuren over viser det deformerte meshet i phase 5. Dette skal modellere krypdeformasjonene etter utleggelsen av ny fylling i 2019. Det ble størst setning i den nye delen av fyllingen. Setningene øker lenger ut mot den nye fyllingskanten. Dette har sammenheng med at høyden av den nye fyllingen blir større nærmere fyllingskanten. Maksimal deformasjon er 6,9 cm.



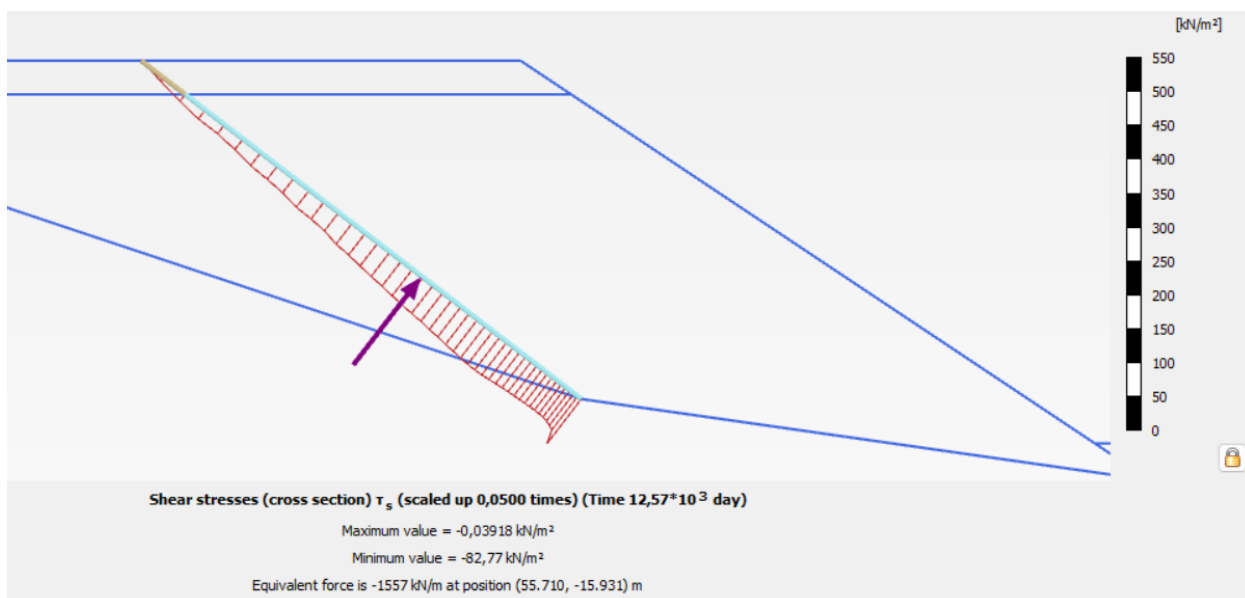
Figur 77: Maksimum skjærspenning phase 5.

Figuren over viser maksimal skjærspenning som inntreffer i phase 5. De største skjærspenningene inntreffer ved bunnen av gammel fylling og i overgangen mellom ny og gammel fylling. Dette er rimelig fordi undergrunnen har en helning og deformasjonene er "fixed" i bunnen av modellen. I overgang mellom ny og gammel fylling etableres det deviatorspenninger. Det viser også at den nye fyllingen tilfører pådragskrefter på den gamle fyllingen.



Figur 78: Totale forskyvninger i overgangen mellom ny og gammel fylling. I phase 5

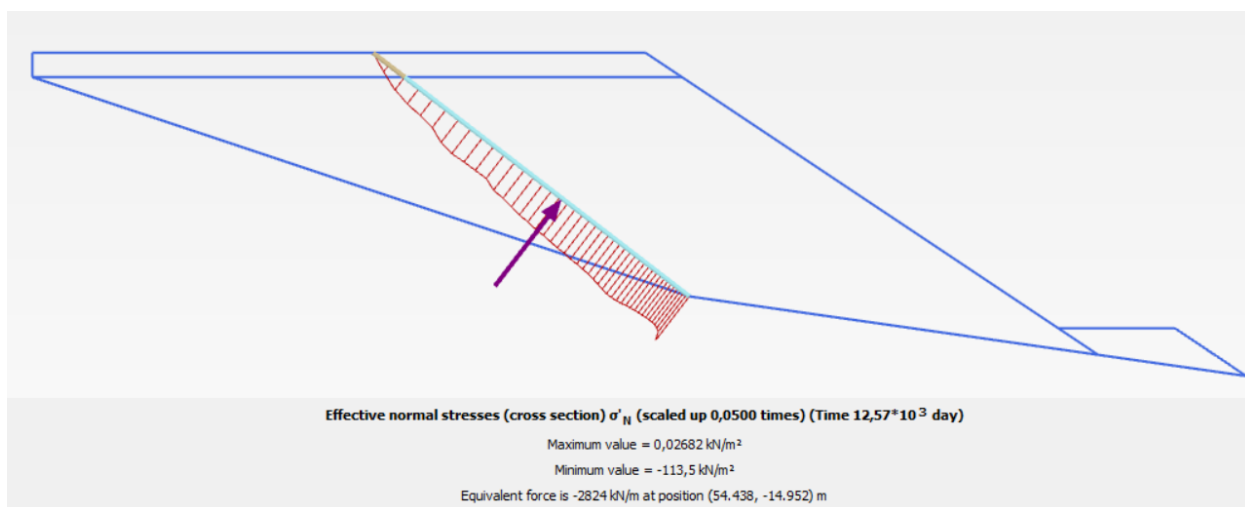
Figuren over viser forskyvningene som foregår i overgangen mellom fyllingene. Forskyvningene langs denne grensa er størst i midten, og blir mindre ved bunnen. Den største forskyvningen er 4,3 cm. I modellen blir ny og gammel fylling modellert som et kontinuerlig legeme. I virkeligheten består de jo av diskontinuerlige partikler av steiner. Derfor er det rimelig å anta at det i virkeligheten vil oppstå en "glidning" i grensa mellom ny og gammel fylling, etterhvert som den nye delen av fyllingen vil krype mer enn den gamle. Denne effekten blir ikke synlig i denne modellen.



Figur 79: Skjærspenning i overgangen mellom ny og gammel fylling i phase 5.

Figuren over viser skjærspenningene som virker i overgangen mellom ny og gammel

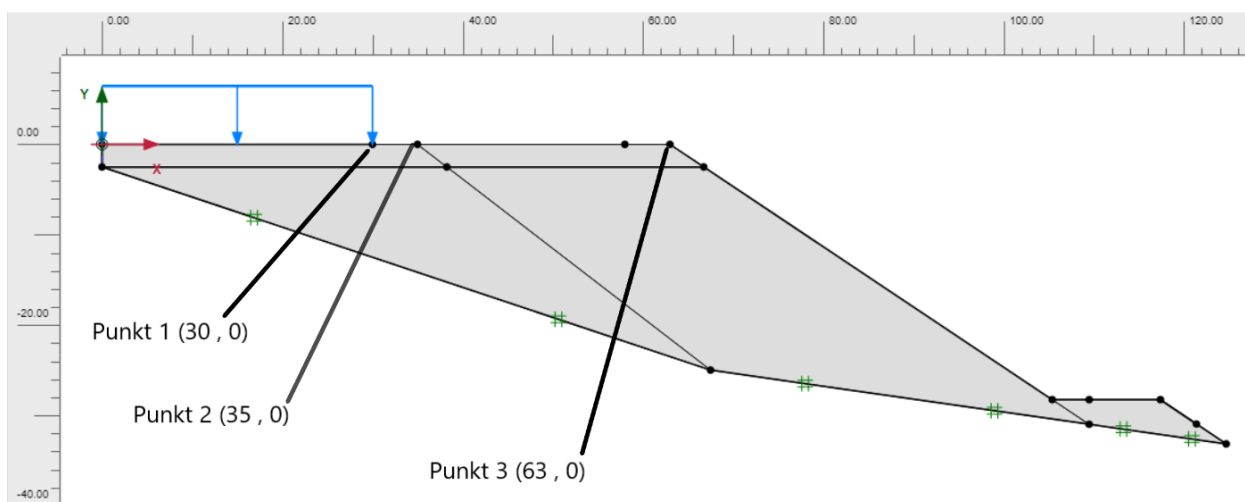
fylling. Den maksimale skjærspenningen som inntreffer langs tverrsnittet er på 83 kPa. Resultanten av skjærspenningene i dette tverrsnittet er på 1557 kN/m.



Figur 80: Effektiv normalspenning i overgangen mellom ny og gammel fylling i phase 5.

Figuren over viser normalspenningene i tverrsnittet mellom fyllingene. Resultanten av normalkraften er 2824 kN/m.

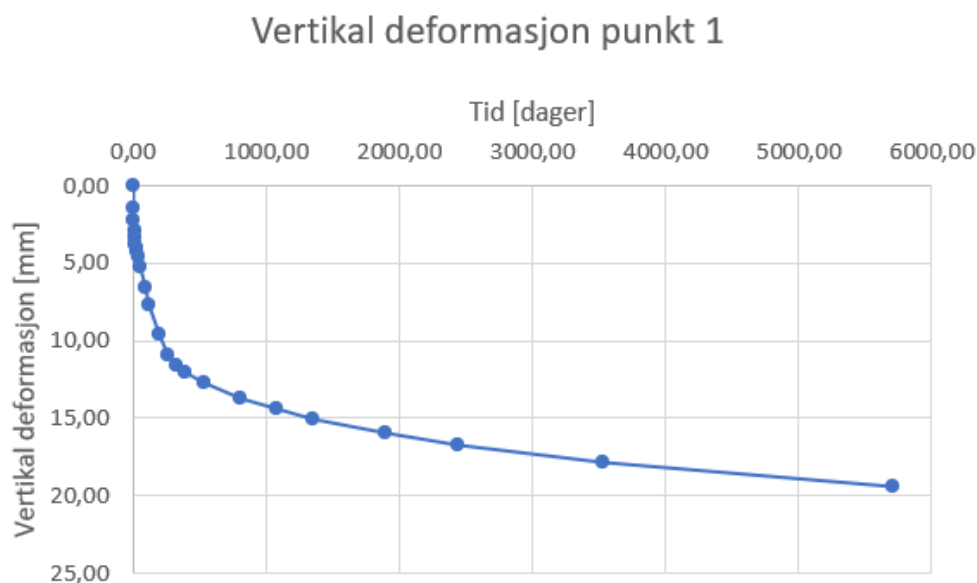
Det legges inn tre punkter i modellen til plotting av grafer. Disse er vist i figuren under.



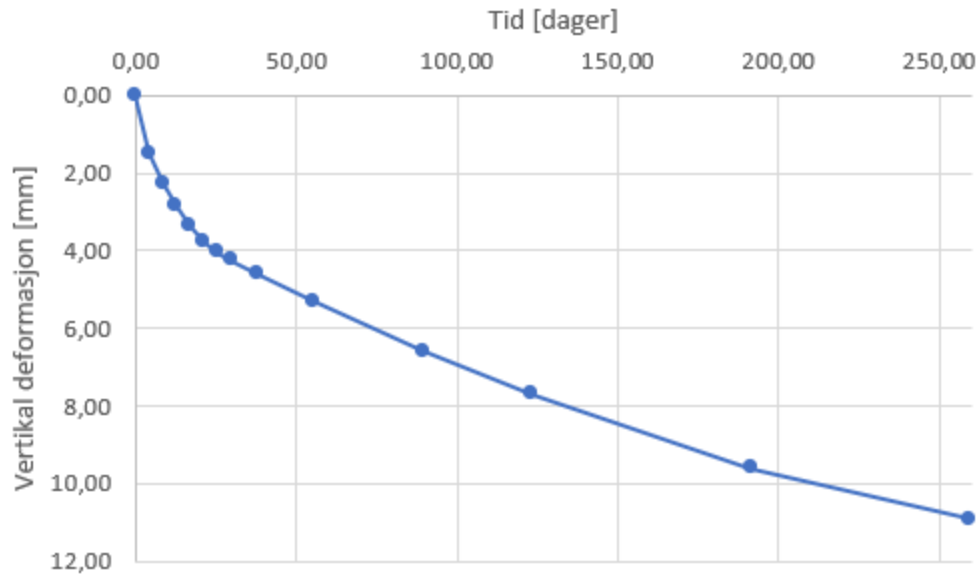
Figur 81: Punktoversikt i modellen.

Tid [dager]	Punkt 1	Punkt 2	Punkt 3
0	0	0	0
4,26	1,50	3,90	10,40
8,52	2,26	6,24	14,57
12,77	2,85	7,97	17,24
17,03	3,38	9,22	19,21
21,29	3,77	10,18	20,78
25,55	4,04	10,90	22,08
29,81	4,25	11,43	23,19
38,32	4,61	12,25	25,01
55,35	5,30	13,50	27,71
89,42	6,59	15,07	31,30
123,48	7,69	15,99	33,75
191,61	9,60	17,29	37,15
259,74	10,91	18,26	39,53
327,87	11,64	19,03	41,37
396,00	12,09	19,69	42,86
532,26	12,73	20,75	45,20
804,78	13,70	22,32	48,49
1077,29	14,43	23,45	50,82
1349,81	15,02	24,35	52,64
1894,84	15,94	25,71	55,37
2439,88	16,67	26,74	57,42
3529,94	17,82	28,28	60,42
5710,08	19,42	30,34	64,34
6000,00	19,60	30,56	64,75

Figur 82: Vertikal deformasjon (mm) og tid (dager) i phase 5.

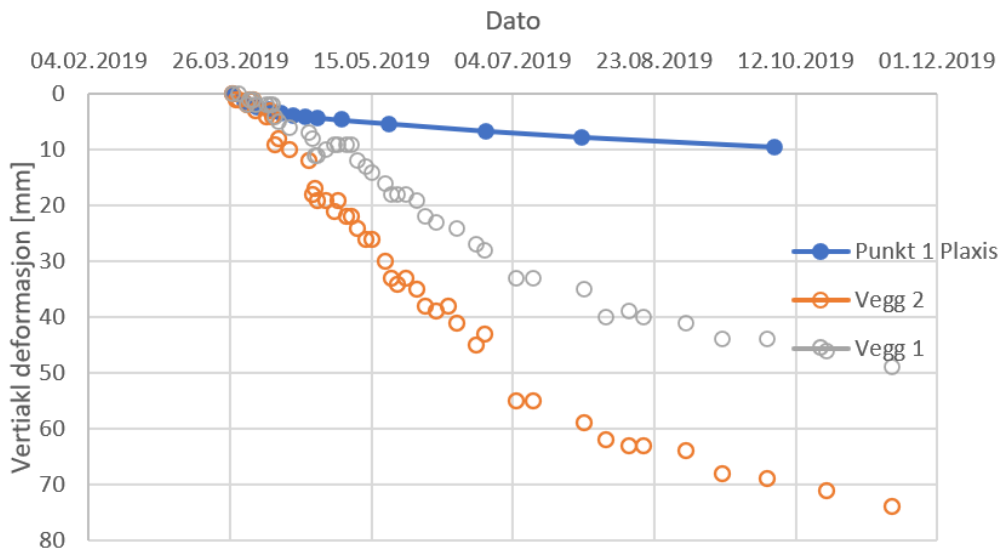


Figur 83: Vertikal deformasjon plottet mot tiden i punkt 1 i phase 5.



Figur 84: Vertikal deformasjon plottet mot tiden i punkt 1 i phase 5 for de 250 første dagene.

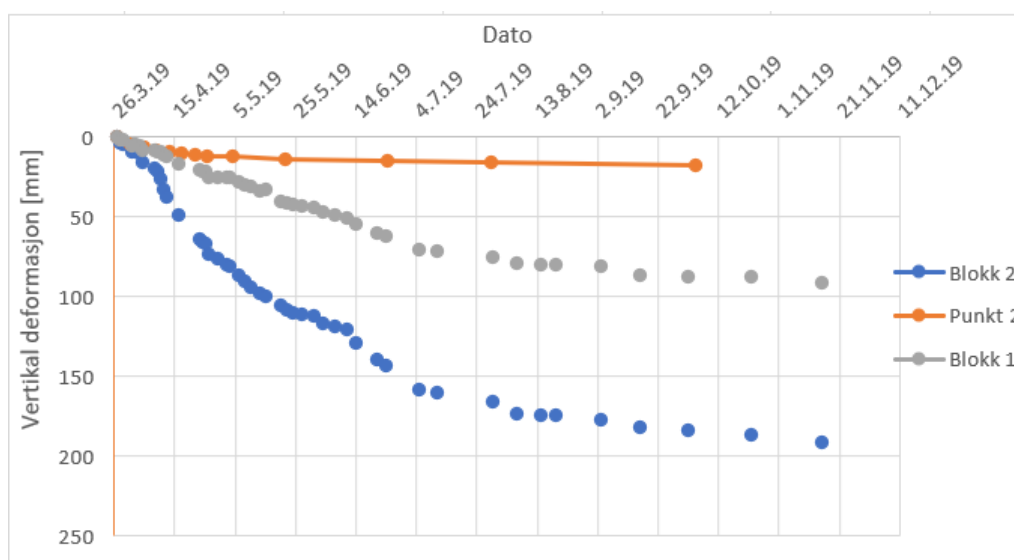
Figurene viser at punkt 1 får en vertikal deformasjon på under 2 cm etter 15 år. Krypdeformasjonene går fortest i starten, og går videre saktere og saktere. Ut ifra figur (84) er vertikal deformasjon 1.1 cm etter 250 dager. Dette følger en logaritmisk kurve, slik som SSC forutsetter. Krypshastigheten går ned med tiden ettersom OCR øker ved at krypdeformasjonene består av plastiske tøyninger som skyver "yield cappen" utover i SSC-modellen.



Figur 85: Vertikal deformasjon plottet mot tiden i punkt 1 sammenlignet med målebolter på Gimserøya.

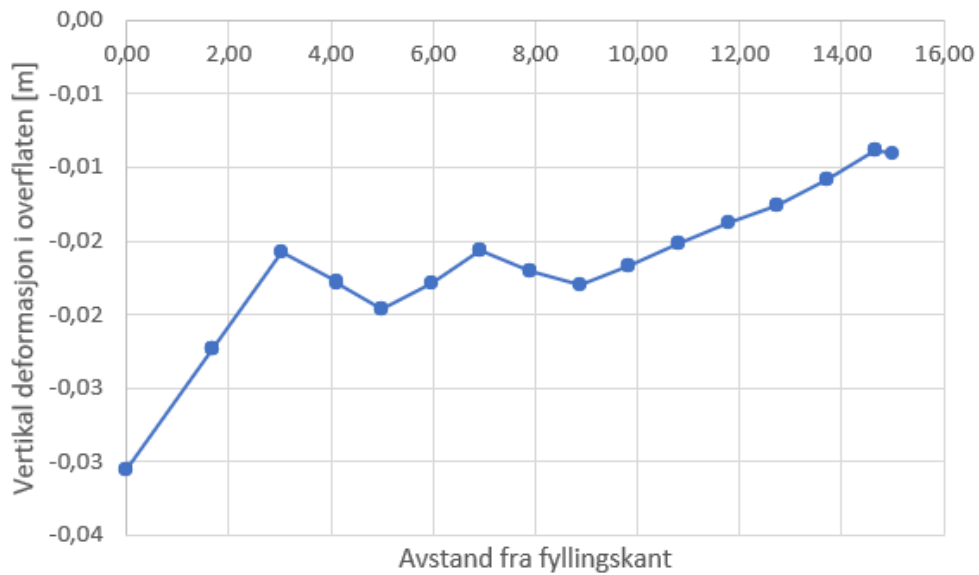
Sammenlignet med setningsmålerne langs ytterveggen nærmest vannet (Vegg 1 og Vegg 2) er de beregnede vertikale deformasjonene mye mindre. Oversikt over plasseringen av måleboltene er i figur (51). Dette viser at skjærdeformasjonene som oppstod i utfyllingsfasen er mye større enn krypdeformasjonene som oppstår over tid.

De vertikale deformasjonene i punkt 2 er også mye mindre enn det setningsboltene i området viser. Målepunktene "Blokk 1" og "Blokk 2" vist i figur (51) ligger i nærheten av punkt 2 ved kanten av den gamle fyllinga.



Figur 86: Vertikal deformasjon av punkt 2 sammenlignet med to av setningsmålerne på Gismerøya.

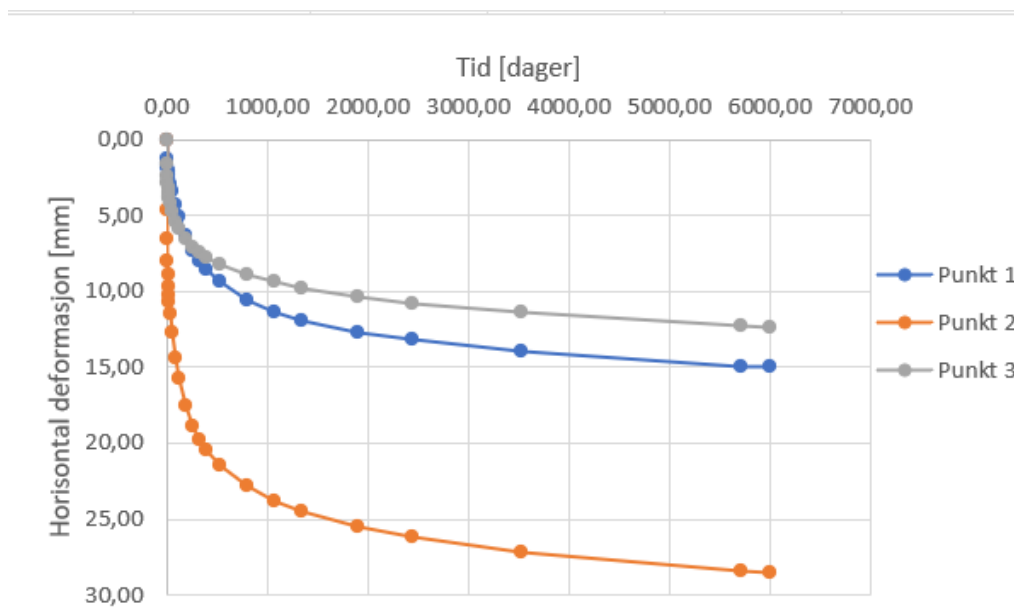
Figurene under viser at den vertikale deformasjonen blir mindre når avstanden til den nye fyllinga blir større. Her er deformasjonen i overflaten av den gamle fyllinga plottet mot avstanden fra overgangen til den nye fyllinga.



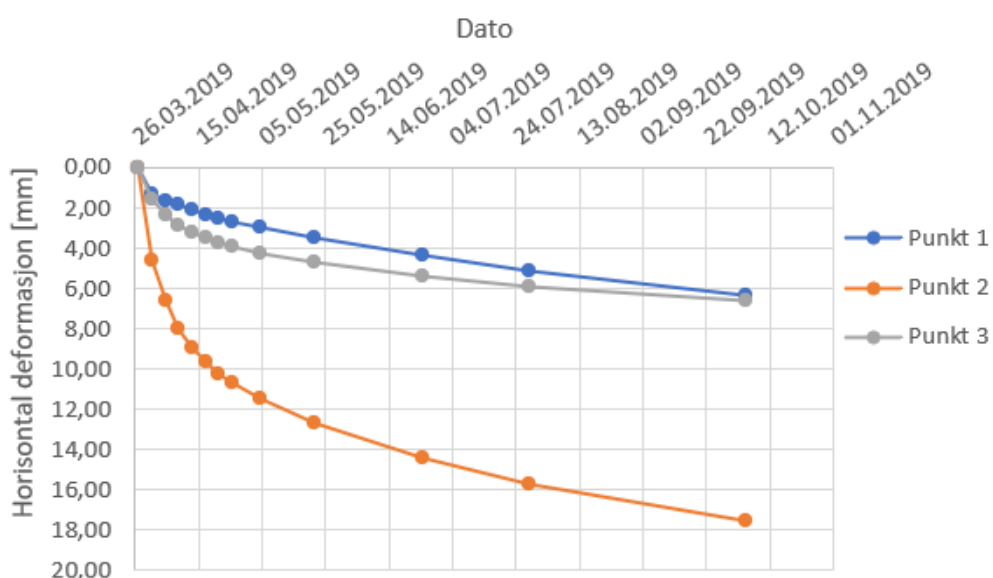
Figur 87: Beregnet vertikal deformasjon (m) vs avstand fra fyllingskant (m). Phase 5

Tid [dager]	Punkt 1	Punkt 2	Punkt 3
0,00	0,00	0,00	0,00
4,26	1,31	4,62	1,59
8,52	1,65	6,61	2,36
12,77	1,86	8,00	2,85
17,03	2,11	8,96	3,20
21,29	2,31	9,68	3,48
25,55	2,49	10,24	3,71
29,81	2,66	10,72	3,92
38,32	2,95	11,50	4,25
55,35	3,44	12,67	4,74
89,42	4,31	14,40	5,40
123,48	5,09	15,70	5,89
191,61	6,38	17,60	6,57
259,74	7,36	18,93	7,06
327,87	8,03	19,82	7,44
396,00	8,53	20,47	7,75
532,26	9,35	21,46	8,22
804,78	10,56	22,84	8,89
1077,29	11,35	23,76	9,38
1349,81	11,92	24,46	9,76
1894,84	12,67	25,45	10,33
2439,88	13,19	26,15	10,77
3529,94	13,93	27,16	11,42
5710,08	14,92	28,42	12,27
6000,00	15,01	28,55	12,36

Figur 88: Horisontal deformasjon (mm) og tid (dager) i phase 5.

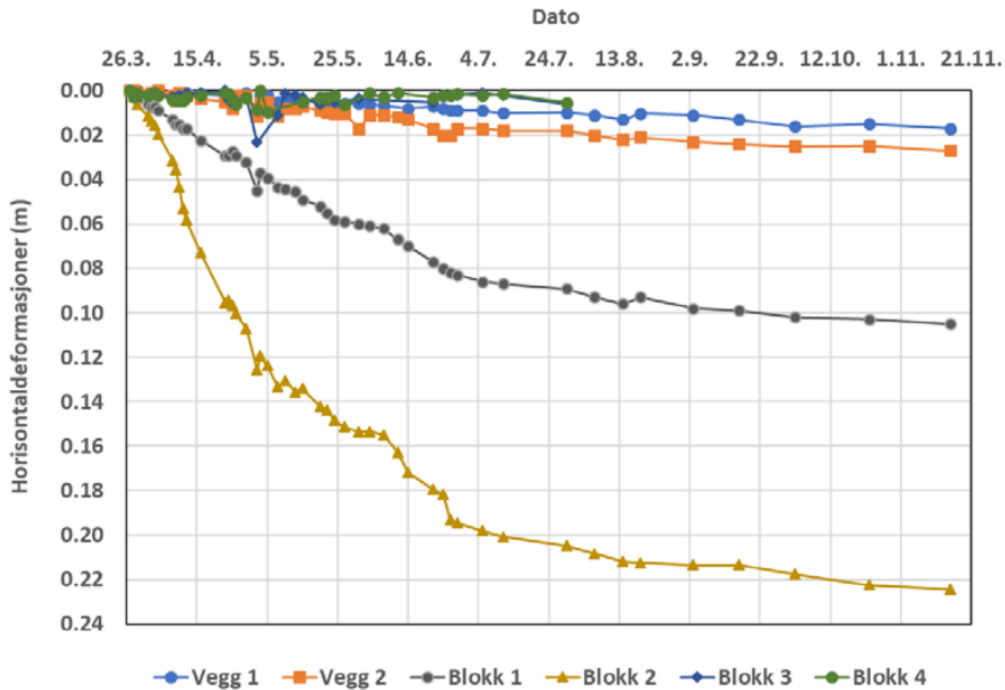


Figur 89: Beregnet horisontal deformasjon (mm) mot tid (dager] i phase 5.



Figur 90: Beregnet horisontal deformasjon (mm) mot tid (dager] i phase 5. Det er plottet i samme tidsrom som deformasjonsmålingene på Gismerøya foregikk.

I arbeidet med oppgaven klarte jeg ikke å finne de målte horisontaldeformasjonene på Gimserøya. Men i NGI sin rapport om fyllingen, er disse plottet (NGI desember 2019).

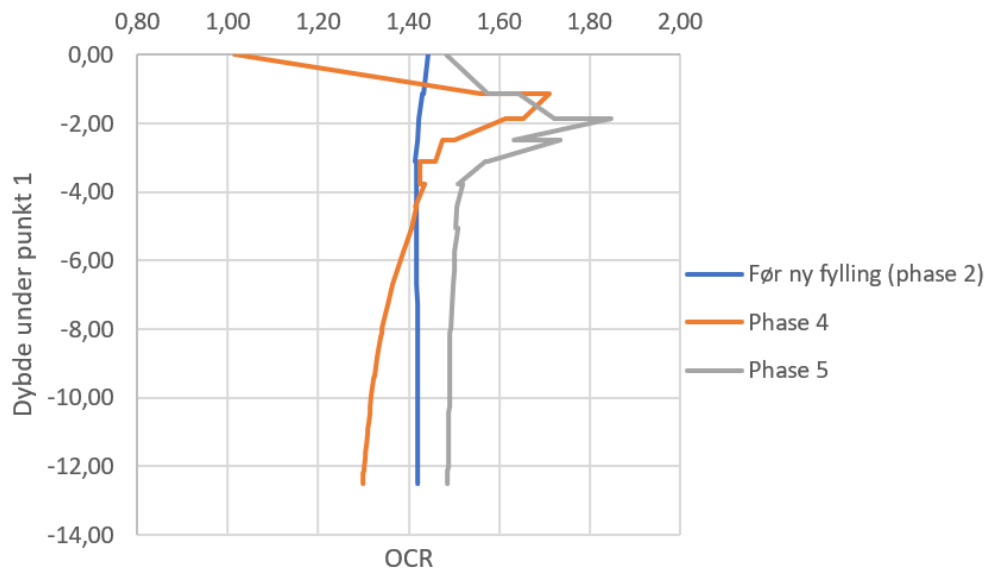


Figur 91: Målte horisontaldeformasjoner på Gimserøya. Hentet fra (NGI desember 2019).

Ved sammenligning av figur (90) og (91) vises det at de beregnede horisontaldeformasjonene er betydelig mindre enn de målte. I "Blokk 2" og "Blokk 1" ved fyllingskanten blir det deformasjoner på over 220 og 100 mm. Punkt 2 i Plaxis får til sammenligning 17.6 mm deformasjon. Målepunktene "Vegg 1" og "Vegg 2" får cirka 18 og 30 mm deformasjon. Sammenlignet med 6.4 mm i punkt 1.

Dette viser at det inntreffer betydelige horisontaldeformasjoner i utfyllingsfasen som ikke kan forklares av krepdeforasjoner i SSC-modellen. Resultatene viser også at krepdeforasjonene i modellen hovedsakelig består av vertikaldeformasjoner. Ut ifra figur (89) og (82) er de vertikale deformasjonene større.

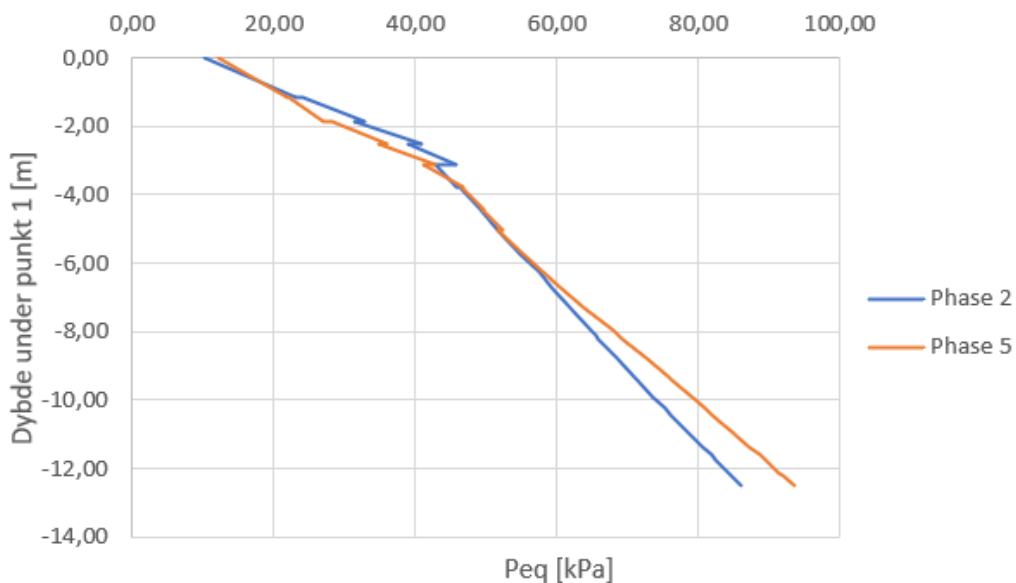
I SSC-modellen vil OCR øke etterhvert som de tidsavhengige krepsetningene foregår. Det er interessant å se hva OCR i den gamle fyllingen er før den blir utvidet. OCR vil øke imens den gamle fyllingen kryper i 18 år før utvidelsen. Deretter vil OCR fortsette å stige etter at den nye fyllingen er lagt på. Det sees på OCR i punkt 1 og nedover i fyllingen.



Figur 92: OCR vs dybden under punkt 1 i fyllingen.

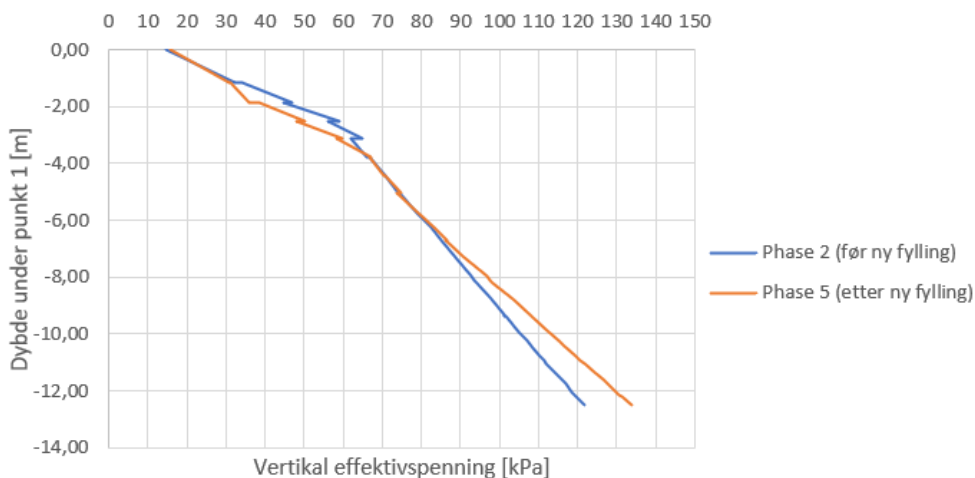
Figuren over viser at fyllingen hadde en OCR på cirka 1,42 før etablering av ny fylling. Etter belastningen fra den nye fyllingen i phase 4 synker OCR i fyllingen i toppen og dypere enn 4 meter, imens den øker mellom 1 og 3 meter. Den varierer mellom 1,3 i bunnen og 1,7 ved ca 1 meters dyp før den synker til 1 i toppen. På mellom 1 og 3 meters dyp ser fyllingen altså ut til å bli avlastet etter etablering av ny fylling. Etterhvert som fyllingen kryper i phase 5 ser man at OCR øker.

I utregningen av OCR bruker Plaxis ekvivalent gjennomsnittlig isotrop spenning p'_{eq} . Denne plottes under.



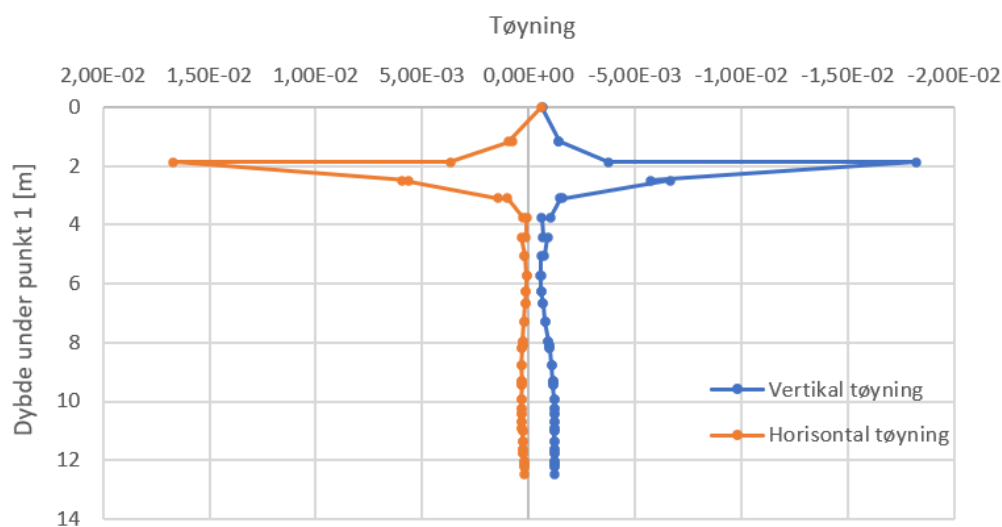
Figur 93: p'_{eq} vs dybden under punkt 1 i fyllingen.

Figuren over viser at den nye fyllingen har liten påvirkning på p'_{eq} under punkt 1. Men også her ser man at den gamle fyllingen blir avlastet mellom 1 og 3 meter etter etablering av den nye fyllingen.



Figur 94: Effektivspenning vs dybden under punkt 1 i fyllingen.

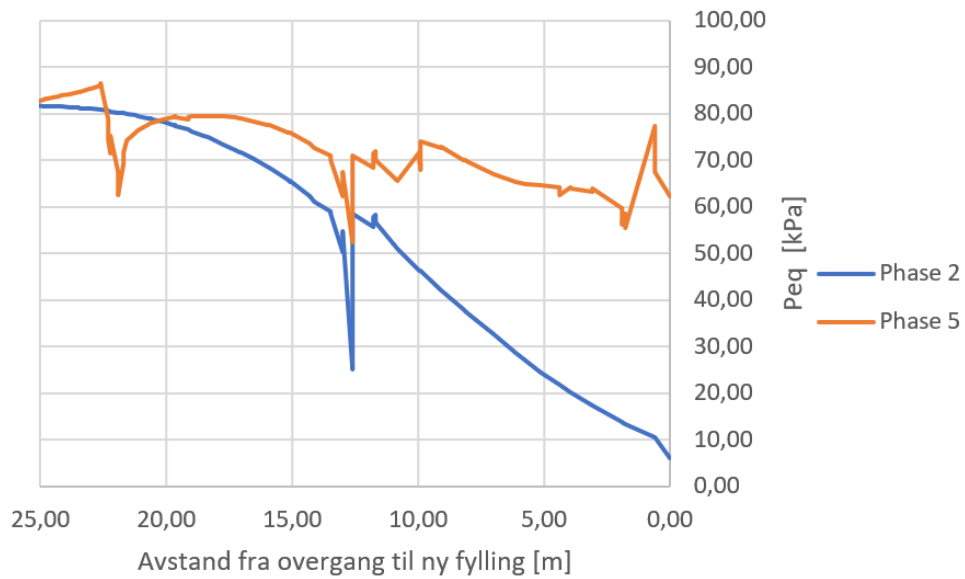
Figuren over viser at påvirkningen av den nye fyllingen på effektivspenningen under punkt 1 er liten.



Figur 95: Tøyning vs dybde under punkt 1.

Figuren viser tydelig at tøyningen under punkt 1 er veldig liten. Med unntak av rundt 2 meters dybde er tøyningen neglisjerbar.

Det plottes en graf for å se på hvordan virkningen av den nye fyllingen varierer med avstand fra fyllingskanten. Det velges å se på dybden 10 meter under fyllingstoppen. p'_{eq} sees på før og etter ny fylling er lagt.



Figur 96: p'_{eq} vs avstand til ny fylling (i dybde -10 m).

Som figuren over viser, avtar lastvirkningen fra ny fylling med avstanden fra fyllingsovergangen.

9 Feilkilder

Setningsmålerne på Gismerøya ble satt opp etter at betydelige skader på industribygningen hadde inntruffet. Det vil si at setningene på fyllingen var enda høyere enn målt. Målingene ble også tatt under byggingen av fyllingen, noe som fører til at lastsituasjonen blir uklar. I beregningene i Plaxis i denne oppgaven ble det antatt at vekten av hele fyllingen ble lagt på med en gang. I virkeligheten skjedde dette gradvis. Videre er det uvisst hvordan de forskjellige byggetrinnene foregikk. Man vet at det ble lagt ut både med dumping fra tipp og fra lekter. Men det er vanskelig å fastslå både når de forskjellige lasttrinnene inntraff og hvor store de var. Det kan heller ikke utelukkes av det i løpet av byggeprosessen har forekommet skjevbelastninger.

Et stort usikkerhetsmoment er den lille utvidelsen av fyllingen i 2008. Det er uklart hvordan dette foregikk fordi det ikke er dokumentert i særlig stor grad. I rettssaken var det også uenigheter om det var kommunen eller byggeier som hadde stått for denne utfyllingen i 2008. Den skal ha blitt lagt 3 måneders tid før byggingen av industribygget. Og ble visstnok gjort for å rette opp kystlinja. (NGI juni 2019) spekulerer i sin rapport, om dårlig utførelse av denne fyllingsskrånningen kan ha vært medvirkende årsak til at det oppsto store setninger så kort tid etter byggestart i 2019. De refererer til (SVV 2014) som stiller krav om at det skal tas ut såle i fyllingen når det underliggende terrenget er brattere enn 1:3. Og det er rimelig å anta at dette kan ha vært tilfellet i denne saken. NGI skriver at stabiliteten til fyllingsfoten er krevende å tilfredstille i såpass skrånende terreng. Denne utfordringen vil bli større hvis det i tillegg er fortanning i skrånningen. Det er derfor viktig å utføre fyllingsfoten på en skikkelig måte. Hvis dette ikke gjøres kan det oppstå sig og setninger i fyllingen. I ytterste konsekvens kan det også oppstå større utglidninger. NGI mener derfor at det ikke kan utelukkes at en lokal instabilitet av fyllingsfot var årsak til de store deformasjonene.

En annen usikkerhet er at det er uklart hvilke masser som befinner seg under fyllingen og hvor langt det er til berg. Grunnundersøkelsene indikerer et lag på 3-6 meter med skjellsand og leire under den nye fyllingen. Det kan heller ikke utelukkes at det er kohesjonsmasser under gammel fylling. Kohesjonsmaterialer er mye mer kompressible enn steinfylling, så de kan gjøre et relativt stort utslag på det totale setningsbildet. Hvordan terrenget ser ut under fyllingen er også usikkert. Det kan være hellende og/eller kupert. Dette gjør forutsetningene for beregningene usikre.

Fyllingshøyden er relativt stor og fyllingsskrånningen er relativt lang. Dette gjør at ved dumping fra tipp og ved slipp fra lekter kan man tenke seg at man oppnår en ytterligere komprimering av fyllingen grunnet den dynamiske påvirkningen. Men denne er vanskelig å tallfeste.

En 2D modell av et 3D fenomen vil gi en for myk oppførsel i en slik type fylling. Dette er fordi antagelsen i Plaxis om perfekt plan-tøyning vil bidra til å gjøre modellen for myk i forhold til et 3D tilfelle. I denne oppgaven ble deformasjonene svært små,

og det var nok andre faktorer som spilte en mye større rolle.

Som tidligere omtalt i oppgaven har de tolkede ødometertestene flere usikkerheter. For det første besto materialene i testene av andre typer bergarten enn i fyllingen på Gismerøya. Dette vil gi dem annen trykkfasthet og kornform. De hadde også andre lagringsbetingelser, komprimering og vanninnhold. Videre foregikk testene under andre spenningsforhold enn det som er representativt for fyllingen på Gismerøya.

En svakhet med ødometertesting av steinfyllingsmateriale er at det blir nødvendig å skalere ned kornstørrelsen for at det skal passe i apparatet. Dette vil gjøre at testprøven avviker fra materialet det forsøket å teste. Det er foreslått framgangsmåter å gjøre dette på som skal minimere avvikene dette medfører (Dorador and Villalobos 2020). Som tidligere diskutert i oppgaven vil større partikler typisk gi en lavere trykkfasthet (på grunn av økt mengde sprekker). Dette vil føre til et avvik i sammenligningen mellom fyllingen på Gismerøya og materialet i ødometertestene som har mindre steinstørrelse, og følgelig får en økt trykkfasthet, noe som vil føre til en underestimering av setningsparameterne.

Kryptester i ødometerapparater foregår også over et mye mindre tidsintervall enn det som er relevant for en reell steinfylling i felten. Dette vil ifølge (Hong and Xu 2021) underestimere kryp-parameteren.

Å anta ødometerforhold i en steinfylling vil heller ikke være like gyldig i alle tilfeller. Men i midten av en fylling er den mer gyldig enn på sidene (Justo and Durand 2000). Hvis horisontal deformasjon tillates, noe som vil være tilfellet ved en fyllingskråning, får man større andel skjær og stivheten vil bli mindre. Dermed vil en ødometertest på steinfyllingsmateriale kunne overestimerer stivheten i de områdene av steinfyllingen hvor horisontal deformasjon tillates.

10 Diskusjon

Det ble funnet lave beregnede krypdeformasjoner i den gamle fyllingen. Feltmålingene viser at skjærdeformasjonene som oppstod i utfyllingsfasen var mye større enn krypdeformasjonene som oppstår over tid. Det ser ut til at belastningen på gammel fylling ikke økte nok etter fyllingsutvidelsen til å gi et betydelig krypbidrag. Dette kom også tydelig fram fra figur (94) og (93), hvor man kan se at spenningene i den gamle fyllingen ikke forandret seg i stor grad etter utvidelsen. Når den gamle fyllingen i tillegg hadde fått 18 år på å sette seg før fyllingsutvidelsen, resulterer dette i svært lave krypdeformasjoner. Dette peker mot at det var andre faktorer enn krypdeformasjoner i steinfyllingen som førte til de store deformasjonene på Gismerøya. Dette kan blant annet være forårsaket av lav lokalstabilitet ved fyllingsfoten til gammel fylling og deformasjoner av underliggende lag med sand og kohesjonsmasser.

Ut ifra figur (92) varierte OCR hovedsakelig mellom 1,3 og 1,7 under punkt 1 i

starten av phase 5. Hvis man antar en OCR på 1,4 i hele dybden ville kryphastigheten basert på ligning (45) blitt $1.6 * 10^{-7}$ /dag. Dette tilsvarer $5.8 * 10^{-5}$ /år, noe som er neglisjerbart. Dette tyder på at mesteparten av kryptet under punkt 1 foregikk i toppen hvor OCR var lavest. Dette ser man også fra figur (95) som viser tøyning vs dybden under punkt 1. Den eneste tøyningen som ikke er neglisjerbar er rundt 2 meters dybde.

Til sammenligning hadde man med en antatt OCR på 1 i hele fyllingsdybden fått en kryptøyning på 12,8% i året. Men da ser man bort ifra at kryphastigheten synker over tid fordi OCR øker med tiden i SSC.

Med denne modelleringen lyktes det ikke å modellere noe annet enn svært små kryptformasjoner. Det er som diskutert mange kilder til usikkerhet i den brukte metoden. Men den lave påvirkningen på spenningen etter utvidelsen, og det faktum at den gamle fyllingen hadde fått satt seg i 18 år, peker på at det er lite som tilsier at situasjonen på Gismerøya var preget av kryptformasjoner i den gamle delen av fyllingen. Dette er noe som kan overføres til andre fyllinger. Hvis en steinfylling har fått kripe i mange år, vil det kreve en betydelig tilleggsbelastning at den kryper mye mer.

Rapport fra NGI (NGI desember 2019) konkluderer med at den gamle fyllingen på Gismerøya hadde lav beregningsmessig stabilitet. (1,11 i Geosuite og 1,05 i Plaxis). De ytre delene av fyllinga hadde altså en høy mobilisering før utvidelsen i 2019. En høyere mobiliseringsgrad vil bidra til å gi større setninger ved ytterligere belastning.

Feltnålingene viste at det inntraff betydelige horisontaldeformasjoner i utfyllingsfasen som ikke kan forklares av kryptformasjoner i SSC-modellen. Resultatene viser også at kryptdeformasjonene i modellen hovedsakelig består av vertikaldeformasjoner. Ut ifra figur (89) og (82) er de vertikale deformasjonene større enn de horisontale.

11 Konklusjon

På grunn av færre muligheter til å komprimere steinfyllinger i sjø, vil dette ofte ikke bli gjort. Ukomprimerte steinfyllinger i sjø vil derfor være svært utsatt for egensetninger etter utleggelse. En betydelig del av setningene som oppstår i en utlagt steinfylling er kryptsetninger. Dette er på grunn av en gradvis oppsprekkingsprosess og knusing av korn. I denne oppgaven er det sett på steinfyllinger i sjø som blir utvidet i senere tid. Beregningene viste at ved utvidelse av en steinfylling i sjø som hadde fått ligge i mange år med et industribygg på seg, ble de tidsavhengige egensetningene mye mindre enn de målte setningene som oppsto i utleggingsfasen.

Når en steinfylling i sjø blir utvidet, vil den nye fyllingen påføre pådragskrefter på den gamle fyllingen. I steinfyllingen i sjø på Gismerøya viser feltnålinger at skjærdeformasjonene som oppstod i utfyllingsfasen er mye større enn de beregnede

krypdeformasjonene som oppstår over tid.

Resultatene av beregningene viser at de beregnede krypdeformasjonene kraftig underestimerer feltmålingene på Gismerøya. Dette peker mot at det var andre faktorer enn krypdeformasjoner i steinfyllingen over tid som førte til de store observerte deformasjonene på Gismerøya

Resultatene viser også at krypdeformasjonene i modellen hovedsakelig består av vertikaldeformasjoner. Feltmålingene viser at det inntreffer betydelige horisontaldeformasjoner i utfyllingsfasen.

Beregningene i Plaxis med Soft Soil Creep modellen vurderes å ha hatt mange usikkerhetsmomenter. Den største feilkilden er at de tolkede setningsparameterne ble valgt ut ifra svært begrenset informasjon. For å kunne velge bedre parametere og gjøre en bedre beregning, krever det labtesting på tilsvarende materiale som i fyllingen, med samme type bergart, vanninnhold, lagringsbetingelser og spenningsområde. Antagelsen om ødometerforhold som man tar ved tolkning av parametere fra ødometertester, vil heller ikke være gyldig ved kanten av fyllingsskråningen. Dette vil bidra til å overestimere setningsparameterne i denne delen av fyllingen.

De usikre inngangsparameterne og den begrensede feltmålingen av den faktiske fyllingen, gjør at det ikke er grunnlag til å svare på hvorvidt Soft Soil Creep modellen klarer å modellere realistiske setninger i steinfylling.

Resultater fra denne oppgaven har noe relevans også for andre fyllinger. Modellen i oppgaven indikerer at kryphastigheten blir svært liten over tid. Dette viser at det krever en betydelig tilleggsbelastning for å kunne påføre en steinfylling ytterligere krypdeformasjoner når den allerede har fått krype i mange år.

12 Forslag til videre arbeid

Det er mange ting man kunne gjort i et videre arbeid for å studere krypsetninger i steinfyllinger i sjø. Den beste måten å bestemme kryp-parametere er med en testfylling hvor man etterligner forholdene mest mulig som i den faktiske steinfyllingen. Det burde etterstrebes å ha likt steinfyllingsmateriale, kompaktering og porøsitet. Med spesielle ødometer- og triaksapparater kan man utføre labtesting på steinfyllingsmateriale for å oppnå bedre setningsparametere. Men disse apparatene må være bygget større enn de man bruker til å teste jord og sand. Man kan også få en bedre tilnærming av densiteten av fyllingen ved å bruke en testfylling. Man begynner med å grave ut et areal som man laserskanner for å bestemme nøyaktig volum. For deretter å fylle dette volumet med steinfyllingsmateriale som man vet nøyaktig vekt av. Et annet alternativ for å bestemme tetthet er ved bruk av Troxler-apparat.

I et videre arbeid kunne det vært forsøkt å regne på krypsetninger med andre ma-

terialmodeller. For eksempel med Krykon i Geosuite, en reologisk modell som nevnt i litteratursøket, med DEM eller med (Athanasiu et al. 2005) sin modell.

For å kunne avgjøre om SSC gir en god approksimasjon til setningene i en reel steinfylling må man ha feltmålinger å sammenligne beregningene med. For å kunne studere om både totalsetningene og de lokale setningene i fyllingen samsvarer med SSC, burde også testfyllingen ha setningsmålere i forskjellige deler av fyllinger og i forskjellige dybder. Ved å se på setninger i forskjellige dybder i fyllingen kan man også si noe om hvor godt de beregnede setningene stemmer langs fyllingsdybden.

Setningsparameterne vil bli forskjellige i forskjellige deler av fyllingen på grunn av forskjellig belastning og lagringsbetingelser. Så en Plaxis-modell inndelt i flere lag hvor man kalibrerer parameterne i forskjellige lag ville gitt en bedre beregning.

Basert på en ødometertest som er mer representativ for det steinfyllingsmaterialet man ser på, kunne det vært nyttig å gjøre en simulering av en ødometertest i Plaxis. Da kunne man simulert en kryptest og tilpasset alle parameterne til å stemme med testen.

Det er data som jeg ikke lyktes i å oppdrive i dette arbeidet som kunne vært nyttig for temaet. På 90-tallet ble det utført dypkomprimering av en steinfylling i Kollnes. Denne fyllingen ble brukt til å fundamentere et gassanlegg. Det ble utført omfattende feltmålinger og undersøkelser i dette prosjektet. Dette besto blant annet av setningsbolter i 13 punkter i forskjellige dybder. Det kunne vært nyttig å få tilgang på denne dataen for tilbakeregning av kryp-parametere. Det er også målinger på en steinfylling i sjø som ligger unnder Bergen postterminal som kunne vært interessante.

Referanser

- Alnæs, L. (2019). ‘Rapport Produksjon og bruk av overskuddsmasser’. In.
- Alonso, EE, S Olivella and NM Pinyol (2005). ‘A review of Beliche Dam’. In: *Géotechnique* 55.4, pp. 267–285.
- Athanasiau, Corneliu et al. (2005). ‘Elastic and creep settlements of rock fills’. en. In: *ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering)* 16, pp. 1837–1843. ISSN: 978-90-5966-027-4. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1837.
- Baud, Patrick, Wenlu Zhu and Teng-fong Wong (2000). ‘Failure mode and weakening effect of water on sandstone’. en. In: *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* 105.B7. _eprint: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1029/2000JB900087>, pp. 16371–16389. ISSN: 2156-2202. (Visited on 10th Dec. 2022).
- Bjerre, J. and A. Stordal. (2019). ‘Deep dynamic compaction with falling weight in Norway - Experience and recommendations for application’. en. In: *Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* Geotechnical Engineering, foundation of the future, pp. 2807–2814. DOI: 10.32075/17ECSMGE-2019-0547. URL: <https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0547> (visited on 19th Dec. 2022).
- Byggforsk (1999). *Utlegging og komprimering av sprengsteinsfylling 513. 131.*
- Cetin, H, M Laman and A Ertunc (2000). ‘Settlement and slaking problems in the world’s fourth largest rock-fill dam, the Ataturk Dam in Turkey’. In: *Engineering geology* 56.3-4, pp. 225–242.
- Charles, J. A. (Aug. 1976). ‘The use of one-dimensional compression tests and elastic theory in predicting deformations of rockfill embankments’. en. In: *Canadian Geotechnical Journal* 13.3, pp. 189–200. ISSN: 0008-3674, 1208-6010. DOI: 10.1139/t76-023. (Visited on 12th Dec. 2022).
- COWI (2018). ‘Geotekniske vurderinger for fylling - Geoteknisk prosjekteringsrapport’. In.
- (2019). ‘Geotekniske vurderinger i forbindelse med setninger av sjøhuset Gismerøya’. In.
- Cundall and Strack (1979). ‘A discrete numerical model for granular assemblies’. en. In: *Geotechnique* 29, pp. 47–65.
- Deluzarche, R. and B. Cambou (2006). ‘Discrete numerical modelling of rockfill dams’. en. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 30.11. _eprint: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/nag.514>, pp. 1075–1096. ISSN: 1096-9853. (Visited on 11th Dec. 2022).
- Ding, Yuan and Zhang (2013). ‘Unsaturated wetting deformation characteristics of rockfill materials’. In: *Engineering Mechanics* 30.9, pp. 139–143.
- Dorador, L. and F. A. Villalobos (2020). ‘Analysis of the geomechanical characterization of coarse granular materials using the parallel gradation method’. In: *Obras y Proyectos* 27.
- Emdal, Arnfinn (2020). *Introduksjon til Geoteknikk*. NTNU.
- Glein, A. and K. Kalhagen (2022). ‘TBM4500 - Bygg- og miljøteknikk, fordypningsprosjekt - Deformasjoner i steinfyllinger i sjø’. In.
- Hong, J. and M. Xu (2021). ‘Numerical investigation of the time size effect of high rockfill geostructures’. In: *Transportation geotechnics*.

-
- Janbu, N. (1989(1970)). *Grunnlag i Geoteknikk*. Tapir akademisk forlag, Trondheim.
- Jendeby, Leif (2016). ‘EGENSÄTTNINGAR HOS BANKAR’. In.
- Justo, J. L. and P. Durand (2000). ‘Settlement-time behaviour of granular embankments’. en. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 24.3, pp. 281–303. ISSN: 1096-9853. DOI: 10.1002/(SICI)1096-9853(200003)24:3<281::AID-NAG66>3.0.CO;2-S. (Visited on 10th Dec. 2022).
- Kart.1881.no (2023). *kart.1881.no*. URL: https://kart.1881.no/?gclid=CjwKCAjw6vyiBhB_EiwAQJRopoDXGPkU8pOqJtrrTI4ynLoECVaf_i_JvuDI2HCc1YZWTej7Hjl1CxoC89cQAvD_BwE (visited on 2023).
- Kjærnsli, B. and A. Sande (1963). ‘Compressibility of some coarse-grained materials’. en. In: *European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3. Wiesbaden 1963*. Vol 1, pp. 245–251.
- Kjærnsli, B., T. Valstad and K. Høeg (1992). *Hydropower Development 10: Rockfill Dams, Norwegian Geotechnical Institute*. NGI.
- Kjærnsli, Bjørn (1968). ‘Fundamentering på grus- og steinfyllinger’. In: *NGI publikasjon nr. 73*.
- Langford, J., G. Baardvik and E. Eek (2020). ‘TBM-KAKS – KARAKTERISERING OG POTENSIALE FOR NYTTIGGJØRING, PÅ LAND OG I SJØ’. In.
- Leonards, GA and LW Davidson (1984). ‘Reconsideration of failure initiating mechanisms for Teton Dam’. In.
- Leps, Thomas M. (1970). ‘REVIEW OF SHEARING STRENGTH OF ROCKFILL’. In: *Soil mechanics and foundations division*.
- Lisa, M. Di et al. (2020). ‘Inferring the Creep Settlement Behavior of Rockfill in Reclaimed Lands by Advanced SAR Interferometry and Numerical Modeling: An Example from Arabian Gulf’. In: *Remote sensing*.
- McDowell and Bolton (1998). ‘On the micromechanics of crushable aggregates’. In: *Géotechnique* 48.5, pp. 667–679.
- McDowell, G.R. and J.J. Khan (Dec. 2003). ‘Creep of granular materials’. en. In: *Granular Matter* 5.3, pp. 115–120. ISSN: 1434-5021, 1434-7636. DOI: 10.1007/s10035-003-0142-x. (Visited on 13th Dec. 2022).
- Mehli, M. (2015). ‘EU Creep (PIAG-GA-2011-286397) Creep analysis of Onsøy test fill’. In.
- NGI (1986). ‘Prosjekt fullprofilmasser, materialegenskaper rapport nr. 85607-1’. In.
- (desember 2019). ‘Kommentarer til COWI sitt notat og prosjekteringsrapport. Doknum 20190436-03-TN’. In.
- (juni 2019). ‘NGI teknisk notat - Geotekniske vurderinger. Doknum 20190436-01-TN’. In.
- NGU (2023). *geo.ngu.no*. URL: https://geo.ngu.no/kart/berggrunn_mobil/ (visited on 2023).
- Nordal, Steinar (2020). *GEOTECHNICAL ENGINEERING ADVANCED COURSE - Lecture notes*. NTNU.
- Norgeskart (2023). *Norgeskart.no*. URL: <https://www.norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=3&lat=7197864.00&lon=396722.00> (visited on 2023).
- NTNU (1992). *Prosjektrapport 15A-92*.
- NVE (2014). *Veileder for fyllingsdammer*. Veileder.
- (2022). *Modul G2.001: Omregning av volum av masser*. URL: <https://sikringshandboka.nve.no/moduler/modul-g2-001-omregning-av-volum-av-masser/>.
-

-
- Oldecop and Alonso (Mar. 2001). ‘A model for rockfill compressibility’. In: *Géotechnique* 51.2. Publisher: ICE Publishing, pp. 127–139. ISSN: 0016-8505. DOI: 10.1680/geot.2001.51.2.127. URL: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.2001.51.2.127> (visited on 11th Dec. 2022).
- Plaxis (2022). *Plaxis Connect edition V22.01 Material Models Manual*. Bentley.
- Potyondy, David O. (July 2007). ‘Simulating stress corrosion with a bonded-particle model for rock’. en. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44.5, pp. 677–691. ISSN: 1365-1609. (Visited on 12th Dec. 2022).
- Silvani, Claire, Thierry Désoyer and Stéphane Bonelli (2009). ‘Discrete modelling of time-dependent rockfill behaviour’. en. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 33.5, pp. 665–685. ISSN: 1096-9853. DOI: 10.1002/nag.743. URL: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/nag.743> (visited on 31st Oct. 2022).
- Sintef (2023). *Materialdata for naturstein*. URL: https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi_og_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf (visited on 8th Mar. 2023).
- Sowers, GF, RC Williams and TS Wallace (1965). ‘Compressibility of broken rock and the settlement of rockfills.’ en. In: *Proceeding of 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering 2*, pp. 661–665. (Visited on 31st Oct. 2022).
- Steensen-Bach, J. (2003). ‘Compaction control of an offshore stone bed - Carl Bro as’. en. In: *Seminar on dynamic loads to stone bed foundations and soils - from offshore wind turbines to earthquake*, p. 11. URL: https://dansk-vandbygning.dk/wp-content/dokumenter/Dokumenter/VBS_2003-2_StoneBedFoundations.pdf (visited on 1st Mar. 2023).
- SVV (2014). *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger håndbok V221*. Håndbok.
- Syversen, Isolde Louise Grønlund (2021). ‘Deformation properties of hard rock TBM spoil: Large scale oedometer tests on TBM spoil and crushed rock. Master’s thesis in Geotechnics and Geohazards’. In.
- Takei, Masataka, Osamu Kusakabe and Taketo Hayashi (Feb. 2001). ‘Time-Dependent Behavior of Crushable Materials in One-Dimensional Compression Tests’. en. In: *Soils and Foundations* 41.1, pp. 97–121. ISSN: 0038-0806. DOI: 10.3208/sandf.41.97. (Visited on 13th Dec. 2022).
- Tran, Thi-Huong, Romain Vénier and Bernard Cambou (Jan. 2009). ‘Discrete modelling of rock-ageing in rockfill dams’. en. In: *Computers and Geotechnics* 36.1, pp. 264–275. ISSN: 0266-352X. (Visited on 11th Dec. 2022).
- UBC *eoas350* (2022). URL: <https://www.eoas.ubc.ca/courses/eosc350/content/foundations/properties/density.htm> (visited on 17th Dec. 2022).
- Waterman, D. and W. Broere (2004). *Plaxis tutorial PRACTICAL APPLICATION OF THE SOFT SOIL CREEP MODEL*. Delft University of Technology.
- Wu, Yongkang et al. (Oct. 2022). ‘Unsaturated wetting deformation characteristics of a granite rockfill under rainfall conditions’. In: *Canadian Geotechnical Journal* 59.10. Publisher: NRC Research Press, pp. 1774–1792. ISSN: 0008-3674. DOI: 10.1139/cgj-2021-0047. URL: <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/cgj-2021-0047> (visited on 27th Oct. 2022).
- Yin, Yin et al. (2019). ‘Two-stage wetting deformation behaviour of rock-fill material’. In: *Environmental Geotechnics* 9.2, pp. 94–107.
-

Zhao, Zhihong and Er-xiang Song (July 2015). ‘Particle mechanics modeling of creep behavior of rockfill materials under dry and wet conditions’. en. In: *Computers and Geotechnics* 68, pp. 137–146. ISSN: 0266-352X. DOI: 10.1016/j.compgeo.2015.04.008. (Visited on 27th Oct. 2022).

Vedlegg

- A Vedlegg 1 - Innmåling av setningsbolter på Gismerøya.
Fra TT Anlegg.**

Dato:	KP fjell	KP GOT	Vegg 1	Vegg 2	Vegg 3	Vegg 4	Port 1	Skinne 1	Skinne 2	Skinne 3	Blokk 1	Blokk 2	Blokk 3	Blokk 4
Første måling 27.03.2019	20,980	3,514	2,275	2,239	2,437	2,494	2,477	2,728	2,667	2,641	3,059	2,987	2,696	2,516
28.03.2019	20,980	3,514	2,276	2,238	2,434	2,491	2,477	2,727	2,667	2,64	3,058	2,984	2,697	2,515
Endringer fra første måling:	0,000	0	0,001	-0,001	-0,003	-0,003	0	-0,001	0	-0,001	-0,001	-0,003	0,001	-0,001
29.03.2019	20,980	3,514	2,275	2,238	2,435	2,492	2,476	2,726	2,666	2,64	3,058	2,983	2,697	2,516
Endringer fra første måling:	0,000	0	0	-0,001	-0,002	-0,002	-0,001	-0,002	-0,001	-0,001	-0,001	-0,004	0,001	0
01.04.2019	20,980	3,514	2,273	2,237	2,435	2,493	2,477	2,724	feil	2,635	3,054	2,978	2,697	2,515
Endringer fra første måling:	0,000	0	-0,002	-0,002	-0,002	-0,001	0	-0,004	feil	-0,006	-0,005	-0,009	0,001	-0,001
02.04.2019	20,980	3,514	2,274	2,238	2,438	2,496	2,476	2,724	2,665	2,639	3,055	2,978	2,697	2,517
Endringer fra første måling:	0,000	0	-0,001	-0,001	0,001	0,002	-0,001	-0,004	-0,002	-0,002	-0,004	-0,009	0,001	0,001
03.04.2019	20,980	3,514	2,274	2,238	2,438	2,495	2,476	2,723	2,664	2,639	3,054	2,977	2,698	2,517
Endringer fra første måling:	0,000	0	-0,001	-0,001	0,001	0,001	-0,001	-0,005	-0,003	-0,002	-0,005	-0,01	0,002	0,001
04.04.2019	20,980	3,514	2,273	2,236	2,438	2,495	2,477	2,723	2,664	2,639	3,051	2,971	2,698	2,517
Endringer fra første måling:	0,000	0	-0,002	-0,003	0,001	0,001	0	-0,005	-0,003	-0,002	-0,008	-0,016	0,002	0,001
08.04.2019	20,980	3,514	2,273	2,235	2,437	2,495	2,477	2,722	Pall i veien	2,639	3,051	2,968	2,699	2,518
Endringer fra første måling:	0,000	0	-0,002	-0,004	0	0,001	0	-0,006		-0,002	-0,008	-0,019	0,003	0,002
09.04.2019	20,980	3,514	2,273	2,236	2,436	2,494	2,477	2,723	2,664	2,639	3,05	2,966	2,699	2,518
Endringer fra første måling:	0,000	0	-0,002	-0,003	-0,001	0	0	-0,005	-0,003	-0,002	-0,009	-0,021	0,003	0,002
05.07.2019	20,980		2,242	2,184	2,438	2,5	ikke målt	2,677	2,596	2,56	2,989	2,829	2,745	2,51
Endringer fra første måling:	0,000		-0,033	-0,055	0,001	0,006	ikke målt	-0,051	-0,071	-0,081	-0,07	-0,158	-0,005	-0,006
11.07.2019	20,980		2,242	2,184	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,988	2,827	2,746	2,512
Endringer fra første måling:	0,000		-0,033	-0,055	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,071	-0,16	-0,004	-0,004
29.07.2019	20,980		2,24	2,18	2,438	2,498	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,984	2,821	2,749	2,516
Endringer fra første måling:	0,000		-0,035	-0,059	0,001	0,004	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,075	-0,166	-0,001	0
06.08.2019	20,980		2,235	2,177	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,98	2,814	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,04	-0,062	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,079	-0,173	Blokk fjernet	Blokk fjernet
14.08.2019	20,980		2,236	2,176	ikke målt	ikke målt	2,474	2,666	2,585	2,55	2,979	2,813	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,039	-0,063	ikke målt	ikke målt	-0,003	-0,062	-0,082	-0,091	-0,08	-0,174	Blokk fjernet	Blokk fjernet
19.08.2019	20,980		2,235	2,176	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,979	2,813	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,04	-0,063	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,08	0,174	Blokk fjernet	Blokk fjernet
03.09.2019	20,980		2,234	2,175	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,978	2,81	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,041	-0,064	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,081	-0,177	Blokk fjernet	Blokk fjernet
16.09.2019	20,980		2,231	2,171	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,973	2,805	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,044	-0,068	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,086	-0,182	Blokk fjernet	Blokk fjernet
02.10.2019	20,980		2,231	2,17	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,972	2,803	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,044	-0,069	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,087	-0,184	Blokk fjernet	Blokk fjernet
23.10.2019	20,980		2,229	2,168	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,972	2,8	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,046	-0,071	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,087	-0,187	Blokk fjernet	Blokk fjernet
15.11.2019	20,980		2,226	2,165	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	2,968	2,796	Blokk fjernet	Blokk fjernet
Endringer fra første måling:	0,000		-0,049	-0,074	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	ikke målt	-0,091	-0,191	Blokk fjernet	Blokk fjernet

B Vedlegg 2 - Innmåling av setningsbolter på Gismerøya.
Tall i mm. Fra TT Anlegg.

Dato	Blokk 1	Blokk 2	Blokk 3	Blokk 4	Vegg 1	Vegg 2
27.03.2019	0	0	0	0	0	0
28.03.2019	-1	-3	1	-1	1	-1
29.03.2019	-1	-4	1	0	0	-1
01.04.2019	-5	-9	1	-1	-2	-2
02.04.2019	-4	-9	1	1	-1	-1
03.04.2019	-5	-10	2	1	-1	-1
05.04.2019	-7	-13	1	2	-3	-2

08.04.2019	-8	-19	3	2	-2	-4
09.04.2019	-9	-21	3	2	-2	-3
10.04.2019	-9	-26	3	2	-2	-4
11.04.2019	-11	-33	2	2	-4	-9
12.04.2019	-12	-37	2	2	-5	-8
16.04.2019	-17	-49	1	1	-6	-10
23.04.2019	-20	-64	2	1	-7	-12
24.04.2019	-21	-66	2	1	-8	-18
25.04.2019	-21	-67	0	0	-11	-17
26.04.2019	-25	-73	0	0	-11	-19
29.04.2019	-25	-76	0	0	-10	-19
02.05.2019	-25	-80	1	0	-9	-21
03.05.2019	-25	-81		-2	-9	-19
06.05.2019	-28	-86		-1	-9	-22
08.05.2019	-30	-90	-3		-9	-22
10.05.2019	-31	-94	-1		-12	-24
13.05.2019	-34	-98	-1		-13	-26
15.05.2019	-33	-100	-1	-1	-14	-26
20.05.2019	-40	-105	-1	-6	-16	-30
22.05.2019	-41	-108	-5	-5	-18	-33
24.05.2019	-42	-110	-4	-4	-18	-34
27.05.2019	-43	-111		-4	-18	-33
31.05.2019	-44	-112			-19	-35
03.06.2019	-47	-117		-4	-22	-38
07.06.2019	-49	-119		-4	-23	-39
11.06.2019	-51	-120		-2		-38
14.06.2019	-54	-129			-24	-41
21.06.2019	-60	-139	-2	-4	-27	-45
24.06.2019	-62	-143	-2	-3	-28	-43

