

Statens vegvesen

► E134 Ølen–Mørkeli

Geotekniske vurderingsrapport

Reguleringsplan

Oppdragsnr.: 5205829 Dokumentnr.: R031 Versjon: D01 Dato: 2023-03-24



Oppdragsgiver: Statens vegvesen
Oppdragsgivers kontaktperson: Arild Vallestad
Rådgiver: Norconsult AS, Torggata 10, NO-5525 Haugesund
Oppdragsleder: Lars Roald Kringeland
Fagansvarlig: Gunvar Mjøhus
Andre nøkkelpersoner: Joakim Birkeland

Nøkkelinfo	Forklaring	
Emneord	Geoteknisk vurderingsrapport, reguleringsplan	
Fylke	Rogaland og Vestland	
Kommune	Vindafjord og Etne	
Sted	E134 mellom Ølen og Etne	
Koordinatsystem	NTM sone 5	
Høydesystem	NN2000	
Prosjektkoordinater (NTM 5)	Nord: 1179528	Øst: 121006

Vedlegg og tilhørende tegninger

Vedlegg/tegningsnr.	Beskrivelse av innhold
Vedlegg 1	Vurdering av støttemur ved fe-undergang langs vl 90000
Tegning V301	Natursteinsmur for fe-undergang langs vl 90000

D01	2023-03-24	For godkjenning hos oppdragsgiver	JoaBir	GuMjo	LRK
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. 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

I forbindelse med utarbeiding av reguleringsplan og byggeplan for utbedring av E134 mellom Ølen og Mørkeli, er det utført geotekniske undersøkelser og geoteknisk utredning av den aktuelle strekningen.

Tiltakene som planlegges er i hovedsak i et område som ligger over marin grense, hvor dermed risikoen for at det forekommer marine avsetninger i og rundt tiltaket der det skal gjøres terrenginngrep utelukkes. Strekningen frem til profil 1400 ligger imidlertid under marin grense. Terrenginngrepene på denne strekningen er betydelig begrenset sammenlignet med inngrepene lenger øst. Utførte geotekniske undersøkelser viser stedvis noe mektige avsetninger av løsmasser. Løsmassene som er registrert kan overordnet klassifiseres som faste velgraderte morenemasser, med et overflatelag som har noe humusholdig jord i enkelte områder.

For planlagte utfyllinger, som gjøres i forbindelse med breddeutvidelse samt oppbygging av ny vegkropp der ny E134 legges om fra dagens trase, må det forventes noe masseutskifting av naturlige løsmasser før etablering av fylling og ny vegoverbygning. Det er da i hovedsak øvre løsmasselag bestående av humusholdig jord som skal masseutskiftes før videre oppfylling. Behov for masseutskifting i forbindelse med fundamentering av vegfyllinger/overbygning estimeres til å variere fra 0,5 meter til opp mot 3 meter i enkelte partier basert på utførte grunnundersøkelser.

Langs ny trase vil det være behov for en god del skjæring inn i eksisterende terreng. Langs større deler av strekningen, særlig frem til profil 2400, vil skjæringer i stor grad etableres i løsmasser. Permanente løsmasseskjæringer skal sikres med tilstrekkelig slak overflatehelling (maks. helling 1:1,5 ut fra registrerte grunnforhold). Grunnet forholdsvis betydelig innhold av finstoff i registrerte morenemasser må det etableres overflatetiltak i form av erosjonssikring ved enten revegetering eller ved å etablere et øvre lag med grovere steinmaterialer (ikke erosjonsømfintlige masser).

Det er ikke prosjektert noe geotekniske sikringskonstruksjoner i forbindelse med anleggsarbeidet. Foruten om noen natursteinsmurer vil det heller ikke være noen større permanente støttekonstruksjoner som er prosjektert. Det vil kunne oppstå behov for noe mindre sikring av løsmasser ved topp bergskjæringer i partier der overhengende terreng og bergflate heller ned mot underliggende veg. Eventuell sikring av løsmasser ved topp bergskjæring må koordineres og planlegges under utførelse.

► Innhold

1	Innledning	6
1.1	Bakgrunn	6
1.2	Tiltaket	6
2	Prosjekteringsforutsetninger	7
2.1	Geoteknisk klassifisering av tiltaket	7
2.2	Sikkerhetsnivå	7
3	Grunn og fundamenteringsforhold	9
3.1	Profil 100–1 800	9
3.1.1	<i>Tiltaket</i>	9
3.1.2	<i>Grunn og fundamenteringsforhold</i>	9
3.1.3	<i>Setningsforhold</i>	9
3.1.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	9
3.1.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	9
3.1.6	<i>Tørrmurer</i>	10
3.2	Profil 1 800–2 350	10
3.2.1	<i>Tiltaket</i>	10
3.2.2	<i>Grunn og fundamenteringsforhold</i>	10
3.2.3	<i>Setningsforhold</i>	10
3.2.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	10
3.2.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	10
3.3	Profil 2 350–2 650	11
3.3.1	<i>Tiltaket</i>	11
3.3.2	<i>Grunn- og fundamenteringsforhold.</i>	11
3.3.3	<i>Setningsforhold</i>	11
3.3.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	11
3.3.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	11
3.4	Profil 2 650–3 125	12
3.4.1	<i>Tiltaket</i>	12
3.4.2	<i>Grunn- og fundamenteringsforhold</i>	12
3.4.3	<i>Stabilitetsforhold</i>	12
3.4.4	<i>Setningsforhold</i>	12
3.5	Profil 3 125–3 600	13
3.5.1	<i>Tiltaket</i>	13
3.5.2	<i>Grunn- og fundamenteringsforhold</i>	13
3.5.3	<i>Setningsforhold</i>	13
3.5.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	13

3.5.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	14
3.6	Profil 3 600–3 880	14
3.7	Profil 3 880–4 500	14
3.7.1	<i>Tiltaket</i>	14
3.7.2	<i>Grunn og fundamenteringsforhold</i>	14
3.7.3	<i>Setningsforhold</i>	14
3.7.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	14
3.8	Profil 4 500–4 950	15
3.8.1	<i>Tiltaket</i>	15
3.8.2	<i>Grunn- og fundamenteringsforhold</i>	15
3.8.3	<i>Setningsforhold</i>	15
3.8.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	15
3.8.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	15
3.9	Profil 4 950–5 700	15
3.9.1	<i>Tiltaket</i>	16
3.9.2	<i>Grunn- og fundamenteringsforhold</i>	16
3.9.3	<i>Setningsforhold</i>	16
3.9.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	16
3.9.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	16
3.10	Profil 5 700–6 250	16
3.10.1	<i>Tiltaket</i>	16
3.10.2	<i>Grunn- og fundamenteringsforhold</i>	16
3.10.3	<i>Setningsforhold</i>	17
3.10.4	<i>Stabilitetsforhold</i>	17
3.10.5	<i>Fjell- og løsmasseskjæringer</i>	17
4	Utførelse – Kontrollplan	18
4.1	Rystelser og vibrasjoner	19
4.2	Bygningsbesiktigelse	19
5	Fareidentifikasjon og restrisiko	20
5.1	Fareidentifikasjon	20
5.2	Restrisiko	20
6	Referanser	22

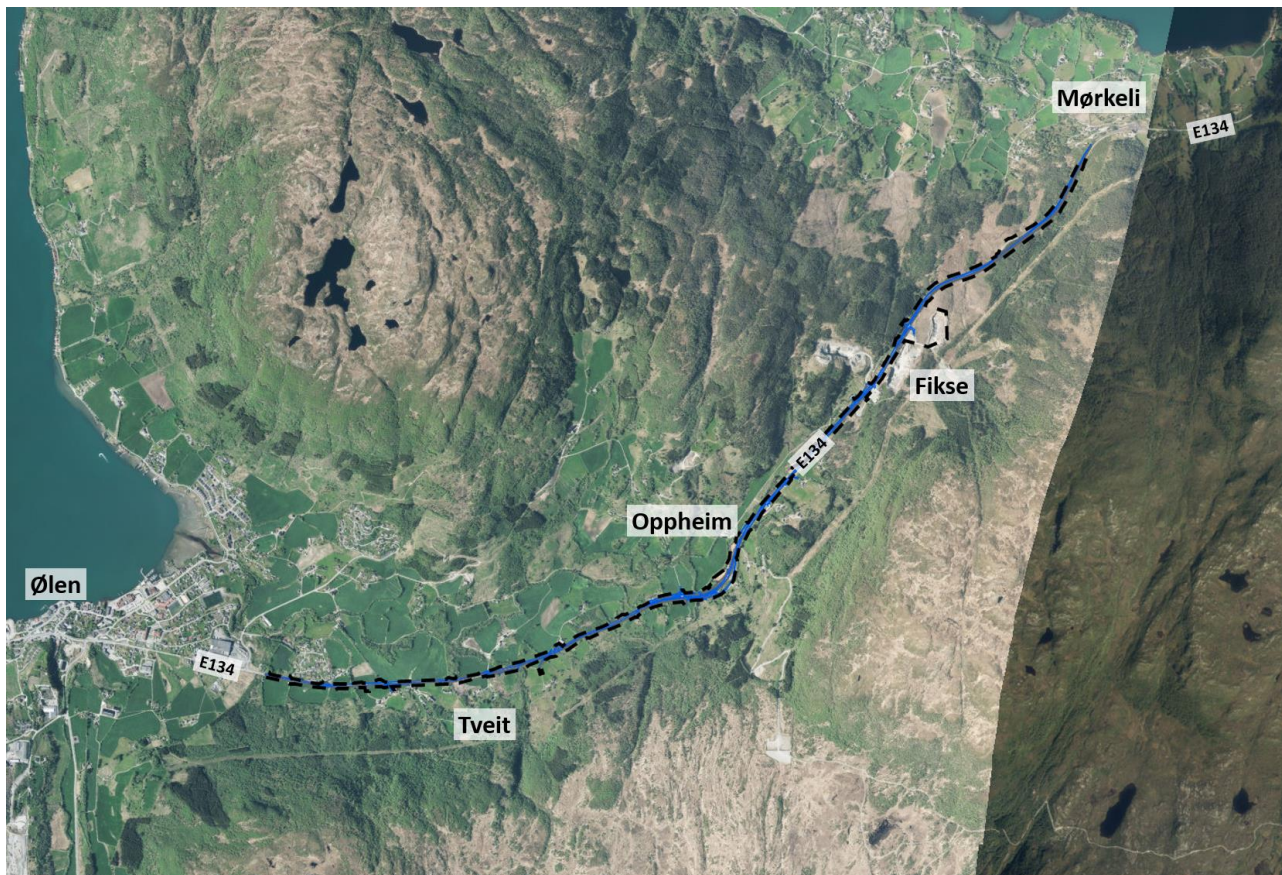
1 Innledning

1.1 Bakgrunn

På oppdrag for Statens vegvesen utarbeider Norconsult reguleringsplan og byggeplan for utbedring av E134 mellom Ølen og Mørkeli i Vindafjord og Etne kommune. Denne rapporten omtaler de geotekniske forholdene innenfor planområdet.

1.2 Tiltaket

Planforslaget viser løsninger for utbedret europaveg for å øke trafikksikkerheten og framkommeligheten langs strekningen mellom Ølen og Mørkeli, se Figur 1. I hovedsak vil justert E134 følge dagens veg med breddeutvidelse langs sør- og østsiden og vil derfor for store deler av trassen kun kreve mindre terrenginngrep på sør/øst-siden av eksisterende veg. På grunn av kurvatur er det noen unntak fra dette, og omfanget er derfor større enkelte steder. Her vil det i større grad være terrenginngrep i form av skjæringer og fyllinger for justert veglinje. I tillegg til breddeutvidelse og utbedring av grøfteprofilen langs hovedvegen, vil flere kryss og avkjørsler få ny utforming som tilfredsstillende gjeldende krav. Planforslaget viser også stenging/omlegging av flere avkjørsler. Utfyllende informasjon om tiltaket er gitt i planbeskrivelsen.



Figur 1: Undersøkt strekning (borhull 01–49) innfor planområdet mellom Ølen og Mørkeli.

2 Prosjekteringsforutsetninger

Prosjekteringsforutsetninger settes i henhold til Vegnormal N200 *Vegbygging*.

2.1 Geoteknisk klassifisering av tiltaket

Tabell 1: Geoteknisk kategorisering av tiltaket som reguleres.

Type klassifisering	Valgt klassifisering	Ref.
Geoteknisk kategori	2	NS-EN 1997-1 2.1 og N200 1.1.2.1
Tiltakskategori (NVE)	IR	Veileder 1/2019 og V220 Tabell 0-2.
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC)	CC2/RC2	NS-EN 1990-1 NA.A1.3.1(901) og V220, Tabell 0-1
Prosjektering- og utførelseskontrollklasse	PKK2/UKK2	NS-EN 1990-1 NA.A1.3.1(903)

Geoteknisk kategori settes med utgangspunkt i påviste grunnforhold. Det er ikke noe fra de utførte grunnundersøkelsene som tilsier spesielt kompliserte grunn- og fundamenteringsforhold. Følgelig velges geoteknisk kategori 2.

Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC) velges med utgangspunkt i veiledende tabell i håndbok V220 (Tabell 0-1) basert på trafikkmengde. Dette tilsier at tiltaket havner i CC2/RC2.

Prosjektering- og utførelseskontrollklasse settes i henhold til valgt konsekvensklasse. Følgelig settes disse til PKK2/UKK2. Dette medfører krav om uavhengig kontroll etter bestemmelser i SAK10.

Tiltakskategori ut fra Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) sin veileder 1/2019 er irrelevant, da tiltaket sort sett, med unntak av et lite strekke helt i vest der inngrepene er relativt små, ligger over marin grense, og er derfor ikke i et aktsomhetsområde med hensyn til forekomst av marin leire. Videre er det generelt for de utførte undersøkelsene påvist faste friksjonsmasser i dybden i de aller fleste undersøkelsesposisjoner med unntak av de hvor det er registrert kort dybde ned til berg.

2.2 Sikkerhetsnivå

Sikkerhetsnivå for geoteknisk prosjektering settes i henhold til vegnormal N200. For aktuelle geotekniske problemstillinger er det effektivspenningsanalyser som vurderes som rådende tilstand basert på registrerte løsmasser i tiltaksområde. For effektivspenningsanalyser settes krav til partialfaktor (sikkerhetsfaktor) i henhold til Tabell 1.4.2.1 i N200 [1]:

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Figur 2: Sikkerhetsnivå ved geoteknisk prosjektering (utklipp fra Tabell 1.8 i N200).

3 Grunn og fundamenteringsforhold

I det følgende gis en beskrivelse av grunn- og fundamenteringsforhold langs E134 mellom Ølen og Mørkeli. For borplaner og øvrig beskrivelse av utførte undersøkelser vises det til rapport *R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen-Mørkeli_5205829* [2]. Henvisninger til ulike profiler er tatt med utgangspunkt i gjeldende Quadri modell (Vegmodell 10 000).

3.1 Profil 100–1 800

Borplan nr.	V101–V102
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen-Mørkeli_5205829

3.1.1 Tiltaket

Tiltak for strekningen inkluderer mindre breddeutvidelse på sørsiden av dagens veg, samt utvidet grøft. I tillegg skal enkelte tilkomstveger justeres, samt at det skal etableres nye busslommer. Det vil være forholdsvis små skjæringer og utfyllinger i forbindelse med tiltaket.

Ved ca. profil 1 800 skal det etableres en ny fe-undergang i form av prefabrikkerte betongrør med diameter 2,4 meter, som vil krysse under E134. Ned mot kryssingen skal det graves ut en tilkomststi/rampe. Langs denne rampen ned til fe-undergangen skal det etableres støttemurer i murt naturstein.

3.1.2 Grunn og fundamenteringsforhold

Utførte undersøkelser tilsier relativt lav mektighet av løsmasser over berg (fra ca. 0–8 meter). Utførte sonderinger samt prøvetaking indikerer et øvre lag av humusholdig silt, sand og grus over fastere morenemasser. Stedvis er massene klassifisert som meget telefarlige T4. Sonderinger indikerer at det må påregnes 1–3 meter med masseutskifting for å komme ned på fast grunn.

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.1.3 Setningsforhold

Breddeutvidelse langs vegtraseen vil kreve lite oppfylling i jomfruelig terreng (lite tilleggsbelastning). Gitt at øvre lag med bløte organiske masser renskes bort vil setningspotensiale være lavt.

3.1.4 Stabilitetsforhold

Terrengforhold og registrerte grunnforhold tilsier at vegens stabilitet ikke er av relevans.

3.1.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renskes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser.

Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

3.1.6 Tørrmurer

Natursteinsmurer for ny fe-undergang er prosjektert og dimensjonert med utgangspunkt i metode gitt i håndbok V220. Føringer og dimensjoner som skal legges til grunn for etablering av murer er gitt på tegning V301. Dokumentasjon for dimensjonering av murer er gitt i Vedlegg 1.

3.2 Profil 1 800–2 350

Borplan nr.	V102–V103
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.2.1 Tiltaket

Tiltak for strekningen inkluderer breddeutvidelse på sørsiden av dagens veg, samt utvidet grøft. Det vil være behov for noen større skjæringer inn i dagens terreng på sørsiden for breddeutvidelse samt for etablering av grøfter. Det må antas at skjæring inn på sørsiden av dagens veg gjøres vekslende i berg og i løsmasser, der det etableres permanent skråningsutslag ned mot ny grøft.

I tillegg skal enkelte tilkomstveger justeres.

3.2.2 Grunn og fundamenteringsforhold

Utførte undersøkelser indikerer vekslende mektighet av løsmasser i skråning på sørsiden av vegen (fra 0 til ca. 7 meter over berg). Følgelig må det forventes at skråningsutslaget stedvis er utelukkende i løsmasser. Registrerte grunnforhold tilsier at løsmassene i skråningen består av faste friksjonsmasser (morene) under et øvre topplag av humusholdig jord. Øvre lag av organiske masser kan antas å være 0,5–1,0 meter.

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.2.3 Setningsforhold

Det vil ikke være oppfyllinger av stor betydning innenfor det aktuelle strekket. Setninger av vegen er derfor ikke å anse som en relevant problemstilling.

3.2.4 Stabilitetsforhold

Breddeutvidelse med skjæring inn på sørsiden av dagens veg vil ikke påvirke vegens stabilitet. Løsmassene i skråning på oppside av veg er vurdert som stabile gitt at permanent skjæring i løsmasser etableres tilstrekkelig slakt (1:1.5). Overflate erosjonssikres med revegetering eller grove steinmasser.

3.2.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renkes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser. Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

3.3 Profil 2 350–2 650

Borplan nr.	V103–V104
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.3.1 Tiltaket

Fra ca. profil 2 350 skjærer ny veglinje ut fra dagens veg på sørsiden. Vegen vil her gå inn i terrengskjæring både på nord og sørsiden. Terrenginngrep i forbindelse med planering for ny veglinje må forventes å gjøres i både berg og løsmasser. Veg forventes å bli liggende på fast berggrunn. På det høyeste vil det være skjæringer på opp mot 12–13 meter langs sørsiden av E134.

I tillegg til justert veggeometri skal kryss (ca. profil 2650) og tilkomstveger justeres.

3.3.2 Grunn- og fundamenteringsforhold.

Det er utført noen undersøkelser på sørsiden av ny veglinje. Disse tilsier at det er et forholdsvis magert dekke på løsmasser over berg (0–4,0 meter). Det legges til grunn at løsmasser består av et tynt dekke av organisk jord (ca. 0,5–1,0 meter, antatt T4) over faste morenemasser.

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all form for masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.3.3 Setningsforhold

Veg forventes å bli liggende på fast berg.

3.3.4 Stabilitetsforhold

Veg forventes å bli liggende på fast berggrunn. Stabiliteten av vegen er ikke av relevans. Gitt at løsmasseskjæringer etableres med angitte helninger, er disse vurdert som tilstrekkelig stabile basert på forventede grunnforhold.

3.3.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renkes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser. Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

3.4 Profil 2 650–3 125

Borplan nr.	V104–V105
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.4.1 Tiltaket

Fra ca. profil 2650 går ny vegtrase ut fra tosidig skjæring og over på ny vegfylling frem til ca. profil 3150. Ny vegtrase vil krysse eksisterende veg rundt profil 2700. Vegfyllingen er av et relativt stort omfang. På det høyeste vil senter veg ligge ca. 6–7 meter over eksisterende terreng.

3.4.2 Grunn- og fundamenteringsforhold

Det er utført en rekke undersøkelser av grunnforholdene i området hvor det skal etableres en omfattende fylling. Utførte undersøkelser tilsier at grunnen består av et øvre lag av bløte til middels faste siltig, sandig, grusige masser ned til ca. 2–3 meter dybde, antatt humusholdige T4-masser. Under 2–3 meter er det påtruffet fast lagrede faste morenemasser over berg. Løsmassemektingen varierer fra ca. 2 til opp mot 10 meter i undersøkte posisjoner.

For etablering av omfattende vegfylling fra profil 2660 til ca. 3140, legges det til grunn at vegfylling fundamenteres på fast uorganisk grunn (faste morenemasser). Grunnet fyllingens størrelse er det her særskilt viktig at stedlige uegnede masser under fylling renskes bort før oppfylling. Dette vil kreve masseutskifting av opp mot 2–3 meter under dagens terrengnivå under ny vegfylling i det aktuelle område basert på registrert motstand og prøvetaking. Videre legges det til grunn at vegfylling etableres lagvis av sprengstein (0/600 og/eller 0/300).

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

NB! For best mulig massehåndtering i prosjektet, legges det til grunn at fylling delvis bygges opp av sprengt stein bestående av stedlige fyllittmasser som er påvist langs vegstrekningen vest for Hiksalsvegen. Oppbygging av vegfylling med fyllitt vil gi mer oppkusing og høyere finstoffinnhold enn ved fylling med kvalitetsstein. Ved fylling og komprimering med lett oppknuselig berg i så stort omfang som det her legges opp til, bør det gjøres forsøk på å tilpasse komprimeringsrutine etter forholdene. Fyllingens yttergrenser, det vil si nedre og øvre flo, samt fyllingens overflate, bør etableres ved bruk av kvalitetsstein (ikke fyllitt eller annen lett-oppknuselig stein). Med fyllingens yttergrenser menes det her fyllingens ytre 2-3 m. Dette for å gi gode dreneringsegenskaper i topp og bunn av fylling, samt sikre god kvalitet i fyllingens ytterflate.

3.4.3 Stabilitetsforhold

Gitt at fylling fundamenteres ned på faste morenemasser, er stabiliteten vurdert som ivaretatt. Steinfylling kan i utgangspunktet legges på rasvinkel (rundt 1:1,5) på det bratteste.

3.4.4 Setningsforhold

Påviste masser under 2–3 meter fra dagens terrengnivå anses som svært lite kompressible basert på utførte sonderinger. Dette skulle tilsi at setningspotensiale fra underliggende løsmasser er lavt, forutsatt at øvre lag med humusholdig jord renskes bort.

For en vegfylling >5 meter må det forventes noe egensetninger i selve fyllingsmateriale. Egensetningene i fyllingen kan normalt antas å være utløpt innen 3–6 måneder etter utlegging og komprimering. For å sikre at egensetningene i fyllingen har stoppet opp, må det gjøres jevnlig kontrollmålinger av fastpunkter på den aktuelle fyllingen før etablering av vegoverbygning, for eksempel innmåling annen hver uke over 3 måneder.

Dersom setningene fra et måleintervall til det neste er mindre enn 1 mm, kan setningene anses som ferdig utløpt.

3.5 Profil 3 125–3 600

Borplan nr.	V110 og V105
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen-Mørkeli_5205829

3.5.1 Tiltaket

Ved ca. profil 3 125 går ny veglinje inn på eksisterende E134. Inn mot profil 3600 innebærer tiltaket breddeutvidelse/justeringer på vest- og østsiden av dagens veg, samt etablering av veggrøft på østsiden. I tillegg får eksisterende busslommer i område mindre justeringer. Breddeutvidelsen vil kreve noe mindre skjæring inn i terreng på østsiden av vegen samt utfylling på østsiden.

Bekk som i dag ligger på vestsiden av E134, er delvis lagt i rør og fylt over med sprengstein. Denne rørleggingen av bekk er ikke vist på borplaner, da dette ble utført i 2019 og etter at kartgrunnet i området er konstruert. I forbindelse med videre utbedringer (tiltak omtalt i denne rapporten), skal noe mer av bekken legges i rør og fylles igjen (ca. 20 meter, fra ca. profil 3 180–3 200). Dette for å unngå behov for støttemur langs vegen, da fylling for breddeutvidelse vil komme i konflikt med utløp og eksisterende bekk på en kort strekning.

3.5.2 Grunn- og fundamenteringsforhold

Det er utført en god del undersøkelser fra profil 3150 til 3250, hvor omfanget av planlagte tiltak er størst. Disse undersøkelsene ble til forskjell fra resterende undersøkelser utført på slutten av 2022. Utførte undersøkelser viser betydelig løsmassemektheter i området (stedvis boret opp mot 20 meter uten å påtreffes berg). Sonderinger med tilhørende prøvetaking tilsier at løsmassene i området er fast lagrede morenemasser. I overflaten, og like under nylig utlagt fylling ved bekk, er det stedvis påtruffet et bløtere lag med mektighet på rundt 0,5 til 1,0 meter (antatt humusholdig jord). Prøvetaking generelt tilsier T4-masser.

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.5.3 Setningsforhold

Det vil ikke være oppfyllinger av stor betydning innenfor det aktuelle strekket. Videre er det ikke mistanke om løsmasser med høyt setningspotensiale i område. Setninger av vegen er derfor ikke av bekymring. Breddeutvidelse ut på nylig etablert fylling vest for E134 (over bekk som er lagt i rør) anses for å være uproblematisk gitt de registrerte forholdene.

3.5.4 Stabilitetsforhold

Påviste løsmasser og terrengforhold tilsier at stabiliteten til vegen skal være ivaretatt.

3.5.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renskes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser. Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

3.6 Profil 3 600–3 880

For Profil 3600–3880 er det allerede utført terrengjustering for å bedre sikten (høybrekk på E134 er tatt ned i 2021). Videre tiltak på denne strekningen vil derfor være minimalt.

3.7 Profil 3 880–4 500

Borplan nr.	V106
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.7.1 Tiltaket

Planlagte tiltak innebærer noe breddeutvidelse på østsiden av dagens veg, samt etablering av nye busslommer. Videre skal det etableres ny veggrøft parallelt med vegen på vestsiden. Det vil være begrenset med skjæring inn i terreng i forbindelse med planlagt breddeutvidelse. Breddeutvidelse på østsiden vil kreve noe utfylling over eksisterende terreng.

3.7.2 Grunn og fundamenteringsforhold

Utførte undersøkelser indikerer betydelige løsmassemektigheter i område (opp mot 11 meter mektighet over berg). I undersøkte punkter er det påtruffet et bløtere lag under øvre fyllmasser langs dagens veg. Ut fra utførte prøvegravinger er dette løst lagrede sandige siltige masser (antatt T4). Mektigheten av de bløtere massene virker å være begrenset til ca. 1–3 meter under terreng. Deretter er det påtruffet faste friksjonsmasser ned til antatt bergnivå, trolig morenemasser.

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.7.3 Setningsforhold

Det er registrert kompressible masser ned til 1–3 meter under terreng. Det forutsettes at øvre lag med bløte masser masseutskiftes ned til faste morenemasser. Eventuelle setninger vil da være minimale.

3.7.4 Stabilitetsforhold

Registrerte masser, samt omkringliggende terreng tilsier at stabiliteten av vegen er ivaretatt.

3.8 Profil 4 500–4 950

Borplan nr.	V107
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.8.1 Tiltaket

Planlagte tiltak innebærer noe breddeutvidelse på østsiden av dagens veg, samt etablering av vegggrøfter. I forbindelse med breddeutvidelse vil det være noen større skjæringer inn i terreng på østsiden. Skjæringer forventes å fortrinnsvis være i løsmasser. Videre skal det etableres nytt kryss rundt profil 4780. Rundt krysset vil det være noe mindre utfylling på vestsiden av eksisterende veg.

3.8.2 Grunn- og fundamenteringsforhold

Utførte undersøkelser (sonderinger og prøvetaking) tilsier at løsmassene i området består av stedvis mektige moreneavsetninger (opp mot 10 meter). Øverst i terreng er det registrert bløtere masser ned til ca. 1 meter dybde (antatt humusholdig jord, T4).

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.8.3 Setningsforhold

Det forutsettes at øvre lag med humusholdige masser utskiftes ned til faste morenemasser. Eventuelle setninger vil da være minimale.

3.8.4 Stabilitetsforhold

Registrerte masser, samt omkringliggende terreng tilsier at stabiliteten er ivaretatt.

3.8.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renskes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser. Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

3.9 Profil 4 950–5 700

Borplan nr.	V108
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.9.1 Tiltaket

Rundt ca. profil 4 950 skjærer ny veglinje ut fra dagens vegtrase, frem til ca. profil 5 700, der ny veglinje tar igjen eksisterende veg. Ny trase vil kreve stedvis en- og tosidig skjæring inn i eksisterende terreng.

3.9.2 Grunn- og fundamenteringsforhold

Utførte undersøkelser (sonderinger og prøvetaking) tilsier at løsmassene i området består av magert dekke med moreneavsetninger (opp mot ca. 2 meter i undersøkte posisjoner). Øverst i terreng er det registrert bløtere masser ned til ca. 0,5–1 meter dybde (antatt humusholdig jord, T4). Der hvor veg ligger i skjæring antas det at vegoverbygning etableres rett på berg (ny vegkropp blir liggende under eksisterende bergnivå).

3.9.3 Setningsforhold

Registrerte løsmasser og tiltaket tilsier ikke at setninger vil være av relevans.

3.9.4 Stabilitetsforhold

Registrerte løsmasser og de aktuelle tiltakene tilsier ikke at stabiliteten til veggen er av relevans.

3.9.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renkes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser. Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

3.10 Profil 5 700–6 250

Borplan nr.	-
Datarapport nr.	R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829

3.10.1 Tiltaket

Fra ca. profil 5 700 til 6 250 følger ny trase dagens veg. Det skal gjøres terrenginngrep på østsiden av veggen i forbindelse med breddeutvidelse og etablering av veggroft. Det vil også kunne være behov for noe mindre utfyllinger på vestsiden av dagens veg i forbindelse med breddeutvidelsen.

3.10.2 Grunn- og fundamenteringsforhold

Det er ikke utført grunnboringer i strekket mellom profil 5 700 til 6 250. Utført befaring tilsier at det er svært hyppige bergblottinger langsetter dagens veg i området. Som følge av dette er det kun forventet et tynt løsmassedekke over berg. Terrenginngrep inn i skråning på østsiden av veggen forventes derfor å gjøres som skjæring i fjell.

Stedlige masser må antas å være telefarlige basert på utførte undersøkelser. Dette medfører at all masseutskifting må gjøres ned til minimum frostfri dybde.

Ved fylling etablert på stedlige masser, skal det masseutskiftes ned til faste morenemasser, berg eller grove elveavsetninger (sand/grus). Fyllingsutslag for vegfylling oppbygd med sprengt eller knust stein skal generelt ikke legges brattere enn 1:1.5.

3.10.3 Setningsforhold

Som følge av forventet tynt lag med løsmasser samt tiltaket som skal utføres, er ikke setninger vurdert som relevant.

3.10.4 Stabilitetsforhold

Gitt forventede løsmassemektighet er ikke stabiliteten av veggen vurdert som relevant.

3.10.5 Fjell- og løsmasseskjæringer

Permanente skråningsutslag inn i skråning langs veg sikres med graveskråning 1:1.5 i løsmasser. Overflate må erosjonssikres med reetablering av vegetasjon eller ved bruk av grovt steinmateriale i overflaten (permanente skråningsutslag i løsmasser).

Sikring av fjellskjæringer må vurderes av ingeniørgeolog. Eventuelle løsmasser ved topp bergskjæring må renkes minimum 2,0 meter fra topp fjellskjæring. Det kan være behov for planke-stengsel, sognemur, sikringsnett, mindre støttemurer eller tilsvarende ved topp bergskjæring for å sikre overhengende løsmasser. Dette er spesielt aktuelt der hvor terreng heller ned mot veg på oppside av bergskjæring. Eventuelle overheng av løsmasser bør kontrolleres og sikring vurderes fortløpende under bygging.

4 Utførelse – Kontrollplan

Følgende skal kontrolleres av utførende (tabell under). Som dokumentasjon anbefales det generelt å ta jevnlig bilder underveis i arbeidet. Disse bildene vil da kunne fungere som dokumentasjon på at utført arbeid er i henhold til beskrivelse.

Tabell 2: Kontrollplan

Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
Masseutskifting	Ved etablering av ny overbygning for ny eller breddeutvidet veg skal stedlige masser masseutskiftes ned til faste masser, og minimum ned til frostfri dybde. Det må generelt forventes telefarlige masser langs hele strekket der det skal gjøres arbeider for E134 Ølen–Mørkeli.	Utførende entreprenør
Permanente skjæringer og skråninger	Permanente skjæringer/skråninger langs veganlegg skal etableres med angitt helninger. Permanente løsmasseskjæringer i stedlige masser skal erosjonssikres.	Utførende entreprenør
Overhengende løsmasser bak fjellskjæring	Bak fjellskjæringer der terreng bak skjæring heller > 20 grader må enkel sikring ved topp skjæring vurderes under utførelse. Vurdering av behov for sikring skal gjøres av geolog eller geoteknikker.	Utførende entreprenør
Komprimering	Komprimering av fyllinger under vegoverbygning skal lagvis utlegges og komprimeres i henhold til komprimeringsrutiner gitt i NS 3458 [3]	Utførende entreprenør
Midlertidige utgravinger	Midlertidige utgravinger skal tilpasses lokale forhold. For utgravinger over 2 meter skal det generelt aldri graves med brattere graveskråning enn 1:1.	Utførende entreprenør
Tørrmur – Blokkstørrelse	Ved etablering av tørrmur, skal det ses til at blokkene er av relativt homogen størrelse. Videre skal det kontrolleres at nederste skift har minimumsbredde som angitt (se egne tegninger for mur, V301). Murblokker skal være robuste og tåle den mekaniske påkjenningen fra etablering av muren (transport, opplasting osv.).	Utførende entreprenør
Tørrmur – Nedgravingsdybde	Det skal kontrolleres at murens såle etableres på et nivå slik at nedgravingsdybden er som forutsatt.	Utførende entreprenør
Tørrmur - Helning av mur	Det skal kontrolleres at murens helning ikke er brattere enn angitt.	Utførende entreprenør
Tørrmur - Forband	Det skal kontrolleres at muren har tilstrekkelig forband. Som hovedregel skal det være minimum 1/3 overlapp mellom blokker i	Utførende entreprenør

Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig
	ulike skift. Det skal ikke være gjennomgående tilnærmet vertikale fuger i muren, da dette vil gi en betydelig svakhetssone.	
Tørrmur – Fuger	Både horisontale og vertikale fuger skal ikke være så stor at det kan rase ut løsmasser fra bakkant av støttemuren. De bør derfor til en viss grad tilpasses steinstørrelsen på de tilbakefylte massene. Det skal ikke benyttes «småstein» til å jevne ut fugene.	Utførende entreprenør
Tørrmur – Tilbakefylte masser bak mur	Masser som tilbakefylles bak muren, skal være knust eller sprengt stein (se egne tegninger). Det skal kontrolleres at kvaliteten er slik som angitt, og at komprimering utføres forsiktig inn mot murens bakside.	Utførende entreprenør
Tørrmur - Grunnforhold	Det skal kontrolleres at faktiske grunnforhold er slik som forutsatt. Ved avvikende grunnforhold skal byggherre varsles.	Grunnentreprenør

4.1 Rystelser og vibrasjoner

Det forventes å kunne være rystelsesgivende arbeider i forbindelse med grunnarbeid. Arbeid foregår stedvis tett på bebyggelse. Ved utførelse av arbeider som kan medføre skade på nærliggende bebyggelse og infrastruktur, skal grenseverdier gitt i NS8141 [4] benyttes. Det må derfor installeres rystelsesmålere på den bebyggelsen som er nærmest de rystelsesgivende arbeidene.

4.2 Bygningsbesiktigelse

Der hvor anleggsarbeid pågår nær eksisterende bebyggelse/infrastruktur, må tilstand kartlegges i forkant. Særlig for partier der det skal foregå rystelsesgivende arbeider. Besiktigelse av bebyggelse og infrastruktur koordineres opp mot byggherre.

5 Fareidentifikasjon og restrisiko

5.1 Fareidentifikasjon

I henhold til byggherreforskriften pliktes den prosjekterende å gjøre en fareidentifikasjon med hensyn til SHA og HMS på bygge-/anleggsplassen. Følgende fareidentifikasjon er fastslått med hensyn til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA):

- Arbeid hvor arbeidstakere kan bli utsatt for ras/utglidning
- Arbeid som innebærer fare for helsemessig eksponering av støv, gass eller vibrasjoner
- Arbeid med montering/demontering av tunge elementer

Grunnarbeidene som inngår i forbindelse med det aktuelle tiltaket er kjente og tradisjonelle, og innebærer en viss risiko, men ingen unormal risiko i forhold til sammenlignbare arbeider med hensyn til sikkerhet, helse og arbeidsmiljø.

5.2 Restrisiko

I henhold til byggherreforskriften (§ 6, kommentar til bokstav c) skal det listes opp spesifikke tiltak for de arbeider som kan medføre fare for liv eller helse, og som ikke kunne planlegges eller prosjekteres bort.

Tabell 3: Restrisikomatrise

Punkt	Beskrivelse av forhold/konsekvens	Risikoreduserende tiltak	Vurdering risiko etter tiltak
Ras/utglidning	Uforutsette grunnforhold og/eller oppbygging/utgraving som ikke er i henhold til angitte føringer kan medføre mindre utrasinger/utglidninger.	Det skal kontrolleres at faktiske grunnforhold er slik som forutsatt for prosjekteringen. Midlertidige utgravinger inn i terreng skal kontrolleres jevnlig for tegn til erosjon og sprekker. Helninger skal kontrolleres opp mot prosjekterte angivelser. Overheng ved topp bergskjæringer skal sikres om nødvendig.	Risikoen kan ikke fjernes helt.
Støv og vibrasjoner	Graving, fylling, sprenging og øvrig anleggsarbeid medfører oppvirvling av støv. Det forventes rystelser/vibrasjoner i forbindelse med bruk av tungt anleggsutstyr.	Bruk av personlig verneutstyr. Kontrollmålinger av vibrasjoner for å verifisere at de er i henhold til grenseverdier (NS3458) der anleggsarbeid gjøres nær eksisterende bebyggelse.	Risikoen kan ikke fjernes helt.
Montering av tunge elementer	Ukontrollerte fall i forbindelse med etablering av tørrmur	Bruk av personlig verneutstyr.	Risikoen kan ikke fjernes helt.

		<p>Det skal ikke foregå ugrunnet ferdsel i og rundt der hvor det foretas tyngre løft. Områder sperres av der hvor nødvendig.</p> <p>Anleggsmaskiner som foretar tunge løft, skal være størrelsesmessig egnet. Det samme gjelder eventuelt løfteutstyr som benyttes for blokkene.</p>	
Arbeid nær trafikkerte arealer og myke trafikanter	<p>Arbeid foregår langs trafikkert europaveg med mye personbil- og tungtrafikk.</p> <p>Uaktsomhet, herunder manglende sikring/oppmerking/avsperring osv. kan medføre alvorlige ulykker.</p>	<p>Tung sikring benyttes der veg går nær pågående anleggsarbeider.</p> <p>Ved omlegging av trafikk, skal det benyttes tydelig og god oppmerking/skilting.</p>	Risikoen kan ikke fjernes helt.

Etter vår vurdering er omfanget av disse punktene i henhold til det man vanligvis kan forvente for lignende grunnarbeider.

Entreprenøren må på selvstendig grunnlag vurdere risikoer ved ulike arbeider, og må selv tilse at det gjøres risikoreduserende tiltak dersom nødvendig. Det samme gjelder ved vurdering av nødvendig verneutstyr og bruk av annet risikoreduserende utstyr.

6 Referanser

- [1] Statens vegvesen, *Håndbok N200 - Vegbygging*, 2022.
- [2] Norconsult AS, *R030_Geoteknisk-datarapport_E134-Ølen–Mørkeli_5205829*, 2022.
- [3] Standard Norge, *NS3458 "Komprimering - Krav og utførelse"*..
- [4] Standard Norge, *NS 8141:2001 "Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk"*.
- [5] Statens vegvesen, *Håndbok V220: Geoteknikk i vegbygging*, Vegdirektoratet, 2022.
- [6] *NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler*.
- [7] NVE, *Veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred*, Norges vassdrags- og energidirektorat.
- [8] *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.

Oppdragsgiver: **Statens vegvesen**

Oppdragsnr.: **5205829** Dokumentnr.: **Vedlegg 1 til R031**

Til: Vedlegg 1 til R031

Fra: Norconsult AS

Dato 2023-03-08

► Vurdering av natursteinsmurer for E134 Tveit - Mørkeli

1 Generelt

For prosjektering av tørrmurer er Profinova Tørrmur v. 22.01 benyttet. Denne bygger på dimensjoneringsmetodikk gitt i Hb. V220.

Murprosjektering etter Hb. V220 forutsetter generelt at mur etableres med blokker lagt i forband. Det er forutsatt at muren i størst mulig grad virker som en enhet.

For generelle prosjekteringsforutsetninger vises det til geoteknisk vurderingsrapport RIG02_E134_Tveit-Mørkeli_Geoteknisk vurderingsrapport_5205829.

Murer er kontrollert for bruddgrensetilstand (ULS).

2 Laster og lastfaktorer

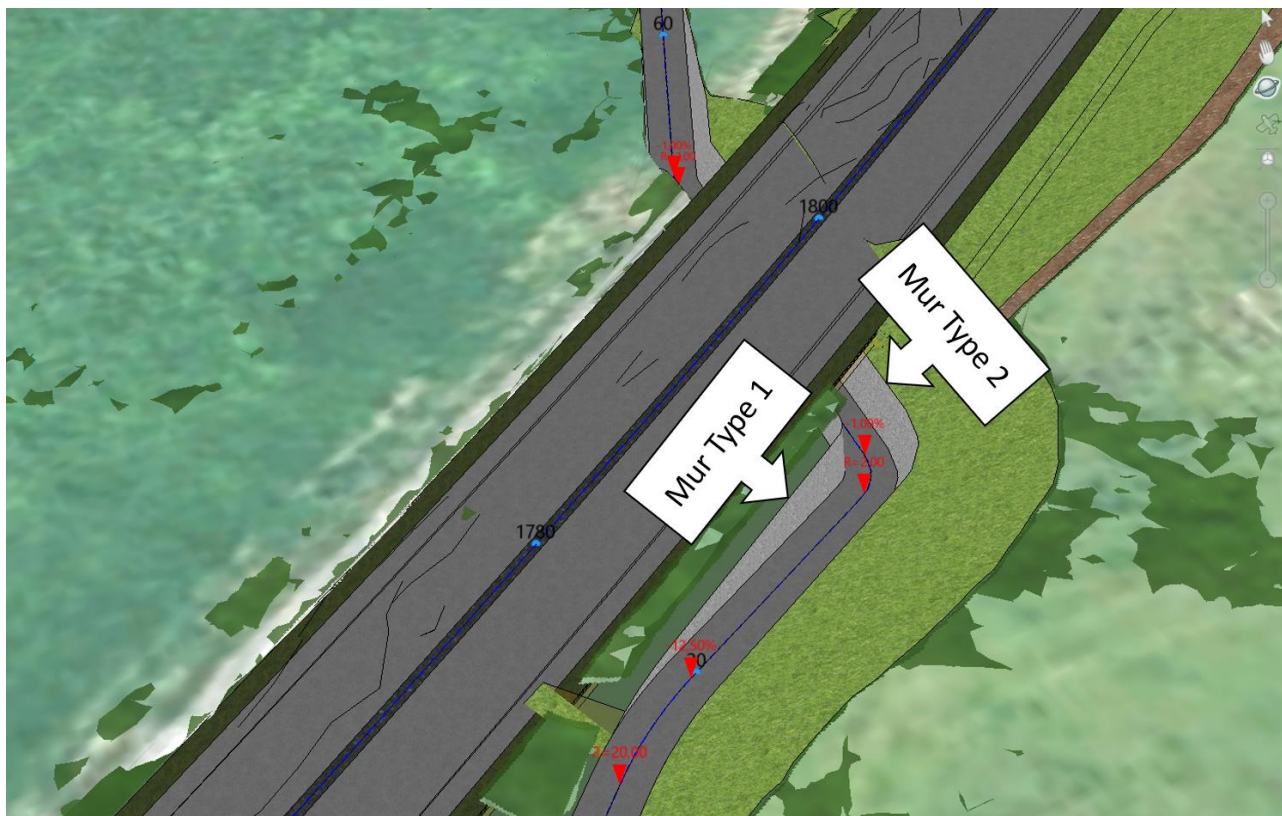
For murer vurdering av tørrmurer benyttes følgende nyttelaster og lastfaktorer:

Tabell 1: Laster og lastfaktorer.

Type last	Lastintensitet	Lastfaktor (ugunstig/gunstig)
Trafikklast/ekvivalent boogielast	25 kN/m ²	1,3/0
Øvrig terrenglast bak mur	5 kN/m ²	1,3/0

Egenlaster (jordtrykk fra bakfyll) styres av valgt tyngdetetthet og skjærstyrke. For egenlaster benyttes lastfaktor lik 1,0.

3 Mur ved Fe-undergang – CL90000 ca. profil 0-62



Figur 1: Lokasjon for murer v/ Fe-undergang (CL 90000) ca. profil 0-62

3.1 Dimensjoneringsforutsetninger

Muren forutsettes etablert på moreneavsetninger. Dette er underbygget av utført totalsondering og prøvetaking like ved kryssing. Mur fundamenteres på avrettet gruspute. Det må forventes telefarlige masser i område hvor muren skal fundamenteres. Følgelig skal det masseutskiftes ned til frostsikker dybde under mursåle. Følgende geometriske forutsetninger legges til grunn:

Tabell 2: Forutsatt geometri.

Mål	Mur type 1	Mur type 2
Maksimal høyde av visflate	Ca. 2,8 m	Ca. 2 m
Helning av terreng foran mur	Flatt	Flatt
Helning av terreng bak mur	1:4 opp mot E134	1:1,5

For løsmasser under og bak muren legges følgende forutsetninger til grunn:

Tabell 3: Løsmasseparametere.

Løsmasseparametere	Løsmasser under og foran mur	Løsmasser bak mur
Tyngdetetthet, γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³
Friksjonsvinkel, ϕ	36 °	42°

Attraksjon, a	10 kPa	5 kPa
Maksimal tillatt ruhet	0,9	0,9
Drenert/dykket	Dykket	Drenert

Bak mur legges det inn en generell terrenglast $q_d = 5 \text{ kN/m}^2 * 1,3 = 6,5 \text{ kN/m}^2$ i ULS

Vegareal bak mur belastes med i tillegg med trafikklast $Q_d = 25 \text{ kN/m}^2 * 1,15 = 28,75 \text{ kN/m}^2$ i ULS.

3.2 Nødvendige dimensjoner

Oppsummering av nødvendige dimensjoner for tørrmur er gitt i tabeller under.

Tabell 4: Nødvendige dimensjoner. Mur type 1

Mur type 1: Mur medvegtrafikk på oppside Veglinje 90000, profil ca. 0-62		
	H > 1.5m	0 < H < 1.5 m
Bb minimum [m]	1.2	0.8
Bt minimum [m]	1	0.6
D, min. Nedgravingsdybde under bunn feundergang [m]	0.6	0.6
Fronthelning	5:1	5:1
Graveskråning	1:1*	1:1*
Grunnforhold	Morene	Morene

* Angitt er maksimal helning. Generelt skal helning tilpasses forholdene, men aldri legges brattere enn 1:1.

Tabell 5: Nødvendige dimensjoner. Mur type 2

Mur type2: Mur med skjæring i bakkant Veglinje 90000, profil ca. 0-62		
	H > 1.5m	0 < H < 1.5 m
Bb minimum [m]	1.0	0.8
Bt minimum [m]	0.9	0.6
D, min. Nedgravingsdybde under bunn feundergang [m]	0.6	0.6
Fronthelning	5:1	5:1
Graveskråning	1:1*	1:1*
Grunnforhold	Morene	Morene

* Angitt er maksimal helning. Generelt skal helning tilpasses forholdene, men aldri legges brattere enn 1:1.

Dokumentasjon av utført dimensjonering er gitt i Vedlegg 1-1.

Oppdragsgiver: **Statens vegvesen**

Oppdragsnr.: **5205829** Dokumentnr.: **Vedlegg 1 til R031**

Vedlegg

- Vedlegg 1-1: Beregningsdokumentasjon fra Profinova Tørrmur – Mur ved Fe-undergang

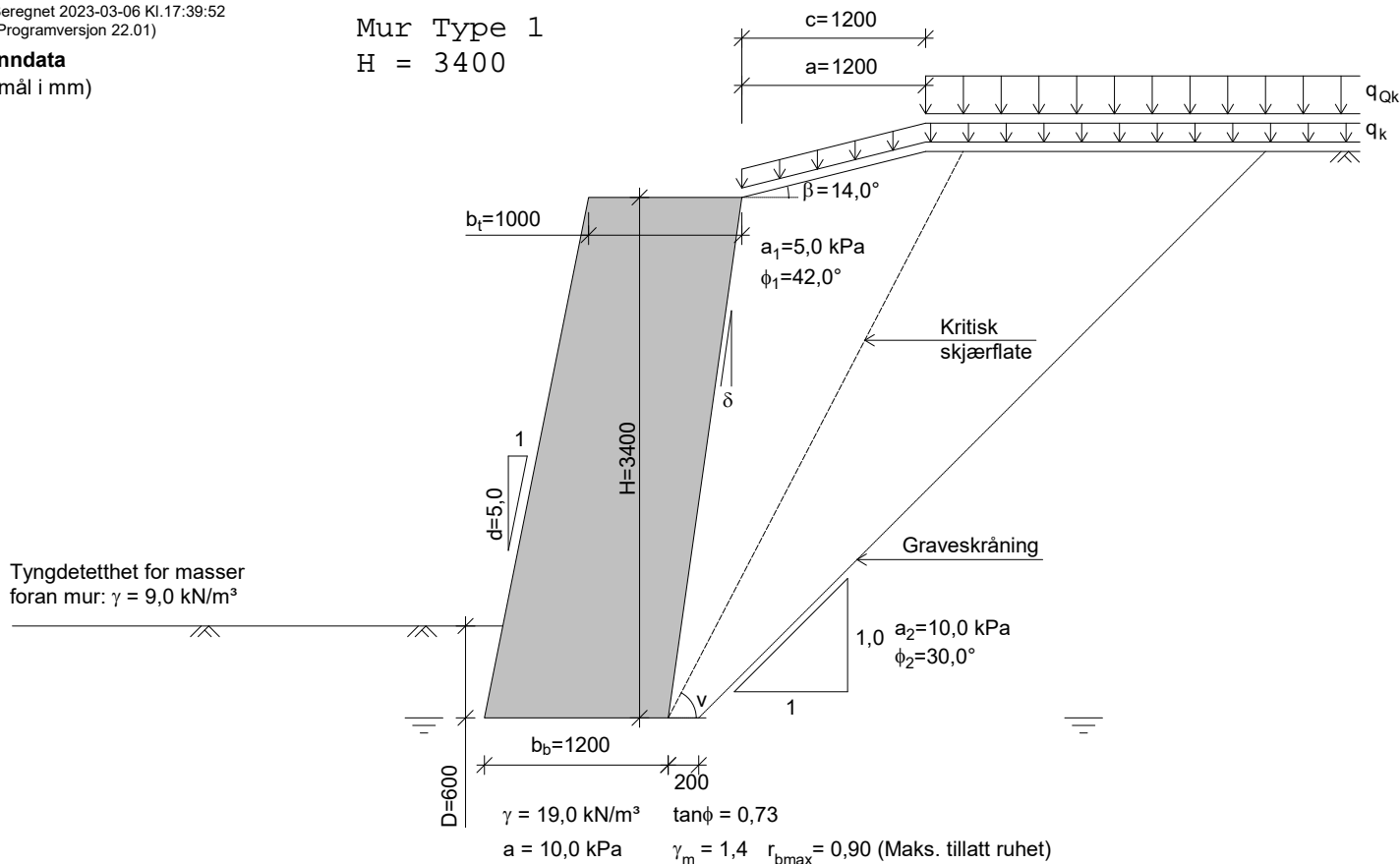
J01	2023-03-08	For bruk	JoaBir	GuMjo	LRK
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. 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.

Beregnet 2023-03-06 Kl.17:39:52
(Programversjon 22.01)

Inndata
(mål i mm)

Mur Type 1
H = 3400



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: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme : Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_m = 1,4$ (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,3$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 42,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 5,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

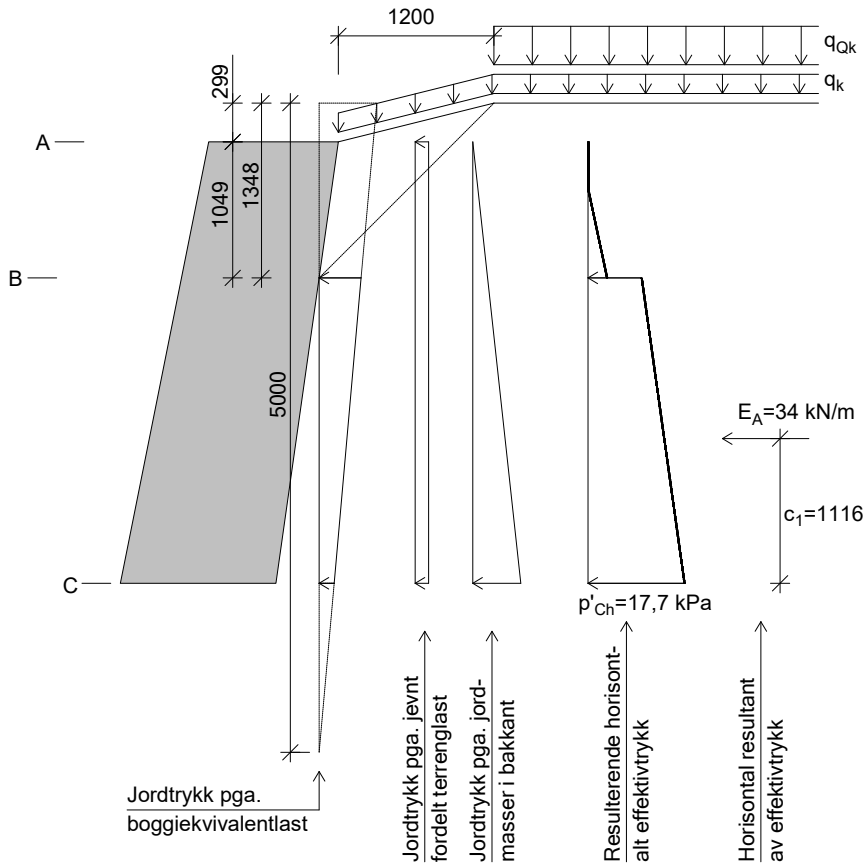
$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{14,0}{4} = 62,5^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

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

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

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.

Jordtrykk
 (mål i mm)


Lastspredning 1:1 for boggiekvivalentlasten mot bakkant mur er vist med skrå stiplet linje fra start lastutbredelse. Dette er iht. pkt. 3.3.3 (fig. 3.10) i NA-rundskriv 07/2015 (forskrift for trafikklaster). Jordtrykket pga. boggiekvivalentlasten har sin maksimale verdi i topp, og går mot null ved dybde 5 m.

$r_v = 0,3$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0,90/1,4 = 0,64$, $\phi_d = \arctan(0,64) = 32,7^\circ$

Ved hellende terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) \quad (1)$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,39, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 0,80$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,322 \text{ (iht. figur 5.5 i V220)}$$

$$\text{Murhelling bakkant: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{3,400}{\frac{3,400}{5,0} + 1,000 - 1,200} = 7,1$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 8,0^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(8,0^\circ + 32,7^\circ)}{\cos^3(8,0^\circ) \cdot \cos^2(32,7^\circ)} = 0,835$$

$$\text{Korrigert jordtrykksfaktor: } K_{A, \text{korrig}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,835 \cdot 0,322 = 0,269$$

Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjerer dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

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

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

$$K_{A, \text{korrig}} \cdot (p'_{Av} + a) - a = 0,269 \cdot (6,5 + 5,0) - 5,0 = -1,9 \text{ kPa, dvs. } < 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. } p'_{Ah} = 0$$

Nivå B : 1,049 m under topp mur (topp boggiekvivalentlast)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 1,049 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-1,348}{5} \cdot q_{0k} \cdot \gamma_{q2}$$

$$p'_{Bv} = 1,049 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 + 0,73 \cdot 25 \cdot 1,30 = 50,2 \text{ kPa}$$

$$K_{A, \text{korrig}} \cdot (p'_{Bv} + a) - a = 0,269 \cdot (50,2 + 5,0) - 5,0 = 9,8 \text{ kPa, dvs. } > 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = 9,8 \text{ kPa}$$

Nivå C (bunn mur)

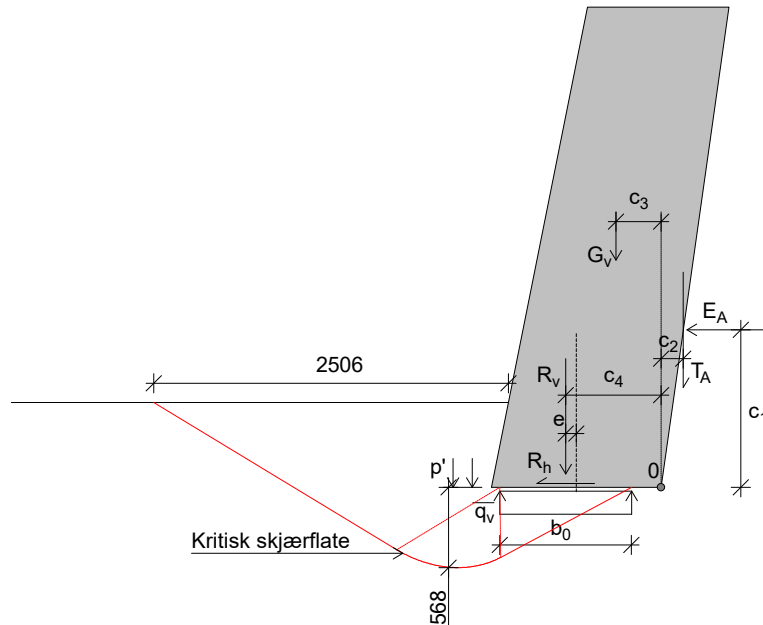
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Cv} = 3,400 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-3,699}{5} \cdot q_{0k} \cdot \gamma_{q2}$$

$$p'_{Cv} = 3,400 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 + 0,26 \cdot 25 \cdot 1,30 = 79,6 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ch} = K_{A, \text{korrig}} \cdot (p'_{Cv} + a) - a$$

$$p'_{Ch} = 0,269 \cdot (79,6 + 5,0) - 5,0 = 17,7 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 34 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (1,200 + 1,000) \cdot 3,400 \cdot 22,0 = 82 \text{ kN/m}$$

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

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{82} \cdot \left[\frac{3,400}{6} \cdot (1,200 - 1,000) \cdot 22,0 \cdot (1,200 - 1,000 - \frac{3,400}{7,1}) + 3,400 \cdot 1,000 \cdot 22,0 \cdot (1,200 - \frac{1}{2} \cdot 1,000 - \frac{1}{2} \cdot \frac{3,400}{5,0}) \right] = 0,319 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,64 \cdot \left(\frac{34}{3,400} + 5,0 \right) \cdot 3,400 = 9,8 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{1,116}{7,1} = 0,157 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 82 + 9,8 = 92 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

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

$$M_0 = 34 \cdot 1,116 - 9,8 \cdot 0,157 + 82 \cdot 0,319 = 62 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 62 / 92 = 0,675 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,675 - 0,5 \cdot 1,200 = 0,075 \text{ m}$$

$$e < b_b / 6 = 1,200 / 6 = 0,200 \text{ m (anbefalt maksimalverdi)}$$

\Rightarrow Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi

iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,200 - 2 \cdot 0,075 = 0,930 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 92 / 0,930 = \mathbf{99 \text{ kN/m}^2}$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1: } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,90, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_m = 0,73 / 1,4 = 0,52 \Rightarrow r_b = \frac{34}{0,930 \cdot (99 + 10) \cdot 0,52}$$

$$r_b = \mathbf{0,63} < r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK!}$$

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

$$p' = 9,0 \cdot 0,60 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

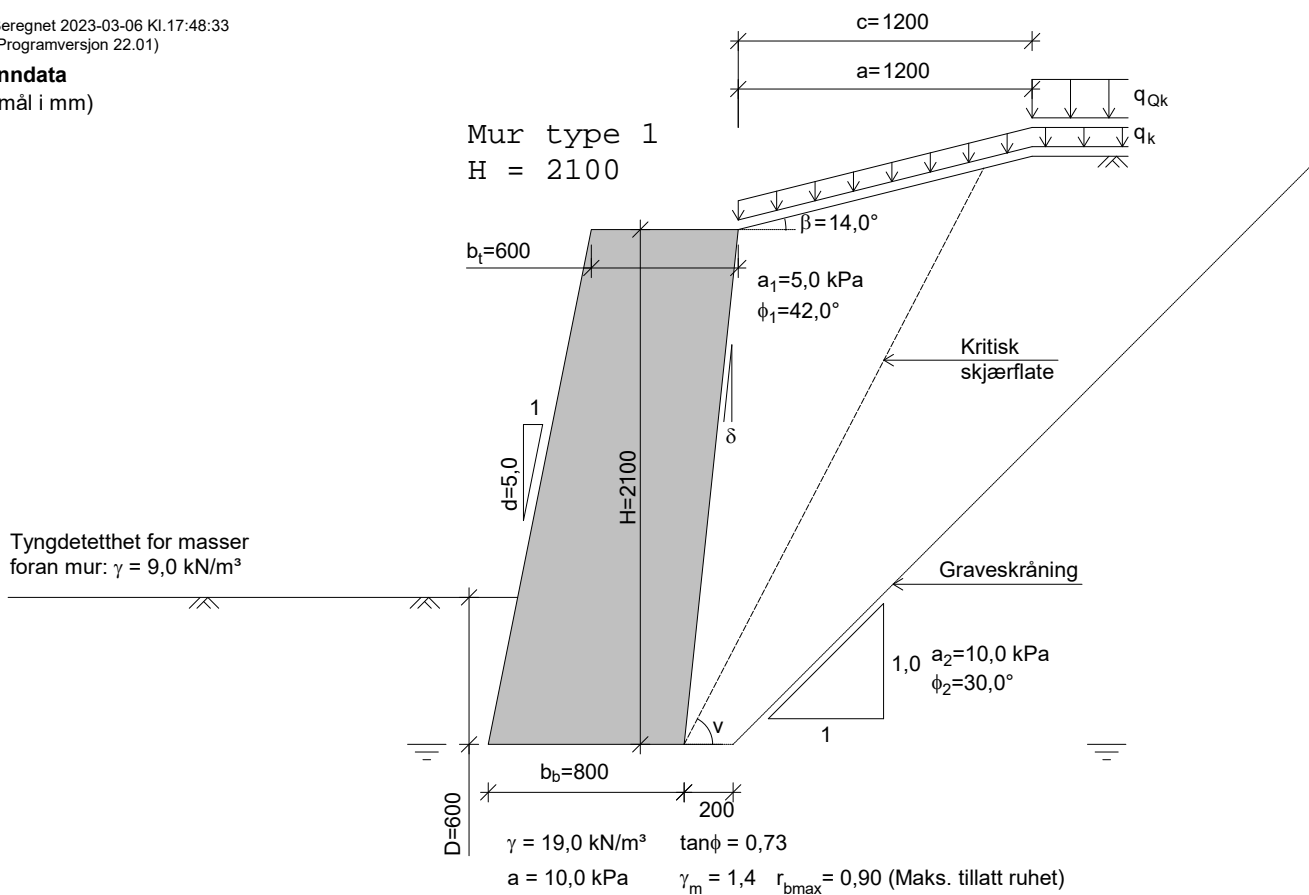
$$N_q = 6,7, \quad N_\gamma = 3,1, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$\bar{\sigma}_v = \mathbf{106 \text{ kN/m}^2} > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK!}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = \mathbf{0,93}$$

Beregnet 2023-03-06 Kl.17:48:33
(Programversjon 22.01)

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: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme : Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_m = 1,4$ (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,3$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 42,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 5,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

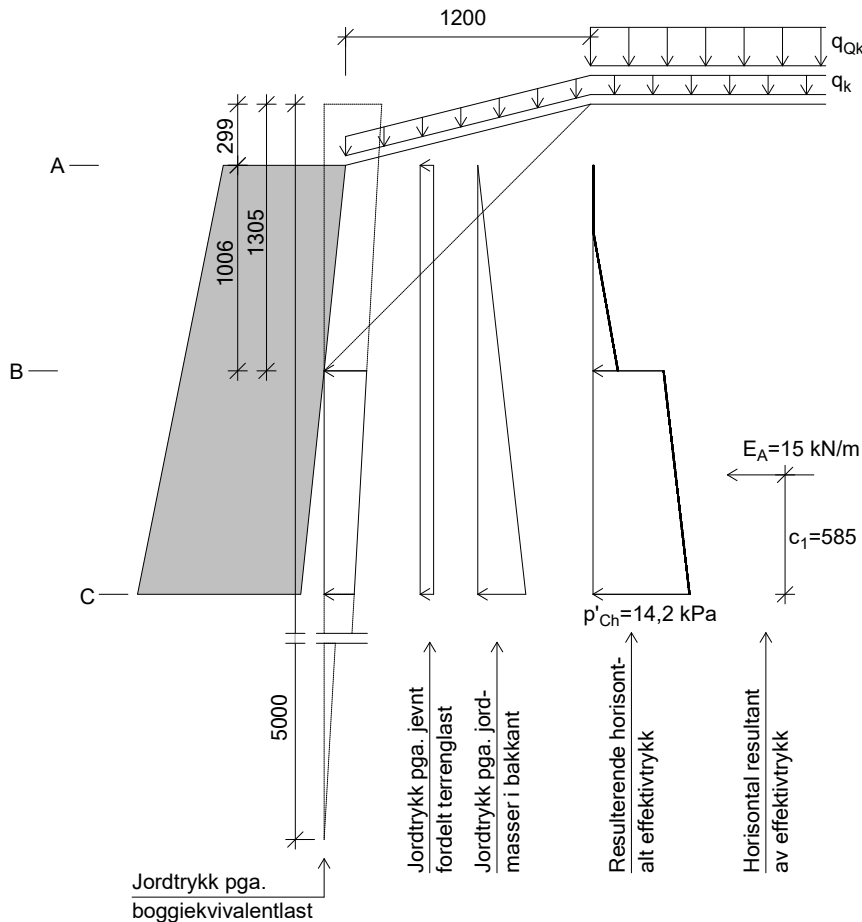
$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{14,0}{4} = 62,5^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

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

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

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.

Jordtrykk
 (mål i mm)


Lastspredning 1:1 for boggiekvivalentlasten mot bakkant mur er vist med skrå stiplede linje fra start lastutbredelse. Dette er iht. pkt. 3.3.3 (fig. 3.10) i NA-rundskriv 07/2015 (forskrift for trafikklaster). Jordtrykket pga. boggiekvivalentlasten har sin maksimale verdi i topp, og går mot null ved dybde 5 m.

$r_v = 0,3$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0,90/1,4 = 0,64$, $\phi_d = \arctan(0,64) = 32,7^\circ$

Ved hellende terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) \quad (1)$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,39, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 0,80$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,322 \text{ (iht. figur 5.5 i V220)}$$

$$\text{Murhelling bakkant: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{2,100}{\frac{2,100}{5,0} + 0,600 - 0,800} = 9,5$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 6,0^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(6,0^\circ + 32,7^\circ)}{\cos^3(6,0^\circ) \cdot \cos^2(32,7^\circ)} = 0,875$$

$$\text{Korrigert jordtrykksfaktor: } K_{A, \text{korrt}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,875 \cdot 0,322 = 0,281$$

Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjerer dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

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

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

$$K_{A, \text{korrt}} \cdot (p'_{Av} + a) - a = 0,281 \cdot (6,5 + 5,0) - 5,0 = -1,8 \text{ kPa, dvs. } < 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. } p'_{Ah} = 0$$

Nivå B : 1,006 m under topp mur (topp boggiekvivalentlast)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 1,006 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5 - 1,305}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$$

$$p'_{Bv} = 1,006 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 + 0,74 \cdot 25 \cdot 1,30 = 49,6 \text{ kPa}$$

$$K_{A, \text{korrt}} \cdot (p'_{Bv} + a) - a = 0,281 \cdot (49,6 + 5,0) - 5,0 = 10,4 \text{ kPa, dvs. } > 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = 10,4 \text{ kPa}$$

Nivå C (bunn mur)

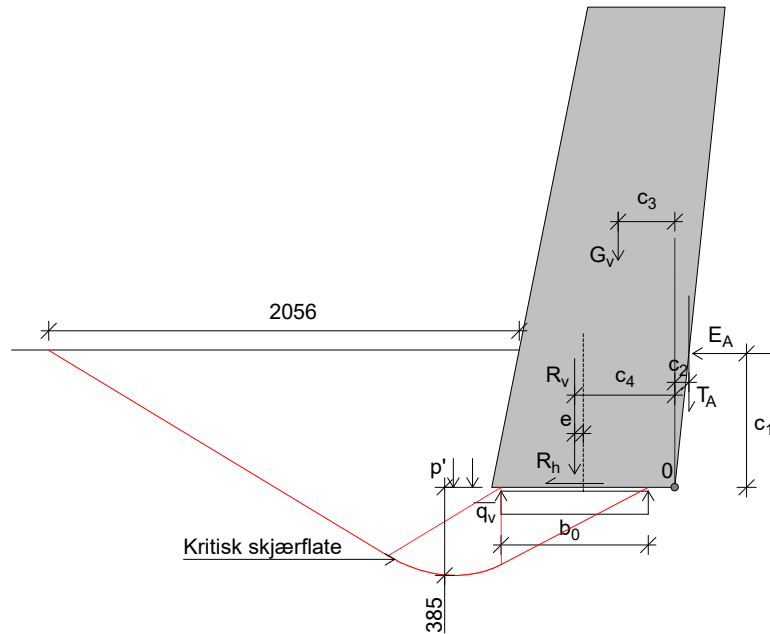
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Cv} = 2,100 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5 - 2,399}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$$

$$p'_{Cv} = 2,100 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,30 + 0,52 \cdot 25 \cdot 1,30 = 63,3 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ch} = K_{A, \text{korrt}} \cdot (p'_{Cv} + a) - a$$

$$p'_{Ch} = 0,281 \cdot (63,3 + 5,0) - 5,0 = 14,2 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 15 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (0,800 + 0,600) \cdot 2,100 \cdot 22,0 = 32 \text{ kN/m}$$

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

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{32} \cdot \left[\frac{2,100}{6} \cdot (0,800 - 0,600) \cdot 22,0 \cdot (0,800 - 0,600 - \frac{2,100}{9,5}) + 2,100 \cdot 0,600 \cdot 22,0 \cdot (0,800 - \frac{1}{2} \cdot 0,600 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,100}{5,0}) \right] = 0,248 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,64 \cdot \left(\frac{15}{2,100} + 5,0 \right) \cdot 2,100 = 4,9 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,585}{9,5} = 0,061 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 32 + 4,9 = 37 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

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

$$M_0 = 15 \cdot 0,585 - 4,9 \cdot 0,061 + 32 \cdot 0,248 = 16 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 16 / 37 = 0,438 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_0 = 0,438 - 0,5 \cdot 0,800 = 0,038 \text{ m}$$

$$e < b_0 / 6 = 0,800 / 6 = 0,133 \text{ m (anbefalt maksimalverdi)}$$

\Rightarrow Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi

iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 0,800 - 2 \cdot 0,038 = 0,644 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 37 / 0,644 = \mathbf{58 \text{ kN/m}^2}$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1: } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,90, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_m = 0,73 / 1,4 = 0,52 \Rightarrow r_b = \frac{15}{0,644 \cdot (58 + 10) \cdot 0,52}$$

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

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

$$p' = 9,0 \cdot 0,60 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

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

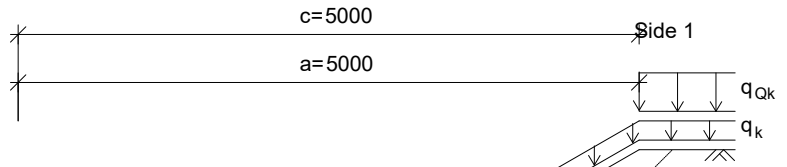
$$\bar{\sigma}_v = \mathbf{100 \text{ kN/m}^2} > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK!}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = \mathbf{0,58}$$

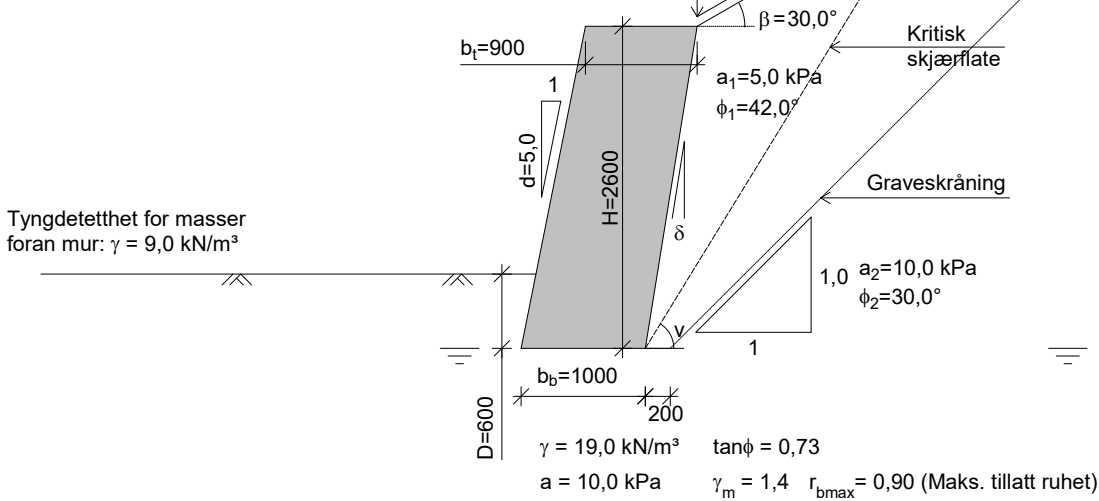
Tørrmur på løsmasser

Beregnet 2023-03-06 Kl.17:50:55
(Programversjon 22.01)

Inndata
(mål i mm)



Mur type 2
 $H = 2600$



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

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

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme: Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_m = 1,4$ (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,3$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 42,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 5,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

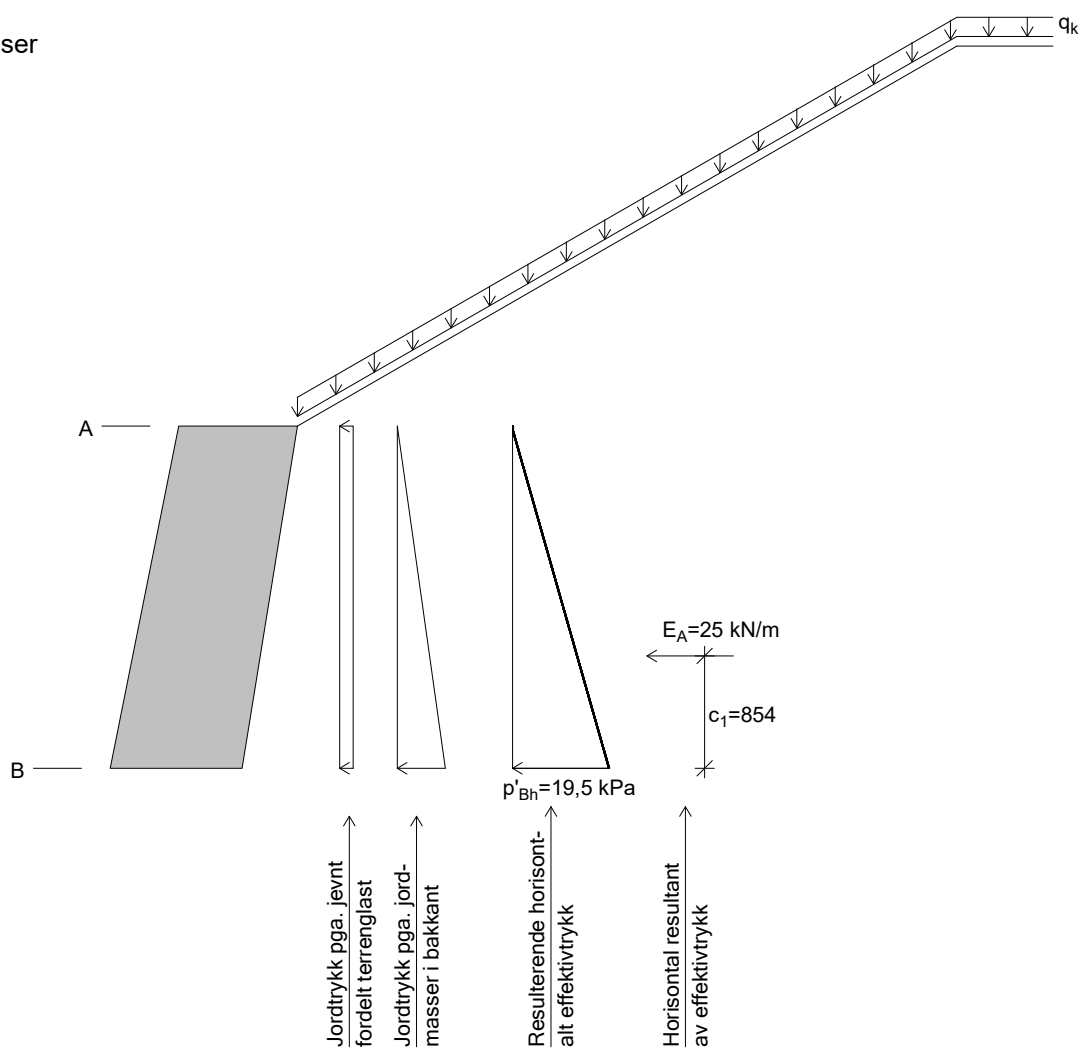
$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{30,0}{4} = 58,5^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

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

Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,35
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,35

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

Jordtrykk
 (mål i mm)

 $r_v = 0,3$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0,90/1,4 = 0,64, \quad \phi_d = \arctan(0,64) = 32,7^\circ$$

Ved hellende terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) \quad (1)$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,90, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 0,13$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,493 \text{ (iht. figur 5.5 i V220)}$$

$$\text{Murhelning bakkant: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{2,600}{\frac{2,600}{5,0} + 0,900 - 1,000} = 6,2$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 9,2^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(9,2^\circ + 32,7^\circ)}{\cos^3(9,2^\circ) \cdot \cos^2(32,7^\circ)} = 0,813$$

$$\text{Korrigert jordtrykksfaktor: } K_{A, \text{kor}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,813 \cdot 0,493 = 0,401$$

Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

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

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,35 = 6,8 \text{ kPa}$$

$$K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Av} + a) - a = 0,401 \cdot (6,8 + 5,0) - 5,0 = -0,3 \text{ kPa, dvs. } < 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. } p'_{Ah} = 0$$

Nivå B (bunn mur)

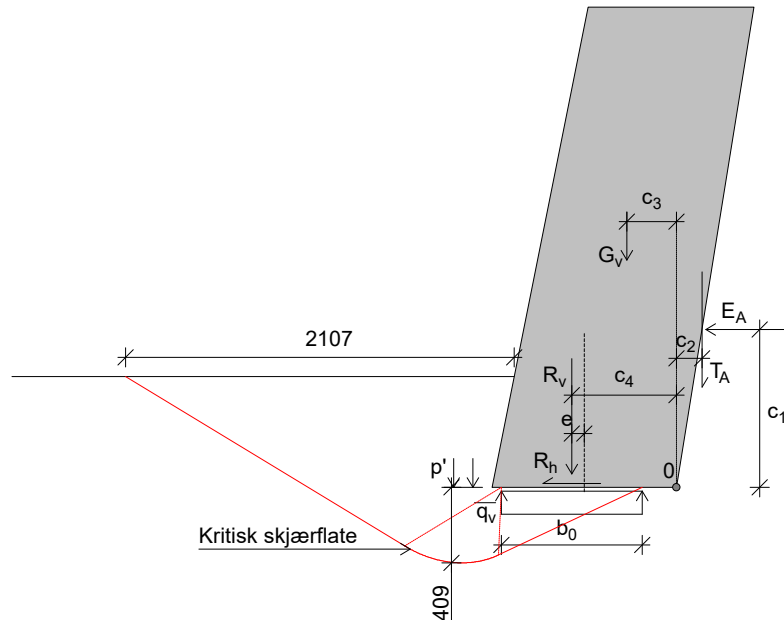
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 2,600 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 2,600 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,35 = 56,2 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Bv} + a) - a$$

$$p'_{Bh} = 0,401 \cdot (56,2 + 5,0) - 5,0 = 19,5 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 25 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (1,000 + 0,900) \cdot 2,600 \cdot 22,0 = 54 \text{ kN/m}$$

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

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{54} \cdot \left[\frac{2,600}{6} \cdot (1,000 - 0,900) \cdot 22,0 \cdot \left(1,000 - 0,900 - \frac{2,600}{6,2} \right) + 2,600 \cdot 0,900 \cdot 22,0 \cdot \left(1,000 - \frac{1}{2} \cdot 0,900 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,600}{5,0} \right) \right] = 0,269 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,64 \cdot \left(\frac{25}{2,600} + 5,0 \right) \cdot 2,600 = 7,3 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,854}{6,2} = 0,138 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 54 + 7,3 = 62 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

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

$$M_0 = 25 \cdot 0,854 - 7,3 \cdot 0,138 + 54 \cdot 0,269 = 35 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 35 / 62 = 0,568 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,568 - 0,5 \cdot 1,000 = 0,068 \text{ m}$$

$$e < b_b / 6 = 1,000 / 6 = 0,167 \text{ m (anbefalt maksimalverdi)}$$

\Rightarrow Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi

iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,000 - 2 \cdot 0,068 = 0,764 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 62 / 0,764 = 81 \text{ kN/m}^2$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1 : } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,90, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_m = 0,73 / 1,4 = 0,52 \Rightarrow r_b = \frac{25}{0,764 \cdot (81 + 10) \cdot 0,52}$$

$$r_b = 0,69 < r_{b\text{max}} \Rightarrow \text{krav 1 er OK !}$$

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

$$p' = 9,0 \cdot 0,60 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

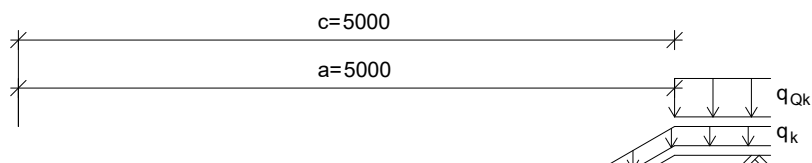
$$N_q = 6,1, \quad N_\gamma = 2,5, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$\bar{\sigma}_v = 93 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK !}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,87$$

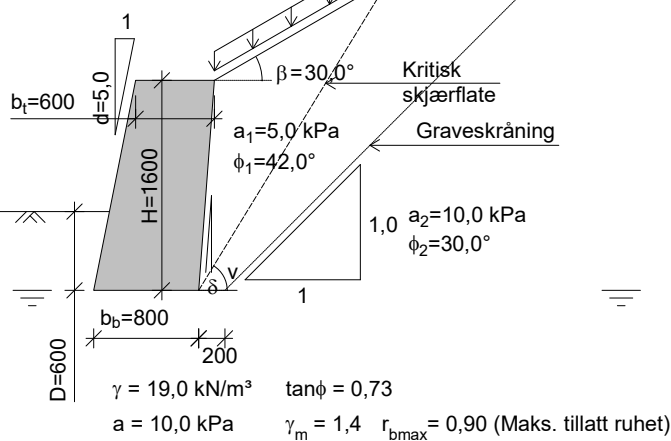
Beregnet 2023-03-06 Kl.17:51:36
(Programversjon 22.01)

Inndata
(mål i mm)



Mur type 2
 $H = 1600$

Tyngdetetthet for masser
foran mur: $\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$



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

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

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme: Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_m = 1,4$ (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,3$

Kritisk skjærflate går gjennom bakfyllmassene, dvs.:

Midlere friksjonsvinkel: $\phi_m = \phi_1 = 42,0^\circ$

Midlere attraksjon: $a_m = a_1 = 5,0 \text{ kPa}$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

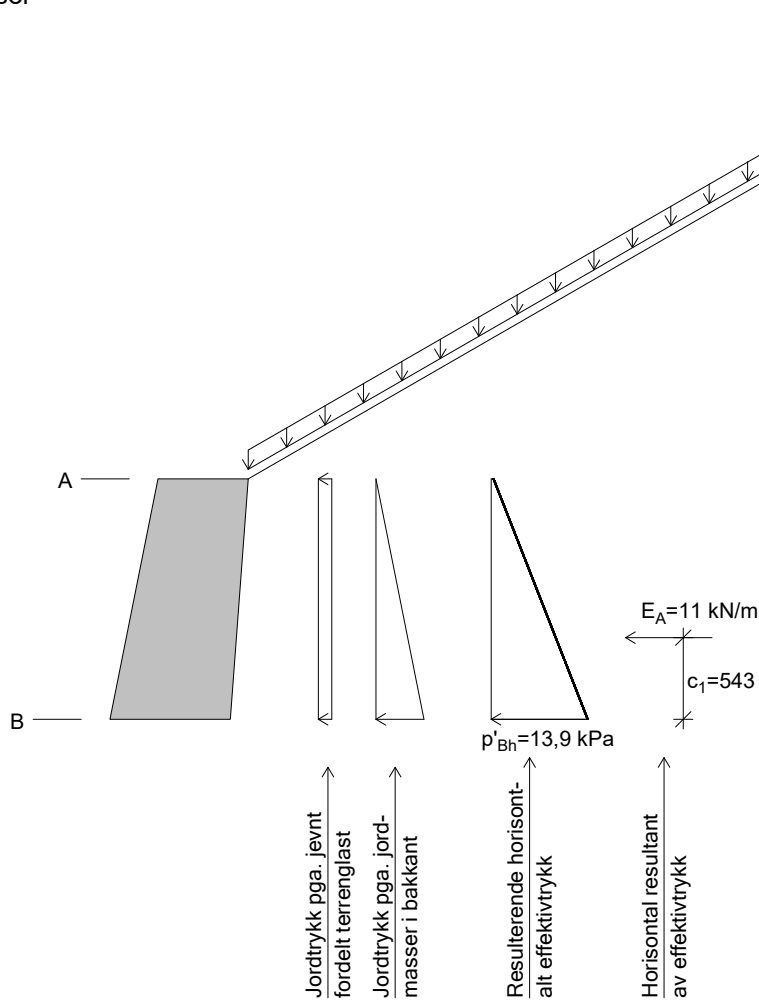
$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{30,0}{4} = 58,5^\circ$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

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

Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,35
$q_{Qk} = 25,0 \text{ kPa}$	1,35

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

Jordtrykk
 (mål i mm)

 $r_v = 0,3$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0,90/1,4 = 0,64, \quad \phi_d = \arctan(0,64) = 32,7^\circ$$

Ved hellende terrenng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) \quad (1)$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,90, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 0,13$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,493 \text{ (iht. figur 5.5 i V220)}$$

$$\text{Murhelning bakkant: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{1,600}{\frac{1,600}{5,0} + 0,600 - 0,800} = 13,3$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 4,3^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(4,3^\circ + 32,7^\circ)}{\cos^3(4,3^\circ) \cdot \cos^2(32,7^\circ)} = 0,908$$

$$\text{Korrigert jordtrykksfaktor: } K_{A, \text{kor}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,908 \cdot 0,493 = 0,448$$

Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

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

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,35 = 6,8 \text{ kPa}$$

$$K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Av} + a) - a = 0,448 \cdot (6,8 + 5,0) - 5,0 = 0,3 \text{ kPa, dvs. } > 0$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = 0,3 \text{ kPa}$$

Nivå B (bunn mur)

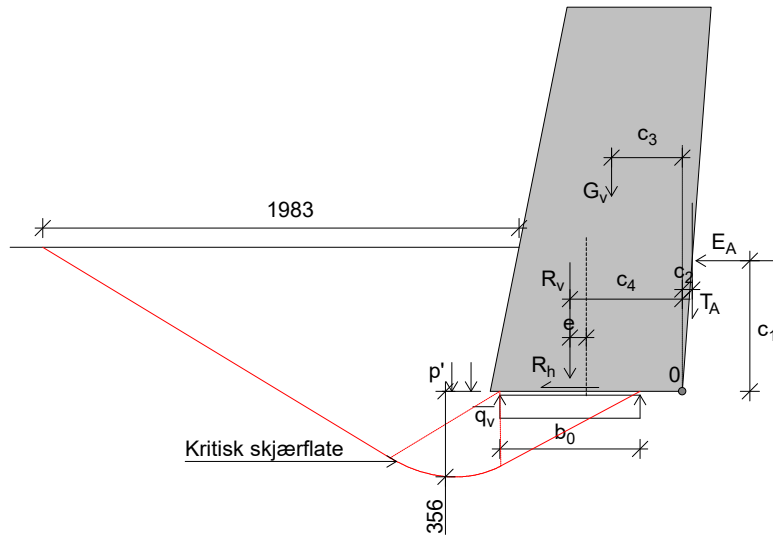
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 1,600 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 1,600 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,35 = 37,2 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Bv} + a) - a$$

$$p'_{Bh} = 0,448 \cdot (37,2 + 5,0) - 5,0 = 13,9 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne (mål i mm)



$$R_h = E_A = 11 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (0,800 + 0,600) \cdot 1,600 \cdot 22,0 = 25 \text{ kN/m}$$

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

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{25} \cdot \left[\frac{1,600}{6} \cdot (0,800 - 0,600) \cdot 22,0 \cdot (0,800 - 0,600 - \frac{1,600}{13,3}) + 1,600 \cdot 0,600 \cdot 22,0 \cdot (0,800 - \frac{1}{2} \cdot 0,600 - \frac{1}{2} \cdot \frac{1,600}{5,0}) \right] = 0,295 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,64 \cdot \left(\frac{11}{1,600} + 5,0 \right) \cdot 1,600 = 3,7 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,543}{13,3} = 0,041 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 25 + 3,7 = 28 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

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

$$M_0 = 11 \cdot 0,543 - 3,7 \cdot 0,041 + 25 \cdot 0,295 = 13 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 13 / 28 = 0,468 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,468 - 0,5 \cdot 0,800 = 0,068 \text{ m}$$

$$e < b_b / 6 = 0,800 / 6 = 0,133 \text{ m (anbefalt maksimalverdi)}$$

\Rightarrow Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi

iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 0,800 - 2 \cdot 0,068 = 0,584 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 28 / 0,584 = 49 \text{ kN/m}^2$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1: } r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,90, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kPa}$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_m = 0,73 / 1,4 = 0,52 \Rightarrow r_b = \frac{11}{0,584 \cdot (49 + 10) \cdot 0,52}$$

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

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

$$p' = 9,0 \cdot 0,60 = 5,4 \text{ kN/m}^2$$

$$N_q = 6,7, \quad N_\gamma = 3,1, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$\bar{\sigma}_v = 101 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK!}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,48$$

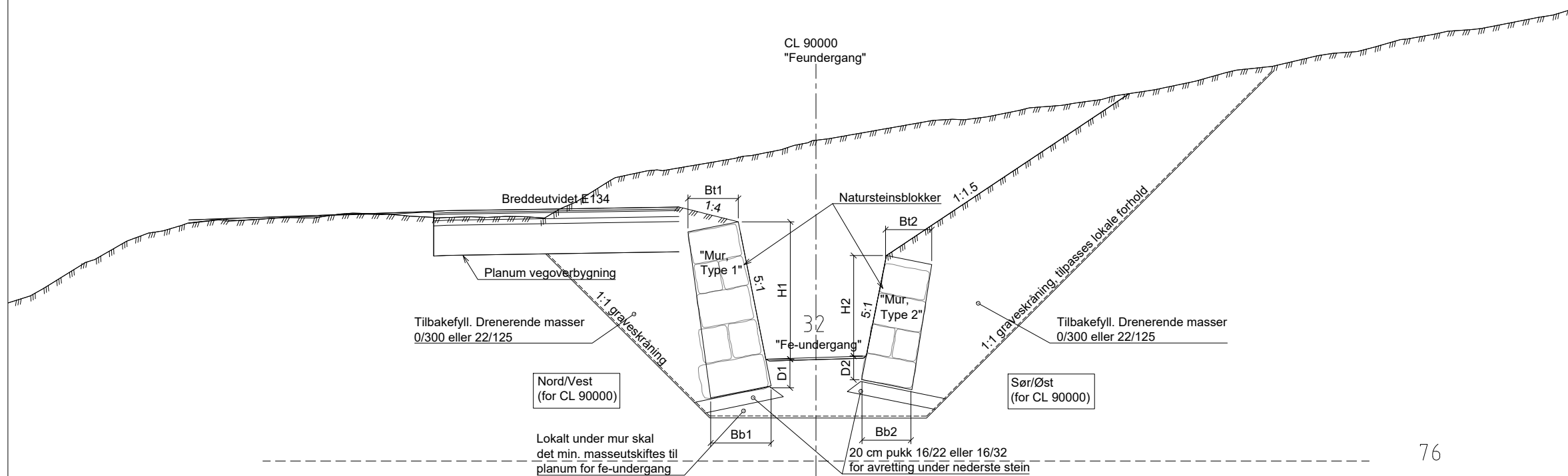
HENVISNINGER

- Geotekniske prosjekteringsforutsetninger: dok. nr. 5205829-R031
- Grunnforhold: dok. nr. 5205829-R030
- Plan og profil ved feundergang: Tegning C103

FORKLARINGER

Bt	Bredde i topp av mur [m]
Bb	Bredde i bunn av mur [m]
H	Murens totale høyde (fra o.k. kantdrager)
D	Fotdybde/overlagring ved tå [m]
d:1	Murens fronthelning

MERKNADER



	Mur type 1: Mur med vegtrafikk på oppside Veglinje 90000, profil ca. 0-62	
	H > 1.5m	0 < H < 1.5 m
Bb minimum [m]	1.2	0.8
Bt minimum [m]	1	0.6
D, min. Nedgravingsdybde under bunn feundergang [m]	0.6	0.6
Fronthelning	5:1	5:1
Graveskråning	1:1*	1:1*
Grunnforhold	Morene	Morene

* Angitt er maksimal helning. Generelt skal helning tilpasses forholdene, men aldri legges brattere enn 1:1.

	Mur type 2: Mur med skjæring i bakkant Veglinje 90000, profil ca. 0-62	
	H > 1.5m	0 < H < 1.5 m
Bb minimum [m]	1.0	0.8
Bt minimum [m]	0.9	0.6
D, min. Nedgravingsdybde under bunn feundergang [m]	0.6	0.6
Fronthelning	5:1	5:1
Graveskråning	1:1*	1:1*
Grunnforhold	Morene	Morene

* Angitt er maksimal helning. Generelt skal helning tilpasses forholdene, men aldri legges brattere enn 1:1.

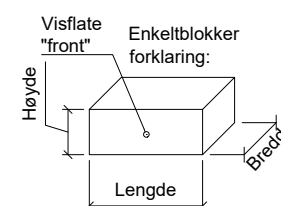
PRINSIPPSNITT MURER V/ FE-UNDERGANG VL90000 1:50

ANVISNINGER FOR MUR TYPE 1 OG 2

For lokasjon, forutsetninger, utfyllende beskrivelse og SHA-vurdering vises det til geoteknisk prosjekteringsrapport med dok nr. 5205829-RIG02 Vedlegg 1. For beskrivelse av grunnforhold (geoteknisk datarapport) vises det til dok. nr. 30229-GEOT-1.

Tørrmur oppføres basert på angivelser i Statens vegvesens håndbok N200 "Vegbygging (2022)", håndbok V270 "Tørrmuring med maskin (2014)", håndbok V220 "Geoteknikk i vegbygging (2022)", og følgende beskrivelse:

- Utgraving i bakkant mur skal foregå med stabil graveskråning. Graveskråning 1:1 - 1:1.5 skal legges til grunn for utgravinger i morenemasser. Løsmassene må anses som vannømfintlige. Det etableres midlertidig erosjonssikring (tildekking) av graveskråning i nedbørstunge perioder. Videre forutsettes det at:
 - Løsmasser skal ikke mellomlagres ved topp graveskråning
 - Tilbakefyllingsmasser skilles fra stedlige masser med fiberduk kl. 3 i den del av graveskråning som ligger over grunnvannstand
 - Topp graveskråning mot midlertidig veg sikres med tung sikring. Tung sikring plasseres innenfor 1 m fra topp graveskråning. Midlertidig trafikkavvikling skal ikke gå nærmere enn 1 m fra topp graveskråning.
- Murstein skal være av god kvalitet. Blokker skal ikke bestå av glimmer, fyllitt eller andre bergarter med lav mekanisk egnethet. Grunnet murens formål stilles det ikke strenge krav til visuell fremtoning, men blokkene skal være rektangulære og plane i sideflatene.
- Hver steinrekke (skift) skal være tilnærmet horisontal og bestå av steiner med så lik høyde som mulig.
- Murblokker legges med tilstrekkelig forband. Som hovedregel skal det være min 1/3 overlapp for enkeltblokker. Det skal ikke være gjennomgående vertikale fuger over murens høyde.
- Steinmurens midlere egenvekt skal være minimum 22 kN/m³.
- Nederste blokk skal ha full murbredde, og høyde på minst 0,5 m. Der tilgjengelige steinstørrelser ikke dekker murens bredde kan støpte blokker i full bredde eller fundamentplate i armert betong benyttes etter avtale med byggherre. Utforming av en eventuell fundamentplate skal avklares med geotekniker.
- Bunnblokker fundamenteres på flate avrettet med pukkk som vist på snitt.
- Steiner skal hvile på sin største flate. Steinens bredde skal være minimum 1,2 ganger så stor som høyden, og steiner i visflaten skal ha en lengde som er minimum 1 ganger høyden og maksimalt 4 ganger høyden av steinen (se illustrasjon til høyre).
- Steiner skal legges med helning lik helningen av murens vis-flate (som vist på snitt), slik at murens front blir mest mulig plan. Hver stein i muren skal være i fysisk kontakt med både underliggende og overliggende murskift. Det kan benyttes mindre stein som "kiler" eller "skimsers" ved behov for å justere helning eller for å ta opp mindre høydesprang (utveksling). Ved bruk av "kiler" eller "skimsers" skal disse være flate og ha stor kontaktflate relativt til "skimsers" størrelse. Det skal ikke brukes "småstein" eller grus i fuger for å sikre kontakt mellom blokker.
- Tilbakefyllingsmasser legges ut og komprimeres lagvis. Komprimering inn mot mur utføres som "forsiktig komprimering" etter krav i NS3458.
 - Det skal ikke forekomme større stein i bakfyllet som gir punktvis trykk eller som kiles mot steinene i muren. D-maks for tilbakefyll generalt skal være 300 mm.
- Synlige fuger (ligge og stuss) skal som hovedregel ikke overstige 20% av skifthyden. Videre skal det ikke være rom for tilbakefyll "siger" ut gjennom fugene.
- Enkelte ujevne steiner i visflaten kan aksepteres, men det skal ikke være gjennomgående steiner som stikker langt ut fra murens front.
- Den synlige murflaten skal ikke ha synlig krumning vertikalt (ut-"buling").
- Tilbakefyll skal ha drenerende egenskaper.



76

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Arkivref.			
		Tegningsdato 17.03.2023			
		Bestiller Arild Vallesfod			
		Produsert for Plan og utbygging vest 2			
		Produsert av Norconsult			
E134 Ølen-Mørkeli		Prosjektnummer C16363			
		PROF-nummer E134-Tveit-Gjerde_C12040			
		Arkivnummer 20/78882			
		Koordinatsystem NTM Sone 5/NN2000			
Reguleringsplan		Målestokk A1 1:50			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer	Revisjon
JooBir	GuMjo	LRK	5205829	V301	