



VEILEDER FOR BRUK AV EUROKODE 7 TIL BERGTEKNISK PROSJEKTERING

VERSJON 1, NOVEMBER 2011

NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

Tilsluttet: Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund
International Society for Rock Mechanics
International Association for Engineering Geology and the Environment





Forord:

I mars 2010 ble prosjekteringsstanderne i NS 34XX-serien trukket tilbake, og erstattet med Eurokodene. Eurokode 7 bærer preg av hovedsakelig å være utarbeidet av eksperter innen jordmekanikk. Den er derfor noe unøyaktig i forhold til formuleringer og faguttrykk i forhold til berg, men den gjelder fullt ut også for berg. Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) satte derfor våren 2010 ned en gruppe for å gå gjennom bruk av Eurokode 7 innen ingeniørgeologi berg og bergmekanikk (i fortsettelsen er dette i Veilederen benevnt bergteknikk).

Gruppen har bestått av følgende medlemmer:

Bjørn Nilsen, NTNU
Mona Lindstrøm, SVV, Vegdirektoratet
Thomas K. Mathiesen, Norconsult
Kristin H. Holmøy, SINTEF Geologi og bergteknikk
Roger Olsson, NGI
Arild Palmstrøm, RockMass

I tillegg til støtte fra de ulike komitémedlemmenes egne arbeidsgivere har prosjektet mottatt støtte fra NBG, Vegdirektorat og Jernbaneverket.

I denne veilederen har NBG utarbeidet kommentarer til Eurokode 7 for bruk ved prosjektering av berg. Formålet med veilederen er å gi medlemmene;

- en praktisk rettet veiledning i bruk av standarden i forhold til berg,
- en omforent tolkning av standardens krav, og
- eksempler knyttet til standardens punkter.

**INNHold**

0	Generelt om veilederen	5
0.1	Om Veilederen	5
0.2	Anbefalt bruk av Eurokode 7	5
0.3	Generell innføring i Eurokode 7	7
0.4	Beregningseksempler	9
1	Generelt	9
1.1	Omfang	9
1.2	Normative referanser	9
1.3	Forutsetninger	9
1.4	Forskjell mellom prinsipper og anvendelsesregler	9
1.5	Termer og definisjoner	9
1.6	Symboler	10
2	Grunnlag for geoteknisk prosjektering	10
2.1	Krav til prosjekteringen	10
2.2	Dimensjonerende situasjoner	12
2.3	Bestandighet	12
2.4	Geoteknisk prosjektering ved beregning	12
2.5	Prosjektering ved konstruktive tiltak	17
2.6	Prøvebelastning og modellprøving	18
2.7	Observasjonsmetoden	18
2.8	Geoteknisk prosjekteringsrapport	21
3	Geotekniske data	21
3.1	Generelt	21
3.2	Geotekniske undersøkelser	21
3.3	Evaluering av geotekniske parametere	22
3.4	Grunnundersøkelsesrapport	22
4	Utførelseskontroll, overvåking og vedlikehold	23
4.1	Generelt	23
4.2	Kontroll	25
4.3	Kontroll av grunnforholdene	25
4.4	Byggeplasskontroll	25
4.5	Overvåking	25
4.6	Vedlikehold	25
5	Fyllingsarbeid, grunnvannssenking, grunnforbedring og grunnforsterkning	26



5.1	Generelt	26
5.2	Grunnleggende krav	26
5.3	Fyllingsarbeid	26
5.4	Grunnvannssenkning	26
5.5	Grunnforbedring og grunnforsterkning	26
6	Sålefundamentering	26
6.1	Generelt	26
6.2	Grensetilstander	26
6.3	Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner	26
6.4	Hensyn ved prosjektering og utførelse	26
6.5	Dimensjonering i bruddgrensetilstanden	26
6.6	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden	26
6.7	Fundamentering på berg: spesielle hensyn ved prosjekteringen	26
6.8	Dimensjonering av fundamentene	26
6.9	Klargjøring av undergrunnen	26
7	Pelefundamentering.....	27
7.1	Generelt	27
7.2	Grensetilstander	27
7.3	Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner	27
7.4	Dimensjoneringsmetoder og hensyn ved dimensjoneringen	27
7.5	Prøvebelastning av peler	27
7.6	Aksialt belastede peler	27
7.7	Lateralt belastede peler	27
7.8	Dimensjonering av pelene	27
7.9	Utførelseskontroll	27
8	Forankringer	28
8.1	Generelt	28
8.2	Grensetilstander	28
8.3	Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner	28
8.4	Hensyn ved prosjektering og utførelse	28
8.5	Dimensjonering i bruddgrensetilstanden	28
8.6	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden	28
8.7	Egnethetsprøving	28
8.8	Godkjenningsprøving	28
8.9	Kontroll og overvåking	28
9	Støttekonstruksjoner	28



9.1	Generelt	28
9.2	Grensetilstander	29
9.3	Påvirkninger, geometriske data og dimensjonerende situasjoner	29
9.4	Hensyn ved prosjektering og utførelse	29
9.5	Bestemmelse av jordtrykk	29
9.6	Vanntrykk	29
9.7	Dimensjonering i bruddgrensetilstanden	29
9.8	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden	29
10	Hydraulisk brudd	29
10.1	Generelt	29
10.2	Brudd ved løfting	29
10.3	Hydraulisk grunnbrudd	29
10.4	Brudd ved indre erosjon	29
10.5	Brudd ved kanaldannelse	29
11	Områdestabilitet.....	30
11.1	Generelt	30
11.2	Grensetilstander	30
11.3	Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner	30
11.4	Hensyn ved prosjektering og utførelse	30
11.5	Dimensjonering i bruddgrensetilstanden	30
11.6	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden	30
11.7	Overvåking	30
12	Fyllinger	31
12.1	Generelt	31
12.2	Grensetilstander	31
12.3	Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner	31
12.4	Hensyn ved prosjektering og utførelse	31
12.5	Dimensjonering i bruddgrensetilstanden	31
12.6	Dimensjonering i bruksgrensetilstanden	31
12.7	Kontroll og overvåking	31

VEDLEGG

Vedlegg A: Eksempel på beregning av områdestabilitet

Vedlegg B: Eksempel på beregning av forankring og fundamentering

Vedlegg C: Eksempel på bruk av Observasjonsmetoden



0 GENERELT OM VEILEDEREN

0.1 Om Veilederen

For å begrense omfanget av denne Veilederen er standardens originaltekst ikke gjentatt. Av denne grunn skal Veilederen brukes som et supplement til standarden, og ikke leses og benyttes alene.

Med unntak av "Forord" og kapittel 0 "Generelt om Veilederen" samsvarer kapittelinndeling og overskrifter i Veilederen med Eurokode 7. Der kommentaren i Veilederen gjelder et eller flere konkrete avsnitt i standarden, er dette angitt med nummerert avsnitt "(2)" som korresponderer med standarden.

Veilederen inneholder kommentarer, eksempler og forslag til bruk eller tolkning av standardens formuleringer, der det er funnet behov for å kommentere eller utdype standardens tekst, innenfor de fagområder som anses relevant for faget bergteknikk. For de kapitler/underpunkter der Veilederen ikke inneholder kommentarer er dette av en eller flere av følgende grunner:

1. Standardens tekst anses tilstrekkelig klar og entydig
2. Standardens tekst anses å være i tråd med normal og innarbeidet praksis innen fagområdet
3. Standardens tekst anses ikke relevant for fagområdet bergteknikk

Av hensyn til oversikten er alle kapitteloverskrifter i første og andre nivå gjengitt i Veilederen, også der det ikke er kommentarer til innholdet i standarden. Lavere nivå enn dette er kun gjengitt der det er funnet behov for å inkludere kommentarer.

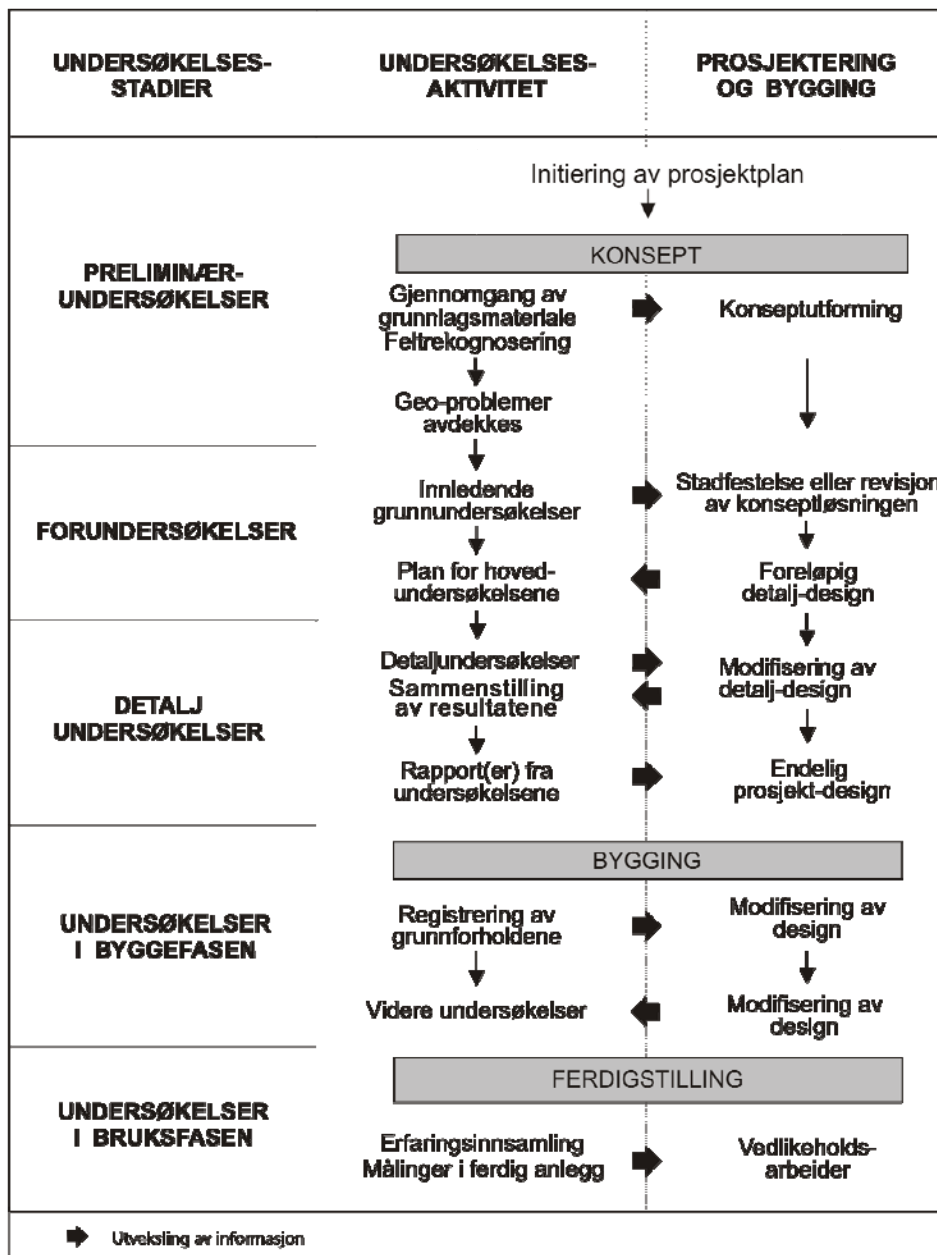
Tekst skrevet i merknader i standarden er å oppfatte som informativ tekst og ikke krav.

Eurokode 7 inneholder også nasjonale tillegg, organisert i eget vedlegg. Punktene i Nasjonalt Tillegg er betegnet "NA". I Veilederen er det avmerket tydelig referanse (for eksempel; "NA2.4.6.2(2)P") under de aktuelle kapitlene der det finnes nasjonale tillegg, men teksten fra disse tilleggene er ikke gjengitt, og heller ikke ytterligere kommentert med mindre disse faller utenfor grunnene listet over.

Det gjøres oppmerksom på at standarden, samt referanser, vil kunne være gjenstand for revisjoner i framtiden, og at denne Veilederen i så tilfelle vil kunne bli upresis eller feil. Spesielt gjøres oppmerksom på eventuelle revisjoner av Nasjonalt Tillegg, og at det regelmessig utarbeides rettelsesblader til standarden. Disse kan lastes ned fra Standard Norge sin hjemmeside.

0.2 Anbefalt bruk av Eurokode 7

Et grunnleggende prinsipp for anlegg i og på berg er at undersøkelser og planlegging foregår trinnvis og i flere faser som vist i prinsipp i Figur 1. Det fremgår at undersøkelser og prosjektering gjøres i alle faser, for store og komplekse anlegg ofte i flere trinn, og for hver fase utarbeides en eller flere rapporter fra grunnundersøkelser. Ved prosjektering og undersøkelser i flere faser vil detaljeringsgraden for normalt øke etter hvert som byggestart nærmer seg. Det er spesielt viktig å være klar over, som vist i Figur 1, at undersøkelser og eventuelt modifisering eller optimalisering av prosjektert design også kan forekomme i byggefasen.



Figur 1 Undersøkellesfaser iht. anbefalinger fra IAEG (1981)¹.

Anbefalingene i Figur 1 er basert på komitearbeid utført av IAEG (*International Association of Engineering Geology*) utarbeidet i 1981. De grunnleggende prinsippene i figuren er fortsatt gyldige, og har mange likhetstrekk med nåværende nasjonale anbefalinger og retningslinjer, som for eksempel Statens vegvesens Håndbok 021.

¹ IAEG (1981): Commission on Site Investigation – Engineering geological mapping. International association of Engineering geology (IAEG), Bull. No. 24:185-274.



Eurokode 7 anbefaler bruk av 4 forskjellige prosjekteringsmetoder. Disse er beskrevet i kapitlene 2.4 – 2.7 i standarden. Disse metodene betegnes:

- Geoteknisk prosjektering ved beregning (kapittel 2.4)
- Prosjektering ved konstruktive tiltak (kapittel 2.5)
- Prøvebelastning og modellprøving (kapittel 2.6)
- Observasjonsmetoden (kapittel 2.7)

Observasjonsmetoden er i realiteten ikke en selvstendig prosjekteringsmetode, da denne kan betraktes som en systematisk metode for dokumentasjon av at kriterier i prosjekteringen overholdes. I så måte vil det være naturlig at "Observasjonsmetoden" benyttes som et system for dokumentasjon av prosjektering etter en av de øvrige metodene, se eksempel i Vedlegg 3.

"Prøvebelastning og modellprøving" har i liten grad vært vanlig å benytte for prosjektering inne vårt fagområde under norske forhold.

Kommentarer til de ulike prosjekteringsmetodene følger under de respektive kapitlene i Veilederen.

0.3 Generell innføring i Eurokode 7

De standarder som på europeisk nivå utarbeides av TC250 (*Technical Committee 250*), og omhandler dimensjonering av konstruksjoner/konstruksjonsdeler, benevnes **Eurokode** (EN). Standardene utarbeides på oppdrag av EU kommisjonen og EFTA, i henhold til et program som har som formål å harmonisere tekniske spesifikasjoner og eliminere tekniske hindringer for handel i mellom de europeiske landene. Gjennom EØS samarbeidet deltar Norge i dette arbeidet.

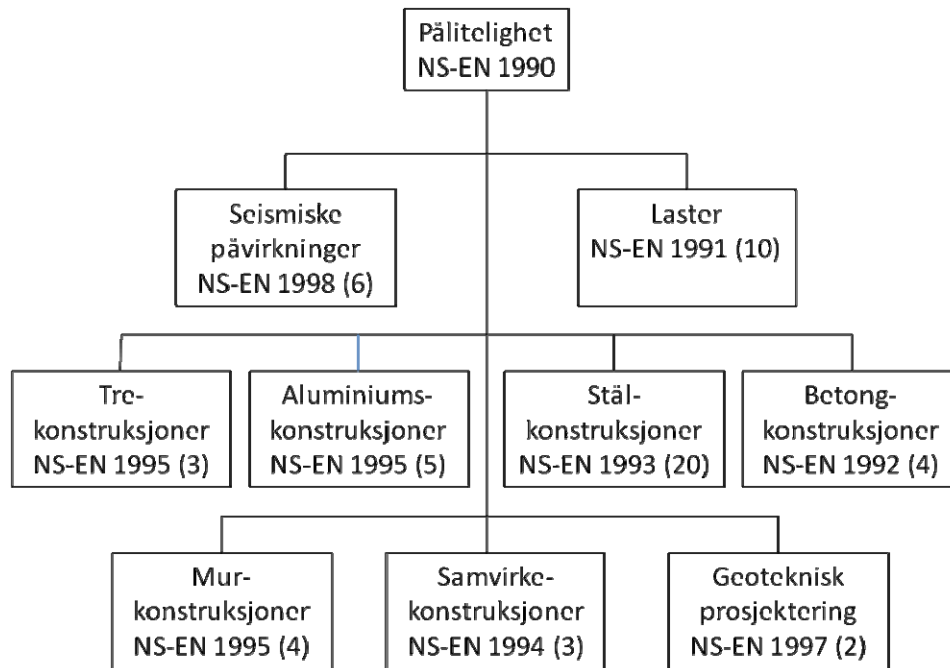
Eurokodene representerer et system av prosjekteringsstandarder som har mye til felles med det vi har hatt i Norge i flere år gjennom NS34xx-serien.

De overordnede byggeforskrifter for EU-medlemslandene er ikke harmonisert. Dette medfører at de Europeiske standarder som utarbeides, ikke kan angi hvilke sikkerhetsnivåer som skal gjelde. Derfor er det de enkelte lands myndigheters ansvar å tilpasse sine regler slik at Eurokoden kan anvendes, samt å angi verdier, NDP (*National Design Parameters*), som skal gjelde nasjonalt.

Eurokodene representerer et samlet sett av regler og erstatter tidligere nasjonale prosjekteringsstandarder.

I henhold til tekniske forskrifter til plan- og bygningsloven (PBL), § 6-1, kan reglene i PBL og i teknisk forskrift anses oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse i samsvar med Norsk Standard. Dette vil også være tilfellet ved bruk av Eurokoder i serien NS-EN 1990 til NS-EN 1999. Det er da forutsatt at standardenes nasjonale tillegg (NA) med de nasjonalt bestemte parametrene (NDP) legges til grunn for prosjekteringen.

Figur 2 gir en oversikt over gjeldende Eurokoder (NS-EN). Tallet i parentes angir hvor mange deler den enkelte Eurokoden består av.



Figur 2 Oversikt over Eurokodeserien. Siffer i parentes angir antall deler i hver serie.

Eurokode 7, NS-EN 1997, er en felleseuropeisk standard for geoteknisk prosjektering. Med geoteknisk prosjektering menes prosjektering av konstruksjoner i jord og berg. Standarden er i to deler:

- NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 – Del 1: Allmenne regler
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 – Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 er beregnet brukt på geotekniske aspekter ved prosjektering av bygg- og anleggsarbeider. Den brukes sammen med NS-EN 1990:2002 som fastsetter prinsipper og krav for konstruksjonenes sikkerhet og brukbarhet, beskriver grunnlaget for prosjektering og påvisning av tilstrekkelig sikkerhet, og gir retningslinjer for relaterte forhold når det gjelder konstruksjonens pålitelighet. Det henvises også spesielt til Eurokode 8 (NS-EN 1998) som omhandler seismiske påvirkninger. NS-EN 1997-1 omfatter i hovedsak:

- Grunnlag for geoteknisk prosjektering
- Anbefaling om omfang av geotekniske undersøkelser
- Omfang av utførelseskontroll
- Bestemmelser for ulike geotekniske arbeider/metoder

NS-EN 1997-2:2007 gir utfyllende regler til NS-EN 1997-1 når det gjelder:

- Planlegging og rapportering av grunnundersøkelser
- Generelle krav til laboratorie- og feltmetoder
- Tolkning og evaluering av prøveresultater
- Fastsettelse av geotekniske parametere og koeffisienter

Denne veilederen omhandler NS-EN 1997-1 (Eurokode 7 – Del 1).



0.4 Beregningseksempler

Denne veilederen inneholder også noen eksempler på hvordan en kan tilnærme seg noen aktuelle problemstillinger etter kravene i Eurokode 7. Eksemplene er utarbeidet på grunnlag av én forståelse av standardens krav, og den samme problemstillingen kan trolig også løses ved hjelp av andre metoder eller tilnærminger. Videre er eksemplene ikke altomfattende, og således ikke nødvendigvis overførbare til problemstillinger under andre forutsetninger.

Eksemplene gitt i Vedleggene A – C omfatter følgende:

- A - Områdestabilitet
- B - Forankring og fundamentering
- C - Observasjonsmetoden

1 GENERELT

1.1 Omfang

1.2 Normative referanser

1.3 Forutsetninger

1.4 Forskjell mellom prinsipper og anvendelsesregler

Prosjektering etter Eurokode 7 kan foregå:

1. I fullstendig samsvar med standardens krav (både prinsipper og anvendelsesregler) eller
2. I samsvar med prinsippene i standarden

Eurokode 7 sier at *"Det er tillatt å bruke alternative regler som avviker fra anvendelsesreglene i denne standarden, forutsatt at det fremgår at de alternative reglene samsvarer med de relevante prinsippene, og at resultatene hva angår bærende konstruksjoners sikkerhet, brukbarhet og bestandighet minst tilsvare dem som ville forventes ved bruk av Eurokoder"*. I dette ligger i prinsippet en mulighet til å omgå de detaljerte anvendelsesreglene i standarden, men formuleringen innebærer betydelige føringer og store krav til dokumentasjon, og det enkleste vil derfor vanligvis være å holde seg til standarden også når det gjelder anvendelsesregler.

1.5 Termer og definisjoner

1.5.2.1 geoteknisk påvirkning

Definisjonen omfatter både løsmasser og berg.

1.5.2.2 sammenlignbar erfaring

Merk: Definisjonen "samme type berg" bør innenfor fagområdet bergteknikk forstås som samme type bergmasse der dette er relevant for den aktuelle problemstillingen.



1.5.2.3 grunn

Definisjonen omfatter både løsmasser og berg.

1.6 Symboler

2 GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Eurokode 7 stiller krav til at det "for hver geoteknisk dimensjonerende situasjon" skal kontrolleres at ingen aktuelle grensetilstander overskrides. Aktuelle grensetilstander er definert i NS-EN 1990.

Med "geoteknisk dimensjonerende situasjon" vurderes det hensiktsmessig for fagområdet bergteknikk å betrakte dette som forhold som påvirker totalstabilitet, med hensyn til prosjektets/anleggets overordnede funksjon.

Forhold som vurderes ikke å påvirke totalstabiliteten betegnes som detaljstabilitet, og med hensyn til vurderinger knyttet til slike forhold vil det i mange tilfeller ikke være hensiktsmessig å benytte Eurokode 7 som grunnlag for prosjektering.

For geoteknisk prosjektering av konstruksjoner i/på berg anbefaler Veilederen å la prosjekteringsreglene i Eurokode 7 omfatte forhold knyttet kun til totalstabilitet. Veilederen benytter følgende definisjoner av totalstabilitet og detaljstabilitet:

Totalstabilitet:

Med begrepet menes helhetlig stabilitet med hensyn til konstruksjonens eller delkonstruksjonens formål/funksjon.

For ivaretagelse av *totalstabilitet* kreves at omfang av deformasjon, brudd eller forskyvning ikke overskrider prosjektdefinerte akseptable grenser og ikke medfører varig nedsatt stabilitet eller progressiv destabilisering av konstruksjonen/delkonstruksjonen.

Konstruksjon kan eksempelvis være; tunnel, bergrom, sjakt, fundament, byggegrop, etablert skjæring og naturlig skrånning i berg.

Delkonstruksjon kan eksempelvis være forankring av vinsjfundament, konstruksjon fundamentert på berg eller lignende.

Detaljstabilitet:

Med begrepet menes lokal stabilitet av mindre element av en konstruksjon eller delkonstruksjon, hvor eventuell deformasjon, brudd eller forskyvning ikke påvirker *totalstabilitet* som definert over, samt ikke overskrider prosjektdefinerte akseptable grenser for detaljstabilitet.

MERK: I noen tilfeller kan et stabilitetsproblem som synes å sortere under begrepet "detaljstabilitet", i virkeligheten vise seg å innvirke på "totalstabiliteten". Det er en forutsetning at vurderingene utføres av erfarent personell med dokumentert kompetanse innen det aktuelle fagområdet. Det kan være hensiktsmessig å dokumentere i prosjekteringsrapporten at en slik vurdering er utført.

2.1 Krav til prosjekteringen

NA 2.1(8)P

(14 - 21)

"Geoteknisk kategori" benyttes blant annet til å definere omfanget av geotekniske undersøkelser (ref. kapittel 3.2) og kontroll (ref. kapittel 4.2).



Eurokode 7 angir prinsipper for fastsettelse av *geoteknisk kategori* for prosjektering av konstruksjoner. For konstruksjoner i/på berg, herunder skjæringer, byggegrøper, tunneler og bergrom, vurderes disse prinsippene ikke relevante for alle forhold. Som utgangspunkt for fastsettelse av *geoteknisk kategori* anbefales det at prosjektets pålitelighetsklasse (CC/RC), ref. NS-EN 1990, vurderes i tillegg til grunnforholdenes kompleksitet. *Geoteknisk kategori* vil kunne fremkomme som en funksjon av pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad som angitt i matrisen i Tabell 1:

Tabell 1 Definisjon av Geoteknisk Kategori

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	3
CC/RC 4*	*	*	*

* Vurderes særskilt

Pålitelighetsklasse

For pålitelighetsklasse refereres til NS-EN 1990 og Nasjonalt tillegg til denne, se Tabell 2.

Tabell 2 Utdrag fra tabell NA.A1 i Nasjonalt Tillegg til NS-EN 1990

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk

Vanskelighetsgrad

Vanskelighetsgraden vurderes på grunnlag av grunnforhold og type prosjekt, og kan klassifiseres som følger:

- Lav:** Oversiktlige og enkle grunnforhold eller et prosjekt som er lite påvirket av grunnforholdene. Ingen eller bare enkle grunnundersøkelser kreves for å fastlegge eventuelle nødvendige geotekniske parametere. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
- Middels:** Noe uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan fastlegges med rimelig grad av nøyaktighet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
- Høy:** Uoversiktlige eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan bare delvis fastlegges og undersøkelser under bygging kan være nødvendig.



2.2 Dimensjonerende situasjoner

(2)

Den angitte listen med eksempler på dimensjonerende situasjoner har varierende relevans for anlegg i og på berg. Detaljeringsgraden er stor på enkelte punkter, mens viktige forhold som for eksempel bergspenninger og svelleleire ikke er nevnt.

Hovedbudskapet på dette punktet i Eurokode 7 er likevel at både kortsiktige og langsiktige dimensjonerende situasjoner skal vurderes. Kortsiktige situasjoner er først og fremst hvor gravitasjonen har avgjørende innvirkning på stabiliteten, for eksempel ved fare for:

- Blokkfall som resultat av sprekkeavløste partier
- Utglidning langs ugunstig orienterte sprekkeplan
- Ras/kollaps i dårlig konsoliderte svakhetssoner
- Bergslag/sprakeberg

Dimensjoneringen må i tillegg ta spesielt hensyn til mulige effekter av vann, som for eksempel:

- Vanninnbrudd
- Store vannlekkasjer fra uforede trykktunneler og trykksjakter

Som eksempler på langsiktige situasjoner kan nevnes:

- Mobilisering av svelletrykk i svelleleire
- Skvising i overbelastede, deformerbare bergmasser
- Krypdeformasjon i høye fjellsider
- Seismisk aktivitet

2.3 Bestandighet

2.4 Geoteknisk prosjektering ved beregning

Dimensjonering ved beregning benyttes relativt sjelden for tunneler og undergrunnsanlegg, og er generelt mindre benyttet for bergtekniske problemstillinger enn innenfor jordmekanikk. For noen problemstillinger, som for eksempel skråningsstabilitet, forankring og fundamentering, er imidlertid dimensjonering ved beregning vanlig også innenfor bergteknisk prosjektering, (se eksempel A).

Ifølge NS-EN 1990 bør dimensjonering ved beregninger utføres på grunnlag av partialfaktormetoden. Usikkerheten i beregningsmodellen er dermed ikke samlet i en enkel sikkerhetsfaktor F , men i flere ulike partialfaktorer gitt for både påvirkning og motstand. Partialfaktorene er angitt i Eurokoden, og er i noen tilfeller spesifisert i nasjonalt tillegg (NA).

Karakteristisk verdi, F_k ; er en målt eller vurdert verdi, som ikke er korrigert med en partialfaktor.

Dimensjonerende verdi, F_d ; får en ved å multiplisere eller dividere den karakteristiske verdien med en partialfaktor.

Ved beregning i bergteknisk prosjektering inngår: lastvirkning, egenskaper hos jord og berg, geometriske data, grenseverdier for deformasjoner, beregningsmodeller etc. Dette må man ta hensyn til for at beregningsmodellen skal beskrive grunnens antatte oppførsel i den aktuelle grensetilstanden. De mest sentrale grensetilstandene er bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

Bruddgrensetilstand (Ultimate Limit State (ULS)) refererer til en grensetilstand som svarer til en definert kapasitet for hele konstruksjonen eller et konstruksjonselement. Denne kapasiteten er bestemt av faren for brudd eller av store uelastiske forskyvninger eller tøyninger som kan sammenlignes med brudd, fri avdrift, kantring eller synking.



Brukgrensetilstand (*Serviceability Limit State (SLS)*) refererer til en grensetilstand for en konstruksjon eller et konstruksjonselement, som svarer til en bestemt grense for funksjonsdyktighet eller bestandighet som ikke skal overskrides ved normal og jevnlig bruk. Slike grenser er oftest fastlagt i sammenheng med faren for uakseptable forskyvninger, setninger, tøyninger, riss og liknende.

2.4.1. Generelt

(5)

Beregningsmodellen kan være:

- Analytisk modell
- Halvempirisk modell
- Numerisk modell

En analytisk modell vil vanligvis være en matematisk beregningsmetode som ofte kan kalkuleres ved hjelp av en lommekalkulator eller i hodet. Dette kan for eksempel være en likevektsberegning av stabilitet eller dimensjonering av bergbolter.

En halvempiriske modell kan for eksempel være Hoek & Browns bruddkriterium som er basert på innsamlet data som er systematisert, og deretter inngår i ligninger, som deretter kan anvendes for analytiske eller numeriske beregninger.

Med empiriske modeller forstås også modeller eller metoder for geoteknisk prosjektering basert på empiriske erfaringer. Input til slike modeller kan ofte være visuell beskrivelse av parametere som inngår i klassifikasjonssystemer, slik som; Q, RMR, RMI, etc.

Numeriske modeller brukes til simulering av bergmekaniske problemstillinger, eksempelvis ved bruk av programkoder som Phase², UDEC, etc.

2.4.2 Påvirkninger

Med påvirkning menes krefter, forskyvninger eller akselerasjoner som påføres konstruksjonen.

2.4.3 Grunnens egenskaper

(1)P

Egenskaper for bergmasser skal i følge Eurokode 7 hentes fra prøvningsresultater, "*enten direkte eller gjennom korrelasjon teori eller empiri, eller fra andre relevante data*". Dette tolkes slik at det også kan benyttes laboratoriedata og empiriske data fra tilsvarende bergarter og/eller grunnforhold.

(3)P

Lab/feltemålte parametere skal skaleres til relevant dimensjon/belastningssituasjon.

2.4.5 Karakteristiske verdier

2.4.5.2 Karakteristiske verdier av geotekniske parametere

(2)P

Det tas hensyn til usikkerhet knyttet til materialegenskaper ved å dividere karakteristisk egenskap X_k med en partialfaktor γ_M ("*materialfaktor*"). Dette gir dimensjonerende verdi X_d , som benyttes til å



beregne dimensjonerende motstand. Denne motstand skal være lik eller større enn dimensjonerende lastvirkning.

- Ved dimensjonering med numeriske modeller anvendes normalt karakteristiske verdier.
- Ved bruk av analytiske modeller anvendes normalt dimensjonerende verdier.

2.4.6 Dimensjonerende verdier

Dimensjonerende verdier må bestemmes for:

- påvirkninger (2.4.6.1)
- geotekniske parametere (2.4.6.2)
- geometriske data (2.4.6.3)
- konstruksjonens egenskaper (2.4.6.4)

2.4.6.1 Dimensjonerende verdier av påvirkninger

Med påvirkning menes her påvirkning fra grunn, fyllmasse eller grunnvann på konstruksjon.

Dimensjonerende verdi for påvirkning (F_d) fås gjennom å multiplisere karakteristisk verdi med ψ og γ_F :

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}, \text{ der } F_{rep} = \psi \cdot F_k$$

ψ er faktor for konvertering av karakteristisk verdi til representativ verdi. For bergtekniske problemstillinger er ψ normalt 1,0. Dette medfører at uttrykket kan forenkles til

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

Hvor γ_F er partialfaktor for beregning av påvirkning (lastfaktor), som også tar hensyn til usikkerhet i lastmodellen.

NA 2.4.6.1(4)P

(9 - 11)

Vantrykket i grunnen kan være både høyere og lavere enn grunnvannstanden. Merk spesielt forhold i hellende terreng, hvor drenering fra høyreliggende områder kan gi opphav til artesiske trykk i lavereliggende områder.

2.4.6.2 Dimensjonerende verdier for geotekniske parametere

NA 2.4.6.2(2)P

Verdiene av partialfaktorene for geotekniske parametere er gitt i NA.A med underpunkter.

Dimensjonerende verdier av geoteknisk parameter, X_d , bør fortrinnsvis utledes fra karakteristiske verdier hvor de karakteristiske parameterene, X_k , skal divideres med en partialfaktor $\gamma_M \geq 1,0$, i

henhold til ligningen: $X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$

Partialfaktorer for jordparametere (γ_M) fås fra nasjonalt tillegg i NS-EN 1997-1.

Metoden med å vurdere dimensjonerende verdi direkte anbefales i utgangspunktet ikke benyttet.



2.4.7 Bruddgrensetilstander

2.4.7.1 Generelt

For berganlegg skal følgende relevante grensetilstander ikke overskrides:

- STR – intern svikt eller for store deformasjoner i konstruksjoner eller bærende deler, der konstruksjonsmaterialenes fasthet gir en betydelig bidrag til motstanden
- GEO – svikt eller for stor deformasjon i grunnen, der fastheten av jord eller berg gir et betydelig bidrag til motstanden

NA 2.4.7.1(2)P

Verdiene av partialfaktorene er gitt i NA.A med underpunkter.

NA 2.4.7.1(3)

Verdiene av partialfaktorene for påvirkninger eller lastvirkninger i ulykkessituasjonen settes lik 1,0.

Partialfaktoren for motstand velges deretter ut fra de bestemte forholdene for ulykkessituasjonen.

2.4.7.2 Påvisning av statisk likevekt

NA 2.4.7.2(2)P

Verdiene av partialfaktorene er gitt i tabellene NA.A.1 og NA.A.2.

2.4.7.3 Påvisning av motstand ved grensetilstander i konstruksjonen i grunnen i vedvarende og forbigående situasjoner

2.4.7.3.1 Generelt

Ved påvisning av en grensetilstand for brudd eller store deformasjoner i konstruksjoner eller bærende deler, eller i et område av grunnen (STR og/eller GEO) skal det påvises at:

$$E_d \leq R_d$$

E_d : dimensjonerende verdi av lastvirkning ("dimensjonerende last")

R_d : dimensjonerende verdi av motstand mot en påvirkning ("dimensjonerende styrke").

2.4.7.3.2 Dimensjonerende lastvirkninger (E_d)

(1)

Partialfaktorene for påvirkning kan anvendes enten sammen med selve påvirkningen F_{kv} (krefter eller forskyvninger), eller lastvirkning E (snittkrefter, moment, spenninger, tøyninger, nedbøyninger og rotasjon).

NA 2.4.7.3.2(3)P

Verdiene av partialfaktorene er gitt i tabellene NA.A.3 og NA.A.4.



2.4.7.3.3 Dimensjonerende motstand (R_d)

(1)

Partialfaktorer kan brukes på grunnens egenskaper (X) eller motstanden (R) eller på begge.

NA 2.4.7.3.3(2)P

Verdiene av partialfaktorene er gitt i tabellene NA.A.5, NA.A.6, NA.A.7, NA.A.8, NA.A.12, NA.A.13 og NA.A.14.

2.4.7.3.4.1 Generelt

NA2.4.7.3.1(1)P

(1)

Ved **geoteknisk prosjektering benyttes metode 3** med unntak av ved prosjektering av peler hvor metode 2 benyttes. Metodene benyttes som anvist i NS-EN 1990. (Ref. nasjonalt tillegg NA 2.4.7.4.1(1)P)

2.4.7.3.4.4 Dimensjoneringsmetode 3

Det skal påvises at en grensetilstand for brudd eller stor deformasjon ikke vil oppstå, ved følgende sett med partialfaktorer:

Kombinasjon: (A1* eller A2†) "+" M2 "+" R3

- *: på konstruksjonslaster
- †: på geotekniske laster
- "+": skal kombineres med
- A: partialfaktorer for påvirkning (γ_F) eller lastvirkning (γ_E)
- M: for grunnen egenskaper (γ_M)
- R: for motstand (γ_R).

For påvisning av tilstrekkelig motstand i:

- Grensetilstand for konstruksjoner (STR) skal følgende benyttes: A1 + M2 + R3, mens for
- Geotekniske grensetilstand (GEO) skal følgende benyttes: A2 + M2 + R3

NB! Påvirkninger på grunnen (konstruksjonslaster, trafikklaste etc.) behandles som geotekniske påvirkninger (dvs. lastfaktor A2).

For påvirkninger må man skille mellom:

- γ_G for permanente ugunstige eller gunstige påvirkninger
- γ_Q for variable ugunstige eller gunstige påvirkninger

Dette betyr at det er flere sett av partialfaktorer for påvirkning (krefter og forskyvninger) og lastvirkningen (snittkrefter, moment, etc.).

Partialfaktorer for grensetilstand konstruksjoner (STR):

Påvirkning	Grunnen egenskaper	Motstand
A1 (ugunstig / gunstig)	M2 (γ_M)	R3
$\gamma_G = 1,35 / 1,0$	$\gamma_\phi = 1,25$	$\gamma_R = 1,0$
$\gamma_Q = 1,5 / 0$	$\gamma_c = 1,25$	
	$\gamma_v = 1,0$	



Partialfaktorer for geoteknisk grensetilstand (GEO):

Lastvirkning	Grunnens egenskaper	Motstand
A2 (ugunstig / gunstig)	M2 (γ_M)	R3
$\gamma_G = 1,0 / 1,0$	$\gamma'_\phi = 1,25$	$\gamma_R = 1,0$
$\gamma_Q = 1,3 / 0$ (f eks trafikklast)	$\gamma'_c = 1,25$	
	$\gamma'_\gamma = 1,0$	

Hvor:

- γ_G : partialfaktor for permanente påvirkninger, som også tar hensyn til usikkerhet i lastmodell og variasjon i dimensjonene (se Tabell A.3)
- γ_Q : partialfaktor for variable påvirkninger, som også tar hensyn til modellusikkerhet og variasjoner i dimensjonene (se Tabell A.3)
- γ'_ϕ : partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen ($\tan \phi'$) (se Tabell A.4)
- γ'_c : partialfaktor for effektiv kohesjon (se Tabell A.4)
- γ'_γ : partialfaktor for tyngdetetthet (se Tabell A.4)
- γ_R : partialfaktor for kapasitet/motstand (se Tabell A.5)

2.4.8 Bruksgrensetilstander

Bruksgrensetilstand er definert i kapittel 2.4.

Kontroll mot bruksgrensetilstand kan for eksempel være relevant ved deformasjonsanalyse av et fundament på svært dårlig bergmasse. Verdien av partialfaktorene for bruksgrensetilstanden bør normalt settes lik 1,0.

2.5 Prosjektering ved konstruktive tiltak

NA 2.5(1)

Konstruktive tiltak er en noe unøyaktig oversettelse fra det engelske begrepet "prescriptive measures".

Med konstruktive tiltak forstås tiltak som, dokumentert gjennom erfaring og normal praksis, gir tilfredsstillende stabilitet.

Standarden tillater bruk av slike prosjekteringsmetoder dersom beregningsmodeller;

- a) "ikke er tilgjengelige"
- eller
- b) "ikke er nødvendige"

Nasjonalt tillegg legger til at i tilfeller der "overskridelse av grensetilstander unngås ved bruk av konstruktive tiltak" forutsettes at det henvises til konvensjonelle og generelt forsiktige prosjekteringsregler.

Med begrepet "beregningsmodeller ikke tilgjengelige" forstås at relevante beregningsmodeller ikke finnes. Eksempel på dette kan være dersom problemets natur ikke kan beregnes (med konvensjonelle og allment aksepterte modeller), og/eller at omfanget av usikkerheten til inngangsparameter gjør beregninger lite egnet.

Med begrepet "beregningsmodeller ikke nødvendig" viser standarden til tilfeller der det finnes "sammenlignbar erfaring", ref. punkt 1.5.2.2, som gjør beregninger unødvendige. Med dette forstås



at det er akseptabelt å benytte løsninger som erfaringsmessig er tilstrekkelig for den aktuelle problemstillingen, uten at dette må dokumenteres gjennom målinger eller beregninger, forutsatt at erfaringene gjelder sammenlignbare grunnforhold.

Det fremgår ikke av standarden hva begrepet "forenklede prosjekterings prosedyrer" er, eller hvilke konstruktive tiltak som er akseptable, men det vises til "konvensjonelle og generelt forsiktige prosjekteringsregler". For typiske rutinemessige problemstillinger knyttet til fagområdet bergteknikk, eksempelvis driving og sikring av tunneler i enkle grunnforhold, anbefaler Veilederen at vanlig norsk praksis knyttet til prosjektering basert på observasjon og enkel kartlegging vurdert opp mot "sammenlignbar erfaring", å være akseptabelt som konstruktive tiltak, forutsatt at vurderingene utføres og kvalitetssikres av personell med tilstrekkelig kompetanse og erfaring.

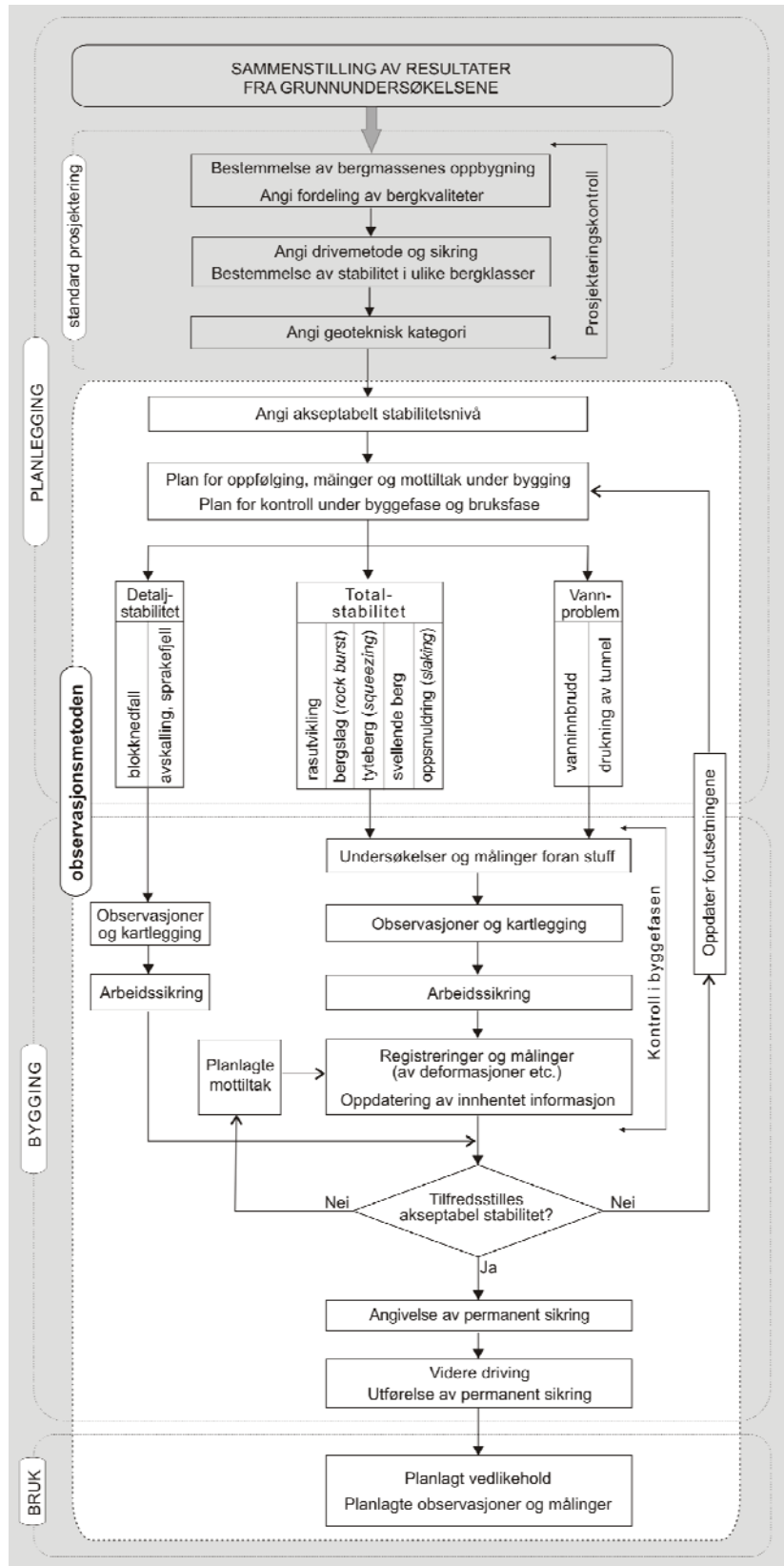
NB! Ut fra standardens generelle krav om dokumentasjon anbefales det at bruk av konstruktive tiltak begrunnes tydelig i prosjekteringsdokumentene.

2.6 Prøvebelastning og modellprøving

Med unntak av prøvebelastninger av forankringer, som egentlig er for kontroll, vurderes denne metoden å være lite relevant for norske forhold innenfor fagområdet bergteknikk.

2.7 Observasjonsmetoden

Observasjonsmetoden går i prinsipp ut på at forutsetninger og utført prosjektering verifiseres ved målinger og iakttakelser under bygging. For dette skal det utarbeides planer som inkluderer effektive mottiltak dersom foreskrevet, akseptabel stabilitet ikke er tilfredsstillt under byggingen.



Figur 3 Forslag til prinsipp for prosjektering med observasjonsmetoden.



Dokumentasjon av forholdene ved hjelp av målinger kan være aktuelt for dokumentasjon av totalstabilitet (ref. kapittel 2) mens det for detaljstabilitet vanligvis vil være akseptabelt med normale visuelle inspeksjoner i forbindelse med oppfølging av byggingen (ref. kapittel 4.4).

I Eurokode 7 er beskrivelsen vesentlig lagt opp til tunneler med skvising eller svelling der instrumentering og mottiltak er viktige ingredienser i prosjekteringen.

Forskjellen fra den prosjekteringen som gjøres i Norge i dag, er at planleggingen skal formaliseres/dokumenteres før bygging startes, bl.a. ved å angi:

- Akseptabel stabilitet
- Oppførsel av bergmassen (type ustabilitet) langs tunnelen
- Effektive mottiltak for eventuell nødvendig ekstra forsterkning/tetting
- Plan for oppfølging av sikringsarbeidene, kartlegging og dokumentasjon av bergforholdene

Før prosjekteringen kan utføres, forutsettes at det er utført tilstrekkelige grunnundersøkelser. Dette innebærer bl.a. at det utarbeides prognose over forventede bergforhold og tilhørende stabilitet langs tunnelen/bergrommet.

Ingeniørgeologisk kartlegging inngår i normalprosedyrene for kontroll (se kapittel 4), og i mange tilfeller vil det også være aktuelt å foreta registrering av forholdene foran stuff ved hjelp av ordinær sonderboring, MWD (registrering under boring) og/eller kjerneboring. Ved kryssing av svakhetssoner med fare for rasutvikling bør det foretas vurdering og eventuelt laboratorietesting av sleppematerialet mht. potensielt svelletrykk. I mange tilfeller vil det også være aktuelt å utføre deformasjons- eller konvergensmålinger, samt i noen tilfeller bergspennings og vanntrykks-målinger. Andre målinger kan også være aktuelle. Det er viktig at eventuelle svakhetssoner påvises, beskrives og vurderes spesielt under kartleggingen.

Ved bruk av observasjonsmetoden skal, i henhold til Eurokode 7, de akseptable grensene for oppførsel være fastlagt på forhånd, og drive- og sikringsmetoder, samt omfanget av nødvendige sikringstiltak må dimensjoneres ut fra dette. Som eksempel på fastsatte, akseptable grenser innenfor norsk bergpraksis kan nevnes grenseverdien for svelletrykk og sonebredde med hensyn til full utstøpning definert i Vegvesenets Håndbok 021. Et annet eksempel er grenseverdi som ofte fastlegges med hensyn til minste hovedspenning ved plassering av inntakskonus ved vannkraftanlegg.

Bruk av observasjonsmetoden ved prosjektering medfører ikke at undersøkelser før byggestart kan utelates. Nødvendige forundersøkelser, avhengig av prosjektets vanskelighetsgrad og konsekvenser av eventuelle uønskede hendelser, skal suppleres med observasjoner, kartlegging og eventuelt målinger/registreringer under bygging. Registreringer under driving kan i noen tilfeller betraktes som "utsatte forundersøkelser" (for eksempel bergspenningsmålinger).

Som illustrert i Figur 3, vil observasjonsmetoden slik den implementeres kunne anvendes for de fleste norske forhold når det skilles mellom ulike typer oppførsel. De ulike typer oppførsel krever forskjellig plan for oppfølging og instrumentering/observasjon/kontroll i byggefasen. Kontroll er omtalt i kapittel 4. Selve prosjekteringen av sikring og tetting vil stort sett kunne gjennomføres i tråd med det opplegget som benyttes i dag. Metode(r) for beregning eller vurdering bør velges ut fra de stedlige stabilitetsforhold og geoteknisk kategori.



2.8 Geoteknisk prosjekteringsrapport

(2)

Detaljeringsnivået i prosjekteringsrapporten bør tilpasses plannivået og kan variere betydelig.

Rapporten skal gi en sammenstilling av de undersøkelser som er utført samt tolkning av de fremkomne resultatene for en vurdering av grunnforholdene. Den bør skille mellom fakta og tolkninger.

I faktadelen bør de viktigste resultatene fra grunnundersøkelsene presenteres. Selve utførelsen av undersøkelsene beskrives i andre rapporter, se pkt. 3.4.

Tolkninger, som blant annet omfatter vurderinger av bergmassenes kvalitet, bergspenninger og grunnvannsforhold, bør antyde de viktigste geologiske farene/utfordringene ved bygging av anlegget. Tolkningene gir grunnlag for valg av påhugg og tunneltrase, og også grunnlag for sikringsprognoser, planlegging av driveopplegg, vurdering av bruk av bergarter etc.

Prosjekteringsrapporten skal også definere nivå og omfang av kontroll under bygging og etter bygging.

3 GEOTEKNISKE DATA

3.1 Generelt

3.2 Geotekniske undersøkelser

Undersøkelser for bergarbeider foregår normalt i to hovedfaser:

1. Undersøkelser før bygging er igangsatt (forundersøkelser)
2. Undersøkelser i byggefase

Undersøkelser før bygging gir grunnlag for vurdering av prosjektets gjennomførbarhet og vanskelighetsgrad, og danner basis for prosjekteringen. Disse undersøkelsene foregår ofte i flere trinn, og parallelt med trinnvise undersøkelser utføres ofte trinnvis prosjektering, (se Figur 1).

Selv om forundersøkelsene er de viktigste, er det et sentralt prinsipp i forbindelse med undersøkelser for berganlegg at viktige deler av undersøkelsene også gjennomføres i byggefase. I mange tilfeller er undersøkelsene i byggefase å betrakte som "utsatte forundersøkelser" (for eksempel prøvetaking av sleppemateriale, bergspenningsmålinger, sonderboringer, etc., se kommentarer under kapittel 2.7). Dette fremgår lite av Eurokoden, selv om det delvis er omtalt under punkt 4.3 "Kontroll av grunnforholdene".

3.2.1 Generelt

(5)

Det kreves normalt byggeplassoppfølging for å verifisere at forutsetningene fra prosjekteringen stemmer med de faktiske forhold under bygging.



3.3 Evaluering av geotekniske parametere

3.3.3 Tyngdetetthet

Det er akseptabelt å benytte et forsiktig anslag for tyngdetetthet av berg basert på kartlegging av bergartstyper og sammenligning med erfaringsdata fra tilsvarende bergarter.

3.3.8.3 Skjærfasthet av sprekker

Oppstillingen under dette punktet i Eurokoden kan oppfattes som at bedømmelse av skjærstyrke vanligvis baseres på laboratorietesting. I Norge og internasjonalt er det vanligst i dag at skjærstyrken estimeres empirisk, ofte basert på feltobservasjoner og målinger, og i mindre grad laboratorietesting. Barton-Bandis er et eksempel på en slik metode. Skalaeffekter er her et viktig punkt som må tas med i betraktningen.

3.4 Grunnundersøkelsesrapport

3.4.2 Presentasjon av geoteknisk informasjon

(1)

Resultatet av grunnundersøkelser skal foreligge i rapporter med tegninger og diagrammer som gir oversikt over og nødvendige detaljer om grunnforholdene. Anvendt undersøkelsesteknikk skal angis, og eventuelle kilder skal oppgis. Ingeniørgeologisk kartlegging anses som en viktig del av grunnundersøkelsene.

Dersom det er benyttet vanlige, kjente metoder for felt og laboratorieprøving, er det tilstrekkelig dokumentasjon at metoden samt eventuelle spesielle forutsetninger for resultatene oppgis.

Med hensyn til innholdet i grunnundersøkelsesrapport fremheves spesielt:

- Når undersøkelser er foretatt og hva slags grunnlagsmateriale som er benyttet
- Hva som er utført av grunnundersøkelser og hvor disse er gjort. (sammenstilt på et ingeniørgeologisk kart med profil der lokalisering av alle undersøkelser vises)

Av viktige forhold undersøkelser skal avdekke, nevnes spesielt:

- Ingeniørgeologisk beskrivelse og bergarter anlegget kommer i befatning med
- Forvittrings- eller omvandlingsgrad av bergmassen
- Spesielle bergarter som kan være problematiske for berganlegget, (f.eks. alunskifer, bergarter med svellende mineraler og kalkstein)
- Oppsprekingsgrad og sprekkekarakteristika (ruhet, forvitring, sleppemateriale).
- Grunnvannsforhold
- Spenningsforhold
- Tektoniske forhold
- Eventuelle løsmasser; mektighet og beskaffenhet



4 UTFØRELSESKONTROLL, OVERVÅKING OG VEDLIKEHOLD

4.1 Generelt

Kravene til utførelseskontroll, overvåking og vedlikehold i kapittel 4 i "Eurokode 7", definerer hvordan utførelsen bør kontrolleres under og etter bygging.

(1)

Det skal kontrolleres at utførelsen skjer som forutsatt under prosjekteringen, samt at resultatet (dvs. konstruksjonenes funksjon) tilfredsstiller de krav til ytelse/funksjon, stabilitet og levetid, som er forutsatt under prosjekteringen. Eksempler på kontroll, angitt i "sjekklister" i *Tillegg J*, omtaler hovedsakelig problemstillinger for løsmasser.

(2)

Forventet behov for og omfang av kontroll skal vurderes under prosjekteringen og angis i prosjekteringsrapporten. For bergtekniske problemstillinger bør behov for kontroll verifiseres og eventuelt revideres når de faktiske forholdene avdekkes under bygging, kfr. Observasjonsmetoden

(8)

Eurokode 7 krever at nivå og kvalitet av kontroll minst skal være som forutsatt under prosjekteringen.

Dersom det avdekkes forhold som medfører at nivået og kvaliteten av kontrollen likevel vurderes senket, anbefales at begrunnelsen for dette angis spesifikt og dokumenteres.

Eurokode 7 omtaler ikke ansvarsforholdet for de krav til kontroll som er beskrevet i prosjekteringsrapporten. Vanlig praksis er at ansvar for kontroll av utførelse, overvåking og vedlikehold i utgangspunktet ligger hos eier av byggverket/anlegget, med mindre dette ansvaret helt klart (skriftlig) er overført til andre parter. Kravene til utførelseskontroll (dvs. oppfølging under bygging) forstås dermed ikke å være inkludert i prosjekterendes ansvar, med mindre et slikt arbeid er bestilt spesielt av eieren av byggverket (byggherren).

Prosjekteringskontroll

Eurokode 7 omhandler ikke krav til kontroll av prosjekteringen i de ulike geotekniske kategoriene. Prosjekteringskontroll er imidlertid inkludert i flere av de enkelte typer kontroll.

Krav til omfang og nivå av prosjekteringskontroll er definert i NS-EN 1990. Det refereres spesielt til nasjonalt tillegg (NA:2008) der kontrollen er definert iht. "konsekvensklasse/pålitelighetsklasse" (CC/RC):

- For CC/RC 1: Begrenset kontroll (B) = egenkontroll.
- For CC/RC 2: Normal kontroll (N) = B + sidemannskontroll (kollegakontroll).
- For CC/RC 3: Utvidet kontroll (U) = N + uavhengig kontroll.
- For CC/RC 4: Kontroll spesifiseres spesielt.

Disse kontrollklassene gjelder både for prosjektering og utførelse.

Hva prosjekteringskontrollen skal omfatte er definert i NS-EN 1990, Nasjonalt tillegg NA.A1.3.1.



Generelle kommentarer til kapitlene 4.2 – 4.6

Kapitlene 4.2 – 4.6 inneholder krav og definisjoner knyttet til *Kontroll, Kontroll av grunnforholdene, Byggeplasskontroll, Overvåkning, og Vedlikehold*. Kravene og definisjonene i disse kapitlene er vurdert til å være delvis overlappende og uoversiktlige.

Nivå og kvalitet av kontroll vil som regel avhenge av anleggets eller grunnforholdenes kompleksitet og prosjektets pålitelighetsklasse som vil være grunnlaget for definisjon av "Geoteknisk kategori" (GK) (ref. kapittel 2.1).

Plan for kontroll

Eksempel på typisk kontrollplan for ulike geotekniske kategorier (GK):

- GK 1: Byggeplassinspeksjon, kvalitetskontroller av materialer i henhold til NS3420 eller Prosesskoden, eksempelvis; kontroll av betong/sprøytebetong, prøvetrekking av bolter etc.
- GK 2: I tillegg til GK 1 der det er relevant; observasjoner eller målinger av grunnens egenskaper, eksempelvis; felt eller laboratorieundersøkelser av representative prøver (sleppemateriale etc.), grunnvannsforhold etc.
- GK 3: I tillegg til GK 2 der det er relevant; målinger og overvåking, eksempelvis; setningsmåling, deformasjonsmåling, konvergenzmåling, trykkcelle, spenningsmåling etc.)

Utførelseskontroll

Standarden inneholder en blanding av spesielle krav knyttet til materialkontroll, utførelseskontroll og byggeplasskontroll. Normalt vil krav til materialer og kvalitetskontroll av utførelse være definert av andre standarder (eksempelvis NS3420) og håndteres normalt av utførende og dennes interne kvalitetssystem.

Krav til "Byggeplasskontroll" inkluderer funksjoner som blant annet registrering av grunnforhold etter hvert som disse avdekkes under bygging.

Overvåking

Program for overvåking skal være angitt i prosjekteringsrapporten (eventuelt revidert på bakgrunn av registreringer under bygging), og vil normalt vurderes ut fra sannsynlighet og konsekvens for uønskede hendelser, både under bygging og etter ferdigstillelse av anlegget. Overvåking kan omfatte både måling og visuelle inspeksjoner. Omfang, frekvens og varighet av overvåking kan revurderes basert på resultater av tidligere målinger og observasjoner. For byggverk/anlegg der svikt kan medføre betydelig risiko for liv eller eiendom, kan det være naturlig å kreve periodisk inspeksjon innenfor hele byggverkets levetid.

Hvis den utførende pålegges å foreta deler av kontrollen, skal det fremgå av planen hvilke deler dette gjelder.

Tabellene under gir forslag til plan for kontroll samt til omfang og nivå av kontroll i byggefasen, vurdert ut fra geoteknisk kategori. I tillegg bør prosjekteringsrapporten definere eventuelle kritiske konstruksjonsdeler som krever regelmessig kontroll/overvåking i anleggets bruksfase.



Tabell 3 Plan for kontroll

Kapittel i Eurokode 7	GK 1	GK 2	GK 3
4.2.1 Plan for kontroll (Beskrives i geoteknisk prosjekterings-rapport, se pkt.2.8 (5))	<ul style="list-style-type: none"> - Angi akseptable grenser for som skal oppnås ved kontrollen - Angi type, kvalitet og hyppighet av kontrollen under bygging i samsvar med; <ul style="list-style-type: none"> - graden av usikkerhet, - kompleksiteten av grunn- og belastningsforhold, potensiell risiko for brudd (ras), - muligheten for gjennomføring av prosjekteringsendringer eller korrigerende tiltak 		

Tabell 4 Kontroll i byggefasen

Kapittel i Eurokode 7	GK 1	GK 2	GK 3
4.2.2 Utførelseskontroll ¹⁾ 4.4 Byggeplasskontroll (Kontroll av byggearbeidet)	<u>Registrering ved inspeksjon/befaring</u> - Enkle, kvalitative kontroller av byggearbeid (sikring, sprengning etc.) - Beskrivelse av grunnforhold - Bestemmelse av type berg	<u>Måling av geotekniske parametere/egenskaper</u> Beskrivelse i GK1 + flere undersøkelser/tester av representative prøver	<u>Målinger av geotekniske parametere/egenskaper</u> GK 2 + tilleggsundersøkelser
4.3 Grunnforhold ¹⁾ 4.3.1 Jord og berg 4.3.2 Grunnvann			
4.5 Overvåking (Kontroll av konstruksjonens oppførsel ²⁾)	Kvalitativ bedømmelse av konstruksjonens ytelse /oppførsel	Målinger av bevegelser/ oppførsel i utvalgte punkter	Målinger av forskyvninger og analyser som tar hensyn til rekkefølgen for utførelsen av byggearbeidene
4.2.3 Vurdering av prosjekteringen ³⁾	<i>Egnethet av prosjektert bygge-/driveprosedyrene mht. grunnforhold / At grunnforholdene i anlegget stemmer med antagelsene/forutsetningene /Vurdering av prosjekteringen</i>		
Rapportering i pkt. 4.2.2 – 4.5:	Enkel rapportering	Regelmessig rapportering	- Regelmessig rapportering - Sluttrapportering
¹⁾ Omfatter særlig: - Viktige trekk ved grunnen og grunnvannet - Arbeider og materialer (utførelse av sikring, sprengning, etc.) - Avvik fra prosjekteringen - Måleresultater med tolkninger (er tatt vare på i pkt. 4.5) - Miljøforhold - Uforutsette hendelser	²⁾ Målinger av betydning for undergrunnsanlegg: - Deformasjoner/forskyvninger - Bergtrykk - Innlekkasjer/grunnvannstrykk	³⁾ Gjennomgang av de mest ugunstige forhold som oppstår mht.: - Grunnen (se pkt. 4.3) - Grunnvannet (se pkt. 4.3) - Belastning på byggverket (berg-/jordtrykk etc.) - Miljøpåvirkninger og endringer inkl. ras	

4.2 Kontroll

Ref. kommentarer under kapittel 4.1 Generelt

4.3 Kontroll av grunnforholdene

Ref. kommentarer under kapittel 4.1 Generelt

4.4 Byggeplasskontroll

Ref. kommentarer under kapittel 4.1 Generelt

4.5 Overvåking

Ref. kommentarer under kapittel 4.1 Generelt

4.6 Vedlikehold

Ref. kommentarer under kapittel 4.1 Generelt



5 Fyllingsarbeid, grunnvannssenking, grunnforbedring og grunnforsterkning

5.1 Generelt

5.2 Grunnleggende krav

5.3 Fyllingsarbeid

5.4 Grunnvannssenking

5.5 Grunnforbedring og grunnforsterkning

6 SÅLEFUNDAMENTERING

Dette kapittel omfatter sålefundamentering hvor total- og detaljstabilitet (bæreevnen) skal være oppfylt. I tillegg skal fundamentet ha tilstrekkelig motstand mot glidning.

6.1 Generelt

6.2 Grensetilstander

6.3 Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner

6.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse

6.5 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

6.6 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

6.7 Fundamentering på berg: spesielle hensyn ved prosjekteringen

En merknad i dette kapitlet sier at; "Anbefalt metode for å finne antatt bæreevne for sålefundamentering på berg er angitt i tillegg G". Tillegg G er en av figurene i *BS 8004 (Code of practice for Foundation, 1986)* som er et eksempel på metode for å finne tillatt bæreevne for svakt oppsprukket berg med lukkede sprekker. Metoden antar at konstruksjonen kan tåle setninger tilsvarende 0,5 % av fundamentets bredde (kvadratisk fundament).

Det er en vanlig praksis at tillatt bæreevne for fundamentering på berg ikke overstiger 10 MPa, uansett bergartstype og oppsprekning.

6.8 Dimensjonering av fundamentene

6.9 Klargjøring av undergrunnen



7 PELEFUNDAMENTERING

Den vanligste oppgaven for en bergprosjekterende ved peleprosjektering er å vurdere bæreevnen til bergmassen ved pelens spiss. Dette kan være krevende, spesielt ved svakt berg, ettersom bergmassen er innspent. I henhold til Peleveiledningen er den karakteristiske fastheten for alle middels faste til faste bergarter så høyt, at det er flytegrensen for stålet i pelespissen som blir dimensjonerende. Før de løse bergartene vil, teoretisk sett, bergets bæreevne være dimensjonerende. Løse bergarter i Norge, er for eksempel alunskifer, fylitt og sandstein, som har enaksial trykkfasthet i området 50 til 100 MPa. Dersom det brukes stålkjernerelær anbefaler Peleveiledningen at bæreevnen settes til 4-9 ganger bergets trykkstyrke.

En annen vanlig oppgave er å vurdere uttrekkrefter for pelér injisert i berg, se kapittel 7.6.3.1. Det er kun vanlig å bruke stålkjernerelær som strekkpelér. Strekkapasiteten er en funksjon av forankringslengden i berg samt heft mellom mørtel-berg og mørtel-pelér. Dvs. man ser ikke på noen form for uttrekkskile i bergmassen, som ved stagforankringer.

7.1 Generelt

7.2 Grensetilstander

7.3 Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner

7.4 Dimensjoneringsmetoder og hensyn ved dimensjoneringen

7.5 Prøvebelastning av pelér

7.6 Aksialt belastede pelér

NA.7.6.2.2 Bæreevne i bruddgrensetilstanden basert på statiske prøvebelastninger

NA.7.6.2.2(8)P Verdiene av korrelasjonsfaktorene er gitt i tabell NA.A.9.

NA.7.6.2.2(14)P Verdiene av partialfaktorene er gitt i tabellene NA.A.6, NA.A.7 og NA.A.8.

NA.7.6.2.3 Bæreevne i bruddgrensetilstanden basert på grunnundersøkelser

NA.7.6.2.3(4)P Verdiene av partialfaktorene er gitt i tabellene NA.A.6, NA.A.7 og NA.A.8.

NA.7.6.2.3(5)P Verdiene av korrelasjonsfaktorene er gitt i tabell NA.A.10.

7.6.3.1 Generelt

(5)

Ved dimensjonering av uttrekk av pelér i berg, bør man kunne bruke de samme metodene som for forankringer. En metode er angitt i Håndbok 016 "Geoteknikk i vegbygging", kapittel 10.

7.7 Lateralt belastede pelér

7.8 Dimensjonering av pelene

7.9 Utførelseskontroll



8 FORANKRINGER

Det anbefales at prinsippene og anvendelsesreglene i kapittel 8 etterleves for forankringer i berg for vurdering av *totalstabilitet* (ref. kapittel 2). For forankring som har som formål å sikre *detaljstabilitet* vil det normalt ikke være behov for like omfattende kontroll og dokumentasjon.

For prosjekteringsregler vises til *NS-EN1537:1999 Stagforankringer*.

8.1 Generelt

8.2 Grensetilstander

8.3 Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner

8.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse

8.5 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

8.6 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

8.7 Egnethetsprøving

8.8 Godkjenningssprøving

8.9 Kontroll og overvåking

9 STØTTEKONSTRUKSJONER

9.1 Generelt

9.1.1 Omfang

Bestemmelsene i kapittel 9 omfatter også konstruksjoner for støtte av grunn bestående av berg. Slike konstruksjoner kan være for eksempel betongpilastre, søyler og bjelker benyttet i forbindelse med sikring av bergskråninger/ skjæringer eller i undergrunnsanlegg. I slike tilfeller kombineres tiltaket vanligvis med forankringsbolter eller stagforankring. For prosjektering og utførelse av forankringer gjelder den normative referansen NS-EN 1537:1999.

For bergsikring i tunneler, inkludert "tung sikring" som full utstøpning og armerte sprøytebetongbuer, er det et grunnleggende prinsipp at sikringen skal bidra til å øke bergmassens selv bærende evne, og ikke dimensjoneres for å bære tyngden av overliggende bergmasse. Bergsikring i tunneler faller derfor i de aller fleste tilfeller utenfor definisjonen av støttekonstruksjon, som i dette kapitlet er beskrevet som "alle typer vegger og støttesystemer der konstruksjonselementene har krefter som er påført av det støttede materialet". Unntakene er løsmassetunneler og tunneler i sterkt forvitret (løsmasseaktig) berg, hvor bestemmelsene for støttekonstruksjoner vil gjelde.



9.2 Grensetilstander

For konstruksjoner for støtte av grunn bestående av hardt berg vil vanligvis de første 3 av de nevnte grensetilstandene være de viktigste, men alle de opplistede grensetilstandene skal i henhold til standarden vurderes.

9.3 Påvirkninger, geometriske data og dimensjonerende situasjoner

9.3.1 Påvirkninger

Mange av de oppførte påvirkningene er lite aktuelle i bergsammenheng, men alle bør i utgangspunktet vurderes.

9.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse

Eventuell prosjektering ved beregning skal omfatte både brudd- og bruksgrensetilstand.

9.5 Bestemmelse av jordtrykk

9.6 Vanndrykk

9.7 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

9.8 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

10 HYDRAULISK BRUDD

10.1 Generelt

10.2 Brudd ved løfting

10.3 Hydraulisk grunnbrudd

10.4 Brudd ved indre erosjon

10.5 Brudd ved kanaldannelse



11 OMRÅDESTABILITET

11.1 Generelt

Kapittel 11 gjelder også for utsprengte skjæringer i berg.

11.2 Grensetilstander

11.3 Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner

11.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse

(3)

Ved betydelige usikkerheter eller mangler i beregningsgrunnlag eller vurdering av totalstabilitet bør overvåkning av stabilitet vurderes. Nødvendigheten av overvåkning bør vurderes i forhold til konsekvenser ved overskridelse av grensetilstand, samt forventet nytte og effekt av et eventuelt overvåkningsprogram. For berg kan overvåkning eksempelvis inkludere bruk av piezometer, ekstensometer, målebolter etc.

11.5 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

11.5.2 Skråninger og skjæringer i bergmasser

(1)

Kontroll av stabilitet av enkeltelementer er relevant der eventuelt brudd vil påvirke totalstabiliteten (ref. kapittel 2). Vurderinger av hvorvidt brudd kan medføre nedfall som forårsaker skade, kan inkludere numeriske, analytiske eller statistiske beregninger av rasbaner, eller vurderinger basert på erfaring.

(5)

Konsekvensen av potensielt brudd kan også ivaretas ved oppfangning eller avledning av nedfall, i form av eksempelvis gjerde, grøft, rasvoll etc.

(7)

Det er også viktig å ta i betraktning levetid på eventuelle sikringstiltak, samt vurdere behov for tilsyn og eventuelt vedlikehold av tiltakene.

11.6 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

11.7 Overvåking



- 12 Fyllinger**
- 12.1 Generelt**
- 12.2 Grensetilstander**
- 12.3 Påvirkninger og dimensjonerende situasjoner**
- 12.4 Hensyn ved prosjektering og utførelse**
- 12.5 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden**
- 12.6 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden**
- 12.7 Kontroll og overvåking**

Tillegg A (normativt) Partialfaktorer og korrelasjonsfaktorer for bruddgrensetilstander og anbefalte verdier

Tillegg B (informativt) Bakgrunnsinformasjon om partialfaktorer for dimensjoneringsmetodene 1, 2 og 3

Tillegg C (informativt) Eksempler på fremgangsmåter for å bestemme grenseverdier for jordtrykk på vertikale vegger

Tillegg D (informativt) Eksempel på analytisk metode for beregning av bæreevne

Tillegg E (informativt) Eksempel på halv-empirisk metode for vurdering av bæreevne

Tillegg F (informativt) Eksempler på metoder for vurdering av setninger

Tillegg G (informativt) Eksempel på metode for å finne antatt bæreevne for sålefundamenter på berg

Tillegg H (informativt) Grenseverdier for konstruksjonens deformasjon og fundamentbevegelser

Tillegg J (informativt) Sjekkliste for utførelseskontroll og overvåking

Nasjonalt tillegg NA (informativt)

Nasjonalt bestemt parametere ved bruk av NS-EN 1997-1 i Norge



NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering – Veileder

VEDLEGG

VEDLEGG

Vedlegg A: Eksempel på beregning av områdestabilitet

Vedlegg B: Eksempel på beregning av forankring og fundamentering

Vedlegg C: Eksempel på bruk av Observasjonsmetoden



NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Veileder

VEDLEGG

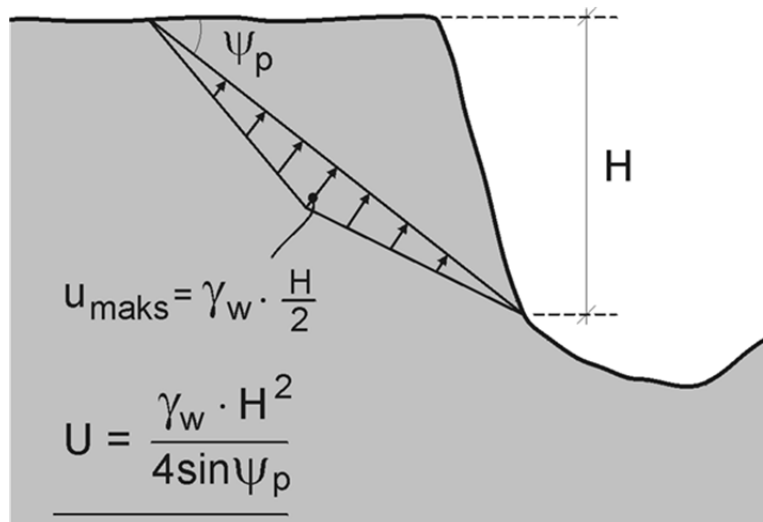
VEDLEGG A

Eksempel på beregning av områdestabilitet



A. EKSEMPEL PÅ BEREGNING AV OMRÅDESTABILITET (SKRÅNINGSSABILITET)

Regneeksempelet viser hvordan et potensielt ustabil område i en bergskråning kan beregnes etter Eurokode 7. I skråningen finnes det en sprekeretning som kan gi ustabilitet, se Figur 1. Det understrekes at dette er kun et eksempel og i realiteten finnes det mange andre mulige stabilitetsproblemer i bergskråninger.



Figur A-1 Bergskråning med potensiell plan utglidning

Vanntrykket antas i dette eksempelet å ha en trekantfordeling og maksimumsverdi som angitt i figuren. Men dette er kun et eksempel på hvordan vanntrykket kan fordele seg i en skråning. Andre variasjoner av vanntrykkoppbygning blir også brukt i beregninger i skråningsstabilitet. Vanntrykket er kanskje den mest usikre inngangsparameteren ved skråningsstabilitet, og den har stor betydning.

A.1 Geometri og materialegenskaper

I dette eksempelet har vi følgende dimensjoner og material egenskaper:

H = skråningshøyde = 35 m

ψ_f = skråningsvinkel = 80°

ψ_p = helningsvinkel for potensielt utglidningsplan = 40°

γ_r = bergmassens egentyngde = 26 kN/m³

γ_w = egentyngden av vann = 10 kN/m³

$W = (\gamma_r H^2 / 2) \cdot (1 / \tan \psi_p - 1 / \tan \psi_f) = 16,173 \text{ kN/m} = \text{tyngden av potensiell rasmasse} \quad (1)$

$U = \gamma_w H^2 / 4 \sin \psi_p \text{ (kN/m)} = \text{vanntrykk} \quad (2)$

A.2 Seismisk påvirkning

α = seismisk akselerasjon som andel av g (m/s²)

I dette eksempelet er maksimum seismisk akselerasjon i løpet av prosjektets levetid antatt å være:



$$\alpha_{\max} = 0.25 \cdot g$$

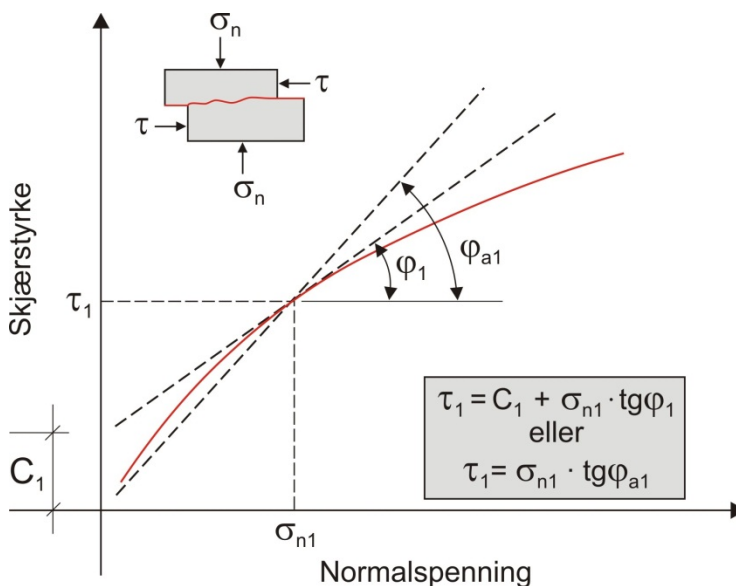
Dette tilsvarer en maksimum jordskjelv-belastning lik:

$$F_{\alpha} = m\alpha = \text{jordskjelvbekastning (kN/m)} [0,25 \cdot W] \quad (3)$$

A.3 Sprekkfriksjon

Ettersom den aktive friksjonsvinkelen ikke er en konstant, men en funksjon av normalspenningen (σ_n) som illustrert i Figur 2, må en fastlegge sistnevnte i hvert enkelt tilfelle for å kunne beregne friksjonsvinkelen. For vårt eksempel blir normalspenningen:

$$\sigma_n = (W \cos \psi_p - U - F_{\alpha} \sin \psi_p) / (H / \sin \psi_p) \quad (4)$$



Figur A-2 Ikke-lineært forløp av skjærstyrkekurven

Det ikke-lineære forløpet kan tas hensyn til ved å innføre "tilsynelatende kohesjon" (C_1 i øvre ligning på figuren), alternativt kan man bruke "aktiv friksjonsvinkel" (ϕ_{a1} i nedre ligning). I prinsippet finnes det fire hoved-alternativer for bestemmelse av sprekkfriksjon: Laboratorietesting, In-situ testing, tilbakeberegning og empiriske metoder. De tre førstnevnte har klare begrensninger. Empiriske metoder, og spesielt metoden utviklet av Barton & Bandis (1990), der bl.a. ruhet og eventuelt forvitring i sprekkflaten inngår som inngangsparametere, er derfor mest benyttet. Skjærstyrken kan etter denne beregnes etter følgende formel:

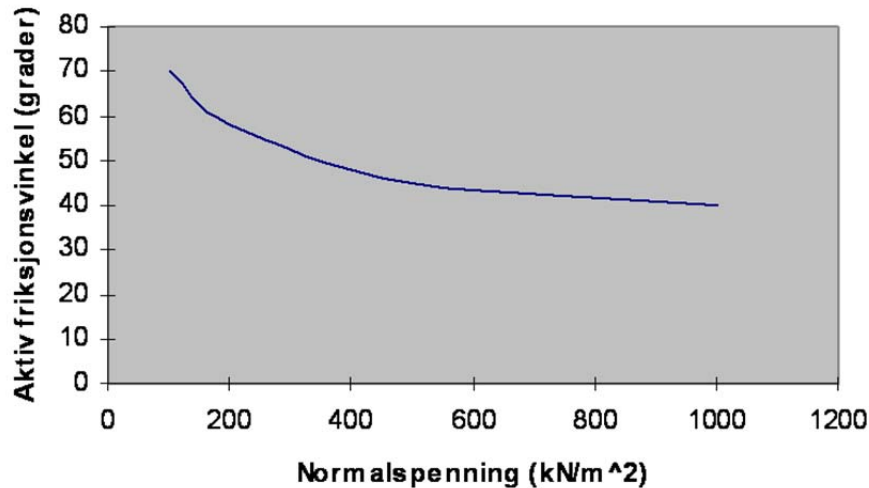
$$\tau = \sigma_n \text{tg} \left[JRC \times \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (5)$$

Ved å variere normal spenningen (σ_n) kan skjærstyrke (τ) beregnes ut fra ligningen over. Uttrykket innenfor hakeparentesen i ligning (5) tilsvarer ϕ_{ka} i Figur 2. Den karakteristiske aktive friksjonsvinkelen ϕ_{ka} kan dermed beregnes for varierende normalspenning ut fra følgende ligning:

$$\phi_a = \arctg \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (6)$$



På grunn av ujevnheter i sprekkeflaten og dilatans er den aktive friksjonsvinkelen ϕ_a ofte høy ved lave normalspenninger, som Figur 3 illustrerer. Figuren viser aktiv friksjonsvinkel for eksemplet i Figur 1 basert på formel (5) og (6).



Figur A-3 Skjærstyrkekurve for glideflaten i Figur A-1.

A.4 Beregning med partialfaktorer

I dette eksempelet blir:

$$\text{Stabiliserende kraft: } (W \cos \psi_p - U - F_\alpha \sin \psi_p) \operatorname{tg} \phi_{ka} \quad (7)$$

$$\text{Drivende kraft: } (W \sin \psi_p + F_\alpha \cos \psi_p) \quad (8)$$

der: ϕ_{ka} = karakteristisk aktiv friksjonsvinkel (°)

Eurokode 7 krever at all stabilitetsanalyse skal utføres etter partialfaktor metoden. Dette innebærer bruk av partielle faktorer for laster og materialer i stedet for en enkelt sikkerhetsfaktor.

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f$$

$$R_d = R_k / \gamma_m$$

$$F_d = \text{dimensjonerende last} \quad R_d = \text{dimensjonerende styrke}$$

$$F_k = \text{karakteristisk last} \quad R_k = \text{karakteristisk styrke}$$

$$\gamma_f = \text{partialfaktor for last} \quad \gamma_m = \text{materialfaktor}$$

Konstruksjonen/designen ansees som tilfredsstillende dersom $R_d \geq F_d$.

A.5 Hvordan finne de riktige faktorene

I Eurokode 7 del 1 kapittel 2.4.7.3 er det beskrevet flere dimensjoneringsmetoder, og i henhold til det nasjonale tillegget lengst bak i Eurokode 7 skal det ved geoteknisk prosjektering benyttes metode 3 (med unntak av prosjektering av peler). Det vil si at vi for vårt eksempel skal følge det som står i punkt 2.4.7.3.4.4 Dimensjoneringsmetode 3, dvs. at det skal påvises at en grensetilstand for



Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Veileder

VEDLEGG A – EKSEMPEL PÅ BEREGNING AV OMRÅDESTABILITET Side: A4 av A4

brudd eller for stor deformasjon ikke vil oppstå hvis følgende kombinasjon av sett med partialfaktorer er brukt:

Kombinasjon: ("A1 eller A2")+ "M2" + "R3"

For analyser av skråninger og områdestabilitet skal påvirkninger på grunnen (f.eks. konstruksjonslaste og trafikklaste) behandles som geotekniske påvirkninger ved å bruke settet med lastfaktorer betegnet A2.

I Tillegg A, Tabell A.3 og A.4, som henviser videre til Tabell NA.A.3 og NA.A.4 i nasjonalt tillegg (NA), finner vi at for dette eksempelet blir materialfaktorene for bruddgrensetilstanden:

$$W, U: \gamma_f = 1,0$$

$$F_{\alpha}: \gamma_f = 1,3 \text{ (fra tabell NA.A1.2(C) i NS-EN 1990:2002+NA:2008)}$$

$$tg \phi_a: \gamma_m = 1,25$$

Materialfaktoren γ_m tas i ligning (7) hensyn til ved å redusere den aktive friksjonsvinkelen:

$$tg \phi_{da} = tg \phi_{ka} / 1,25 \tag{9}$$

Lastene F_{α} , W og U i ligning (7) og (8) justeres ved å multiplisere disse med de respektive lastfaktorene.

For vårt eksempel vil tallverdiene på grunnlag av ligning (5), og med justeringer som beskrevet ovenfor, bli som vist i Tabell 1. Det fremgår at etter partialfaktormetoden er det bare tilfellene uten jordskjevbelastning at de stabiliserende kreftene er større enn drivende.

Tabell A-1 Beregnede sikkerhetsfaktorer ved bruk av partialfaktorer

Parameter	Beregningsgrunnlag	Minst gunstige tilfelle	Mest gunstige tilfelle	Jordskjelv, (uten vanntrykk)	Vanntrykk, (uten jord Skjelv)
$F_{\alpha} \cdot \lambda_f$ (kN/m)	Lign. (1 og 3)	5 256	0	5 256	0
σ_n (kN/m ²)	Lign. (4)	78	228	166	140
ϕ_{ka} (°)	Figur A-3	74	56	61	64
Stabiliserende krefter (kN/m)	Lign. (7 & 9)	11 825	14 682	12 995	12 490
Drivende krefter (kN/m)	Lign. (8)	14 419	10 391	14 419	10 391
Stabiliserende krefter/drivende krefter	Lign. (7 & 8)	0,82	1,41	0,90	1,20

Referanser:

Nilsen B. 1999: "Alternative metoder for stabilitetsanalyse" Fjellsprenningsteknikk/ Bergmekanikk/Geoteknikk 1999, NJFF, s. 33.1-33.15.

Barton N. & Bandis 1990: "Review of predictive capabilities of JRC-JCS modell in engineering practice. In Barton & Stephansson (eds.) "Rock joints", Balkema, s. 603-610.



NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Veileder

VEDLEGG

VEDLEGG B

Eksempel på beregning av forankring og fundamentering

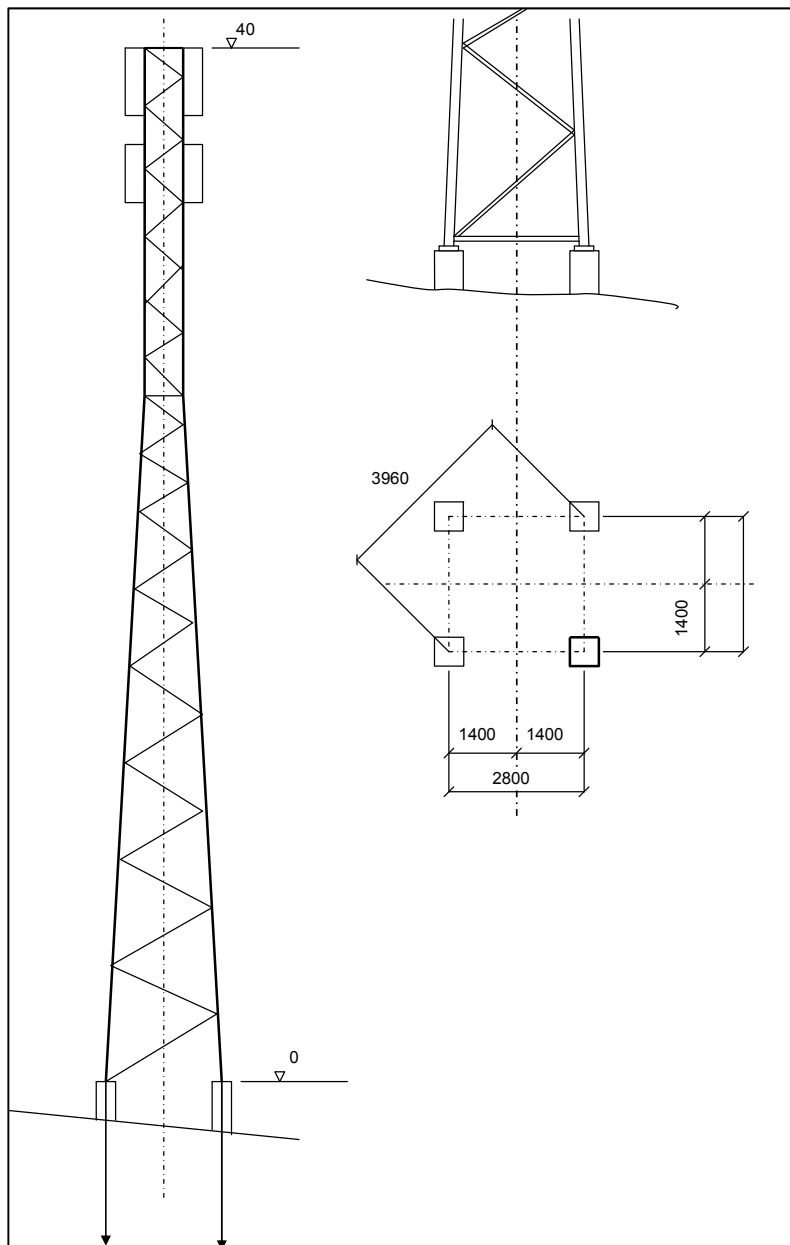


B. EKSEMPEL PÅ BEREGNING AV FORANKRING OG FUNDAMENTERING

Eksempellet viser en beregning av forankring og fundamentering av en antennemast som ble utført i Jernbaneverkets GSM-R prosjekt.

B.1 Geometri

En 40 m høy antennemast skal fundamenteres på berg. Mastefoten er kvadratisk med senteravstand 2800 mm. Det er antatt at betongfundamentene (stabbene) under hvert bein skal være ca. 1000 mm. Denne høyden er bestemt av masteleverandøren for å sikre samvirke mellom forankringsboltene i berg og "flytende" fotbolter for mastefoten.



Figur B-1 Geometri antennemast

**B.2 Materialer**

Betong	C45
Armering	B500C
Overdekning	55 mm
Kontrollklasse	Normal
Miljøklasse	MA
Densitet av betong	2400 kg/m ³
Berggrunn	Kvartsskifer med sub-horisontal lagdeling og to sett vertikale sprekker.
Densitet av berg	2600 kg/m ³
Enaksial trykkfasthet	$Q_u = 40$ MPa, (antatt ut fra punktlastindex, I_s)
Sprekkeavstand lagdeling	$d_l = 40$ til 100 mm
Sprekkeavstand	$d_s = 100$ til 500 mm
⊥ lagdeling	
Friksjonsvinkel på lagdeling	$\phi_k' = 38^\circ$ (antatt fra tilttest mellom to skiferplater)

B.3 Laster fra mast på fundamentene i bruksgrensetilstand

Det karakteristiske lastbilde for antennenårn (mobiltelefonantennen) er at selve gittermasta har meget lav vekt og at det blir et stort moment i foten som med full vindlast.

En ekstrem lastsituasjon oppstår når det har vært vær med nedising av masta (fuktig vær og temperatur litt under null, underkjøling) og man får værromslag med full vindbelastning.

Lastene er oppgitt i OK betongsøylen:

Vertikallast, egenvekt	minimum	$G_{\min} = 42$ kN
	maksimum	$G_{\max} = 50$ kN
Horisontallast, vind	minimum	$F_{H, \min} = 40$ kN
	maksimum	$F_{H, \max} = 48$ kN
Moment horisontalakse, vind	minimum	$M_{\min} = 1350$ kNm
	maksimum	$M_{\max} = 1600$ kNm

Torsjonsmoment er sett bort fra i dette eksempel

Minimum last er uten antenner;

Maximum last er med maksimal antenneinstallasjon pluss islast..

B.3.1 Krefter i UK betongsøyle = OK berggrunn må beregnes først:

Antar betongsøyle med høyde 1.0 m. Søyledimensjon: 0.6 m x 0.6 m.

Vekt av betongsøylen:

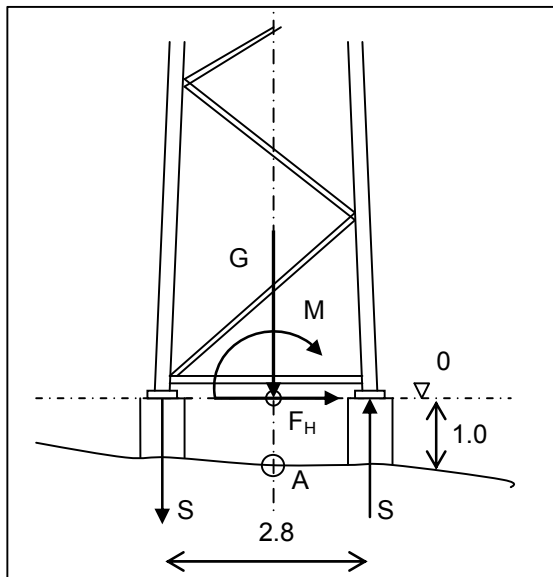
$$G_{betong} = 9.8 \cdot 2400 \cdot 0.6^2 \cdot 1.0 \cdot 4/1000 = 34 \text{ kN}$$



B.3.2 Laster OK berggrunn

Vertikallast, egenvekt	minimum	$G_{\min} = 42 + 34 = 76 \text{ kN}$
	maksimum	$G_{\max} = 50 + 34 = 84 \text{ kN}$
Horisontallast, vind	minimum	$F_{H, \min} = 40 \text{ kN}$
	maksimum	$F_{H, \max} = 48 \text{ kN}$
Moment horisontalakse, vind	minimum	$M_{\min} = 1350 + 40 \cdot 1.0 = 1390 \text{ kNm}$
	maksimum	$M_{\max} = 1600 + 48 \cdot 1.0 = 1648 \text{ kNm}$

B.3.3 Vind parallelt med masteplan, Figur B-2



Figur B-2 Krefter med vind parallelt masteplan.

Momentlikevekt om punkt A, gir tilleggskrefter på fundamentene pga vindmoment

$$\sum M_A = M_{vind} - S \cdot 2.8 = 0 \text{ eller } S = \frac{M_{vind}}{2.8}$$

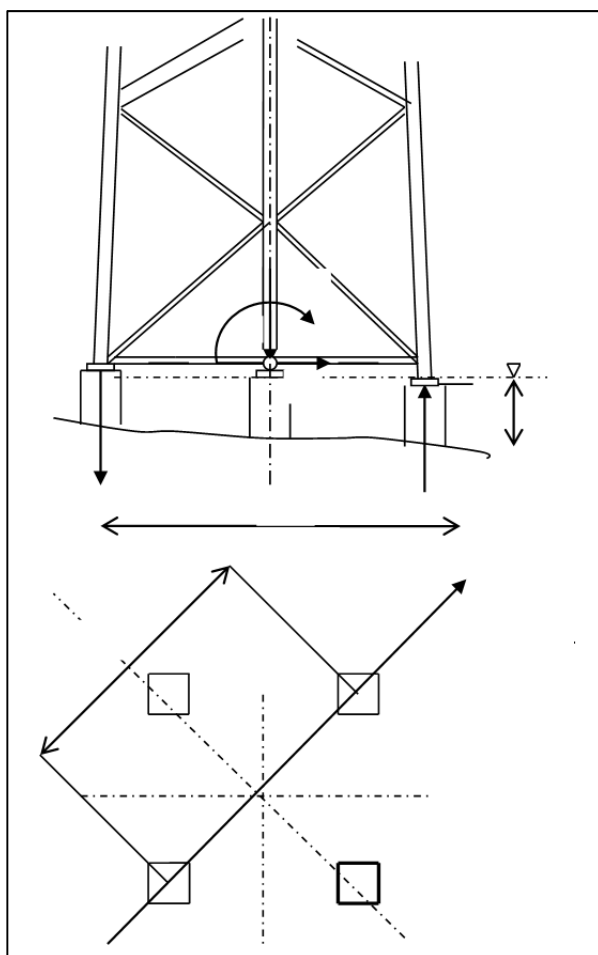
Med minimum mastelast: $S_{\min} = \frac{1390}{2.8} = 496 \text{ kN}$

Med maksimum mastelast: $S_{\max} = \frac{1648}{2.8} = 589 \text{ kN}$

**B.3.4** *Krefter på hvert enkelt fundament, OK berggrunn:*

Vertikallast, egenvekt	minimum	$F_{V,min} = \frac{76}{4} \pm \frac{496}{2} = \begin{cases} -229 \text{ kN} \\ +267 \text{ kN} \end{cases}$
	maksimum	$F_{V,max} = \frac{84}{4} \pm \frac{589}{2} = \begin{cases} -274 \text{ kN} \\ +316 \text{ kN} \end{cases}$

Horisontallast, vind	minimum	$F_{H,min} = 40 / 4 = 10 \text{ kN}$
	maksimum	$F_{H,max} = 48 / 4 = 12 \text{ kN}$

B.3.5 *Vind diagonalt på masteplan, Figur B-3***Figur B-3** Krefter med vind diagonalt masteplan.

Alle tilleggskreftene fra momentet må tas av lo (1) og le (4) pilar, de to andre (2 og 3) ligger på nøytralaksen for momentet.



$$\sum M_{diagonal} = M_{vind} - S \cdot 3.96 = 0 \text{ eller } S = \frac{M_{vind}}{3.96}$$

Med minimum mastelast: $S_{min} = \frac{1390}{3.96} = 351 \text{ kN}$

Med maksimum mastelast: $S_{max} = \frac{1648}{3.96} = 416 \text{ kN}$

B.3.6 Krefter på hvert enkelt fundament, OK berggrunn:

Vertikallast, egenvekt	Minimum pilar 1 og 4	$F_{V,min} = \frac{76}{4} \pm 351 = \begin{cases} -332 \text{ kN} \\ +370 \text{ kN} \end{cases}$
	Minimum pilar 2 og 3	$F_{V,min} = \frac{76}{4} = 19 \text{ kN}$
	Maksimum pilar 1 og 4	$F_{V,max} = \frac{84}{4} \pm 416 = \begin{cases} -395 \text{ kN} \\ +437 \text{ kN} \end{cases}$
	Maksimum pilar 2 og 3	$F_{V,max} = \frac{84}{4} = 21 \text{ kN}$
Horisontallast, vind	Minimum	FH, min = 40 / 4 = 10 kN
	Maksimum	FH, max = 48 / 4 = 12 kN

B.3.7 Konklusjon for bruksgrensetilstand:

- Vind diagonalt er dimensjonerende
- Maksimallast med vind og islast er dimensjonerende.

**B.4 Krefter i bruddgrensetilstand
Lasttilfelle GEO, Ligning 6.9 & 6.10 (fra NS-EN 1990)**

Permanente laster

Egenvekt av tårn	$G_{k1} = 42 \text{ kN}$
Egenvekt av antenner & is	$G_{k2} = 8 \text{ kN}$
Egenvekt av betongpilarer	$G_{k3} = 34 \text{ kN}$

Variable laster

Vindlast på mast	$Q_{k1} = 40 \text{ kN}$
Vindlast på antenner & is	$\Delta Q_{k1} = 8 \text{ kN}$

B.4.1 Lastfaktorer etter NS-EN 1990:2002/NA2008, Tabell NA.A1.2 (C), (sett C)

Lastfaktorer på permanent last	$\gamma_{G,sup} = 1.00$
	$\gamma_{G,inf} = 1.00$
Lastfaktorer på variabel last	$\gamma_{Q,1} = 1.30$



$$\gamma_{Q,2} = 1.30$$

B.4.2 Permanente laster med antenner og islast:

Egenvekt mast,
antenner og pilarer

$$G_{\gamma} = \sum \gamma_G G_{ki} = 1.0 (42 + 8 + 34) = 84 \text{ kN}$$

B.4.3 Variable laster med antenner og islast:

Horisontallast

$$F_{H\gamma} = \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} Q_{ki} = 1.3 \cdot 48 + 1.3 \cdot 0 = 62 \text{ kN}$$

B.4.4 Moment med lastfaktor for vindlast (variabel last) i berggrunn nivå:

$$M_{A\gamma} = \gamma_{Q1} M_k + F_{H\gamma} z = 1.3 \cdot 1600 + 62 \cdot 1.0 = 2142 \text{ kNm}$$

B.4.5 Momentlikevekt om senterlinje med vind parallelt og vinkelrett masteplan, Figur B-2:

$$\sum M_A = M_{\gamma} - S \gamma \cdot 2.8 = 0 \quad \text{eller} \quad S = \frac{M_{\gamma}}{2.8} = \frac{2142}{2.8} = 765 \text{ kN}$$

B.4.6 Krefter på hvert fundament, vertikallast:

$$F_{V\gamma} = \frac{1}{4} 84 \pm \frac{1}{2} 765 = \begin{cases} -362 \text{ kN} \\ +404 \text{ kN} \end{cases}$$

Vertikallast fra moment med vind diagonalt masteplan, Figur B-3:

Moment med lastfaktor for vindlast (variabel last):

$$M_{A\gamma} = \gamma_{Q1} M_k + F_{H\gamma} z = 1.3 \cdot 1600 + 62 \cdot 1.0 = 2142 \text{ kNm}$$

B.4.7 Momentlikevekt

$$\sum M_A = M_{\gamma} - S \gamma \cdot 3.96 = 0 \quad \text{eller} \quad S = \frac{M_{\gamma}}{3.96} = \frac{2142}{3.96} = 541 \text{ kN}$$

B.4.8 Krefter på hvert fundament, vertikallast

$$\begin{aligned} \text{Fundament 1, lo side:} \quad F_{v\gamma} &= " \sum G \gamma " + " \sum Q \gamma " = \frac{1}{4} 84 - 594 \\ &= -520 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Fundament 2 og 3, nøytralakse:} \quad F_{v\gamma} = " \sum G \gamma " + " \sum Q \gamma " = \frac{1}{4} 84 = 21 \text{ kN}$$

$$\text{Fundament 4, le side:} \quad F_{v\gamma} = " \sum G \gamma " + " \sum Q \gamma " = \frac{1}{4} 84 + 594 = 562 \text{ kN}$$



B.4.9 Konklusjon for bruddgrensetilstand:

- Vind diagonalt er dimensjonerende
- Alle fundamentene må forankres for et oppløft på 520 kN. (Det forutsettes at vinden kan være like sterk i alle retninger.)
- Alle fundamenter må ha bæreevne for en vertikallast (trykk) på 562 kN.

B.5 Nødvendig forankringslengde i berg

Forankringslengden bestemmes etter en modell med motvekt i berggrunnen i form av en kjegle rundt forankringsblokkene. Det er ikke regnet med skjærmotstand langs de sprekkene som danner kjeglen, bare vekten av bergmassen.

Sentralvinkelen i kjeglen er antatt å stamme fra et sprekkemønster i skiferen med sub-horisontal lagdeling og vertikale tverrsprekker. Sprekkemønsteret gir en sentralvinkel i kjeglen på 60°. Med denne vinkelen vil sprekkene kunne dilatere opptil 30° uten at det induseres lateralkrefter som låser i sprekkene.

Spissen på kjeglen er antatt midt i heftlengde mellom mørtel og bolt. For kamstål regnes heftlengde lik 50φ (Det er i samsvar med NS 3473:2003).

Det er antatt at grunnvannstanden står i terreng slik at motvekten er bestemt av neddykket vekt.

Den store diameteren i kjeglen er avhenging av avstanden til nabofundamentene. Ved vind på langs og på tvers av masteplanet, dvs. to nabofundament får oppløft, er kan diameteren maksimalt være lik senteravstanden mellom fundamentene, $d=2.8$ m. Med vind diagonalt, dvs. at bare ett av fundamentene får oppløft vil maksimal diameter være lik to ganger senteravstanden minus halve fundamentbredden, $d=2(2.8-0.3)=5.0$ m.

Det er regnet med minst to bolter i hvert fundament. Etter (n-1)-prinsippet skal begge boltene da kunne ta lasten alene. Med tre bolter skal hver bolt ha en kapasitet på halve lasten, osv.

1. Antar kjegle helt opp til fundamentnivå:

Volum av berg i kjeglen:
$$V = \frac{\pi}{3} d_{kjegle}^3 \tan^2 \left(\frac{\theta}{2} \right) = \frac{\pi}{3} d_{kjegle}^3 \tan^2 30^\circ$$

der d_{kjegle} er dybden av kjeglen fra midten av forankringssonen til fundamenternivå.

Motvekt av berg:
$$G_{st d} = \gamma_{G st} g(\rho_r - \rho_w)V$$

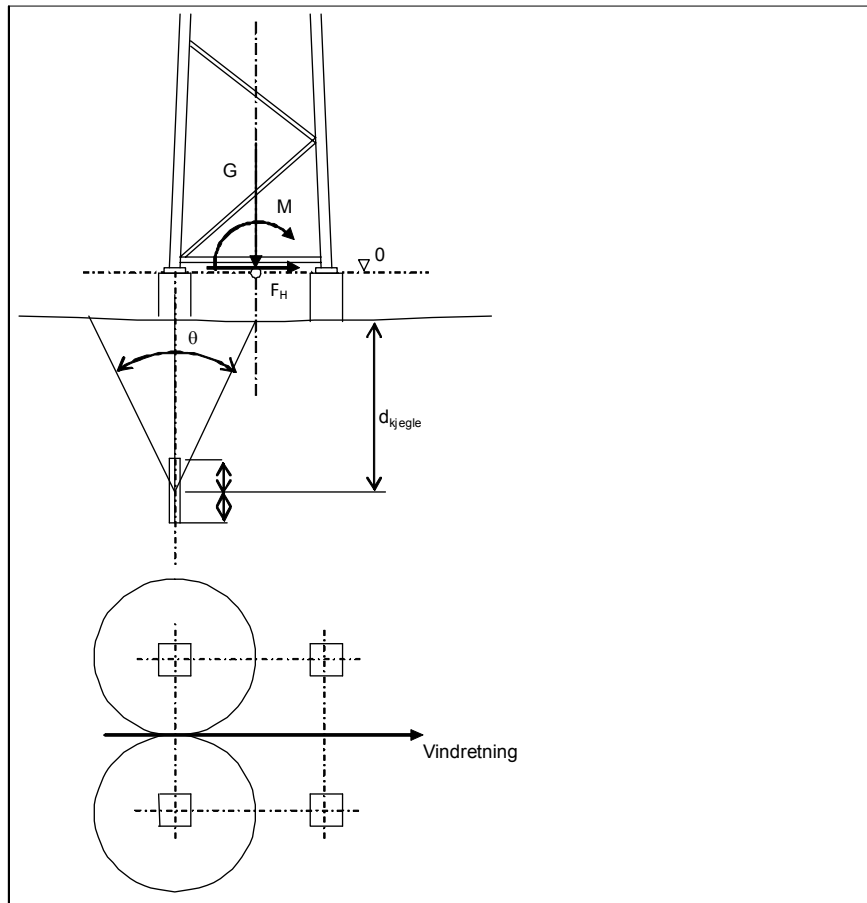
Likevekt fordrer:
$$G_{st d} \geq 520 \text{ kN}$$

$$1.0 \cdot \frac{9.8(2600-1000)}{1000} \frac{\pi}{3} d_{kjegle}^3 \tan^2 30^\circ \geq 520 \text{ kN}$$

$$d_{kjegle}^3 = \frac{520 \cdot 3 \cdot 1000}{9.8(2600-1000)\pi \tan^2 30^\circ} = 95.0$$

$$d_{kjegle} = 4.56 \text{ m}$$

Store diameter i kjegle
$$\Phi_{kjegle} = 2 \cdot d_{kjegle} \tan 30^\circ = 5.27 > 5.0$$
 dvs. større enn åpningen mellom fundamentene.



Figur B-4 Forankringsmodell med vind parallelt masteplanet og kjegle opp til terreng

2. Kjegle nederst og sylinder opp til fundamentnivå, diameter begrenset av åpning mellom fundamentene, $\Phi = 5.0$ m, **Error! Reference source not found.**

$$\text{Samlet volum av kjegle og sylinder: } V = \frac{\pi}{12} \Phi^2 d_{kjegle} + \frac{\pi}{4} \Phi^2 d_{cyl} = \frac{\pi}{12} \Phi^2 (3d_{cyl} + d_{kjegle})$$

$$\text{Dybde av kjegle: } d_{kjegle} = \frac{\Phi}{2 \cdot \tan(\frac{\theta}{2})} = \frac{5.0}{2 \cdot \tan 30^\circ} = 4.33 \text{ m}$$

$$\text{Motvekt av berg: } G_{st d} = \gamma_{G st} g(\rho_r - \rho_w)V$$

$$\text{Likevekt fordrer: } G_{st d} = 1.0 \cdot 9.8 \left(\frac{2600 - 1000}{1000} \right) \cdot V \geq 520 \text{ kN}$$

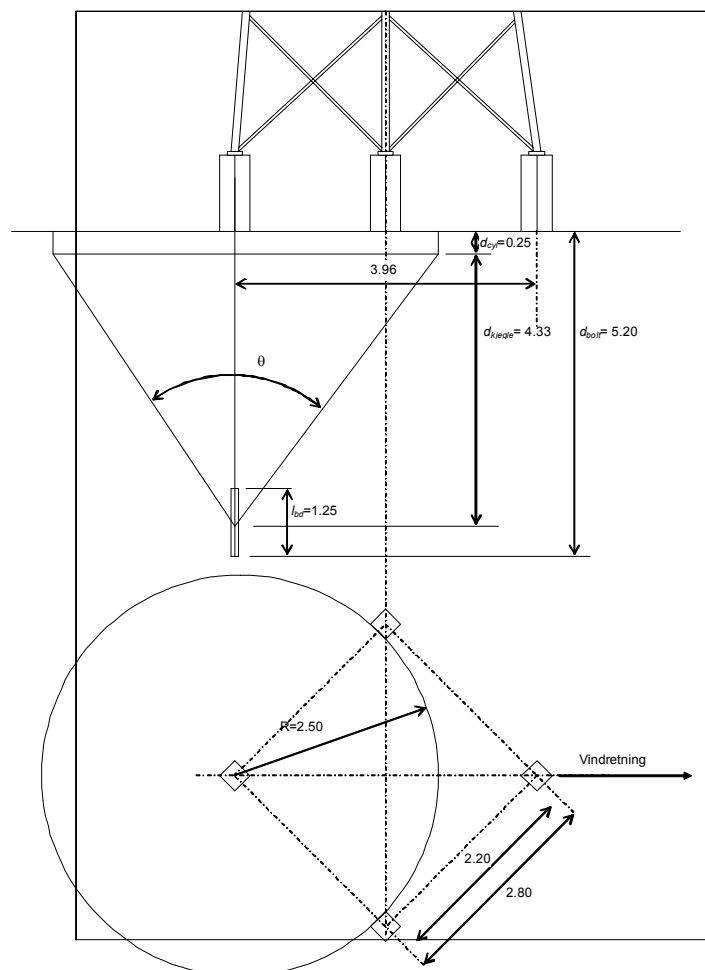
$$V = \frac{520}{1.0 \cdot 9.8 \cdot 1.6} = 33.16 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{\pi}{12} 5.0^2 (3d_{cyl} + 4.33) = 33.16$$

$$d_{cyl} = \frac{1}{3} \left(\frac{12 \cdot 33.16}{\pi \cdot 5.0^2} - 4.33 \right) = 0.25 \text{ m}$$

**B.6 Dimensjonering av bolter**Dimensjonerende kapasitet: $R_{sd} = 520 \text{ kN}$

Boltemateriale: Kamstål B500C

Flytespenning: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ Materialfaktor stål: $\gamma_s = 1.25$ Dimensjonerende fasthet $f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.25} = 400 \text{ MPa}$ Boltedimensjon $\Phi 25 \text{ mm}, A_s = 491 \text{ mm}^2,$ Antall bolter $n = \frac{R_{sd}}{f_{sd} A_s} + 1 = \frac{520 \cdot 1000}{400 \cdot 491} + 1 = 3.6 \text{ dvs. } 4 \text{ bolter}$ Forankringslengde $l_{bd} = 50\Phi = 50 \cdot 25 = 1250 \text{ mm}$ Installasjonslengde i berg: $d_{bolt} = (d_{kjegle} + d_{cyl}) + 0.5l_{bd}$
 $= 4.33 + 0.25 + 0.5 \cdot 1.25 = 5.20 \text{ m}$ 

Figur B-5 Modell for forankringsdybde med vind diagonalt og med kjegle nederst og sylinder i terreng

**B.7 GRUNNTRYKK PÅ LE SIDE****Fundamentet på le side får største trykk på berggrunnen.**Dimensjonerende trykkraft: $F_{Vd} = 562 \text{ kN}$ Dimensjonerende horisontalkraft: $F_{Hd} = 62 \text{ kN}$ Grunntrykk:
$$\sigma_V = \frac{F_{Vd}}{A_b} = \frac{562}{0.6 \cdot 0.6} = 1561 \text{ kPa} = 1.56 \text{ MPa}$$
Tillatt grunntrykk på skifer etter NS-EN 1997:2004, Tillegg G Eksempel på metode for å finne bæreevne for sålefundamenter på berg:Gruppe berg etter tabell G.1: Gruppe 2, Metamorfe bergarter, inklusive skifer (flattliggende kløyyv/foliasjon) $q =$ Enaksial trykkfasthet: $q_u = 40 \text{ MPA}$ Sprekkeavstand: $d_s = 100 \text{ med mer}$ Tillatt bæreevne etter diagram 2 i figur G1: $R/A' = 5 \text{ MPa}$ Bæreevne er tilfredsstilt: $\sigma_V \leq R/A'$ **Stabilitet mot glidning mellom betong og berg:**Mobilisert friksjon: $\tan \phi_{mob} = \frac{F_{Hd}}{F_{Vd}} = \frac{62}{562} = 0.11$ Dimensjonerende friksjon:
$$\tan \phi_d = \frac{1}{\gamma_\phi} \tan \phi'_k = \frac{1}{1.25} \tan 38^\circ = 0.625$$
Fundamentet er stabilt mot glidning: $\tan \phi_{mob} \leq \tan \phi_d$



NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE

Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Veileder

VEDLEGG

VEDLEGG C

Eksempel på bruk av Observasjonsmetoden

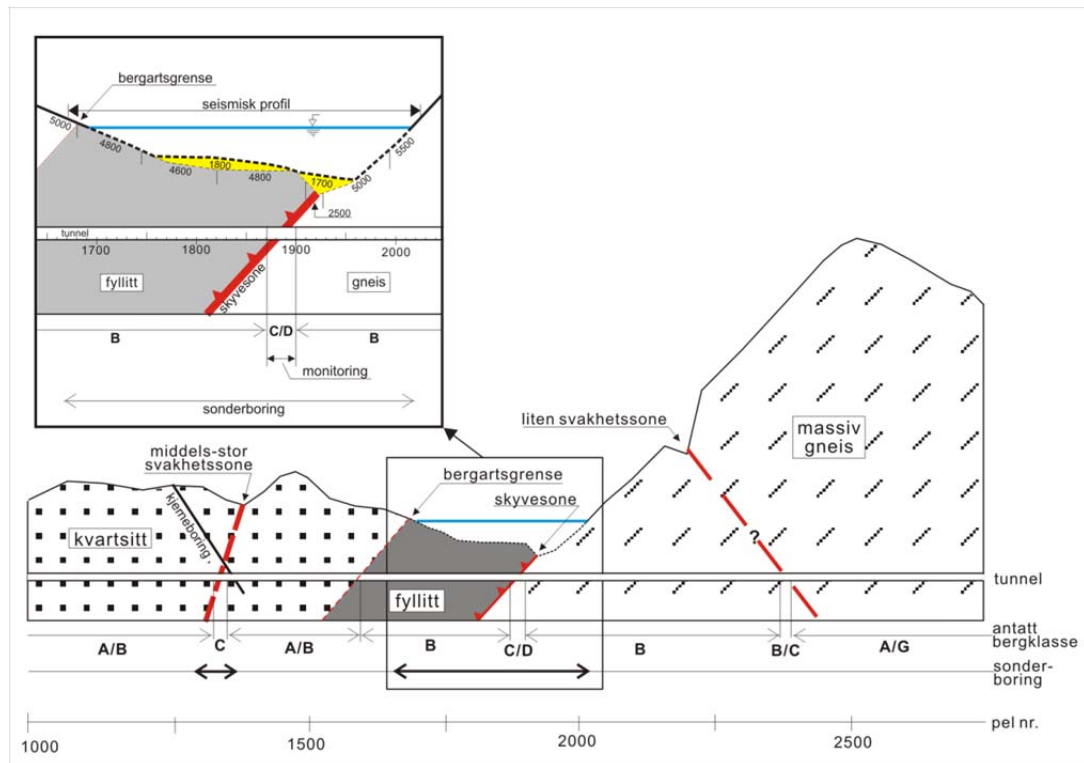


C. EKSEMPEL PÅ BRUK AV OBSERVASJONSMETODEN

C.1 Prosjekt og grunnforhold

En 5 km lang overføringstunnel for et vannkraftverk er planlagt. Eksemplet omfatter 1,7 km av denne tunnelen, som planlegges drevet med sprengning; først med moderat bergoverdekning og oppsprukket berg, dernest en seksjon under vann (undersjøisk) og tilslutt med bergtrykkproblemer i form av sprakefjell. Det er utført omfattende grunnundersøkelser. Et forenklet snitt langs vanntunnelen er vist på Figur C-1. Omfanget av utførte grunnundersøkelser er planlagt ifølge retningslinjer i boken "Riktig omfang av forundersøkelser" (2003).

Det opptrer krystalline bergarter i området, gjennomsett av enkelte svakhetssoner som er påvist fra studier av flyfoto og kontrollert ved geologisk kartlegging i terrengoverflaten. I tillegg er det foretatt sprekkeobservasjoner på bergblotninger i overflaten. Det er liten forvitring av bergartene i overflaten, slik at observasjoner her stort sett er representative for bergmassene som opptrer i tunnelnivå. Bergoverflaten er stedvis tildekket med tynn morene og/eller vegetasjon.



Figur C-1 Forenklet snitt langs vanntunnelen. Bergklasseinndelingen er definert i den geotekniske prosjekteringsrapporten.

C.2 Vurderinger

C.2.1 Antatte grunnforhold og sikring

Resultatene fra grunnundersøkelsene er sammenstilt og det er utarbeidet (en forenklet) prognose for bergforholdene langs tunnelen, samt forventet bergsikring. Som det fremgår av Tabell C-1, vil de varierende grunnforholdene langs tunnelen ha ulik innvirkning på stabilitetsforholdene og derved på vanskelighetsgrad.



Tabell C-1 Forenklet utdrag/sammenstilling av resultatene av grunnundersøkelsene.

SEKSJON Pel nr.	ANTATTE BERGFORHOLD				Bergklasse / type stabilitet (se Fig. C-1)
	Oppsprekningsgrad/ bergart eller sone	Relativt spenningsnivå ¹⁾	Stabilitetsforhold ²⁾ Mulighet for:	Potensielle lekkasjer	
1000-1250	Liten – moderat /kvartsitt	Moderat	Blokkfall	Stedvis vannsig fra enkeltsprekker	A / B
1250-1300	Knust /omvandlet sone	Moderat	Rasutvikling	Enkeltlekkasjer	C
1300-1600	Liten – moderat /kvartsitt	Moderat	Blokkfall	Lekkasjer	A / B
1600-1850	Moderat – stor /fyllitt	Moderat	Blokkfall	Uønskede lekkasjer	B
1885-1900	Knust/omvandlet sone	Moderat	Blokkeringsras, muligens i kombinasjon med vanninnbrudd	Vanninnbrudd	C / D
1900-2200	Liten – moderat /gneis	Moderat	Blokkfall	Mindre lekkasjer	A / B
2200-2700	Liten – moderat /gneis	Høyt - meget høyt	Sprakefjell og blokkfall	Lekkasjer	B / G

¹⁾ I forhold til bergmassestykke; ²⁾ Under driving (uten sikring)

C.2.1.1 Geoteknisk kategori (GK)

Geoteknisk kategori finnes ved å kombinere vanskelighetsgrad og pålitelighetsklasse, som omtalt i kapittel 2.1 i Veilederen.

Geoteknisk kategori har betydning for utførelse under planlegging, bygging og drift av prosjektet. GK gjenspeiler risikoen ved prosjektet og er derved bestemmende for utførelse, omfang og kontroll av:

- Grunnundersøkelser¹
- Ingeniørgeologiske vurderinger og beregninger
- Planlegging av drive- og sikringsforhold
- Kontroll av den geotekniske prosjekteringen og under bygging/driving

Eurokode 7 gir adgang til å fastsette varierende GK for ulike faser og deler av prosjektet. Valg av GK gjøres ut fra skjønn og gjennom en dialog mellom oppdragsgiver og den geoteknisk prosjekterende.

For vanntunnelen er pålitelighetsklasse (skadekonsekvens) av tunnelen ansett til CC/RC 2 (alvorlig), ettersom eventuell utbedring av skade/ras vil være vanskelig og kostbart.

Grunnforholdene og geoteknisk vanskelighetsgrad langs tunnelen varierer som vist i Figur C-1. Dette medfører geoteknisk vanskelighetsgrad for ulike seksjoner av tunnelen, som angitt i Den geotekniske kategorien vil etter dette variere mellom GK 1 og GK 2/3 langs tunnelen.

Tabell C-2. Den geotekniske kategorien vil etter dette variere mellom GK 1 og GK 2/3 langs tunnelen.

Tabell C-2 Geoteknisk kategori (GK) for vanntunnelen med angitt varierende vanskelighetsgrad for tunnelstrekningen.

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad			Kommentar
	Lav	Middels	Høy	
CC/RC 1	GK 1	GK 1	GK 2	
CC/RC 2	GK 1	GK 2	GK 2/3	← Gjelder dette eksempelet
CC/RC 3	GK 2	GK 2/3	GK 3	
Opptrer ved pel nr.	1000-1250	1250-1300		
	1300-1600	1600-1885	1885-1900	
	2200-2750	1900-2200		

¹ En foreløpig fastsettelse av Geotekniske kategori bør normalt gjøres før de grunnundersøkelsene utføres. GK bør kontrolleres og om nødvendig endres etter hvert trinn i prosjekterings- og byggeprosessen.



Den geotekniske kategorien vil etter dette variere mellom GK 1 og GK 2/3 langs tunnelen. Den bestemmer også type/omfang av kontroll av den geotekniske prosjekteringen ifølge kapittel 4 i Eurokoden/Veilederen.

C.2.1.2 Planlagte tiltak og oppfølging

Planlagt kontroll og oppfølging under bygging er vist i Tabell C-3. Dette skal angis i den geotekniske prosjekteringsrapporten. Den geotekniske prosjekteringsrapporten skal også angi aktuelle tiltak under driving og under bruk av tunnelen.

Tabell C-3 Planlagt kontroll, oppfølging og målinger for vanntunnelen, basert på Tabell C-4 (Gjelder tunneldriving fra pel 1000)

Seksjon pel nr.	Antatt bergklasse / type stabilitet	Planlagt oppfølging / målinger under driving ²⁾	Planlagte tiltak under driving (utover vanlig stabilitetssikring ¹⁾)
1000-1250	A / B stabilt/blokkfall	Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong	
1250-1300	C ras	<ul style="list-style-type: none"> - Observasjon og kartlegging av bergforholdene etter hver salve før tildekking med sprøytebetong - Oppfølging av driving og av utførelse av sikringsarbeider - Oppfølging av måleresultater - Konvergensmålinger 	<ul style="list-style-type: none"> - Sonderboring (begynner ved pel 1300) - Evt. forinjeksjon for bedring av stabiliteten - Forbolter m/ytre ende festet - Evt. redusert salvelengde og/eller oppdeling av salven - Sprøytebetong hurtig utført etter sprengning, også om nødvendig på stoffen - Evt. ekstra forsterkning med for eksempel installasjon av buer/ribber eller betongutstøpning (avh. av resultat av konv.målinger³⁾) - Evt. sålestøp
1300-1600	A / B stabilt/blokkfall	Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong	
1600-1885	B blokkfall	Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong	
1885-1900	C / D ras/vann-innbrudd	<ul style="list-style-type: none"> - Observasjon og kartlegging av bergforholdene etter hver salve før tildekking med sprøytebetong - Oppfølging av driving og av utførelse av sikringsarbeider - Konvergensmålinger - Oppfølging av måleresultater³⁾ - Registrering av lekkasjer på stoff - Registrering av lekkasjer i sonderborehull - Utarbeide og oppdatere prognoser for videre driving 	<ul style="list-style-type: none"> - Sonderboring/kjerneboring (begynner ved pel 1650) - Forinjeksjon m/kontrollhull - Drenering - Redusert salvelengde og/eller oppdeling av salven - Sprøytebetong hurtig etter sprengning, også om nødvendig på stoffen - Ekstra forsterkning med for eksempel installasjon av buer/ribber eller betongutstøpning - Forbolter m/ytre ende festet i sprøytebetongbue - Sålestøp
1900-2200	A / B stabilt/blokkfall	Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong	- Sjekk av bergforhold og utført sikring før prosjektet tas i bruk
2200-2750	B / G blokkfall/sprakefjell	Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong, evt. etter hver salve	<ul style="list-style-type: none"> - Sprøytebetong etter hver salve, evt. også på stoffen - Spenningsmålinger

¹⁾ I forhold til bergmassestyrken. ²⁾ I tillegg kommer sjekk av bergforhold og utført sikring før prosjektet tas i bruk. ³⁾ Det må her utarbeides grenseverdier for når eventuelle mottiltak (ekstra forsterkning) må utføres.

C.2.2 Planlagt oppfølging og kontroll under bygging

Oppfølging, observasjon, målinger og kontroll under bygging er relatert til geoteknisk kategori som er angitt i Den geotekniske kategorien vil etter dette variere mellom GK 1 og GK 2/3 langs tunnelen.



Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Veileder

VEDLEGG C – EKSEMPEL PÅ BRUK AV OBSERVASJONSMETODEN

Tabell C-2. Følgende omtales utførlig i den geotekniske prosjekteringsrapporten:

- Registrering/kartlegging av bergmassene for å sjekke at de antatte stabilitetsforholdene stemmer og for vurdering av sikring (som tilpasses de stedlige stabilitetsforholdene). Det er også viktig å påvise forekomst eventuelle (uventede) svakhetssoner.
- Installasjon av instrumenter og målepunkter for måling av forskyvninger, bergspenninger etc. som er planlagt i tunnelen (stedene angis nærmere).
- At resultatene som etter hvert innsamles, sammenstilles.
- Under tunneldriften; utarbeide oppdaterte prognoser for den videre tunneldrift.
- Hvordan resultatene av observasjoner og målinger skal presenteres.

I tillegg angis planer for kontroll i den geotekniske prosjekteringsrapporten, der det skal fremgå hvor, hvordan og når måleinstrumenter og målinger (overvåking) skal foretas. Se kapittel 4 i Eurokoden/Veilederen. Tabell C-4 er i eksemplet benyttet som grunnlag under prosjekteringen for vurdering av stabilitet og sikring-med tilpassing til de lokale forholdene.

Tabell C-4 Generell klassifisering av stabilitetsforhold og aktuelle tiltak under bygging.

TYPE STABILITET / BERGKLASSE (uten sikring og andre tiltak)	TILTAK			
	UNDER DRIVING AV TUNNELEN ²⁾		UNDER BRUK AV TUNNELEN	
	Oppfølging/målinger/kontroll (utover kontroll av grunnforhold og sikring før prosjektet tas i bruk)	Aktuelle tiltak under driving (utover vanlig stabilitetssikring ¹⁾)	Aktuelle tiltak utover observasjoner/vanlig vedlikehold	
Stabilt	A	Befaringer for å sjekke at antatt bergkvalitet forekommer	-	
Nedfall av enkelt-blokker/fragmenter	B	Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong	-	
Nedfall av mange blokker/ras	C/D	- Observasjon og kartlegging av bergforholdene etter hver salve før tildekking med sprøytebetong - Oppfølging av driving og av utførelse av sikringsarbeider - Oppfølging av måleresultater (konvergensmålinger etc.)	- Sonderboring/kjerneboring - Forbolter m/ytre ende festet - Forinjeksjon for bedring av stabiliteten - Redusert salvelengde og/eller oppdeling av salven - Sprøytebetong hurtig etter sprengning, også om nødvendig på stoffen - Ekstra forsterkning med, for eksempel, installasjon av buer/ribber eller utstøpning	- Konvergensmålinger - Lab.testing av leire
Store innlekkasjer/vanninnbrudd	k/K	- Registrering av lekkasjer på stoff - Registrering av lekkasjer i sonderhull	- Sonderboring - Forinjeksjon m/kontrollhull - Drenering	Tiltak avhenger av bruk av tunnelen/bergrommet
Svelleberg (svelleleire på slepper og/eller i omdannet berg)	E	- Kartlegging og registreringer før tildekking med sprøytebetong - Deformasjons-/ konvergensmålinger	- Utvidelse av tunnelvernsnitt - Lab-tester av leirmateriale	- Konvergensmålinger - Lab.testing av leire (svelletrykk e.l.)
Deformasjoner/skvising	f/F	- Kartlegging før tildekking - Oppfølging av driving og sikringsarbeider - Deformasjons-/konvergensmålinger	- Planlagt arbeidssikring (sprøytebetong og bolter) - Utvidelse av tunnelvernsnitt - Evt. ekstra forsterkning	- Konvergensmålinger
Bukling/sprakefjell/bergslag	(g)/g /G	- Kartlegging før tildekking av sprøytebetong	- Sprøytebetong etter hver salve, evt. også på stoffen - Spenningsmålinger	- Spenningsmålinger
Oppsmuldring ("slaking")	J	- Kartlegging før tildekking av betong - Registrering av bergartsegenskaper	- Hurtig tildekking/påføring av sprøytebetong - Ekstra forsterkning - Lab-tester	- Lab-tester

¹⁾ Dette er stabilitetssikring i form av rensk, sprøytebetong og bolter som er tilpasset de stedlige bergforholdene.

²⁾ For alle klassene gjelder utarbeidelse av prognose for den videre driften. Dette er særlig aktuelt i klassene C – F og K der prognoser for neste salver / for neste 10 – 25 m tunnel bør utarbeides og kontinuerlig oppdateres.



C.3 Referanser

Miljø- og samfunnstjenlige tunneler: Riktig omfang av undersøkelser for berganlegg, publ. nr 101, Vegdirektoratet, Oslo. 130 sider.