

Helse Møre og Romsdal HF

Støttemur Åsehaugen

Geoteknisk prosjekteringsrapport

Oppdragsnr.: 52503052 Dokumentnr.: 52503052-RIG-R01 Revisjon: J01 Dato: 2025-10-08



Støttemur Åsehaugen

Geoteknisk prosjekteringsrapport

Oppdragsnr.: 52503052 Dokumentnr.: 52503052-RIG-R01 Revisjon: J01

Oppdragsgiver: Helse Møre og Romsdal HF
Oppdragsgivers kontaktperson: Janne Kristin Pedersen
Rådgiver: Norconsult Norge AS
Oppdragsleder: Ingvild Yri
Fagansvarlig: Ingelin Gjengedal
Andre nøkkelpersoner: Sivert Ansgar Orten

Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent
J01	2025-10-08	For bruk	SivOrt	IngGje	InYri

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

Sammendrag

Denne rapporten omhandler geoteknisk prosjektering av en ny støttemur ved Ålesund Sjukehus, i forbindelse med omsøk av anleggsveg til permanent veg for renovasjonsbil og som gangadkomst til administrasjonsbygget på Åsehaugen.

Støttemuren er tenkt etablert med lik helning som eksisterende støttemur like sør for anleggsvegen, og etableres ettersom det er begrenset med plass til en permanent graveskråning opp mot administrasjonsbygget.

Prosjekteringsforutsetninger

Geoteknisk kategori	2
Pålitelighetsklasse (CC/RC)	2
Prosjekteringskontrollklasse / Utførelseskontrollklasse (PKK/UKK)	2
Geoteknisk tiltaksklasse	2
Seismisk påvirkning: Grunntype	A

Vedlegg

Vedlegg A: Beregninger i Profinova tørrmur

Vedlegg B: Beregninger i Plaxis 2D

Innhold

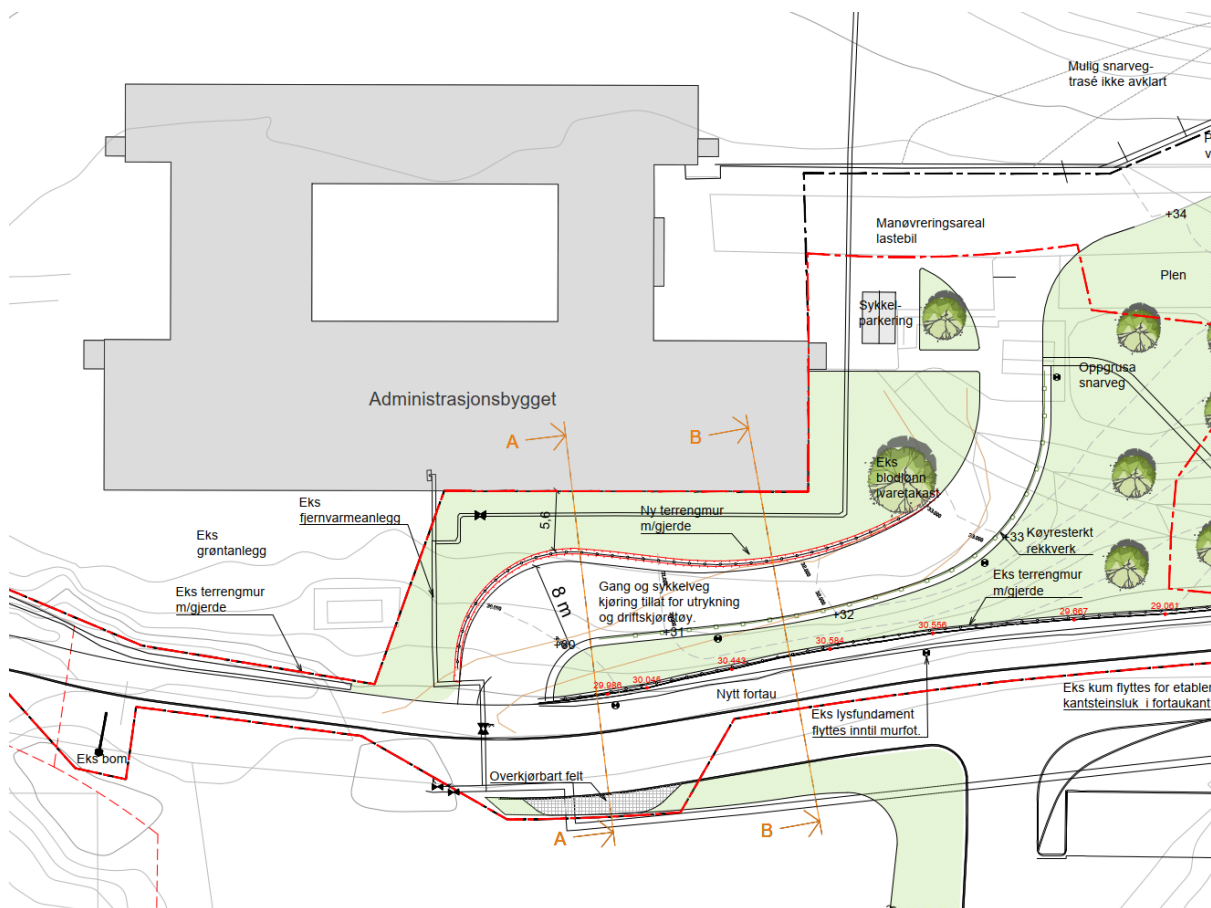
1	Innledning	4
2	Styrende dokumenter og myndighetskrav	5
2.1	Regelverk	5
2.2	Geoteknisk kategori, pålitelighetsklasse, kontrollklasse og tiltaksklasse	5
2.3	Kontroll av prosjektering og utførelse iht. Eurokode og SAK10	6
2.4	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	6
2.5	Grunnforhold	7
2.5.1	Løsmassekart	7
2.5.2	Eksisterende grunnundersøkelser	7
3	Prosjekteringsforutsetninger	11
3.1	Partialfaktorer	11
3.1.1	Påvirkninger/lastvirkninger	11
3.1.2	Materialstyrke	11
3.2	Dimensjonering av seismisk påvirkning	12
3.3	Krav til sikkerhet	12
3.4	Laster	12
4	Geoteknisk prosjektering	13
4.1	Vurdering gravearbeider	13
4.2	Geotekniske parametere	14
4.3	Plaxis	14
4.3.1	Utgraving	15
4.3.2	Støttemur	15
5	Utførelse	16
5.1	Kontrollplan, oppfølging og kontroll	16
6	Fareidentifikasjon og restrisiko	18
6.1	Fareidentifikasjon	18
6.2	Restrisiko	18
7	Referanser	19

1 Innledning

Denne rapporten omhandler geoteknisk prosjektering av en ny støttemur ved Ålesund Sjukehus, i forbindelse med omsøk av anleggsveg til permanent veg for renovasjonsbil og som gangadkomst til administrasjonsbygget på Åsehaugen.

Formålet med denne rapporten er å presentere de geotekniske vurderingene og beregningene som er gjort og å dokumentere at den geotekniske prosjekteringen er i henhold til gjeldende regelverk.

Figur 1 viser oversikt over plasseringen for tenkt støttemur, samt kurvatur på tenkt permanent veg.



Figur 1: Viser kurvatur på ny veg, samt utstrekning av støttemur på nordsiden av vegen (OBS: tegningen er foreløpig (2025-09-17))

2 Styrende dokumenter og myndighetskrav

2.1 Regelverk

Gjeldende regelverk for geoteknisk prosjektering er gitt i:

- Byggesaksforskriften SAK10 §14
- NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0 – Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner
- NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2020 Eurokode 7- Geoteknisk prosjektering
- NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning

2.2 Geoteknisk kategori, pålitelighetsklasse, kontrollklasse og tiltaksklasse

Prosjekteringsforutsetninger	Valgt klasse	Referanse til regelverk	Kommentarer
Geoteknisk kategori	2	Eurokode 7, 2.1 [1]	Geoteknisk kategori 2 anbefales fordi tiltaket omfatter konvensjonelle konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelig grunn- og belastningsforhold.
Pålitelighetsklasse (CC/RC)	2	Eurokode 0, tabell NA.A1(901) [2]	Pålitelighetsklasse 2 anbefales fordi tiltaket omfatter grunn- og fundamenteringsarbeider i middels kompliserte tilfeller med relativt enkle grunnforhold.
Prosjekteringskontrollklasse/ utførelseskontrollklasse (PKK/UKK)	2	Eurokode 0, tabell NA.A1(902) og tabell NA.A1(903) [2]	Prosjekter i pålitelighetsklasse 2 havner i prosjekteringskontrollklasse PKK2 og utførelseskontrollklasse UKK2.
Geoteknisk tiltaksklasse	2	Plan- og bygningsloven og byggesaksforskriften (SAK10) [3]	Tiltaksklasse 2 anbefales fordi tiltaket omfatter fundamentering av konstruksjon som iht. Eurokode 0 plasseres i pålitelighetsklasse 2.

2.3 Kontroll av prosjektering og utførelse iht. Eurokode og SAK10

I henhold til Eurokode 0, NA.A1(902) er kravet for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2 at det skal være et kvalitetssystem tilgjengelig. Spesifikt for klasse 4 skal kvalitetssystemet tilfredsstillende NS-EN ISO 9000-serien. Det benyttede kvalitetssystemet dekker kravene spesifisert i NS-EN ISO 9001 (R-01), og kravet er dermed også dekket opp for klasse 2.

For prosjekter i prosjekteringskontrollklasse 2 skal det være utvidet kontroll. Dette medfører at det skal utføres grunnleggende kontroll (egenkontroll), kollegakontroll (fagkontroll) og uavhengig prosjekteringskontroll av et annet foretak enn det som utførte prosjekteringen. Omfanget av kontrollen er beskrevet i Eurokode 0, NA.A1.3.1(903).

2.4 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til plan- og bygningsloven §28.1 kan grunn bare bebygges, eller eiendom opprettes/endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold. Det samme gjelder for grunn som utsettes for fare eller vesentlig ulempe som følge av tiltak.

Kapittel 7 i byggt teknisk forskrift (TEK17) omfatter krav til sikkerhet mot naturpåkjenning fra flom, stormflo og skred ved regulering og bygging i fareområder.

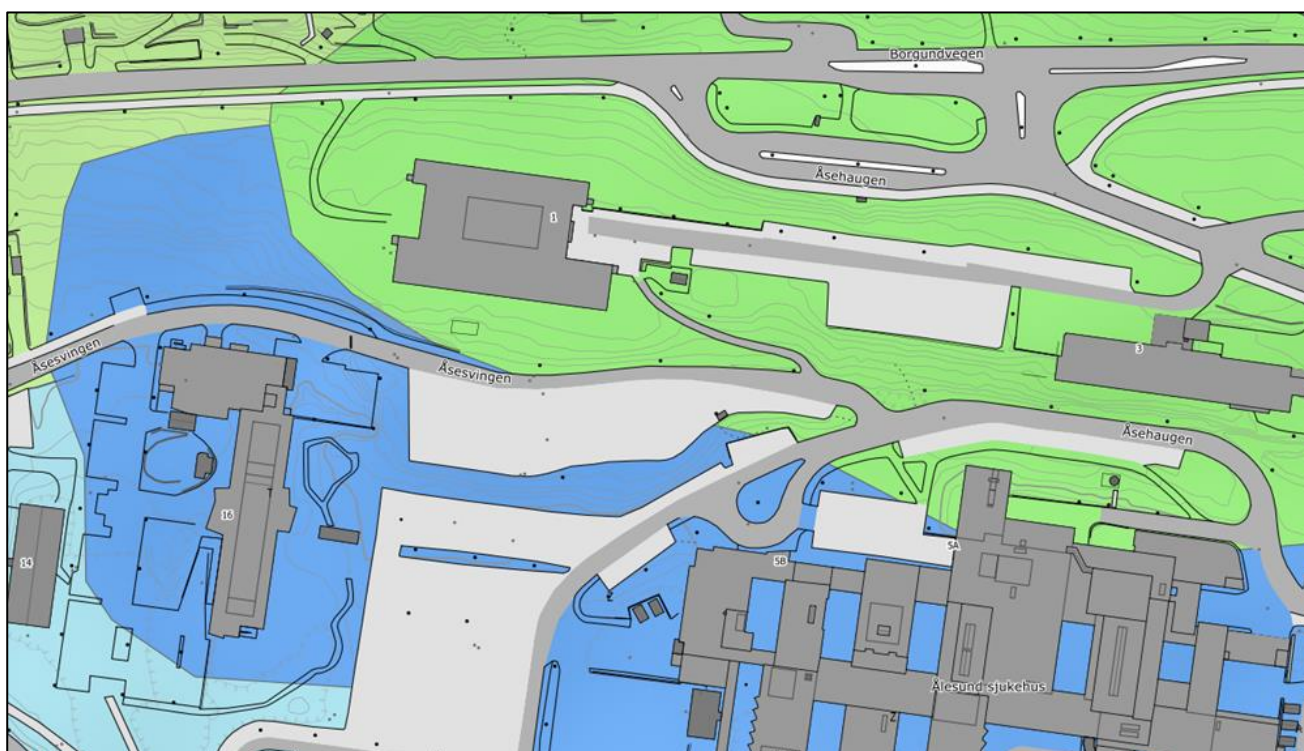
I henhold til aktsomhetskart fra NVE Atlas er det ingen aktsomhetsområder for verken skred, flom eller stormflo i nærheten av tiltaksområdet. Det er aktsomhetsområde for marin leire like sør for tiltaksområdet grunnet marine strandavsetninger, med det er ikke påvist marin leire ved utførte grunnundersøkelser. Det er ingen kvikkleiresoner i området. Sikkerheten mot naturpåkjenninger vurderes på bakgrunn av dette som tilfredsstillende.

2.5 Grunnforhold

2.5.1 Løsmassekart

I henhold til NGUs løsmassekart består tiltaksområdet av morenemateriale (grønn farge). Sør for tiltaksområdet er det marine strandavsetninger (mørk blå).

NB! Løsmassekartet til NGU gir kun en indikasjon på hva et øvre lag i jordprofilen består av, kartet er for grovt inndelt og egnet kun til bruk med målestokk 1:250 000. For å få kjennskap til grunnens egenskaper i dybden er det nødvendig med geotekniske grunnundersøkelser.



Figur 2: Løsmassekart fra NGU [4]

2.5.2 Eksisterende grunnundersøkelser

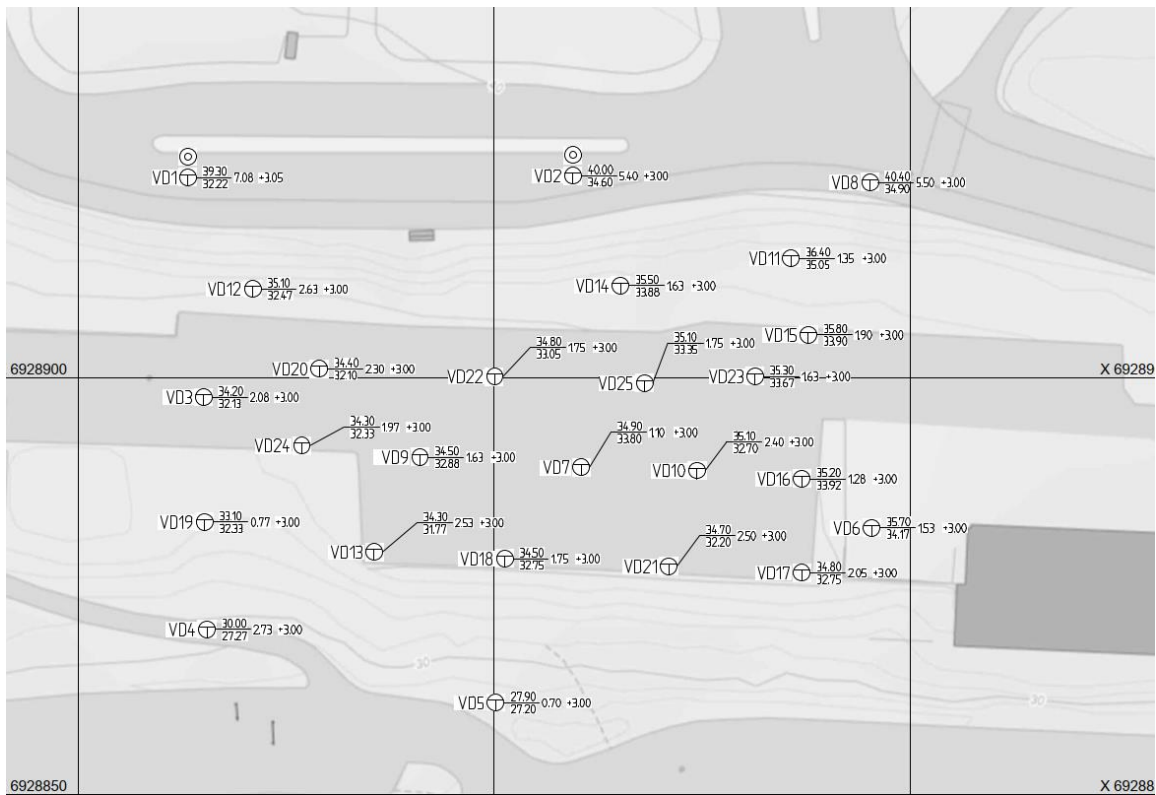
Det er gjort en del grunnundersøkelser i området fra tidligere, samt at det er utført mye graving i området i forbindelse med etablering av nytt parkeringshus og ny hovedadkomst for Ålesund sjukehus. Figur 3 viser områder hvor det er utført grunnundersøkelser i nyere tid i nærheten av tenkt støttemur. For plasseringen av ny støttemur, se figur 1.



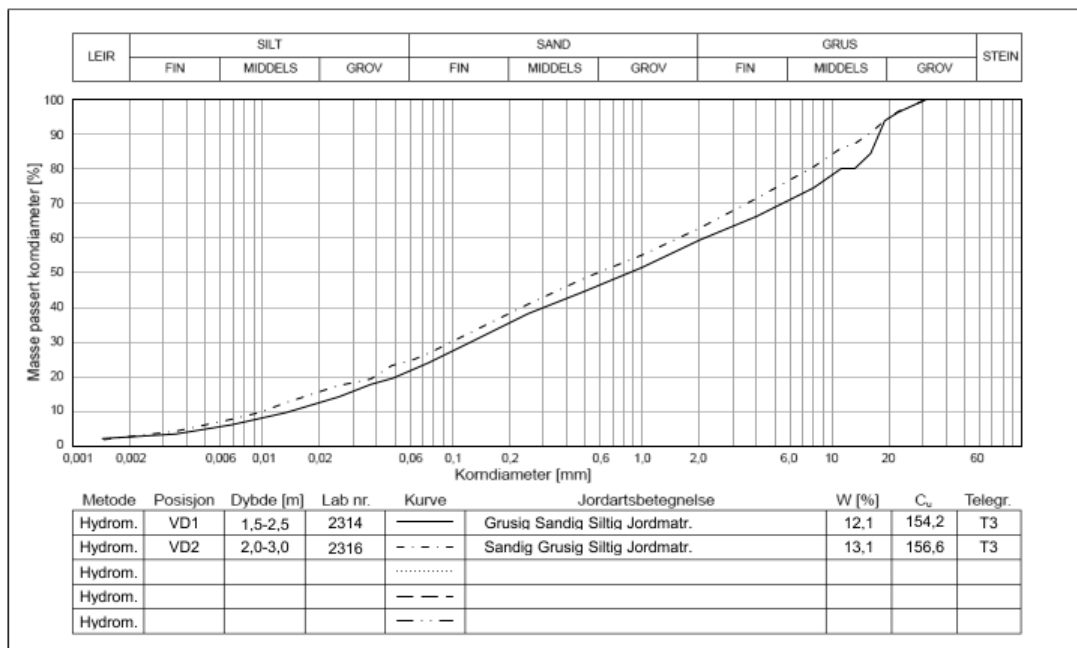
Figur 3: Oversikt over tidligere undersøkte områder [5]

2.5.2.1 Grunnundersøkelser ifbm. nytt parkeringshus

Det er utført 25 stk. totalsonderinger i forbindelse med bygging av nytt parkeringshus like øst for tiltaket. De utførte totalsonderingene viser at dybde til berg varierer mellom 0,7 m til 2,7 m på flaten like øst for administrasjonsbygget. Løsmassene over berg har stort sett høy boremotstand, kombinert med spyling, rotasjon og slagboring, som indikerer svært faste til faste masser (trolig fyllmasser). Sonderingene som er utført på topp av skråning nord for parkeringshuset viser et lag med lavere motstand, hvor det er tatt prøver. Prøvene viser en morene med vanninnhold på 12-13 %.



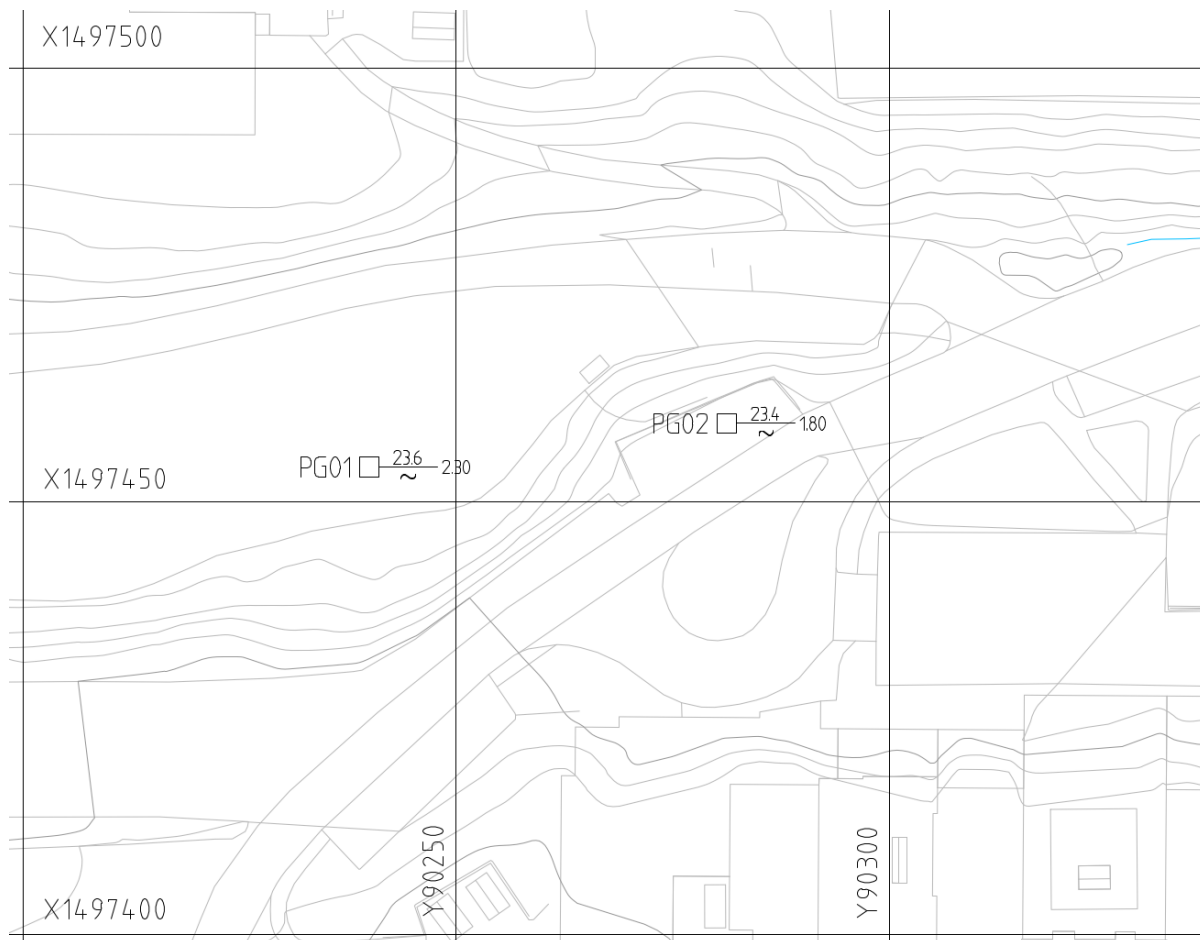
Figur 4: Borplan for utførte grunnundersøkelser ved nytt parkeringshus.



Figur 5: Kornfordelingsanalyser posisjon VD1 og VD2.

2.5.2.2 Grunnundersøkelser ifbm. ny hovedadkomst

I forbindelse med etableringen av ny hovedadkomst og tilhørende uteområde ved Ålesund sjukehus, ble det utført prøvegraving i området like sør for tenkt støttemur. Undersøkelsene viste at de stedlige massene i området består av et lag med ensgradert sand med tykkelse 0,5 m over sandig grusig siltig materiale (morene). Figur 6 viser plassering av prøvegroperne.



Figur 6: Plassering av prøvegroper utført ifbm ny hovedadkomst.

Følgende beskrivelse er gitt av grunnforholdene i de to posisjonene:

Posisjon PG01:

- **Sand** fra 1,0 til 1,5 m dybde. Det ble foretatt glødetap på prøven grunnet mistanke om humusholdige masser, der humusinnholdet ble målt til 0,9 %. Prøven hadde et vanninnhold på 17,6 %.
- **Sandig grusig siltig materiale** fra 1,5 til 2,5 m dybde. Prøven hadde et vanninnhold på 6,9 %.

Posisjon PG02:

- **Sandig grusig siltig materiale** fra 1,0 til 1,5 m dybde. Prøven hadde et vanninnhold på 8,6 %.
- **Sandig grusig siltig materiale** fra 1,5 til 2,0 m dybde. Prøven hadde et vanninnhold på 7,4 %.

3 Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Partialfaktorer

3.1.1 Påvirkninger/lastvirkninger

Partialfaktorer for lastpåvirkning er gitt i Eurokode 0, og det skilles mellom geoteknisk last/påvirkning og konstruksjonslast-/påvirkning.

Konstruksjonslast-/påvirkning

For konstruksjonslaster benyttes to sett med konstruksjonslaster i tilstandene STR/GEO iht. tabell NA.A1.2(B). Med benevnning G for permanent last og Q for variable laster benyttes følgende kombinasjon av partialfaktorer på lastene:

Tabell 1: Partialfaktorer for konstruksjonslaster

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last*	Øvrige variable laster*
	Ugunstig	Gunstig		
Ligning 6.10a	$1,35 \times G$	$1,00 \times Q$	$1,05 \times Q$	$1,5 \times \Psi_i \times Q^{**}$
Ligning 6.10b	$1,20 \times G$	$1,00 \times Q$	$1,50 \times Q$	$1,5 \times \Psi_i \times Q^{**}$

*Variable laster settes lik 0 hvis gunstig

**Verdier for ψ -faktorer bestemmes iht. tabell NA.A1.1

Geoteknisk last/påvirkning

For geotekniske laster ved dimensjonering av støttemur benyttes følgende kombinasjon av partialfaktorer iht. tabell NA.A2.4 (C).

Tabell 2: Partialfaktorer for geotekniske laster på støttemur

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last*	Øvrige variable laster*
	Ugunstig	Gunstig		
Ligning 6.10	$1,00 \times G$	$1,00 \times Q$	$1,15/1,30 \times Q$	$1,15 \times \Psi_i \times Q^{**}$

*Variable laster settes lik 0 hvis gunstig

**Verdier for ψ -faktorer bestemmes iht. tabell NA.A1.1

3.1.2 Materialstyrke

Partialfaktor for jordparametere til påvisning av tilstrekkelig motstand i grensetilstander for konstruksjon og geoteknikk er gitt med minimumsverdier iht. tabell NA.A.4 i Eurokode 7 [1]. Partialfaktor for jordparametere velges tilpasset den problemstillingen eller det konstruksjonsmessige tiltaket som planlegges. Basert på en overordnet vurdering er det kommet fram til følgende aktuelle partialfaktorer for jordparametere:

Tabell 3: Partialfaktorer for jordparametere

Jordparameter	Symbol	Verdi
Friksjonsvinkel	γ_{ϕ}'	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c'	1,25

3.2 Dimensjonering av seismisk påvirkning

Grunnforholdene i området vurderes å tilsvare grunnstype A i prosjektering av seismisk påvirkning, jf. tabell NA.3.1 i Eurokode 8 [6].

I henhold til tabell NA.3.2 (908) i Eurokode 8 – del 1 er spissverdien for berggrunnens akselerasjon $a_{gR} = 0,45 \text{ m/s}^2$ for Ålesund kommune.

Dimensjonerende grunnakselerasjon for referansegrunnforhold er lik $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$, hvor γ_I er seismisk faktor i henhold til tabell NA.4 (901). Dimensjonerende grunnakselerasjon på bakkenivå er da lik $a_g \cdot S$, hvor S er forsterkningsfaktor avhengig av grunnforholdene. For grunnstype A settes $S = 1,0$.

For konstruksjoner i seismisk klasse I og II kan seismisk dimensjonering utelates på bakgrunn av følgende utelatelseskriterium, ref. NA.3.2.1(5):

«Konstruksjoner der grunnstype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ »

3.3 Krav til sikkerhet

Ettersom natursteinsmur ikke berører offentlig vegnett er det tilstrekkelig å tilfredsstille krav til sikkerhet gitt av Eurokode 7 [1]. I dette tilfellet settes partialfaktor til $\gamma_m \geq 1,25$.

3.4 Laster

Det er benyttet snølast på 5 kPa, og lastfaktor $\gamma_Q = 1,3$ for beregning av tørrmuren. For last av administrasjonsbygg er det benyttet en permanent last på 10 kPa uten lastfaktor.

4 Geoteknisk prosjektering

4.1 Vurdering gravearbeider

Muren skal etableres i forbindelse med permanent tilkomstveg til Åsehaugen 1b for driftskjøretøy og gående/syklende. Vegen strekker seg nedenfor Åsehaugen 1b og for etableringen av muren vil graveskråning komme helt opp til eksisterende bygningsmasser.

Det er fra før etablert en natursteinsmur like nedenfor, med fronthelning 1:2,5, se figur 2. Helning ble satt som følge av at eksisterende mur lenger vest ble målt inn med helning 1:2,5. Det forutsettes derfor at også denne natursteinsmuren etableres med den helningen, slik at det estetiske uttrykket bevares best mulig.

Det er fra tidligere gjort grunnundersøkelser like øst (ca. 50-100 m) for Åsehaugen 1b hvor det ble utført 25 stk. totalsonderinger for å kartlegge bla. bergnivået for fundamenteringen av nytt parkeringshus. Ut ifra sonderingene ligger berget rundt 2 m under terreng med mindre variasjoner.

Det er funnet lite informasjon om fundamenteringen av Åsehaugen 1b, men basert på tidligere undersøkelser er bygget trolig direktefundamentert på morene eller berg, da bergnivået og grunnforholdene forventes å være like i dette området også. Det er i tillegg gjort prøvegravinger ca. 50 m sør for tenkt mur hvor det ble gravd henholdsvis 1,8 og 2,5 m og registrert morenemasser i hele dybden.

I forbindelse med arbeidet med uteområdet for ny hovedadkomst til Ålesund sjukehus ble det ifølge entreprenør gravd med midlertidig helning på 2,5:1 opp mot eksisterende bygg.



Figur 7: Bilde av støttemur ned mot veg, med nytt parkeringshus lenger bak i bildet

4.2 Geotekniske parametere

Geotekniske parametere anvendt i beregninger er vist i tabell 5 og 6, og er valgt basert på tidligere utførte undersøkelser i forbindelse med prosjekteringen av nytt parkeringshus like nordøst (ca. 100 m) for tiltaket, samt prøvegravinger for uteområdet like sør (ca. 50 m).

En kontrollberegning av skråningshelning 2,5:1 som utført av entreprenør i de samme massene viser at for at en slik skråning skal stå må attraksjonen være min. 15 kPa gitt en friksjonsvinkel på 35 grader. En forsiktig tilnærming vil da være å benytte 10 kPa i attraksjon på morenelaget i beregning av skråningshelning opp mot eksisterende bygg i nord. En slik skråning vil være midlertidig og det vil derfor være mulig å kunne regne med noe attraksjon kontra en permanent graveskråning.

Da beregningene for støttemuren er gjort både i Profinova tørrmur og Plaxis 2D benyttes det noe ulike inputparametere, som vist i tabell 5 og tabell 6.

Tabell 4: Materialparametere benyttet i Profinova tørrmur

Materialbeskrivelse	Tyngdetetthet γ [kN/m ³]	Friksjonsvinkel ϕ [°]	Attraksjon a [kPa]
Fyllmasser	19	40	0*/10**
Morene	20	35	10

*attraksjon bak støttemur **attraksjon under støttemur

Tabell 5: Materialparametere benyttet i Plaxis 2D

Materialbeskrivelse	Tyngdetetthet γ [kN/m ³]	E'ref [kN/m ²]	ν (nu)	Friksjonsvinkel ϕ [°]	Attraksjon a [kPa]
Fyllmasser	19	100 000	0,3	40	0*/10*
Morene	20	30 000	0,3	35	10

*attraksjon bak støttemur **attraksjon under støttemur

4.3 Plaxis

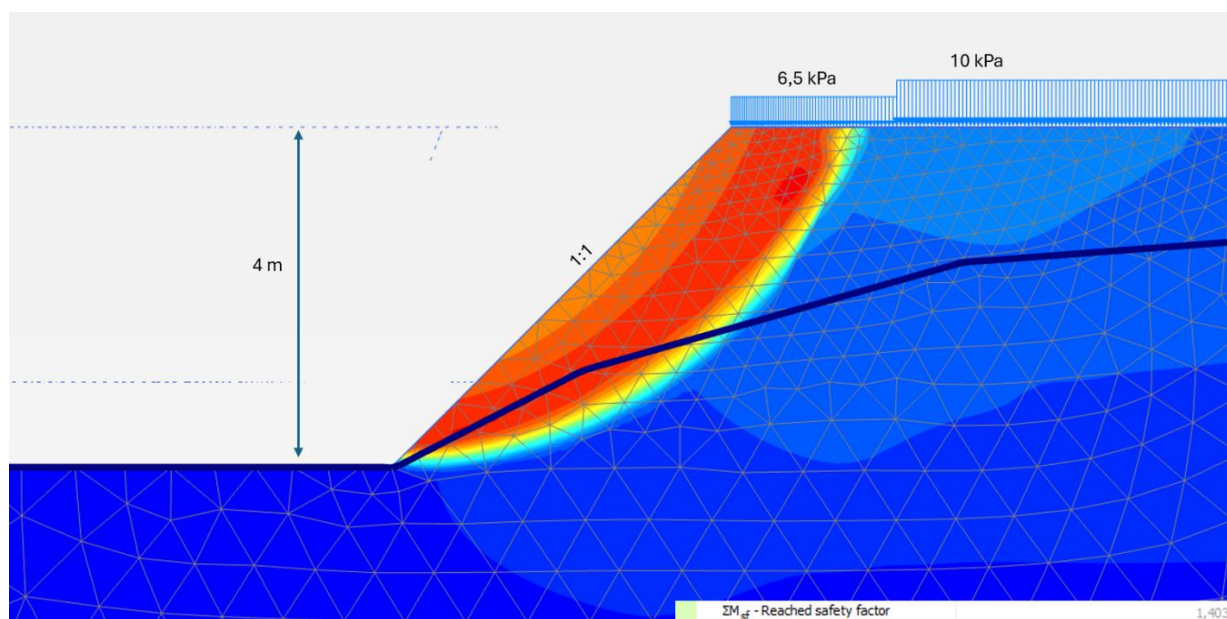
Elementmetodeprogrammet Plaxis 2D er benyttet for å regne nødvendig skråningshelning opp mot eksisterende bygg, samt for dimensjonering av støttemuren. Muren er modellert med lineærelastisk materiale med en stivhet på 50 GPa. For å kontrollere glidning mellom blokkene i tørrmuren er det lagt inn interface mellom blokkene, hvor interfacen er tilegnet et eget Mohr-Coulomb materiale med friksjonsvinkel 45 grader og 0 i attraksjon. Tilgjengelig skjærstyrke i overgangen mellom blokkene bestemmes da i Plaxis av parameteren R_{int} , som i praksis vil fungere som en friksjonskoeffisient for interfacen. Denne er satt lik $R_{int} = 0,65$.

Som reduksjonsfaktor for beregning av tilgjengelig skjærstyrke og stivhet i grensesnittet naturstein/morene benyttes en R_{int} -verdi på 0,8.

I motsetning til vanlig håndberegning, hensyntar Plaxis stivheten til samvirket i beregningen. Beregningen i Plaxis er så kontrollert ved «håndberegning» ved bruk av programmet Profinova tørrmur.

4.3.1 Utgraving

Maksimal høyde på graveskråningen opp mot eksisterende administrasjonsbygg forventes å være ca. 3,75 m. For å hensynta usikkerhet i utførelsen er det beregnet sikkerhet for en utgraving på 4 m. Med en helning på 1:1 vil det gi en klaring til fasade på eksisterende bygg på ca. 1,7 m. Sikkerheten er beregnet til $\gamma_m = 1,40 > 1,25$.



Figur 8: Beregnet sikkerhet for graveskråning på 4 m høyde med gravehelning 1:1.

4.3.2 Støttemur

I beregning av støttemuren i Profinova forutsettes det en negativ ruhet bak muren på $r_v = -0,4$, som vil si oppadrettede skjærspenninger og en passiv jordtrykkstilstand bak muren. I henhold til SVV håndbok V220 benyttes normalt et spenn mellom 0,5 og -0,5 i ruhet ved beregning av tørrmurer. Tabell 7 viser oversikt over dimensjoner for tørrmuren dersom det benyttes en fronhelning på 2,5:1. Ved kontroll av glidning mellom enkeltblokker er det forutsatt blokker med 0,5 m høyde. Ved fravik av dimensjoner fra tabell 7 må geotekniker konfereres.

Det er gjort kontrollberegning i Plaxis for å se hvilken innvirkning en fronhelning på 2,5:1 vil ha på ruhet bak støttemuren, samt for å kontrollere glidning mellom blokkene. Resultater fra beregningene finnes i vedlegg B. Vedlegg A viser beregninger gjort i Profinova tørrmur.

Tabell 6: Dimensjoner på tørrmur

Murhøyde (m)	Såledybde (m)	Fronhelning (d:1)	Terrenghelning bak mur (β)	Bredde fot (m)	Bredde topp (m)
1,0	0,5	2,5:1	0	0,6	0,3
1,5	0,5	2,5:1	0	0,6	0,4
2,0	0,5	2,5:1	0	0,8	0,5
2,5	0,5	2,5:1	0	0,8	0,5
3,0	0,5	2,5:1	0	1,0	0,7
3,5	0,5	2,5:1	0	1,0	0,8

5 Utførelse

Tørrmur skal etableres med forband i lengderetning, og hvis tilgjengelige steinstørrelser ikke er store nok til å dekke murens bredde, skal muren bygges med forband også i tverretning. Overlagring ved tåen skal minimum være 0,5 m.

For å ivareta variasjoner i grunnvannsstanden må det etableres permanent drenering i bakkant av muren. Stabilitet og utseende til støttemuren er avhengig av at det etableres god drenering av vannet vekk fra konstruksjonen. Dreneringen må ha avløp til offentlig overvannsnett eller annet avløp som er frostsikret.

5.1 Kontrollplan, oppfølging og kontroll

Etter Eurokode 7 [1] skal geoteknisk prosjekteringsrapport angi kontroll av utførelsen, inkludert en kontrollplan.

Før arbeidet starter er det byggherrens ansvar å sørge for at det utarbeides en detaljert plan for hvordan arbeidet skal gjennomføres. Planen må inneholde beskrivelse og henvisninger til faglitteratur som spesifiserer hvordan kontroll og dokumentasjon skal utføres.

Tabellen under gir kun et absolutt minimum av kontrollpunkt for grunnarbeidene i grave- og byggeperioden, og supplerende punkt må vurderes.

Kontrollpunkt	Omfang/beskrivelse	Ansvarlig/utføres av
Grunnforhold	Kontrollere at grunnforhold er slik som antatt i prosjekteringen, slik at nødvendige vurderinger og eventuelle endringer kan gjennomføres ved avvik.	Entreprenør
Midlertidig skråningshelning	Det er forutsatt en midlertidig skråningshelning på 1:1, men dette må vurderes under utførelse. Ved usikkerhet tilknyttet stabilitet av midlertidig skråning skal geotekniker kontaktes.	Entreprenør
Tilførte masser	Tilførte masser skal være av egnet kvalitet og skal generelt bestå av faste mineralske sprengsteinsmasser (ikke-organiske) med lite finstoff. Tilbakefylte masser skal ikke gi punktbelastning mot muren. Tilbakefyllingsmasse skal legges tett inntil muren for å eliminere eventuelle hulrom som kan føre til ustabilitet. Det skal sikres at tilbakefyllingsmassene ikke kan trenge inn i hulrommene i muren, for eksempel ved bruk av passende fyllmateriale og nøye plassering. Det er ikke vurdert som nødvendig med separasjonsduk mellom fyllmasser og stedlige masser. Dersom det avdekkes	Entreprenør

	behov for dette under utførelse skal det benyttes duk med kvalitetsklasse 3.	
Murgeometri	Fronthelning, orientering og tverrhelning av blokkene, samt steinstørrelser kontrolleres fortløpende. Dersom geometrien avviker fra prosjektert, må geotekniker kontaktes for å vurdere konsekvensen av et slikt fravik. Muren skal bygges opp med de bredder som er oppgitt. Bunn- og toppstein bør fortrinnsvis være slik at full bredde blir dekket av en stein.	Entreprenør
Forband	Muren skal utføres med forband både i lengderetning og tverretning. Det skal ikke være gjennomgående stående sprekker i front og innover i muren. Minimumsoverlapp i forband skal være minimum 1/3 av steinhøyden	Entreprenør
Steiner i muren	Det skal benyttes stein med lav skifrihet, med naturlig steinoverflate og rektangulær form. Visflata og steinens overflate skal være jevne for å oppnå god kontaktflate mellom steinene. Steinen skal hvile på sin største flate. Det skal være størst steiner i bunnen og ellers god fordeling mellom elementene i muren. Det skal ikke fylles inn med stein som ikke har noen funksjon i muren.	Entreprenør
Fundamentering	Utgraving og komprimering av gravetrau for fundamentgrøft kontrolleres av entreprenør.	Entreprenør

6 Fareidentifikasjon og restrisiko

6.1 Fareidentifikasjon

Det er beskrevet i byggherreforskriften §17, at:

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

Av de typene risikofylt arbeid som er nevnt i byggherreforskriften §8 er følgende forhold vurdert som aktuelle for grunnarbeidene med hensyn til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA):

- Arbeid på steder med passerende trafikk
- Arbeid som innebærer at personer kan bli skadet ved fall eller av fallende gjenstander
- Arbeid med montering av tunge elementer
- Arbeid hvor arbeidstakere kan bli utsatt for ras

6.2 Restrisiko

I byggherreforskriften §8, kommentarer til bokstav c) står det:

«SHA-planen skal, før oppstart av bygge- eller anleggsarbeidene, inneholde spesifikke tiltak for de arbeidene som kan medføre fare for liv eller helse, og som ikke kunne planlegges eller prosjekteres bort.»

De valgte løsningene for grunnarbeidene er tradisjonelle og kjente, og innebærer ingen unormal eller økt risiko i forhold til sammenlignbare arbeider. Entreprenøren må utarbeide planer for HMS/SHA og på selvstendig grunnlag vurdere risiko forbundet med arbeidene. For arbeider som blir vurdert som kritiske, må det utføres sikker-jobb-analyse (SJA).

7 Referanser

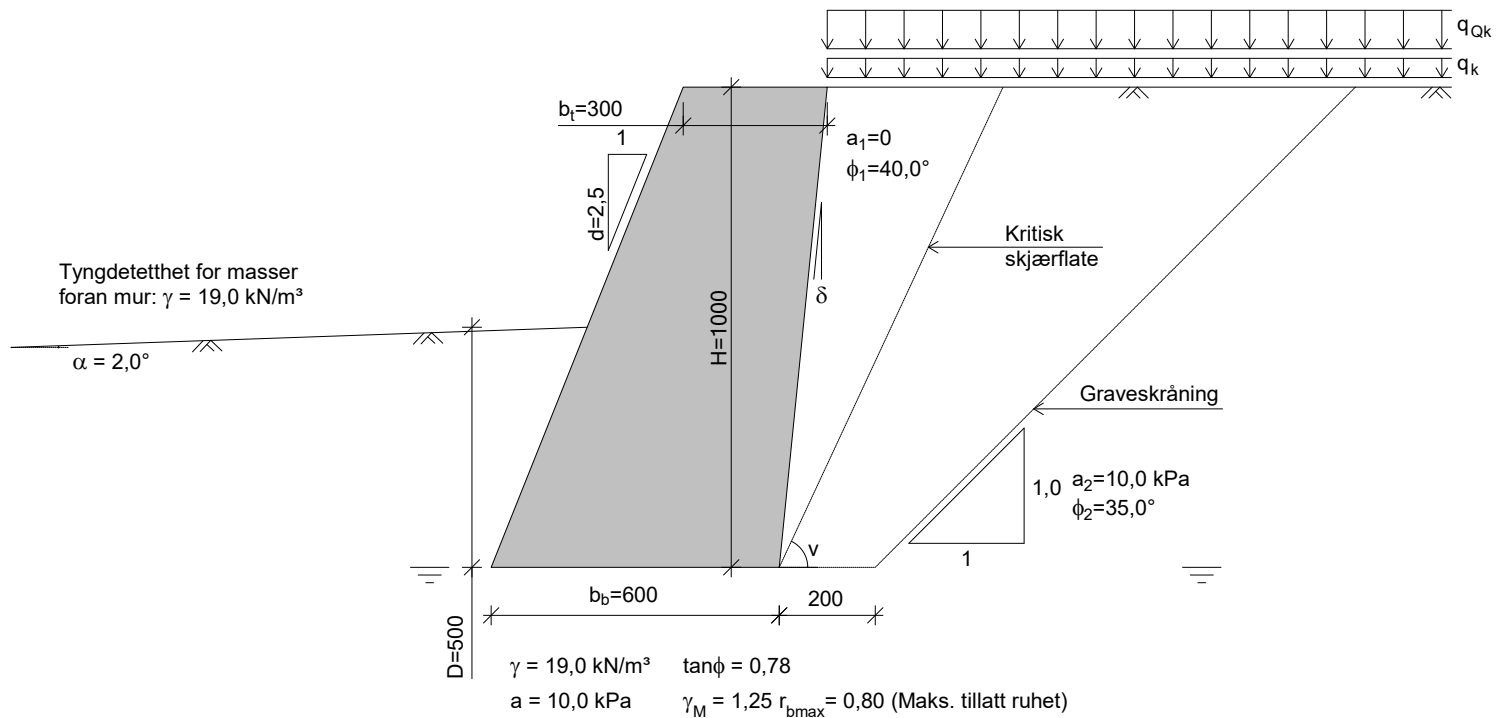
- [1] Norsk Standard, «NS-EN 1997-1:2004/A1:2013+NA:2016, versjonsdato 2016-07-01: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Almenne regler,» 2016.
- [2] Norsk Standard, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, versjonsdato 2016-05-01: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2016.
- [3] Kommunal- og distriktsdepartementet, «Forskrift om byggesak (byggesaksforskriften),» 2010. [Internett]. Available: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2010-03-26-488>. [Funnet 24 08 2023].
- [4] «NGU-karttjeneste,» 07 02 2024. [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/. [Funnet 14 11 2023].
- [5] Kartverket, 2025. [Internett]. Available: <https://norgeskart.no>. [Funnet 30 09 2025].
- [6] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, versjonsdato 2014-05-01: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» 2021.

Vedlegg A – Beregninger i Profinova tørrmur

Beregnet 2025-10-08 Kl. 13:55:52
(Programversjon 24.03)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{\text{mur}} = 22,0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig

Bruddmekanisme : Seigt, dilatant brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1,25$ (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = -0,40$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 40,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 0,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{40,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 65,0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

Terrenglast	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,30
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,15

$q_k = 5,0 \text{ kPa}$ 1,30

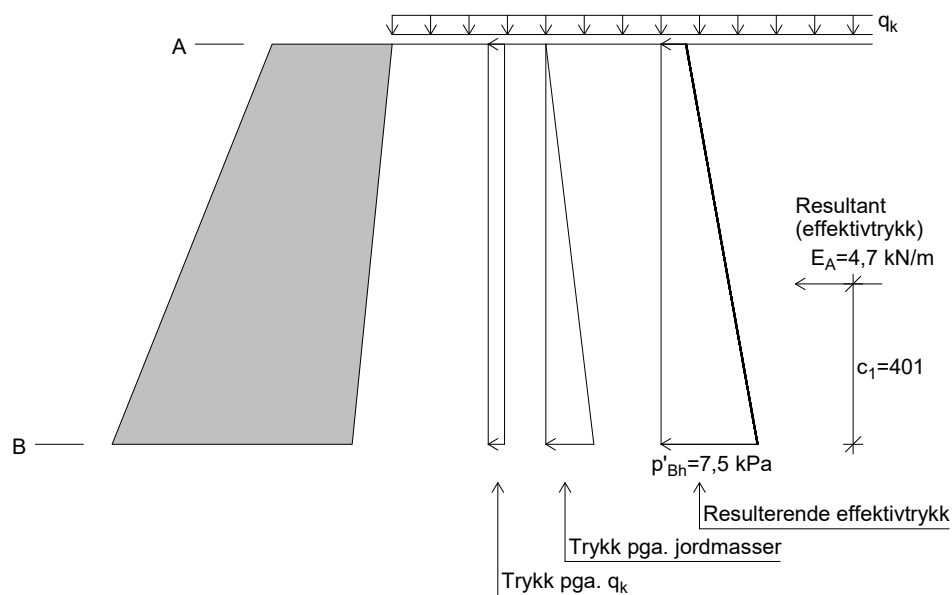
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$ 1,15

(q_{Qk} er boggiekvivalentlasten iht. Trafikklastforskriftens § 4)

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir ikke tatt med i beregningene.

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = -0,40$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan\phi_d = \tan\phi_m/\gamma_M = \tan(40,0)/1,25 = 0,67$, $\phi_d = \arctan(0,67) = 33,9^\circ$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_A \cdot p_v' \quad (1)$$

$$K_A = 0,336 \text{ (Figur 6.2.1-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{1,000}{\frac{1,000}{2,5} + 0,300 - 0,600} = 10,0$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 5,7^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(5,7^\circ + 33,9^\circ)}{\cos^3(5,7^\circ) \cdot \cos^2(33,9^\circ)} = 0,875$$

$$K_{A,\text{kor}} = K_\delta \cdot K_A = 0,875 \cdot 0,336 = 0,294$$

Resulterende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,30 = 6,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horizontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A,\text{kor}} \cdot p'_{Av}$$

$$p'_{Ah} = 0,294 \cdot 6,5 = 1,9 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

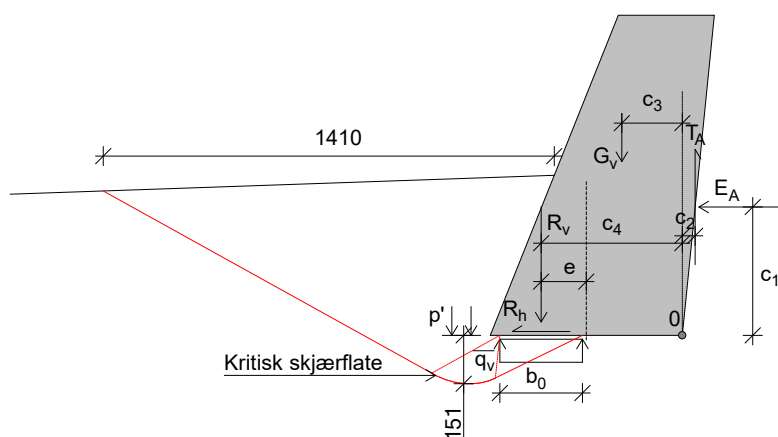
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 1,000 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 1,000 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 = 25,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horizontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A,\text{kor}} \cdot p'_{Bv}$$

$$p'_{Bh} = 0,294 \cdot 25,5 = 7,5 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 4,7 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (0,600 + 0,300) \cdot 1,000 \cdot 22,0 = 9,9 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t) \cdot \frac{H}{d_b} + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{9,9} \cdot \left[\frac{1,000}{6} \cdot (0,600 - 0,300) \cdot 22,0 \cdot (0,600 - 0,300 - \frac{1,000}{10,0}) + 1,000 \cdot 0,300 \cdot 22,0 \cdot (0,600 - \frac{1}{2} \cdot 0,300 - \frac{1}{2} \cdot \frac{1,000}{2,5}) \right] = 0,189 \text{ m}$$

$$T_A = |r_v| \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = |-0,40| \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{4,7}{1,000} + 0,0 \right) \cdot 1,000 = 1,3 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,401}{10,0} = 0,040 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 10 - 1,3 = 8,6 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 + T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 4,7 \cdot 0,401 + 1,3 \cdot 0,040 + 9,9 \cdot 0,189 = 3,8 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 3,8 / 8,6 = 0,441 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_0 = 0,441 - 0,5 \cdot 0,600 = 0,141 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 0,600 - 2 \cdot 0,141 = 0,258 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 0,600 / 3 = 0,200 \text{ m (minimumsverdi)}$$

$\Rightarrow$ Beregnet b_0 er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2 9), dvs. OK

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 8,6 / 0,258 = 33 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

Krav 1 : $r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$
 $a = 10 \text{ kPa}$
 $\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,78 / 1,25 = 0,62$, $r_b = \frac{4,7}{0,258 \cdot (33 + 10) \cdot 0,62}$

$r_b = 0,67 < r_{b\text{max}} \Rightarrow$ krav 1 er OK

Krav 2 : $\bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = f_{sq} (N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$$p' = 19,0 \cdot 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 2,0^\circ = 0,03 \text{ (rad.)}, \tan \alpha = 0,03$$

$$N_q = 8,4, N_\gamma = 3,9, \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,03)^5 = 0,91$$

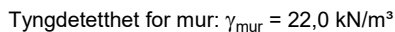
$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0,03 \cdot 0,62} = 0,96$$

$$\bar{\sigma}_v = 146 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,23$$

Inndata

(mål i mm)



Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig

Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig
Brudmekanisme : Seigt, dilatant brudd

$$\Rightarrow \gamma_M = 1,25 \text{ (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)}$$

Ruhet for bakkant mur: $r_v = -0,40$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 40,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 0,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{40,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 65,0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

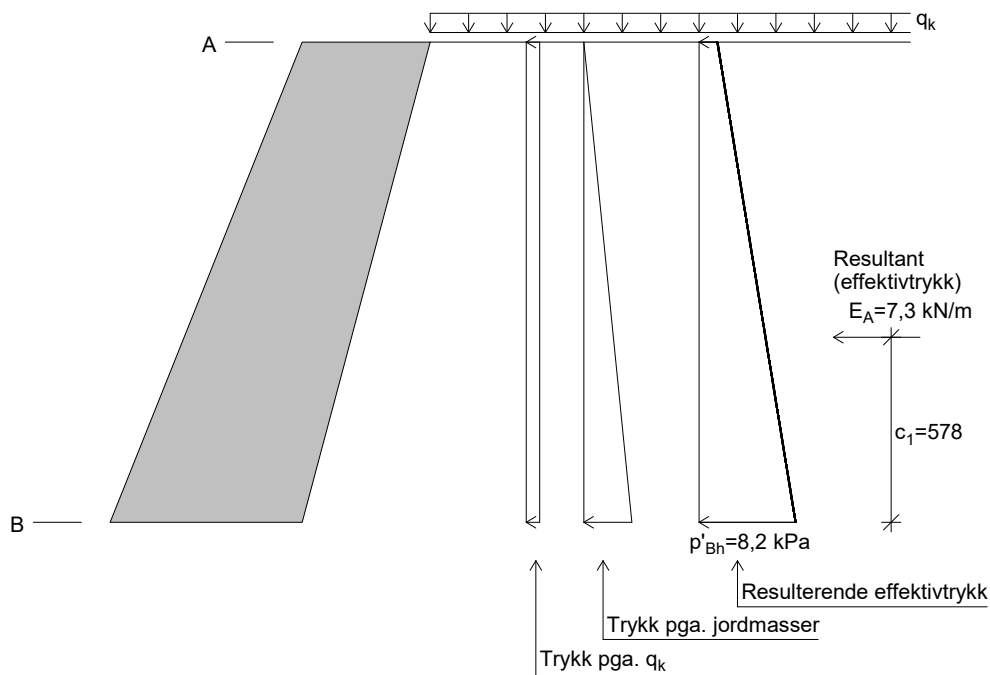
Terrenglaster	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,30
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,15

(q_{Qk} er boggiekvivalentlasten iht. Trafikklastforskriftens § 4)

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir ikke tatt med i beregningene.

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = -0,40$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan \phi_d = \tan \phi_m / \gamma_M = \tan(40,0)/1,25 = 0,67$, $\phi_d = \arctan(0,67) = 33,9^\circ$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_A \cdot p_v' \quad (1)$$

$$K_A = 0,336 \text{ (Figur 6.2.1-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{1,500}{\frac{1,500}{2,5} + 0,400 - 0,600} = 3,8$$

$$\tan \delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 14,9^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \phi_d} = \frac{\cos^2(14,9^\circ + 33,9^\circ)}{\cos^3(14,9^\circ) \cdot \cos^2(33,9^\circ)} = 0,698$$

$$K_{A, \text{korr}} = K_\delta \cdot K_A = 0,698 \cdot 0,336 = 0,235$$

Resultierende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,30 = 6,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horizontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{korr}} \cdot p'_{Av}$$

$$p'_{Ah} = 0,235 \cdot 6,5 = 1,5 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 1,500 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 1,500 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 = 35,0 \text{ kPa}$$

$$\text{Horizontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{korr}} \cdot p'_{Bv}$$

$$p'_{Bh} = 0,235 \cdot 35,0 = 8,2 \text{ kPa}$$

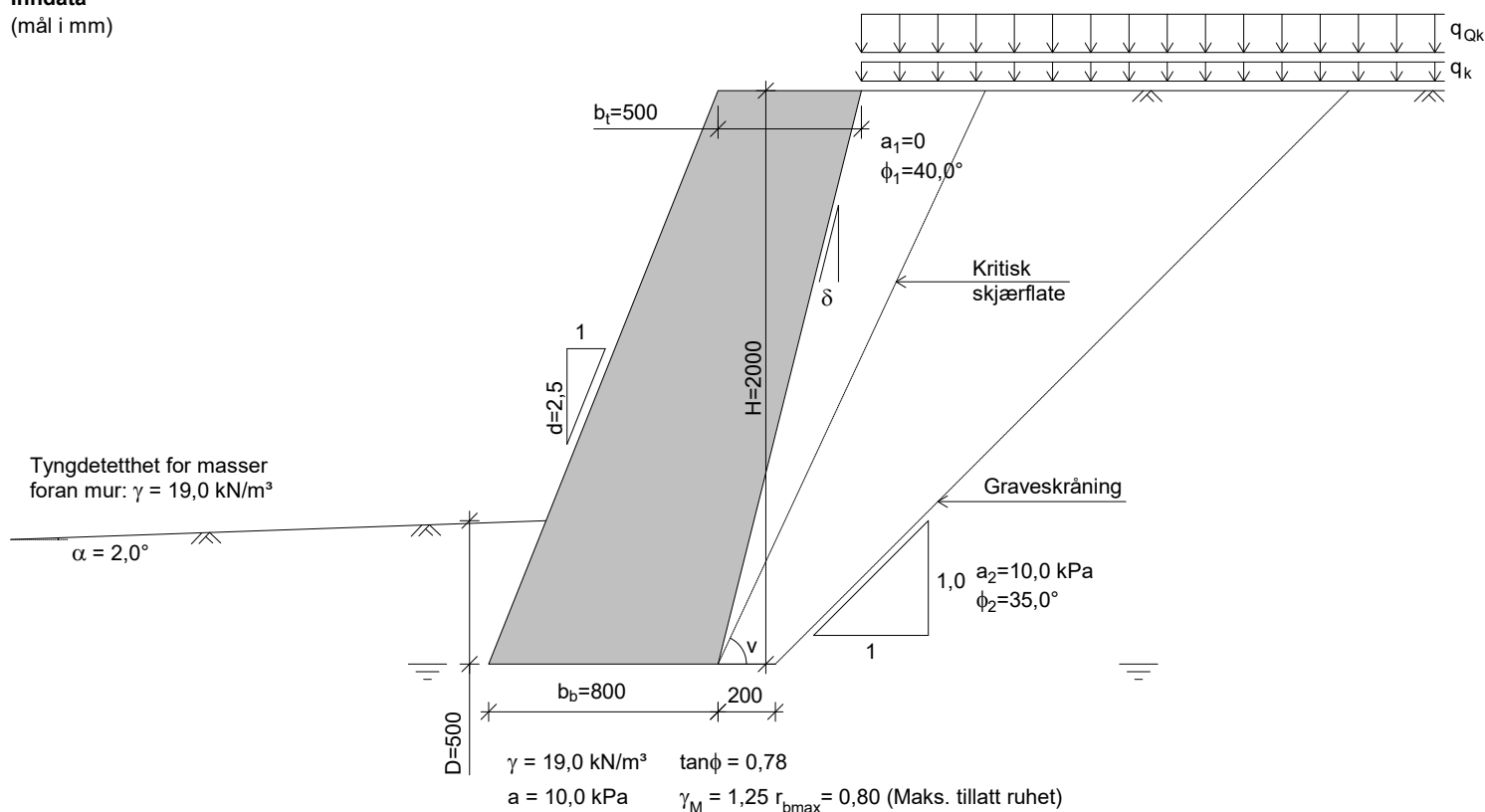
$$\overline{q_v} / \overline{\sigma_v} = 0,25$$

$$\overline{q_v} / \overline{\sigma_v} = 0,25$$

Beregnet 2025-10-08 Kl. 13:54:14
(Programversjon 24.03)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{\text{mur}} = 22,0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig

Bruddmekanisme : Seigt, dilatant brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1,25$ (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = -0,40$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 40,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 0,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{40,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 65,0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

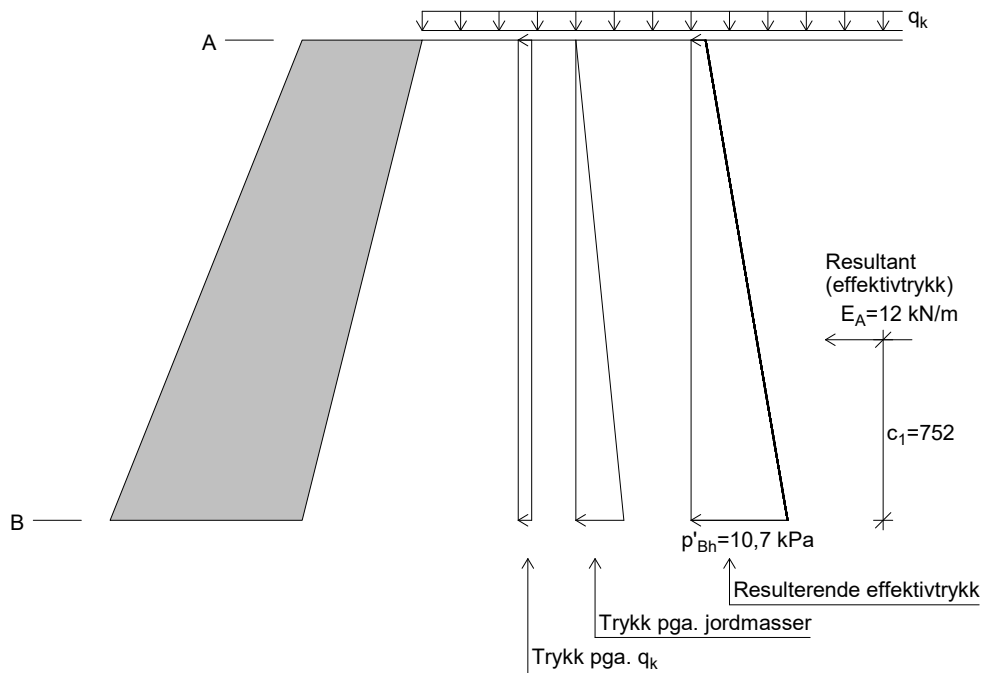
Terrenglaster	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,30
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,15

$q_k = 5,0 \text{ kPa}$

$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$

(q_{Qk} er boggiekvivalentlasten iht. Trafikklastforskriftens § 4)

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir ikke tatt med i beregningene.

Jordtrykk
 (mål i mm)

 $r_v = -0,40$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan \phi_d = \tan \phi_m / \gamma_M = \tan(40,0)/1,25 = 0,67, \quad \phi_d = \arctan(0,67) = 33,9^\circ$$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_A \cdot p_v' \quad (1)$$

$$K_A = 0,336 \text{ (Figur 6.2.1-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{2,000}{\frac{2,000}{2,5} + 0,500 - 0,800} = 4,0$$

$$\tan \delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 14,0^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \phi_d} = \frac{\cos^2(14,0^\circ + 33,9^\circ)}{\cos^3(14,0^\circ) \cdot \cos^2(33,9^\circ)} = 0,714$$

$$K_{A, \text{kor}} = K_\delta \cdot K_A = 0,714 \cdot 0,336 = 0,240$$

Resultierende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,30 = 6,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{kor}} \cdot p'_{Av}$$

$$p'_{Ah} = 0,240 \cdot 6,5 = 1,6 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

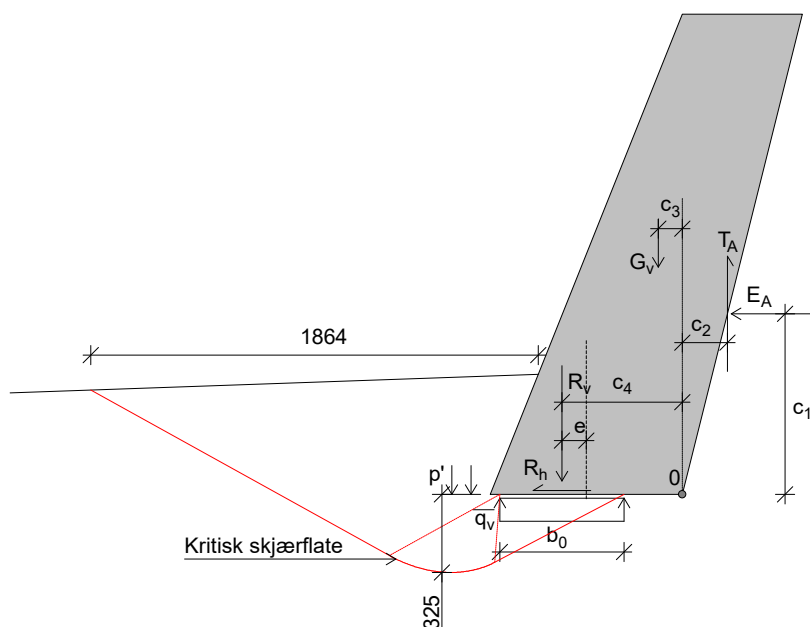
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 2,000 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 2,000 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 = 44,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} \cdot p'_{Bv}$$

$$p'_{Bh} = 0,240 \cdot 44,5 = 10,7 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 12 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (0,800 + 0,500) \cdot 2,000 \cdot 22,0 = 29 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t - \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{29} \cdot \left[\frac{2,000}{6} \cdot (0,800 - 0,500) \cdot 22,0 \cdot (0,800 - 0,500 - \frac{2,000}{4,0}) + 2,000 \cdot 0,500 \cdot 22,0 \cdot (0,800 - \frac{1}{2} \cdot 0,500 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,000}{2,5}) \right] = 0,100 \text{ m}$$

$$T_A = |r_v| \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = |-0,40| \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{12}{2,000} + 0,0 \right) \cdot 2,000 = 3,3 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,752}{4,0} = 0,188 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 29 + 3,3 = 25 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 + T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 12 \cdot 0,752 + 3,3 \cdot 0,188 + 29 \cdot 0,100 = 13 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 13 / 25 = 0,501 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_0 = 0,501 - 0,5 \cdot 0,800 = 0,101 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 0,800 - 2 \cdot 0,101 = 0,518 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 0,800 / 3 = 0,267 \text{ m (minimumsverdi)}$$

$\Rightarrow$ Beregnet b_0 er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2 9), dvs. OK

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 25 / 0,518 = 49 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1 : } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,80, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$$

$$a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,78 / 1,25 = 0,62, \quad r_b = \frac{12}{0,518 \cdot (49 + 10) \cdot 0,62}$$

$$r_b = 0,64 < r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK}$$

$$\text{Krav 2 : } \bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = f_{sq}(N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$$

$$p' = 19,0 - 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 2,0^\circ = 0,03 \text{ (rad.)}, \quad \tan \alpha = 0,03$$

$$N_q = 8,8, \quad N_\gamma = 4,4, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,03)^5 = 0,91$$

$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0,03 \cdot 0,62} = 0,96$$

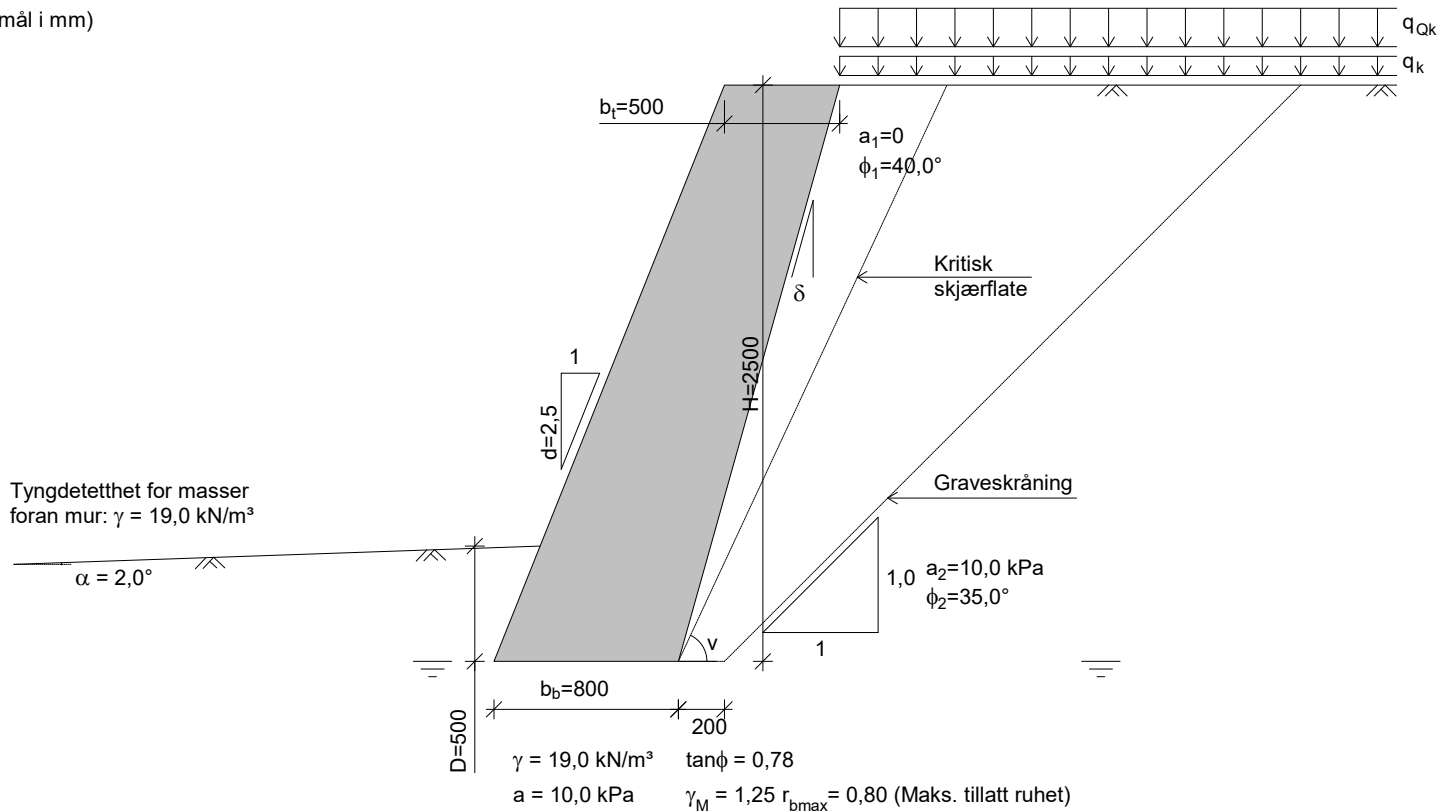
$$\bar{\sigma}_v = 160 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,31$$

Beregnet 2025-10-08 Kl. 13:52:02
(Programversjon 24.03)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{\text{mur}} = 22,0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig

Bruddmekanisme : Seigt, dilatant brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1,25$ (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = -0,40$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 40,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 0,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{40,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 65,0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

Terrenglaster	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,30
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,15

$q_k = 5,0 \text{ kPa}$

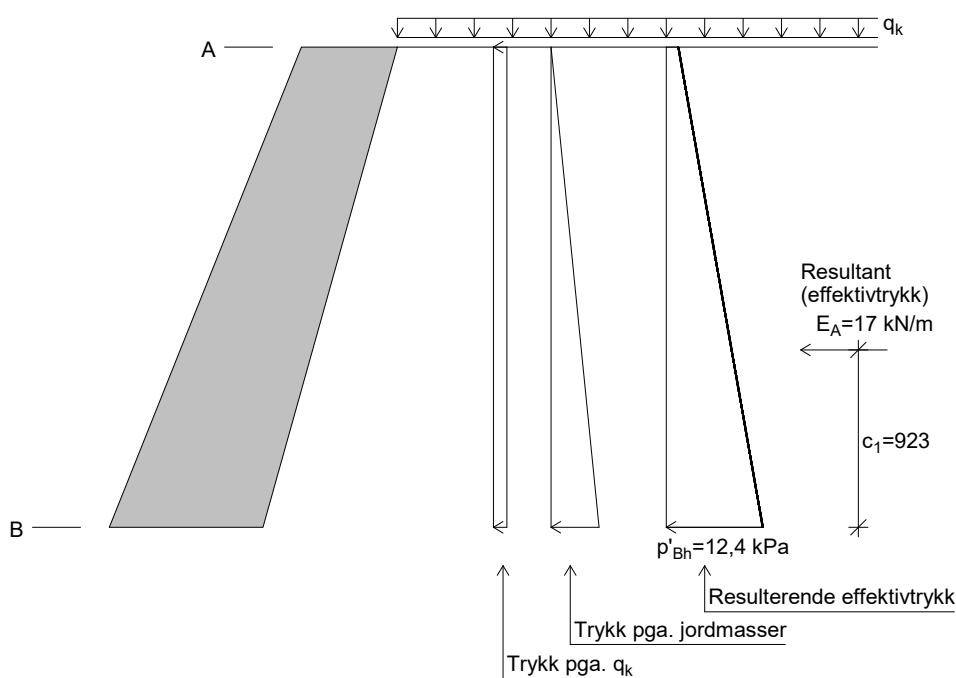
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$

(q_{Qk} er boggiekvivalentlasten iht. Trafikklastforskriftens § 4)

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir ikke tatt med i beregningene.

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = -0,40$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan \phi_d = \tan \phi_m / \gamma_M = \tan(40,0)/1,25 = 0,67, \quad \phi_d = \arctan(0,67) = 33,9^\circ$$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_A \cdot p_v' \quad (1)$$

$$K_A = 0,336 \text{ (Figur 6.2.1-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{2,500}{\frac{2,500}{2,5} + 0,500 - 0,800} = 3,6$$

$$\tan \delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 15,6^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \phi_d} = \frac{\cos^2(15,6^\circ + 33,9^\circ)}{\cos^3(15,6^\circ) \cdot \cos^2(33,9^\circ)} = 0,685$$

$$K_{A, \text{kor}} = K_\delta \cdot K_A = 0,685 \cdot 0,336 = 0,230$$

Resultierende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,30 = 6,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{kor}} \cdot p'_{Av}$$

$$p'_{Ah} = 0,230 \cdot 6,5 = 1,5 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

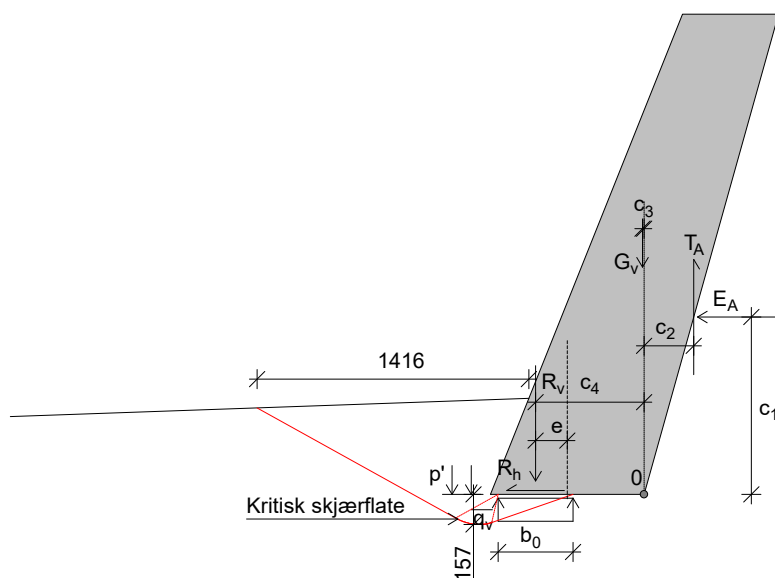
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 2,500 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 2,500 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 = 54,0 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} \cdot p'_{Bv}$$

$$p'_{Bh} = 0,230 \cdot 54,0 = 12,4 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 17 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (0,800 + 0,500) \cdot 2,500 \cdot 22,0 = 36 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t) \cdot \frac{H}{d_b} + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{36} \cdot \left[\frac{2,500}{6} \cdot (0,800 - 0,500) \cdot 22,0 \cdot (0,800 - 0,500 - \frac{2,500}{3,6}) + 2,500 \cdot 0,500 \cdot 22,0 \cdot (0,800 - \frac{1}{2} \cdot 0,500 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,500}{2,5}) \right] = 0,008 \text{ m}$$

$$T_A = |r_v| \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = |-0,40| \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{17}{2,500} + 0,0 \right) \cdot 2,500 = 4,7 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,923}{3,6} = 0,258 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 36 + 4,7 = 31 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 + T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 17 \cdot 0,923 + 4,7 \cdot 0,258 + 36 \cdot 0,008 = 18 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 18 / 31 = 0,565 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_0 = 0,565 - 0,5 \cdot 0,800 = 0,165 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 0,800 - 2 \cdot 0,165 = 0,390 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 0,800 / 3 = 0,267 \text{ m (minimumsverdi)}$$

$\Rightarrow$ Beregnet b_0 er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2 9), dvs. OK

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 31 / 0,390 = 80 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

Krav 1 : $r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$

$$a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,78 / 1,25 = 0,62$$

$$r_b = \frac{17}{0,390 \cdot (80 + 10) \cdot 0,62}$$

$$r_b = 0,80 = r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK}$$

Krav 2 : $\bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = f_{sq}(N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$$p' = 19,0 - 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 2,0^\circ = 0,03 \text{ (rad.)}, \tan \alpha = 0,03$$

$$N_q = 6,4, N_\gamma = 2,1, \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,03)^5 = 0,91$$

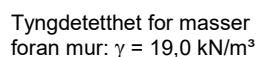
$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0,03 \cdot 0,62} = 0,96$$

$$\bar{\sigma}_v = 110 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,73$$

Inndata

(mål i mm)



Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

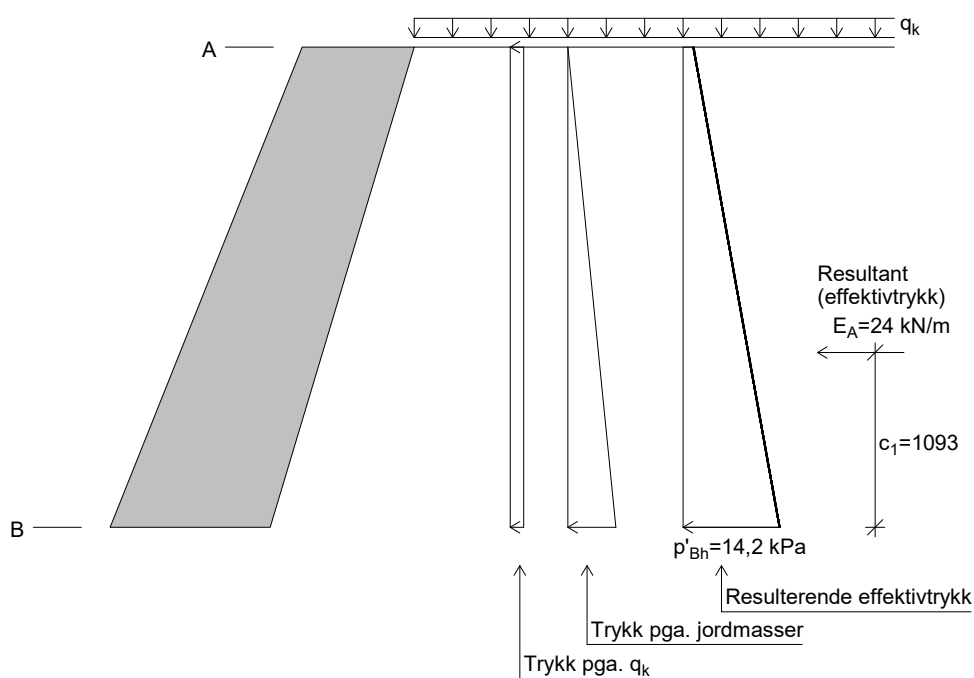
Terrenglaster	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,30
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,15

(q_{Qk} er boggiekvivalentlasten iht. Trafikklastforskriftens § 4)

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir ikke tatt med i beregningene.

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = -0,40$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan \phi_d = \tan \phi_m / \gamma_M = \tan(40,0)/1,25 = 0,67, \quad \phi_d = \arctan(0,67) = 33,9^\circ$$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_A \cdot p_v' \quad (1)$$

$$K_A = 0,336 \text{ (Figur 6.2.1-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{3,000}{\frac{3,000}{2,5} + 0,700 - 1,000} = 3,3$$

$$\tan \delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 16,7^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \phi_d} = \frac{\cos^2(16,7^\circ + 33,9^\circ)}{\cos^3(16,7^\circ) \cdot \cos^2(33,9^\circ)} = 0,666$$

$$K_{A, \text{kor}} = K_\delta \cdot K_A = 0,666 \cdot 0,336 = 0,224$$

Resulterende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,30 = 6,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horizontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{kor}} \cdot p'_{Av}$$

$$p'_{Ah} = 0,224 \cdot 6,5 = 1,5 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

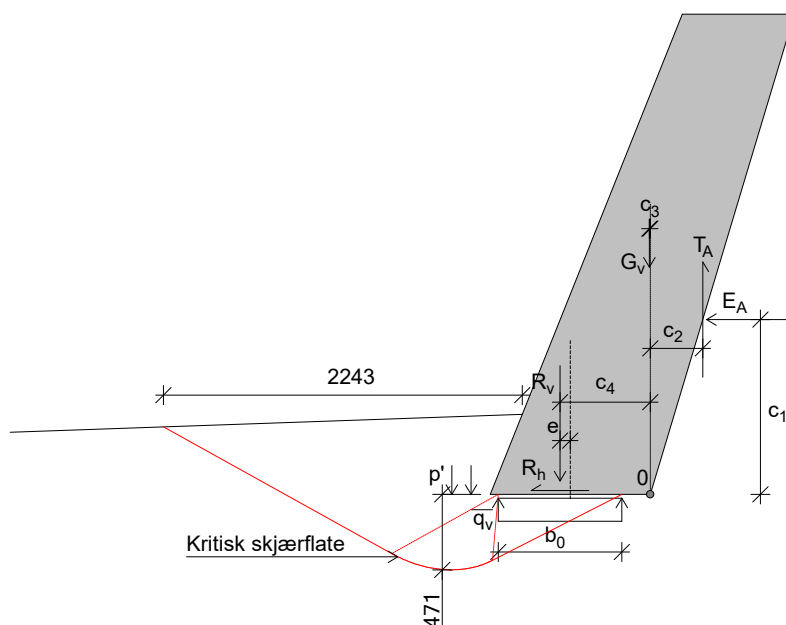
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 3,000 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 3,000 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 = 63,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horizontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} \cdot p'_{Bv}$$

$$p'_{Bh} = 0,224 \cdot 63,5 = 14,2 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 24 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (1,000 + 0,700) \cdot 3,000 \cdot 22,0 = 56 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t - \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{56} \cdot \left[\frac{3,000}{6} \cdot (1,000 - 0,700) \cdot 22,0 \cdot (1,000 - 0,700 - \frac{3,000}{3,3}) + 3,000 \cdot 0,700 \cdot 22,0 \cdot (1,000 - \frac{1}{2} \cdot 0,700 - \frac{1}{2} \cdot \frac{3,000}{2,5}) \right] = 0,006 \text{ m}$$

$$T_A = |r_v| \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = |-0,40| \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{24}{3,000} + 0,0 \right) \cdot 3,000 = 6,3 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{1,093}{3,3} = 0,328 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 56 + 6,3 = 50 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 + T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 24 \cdot 1,093 + 6,3 \cdot 0,328 + 56 \cdot 0,006 = 28 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 28 / 50 = 0,564 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,564 - 0,5 \cdot 1,000 = 0,064 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,000 - 2 \cdot 0,064 = 0,772 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 1,000 / 3 = 0,333 \text{ m (minimumsverdi)}$$

$\Rightarrow$ Beregnet b_0 er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2 9), dvs. OK

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 50 / 0,772 = 64 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1 : } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,80, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$$

$$a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,78 / 1,25 = 0,62, \quad r_b = \frac{24}{0,772 \cdot (64 + 10) \cdot 0,62}$$

$$r_b = 0,66 < r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK}$$

$$\text{Krav 2 : } \bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = f_{sq} (N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$$

$$p' = 19,0 - 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 2,0^\circ = 0,03 \text{ (rad.)}, \quad \tan \alpha = 0,03$$

$$N_q = 8,6, \quad N_\gamma = 4,2, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,03)^5 = 0,91$$

$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0,03 \cdot 0,62} = 0,96$$

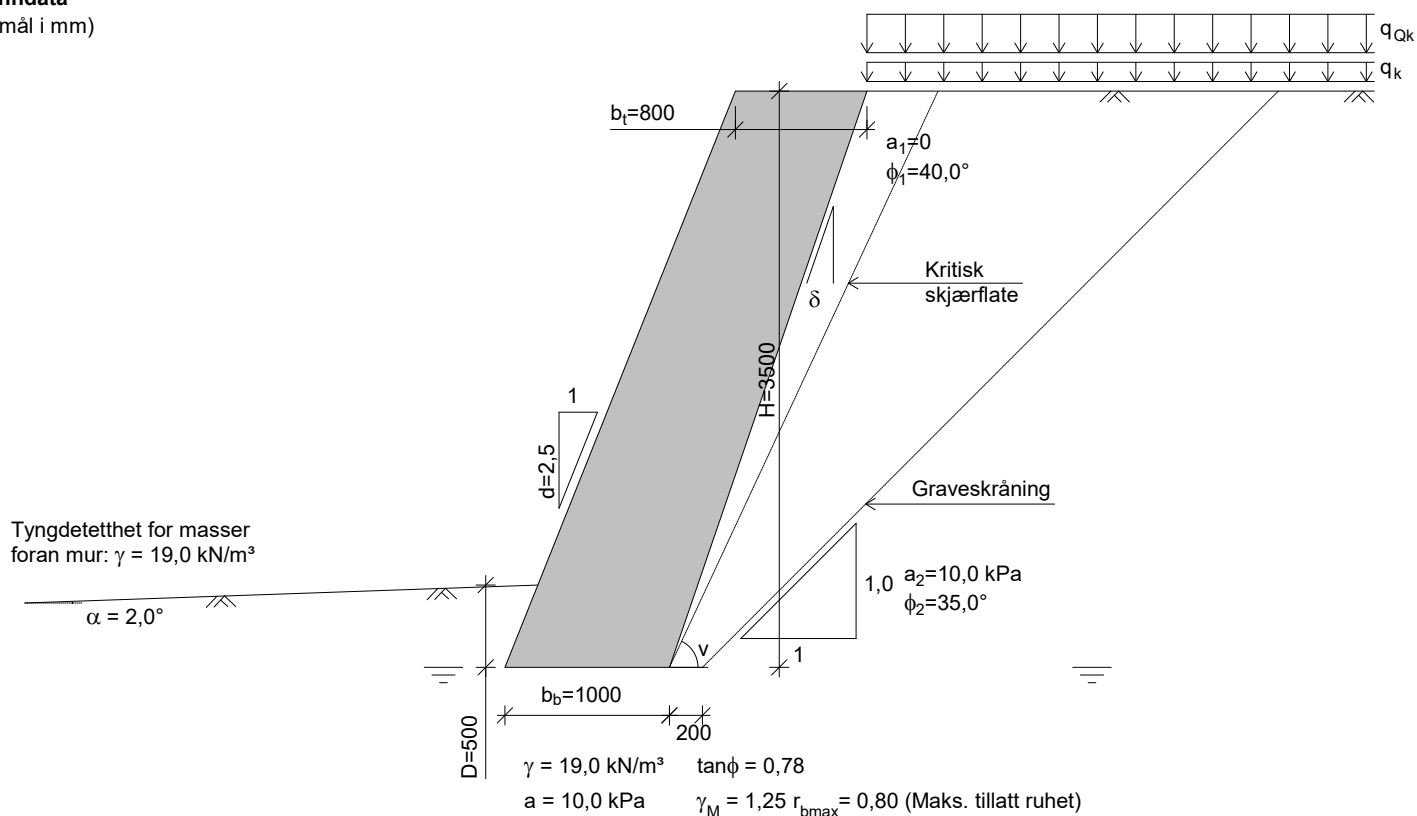
$$\bar{\sigma}_v = 160 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,40$$

Beregnet 2025-10-08 Kl.13:49:10
(Programversjon 24.03)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{mur} = 22,0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC1 Mindre alvorlig

Bruddmekanisme : Seigt, dilatant brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1,25$ (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = -0,40$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 40,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 0,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{40,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 65,0^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

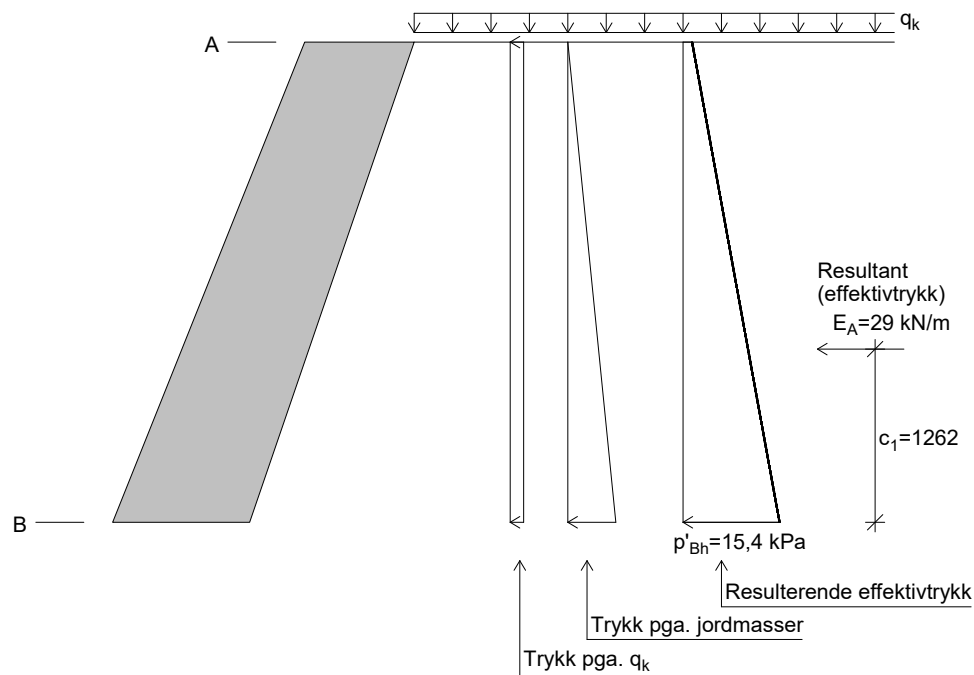
Terrenglaster	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,30
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,15

(q_{Qk} er boggiekvivalentlasten iht. Trafikklastforskriftens § 4)

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir ikke tatt med i beregningene.

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = -0,40$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan\phi_d = \tan\phi_m / \gamma_M = \tan(40,0)/1,25 = 0,67, \quad \phi_d = \arctan(0,67) = 33,9^\circ$$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$

$$a = 0 \Rightarrow \text{Uttrykket forenkles til: } p_A' = K_A \cdot p_v' \quad (1)$$

$$K_A = 0,336 \text{ (Figur 6.2.1-1 i N-V220)}$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{3,500}{\frac{3,500}{2,5} + 0,800 - 1,000} = 2,9$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 18,9^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(18,9^\circ + 33,9^\circ)}{\cos^3(18,9^\circ) \cdot \cos^2(33,9^\circ)} = 0,627$$

$$K_{A,\text{kor}} = K_\delta \cdot K_A = 0,627 \cdot 0,336 = 0,211$$

Resultierende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,30 = 6,5 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A,\text{kor}} \cdot p'_{Av}$$

$$p'_{Ah} = 0,211 \cdot 6,5 = 1,4 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

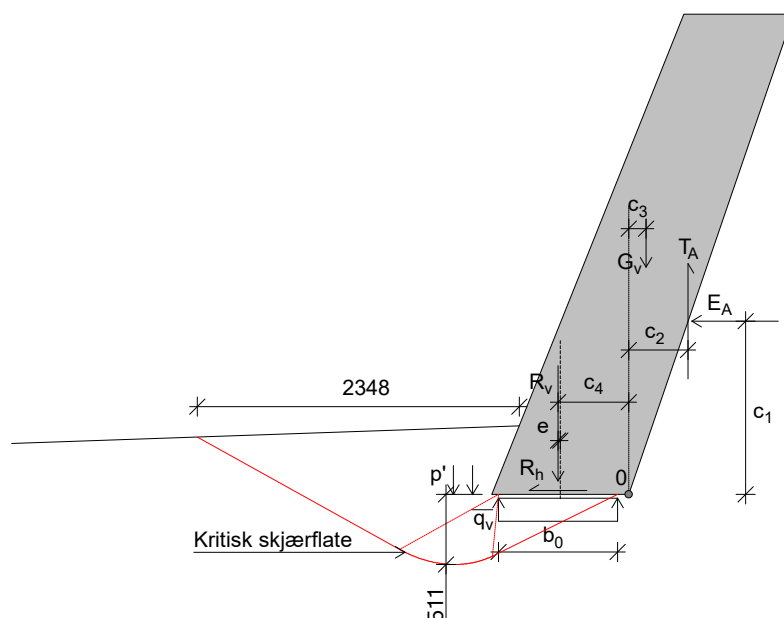
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 3,500 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 3,500 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 = 73,0 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A,\text{kor}} \cdot p'_{Bv}$$

$$p'_{Bh} = 0,211 \cdot 73,0 = 15,4 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 29 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (1,000 + 0,800) \cdot 3,500 \cdot 22,0 = 69 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t \cdot \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{69} \cdot \left[\frac{3,500}{6} \cdot (1,000 - 0,800) \cdot 22,0 \cdot (1,000 - 0,800 \cdot \frac{3,500}{2,9}) + 3,500 \cdot 0,800 \cdot 22,0 \cdot (1,000 - \frac{1}{2} \cdot 0,800 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{3,500}{2,5}) \right] = -0,126 \text{ m}$$

(<0, dvs. resultanten ligger innenfor pkt. 0)

$$T_A = |r_v| \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = |-0,40| \cdot 0,67 \cdot \left(\frac{29}{3,500} + 0,0 \right) \cdot 3,500 = 7,9 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{1,262}{2,9} = 0,433 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 69 + 7,9 = 61 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 + T_A \cdot c_2 - G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 29 \cdot 1,262 + 7,9 \cdot 0,433 - 69 \cdot (-0,126) = 32 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 32 / 61 = 0,516 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,516 - 0,5 \cdot 1,000 = 0,016 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,000 - 2 \cdot 0,016 = 0,868 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 1,000 / 3 = 0,333 \text{ m (minimumsverdi)}$$

$\Rightarrow$ Beregnet b_0 er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2.9), dvs. OK

$$\overline{q_v} = R_v / b_0 = 61 / 0,868 = 71 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

Krav 1 : $r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$

$$a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,78 / 1,25 = 0,62$$

$$r_b = \frac{29}{0,868 \cdot (71 + 10) \cdot 0,62}$$

$$r_b = 0,67 < r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK}$$

Krav 2 : $\overline{q_v} \leq \overline{\sigma_v} = f_{sq}(N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$$p' = 19,0 - 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 2,0^\circ = 0,03 \text{ (rad.)} , \tan \alpha = 0,03$$

$$N_q = 8,4 , N_\gamma = 3,9 , \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,03)^5 = 0,91$$

$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0,03 \cdot 0,62} = 0,96$$

$$\overline{\sigma_v} = 157 \text{ kN/m}^2 > \overline{q_v} \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\overline{q_v} / \overline{\sigma_v} = 0,45$$

Vedlegg B – Beregninger i Plaxis 2D

PLAXIS Report

1.1.1.1 Calculation information

Calculation information				
Step info				
Phase	Utgraving [Phase_1]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,06036			
Relative stiffness	0,9981			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	-7,490E-3	ΣM_{Area}	0,7518

Calculation information				
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,03018	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

1.1.1.2 Calculation information

Calculation information				
Step info				
Phase	Mur etableres [Phase_2]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Plastic			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,9275			
Relative stiffness	0,3881			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,000	ΣM_{sf}	1,000
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	8,600E-3	ΣM_{Area}	0,8544

Calculation information				
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,06994	ΣM_{Stage}	1,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

1.1.1.3 Calculation information

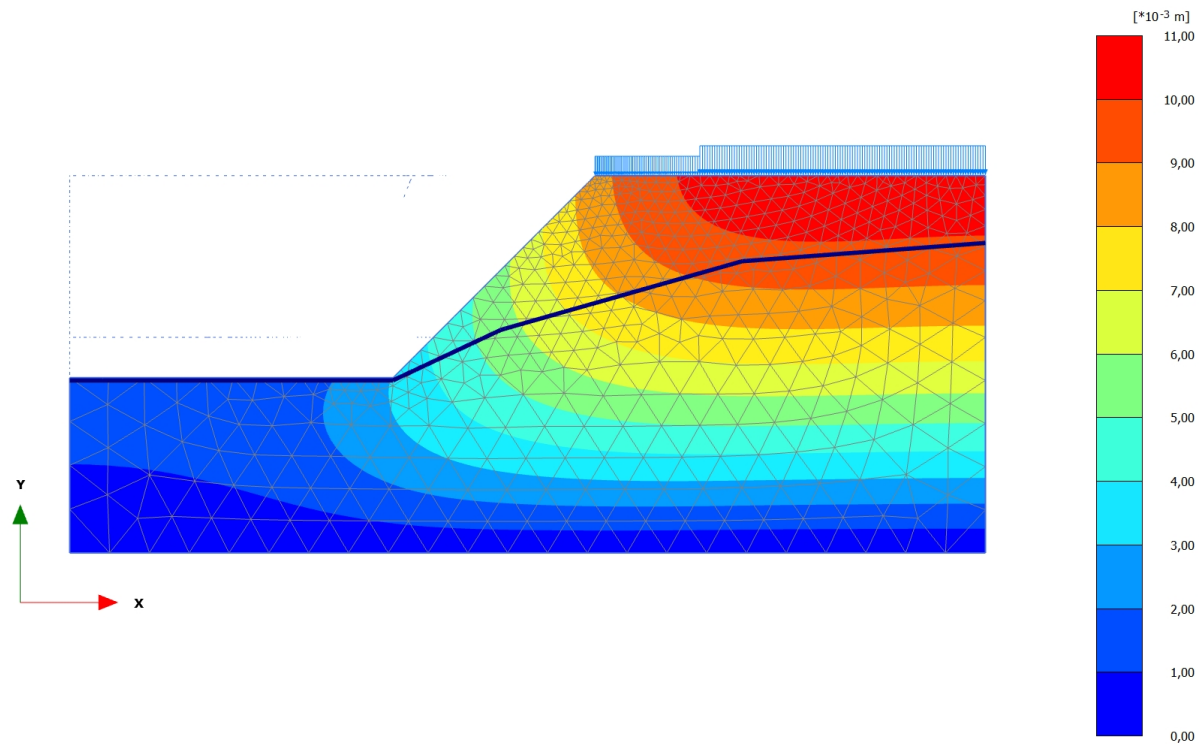
Calculation information				
Step info				
Phase	Sikkerhetsfase mur [Phase_3]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,5000			
Relative stiffness	8,138E-3			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	1,322E-3	ΣM_{sf}	1,609
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8544

Calculation information				
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

1.1.1.4 Calculation information

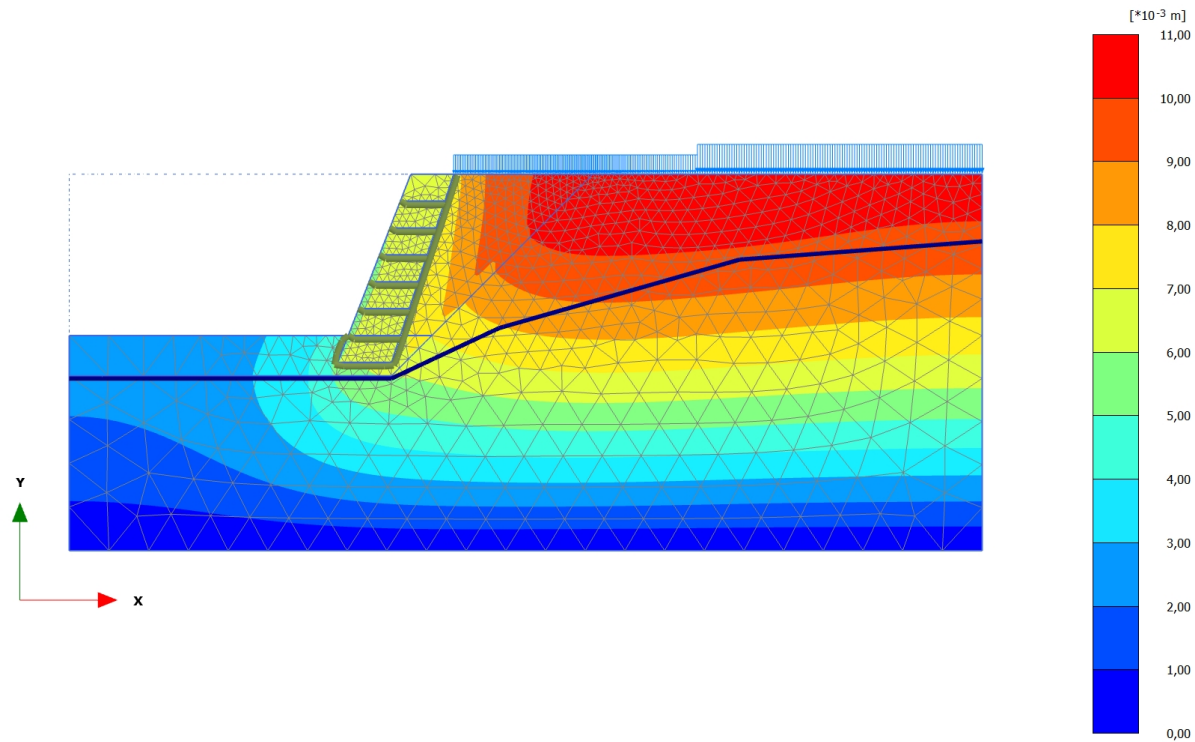
Calculation information				
Step info				
Phase	Sikkerhetsfase utgraving [Phase_4]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	2,000			
Relative stiffness	-0,1353E-3			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	-3,236E-3	ΣM_{sf}	1,479
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,7518

Calculation information				
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_x	0,000 kN/m			
F_y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{\text{Excess,Max}}$	0,000 kN/m ²			

2.1.1.1.1 Calculation results, Utgraving [Phase_1] (1/4), Total displacements $|u|$ 

Total displacements $|u|$ (scaled up 50,0 times)

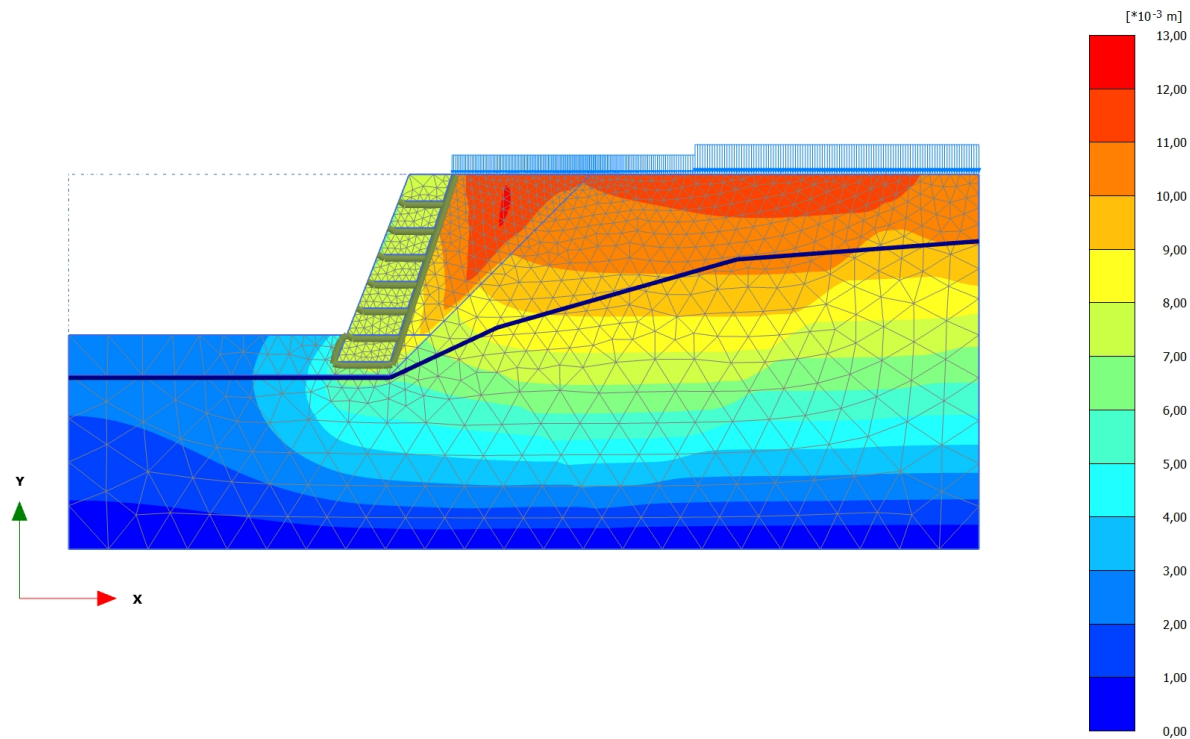
Maximum value = 0,01076 m (Element 1831 at Node 14795)

2.1.1.1.2 Calculation results, Mur etableres [Phase_2] (2/53), Total displacements $|u|$ 

Total displacements $|u|$ (scaled up 50,0 times)

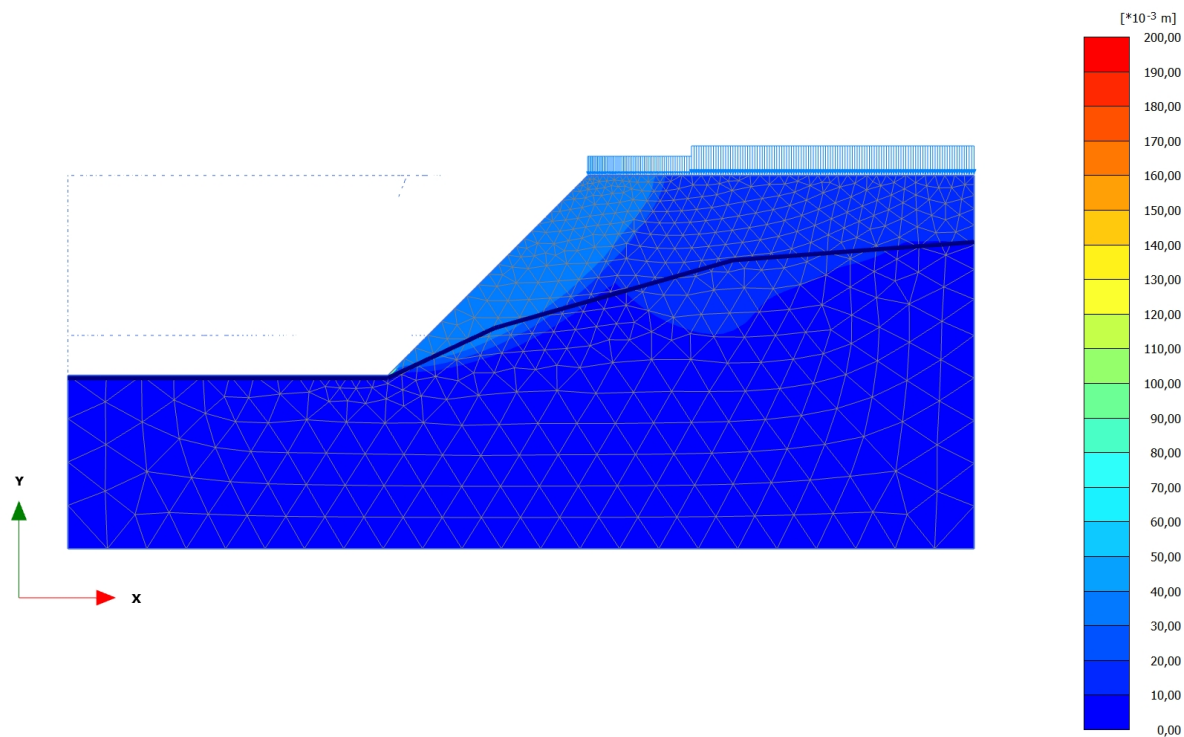
Maximum value = 0,01090 m (Element 1877 at Node 12731)

2.1.1.1.3 Calculation results, Sikkerhetsfase mur [Phase_3] (3/153), Total displacements $|u|$



Total displacements $|u|$ (scaled up 50.0 times)
Maximum value = 0,01212 m (Element 223 at Node 6482)

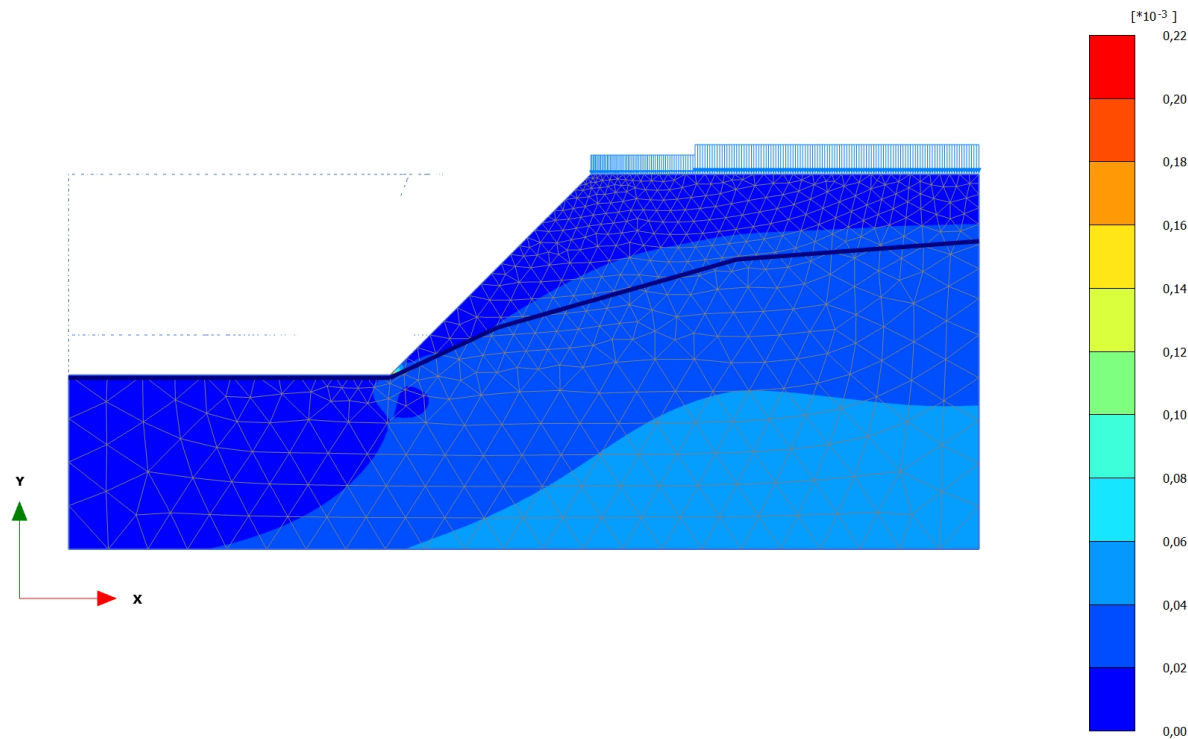
2.1.1.1.4 Calculation results, Sikkerhetsfase utgraving [Phase_4] (4/253), Total displacements $|u|$



Total displacements $|u|$ (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,1926 m (Element 1674 at Node 9156)

2.1.2.1.1 Calculation results, Utgraving [Phase_1] (1/4), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$

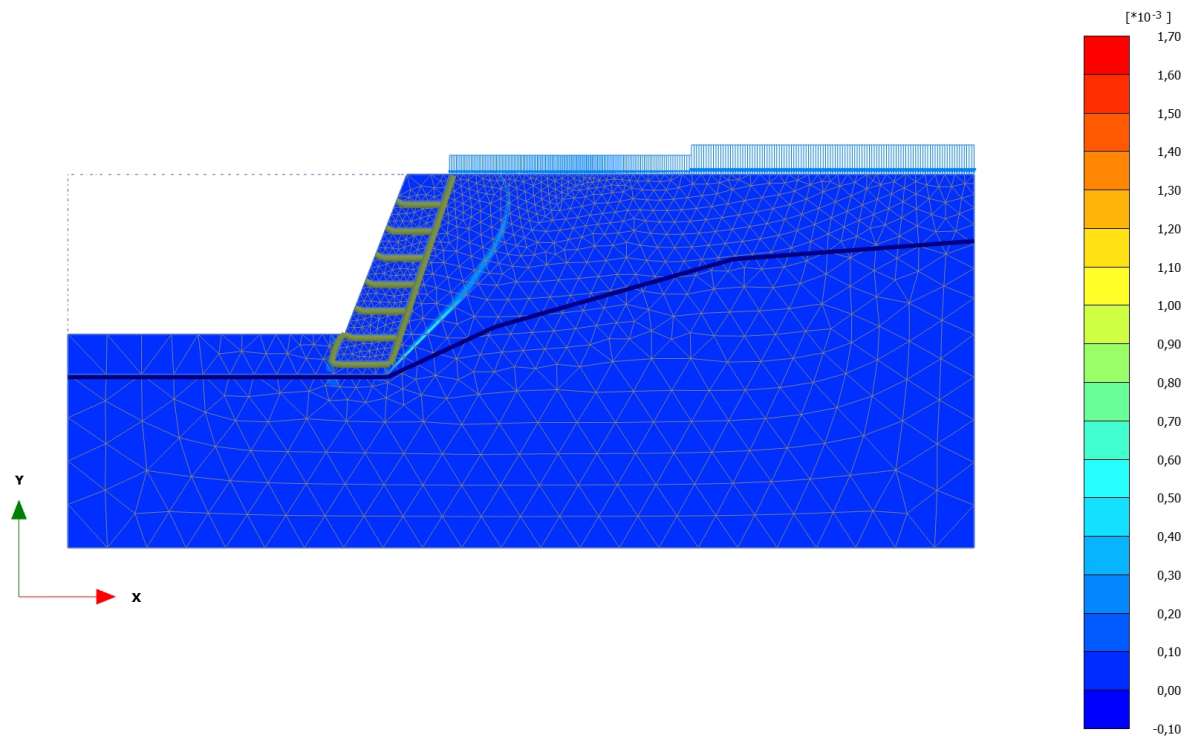


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)

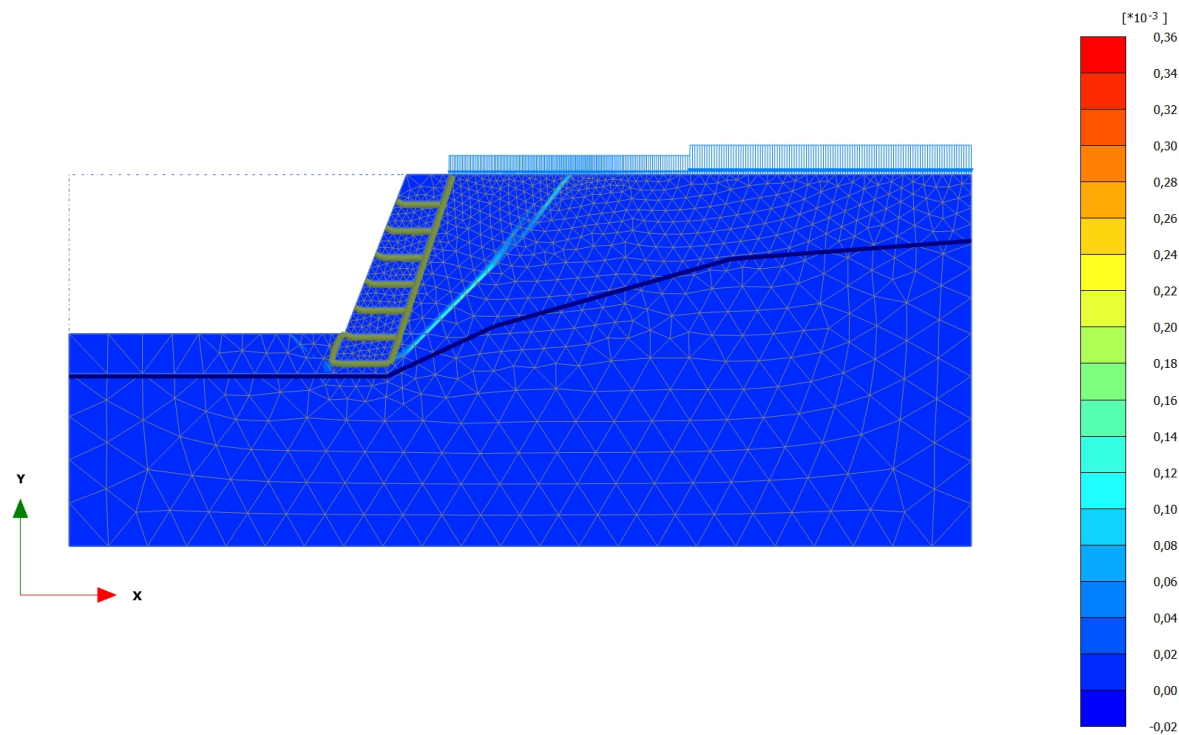
Maximum value = $0,2020 \cdot 10^{-3}$ (Element 1674 at Node 9155)

Minimum value = $2,159 \cdot 10^{-6}$ (Element 1879 at Node 11982)

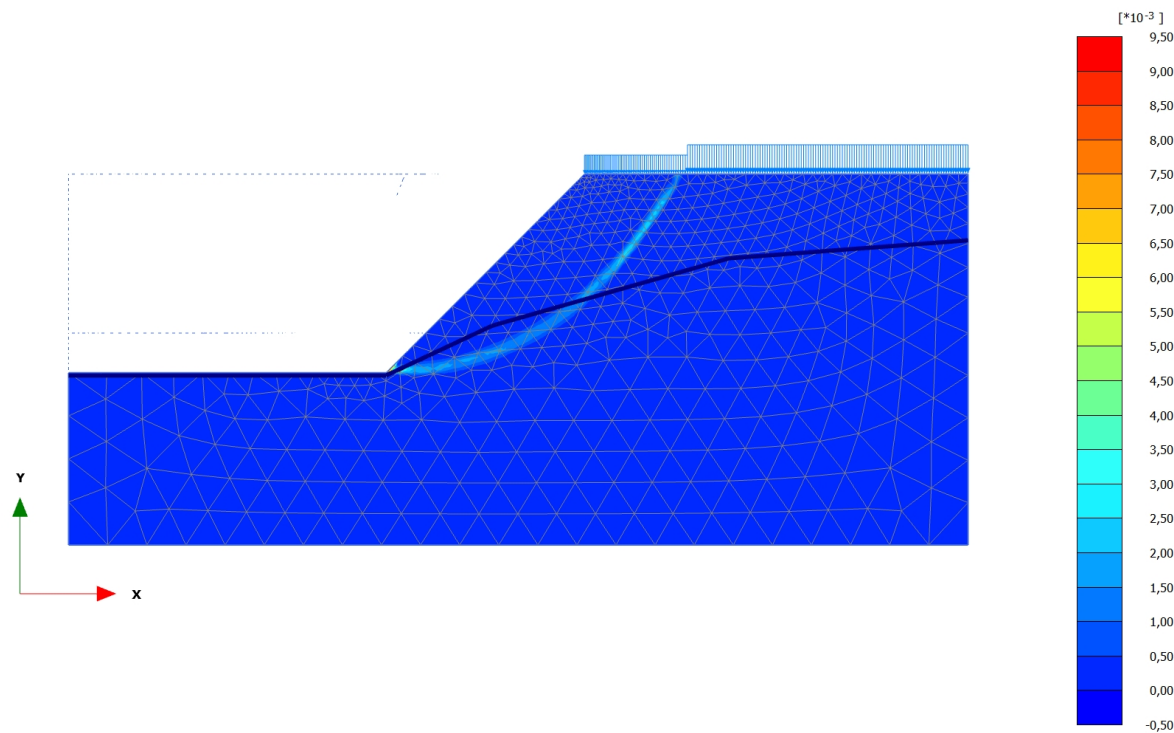
2.1.2.1.2 Calculation results, Mur etableres [Phase_2] (2/53), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$



2.1.2.1.3 Calculation results, Sikkerhetsfase mur [Phase_3] (3/153), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$



2.1.2.1.4 Calculation results, Sikkerhetsfase utgraving [Phase_4] (4/253), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$

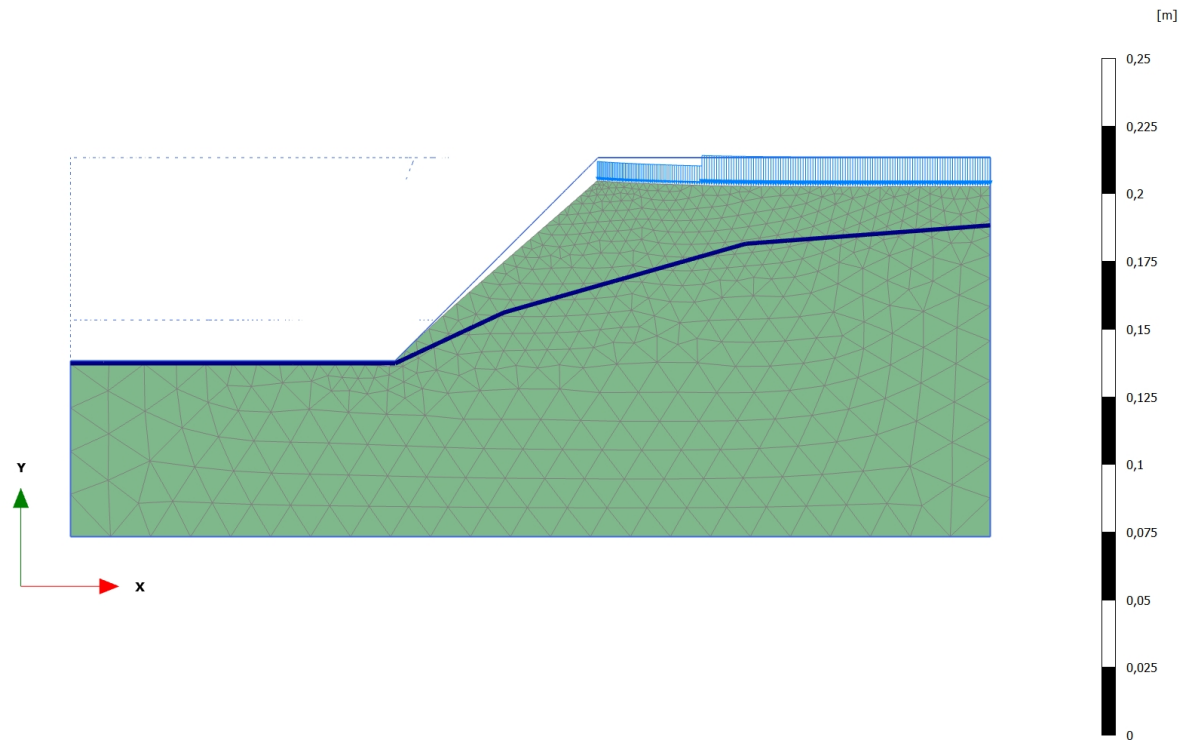


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 50,0 times)

Maximum value = $9,364 \cdot 10^{-3}$ (Element 1674 at Node 9156)

Minimum value = $1,669 \cdot 10^{-9}$ (Element 1235 at Node 10435)

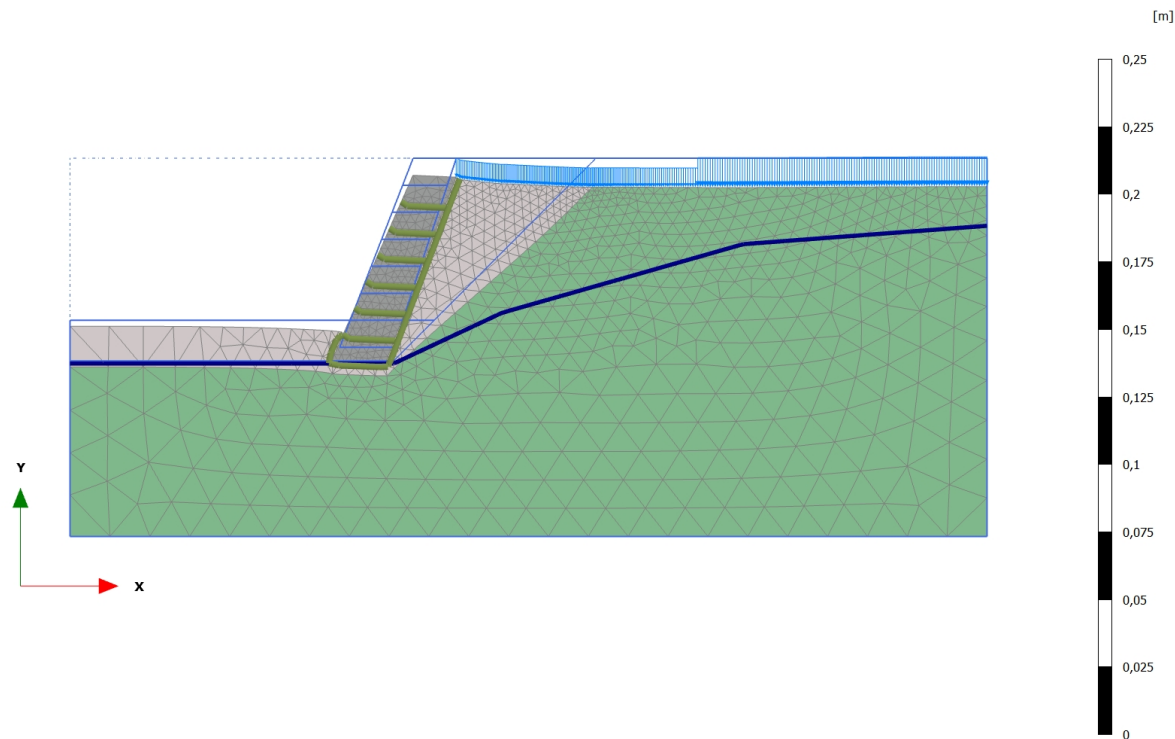
4.1.1 Calculation results, Utgraving [Phase_1] (1/4), Deformed mesh |u|



Deformed mesh |u| (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,01076 m (Element 1831 at Node 14795)

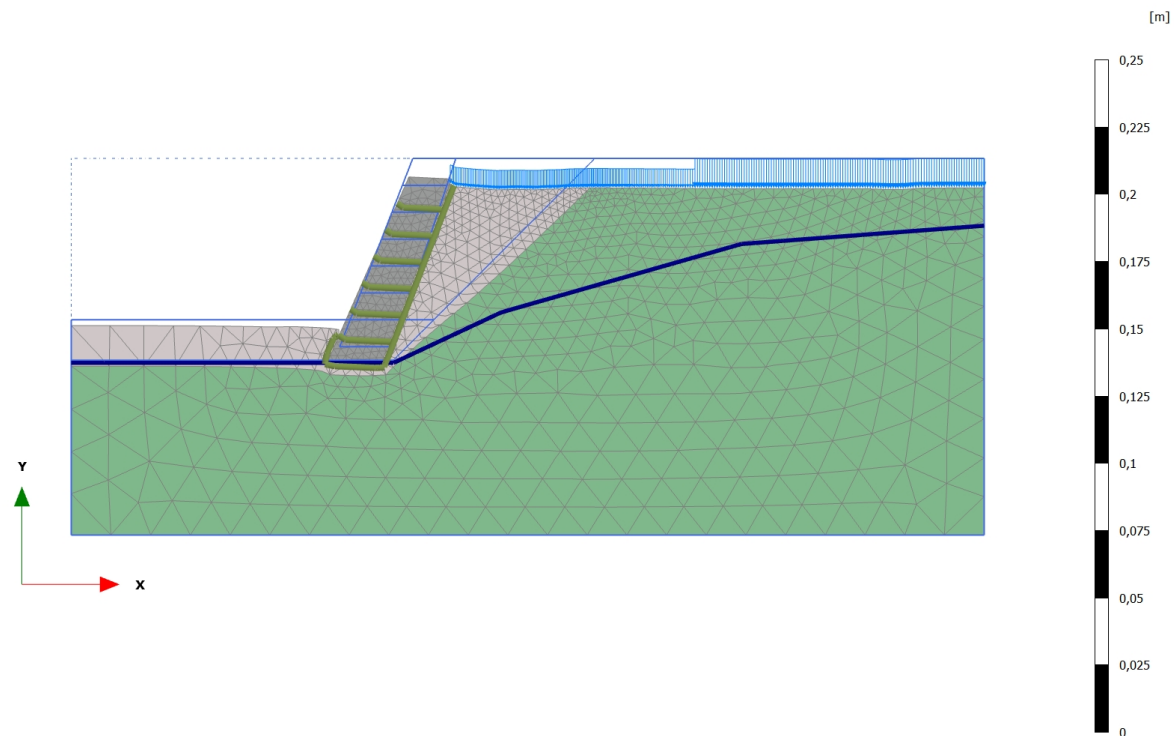
4.1.2 Calculation results, Mur etableres [Phase_2] (2/53), Deformed mesh |u|



Deformed mesh |u| (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,01090 m (Element 1877 at Node 12731)

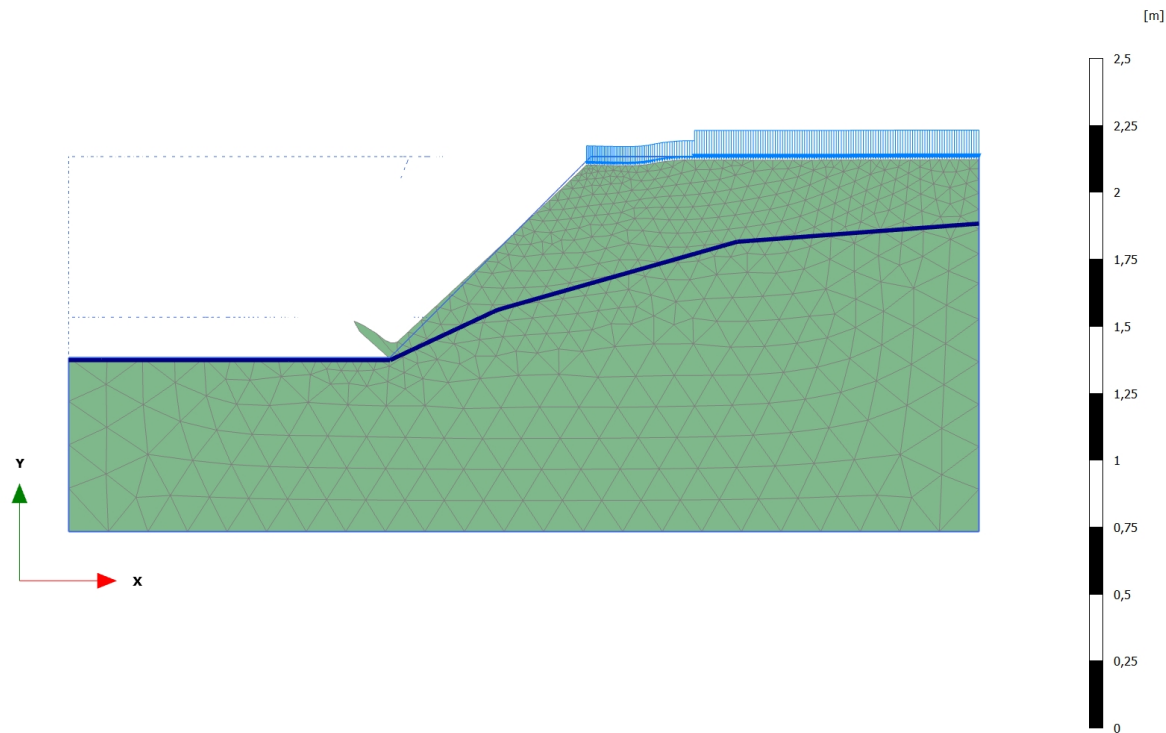
4.1.3 Calculation results, Sikkerhetsfase mur [Phase_3] (3/153), Deformed mesh |u|



Deformed mesh |u| (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,01212 m (Element 223 at Node 6482)

4.1.4 Calculation results, Sikkerhetsfase utgraving [Phase_4] (4/253), Deformed mesh $|u|$



Deformed mesh $|u|$ (scaled up 5,00 times)

Maximum value = 0,1926 m (Element 1674 at Node 9156)