



Statens vegvesen

Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger

VEILEDNING

Håndbok 274



FORORD

Håndboka ”Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger” skal være et praktisk hjelpemiddel og bidra til å sikre en god og enhetlig geoteknisk saksbehandling i Statens vegvesen.

Boka henveder seg derfor først og fremst til etatens medarbeidere, og til andre som utfører geoteknisk prosjektering i og for Statens vegvesen.

Tidligere forelå tre håndbøker som behandlet de emnene som nå er samlet i den nye håndboka. De tidligere versjonene er Håndbok 165 ”Sikring av vegskråninger” utarbeidet i 1992 og med nytt opplag i 1994, Håndbok 176 ”Oppbygging av fyllinger” utgitt i 1993 og Håndbok 188 ”Veg på bløt grunn” utgitt i 1995. Temaene i de tidligere håndbøkene er beholdt som egne kapitler i den nye håndboka, men siden det var formålstjenelig å oppdatere alle temaene samtidig, er de tre kapitlene nå samlet i en bok. Formålet er at boka også skal fungere som en veileder i tilknytning til Håndbok 018 ”Vegbygging”.

Boka beskriver metoder, behov for undersøkelser, beregninger, hvor dette er relevant, og gir eksempler på utførte prosjekter med beregninger og i noen tilfeller også kostnader hvor slike tall foreligger. Det gis ellers i hovedsak henvisning til Håndbok 016 ”Geoteknikk i vegbygging” der dette er aktuelt for å unngå at samme emne behandles flere steder.

Ansvarlig for revisjon av de ulike kapitlene har vært:

Kapittel	Tema	Ansvarlig:
Generelt		
Kap 1. Grunnforsterkning	Forbelastning Motfylling Masseutskifting Armering under fylling Peling under fylling Kalksementpeler Vertikale dren Injisering Grunnvannsenking Grunnfrysing Myrbru/lavbru Dypkomprimering	Tore Seim, Region øst Tore Seim, Region øst Even Øiseth, Sintef Arild Sleipnes, Region nord * Carl Erik Dahl, Region sør Frode Oset, Vegdirektoratet Inge Grosås, Region sør Anne Lise Berggren, Geofrost
Kap 2. Fyllinger	Silt, sand og grus Leire Sprenget stein Lette masser	Sven Erik Olsen, Region sør Arvid Sagbakken, Region øst Per Olav Berg, Region midt Roald Aabøe, Vegdirektoratet
Kap 3. Vegskråninger	Skråninger/skjæringer i fjell Skråninger i jord Skråninger i ur Skråninger mot vann	Knut Borge Pedersen, Vegdirektoratet Sven Erik Olsen./Svein Sønju, Region sør Svein Helge Frækaland, Region vest Frode Oset, Vegdirektoratet

* Kapittel 1.7 om kalk- og sementpeler er beholdt uendret i forhold til det som sto i Håndbok 188, Veg på bløt grunn, i påvente av ny norsk og svensk håndbok om temaet. Når disse foreligger vil kapitlet bli revidert.

Revisjonsarbeidet har vært ledet av en arbeidsgruppe med følgende medlemmer:

Roald Aabøe	Vegdirektoratet (leder)
Bjørn Kristoffer Dolva	Region sør
Sven-Erik Olsen	Region sør
Øystein Myhre	Vegdirektoratet
Frode Oset	Vegdirektoratet
Jan Vaslestad	Region øst
Tor Erik Frydenlund	Geo Con (sekretær)

I tillegg har en rekke medarbeidere fra regionene i Statens vegvesen og i Vegdirektoratet samt representanter for konsulenter og leverandører bidratt med innspill, og gjennomlesing av boka.

Foreliggende utgave av boka vil bli gjenstand for revisjon etter hvert som behov oppstår. Siste oppdaterte versjon vil være tilgjengelig på følgende internettadresse:
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/274/>

Eventuelle kommentarer til håndboka kan sendes til roalda@vegvesen.no.

Oslo april 2008

Vegdirektoratet

Kapittel 1

GRUNNFØRSTERKNING OG STABILISERENDE TILTAK

1.0	INNLEDNING	3
1.0.1	VALG AV METODE	3
1.0.2	OPPFØLGING MED MÅLINGER	6
1.1	FORBELASTNING	7
1.1.1	GENERELT	7
1.1.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	8
1.1.3	UTFØRELSE	10
1.1.4	KONTROLL	11
1.1.5	PROSJEKTEKSEMPLE	12
1.1.6	SYMBOLLISTE	15
1.1.7	REFERANSER	16
1.2.	MOTFYLLING	17
1.2.1	GENERELT	17
1.2.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	17
1.2.3	UTFØRELSE OG KONTROLL	17
1.2.4	SPESIELLE FORHOLD	18
1.2.5	REFERANSER	18
1.3.	MASSEUTSKIFTING	19
1.3.1	GENERELT	19
1.3.2	UTFØRELSE	19
1.3.4	REFERANSER	28
1.4	ARMERING UNDER FYLLING	29
1.4.1	GENERELT	29
1.4.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	31
1.4.3	UTFØRELSE	44
1.4.4	KONTROLL	46
1.4.5	PROSJEKTEKSEMPLE	47
1.4.6	SYMBOLLISTE	53
1.4.7	REFERANSER	54
1.5	PELING UNDER FYLLING	56
1.5.1	GENERELT	56
1.5.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	57
1.5.3	FYLLING PÅ BETONGPLATER/-STRIPER	61
1.5.4	FYLLING PÅ JORDARMERING	63
1.5.5	UTFØRELSE OG KONTROLL	69
1.5.6	SPESIELLE FORHOLD	70
1.5.7	PROSJEKTEKSEMPLE	70
1.5.8	SYMBOLLISTE	79
1.5.9	REFERANSER	80
1.6	VERTIKALE DREN	81
1.6.1	GENERELT	81
1.6.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	82
1.6.3	UTFØRELSE OG KONTROLL	87

1.6.4	SPESIELLE FORHOLD	89
1.6.5	PROSJEKTEKSEMPLER	90
1.6.6	SYMBOLLISTE.....	93
1.6.7	REFERANSER.....	93
1.7	KALK- OG SEMENTPELER.....	95
1.7.1	GENERELT	95
1.7.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	96
1.7.3	UTFØRELSE	106
1.7.4	KONTROLL	109
1.7.5	SPESIELLE FORHOLD	110
1.7.6	PROSJEKTEKSEMPLER	110
1.7.7	SYMBOLLISTE	112
1.7.8	REFERANSER.....	113
1.8	INJISERING	114
1.8.1	GENERELT	114
1.8.2	JETINJISERING	114
1.8.3	ANDRE INJEKSJONS METODER	116
1.8.4	REFERANSER.....	117
1.9	GRUNNVANNSSENKING	118
1.9.1	GENERELT	118
1.9.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	119
1.9.3	KONTROLL	122
1.9.4	PROSJEKTEKSEMPEL	122
1.9.5	REFERANSER.....	124
1.10	GRUNNFRYSING	125
1.10.1	GENERELT	125
1.10.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	125
1.10.3	UTFØRELSE	128
1.10.4	KONTROLL	129
1.10.5	SPESIELLE FORHOLD	130
1.10.6	PROSJEKTEKSEMPLER	130
1.10.6	REFERANSER.....	133
1.11	DYPKOMPRIMERING	134
1.11.1	GENERELT	134
1.11.2	DYNAMISK DYPKOMPRIMERING MED FALLODD	134
1.11.3	DYPVIBRERING	138
1.11.4	ANDRE METODER.....	142
1.11.5	PROSJEKTEKSEMPEL	143
1.11.6	REFERANSER.....	144
1.12	ANDRE METODER.....	145
1.12.1	GENERELT	145
1.12.2	REFERANSER.....	146

1.0 INNLEDNING

1.0.1	VALG AV METODE	3
1.0.2	OPPFØLGING MED MÅLINGER	6

Ved vegbygging på dårlig grunn kan det oppstå deformasjoner eller glidninger. Dårlig grunn kan være torv, humusholdige masser, bløt leire eller silt.

Problemene med dårlig grunn kan deles i to:

- Setninger
- Stabilitet

Belastningen fra en vegfylling (og trafikk) eller vegskjæring kan bli så stor at vegkonstruksjonen, eller deler av den, bryter sammen. Kravet om tilstrekkelig sikkerhet mot overbelastning av grunnen er absolutt. De nødvendige sikringstiltak må utføres uansett vegklasse eller vegstandard. Når man står overfor det faktum at sikkerheten mot utglidning er utilstrekkelig må man justere veglinja eller finne egnede byggemetoder som gir den nødvendige sikkerhet.

Setninger vil påvirke vertikalkurvaturen, noe som kan påvirke kjørekomforten og i verre tilfeller også trafiksikkerheten. Tverrfallet kan også bli endret pga. setninger. Dette har betydning for trafiksikkerheten direkte og indirekte hvis vannavrenningen blir dårlig.

Ujevne setninger kan føre til oppsprekking av vegdekket. Oppsprekkingen er ofte starten på mer omfattende dekkeskader fordi vann fra vegdekket trenger ned i underliggende lag.

Oppretting av vegen etter setninger er kostbart. Dessuten påføres grunnen en tilleggsbelastning som øker setningshastigheten og derved forsterker problemene. I siste omgang kan dette føre til overbelastning av grunnen med påfølgende utglidning.

Grunnforsterking går i korthet ut på å øke jordas styrke. Dette vil ha positiv effekt både på stabilitet (økt skjærstyrke) og setninger (økt stivhet).

Hvilken metode som velges vil være avhengig av stedlige forhold og den tid man har til rådighet.

1.0.1 VALG AV METODE

Valg av metode for grunnforsterkning gjøres etter vurdering av flere forhold. Det må tas hensyn til egenskaper og tykkelser på de svake lagene samt høyden på vegfyllingen. I tillegg må kravene som skal stilles til vegen defineres. Disse kravene må settes opp mot tekniske egenskaper og begrensninger for hver enkelt byggemethode

Kap	Metode	Prinsipp	Spesielle fordeler/ulempes	Relativ kostnad
1.1	Forbelastning	Påføring av last for å påskynde setning.	Tidkrevende.	Lav
01.2	Motfylling	Utlekking av støttefylling for å øke stabilitet.	Kan føre til økte setninger på grunn av økt bredde av belastningen.	Lav
1.3	Masseutskiftning	Skifte ut dårlig masser med friksjonsmasser (graving/fortrengning).	Sikker metode. Ved store lagtykkelser vil kostnadene øke.	Lav til middels

Kap	Metode	Prinsipp	Spesielle fordeler/ulempes	Relativ kostnad
2.4	Lette masser	Bruke masser med lavere tyngdetetthet enn stedlige masser.	Enkel og rask byggeteknikk. Reduserer setninger. Oppdrift.	Middels
1.4	Armering under fylling	Strekkarmering legges inn under fyllingen.	Gir økt bæreevne. Reduserer ikke totalsetningene. Enkel og rask utførelse.	Lav
1.5	Peling under fylling	Lastkapasitet økes ved bruk av peler og betongplater/striper.	Vil kunne medføre poretrykksøkning (og terrengheving).	Middels
2.5	Myrbru/lavbru	Last overføres til fast grunn eller fjell ved bruk av peler	Ingen setninger eller bæreevneproblemer. Unngår barrierer. Vurderer eventuell påhengskrefter på peler.	Middels til høy
1.6	Vertikale dren	Dren installeres for å påskynde setninger.	Omrøring av masser ved nedsetting av dren kan gi stabilitetsproblemer og økte setninger. Lite egnet i leire med lavt krypmotstandstall.	Middels
1.7	Kalk- og sementpeler	Kalk/sement blandes med bløt grunn for å øke styrken.	Effekten av stabiliseringen skal dokumenteres ved laboratorieanalyser og evt. prøvepeling. Kalk og sement er kjemiske, etsende materialer.	Middels
1.8	Injisering	Forsterkning av bløt grunn ved injisering.	Brukes ved vanskelig plass- og grunnforhold f. eks. refundamentering av konstruksjoner.	Middels til høy
1.11	Dyp-komprimering	Komprimering for å øke densiteten i løst lagrede masser	Enkel og rask utførelse. Øker bæreevnen og reduserer setninger etter utførelsen. Krever en viss avstand fra annen bebyggelse. Egnet i de fleste masser bortsett fra leirfraksjonen.	Middels
1.10	Grunnfrysing	Frysing av jord for å øke styrken i anleggsfasen.	Kan gi lavere udrenert skjærstyrke og økte setninger etter opptining. Uegnet i jord med sterk vannstrømning. Gir vanntett konstruksjon.	Høy
1.9	Grunnvannsenking	Senkning av grunnvann med ulike metoder.	Gir økt bæreevne og mindre setninger etter grunnvannssenkingen. Kan medføre setninger på områder i nærheten.	Middels

Figur 1-0- 1 Oversikt over metoder

Flere av metodene kan kombineres. Ofte vil en slik kombinasjon gi den beste løsningen - både teknisk og økonomisk.

Følgende metoder er de mest brukte ved vegbygging i Norge:

- Motfylling (Kap. 1.2)
- Masseutskifting (Kap. 1.3)
- Lette masser (Kap. 2.4)
- Forbelastning (Kap. 1.1)
- Peling under fylling (Kap. 1.5)
- Myrbru/lavbru (Kap. 2.5)

Følgende metoder har vært mindre brukt, men er mer aktuelle i dag:

- Kalk- og sementpeler (Kap. 1.7)
- Armering under fylling (Kap. 1.4)
- Vertikale dren (Kap. 1.6). Kombineres med forbelastning (Kap. 1.1)
- Grunnvannsenking (Kap. 1.9)

Følgende metoder er spesielle og brukes lite i vegbygging

- Injisering (Kap. 1.8)
- Grunnfrysing (Kap. 1.10)
- Dypkomprimering (Kap. 1.11)
- Elektroosmose (Kap. 1.12)
- Saltbrønner (Kap. 1.12)

1.0.2 OPPFØLGING MED MÅLINGER

Det er ofte nødvendig å følge opp effekten av ulike grunnforsterkningstiltak med instrumentering og målinger.

Det kan også være aktuelt å instrumentere og foreta målinger for å følge opp prøvefylling og enkelte andre permanente tiltak.

De mest aktuelle målinger er vist i Figur 1-0- 2:

Funksjon	Type og plassering
Setning	Setningsplater under og i fylling. Setningsslanger for setningsprofil under og i fylling.
Poretrykkmålinger	Poretrykksmålere i naturlig grunn under fylling. Poretrykksmålere mellom partier med grunnforsterkning, f.eks. mellom kalkpeler.
Horisontale bevegelser	Inklinometer gjennom fylling eller i fyllingsfot.

Figur 1-0- 2 Målinger ved vegbygging på bløt grunn

Jordtrykkmålinger kan være aktuelt på spesielle prosjekter.

Instrumenteringen må beskyttes i anleggsfasen, og plassering av instrumenter planlegges med tanke på å unngå skader.

1.1 FORBELASTNING

1.1.1	GENERELT.....	7
1.1.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	8
1.1.2.1	Setning	8
1.1.2.2	Tidsforløp.....	10
1.1.3	UTFØRELSE.....	10
1.1.4	KONTROLL.....	11
1.1.4.1	Kontrollomfang	11
1.1.4.2	Setningskontroll	11
1.1.5	PROSJEKTEKSEMPLER.....	12
1.1.5.1	Forbelastning av torv	13
1.1.6	SYMBOLLISTE.....	15
1.1.7	REFERANSER.....	16

1.1.1 GENERELT

Forbelastning er en av de eldste metodene for å påskynde setningene i grunnen under vegfyllinger og brufundamenter. Metoden er enkel og mye brukt, men den har også sine begrensninger. Prinsippet ved metoden er å belaste grunnen midlertidig til en høyere spenning enn det den permanente belastningen vil medføre. For vegfyllinger utføres slik forbelastning vanligvis ved at fyllingen først bygges opp til et høyere nivå, og gjerne også med større bredde, enn ferdig veg. Tilsvarende utføres forbelastning for brufundamenter ved at det midlertidig legges ut fylling på det aktuelle fundamentstedet. Når forbelastningen fjernes etter en tid, vil den resterende setningen (restsetningen) under vegfyllingen eller fundamentet bli mindre enn hva den ville ha blitt uten forbelastning. Effekten av forbelastningen, og således størrelsen på restsetningen, vil avhenge av både størrelsen på og varigheten av forbelastningen.

Stabiliteten av fyllingen må være tilstrekkelig til å tåle vekten av tilleggsbelastningen. For vurdering av totalstabiliteten og bæreevnen vises det til Håndbok 016 (ref. 1). Hvis beregninger viser at det ikke er tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning med den planlagte forbelastningen, kan det eventuelt legges ut midlertidige motfyllinger for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet.

For å oppnå hensiktsmessig effekt må metoden vurderes tidlig i plan/byggeprosessen slik at tilstrekkelig forbelastningstid kan planlegges og gjennomføres. I mange tilfeller vil forbelastning også kreve midlertidig tilgang til byggegrunn ut over hva det permanente prosjektet krever, og slike forhold må det også tas hensyn til tidlig i planfasen.

Forbelastning kan med fordel også kombineres med andre geotekniske tiltak, som vertikaldrenering, lette fyllmasser og kalk-/sementpeler. Ved å benytte vertikaldrenering (se kapittel 1.6) i grunnen under et område som forbelastes, vil størrelsen på (vekten av) forbelastningen og/eller forbelastningstida kunne reduseres. Ved å forbelaste grunnen der hvor det av setningsmessige årsaker er planlagt å bruke lette fyllmasser (se kapittel 2.4) kan nødvendig omfang av lette masser reduseres. Der hvor det av setningsmessige årsaker er forutsatt å benytte kalk-/sementpeler (se kapittel 1.7) kan nødvendig omfang av peler reduseres ved å kombinere dette tiltaket med forbelastning. I tilfeller der det av stabilitetsmessige grunner er behov for motfyllinger, vil motfyllingene også ha en supplerende forbelastningseffekt på undergrunnen, men totalsetningene og konsolideringstiden vil øke.

Grunnlag for prosjektering av forbelastning vil være beregninger/anslag av setningenes størrelse og tidsforløp. Resulterende effekt av forbelastning vil derfor i stor grad avhenge av om setningsberegningene stemmer med virkeligheten. Setningsberegninger for løsmasser vil

generelt være beheftet med en del usikkerhet, og særlig gjelder dette for torv. Verifisering av setningsberegninger oppnås bare ved måling av setningene med tilstrekkelig korte intervaller. Hvis de målte setningenes tidsforløp følger beregnet tidsforløp, vil størrelsen av opptrepende primærsetninger sannsynligvis også stemme med de beregnede setningene.

I tillegg til at forbelastning påskynder setningsforløpet, gir metoden også en viss økning i grunnens skjærstyrke over tid. Denne tilleggseffekten av forbelastning kan forbedre beregnet langtidsstabilitet ved drenert analyse, og kan således ha betydning dersom langtidsstabiliteten (drenert) er dimensjonerende. Korttidsstabiliteten vil ofte være kritisk og et alternativ kan da være trinnvis oppfylling med poretrykkskontroll. Det vises til kapittel 2. Fyllinger

Forbelastning er vanligvis en rimelig byggete metode. Kostnadene vil imidlertid være avhengig av hvor langt fyllmassene må transporteres. Med god planlegging og nødvendig tid til rådighet kan massene ofte brukes et annet sted på vegganlegget når forbelastningen skal fjernes. Jo tidligere i prosjektfasen denne byggete metoden blir vurdert/bestemt, jo lettere vil det være å innpasse den på en økonomisk gunstig måte til driftsoppbygget i anleggsfasen.

1.1.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

1.1.2.1 Setning

Ved dimensjonering av forbelastning må en ta utgangspunkt i hvor store setninger som aksepteres på den ferdige vegen/konstruksjonen (se Håndbok 018 ref. 2). Hva som er akseptable setninger må sees i sammenheng med vegkurvatur og akseptable total- og differensialsetninger.

Setninger er tidsavhengige og kan ved et hvert tidspunkt uttrykkes ved formelen:

$$\delta_t = \delta_i + U_p \cdot \delta_p + \delta_s(t)$$

der:

δ_t	=	setningene ved tiden t
δ_i	=	initialsetningen
U_p	=	midlere konsolideringsgrad
δ_p	=	primærsetningen
δ_s	=	sekundærsetningen

For nærmere beskrivelse av de enkelte parametrene vises det til kapittel 7 i Håndbok 016 (ref. 1).

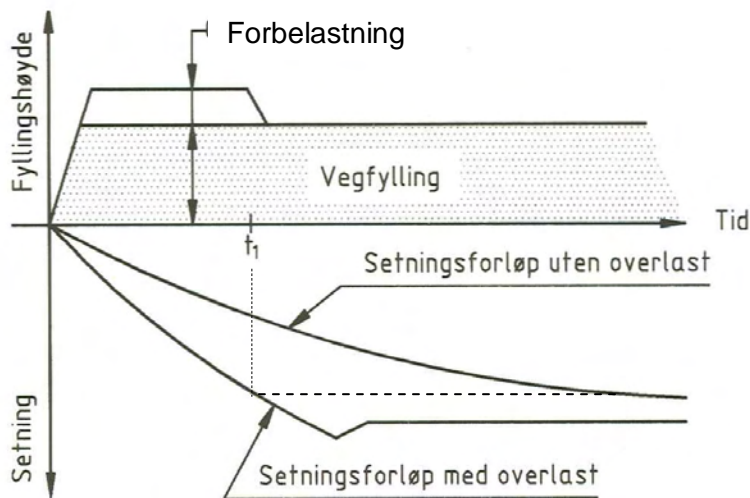
Dimensjoneringen omfatter bestemmelse av hvor stor forbelastning og liggetid som er nødvendig for at restsetningen etter at vegen/konstruksjonen er tatt i bruk skal ligge innenfor de forutsatte verdier for akseptable setninger.

Hvor stor forbelastningen bør være, avhenger av flere forhold. Viktigst er hensynet til grunnens bæreevne (stabiliteten). Dernest må forbelastningens størrelse vurderes ut fra hvor lang tid en har til disposisjon før forbelastningen må fjernes. Det har i mange tilfeller vært benyttet en forbelastning på ca 30 % av prosjektert totallast der dette har vært mulig, men mindre forbelastning kan også gi vellykkede resultater avhengig av toleransekrav til restsetninger.

Den øverste linjen i Figur 1-1- 1 viser setningene for en vegfylling som beregningsmessig vil oppstå i grunnen pga. permanent last. Den nederste linjen viser setningene som vil oppstå som følge av en forbelastning i tillegg til den permanente lasten. Dersom forbelastningen blir

liggende til tiden t_1 , vil grunnen ha satt seg like mye så langt i løpet av forbelastningstiden som de forventede totale setningene under den permanente fyllingen.

Det er imidlertid ikke selve setningsstørrelsen som er avgjørende, men i hvilken grad massene er konsolidert for en spenning tilsvarende det den permanente lasten medfører. For helt å unngå konsolideringssetninger etter at overlasten er fjernet, må det sjiktet i løsmassene der dreinsvegen er lengst, ha oppnådd en effektivspenning som tilsvarer den permanente spenningen. Spesielt ved leiravsetninger til stor dybde krever dette lang tid. Det som bør avgjøre hvor lang tid overlasten må ligge, er hva som kan aksepteres av gjenstående setninger og setningshastighet etter avlastning.



Figur 1-1- 1 Setningsforløp med og uten forbelastning (etter figur 232.1 i håndbok 018)

Påløpte setninger etter avlastning er også avhengig av krypegenskapene til jordarten. I bløt leire og torv kan krypsetningene bli forholdsvis store. Parametre for beregning av kryp bestemmes ved trinnvise ødometerforsøk.

Følgende informasjon er nødvendig for å kunne utføre setningsberegninger, og bestemme tidsforløp:

- Eksisterende effektivspenninger i grunnen.
- Framtidig belastning.
- Grunnforhold (lagdeling, dybde til fjell, permeable lag).
- Jordmaterialenes deformasjonsegenskaper (deformasjonsmodul, modultall, konsolideringskoeffisient og forkonsolideringstrykk).

Dersom det skal utføres setningsberegninger for torv trenger en i tillegg opplysninger om følgende:

- Torvens mektighet
- Torvtype (inkludert Von Post, vanninnhold og glødetap)
- Grunnvannsnivå.
- Forekomst av kompressible lag under torven.

I tillegg kan det være aktuelt å bestemme torvens kompresjonsegenskaper og skjærfasthet.

Dette er imidlertid et vanskelig forsøk å utføre og det er ikke vanlig praksis i dag.

Når ovennevnte informasjon foreligger kan forventet størrelse på setningene samt tidsforløpet anslås/beregnes. Det er utarbeidet diagrammer som forenkler dette arbeidet. Det vises her til håndbok 016 (ref. 1) og «Vägbyggnad på torv» (ref. 2).

Resulterende setninger ved vegfylling på torv skyldes flere faktorer. De to vesentligste bidragene får en ved utpressing av vann og ved horisontaldeformasjon av torvmassene. Begge disse faktorene har avgjørende betydning både for tidsforløpet og størrelsen av den endelige setning hvor torvens egenskaper, torvlagets tykkelse og vegfyllingens dimensjoner utgjør vesentlige parametre.

1.1.2.2 Tidsforløp

Forbelastningstiden vil være avhengig av følgende faktorer:

- setningsegenskapene til de bløte lagene
- mektighet av setningsgivende lag
- størrelse på fylling (bredde, lengde)
- størrelsen på forbelastningen
- drensforhold (ensidig/tosidig)

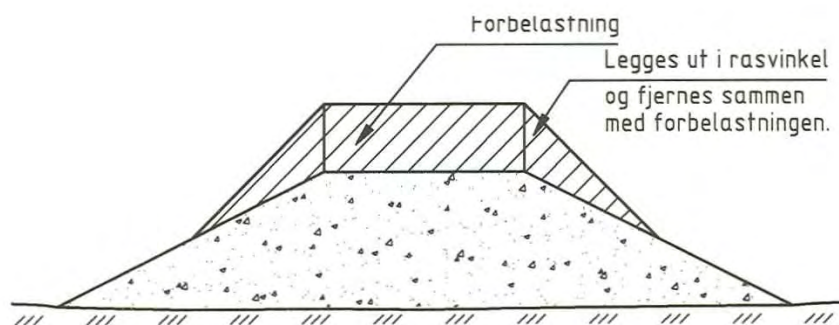
Størrelsen på forbelastningen kan også vurderes i forhold til den tiden en har til rådighet.

En liggetid på 6-12 mnd. har vært brukt med forventet effekt, men det kan også være gunstig med en lengre liggetid. En liggetid på opptil 2 år kan i noen tilfeller være ønskelig. Hva som er akseptabel setningshastighet for å avslutte forbelastningen må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle. Det vil avhenge av konstruksjonens art, hva den tåler av differensialsetninger osv.

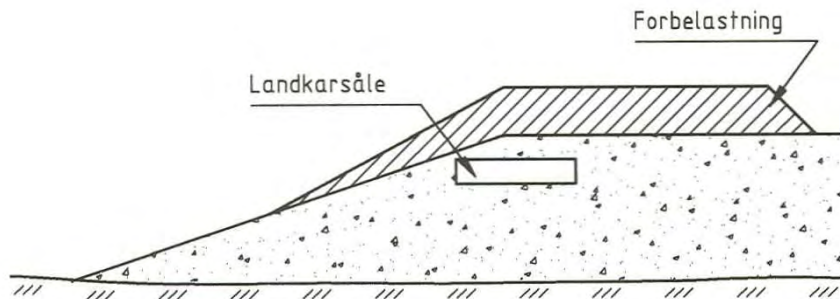
1.1.3 UTFØRELSE

Forbelastning krever ikke noe spesielt utstyr eller materialer utover det som kreves til den ordinære fyllingen. Stabiliteten må imidlertid være tilstrekkelig for å unngå utglidning av fyllingen og det må påses at materialene oppnår planlagt densitet. Dette bør vurderes under prosjekteringen av hensyn til massedisponering.

Ved utlegging av forbelastning er det viktig å påse at hele området hvor setninger vil oppstå, blir forbelastet. Dette er viktig for senere å unngå problemer med differensialsetninger i tverrsnittet. Utlegging av forbelastning er vist i tverrprofil på Figur 1-1- 2 og i lengdeprofil på Figur 1-1- 3.



Figur 1-1- 2 Utlegging av forbelastning, tverrprofil



Figur 1-1- 3 Utlegging av forbelastning, lengdeprofil

1.1.4 KONTROLL

1.1.4.1 Kontrollomfang

Kontrollen bør omfatte følgende punkter:

- At utlagte masser er som beskrevet i beregningsforutsetningene (dvs. riktig densitet).
- At overlasten er lagt ut med riktig høyde og bredde.
- Målepunkter/slanger for setningskontroll er etablert.
- Målehyppighet og rapporteringsrutine er avtalt.

1.1.4.2 Setningskontroll

Oppfølging/kontroll av setningsutviklingen i forbelastningsperioden kan gjennomføres på flere måter, som beskrevet i det følgende:

- Måling på fyllingstopp

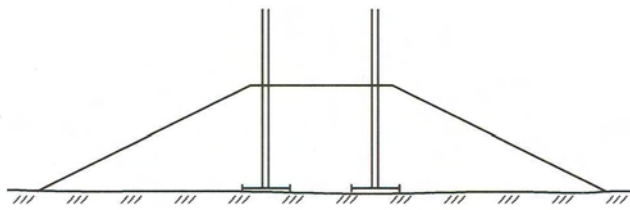
Det kan etableres målepunkter på overflaten av forbelastningen og disse måles inn (nivelleres) etter et fastsatt program. Målemetoden gir imidlertid ikke oversikt over setningsutviklingen spesifikt i undergrunnen, men gir totalsetninger som inkluderer eventuelle setninger i fyllingen/forbelastningen.

- Sentningsplate

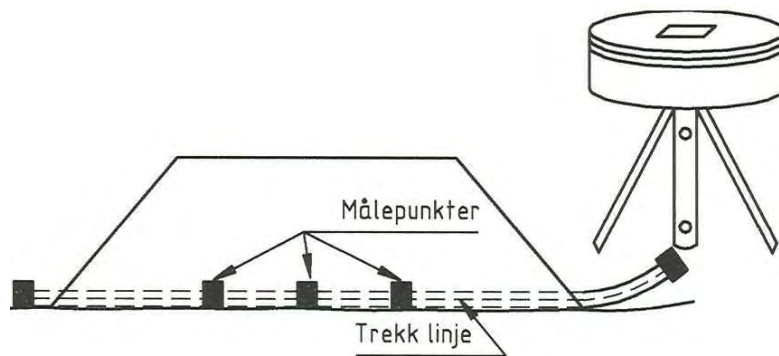
For å kunne følge setningsutviklingen i undergrunnen kan det etableres målepunkter eller måleslanger på opprinnelig terreng. Dette kan gjøres ved å plassere stive fotplater med sidekant 0,5 – 1,0 m på terreng. Til platene festes det solide stenger som forlenges etter hvert som fyllmassene legges ut slik at topp stang når over fyllingstopp til en hver tid (se Figur 1-1- 4). Når fylling og forbelastning er på plass måles toppen av stanga in (nivelleres) etter avtalt program. Sammenlignet med innmåling av punkter på overflaten av forbelastningen kan en da både følge setningene i undergrunnen og egensetningene i fyllingen. Eksempel på bruk av slike plater er vist i Kap. 2.3.3.8, se Figur 2-3-10.

- Slangesetningsmåler

Alternativt kan det legges ut måleslanger på terreng før utfyllingen starter. Slangene overfylles med beskyttende masser (sand/grus) ved behov for å hindre eventuell skade på grunn av punktbelastning fra stor stein el.l. Innmåling av slangens posisjon utføres ved hjelp av en slangesetningsmåler som trekkes gjennom den nedgravde måleslangen. Måleren består av en trykksonde tilkoblet en væskefylt slange, en elektronisk trykkmåler, samt et stativ med en trommel som slangen kveiles opp på. Trykksondens kotehøyde (nivå) i forhold til stativets kotehøyde (referansenivå) vil da på et hvilket som helst sted inne i slangen gjenspeiles i væsketrykket som avleses i trykkmåleren. Prinsippet er vist i Figur 1-1- 5.



Figur 1-1- 4 Målestenger for setninger i grunnen under fylling (Foto: C. E. Dahl).



Figur 1-1- 5 Prinsipp for slangesetningsmåler.



Figur 1-1- 6 Slangesetningsmålerutstyr i bruk ved Løkkeberg bru, Østfold (Foto: Roald Aabøe)

Det finnes også andre typer setningsmålere i handelen.

1.1.5 PROSJEKTEKSEMPLER

Bildet på Figur 1-1- 7 viser tilløpsfyllingen for Brekke bru i Flåm. Forbelastning er lagt ut. Det vises også til Kap. 2.3.3 Fyllingshode for brufundamenter på land.



Figur 1-1- 7 Tilløpsfylling, med forbelastning, for Brekke bru i Flåm (Foto: Frode Oset).

1.1.5.1 Forbelastning av torv

Deler av Rv. 460 går i nærheten av Lindesnes over myr. Det har vært store setningsproblemer på denne vegstrekningen opp gjennom årene.

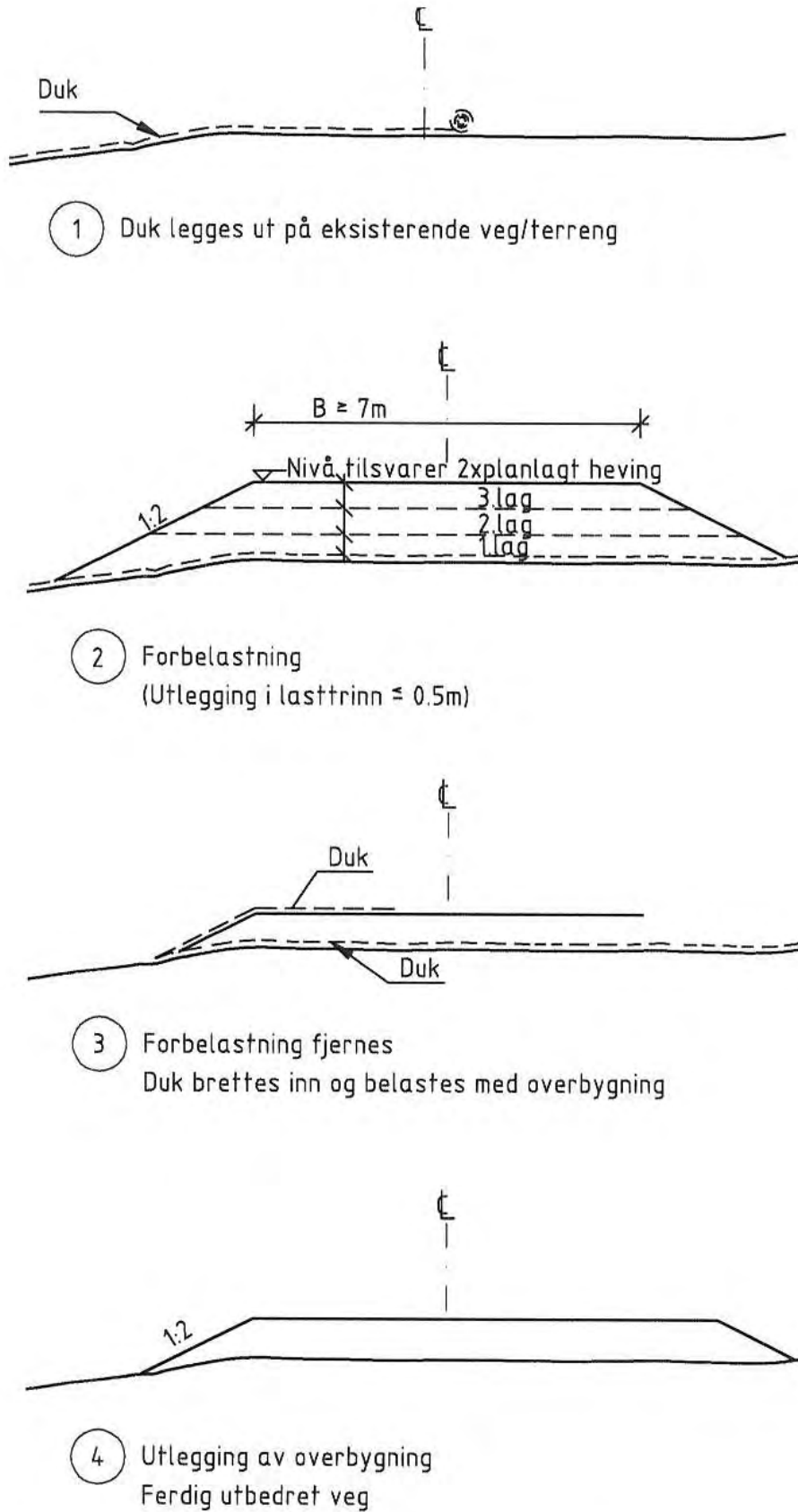
Løsmassene i området består av et 5-6 m tykt torv lag over et lag av silt og leire. Under leirlaget er det et 2-3 m tykt grus/morenelag. Dybden til fjell er inntil 10m.

Vegen skulle utbedres med en heving og en breddeutvidelse. Etter å ha vurdert forskjellige metoder ble det bestemt at torva skulle forbelastes. For å redusere differensialsetninger ble det lagt ut vevd polyesterduk (styrke 70 kN/m i begge retninger) under fyllingen.

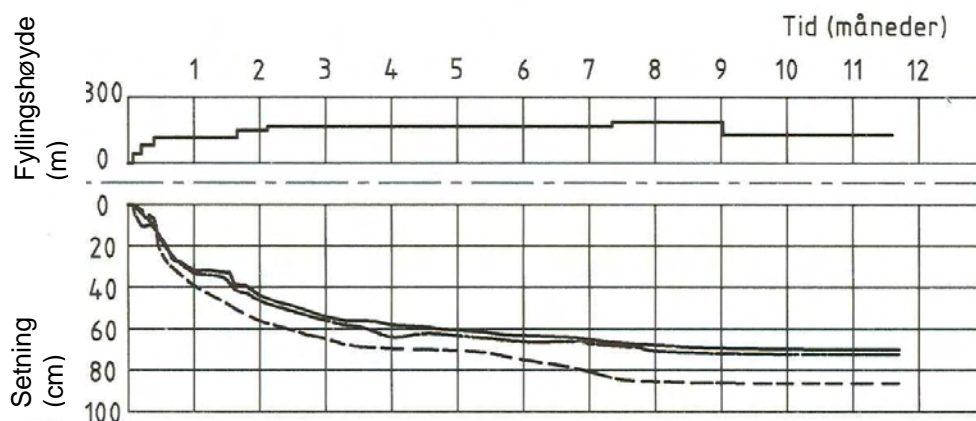
Forbelastningen ble lagt ut i flere trinn som vist på Figur 1-1- 8.

Nivellement av fyllingen, se Figur 1-1- 9 viser at det ikke har vært registrerbare setninger etter at forbelastningen ble fjernet.

Kostnadene ved denne metoden utgjorde 1/4 av kostnadsoverslaget til myrbru, som var den alternative utførelsesmåten for denne strekningen.



Figur 1-1- 8 Forbelastning av torv. Forskjellige trinn i utførelsen.



Figur 1-1- 9 Nivellement av fylling.

1.1.6 SYMBOLLISTE

δ_t	=	setningene ved tiden t
δ_i	=	initialsetningen
U_p	=	midlere konsolideringsgrad
δ_p	=	primærsetningen
δ_s	=	sekundærsetningen
p	=	endelig last
p_0	=	overlast
p'	=	effektivspenning

1.1.7 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (2) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (3) Carlsten P., Vägbyggnad på torv. Vägledning 2, Vägverket VBg & Statens Geotekniska Institut. Linkoping 1989.
- (4) Flaate K., Setninger i torvjordarter. Intern-rapport nr.93, Veglaboratoriet. Oslo 1968.
- (5) Mitchell J.K, Soil Improvement - State-of-the-Art Report. XICSMFE, volume 4. Stockholm 1981.
- (6) Brekke J., Forbelastning; Rv 460 Utbedring ved Fjellskår, Forbelastning av torv. Kurs i geoteknisk prosjektering, Statens vegvesen, Veglaboratoriet. Oslo 1992.
- (7) Van Impe W.F., Soil Improvement Techniques and their Evolution, A.A.Balkema. Rotterdam 1989.

1.2. MOTFYLLING

1.2.1	GENERELT.....	17
1.2.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	17
1.2.3	UTFØRELSE OG KONTROLL.....	17
1.2.4	SPESIELLE FORHOLD	18
1.2.5	REFERANSER	18

1.2.1 GENERELT

Under normale forhold er motfylling den metode som er enklest å bruke for å sikre stabiliteten til en vegfylling. Forutsetningen er imidlertid at det er disponibel plass langs veien.

Motfyllinger bygges oftest opp av materialer som ikke egner seg for oppbygging av vegfyllinger. I områder med bløt grunn er det vanligvis en del utgravde masser som må plasseres utenfor vegkroppen. Motfylling kan derfor være en rimelig sikringsmetode.

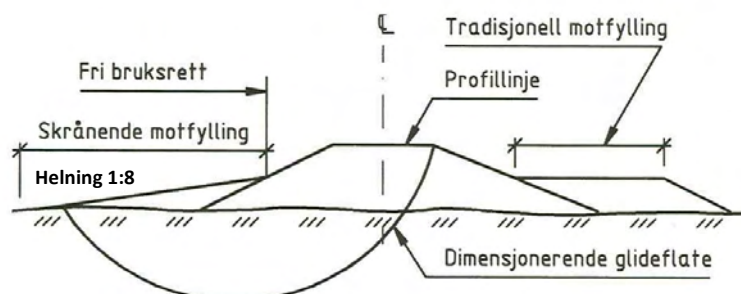
Når motfylling kan kombineres med jordbruksplanering og mer omfattende landskapsmessig arrondering, bør planene vurderes i samarbeid med landskapsarkitekt.

1.2.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Det stilles vanligvis ikke krav til fasthet i utlagt motfylling. En må imidlertid påse at densiteten til massene er som forutsatt. Motfyllinger skal bygges opp samtidig med hovedfyllingen, slik at nivåforskjellen mellom hovedfylling og motfylling aldri overstiger den endelige høydeforskjell. Når det gjelder stabilitetsanalyser vises det til håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

1.2.3 UTFØRELSE OG KONTROLL

Motfyllingen utformes slik at den best mulig er tilpasset terrenget omkring. Det er i dag praksis at motfyllingen utformes slik at motfyllingsområdene kan komme til nytte. Planlegging og bygging utføres i samarbeid med grunneieren. Figur 2.1 viser utforming av tradisjonell motfylling og skrånende motfylling.



Figur 1-2- 1 Utforming av motfyllinger

Det er viktig å sikre seg mot at motfyllingen blir fjernet ved et senere tidspunkt (klausulert ved tinglysing). Forøvrig kan grunneieren ha full bruksrett inn til selve motfyllingen.

Egenstabilitet i motfyllingene kan ivaretas med bruk av sjeteer. Det vises til kapittel 2.0.7.1.

Kontrollen må omfatte geometri og kan også omfatte:

- Densitet
- Massetyper
- Stabilitet av motfylling

1.2.4 SPESIELLE FORHOLD

Metoden anbefales ikke som eneste tiltak dersom det er problemer med setninger. Motfyllinger kan gi økte setninger ettersom bredden av belastningen øker og dermed dybdevirkningen av spenningsøkningen i grunnen.

1.2.5 REFERANSER

- (1) Rygg N., Vegbygging på bløt grunn. Internrapport nr. 1386, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1988.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4.utg, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>

1.3. MASSEUTSKIFTING

1.3.1	GENERELT.....	19
1.3.2	UTFØRELSE.....	19
1.3.2.1	Masseutskifting ved utgraving.....	19
1.3.2.2	Masseutskifting ved fortregning.....	20
1.3.2.3	Graving foran fyllingstipp.....	21
1.3.2.4	Sprengning foran fyllingstippen.....	23
1.3.2.5	Ettersprengning.....	25
1.3.2.6	Massefortregning ved fylling i vann.....	25
1.3.4	REFERANSER.....	28

1.3.1 GENERELT

Metoden går ut på å fjerne løsmasser som ikke har tilstrekkelig bæreevne som fundament for vegfyllinger og andre vegkonstruksjoner, og erstatte disse med masser som har tilstrekkelig bæreevne. Masseutskifting kan enten utføres ved at massene som skal skiftes ut (utskiftingsmassene) graves ut med påfølgende tilbakefylling av erstatningsmassene, eller ved at erstatningsmassene benyttes til å fortrenge utskiftingsmassene. Disse utskiftingsmetodene er beskrevet nærmere i det etterfølgende. Metoden er best egnet (økonomisk) dersom det er korte transportavstander og tilstrekkelige massedeponier.

Masseutskifting kan være en aktuell metode når undergrunnen består av torv eller sterkt humusholdige finkornige jordarter, samt bløt silt eller leire. Som erstatningsmasser er sprengstein best egnet i de fleste tilfeller, men også andre typer løsmasser kan benyttes når forholdene ligger til rette for det.

Nødvendig utskiftingsdybde, dvs. dybde til masser som har tilstrekkelig bæreevne, vil ha betydning for metodens anvendbarhet. Masseutskifting er generelt lettere å utføre jo mindre utskiftingsdybden er. Eksisterende forhold i omgivelsene, dvs. avstand til og fundamenteringsløsninger for eventuell nærliggende infrastruktur, vil også ha betydning for metodens anvendbarhet.

Masseutskifting kan medføre risiko for utglidninger, setninger og hevinger av nærliggende terreng. Før denne metoden tas i bruk må det derfor alltid gjøres en nøye vurdering av risikoen for skader på mennesker og eiendom, både innenfor masseutskiftingsområdet og i nærområdet rundt. Det må derfor utføres grunnundersøkelser i tilstrekkelig omfang slik at det er grunnlag for å vurdere nødvendig utskiftingsdybde, masseforbruk, sprengningsbehov og påvirkning av omgivelsene.

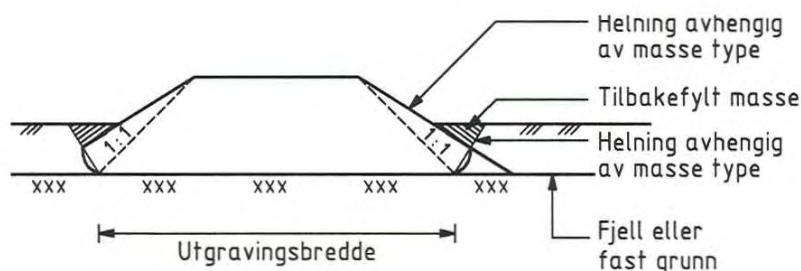
1.3.2 UTFØRELSE

1.3.2.1 Masseutskifting ved utgraving

Masseutskifting utføres i de fleste tilfeller ved utgraving av massene som skal skiftes ut, og påfølgende tilbakefylling med erstatningsmasser. Nødvendig utgravingsbredde for å oppnå tilstrekkelig stabilitet av fyllingen fremgår av Figur 1-3- 1. Utgraving kan benyttes når det kan etableres graveskråninger som har tilfredsstillende stabilitet i perioden fra skråningene blir etablert og frem til erstatningsmassene er tilbakefylt. Lengden på perioden hvor

utgravingen blir stående åpen kan reduseres ved å foreta seksjonsvis utgraving og tilbakefylling. Valg av seksjonslengde må da gjøres ut fra vurderinger av stabilitetsforholdene i hvert enkelt tilfelle. Om nødvendig kan tilbakefylling utføres umiddelbart etter utgraving. I slike tilfeller vil det imidlertid erfaringsmessig kunne være noe problematisk å ha full kontroll med at det blir masseutskiftet helt ned til forutsatt dybde.

Maksimal utskiftingsdybde hvor fremgangsmåten med utgraving av massene kan benyttes, vil avhenge av både omgivelsene og utskiftingsmassenes fasthet. Dybder på 3-4 meter vil som oftest være uproblematisk, men også ved større dybder kan metoden være aktuell, spesielt hvis erstatningsmassene tilbakefylles umiddelbart etter utgraving.



Figur 1-3- 1 Masseutskifting ved graving - gravebredde.

Masser til tilbakefylling må bestå av sprengt stein når det står vann i utgravingen eller er vanninnstrømming i graveskråningene. Er det ikke vann til stede kan det tilbakefylles med friksjonsmasser sand - grus, eventuelt med silt – leire forutsatt at det er mulig å utføre fyllings- og komprimeringsarbeidet i henhold til håndbok 018, Vegbygging (ref. 1).

1.3.2.2 Masseutskifting ved fortregning

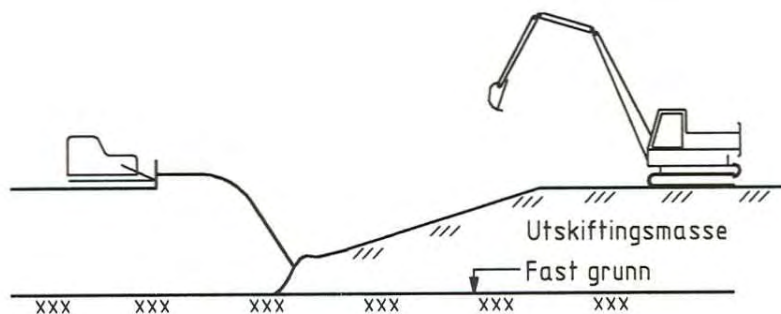
Dersom masseutskiftingsdybden er for stor til at det kan graves ut med stabile skrånninger må det masseutskiftes ved fortregning. Prinsippet for denne fremgangsmåten er at erstatningsmassene legges ut i fylling med tilstrekkelig høyde (tyngde) til at utskiftingsmassene fortregnes (se Figur 1-3- 4). I de fleste tilfeller må det i tillegg benyttes graving og/eller sprengning i løsmassene foran fyllingen for å oppnå tilfredsstillende fortregning.

Maksimal utskiftingsdybde der fremgangsmåten med fortregning kan benyttes, vil avhenge av hvilke hensyn som må tas til omgivelsene, hvilke fremgangsmåte som benyttes (graving og/eller sprengning), samt utskiftingsmassenes konsistens. I de fleste tilfeller hvor fortregning er utført med tilfredsstillende resultat har utskiftingsdybden vært inntil 8 – 12 meter. Det har imidlertid også vært utført vellykket massefortregning til 20 – 25 meters dybde. Fortregning til så store dybder anbefales bare under helt bestemte forutsetninger, som beskrevet i kapittel 1.3.2.4.

Ved massefortregning må det benyttes sprengstein som erstatningsmasse. Det bør fortrinnsvis benyttes grovsprengt stein, og stein fra tunnelsprengning er derfor lite egnet.

1.3.2.3 Graving foran fyllingstipp

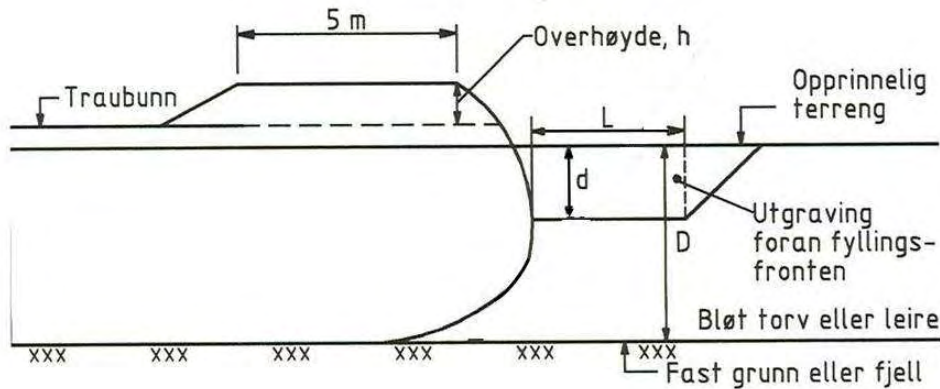
Dersom utskiftingsmassene er meget bløte, uten noe fast lag i toppen, og utskiftingsdybden ikke er spesielt stor, kan det i prinsippet oppnås fortregning ved bare å bygge opp fylling med tilstrekkelig høyde. Etter hvert som fortregningen går fremover vil imidlertid massene som fortregnes bygge seg opp foran fyllingen, og etter hvert forhindre videre fortregning. For å få gjennomført hele fortregningsprosessen vil det derfor med denne fremgangsmåten bli nødvendig å grave bort de fortregnte massene. Denne fremgangsmåten medfører imidlertid en betydelig risiko for ukontrollerte utglidninger av fyllingen mens den er under oppbygging, med tilhørende fare for mannskap og utstyr som er involvert i arbeidet. Resultatet av en grundig risikovurdering må derfor være avgjørende for om en slik fremgangsmåte kan benyttes.



Figur 1-3- 2 Masseutskifting ved graving foran fylling.

Der hvor det finnes et relativt godt bæredyktig lag over utskiftingsmassene vil fremgangsmåten med avgraving av det faste topplaget som vist i Figur 1-3- 2 være både nødvendig og hensiktsmessig. Med et fast topplag vil fortregning bare ved hjelp av fylling i praksis ikke kunne benyttes da det i så fall vil være nødvendig å bygge fyllingen så høy at det vil fremprovosere et brudd i det faste topplaget. Et slikt brudd vil i de fleste tilfeller opptre ukontrollert, og vil derfor medføre meget høy risiko for personell og utstyr involvert i arbeidet. Ved å benytte det bæredyktige laget som arbeidsplattform for en gravemaskin, og fjerne de faste massene foran fyllingstippen, vil fortregningen kunne gjennomføres med lavere oppfyllingshøyde, og betydelig mindre risiko for ukontrollerte utglidninger.

Anbefalte verdier for nødvendig oppfyllingshøyde og gravedybde- og lengde foran fyllingen fremgår av Figur 1-3- 3, men disse størrelsene må vurderes og reguleres fortløpende under arbeidets gang. Figuren viser ellers at fyllingen skal bygges opp med en overhøyde i forhold til prosjektert traubunn. Dette vil i de fleste tilfeller være nødvendig, spesielt når prosjektert traubunnen ligger i terreng høyde eller på lav fylling. I de tilfeller hvor det skal massefortregnes under en høy fylling kan det imidlertid være slik at det ikke kan fylles opp til permanent fyllingshøyde under fortregningsarbeidet da dette kan medføre uakseptabel risiko for ukontrollerte, alvorlige utglidninger. I slike tilfeller må fyllingen bygges opp til et lavere, forsvarlig nivå under fortregningsarbeidet, og deretter bygges opp til permanent høyde etter at fortregningen er gjennomført.

**DIMENSJONER**

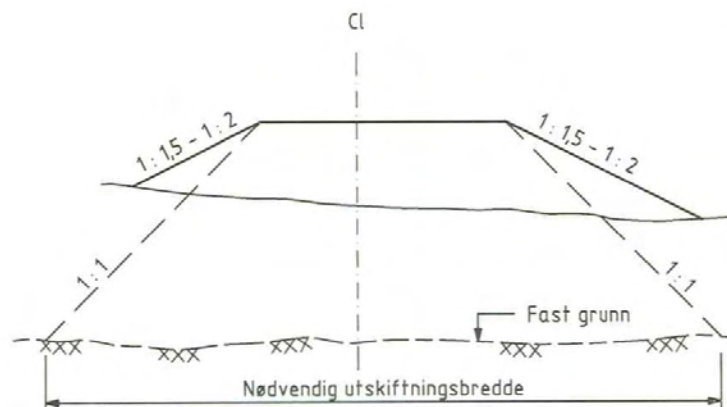
$h = 2 - 4$ m avhengig av fastheten i grunnen, fyllingshøyde og dybde til fast grunn. h min. = 2 m. d vurderes avhengig av topplagene, fastheten og materialtype $L = D - d$, min 5 m

Figur 1-3- 3 Massefortrengning, lengdeprofil

Før fortrengning starter, graves det i en lengde på min. 5 m foran fyllingstippen. Steinmassene legges ut med overhøyde, min. 2 m, avhengig av fyllingshøyde og tykkelse av bløte lag. I de fleste tilfeller vil det være mest hensiktsmessig og minst risiko forbundet med at fortrenningsmassene tippes et stykke inne på fyllingen, og skyves ut til fyllingsfronten med dozer.

Ved sjøfyllinger hvor ukontrollerte utglidninger kan medføre alvorlige konsekvenser, bør fortrenningsmassene tippes et stykke inne på fyllingen og plasseres på fyllingskråningen ved hjelp av gravemaskin som står på trygg grunn. Med trygg grunn menes i denne sammenheng den delen av fyllingen hvor det er utført sprengning. Gravemaskinen bør stå minst 3 m inne på trygg grunn da eventuelle ukontrollerte utglidninger i masseer under utlegging kan rive med seg bakenforliggende masser i en sone mellom sprengt fylling og fylling under utlegging.

Best resultat oppnås hvis fortrengningen utføres i retning med helningen på fast lag eller fjell. Nødvendig utskiftingsbredde i forhold til den permanente fyllingens høyde og bredde er vist i Figur 1-3- 4. Under terrengnivå vil imidlertid ikke skråningen for erstatningsmassene ha konstant helning, men bli brattere med dybden. Dette forhold må derfor vurderes og tas hensyn til når nødvendig fyllingsbredde planlegges.



Figur 1-3- 4 Masseutskifting, tverrprofil.

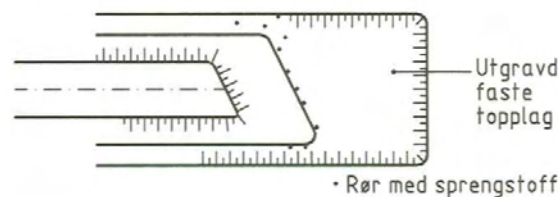
1.3.2.4 Sprengning foran fyllingstippen

Når dybden til fast grunn er for stor til at massene kan fortrenses med graving foran fyllingen kan detonerer av sprengladninger i løsmassene foran fyllingen være en effektiv måte å foreta massefortrengning på der hvor forholdene ellers ligger til rette for det. Ved sprengning vil fastheten i massene reduseres, og de vil dermed være lettere å fortrenge. Jo høyere løsmassenes sensitivitet er, jo bløtere og lettere å fortrenge vil de bli etter sprengning. Sprengninger har vanligvis størst effekt når ladningene plasseres på eller like over fast grunn.

Sprengning kan benyttes enten alene, eller i kombinasjon med graving foran fyllingen, som vist i Figur 1-3- 5. Best effekt oppnås når fronten på fyllingen skrås i samme retning som fallet på underliggende berg/faste lag. Eventuelle faste bæredyktig topplag vil imidlertid etter hvert miste sin fasthet som følge av sprengningen, og vil da ikke lenger kunne benyttes som arbeidsplattform for utgraving foran fyllingen. Det vil derfor i mange tilfeller etter hvert bli umulig å få fjernet masser fra området nærmest fyllingsfronten når det først har blitt tatt i bruk sprengning.

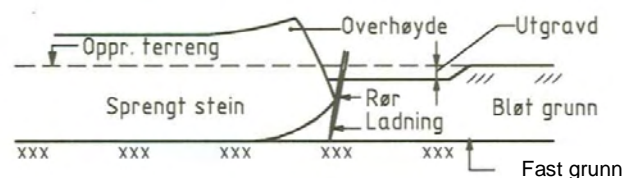
Nødvendig fyllingshøyde, samt plassering og størrelse av sprengladningene, vurderes og reguleres fortløpende under arbeidets gang.

PLAN

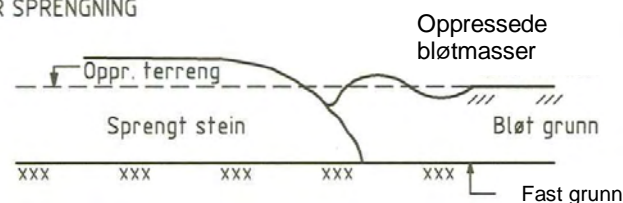


LENGDEPROFIL

FØR SPRENGNING



ETTER SPRENGNING



Figur 1-3- 5 Sprengning foran fyllingstipp

Sprengladninger plasseres i stålrør eller plastrør som trykkes eller slås ned til forutsatt fortrenningsnivå foran fyllingsfronten, fortrinnsvis så nær inntil fyllingen som mulig. Rørene skal kunne skjøtes for å oppnå tilstrekkelig dybde. For å oppnå best mulig effekt av sprengningen bør rørene være så tynnveggede som mulig, men godstykkelsen må likevel være så tykk at rørene lar seg presse eller slås ned til nødvendig dybde. Ved

fortrengningsdybder inntil ca. 15 meter vil det være hensiktsmessig å benytte rør med diameter 2" (ca. 5 cm). Ved større dybder kan det være gunstig å benytte rørdimensjon 3" (7-8 cm), slik at en forholdsvis større andel av ladningen blir liggende i dybden. Avstanden mellom rørene rundt fyllingsfronten bør i utgangspunktet være 2-3 m ved bruk av 2" rør. Ved bruk av større rørdimensjon bør det benyttes større røravstand. Et utgangspunkt for ladningsstørrelsen i hvert rør kan være $(1 \times D)$ kg, der D er fortrengningsdybden i m, se Figur 1-3- 3. Det skal fortrinnsvis benyttes momenttennere til detonering av ladningene, men det kan også vurderes å bruke millisekundtennere. For å unngå "utblåsning" fra rørene må det alltid benyttes fordemning fortrinnsvis ved bruk av sand.

Avstanden mellom to sprengninger bør ikke overstige 5 m i fyllingsretningen.

Etter at sprengning er utført kan det av sikkerhetsgrunner være behov for å vente en tid før videre utfylling fortsetter på grunn av mulig forsinkelse i fortrengningsutviklingen.

Fortrengte masser foran fyllingsfronten skal om nødvendig graves ut etter hver sprengning. Etter lengre tids stopp i arbeidene utføres det sprengning før arbeidet tas opp igjen.

Fortrengning ved bruk av sprengning vil uvilkårlig medføre rystelser. Før metoden tas i bruk må det derfor gjøres en grundig vurdering av hvilke eventuelle ulemper for og skader på omgivelsene disse rystelsene vil kunne medføre.

For at fortrengning ved sprengning skal kunne tas i bruk som forsterkningsmetode der hvor det er bløte masser til store dybder (dvs. mer enn 15-20 meter) er det en del forhold som må ligge til rette for at resultatet skal bli vellykket. For det første vil det være nødvendig å benytte forholdsvis store mengder sprengstoff ved hver sprengning. Dette vil stille ekstra store krav til forhåndsvurderingen av om det er konstruksjoner eller annet som kan utsettes for skadelige rystelser på grunn av sprengningene i området. For det andre må ikke de store løsmassedybdene være begrenset til en grop der hvor det skal fortrenges. I fortrengningsretningen må det over en relativt lang strekning være så stor mektighet av bløte masser at fortrengningen ikke hindres ved at massene som skal fortrenges møter en "motbakke" av fastere masser. Fortrengning til store dybder får direkte påvirkning på forholdsvis store områder utenfor selve veien, og i et forholdsvis stort område på sidene av veien må det derfor kunne aksepteres en varig heving av terrenget (ref 6).

Også til selve utførelsen av arbeidet stilles det spesielle krav når det skal masseutskiftes ved sprengning til store dybder. For det første vil det, som nevnt foran, være nødvendig med større rørdiameter og forholdsvis store mengder sprengstoff i dybden. Erfaringer tilsier at det også er gunstig å benytte en ekstra rad med rør foran tippen, anslagsvis 5 – 8 meter utenfor den primære raden. Når det fylles opp igjen med fortrengningsmasser (sprengstein) etter en sprengning bør det ikke fylles opp på de massene som skal fortrenges. Utfyllingen bør derimot stoppes ved fyllingsfoten som er blitt dannet etter sprengningen. Denne fremgangsmåten vil føre til at fortrengningsarbeidet vil ta lengre tid, men den vil til gjengjeld øke kvaliteten på fortrengningen.

Det skal ellers påses at sprenging utføres som forutsatt. Noen ganger tar det tid før ettervirkningen av sprengingen kommer til opphør ($\approx 1/2$ time) og ferdsel på fyllingen med maskiner og mannskap skal først skje etter at all ettervirkning har opphørt (ref. 7).

1.3.2.5 Ettersprengning

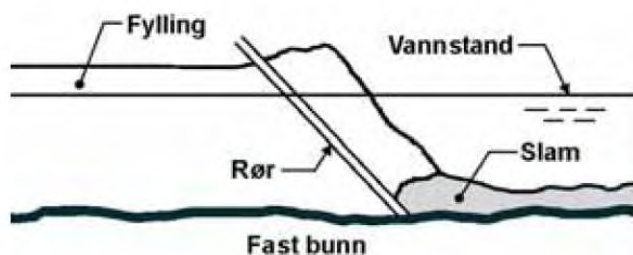
For å sikre tilstrekkelig sideveis fortregning kan det være nødvendig å utføre ettersprengning langs vegfyllingen. Ettersprengning skal sikre at fyllingen får kontakt med fast grunn eller fjell ut til skråningshelning 1: 1 fra vegkant, se Figur 1-3- 4.

Ladninger á 3-5 kg plasseres i rekke langs og på skrå under fyllingsfot med avstand ca. 5 m. Ladningene settes av samtidig. Virkningen av sprengningen registreres ved nivellement av punkter på vegfyllingen.

Ettersprengning gjentas til registrerbare / målbare setninger langs vegkantene etter sprengningen er akseptable.

1.3.2.6 Massefortregning ved fylling i vann

Massefortregning kan også utføres ved at det legges rør på fyllingsfront før videre utfylling i vann som illustrert på Figur 1-3- 6 (Flekkefjordmetoden se ref. 4).



Figur 1-3- 6 Massefortregning med ladning i rør lagt på fyllingsfront før overfylling og sprengning

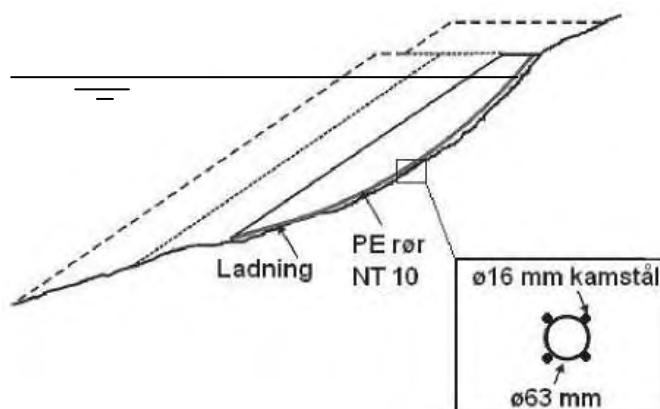
Sprengladninger kan også benyttes på utfylte skråninger for fortregning av underliggende bløte masser (se kap. 2.3.4.5).

Det skal utføres ettersprengning langs fyllinger som fundamenteres ved fortregning.



Figur 1-3- 7 Eksempel på ettersprengning av fylling lagt ut med Flekkefjordmetoden (Foto: Frestad/Pedersen)

Ved utfylling i vann på bratt sjøbunn har fortregning ved sprengning i plastslanger lagt ut på sjøbunnen før utfylling vært anvendt med godt resultat i flere tilfeller. Plastrør av type PE rør NT 10 (Ø 63 mm) har vært benyttet og disse legges med 5 - 10 m avstand langs strandkanten og ut i sjøen så langt ut en ønsker at fortregning skal skje. Slangene vektet med armeringsjern som lodd for at de ikke skal flyte opp, se Figur 1-3- 8. Etter at utfylling er foretatt, lades slangene og sprengning foretas (Aurlandmetoden se ref. 5). Deformerte/semmenklemte slanger kan medføre problemer ved ladning. Det bør derfor unngås å fylle med grov stein før slangene er tilstrekkelig tildekket med finsprengt stein.



Figur 1-3- 8 Massefortregning ved sprengning i plastslanger plassert på sjøbunn.

Slangene bør ikke lades helt ut til fyllingstå da liten overdekning her kan medføre at massene spres utover sjøbunnen uten at nevneverdig fortregningseffekt oppnås. Plassering av dypeste ladning bør derfor knyttes til en nærmere definert minste overdekning.



Figur 1-3- 9 Utfylling i sjø med bruk av Bailey bru og flåter (Foto: Frode Oset)

Ved fortreningsarbeider i Aurland, Sogn- og Fjordane (ref. 5) ble det også benyttet Bailey-bru materiell som vist på Figur 1-3- 9, for riktig posisjonering av fyllmaser over plastslangene og for sikring av transportmaskiner under tipping.

1.3.3 KONTROLL OG OPPFØLGING

Det skal utarbeides kontrollplan for masseutskiftingsprosjekter. Kontrollplaner skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene, og for å oppnå forutsatt kvalitet.

Kontrollplaner skal omfatte følgende punkter:

- Fyllingsområdet
Det skal påses at fyllingsområdet er klargjort med hensyn til fjerning av matjord, trær, stubber og røtter.
- Geometri
Det skal vurderes om dybder til fjell/fast bunn er fastlagt i tilstrekkelig omfang slik at masseutskiftningens geometri kan fastlegges.

Det skal påses at utgraving utføres i planlagt bredde og dybde, se Figur 1-3- 1, Figur 1-3- 3 og Figur 1-3- 4.

- Masser
Det skal kontrolleres at fyllmassene er som forutsatt med hensyn til steinkvalitet, steinstørrelse og fordeling. Om nødvendig må subbus sorteres fra.
- Utlegging
Det skal påses at fyllingen legges ut som forutsatt med hensyn til bredde og fyllingshøyde, medregnet overhøyde før hver sprengning. Tilkjørt masse volum registreres, dokumenteres og sammenlignes med teoretisk volum.
- Sprengning
Det skal kontrolleres at sprengladninger plasseres i henhold til planene, og at sprengstoffmengde og tennere er som forutsatt.

Resultatet av hver sprengning registreres med nivellement og dokumenteres på profiler.

- Ettersprengning
Det skal påses at ettersprengning utføres som planlagt med hensyn til plassering, sprengstoffmengde og tennere.

Effekten av hver sprengning nivelleres og dokumenteres på profiler.

- Komprimering
Etter at all sprengning er utført, skal fyllingen komprimeres i henhold til håndbok 018, Vegbygging (ref. 1).
- Forbelastning
På ferdig komprimert fylling legges ut eventuell forbelastning. Setninger registreres og dokumenteres.
- Etterkontroll

Setningsnivellering av ferdig fylling utføres i en periode for å avgjøre når overbygning og dekke kan legges. Slik setningskontroll er spesielt viktig når fyllingen skal bære brulandkar eller andre konstruksjoner. Etterkontroll dokumenteres.

- Registrering av skader
Før arbeidet starter og under arbeidets gang skal eventuelle nærliggende hus og andre konstruksjoner registreres med hensyn til skader og nivelleres.

Ved sprengning må det vurderes om det oppstår vibrasjoner som kan føre til skader. Ved sprengning i vann må en også ta hensyn til mulig skade på fisk. Skader kan også oppstå dersom arbeidene fører til grunnvannsenking. Kontroll må bestå i registreringer og nivellement som dokumenteres.

1.3.4 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Babic M.M. et.al., Fylling over Leangbukta. Internrapport nr. 1025. Veg laboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1982.
- (3) Vaslestad 1., Ras ved Imsen, rv 723; Utbedring med massefortrengning. Internrapport nr. 1272. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1986.
- (4) Statens vegvesen, Massefortrengning av fyllinger under vann, Laboratorieserien rapport nr. 74, februar 1996.
- (5) Statens vegvesen, Strandsonestabilitet, Sk.kurs 13.-14, oktober 1998, Fyllinger i sjøen, utlegging og sprengning, Intern rapport nr. 2060, november 1998.
- (6) Seim T., Massefortrengning til stor dybde på land, Intern rapport nr. 2116, Geoteknisk Prosjektering - Sentralt kurs 3. - 4. november 1999, Vegdirektoratet 1999.
- (7) Hagen E., Massutskifting ved fortrengning, Framnes bru, Hedmark, Kurs i grunnboring, Olavsgårdhotel, mai 1989, Teknologirapport Nr. 2515, Vegdirektoratet 2008

1.4 ARMERING UNDER FYLLING

1.4.1	GENERELT.....	29
1.4.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	31
1.4.2.1	Materialtyper og egenskaper.....	31
1.4.1.2	Bruddtyper	35
1.4.2.2	Intern stabilitet	35
1.4.2.3	Totalstabilitet	38
1.4.2.4	Tilleggskrefter pga. setninger	39
1.4.2.6	Dimensjonering av armering.....	41
1.4.2.7	Forankring av armering	41
1.4.2.8	Deformasjon i jordarmering.....	41
1.4.2.9	Forenklet dimensjonering av anleggsveg på bløt grunn.....	42
1.4.3	UTFØRELSE.....	44
1.4.4	KONTROLL.....	46
1.4.5	PROSJEKTEKSEMPLER.....	47
1.4.5.1	Veg på bløt grunn	47
1.4.5.2	Anleggsveg på myr i Lofoten.....	49
1.4.5.3	Breddeutvidelse av veg på bløt leire	52
1.4.6	SYMBOLLISTE.....	53
1.4.7	REFERANSER	54

1.4.1 GENERELT

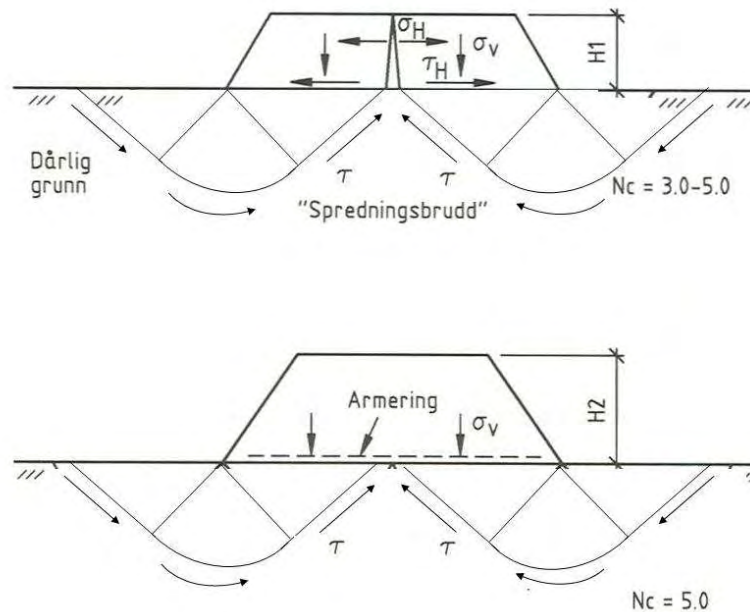
Ved vegbygging på bløt grunn kan bæreevnen økes ved bruk av jordarmering. Jordarmering har vært benyttet i Norge siden middelalderen. Aktuelle armeringsmetoder var kavler, trær, kvist eller faskiner.



Figur 1-4- 1 *Bruk av bakhon som armering under fylling i Fornebukrysset (Foto: Roald Aabøe)*

I Trøndelag er det gravd fram vegger som er lagt på kavler og som er tidfestet til år 1000-1100. I dag benyttes i prinsippet samme metode, men andre materialer som stålarmingsnett eller geosynteter (geotekstiler eller geonett).. En oversikt over aktuelle materialer benyttet til jordarmering er gitt i (ref. 9). Geosynteter brukt til jordarmering kan ha dukstruktur eller nettstruktur.

Figur 1-4- 2 viser forenklet effekten av en strekkarmering i underkant av fylling.



Figur 1-4- 2 Armering under fylling på bløt grunn gir økt bæreevne. a) Spredningsbrudd uten armering. b) Økt bæreevne med armering under fylling

Uten armering vil jordtrykket (σ_h) kunne forårsake horisontale deformasjoner i underkant av fyllingen og mobilisering av skjærspenninger (τ_h). Dette kan forårsake spredningsbrudd som vist i Figur 1-4- 2.

En effektiv strekkarmering vil motvirke strekktøyninger i nederste del av fyllingen og skjærspenningene reduseres vesentlig. Dette vil igjen motvirke skjærdeformasjoner i undergrunnen.

Bæreevnen øker fordi den kritiske skjærflaten både går dypere og blir lenger. Beregningsmessig vil det komme til uttrykk ved at bæreevnefaktoren N_c øker på grunn av redusert ruhet (r) i fundamentnivå.

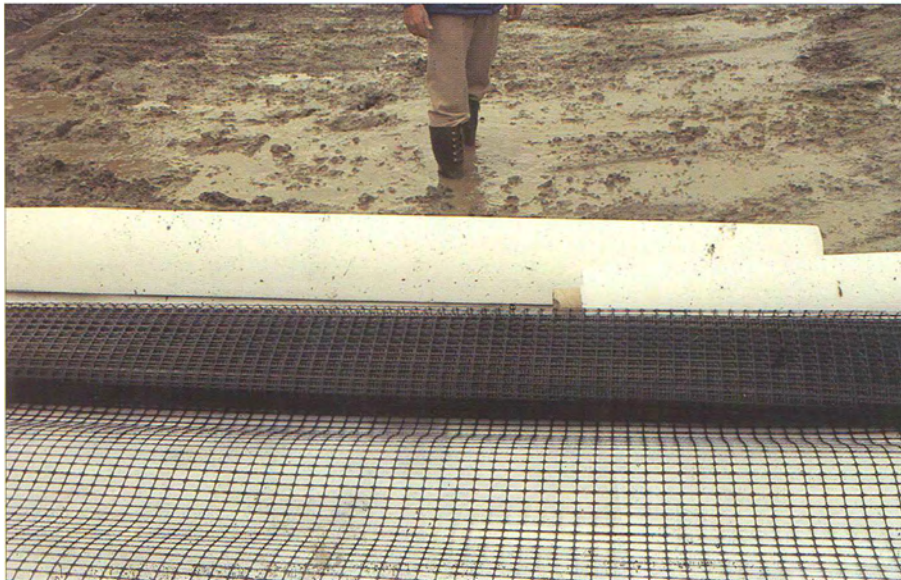
Armeringens primæroppgave er således å redusere mobiliseringsgraden for undergrunnen (øker stabiliteten og reduserer skjærdeformasjonene).

Selv om jordarmeringen vil gi økt bæreevne, vil ikke setningene i grunnen redusere. Differansesetningene kan imidlertid reduseres betydelig ved bruk av jordarmering.

Ved å bruke armering under fylling kan fyllingshøyden (H) økes fra høyden H_1 uten armering til høyden H_2 med armering, se Figur 1-4- 2. Jordarmering kan også benyttes til å bruke en steilere skråningshelning enn hva opprinnelig egenstabilitet tillater, ved å armere selve fyllingen.

Separasjon av materialer er en effekt som også oppnås ved bruk av enkelte armeringsduker. Ved bruk av nett må det kombineres med et mer egnet geotekstil for å oppnå separasjon. Armeringsduker har også en viss evne til å filtrere fine jordpartikler. Dersom filtrering er en primær oppgave må det dimensjoneres ut fra oppsatte filterkriterier.

Ved dimensjonering av armering under fylling må flere lasttilfeller undersøkes. Disse er; totalstabilitet, stabilitet i fyllinga mot horisontalglidning og utpressing av masser under fyllinga samt tilleggskrefter pga. setninger. Det forutsettes da at lokalstabiliteten av selve fyllingsskråningen er ivarettatt med stabil skråningshelning tilpasset aktuelle fyllingsmaterialer eller ved en armert løsning ved bruk av brattere skråning.



Figur 1-4- 3 Utlegging av armeringsnett med underliggende fiberduk.

1.4.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

1.4.2.1 Materialtyper og egenskaper

De fleste geotekstiler og geonett framstilles av polymere materialer (kunststoff). Enkelte geotekstiler framstilles av naturlige fibre, eksempelvis ull og bomull.

De mest vanlige produkter som benyttes til framstillingen av syntetiske armeringsprodukter er:

Polyester: Samlenavn på kunststoff en får ved å lage en ester av organiske syrer og alkoholer.

Polyamid: Termoplast laget ved kondensasjon av diverse kjemiske forbindelser.

Polyetylen: Termoplast laget ved polymerisasjon (en kjemisk prosess) av etylen.

Polypropylen: Plaststoff.

Figur 1-4- 4 viser de ulike polymertypenes bestandighet med hensyn til kjemiske stoffer og

ulike påvirkningsfaktorer.

Polymer type	Evne til å motstå										
	Høy temperatur	Absorpsjon av vann	Syrer	Baser	Biologisk nedbrytning	Saltvann	Mineraliske oljer	Flybensin	Løsningsmidler	UV-stråler, ustabilisert polymer	UV-stråler, stabilisert polymer
Polyester	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god
Polyamid	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god
Polyetylen	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god
Polypropylen	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god	Meget god

Lav
 Middels
 God
 Meget god

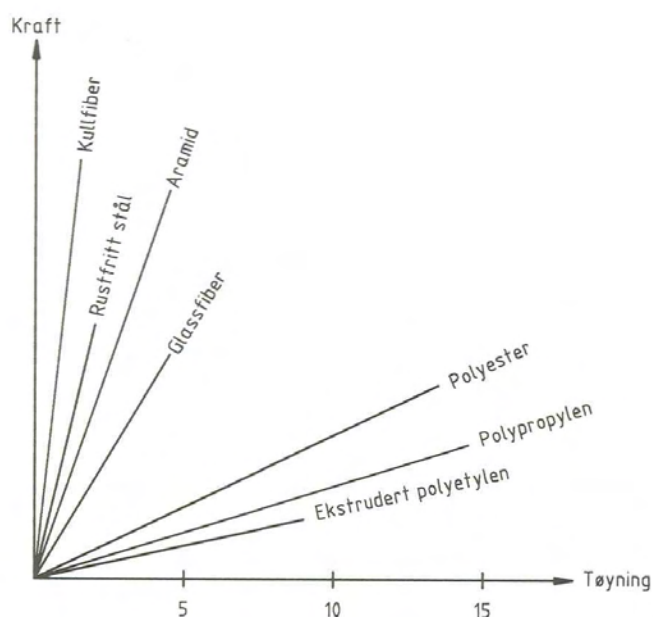
Figur 1-4- 4 Polymertypenes bestandighet

Med hensyn på langtidseffekt har polyamid og polyester evnen til å stabilisere seg på et bestemt tøyingsnivå. Polypropylen og polyetylen vil fortsette å kripe hvis lasten er større enn dimensjonerende langtidsstyrke. For beregning av dimensjonerende materialstyrke vises det til håndbok 016 (ref. 1)

De viktigste dimensjonerende egenskaper for armering under fylling er:

- styrke og stivhet for strekkpåkjenninger
- kryp motstand (forholdet tøyning/tid)
- friksjon/heft mellom materialet og jorda

Strekstyrke og stivhet avhenger både av råmaterialet brukt i armeringen og produktenes framstillingsmåte og struktur. Arbeidskurver for en del råmaterialer til framstilling av jordarmering framgår av Figur 1-4- 5.



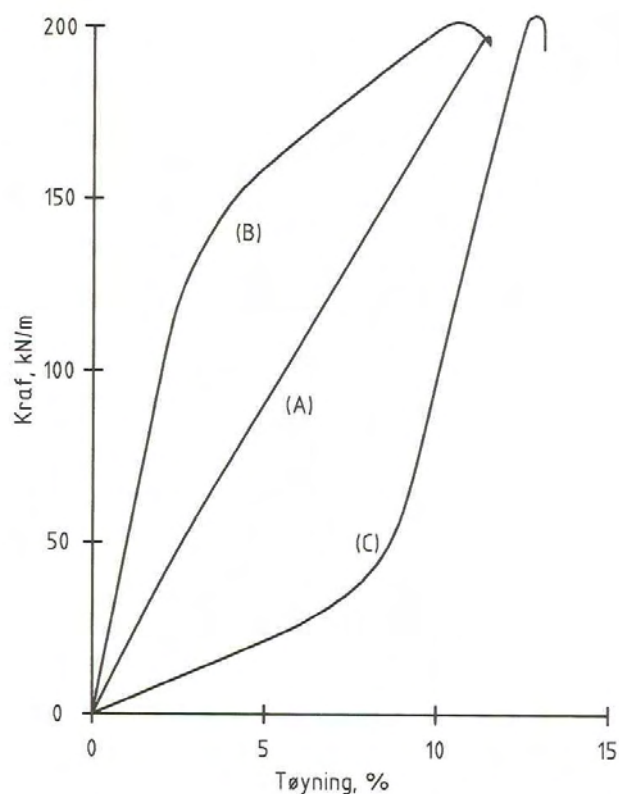
Figur 1-4- 5 Kraft/tøyningsdiagram for ulike armeringsmaterialer (prinsippskisse).

Stivhet for små strekkføyninger vil være viktigste styrkeparameter for armering under fylling.

Fokusering på bruddstyrke vil i de fleste tilfellene være lite relevant for armerings funksjon i ferdig konstruksjon, men kan av og til ha en viss berettigelse for byggefase.

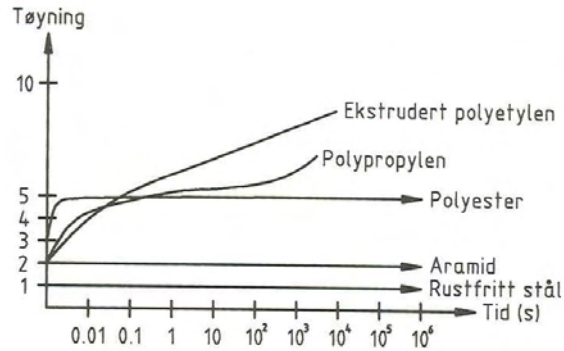
Kraft/føyningsdiagram (mao. stivheten) kan oppvise stor forskjell for produkter med samme bruddlast og bruddføyning.

Figur 1-4- 6 viser arbeidskurver for tre geosynteter med vesentlig forskjellige stivhets-egenskaper, men med samme strekkstyrkeegenskaper. Armeringsføyninger større enn 5% (langtid eller korttid) tillates ikke for armering under fylling. Det er imidlertid viktig å være klar over at arbeidskurver fra forsøk med armeringen alene ikke nødvendigvis viser hvordan armeringen fungerer i konstruksjonen. Resultatet av slike forsøk må derfor sees i sammenheng med armerings funksjon og tilstand i konstruksjonen.



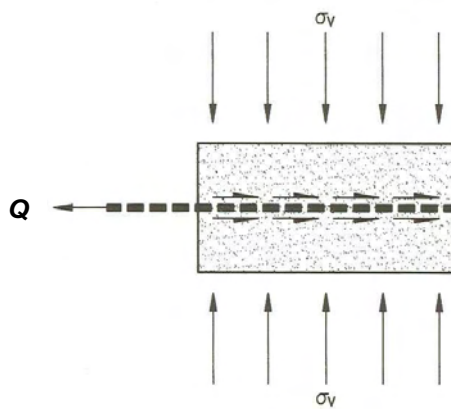
Figur 1-4- 6 Arbeidskurve for 3 geosynteter med samme strekkstyrke og bruddføyning.

Figur 1-4- 7 viser føyning/tidsdiagram for noen armeringsmaterialer.



Figur 1-4-7 Tøyning/tidsdiagram.

Friksjonens størrelse (samvirket med jord) er avhengig av armeringens overflate og struktur og jordmaterialets egenskaper, se Figur 1-4-8.



Figur 1-4-8 Friksjon mot armeringen.

Friksjonen Q mot armeringen kan finnes av (tosidig friksjon):

$$Q = \sigma_v \cdot 2A \cdot \alpha \cdot \frac{\tan \varphi}{\gamma_m}$$

hvis jordlaget over armeringen følger med blir uttrykket (ensidig friksjon):

$$Q = \sigma_v \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} \quad \text{eller uttrykt som skjærspenning} \quad \tau = \frac{Q}{A} = \alpha \cdot (\sigma_v' + a) \cdot \tan \rho$$

der:

- σ_v = vertikalspenning
- A = armeringens overflate
- α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord
- a = attraksjon
- φ = jordens friksjonsvinkel
- γ_m = materialkoeffisient

Reduksjonsfaktoren α for friksjon mellom armering og jord kan finnes fra tabell Figur 1-4-9.

Dersom det ikke finnes friksjon mellom fylling og undergrunn, blir kraften som skal holde fyllinga sammen lik det aktive jordtrykket.

$$Q_{ds} = K_A \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q \cdot H \right]$$

Det utføres kontroll av sikkerheten mot brudd i skråningen ved bruk av en av følgende formler:

$$\gamma_m = n \cdot \tan \varphi$$

$$\text{eller } \gamma_m = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta}$$

Symbolene framkommer av *Figur 1-4- 11*.

Det utføres kontroll av glidning på armeringslaget, kfr. *Figur 1-4- 12*

Skyvende kraft:

$$Q_{ds} = K_A \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q \cdot H \right]$$

Maks motholdskraft:

$$Q_{hold} = \gamma \cdot n \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \alpha \cdot \tan \rho$$

Materialkoeffisienten bestemmes av:

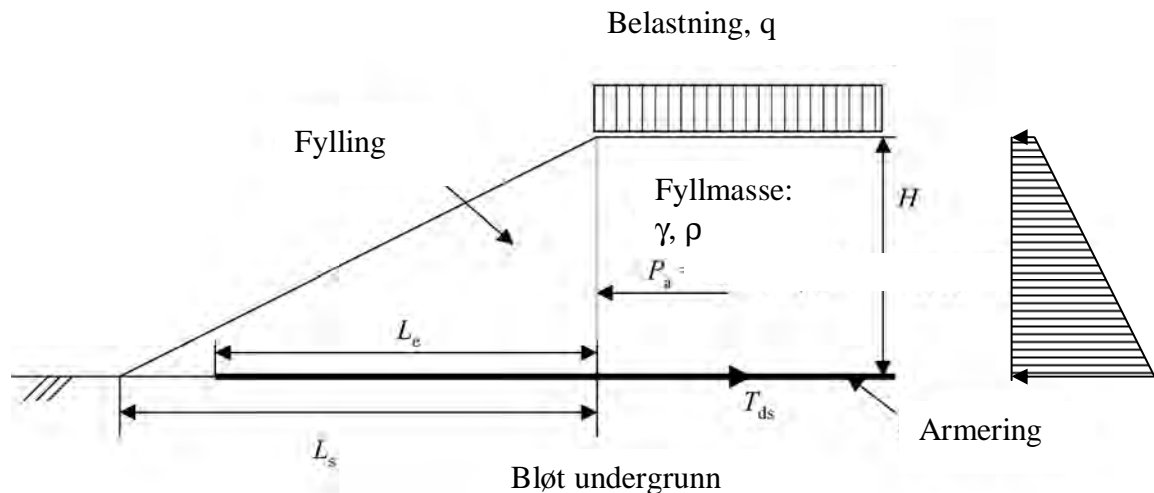
$$\gamma_m = \frac{\text{motholdskraft}}{\text{skyvende kraft}} = \frac{Q_{hold}}{Q_{ds}}$$

Nødvendig forankringslengde kontrolleres ved ligningen

$$L_e \geq \frac{Q_{ds} \cdot \gamma_m}{\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan \rho}$$

hvor

h er gjennomsnittlig fyllingshøyde over forankringslengden av armeringen
 h = H/2 er en konservativ antagelse og anbefales for å undersøke om foreslått skråningshelning er tilfredsstillende (dvs h = H/2 for $L_e = L_s$). Iterasjon med ulike verdier av h er nødvendig for å finne minste nødvendige forankringslengde.



Figur 1-4- 12 Stabilitet mot horisontalglidning

Fyllingens geometri påfører utadrettede spenninger i jordmassene under fyllingen, Figur 1-4-12. Hvor undergrunnen består av meget bløte masser i begrenset dybde, så kan de utadrettede spenningene forårsake utpressing av de bløte massene. For å hindre dette må den horisontale lengden av fyllingsskråningen L_s og armeringens forankringslengde L_e være stor nok til å mobilisere tilstrekkelig motkraft i armeringen (Q_{rf}). I nedenstående ligning antas $L_e = L_s$. Det må utføres iterasjoner med hensyn til tykkelsen av det bløte laget i undergrunnen z_i for å finne maksimalverdien. Da dette er en bruddsituasjon som antas å kunne oppstå nær overflaten av det bløte laget, anbefales det å begrense tykkelsen av det bløte laget til maksimum $z_{i \max} = 1,5 \cdot H$ for skråningshelninger i området $1,5 < n < 3,0$.

$$L_e \geq \frac{(\gamma \cdot H + q - (4\tau_d + 2\xi_d z_i))z_i}{(1 + \alpha_2)\tau_d + \xi_d z_i} \geq 0$$

hvor

- z_i er dybden til den nedre glideflaten.
Hvis de bløte massene i undergrunnen har begrenset dybde og har en konstant udrenert skjærstyrke, dvs $\xi = 0$, så kan z_i settes $z_i = t$, hvor t er den totale tykkelsen av det bløte laget. Hvis $\xi \neq 0$ så må det utføres beregninger for varierende verdier av $z_i < t$ for å finne største nødvendige sidelengde L_{ext} .
- t er tykkelsen av det bløte laget
- τ_d er dimensjonerende udrenert skjærstyrke i det bløte laget under armeringen
- ξ_d er økningen i udrenert skjærstyrke pr. m dybde under fyllingen
- α_2 er reduksjonsfaktoren for samvirke mellom armering og undergrunnen med fasthet $\tau_d = s_u/\gamma_m$. NB! Merk at samsvar i tøyninger er nødvendig for å kunne anvende største verdi av reduksjonsfaktoren (sensitive masser i undergrunnen).
- H er fyllingshøyden
- γ er dimensjonerende tyngdetetthet for fyllmassene
- q er dimensjonerende tilleggslast fra belastninger på fyllingen

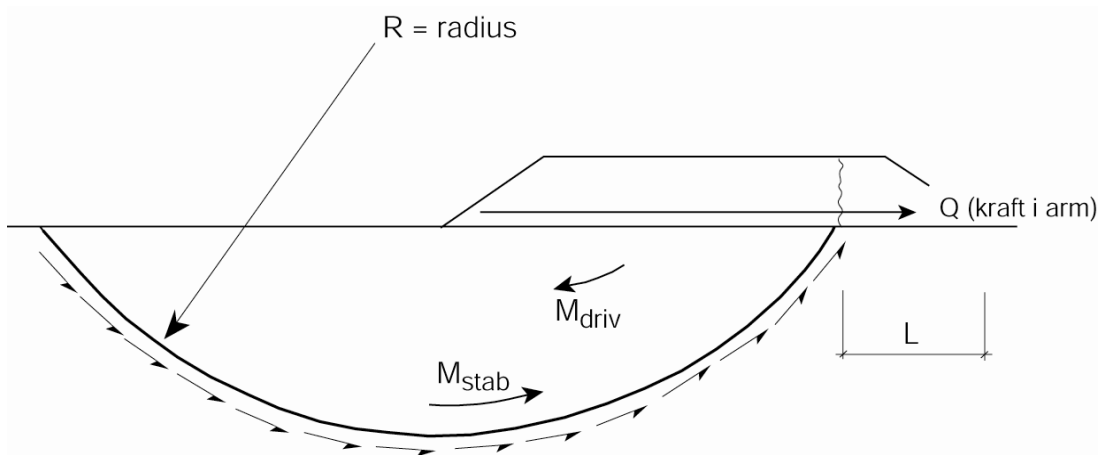
Største nødvendige forankringslengde L_e (beregnet for $L_e = L_s$) anvendes for å beregne strekkraften generert i hovedarmeringen pr. m på grunn av utadrettede skjærspenninger i undergrunnen selv om L_s og L_e er valgt lengre enn nødvendig:

$$Q_{rf} = \alpha_2 \cdot \tau_d \cdot L_{ext}$$

hvor

- τ_d er dimensjonerende udrenert skjærstyrke i det bløte laget under armeringen
- L_e er beregnet nødvendig armeringslengde utenfor fyllingsskulder
- α_2 er reduksjonsfaktoren for samvirke mellom armering og undergrunnen med fasthet s_u . NB! Merk at samsvar i tøyninger er nødvendig for å kunne anvende største verdi av reduksjonsfaktoren (sensitive masser i undergrunnen).

1.4.2.3 Totalstabilitet



Figur 1-4- 13 Glidesnitt - beregning av totalstabilitet.

For totalspenningsanalyse er materialkoeffisienten uten armering:

$$\gamma_m = \frac{\text{stabiliserende moment}}{\text{drivende moment}} = \frac{M_{stab}}{M_{driv}}$$

Med armering under fyllinga blir materialkoeffisienten:

$$\gamma_m = \frac{M_{stab} + \Delta M_{stab}}{M_{driv}}$$

ΔM_{stab} = nødvendig stabiliserende tilleggsmoment for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet.

Bemerk at innføringen av armeringskrefter endrer rotasjonspunktets beliggenhet og dermed også forandrer størrelsen på M_{driv} og M_{stab} .

$$\Delta M_{stab} = R \cdot Q \cdot \cos \beta \Rightarrow Q_{ro} = \frac{\Delta M_{stab}}{R \cdot \cos \beta}$$

der R er radius i glidesirkelen, β er glidesirkelens helning med horisontallinjen og Q_{ro} er strekkraft i armeringen.

Beregning av strekkraften i armeringen kan utføres ved en vanlig stabilitetsberegning hvor aktuelle bruddflater undersøkes. Den kan utføres for $\alpha\phi$ -analyse og $\alpha D\phi$ -analyse så vel som totalspenningsanalyse.

For dype glideflater og smale fyllinger får armeringen begrenset effekt med hensyn på totalstabiliteten pga. at forankringslengden blir for kort. I slike tilfeller kan det være aktuelt å forankre armeringen i motfyllinger.

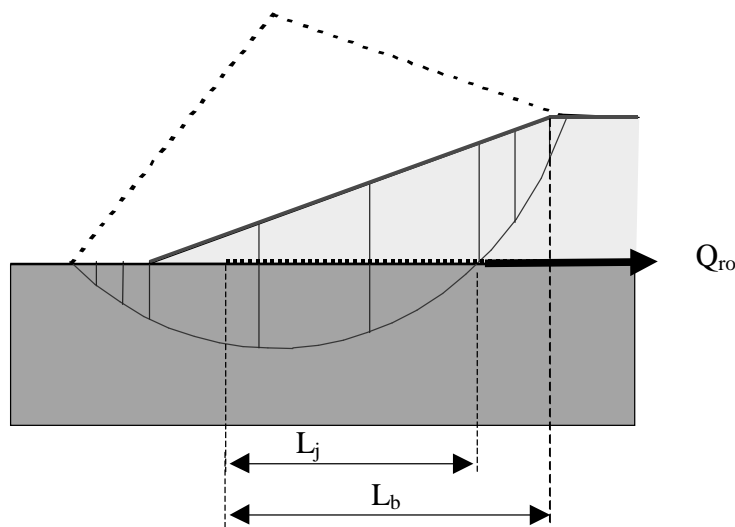
Armeringen må ha tilstrekkelig forankring i tilliggende jord for å sikre at nødvendig Q_{ro} kan oppnås. Nødvendig forankringslengde L_j beregnes i henhold til formel

$$L_j \geq \frac{(Q_{ro})}{\alpha \cdot (a + \gamma h) \cdot \tan \rho}$$

h er gjennomsnittlig fyllingshøyde over armeringen (L_{pj})

γ er dimensjonerende tyngdetetthet av fyllingen

L_j velges som den største lengden som fremkommer ved innsetting av verdier for α , a og $\tan \rho$ for fyllmasser eller undergrunn.



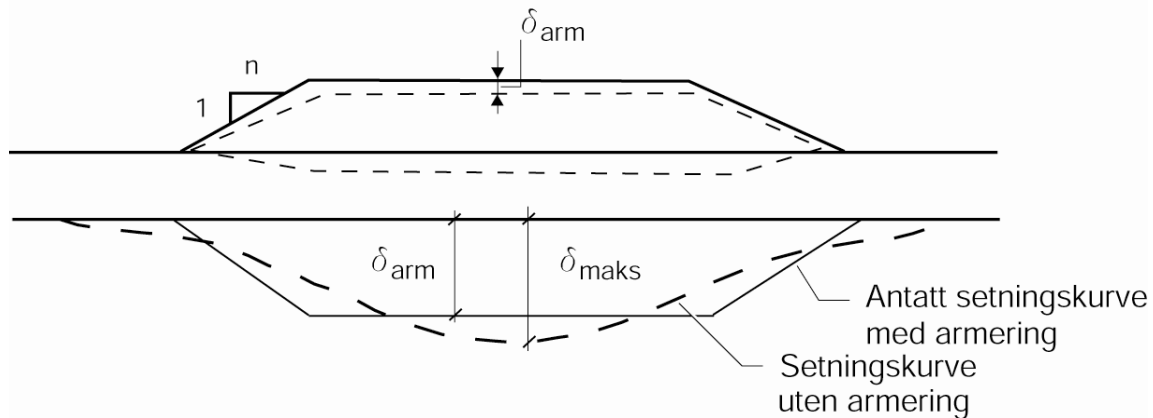
Figur 1-4- 14 Nødvendig forankringslengde L_j , og forankring utenfor fyllingsskulder, L_b

Det er ikke nødvendigvis glidesirkelen som gir størst Q_{ro} som gir den største verdien for L_b .

1.4.2.4 Tilleggs krefter pga. setninger

How an reinforcement in detail functions in connection with settlements is unclear. Generally it applies for the calculation model below that small settlement differences affect the reinforcement in a small degree.

Spenningene blir små. Armeringen betraktes som “setningsutjevner” i samsvar med Figur 1-4-15.

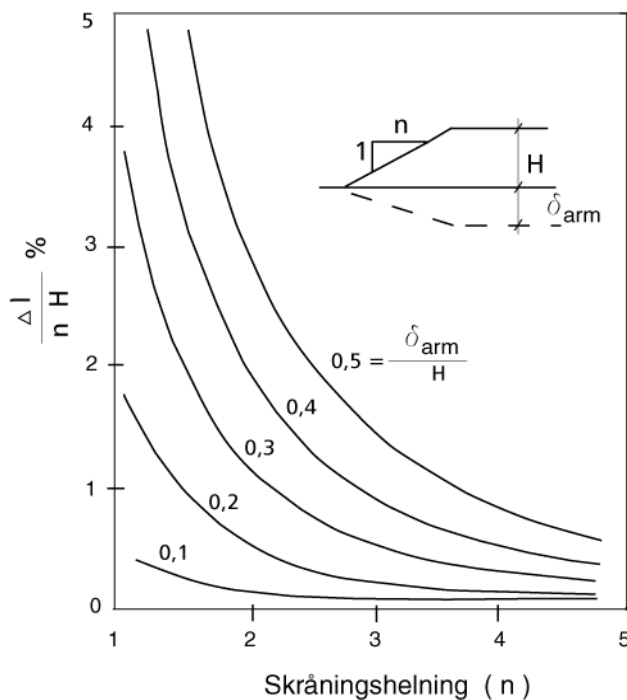


Figur 1-4-15 Armering under fylling som setningsutjevner.

Erfaringsmessig kan en sette $\delta_{arm} = 0,8 \cdot \delta_{maks}$ der δ_{maks} er maksimal setning under fyllinga beregnet med vanlig metode. Forlengelsen (tøyning) av armeringen beregnes fra:

$$\Delta L = \sqrt{\delta_{arm}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H)$$

Tøyning i armeringen uttrykt ved $\frac{\Delta L}{n \cdot H}$ kan også finnes fra Figur 1-4-16.



Figur 1-4-16 Tøyningen i armeringen.

Når ΔL er bestemt kan tilsvarende kraft i armeringen Q_8 tas ut fra last/deformasjonsdata for armeringsmaterialet.

1.4.2.5 Kombinasjon av lasttilfeller

Største verdi Q_r av Q_{ro} fra Kap. 1.4.2.3 eller summen av $Q_{ds} + Q_{rf}$ fra Kap 1.4.2.2 benyttes i de videre dimensjoneringsberegninger.

Ved fastsettelse av Q_r velges den største verdi av følgende:

1. Nødvendig kraft i armeringen for å oppnå tilstrekkelig totalstabilitet, Q_{ro} eller
 2. Krefter i armeringen pga. glidning mot underlaget og utpressing av masser under fyllingen, $Q_{ds} + Q_{rf}$
- Q_r kombineres så med
3. Kraft i armeringen pga. tøyning Q_{δ} .

Største kraft i respektive snitt av fyllinga blir da $Q_{maks} = Q_r + Q_{\delta}$

1.4.2.6 Dimensjonering av armering

Velg armering slik at $Q_{maks} \leq Q_{till}$

Q_{till} = tillatt kraft i armeringen (se Hb 016 Kap 16.2.)

Q_{maks} = maksimal armeringskraft etter summering

1.4.2.7 Forankring av armering

Den resulterende kraften som skal overføres i et snitt fås fra summering av kreftene i henhold til 1.4.2.5. Armeringen kan mobilisere en kraft (Q_{mob}) som overføres via armeringens underside til jord.

I 1.4.2.2 og 1.4.2.3 er nødvendig forankringslengde for de respektive belastningstilfellene kontrollert. Når last på grunn av deformasjoner legges til, må det også kontrolleres at forankringslengden for det kombinerte lasttilfellet også er tilfredsstillende.

Mobilisert kraft i armeringen bestemmes av:

$$Q_{mob} = \tau \cdot L$$

der τ er mobiliserbar skjærspenning som beskrevet under avsnitt 1.4.2.1.

Det må også kontrolleres at nødvendig kraft Q_{maks} kan tas opp av Q_{mob} .

1.4.2.8 Deformasjon i jordarmering

Det er viktig at jordarmeringen mobiliserer spenninger samtidig som jorda. Dette er spesielt viktig for jordarmering under fylling på bløt grunn. Jordarmeringen må derfor spennes opp før fyllmasser legges på. Hvis det er slakk i armeringen, kan det oppstå skjærdeformasjoner i jorda før armeringen begynner å virke noe som vil kunne føre til ujevn fyllingsoverflate.

Når armeringen belastes vil det oppstå tøyninger i denne. I Håndbok 016 kap. 16.1.2 er det vist til at de totale tøyninger i en armert konstruksjon bør begrenses til $\epsilon_{total} \leq 5\%$ og at

krypdeformasjoner etter anleggsfasen begrenses til $\epsilon_{\text{kryp}} \leq 2\%$. For fylling på bløt grunn vil det vanligvis ikke være kritisk om $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 10\%$, men $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 0,7 \cdot \epsilon_{\text{brudd}}$. For fylling på undergrunn med kontraktante materialer (kvikkleire) så bør $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 3\%$ for å sikre samvirke.

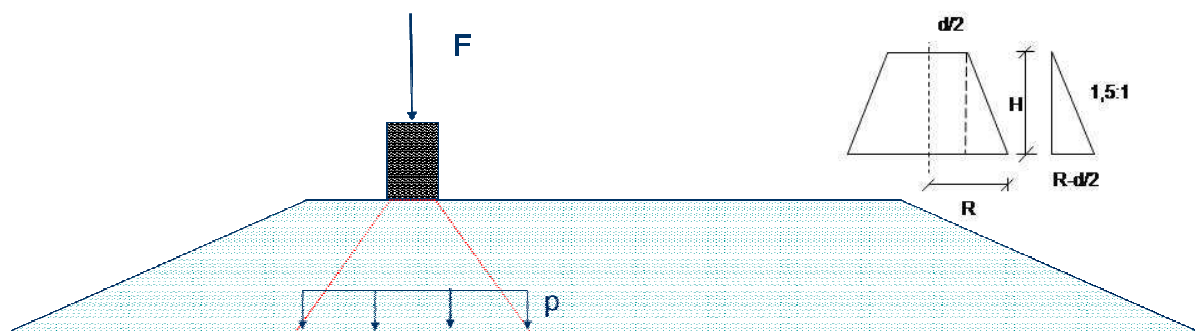
1.4.2.9 Forenklet dimensjonering av anleggsveg på bløt grunn

Ved behov for midlertidige anleggsveger på bløt grunn kan det være ønskelig å redusere fyllingstykkelsen mest mulig også der en vanlig fyllingstykkelse har tilstrekkelig bæreevne. Armeringens hovedoppgave blir da å sikre tilstrekkelig bæreevne for hjullastene slik at økende spordannelse forhindres.

Først må da minste tykkelse av vegoverbygningen som er nødvendig for å gi kjøretøyene tilstrekkelig bæreevne finnes. En tilnærming kan være å dimensjonere ut fra Hb 018 med en reduksjon i tykkelse basert på erfaring med hvor stor effekt armeringen har. En leire med udrenert skjærstyrke 15 kPa vil i hht. Hb 018 kreve et vegfundament på ca 100 cm uten armering. En ren bæreevnebetragtning vil imidlertid kreve omkring 80 cm som minste tykkelse av forsterkningslag og bærelag med noe variasjon etter hvor mye spordannelse som kan aksepteres. Beregninger for å vurdere effekt av armering utført med et regnearkprogram utviklet ved Montana State University, og tilpasset til norske forhold av SINTEF, viser at fyllingstykkelsen kan reduseres til ca 55 cm når det benyttes armering.

Som overslag, og eventuelt som alternativ til det nevnte regnearket, kan det for en løsning med armering vurderes hvor tynn overbygningen kan være ved bruk av bæreevneformel. Situasjonen direkte under hjullasten vurderes da. Overslagsmessig kan spenningstilstanden i underkant av fyllingen finnes ved å anta en spredning i vertikalspenning med dybden. En spredning på 2:1 blir ofte benyttet som et tilstrekkelig konservativt anslag for de fleste jordarter. Ved å legge inn et armeringslag lenger opp i fyllingen, og ved å tillate noe hjulspordannelse, kan det antas at fordelingen blir så bratt som 1,5:1.

Med armering kan det antas at horisontalspenningene i stor grad tas opp av armeringen i en bruddtilstand, dvs. at det ses bort fra horisontalspenninger mot undergrunnen i overslaget.



Figur 1-4- 17 Trykkfordeling under hjul i vegfylling

Ved å benytte bæreevneformel kan tillatt spenning mot undergrunn p finnes. Som en forenkling tas ikke vekten av fyllingen med og det benyttes bæreevnefaktor for statisk belastning.

$$p = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma_m} \text{ kPa}$$

Med kjent hjullast F kan nødvendig areal for å bære denne lasten beregnes som

$$A = \frac{F}{p} \text{ m}^2$$

Arealet kan antas å være tilnærmet sirkulært og dermed kan radien i sirkelen R beregnes.

$$R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \text{ m}$$

Antas kontaktflate for hjulene å ha bredde d m, blir nødvendig fyllingshøyde, se Figur 1-4-17

$$H = (R - d/2) \cdot 1,5 \text{ m}$$

Denne dimensjoneringen forutsetter imidlertid at det tillates vesentlige deformasjoner i traubunn/undergrunn ved repetert/syklisk belastning. Vegens overflate jevnes til ved behov.

VIKTIG!

For anleggsveger som senere skal inngå som en del av et forsterkningslag, bør undergrunnens mobilisering reduseres ved at det benyttes en lavere bæreevnemfaktor for repetert/syklisk belastning (eventuelt at sikkerhetsfaktoren økes) for å sikre at krav til traubunnens jevnhet opprettholdes.

Når fyllingens nødvendige tykkelse er bestemt, må fyllingens stabilitet og nødvendig armeringsstyrke vurderes etter rutine for armert fylling på bløt grunn. Det bør vurderes om det er fare for at fyllingen stedvis kan bli vesentlig tykkere enn beskrevet. Det blir raskt store setninger i torv, og dette kan det bli kompensert for allerede ved utlegging av masser, eventuelt at det legges ut mer masser etter hvert som det oppstår setninger og hjulspor.

Armeringens funksjon vil først og fremst være knyttet til å ta opp horisontale spenninger fra hjullast (det er forutsatt at det ikke overføres horisontale spenninger til undergrunn), samt fungere som setningsutjevner. Det vil kreves en relativt høy stivhet i armeringen for å kunne ta opp spenninger fra hjullaster da tøyningene i armeringen må holdes på et minimum.

Forelignelse av armeringen kan beregnes som vist i avsnitt 1.4.2.4

$$\Delta L = \sqrt{\delta_{arm.}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H)$$

Hvis det forutsettes at hoveddelen av setningstøyningene kommer under de ytre delene av fyllingen, vil tøyning over en lengde på 2·H da utgjøre:

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{\Delta L}{2H} \%$$

Armeringens stivhet kan ut fra dette tilpasses til akseptable tøyingsnivå ved valg av armeringstype.

Et eksempel på slik dimensjonering av anleggsveg i forbindelse med bygging av LoFast er vist i prosjekteksempler 1.4.5.3.

1.4.3 UTFØRELSE

Ved utlegging av armering under fylling på bløt grunn er det viktig å unngå grunnbrudd i anleggsperioden.

Armeringen bør normalt legges ut vinkelrett på senterlinje fylling (på tvers av fyllinga). Dette vil si at jordarmeringen legges med høyeste strekkstyrke i retning med største påkjenning.

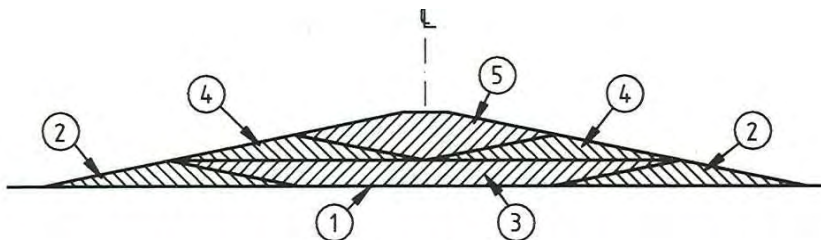
Det må brukes lett utstyr ved utlegging av masser, dozere med maksimalt grunntrykk på 20 kPa er egnet utstyr. Lagtykkelsen i fyllingen bør ikke overstige 0,3 m.

Eventuell tørrskorpe bør bevares mest mulig uforstyrret.

Der hvor grunnen er så bløt at den ikke bærer anleggsmaskinene, kan armeringen legges ut direkte på grunnen. Ved svært bløt grunn kan det være en fordel å bruke geonett. Ved bruk av geonett må det først legges en lett geotekstil som separasjonsduk. Ved legging av armering på bløt grunn skal det brukes sydde skjøter og ikke overlapping. Ideelt skal skjøtene ha like stor strekkstyrke som geotekstilet, men i praksis er det sjelden at strekkstyrken i skjøtene er større enn 2/3 av strekkstyrken i geotekstilet.

Skjøtene er det svake punkt i armeringen, og disse må utføres nøyaktig. Skjøter på tvers av tverrprofilen må unngås. Skjøting av geotekstiler er nærmere beskrevet i (ref.5).

Ved spesielt bløt grunn kan rekkefølgen på fyllingen utføres som vist på *Figur 1-4- 18*.



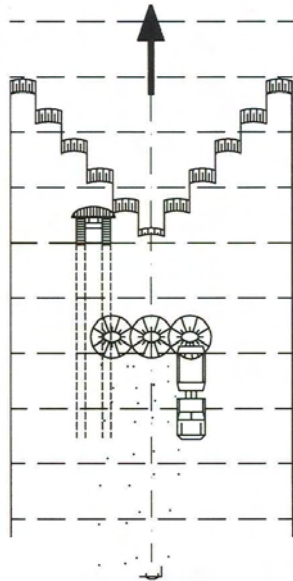
Figur 1-4- 18 Fylling på geotekstil over bløt grunn.

Etter at geotekstilet er lagt ut (trinn 1) plasseres masse på begge ender (trinn 2). Dette gjøres for å spenne opp geotekstilet, slik at strekkstyrken mobiliseres ved senere oppfylling. Så plasseres og fylles masse i midten (trinn 3). Ved neste lag legges først masse på endene (trinn 4), og så i midten (trinn 5). Maksimalt 30 cm lagtykkelse brukes.

Ved utlegging av det første laget må det ikke brukes for tunge anleggsmaskiner, slik at lokale bæreevnebrudd oppstår.

Tyngre utstyr kan brukes etter at første laget er lagt ut. Lagene komprimeres etter hvert.

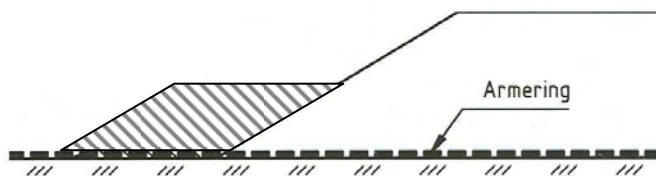
Ved meget bløt grunn plasseres fyllingen formet som en «U», se *Figur 1-4- 19*.



Figur 1-4- 19 Utlegging av fylling på geotekstil over meget bløt grunn.

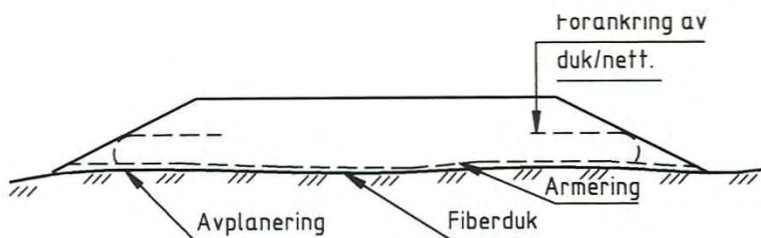
Eventuelle «skrukker» i armeringen må rettes ut før fyllingen plasseres. Armeringen må alltid være stram, slik at den ligger i strekk. På denne måten mobiliseres strekkstyrken uten for mye deformasjon. Fyllingene må legges ut symmetrisk slik at det hele tiden er balanse.

For å få til en permanent strekk i geotekstilet, kan det være nødvendig å legge ut små motfyllinger som vist på Figur 1-4- 20.



Figur 1-4- 20 Motfyllinger for å holde strekk i armeringen.

Armeringen kan også brettes rundt som vist på Figur 1-4- 21.



Figur 1-4- 21 Oppbretting av armering.

1.4.4 KONTROLL

Ved utlegging av armering på bløt grunn er det viktig å kontrollere utførelsen slik at det ikke oppstår grunnbrudd i anleggsfasen.

Lagtykkelse og utleggingsprosedyre må kontrolleres. Det skal dokumenteres at armeringsmaterialet tilfredsstillende de krav som er satt opp.

For armering under fylling skal følgende mekaniske egenskaper dokumenteres:

- Strekkstyrke og deformasjon
- Kryp
- Styrke av skjøter
- Friksjon
- Rivestyrke

Disse egenskapene skal være dokumentert i henhold til (Ref. 1).

Krav og retningslinjer for prosjektering og utførelse av armert jord i veg og fyllinger er angitt i (Ref. 8).

Geotekstilene skal plasseres og oppbevares slik at de ikke blir utsatt for sollys og fuktighet.

Det skal kontrolleres at geotekstiler ikke blir liggende eksponert mer enn noen timer før de blir tildekt av masser.

Bestandighetsegenskapene til geotekstilene skal dokumenteres (kjemisk nedbryting, sollys etc.).

Det må kontrolleres at det ikke er skarpe steiner eller andre ting som kan skade jordarmeringen på underlaget hvor jordarmeringen skal legges ut.

Eventuelle større ujevnheter på undergrunnen må avrettes før jordarmeringen legges ut.

Utlegging av jordarmeringen utføres slik at det blir minst mulig skjøter. Utleggingsretningen av jordarmeringen skal være vist på tegninger. Dette er spesielt viktig hvis jordarmeringen har forskjellig strekkstyrke i lengde- og bredderetning.

Det må kontrolleres at fyllmassene som brukes er i henhold til spesifikasjonene.

Fyllmassene skal ikke tippes direkte på jordarmeringen, men tippes på tidligere utlagte masser og spres ut med egnet utstyr. Fyllmassene over jordarmeringen skal ikke trafikkeres før det er lagt ut minst 300 mm.

Det skal ikke brukes vibrerende komprimeringsutstyr på det første laget.

Hvis jordarmeringen også brukes til separasjon og filtrering må hydrauliske og filtrerende egenskaper dokumenteres.

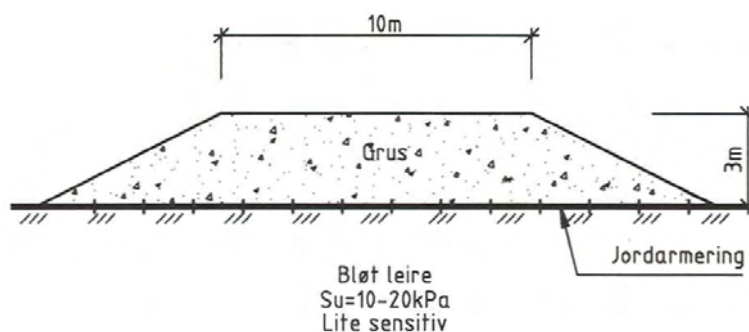
1.4.5 PROSJEKTEKSEMPLER

1.4.5.1 Veg på bløt grunn

Det skal brukes jordarmering under en 3 m høy fylling på bløt leire.

Grunnforhold

Leira har en udrenert skjærstyrke i området 10-20 kPa og er lite sensitiv ($S_t < 8$). Ødometerforsøk har vist at leira er forkonsolidert med en forbelastning på 100 kPa, slik at det ikke er problemer med setninger. Treaksialforsøk har vist at leira har en friksjonsvinkel på 29° og en attraksjon $a = 0$.



Figur 1-4- 22 Prosjektert vegfylling.

– Dimensjonering.

- Dimensjonerende materialstyrke - grus:

Materialkoeffisient $\gamma_m = 1,4$

$$\tan \rho = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = \frac{\tan 38^\circ}{1,4} = 0,56 \Rightarrow \rho = 29^\circ$$

- Dimensjonerende materialstyrke - leire:

$$\tan \rho = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = \frac{\tan 29^\circ}{1,4} = 0,40 \Rightarrow \rho = 22^\circ$$

- Jordtrykkskoeffisient K_A

K_A finnes for ruhet $r = 0$. Håndbok 016 figur 5.4 gir $K_A = 0,35$

- Jordtrykk (se Figur 1-4- 12)

$$Q_{ds} = K_A \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q \cdot H \right]$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$q = 13 \text{ kN/m}^2 \text{ (Trafikklast)}$$

$$Q_{ds} = 0,35 \cdot \left[20 \cdot \frac{3^2}{2} + 13 \cdot 3 \right] = 45 \text{ kN/m}$$

- Utpressing av leirmasser

Tilleggslast på grunn av bløte leire i undergrunnen (hindre utpressing av leirmassene). Vi forutsetter her at den øvre delen av leirlaget med tykkelse 1 m har en udrenert skjærstyrke på $s_u = 10 \text{ kN/m}^3$ og at fastheten er lik over denne dybden. Formelen for beregning av L_{ext} kan da forenkles i det $\xi = 0$ og $z_i = t = 1,0 \text{ m}$.

$$L_e \geq \frac{(\gamma \cdot H + q - (4\tau_d))z_i}{(1 + \alpha_2)\tau_d} \geq 0$$

Dette gir

$$L_e \geq \frac{\left(20 \cdot 3 + 13 - \left(4 \cdot \frac{10}{1,4} \right) \right) 1}{(1 + 0,7) \cdot \frac{10}{1,4}} = \frac{73 \cdot 1,4 - 40}{17} = 3,7 \text{ m}$$

For $\alpha_2 = 0,7$ ved bruk av armeringsduk mot leire.

Nødvendig forankringskraft i armeringen blir da

$$Q_{rf} = \alpha_2 \cdot \tau_d \cdot L_e = 0,7 \cdot \frac{10}{1,4} \cdot 3,7 = 18,5 \text{ kN/m}$$

Summen av disse kreftene gir $Q_r = 42 + 18,5 = 60,5 \text{ kN/m}$

- Totalstabilitet

Dette må kontrolleres mot strekk i armeringen som bidrag til totalstabiliteten. Dette gjøres ved å regne på glidesirkler i henhold til kap. 1.4.2.3. Her gjør vi et overslag ved hjelp av Janbus forenklete metode som med en forutsetning på $s_u = 20 \text{ kN/m}^2$ i gjennomsnitt til stor dybde gir følgende verdi for γ_m .

$$\gamma_m \approx N_0 \cdot \frac{s_u}{\gamma \cdot H + q} = 5,5 \cdot \frac{20}{20 \cdot 3 + 13} = \frac{110}{73} = 1,5$$

Det betyr at totalstabiliteten er ivaretatt uavhengig av armeringen og største strekkraft i armeringen blir da $Q_r = 59 \text{ kN/m}$ som beregnet ovenfor. Armeringens hovedformål er da å hindre spredningsbrudd i fyllingen.

- Dimensjonerende materialstyrke jordarmering $X_d > Q_{ds}$

dvs. $X_d > 59 \text{ kN/m}$

Dimensjonerende materialstyrke beregnes etter Håndbok 016 (Ref. 1), kap. 16.2 og valgt armeringsmateriale.

- Tilleggskrefter pga setninger – tøyning

Hvis vi forutsetter at beregnet setning for belastningen fra fyllingen basert på ødometerforsøk eller overslag utgjør $\delta_{\text{maks}} = 0,7 \text{ m}$ vil armeringen bidra til at $\delta_{\text{arm}} = 0,8 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ m}$. Armeringsforlengelsen kan da beregnes eller tas ut fra Figur 1-4- 15:

$$\Delta L = \sqrt{\delta_{\text{arm.}}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H) = \sqrt{0,56^2 + 2^2 \cdot 3^2} - 2 \cdot 3 = 0,026 \text{ m}$$

Vi forutsetter at hoveddelen av setningstøyningene kommer under de ytre delene av fyllingen og tøyning over en lengde på $2 \cdot H = 6 \text{ m}$ vil da utgjøre

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{0,026}{6} = 0,43\%$$

Denne tøyningen kommer i tillegg til tøyning på grunn av kraften Q_r beregnet ovenfor. Sistnevnte tøyning tas ut fra det valgte armeringsmaterialets last/deformasjonsdata. Vanlig krav er at $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 5 \%$ og at krypdeformasjoner etter anleggsfasen $\varepsilon_{\text{kryp}} \leq 2 \%$. For fylling på bløt grunn vil det vanligvis ikke være kritisk om $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 10 \%$, men da må $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 0,7 \cdot \varepsilon_{\text{brudd}}$. For fylling på undergrunn med kontraktante materialer (kvikkleire) bør $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 3 \%$ for å sikre samvirke.

1.4.5.2 Anleggsveg på myr i Lofoten

Anleggsvegen skulle fungere som adkomstveg inn mot et tunnelpåhugg slik at det ble tilgang til sprengstein fra tunneldrivingen til den permanente veien (ref. 18). Store myrområder måtte krysses, og for å spare masser var det ønskelig å etablere en veg direkte på torv/myr. For dimensjoneringsgrunnlag se avsnitt 1.4.2.9.

Dimensjoneringsgrunnlag

- Skjærstryke for torvmassene: 15 kPa
- Tillatt aksellast: 10 tonn
- Årsdøgntrafikk, ÅDTk: 500
- Levetid for anleggsveien er inntil 3 år
- Stedlige fyllmasser, sortert/grus direkte på nett

Undergrunnens bæreevne beregnes med $N_c = 5,14$, $s_u = 15 \text{ kPa}$ og $\gamma_m = 1,4$ fra

$$p = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma_m} = \frac{5,14 \cdot 15}{1,4} \approx 55 \text{ kPa}$$

Med en aksellast på 10 tonn får vi en hjullast på $F = 50 \text{ kN}$ og nødvendig arear A blir da

$$A = \frac{F}{p} = \frac{50}{55} = 0,91 \text{ m}^2 \text{ som videre gir en radius på } R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \approx 0,54 \text{ m}$$

Nødvendig fyllingshøyde kan da med en antatt kontaktflate for hjulene på $d = 0,4 \text{ m}$ beregnes som $H = (R - \frac{d}{2}) \cdot 1,5 = 0,51 \text{ m}$

I det aktuelle tilfellet ble det valgt å benytte en minste fyllingstykkelse på $0,55 \text{ m}$. Dette forutsetter at det tillates vesentlige deformasjoner i trau/undergrunnen ved repetert/syklisk belastning og at vegens overflate jevnes ved behov.

Selv om dimensjonerende fyllingshøyde økes noe ved å anta for eksempel fyllingshøyde $0,7 \text{ m}$ og benytter nyttelast 17 kN/m^2 inkludert lastfaktor, vil vekten av hele fyllingen være moderat. Beregninger tilsvarende som i foregående eksempel i 1.4.5.1 vil vise at fyllingen i seg selv kun gir moderate spenninger i armeringen og at massene under armeringen ikke er utsatt for utpressing som må stabiliseres av armeringen.

Det var for denne anleggsveien forventet at setningene kunne tilsvare mer enn halve fyllingshøyden på de mest kritiske plassene. Med skråningshelning $1:2$ og fyllingshøyde $0,7 \text{ m}$, blir armeringsforlengelsen

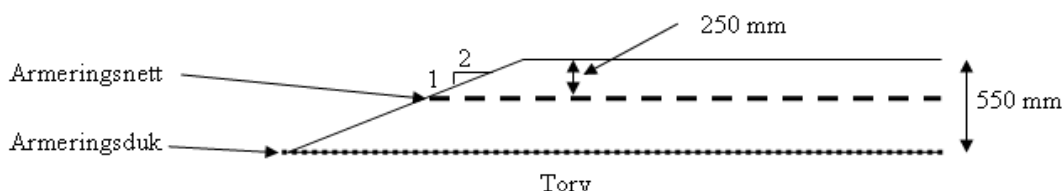
$$\Delta L = \sqrt{\delta_{arm.}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H) = \sqrt{0,35^2 + 2^2 \cdot 0,7^2} - 2 \cdot 0,7 = 0,043 \text{ m}$$

Med antagelse om at hoveddelen av setningstøyningene kommer under de ytre delene av fyllingen og tøyning over en lengde på $2 \cdot H = 1,4 \text{ m}$ vil tøyningen da utgjøre

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{0,043}{1,4} = 3,1\%$$

Det ble basert på dette foreskrevet en armeringsduk av polyester med stivhet $E \cdot A > 1000 \text{ kN/m}$ i område $0-5\%$ tøyning. Dette tilsvarer minst 50 kN/m ved 5% tøyning (korttidslast)

Valgt produkt hadde korttids strekkstyrke 150 kN/m ved brudd. Det var i beskrivelsen ikke angitt krav til minste strekkstyrke. Som et alternativ til å beskrive bruk av polyester kunne det eventuelt også vært satt krav til minste tøyning ved brudd og minste dimensjonerende strekkstyrke.



Figur 1-4- 23 Eksempel på dimensjonering av anleggsveg



Figur 1-4- 24 Anleggsveg i forbindelse med bygging av LoFast (Foto: Roald Aabøe)

Virkelig fyllingshøyde i kritiske områder ble i etterkant målt til å være vesentlig større enn det som ble antatt ved dimensjonering (0,7-0,9 m) i tillegg til at kjøretøyene hadde mer enn dobbelt så stor aksellast. Det var likevel aldri fare for at den valgte armeringen skulle gå til brudd. Mer relevant kan det være å regne ut maksimal fyllingshøyde som kan bygges før det blir problemer med bæreevnen for fyllingen, slik at utbygger også er klar over når det er fare for totalstabiliteten.



Figur 1-4- 25 Oppgraving og etterkontroll av anleggsveg for LoFast (Foto: Even Øiseth)

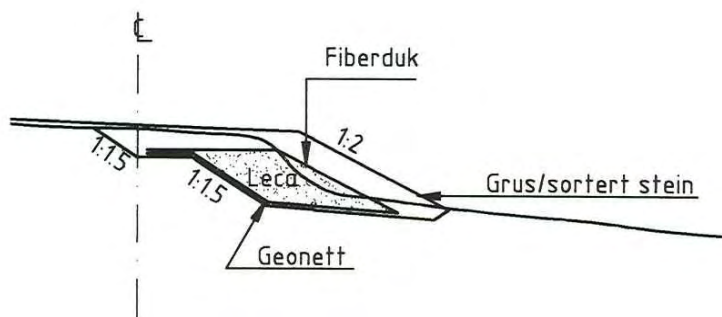
1.4.5.3 Breddeutvidelse av veg på bløt leire

Problemstillingen her er breddeutvidelse av eksisterende veg. Grunnen består stort sett av meget bløt leire med udrenert skjærstyrke i området 5 - 10 kPa. Leira er kvikk og meget sensitiv.

Pga. dårlig stabilitet ble det brukt lettklinker (Leca). Største fyllingshøyde er 2,5 m. Bruk av lettklinker reduserer også setningene. Setninger er ofte et stort problem ved breddeutvidelse av eksisterende veg, og lettklinker kombinert med jordarmering kan løse dette problemet (se ref. 17). Det stabiliserende bidraget fra armeringsnettene må beregnes, også med hensyn til forankringslengde.

To alternative løsninger er mulig:

- * Geotekstil med separerende egenskaper.
- * Geonett og fiberduk.



Figur 1-4- 26 Armering under fylling med geonett og fiberduk.

Ved bruk av jordarmering ved breddeutvidelse er det viktig å ta hensyn til setninger. Her er det flere eksempler på uheldig utførelse.

Husk at bruk av jordarmering ikke reduserer setninger.

1.4.6 SYMBOLLISTE

ε	=	tøyning
σ_v	=	vertikalspenning
A	=	areal
α	=	reduksjonsfaktor for friksjon mellom jord og armering
φ	=	jordens friksjonsvinkel
γ_m	=	materialkoeffisient
γ_s	=	materialkoeffisient (forankringslengde horisontalglidning)
γ_p	=	materialkoeffisient (forankringslengde uttrekk)
Q_{ds}	=	horisontalkraft forårsaket av aktivt jordtrykk
n	=	helning på fyllingsskråning
β	=	vinkel på fyllingsskråning med horisontalen
L_s	=	horisontal lengde fyllingsskråning utenfor fyllingstopp
L_e	=	forankringslengde av armering under fyllingsskråning utenfor fyllingstopp
z_i	=	dybden til den nedre glideflaten.
t	=	tykkelsen av det bløte laget under armering
τ_d	=	dimensjonerende udrenert skjærstyrke i det bløte laget under armeringen
ξ_d	=	økningen i udrenert skjærstyrke pr. m dybde under fyllingen
α_2	=	reduksjonsfaktoren for samvirke mellom armering og undergrunnen).
H	=	fyllingshøyden
h	=	gjennomsnittlig fyllingshøyde over forankringslengden av armeringen
γ	=	dimensjonerende tyngdetetthet for fyllmassene
q	=	dimensjonerende tilleggslast fra belastninger på fyllingen
Q_{rf}	=	strekraft i armeringen på grunn av utpressing av underliggende masser
M_{stab}	=	stabiliserende moment
ΔM_{stab}	=	nødvendig stabiliserende tilleggsmoment
M_{driv}	=	drivende moment
R	=	radien på grildesirkel
Q_{ro}	=	strekraft i armeringen
β	=	glidesirkelens helning med horisontalen
δ_{arm}	=	vertikal deformasjon av armering
ΔL	=	forlengelse av armering
Q_δ	=	strekraft i armeringen på grunn av setninger (vertikal deformasjon)
Q_r	=	største kombinerte strekraft i armeringen (Q_{ro} eller $Q_{ds} + Q_{rf}$)
Q_{maks}	=	maksimal kraft i armeringen ($Q_r + Q_\delta$)
p	=	tillatt bæreevne mot undergrunnen
N_c	=	bæreevnefaktor
F	=	hjullast

1.4.7 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4.utg, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (2) Bonaparte R. og Christopher B.R., Design and construction of reinforced embankments over weak foundations. Transportation Research Record 1153, 1987.
- (3) BRUUN H., VASLESTAD J. (1991). Indre stabilitet i støttestruksjoner av armert jord. Intern rapport nr. 1475, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet.
- (4) CARLSSON B. (1987) Armerad jord. Beregningsprinsipper. Utgitt av Terranova. Distribusjon Statens Geotekniska Institut, Linköping.
- (5) DEN HOEDT G. (1990). Proceedings from the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, Nederland. Balkema, Rotterdam.
- (6) Hird c.c. og Jewell R.A., The theory of reinforced embankments, Reinforced embankments, Theory and practice, Thomas TELFORD 1990.
- (7) JONES C.J.F. (1985). Earth Reinforcement and Soil Structures. Butterworths Advanced Series in Geotechnical Engineering. Butterworths, London.
- (8) Ko FK., Seaming and joining methods. Geotextiles and geomembranes, Vol. 6, N. 1-3, s. 93-107, 1987.
- (9) Koemer R.M. og Wilson-Fahmy R.P., Polymeric Geogrid Reinforcement of embankments Over Weak Soils. Geosynthetic Research Institute, 1992.
- (10) NORDISK GEOSYNTETGRUPPE (2003). Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills (norsk versjon, revidert 2006) Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger. Publisert av de geotekniske foreningene i Norden, elektronisk norsk versjon kan lastes ned fra <http://www.norskgeotekniskforening.no/> . Distribusjon i Norge ved Norsk Geoteknisk Forening. Her finnes også en produktoversikt under Geosyntetguiden.
- (11) NS 3420 Del I4 (1999), Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter, [(2006) Geosynteter]
- (12) NS-EN ISO 13431 (1999), Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter. Bestemmelse av kryp og krypbrudd ved belastning
- (13) NS-EN ISO 10319 (1996), Geotekstiler, Strekkprøving på brede prøvelegemer
- (14) NS-EN ISO 10320 (1999), Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter, Identifisering på byggeplassen
- (15) NS-EN ISO 10321 (1996), Geotekstiler, Strekkprøving av skjøter/sømmer på brede prøvelegemer

- (16) OECD EXPERT GROUP 18. (Chairman Murray R.T.) (1991). Ground Engineering Applications of Geotextiles in Road Construction and Maintenance. Transport and Road Research Laboratory. Crowthorne, Berkshire, UK.
- (17) Statens vegvesen, Rv 80 Halsnesodden – Tørresvika, Laboratorieserien rapport nr 60, Vegdirektoratet 1994
- (18) Statens vegvesen, LoFast – Midlertidig anleggsveg på myr, Teknologirapport nr. 2514, Vegdirektoratet 2008

1.5 PELING UNDER FYLLING

1.5.1	GENERELT.....	56
1.5.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	57
1.5.2.1	Valg av løsning	57
1.5.2.2	Generell dimensjonering.....	58
1.5.3	FYLLING PÅ BETONGPLATER/-STRIPER	61
1.5.3.1	Lastfordelende lag og minste fyllingshøyder.....	61
1.5.3.2	Dekningsprosent.....	62
1.5.3.3	Dimensjonering av plater (striper)	62
1.5.3.4	Peleplan.....	63
1.5.4	FYLLING PÅ JORDARMERING	63
1.5.4.1	Størrelse av pelehatter	63
1.5.4.2	Krefter i jordarmeringen.....	64
1.5.4.3	Mulig glidning utenfor ytterste pelerad	66
1.5.4.4	Beregning av totalkraft	66
1.5.4.5	Dimensjonering av armeringen.....	66
1.5.4.6	Dimensjonering mot horisontalglidning og uttrekk av armeringen	67
1.5.4.7	Grensetilstander og bestandighet	69
1.5.5	UTFØRELSE OG KONTROLL.....	69
1.5.5.1	Peling	69
1.5.5.2	Betongarbeider	69
1.5.5.3	Arbeider med jordarmering.....	70
1.5.5.4	Fyllingsarbeider.....	70
1.5.6	SPESEIELLE FORHOLD	70
1.5.7	PROSJEKTEKSEMPLER.....	70
1.5.7.1	Molo på jordarmering på Storekorsnes, Finnmark.....	70
1.5.7.2	Fylling på pelar for E6 Svingenskogen - Solberg, Østfold.....	71
1.5.7.3	Eksempel på dimensjonering	74
1.5.8	SYMBOLLISTE.....	79
1.5.9	REFERANSER.....	80

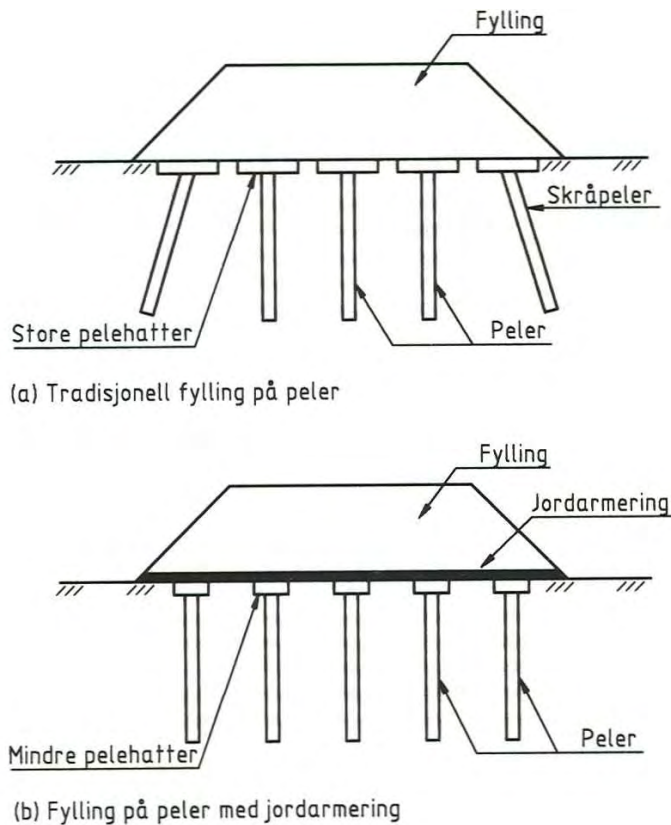
1.5.1 GENERELT

På lite bæredyktige masser kan tyngden av en vegfylling føres ned til fast grunn gjennom spissbærende pelar eller friksjonspelar. Valg av peletype avhenger bl.a. av grunnforholdene, som skal undersøkes i detalj.

Tyngden av vegfyllingen overføres til pelene ved hvelvvirkning i fyllingen. Bæreflaten utvides ved at det over pelene enten plasseres større armerte betongplater/striper med en dekningsprosent på mellom 35 og 70 % eller mindre pelehatter og høystyrke jordarmering.

Figur 1-5- 1 viser en prinsippskisse av de to alternative løsningene for peling under vegfylling.

I det følgende er dimensjoneringen av begge disse typene av peling under vegfylling vist.



Figur 1-5- 1 Prinsippkisse for peling under fylling.

1.5.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

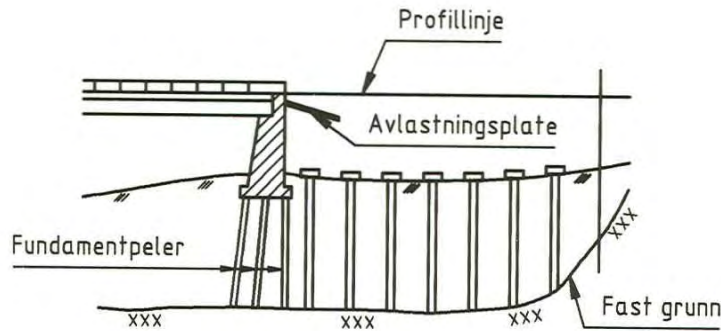
1.5.2.1 Valg av løsning

Hensikten med pelingen er å overføre belastningene fra fyllingen til dypere liggende faste lag, eller fjell, ved å slå pelene ned til dette laget. I mange tilfeller vil belastningene kunne overføres til friksjonspeler.

Som oftest blir det benyttet betongpeler til slike arbeider, men trepeler kan også være aktuelle. På grunn av at trepeler tar opp betydelig mindre laster enn betongpeler må de settes med en mindre senteravstand og vil kunne medføre at en oppnår en tilstrekkelig dekningsprosent med kun pelehatter i stedet for betongstriper som det oftest er nødvendig med for betongpeler.

Bruk av lastfordelingsplate, lette masser, overgang til kortere peler el.l. bør vurderes ved overgang fra fylling på peler til vanlig fylling.

Foruten å sikre stabilitet av vanlige vegfyllinger er metoden ofte anvendt ved tilløpsfyllinger til bruer, Figur 1-5- 2. Ved peling under fylling kan en sikre høyere fylling og derved redusere brulengden. Videre vil metoden ta vare på et vanskelig setningsproblem i overgangen mellom fylling og bru.



Figur 1-5- 2 Peling under tilstøtende fylling mot brulandkar.

Kostnadene ved peling under fylling bør sammenlignes med kostnadene for bruløsning eller andre grunnforsterkningstiltak, spesielt ved store dybder til fjell/fast grunn og liten peleavstand. Fyllingshøyde, rammeforhold og massebalanse har også betydning for valg av løsning.

Valget mellom å benytte metoden med betongplater/-striper eller med jordarmering vil avhenge av kostnader, byggetid o.l.

I kombinasjon med bruk av jordarmering kan det også være aktuelt å erstatte betong- eller trepeler med kalk/semmentpeler.

1.5.2.2 Generell dimensjonering

- Stabilitet

Ved spissbærende peler forutsettes at all last overføres til fast grunn. Når terrenget skråner og ved uttak av skjæringer, skal det kontrolleres at massene under fyllingen har tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning. Det må tas hensyn til den omrøring og poretrykksøkning som pelerammingen medfører.

- Bæreevne og setninger

Pelens bæreevne dimensjoneres etter Peleveiledningen (ref. 7). Ved svevende peler overføres belastningen til grunnen langs hele pelen. Slike pelearbeider krever omfattende grunnundersøkelser for vurdering av pelens bæreevne.

Som trafikklast på vegbanen benyttes $q = 10 \text{ kPa}$ og en lastfaktor på $\gamma_f = 1,3$ på tilsvarende måte som ved stabilitetsberegninger, se Håndbok 016 (ref. 2).

Det bør ellers kontrolleres at det ikke pågår konsolideringssetninger i undergrunnen der metoden skal benyttes og planene må tilpasses slik at terrenget ikke påføres tilleggslast som vil forårsake nye setningsdeformasjoner. Ved setninger i undergrunnen vil pelene måtte dimensjoneres for påhengslaster som beskrevet i Peleveiledningen (ref. 7) og i tillegg vil setninger av fyllmassene mellom pelehattene/stripene kunne forplante seg oppover i fyllingen og gi skadelige deformasjoner i vegbanen. I slike tilfeller og hvor det er meget bløte masser i terrengnivå bør metoden med bruk av jordarmering over pelene vurderes.

Betongpeler brukes under striper og plater med store belastninger og ved fundamentering på skrått og ujevnt fjell. Selv ved liten fjellhelning anbefales betongpeler hvis det er bløte

masser over fjellet. Betongpeler under fylling som rammes til fjell skal ha samme innmeisling og etterramming som ved pelefundament. NS-EN 12794 (ref. 10) angir krav til kvadratiske betongpeler.

Det henvises ellers til Peleveiledningen (Ref. 7) for generelle krav til både betong- og trepeler.

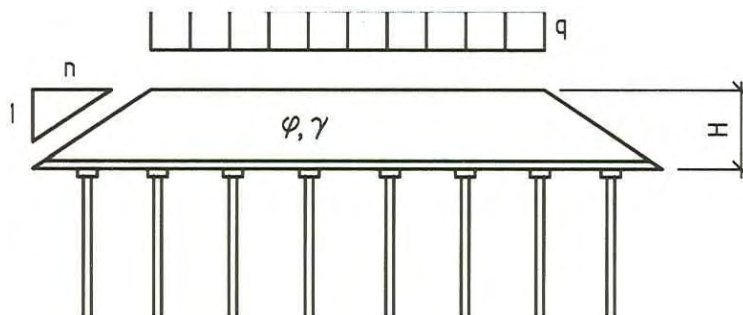
- Peleavstand

Avstanden mellom pelene (senteravstand) for begge de to typene av fylling på peler kan dimensjoneres etter følgende formel:

$$a = \sqrt{\frac{Q_d}{\gamma \cdot H + q_d}}$$

hvor faktorene framgår av Figur 1-5- 3.

Det kan eventuelt bli nødvendig å justere peleavstanden for å kunne komme innenfor kravene til dekningsgrad senere i kapittelet.



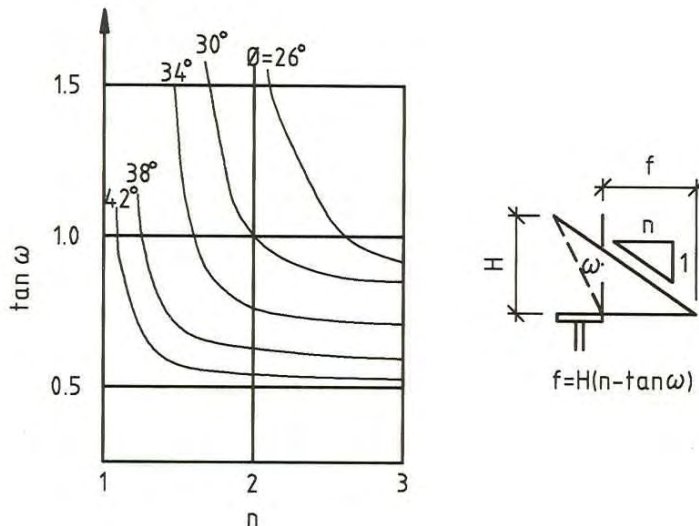
Der:

Q_d	=	dimensjonerende bæreevne for pelene, kN.
γ	=	densitet av fyllmassene, kN/m^3
n	=	helning av sideskråninger.
H	=	høyde av fylling, m.
q_d	=	dimensjonerende nyttelast på fylling, $\gamma_r q$ kN/m^2 .
γ_f	=	lastfaktor (1,3)
φ	=	friksjonsvinkel i fyllmassene

Figur 1-5- 3 Fylling på peler

- Avstand mellom fyllingsfot og ytre pel

Største avstand mellom fyllingsfot og den ytterste pelen beregnes i følge Figur 1-5- 4. Denne skal forhindre at setninger utenfor den ytterste pelen skal ha innvirkning på vegbanen. der:



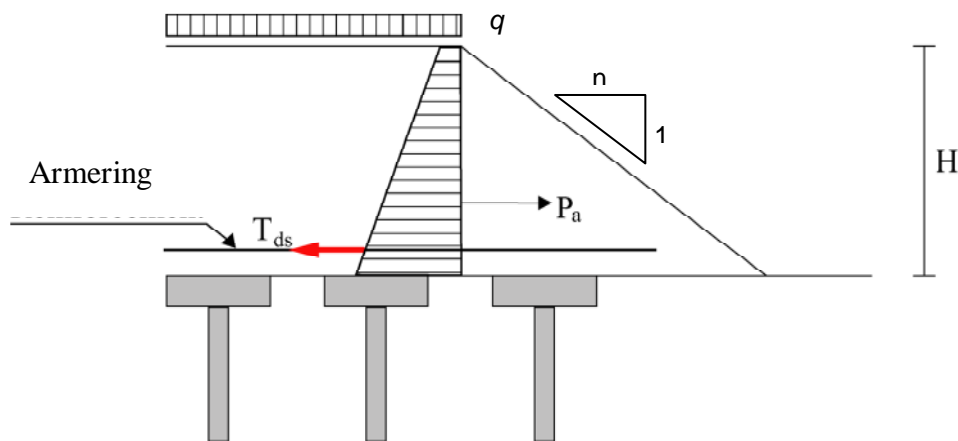
- f = avstand mellom fyllingsfot og ytterste pelehatt.
 φ = friksjonsvinkel for fyllmasse.
 ω = vinkel mellom loddlinjen og linjen mellom ytterste pelehatt og skråningstopp.

Figur 1-5- 4 Største avstand mellom fyllingsfot og ytterste pel.

- Horisontalkraft i fyllingsskråningene

Horisontalkraften P_a som må tas opp av skråpeler og/eller et horisontalt armeringslag med strekkraft $P_a = T_{ds}$ over peleplatene dimensjoneres etter følgende formel.

$$T_{ds} = P_a = \frac{1}{2} \cdot K_A (\gamma \cdot H + 2 \cdot q_d) \cdot H \quad K_A = \tan^2(45 - \frac{\rho}{2}) \text{ for } r = 0 \text{ og } \tan \rho = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m}$$



Figur 1-5- 5 Horisontalkraft som må opptas av skråpeler eller i armering ved bruk av vertikale peler under fyllingsskråningen.

For et vilkårlig snitt i skråningen kan P_a beregnes med K_A for hellende terreng, se håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging (ref. 3).

1.5.3 FYLLING PÅ BETONGPLATER/-STRIPER

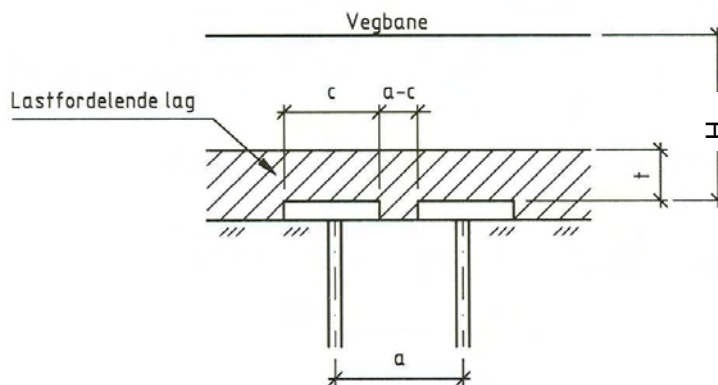
Over pelene plasseres armerte betongplater som fyllingen legges på. Avhengig av forholdene kan det over peletopp legges enkeltplater, striper over hele pelerader, eller sammenhengende dekke. Enkeltplater er oftest ikke tyngre enn at de kan prefabrikeres, transporteres fram og plasseres med kran. Det er imidlertid mer vanlig og ofte mest økonomisk å støpe platene på stedet.

Den mest brukte konstruksjon er betongpeler med enkeltplater eller -striper på tvers av vegen som vist på Figur 1-5- 1 a). De ytterste peleradene slås skrått utover med helning 5: 1-7: 1. Jordtrykket i fyllingen kan da opptas i skråpelene som derved motvirker sideveis forskyvning.

1.5.3.1 Lastfordelende lag og minste fyllingshøyder

Det lastfordelende jordlaget og fyllingshøyden dimensjoneres slik at hoveddelen av lasten av fyllingen, lastfordelende jordlag og trafikklaster overføres til pelene via peleplatene/-striper gjennom hvelvsvirkning og uten at det opptrer noen deformasjoner på vegbanen.

Dette anses oppnådd når følgende geometriske krav er oppfylt:



Figur 1-5- 6 Geometriske krav

- Tykkelse, t av det lastfordelende laget skal være $t = 1,5 \cdot (a-c)$ eller minst 1,0 m .
- Fyllingshøyden, H skal være $H \geq 3 \cdot (a-c)$ eller minst 2,5 meter
- Det skal benyttes pukknuste masser i lastfordelingslaget med følgende kvalitetskrav:

Knuste masser: Gradering 0-200 mm.
 Graderingstall, $C_u \geq 5$.
 $d_5 > 0,074$ mm, $d_{50} > 20$ mm og $d_{90} < 200$ mm.

Generelt skal lastfordelingslaget ikke inneholde teleklumper, snø, is, organiske materiale eller avfallsprodukter.

1.5.3.2 Dekningsprosent

Dekningsprosenten eller betongplatenes del av fyllingsflaten, fastsettes avhengig av grunnforhold og fyllingshøyde. For liten dekningsprosent kan gi deformasjoner i undergrunn og fylling og medføre ujevnt vegdekke, særlig ved lave fyllinger.

Dersom topplaget består av torv eller bløt leire uten tørrskorpe av betydning, får ikke pelene nødvendig sideavstivning. Horisontalkreftene må da opptas på annen måte, og det er vanlig å forbinde alle pelehoder i en linje i vegens tverretning med en betongstripe, se Figur 1-5- 8. Nødvendig dekningsprosent for frittstående plater og striper ved ulike fyllingshøyder og grunnforhold, er gitt i Figur 1-5- 7.

Den frie avstanden mellom platene/stripene må dog ikke overskride 1,2 meter.

GRUNNFORHOLD	FYLLINGSHØYDE OVER O.K. PLATE/STRIPE M	DEKNINGSANDEL %
Min. 1 m friksjonsjord eller tørrskorpeleire med $s_u \geq 25$ kPa.	$\geq 2,5$	plater ≥ 40
Fra 1 til 0,5 friksjonsjord eller tørrskorpeleire med $s_u \geq 25$ kPa.	$\geq 3,0$	plater ≥ 50
Uten friksjonsjord eller tørrskorpe av betydning	$\geq 3,0$	plater ≥ 70 striper ≥ 60

Figur 1-5- 7 Dekningsprosent ved forskjellige grunnforhold og minimum fyllingshøyder

Dekningsprosenten i figuren beregnes etter formlene:

$D = (c/a) \cdot 100\%$ for striper og $D = (c^2/a^2) \cdot 100\%$ for plater.

1.5.3.3 Dimensjonering av plater (striper)

Platene/stripene dimensjoneres for å bære hele lasten av lastfordelende lag, fylling og trafikklast med den prosjekterte senteravstanden mellom pelene inklusiv toleranser.

Lasten fordeles slik at den delen som ligger direkte over peleplatene antas som en jevnt fordelt last og den delen som ligger mellom peleplatene antas som randlaster langs peleplatenes kanter.

Ved fordeling av armering i peleplatene skal det tas hensyn til momentkonsentrasjonen over pelen. Ved striper skal det i tillegg tas hensyn til momentkonsentrasjon i midtspennet

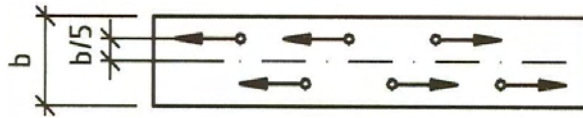
Peleplatene dimensjoneres etter miljøklasse NA om samtlige vilkår vist nedenfor er oppfylt:

- at peleplatene ligger helt i ikke aggressiv jord.
- at peleplatene ikke blir liggende i frostsone.
- at avstanden fra peleplatenes overside til vegbanen er minst 3,0 meter.

Er disse ikke oppfylt må peleplatene dimensjoneres etter miljøklasse MA.

1.5.3.4 Peleplan

Peleavstand bestemmes av belastning, platestørrelse og dekningsprosent. Ved betongstriper er det gunstig at pelene settes vekselvis på hver side av stripens midtakse med eksentrisitet ca. 1/5 av stripebredden som vist på Figur 1-5- 8.



Figur 1-5- 8 Stripe med eksentrisk peleplassering.

Peleplanen må utformes slik at det ikke oppstår resulterende horisontalkrefter som kan forskyve enkeltpeler eller større deler av systemet. Det er vanlig å ramme pelene med helning 7: 1 - 5: 1. Ved brede fyllinger kan pelene under midtre del av fyllingen rammes vertikalt. På horisontalt terreng tilstrebes symmetri i peleplanen. Ved skråterreng må et flertall av pelene ha helning med pelehodet mot skråningen.

1.5.4 FYLLING PÅ JORDARMERING

Jordarmeringsduker kan benyttes i kombinasjon med peling under fylling. Jordarmeringduken legges ut over pelehattene og man oppnår en hengekøjevirkning ved at duken bærer vekten av jordkilen mellom pelehattene. Således er det mulig å redusere dekningsprosenten og samtidig optimalisere utnyttelsen av pelen. Duken tar også opp horisontalkreftene i bunnen av fyllingen, og bruk av skråpeler kan unngås.

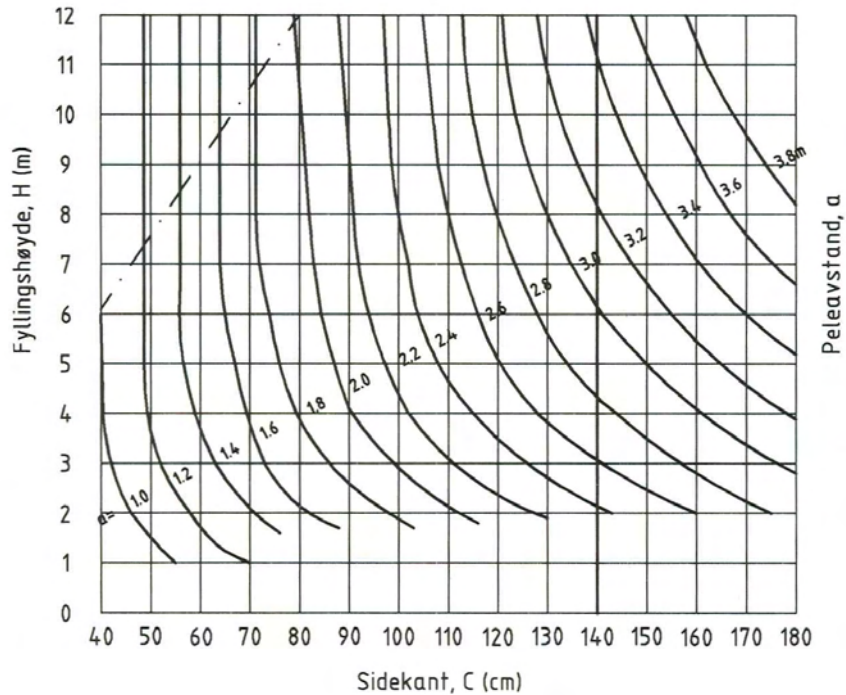
Metoden med regneeksempler er beskrevet i Nordisk Håndbok, Armert jord og fyllinger (ref. 3).

Det stilles ingen spesielle krav til bruk av lastfordelende lag, men massene direkte over jordarmeringen må være tilpasset denne.

Senteravstand mellom pelene og største avstand mellom fyllingsfot og ytterste pel dimensjoneres som vist i tilknytning til Figur 1-5- 3 og Figur 1-5- 4.

1.5.4.1 Størrelse av pelehatter

Først velges pelehattens størrelse (kantlengde) etter diagrammet i Figur 1-5- 9. Armeringskraften beregnes og type av jordarmering prøves. Eventuelle justeringer av kantlengden utføres deretter.



Figur 1-5-9 Dimensjonering av pelehattenes størrelse (med jordarmering)

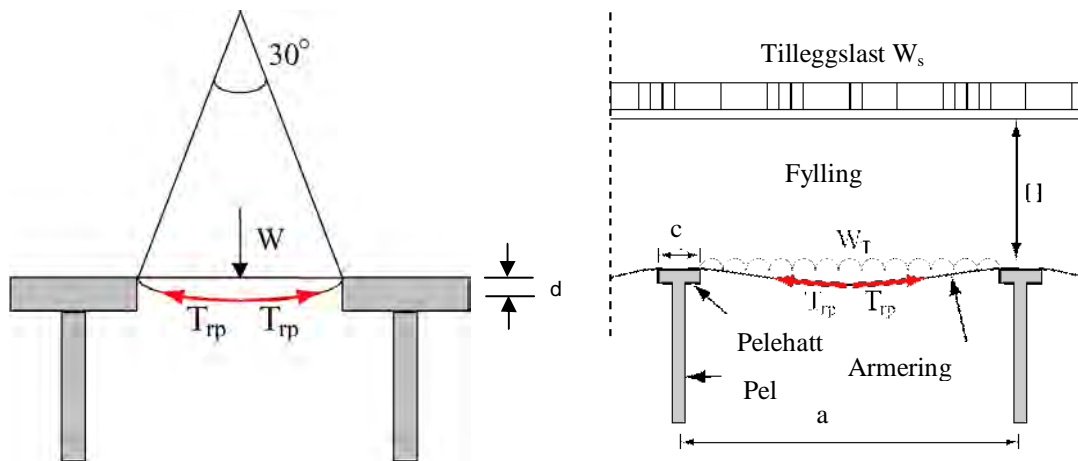
1.5.4.2 Krefter i jordarmeringen

Tre tilfeller beregnes og summeres:

- 1) Kraft for å balansere jordtrykket i skråningen (kan erstatte skråpeler).
- 2) Kraft for å holde jordkilen mellom pelene på plass.
- 3) Eventuelle tilleggskrefter på grunn av glidning utenfor de ytterste pelene.

I beregningene forutsettes horisontal markoverflate og ens høyde for fyllingen.

- Dimensjonering for horisontalkraft på grunn av skråning utføres etter Figur 1-5-5.
- Dimensjonering for å holde på plass jordkilen mellom pelehatter utføres etter Figur 1-5-10.



Figur 1-5-10 Jordkilen som bæres av armeringen

Vekten av jordkilen, W , i henhold til *Figur 1-5- 10* er:

$$W_{2D} = \frac{(a-c)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot \gamma = 0,93 \cdot (a-c)^2 \cdot \gamma \text{ kN/m}$$

Tredimensjonale effekter er beregnet ved lastfordeling i henhold til *Figur 1-5- 11*, hvor lasten er fordelt over overflaten i samsvar med figuren og tas opp av armeringen langs kanten av pelehatten. Armeringen overfører belastningen til pelehatten. Den tredimensjonale vekten av jordkilen, W_{3D} , bergenes på følgende måte:

$$W_{3D} = \frac{1 + \frac{a}{c}}{2} \cdot W_{2D}$$

Buelengden av armeringen s når den deformeres på grunn av lasten fra jordkilen, kan beregnes som følger:

$$s = (1 + \varepsilon)(a - c) \approx a - c + \frac{8}{3} \frac{d^2}{a - c}$$

hvor den vertikale deformasjonen d (*Figur 1-5- 10*), avhenger av valgt tøyning i armeringen, ε , i henhold til:

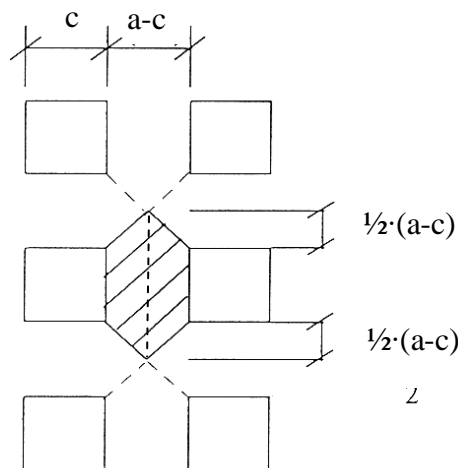
$$d = (a - c) \sqrt{\frac{3}{8} \varepsilon}$$

Den som utfører dimensjoneringen må avgjøre om den beregnede deformasjonen er akseptabel. Vanligvis gir akseptabel tøyning i armeringen en akseptabel deformasjon i fyllingen. For prosjekter i Sverige hvor armering har vært benyttet for fyllinger på peler, så har deformasjonene blitt beregnet til å være av størrelsesorden 0,1 – 0,2 m. Hvis bruk av armering kombineres med stive søyler (kalk/semest-peler med stor fasthet) så kan deformasjonene bli større enn 0,1 – 0,2 m for akseptable tøyninger.

Krefter i armeringen på grunn av tredimensjonal virkning av den vertikale lasten, T_{rp3D} i henhold til *Figur 1-5- 10* og *Figur 1-5- 11*, beregnes ved bruk av ligningen:

$$T_{rp3D} = \frac{W_{3D}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}}$$

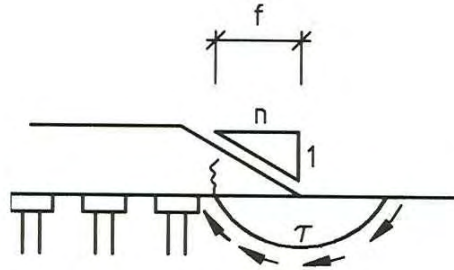
Vekten av den skraverte jordkilen mellom pelehattene fordeles med en halvpart på hver av nabohattene og regnes som en kraft langs kanten av pelehatten.



Figur 1-5- 11 Lastfordeling for å beregne krefter ved tredimensjonal virkning.

1.5.4.3 Mulig glidning utenfor ytterste pelerad

Avhengig av hvor langt ut i skråningen pelene plasseres kan det være behov for å kontrollere for mulig glidning utenfor ytterste pelehatt.



Figur 1-5- 12 Glideflate i undergrunnen utenfor ytterste pelehatt

Følgende forhold kontrolleres:

Hvis $f \leq \frac{7,4}{\gamma} \cdot n \cdot \frac{s_u}{\gamma_m}$ ingen tiltak.

Hvis $f > \frac{7,4}{\gamma} \cdot n \cdot \frac{s_u}{\gamma_m}$ må stabiliteten bedres ved å redusere f eller ved å

oppta tilleggskreftene i armeringen. Tilleggskraften kan da beregnes ved fremgangsmåten beskrevet for totalstabilitet i kapittel 1.4.2.3. Slik tilleggskraft må tas med ved beregning av totalkraft i kapittel 1.5.4.4.

1.5.4.4 Beregning av totalkraft

Krefter for å hindre horisontalglidning virker todimensjonalt og tredimensjonale forhold beregnes ikke. Den totale kraften i armeringen er:

$$T_{tot} = T_{ds} + T_{p3D} \quad (+ \text{eventuell tilleggskraft beregnet i kapittel 1.5.4.3})$$

Hvis krefter som er funnet ved beregninger i henhold til kapittel 1.4 har vist seg å være større enn T_{p3D} så er $T_{tot} = (\text{kraften fra kapittel 1.4}) + T_{ds}$.

Ved beregningene må styrken i armeringsskjøtene vurderes. Hvis overlapping anvendes istedenfor sammensyng, så vil beregningene for sidevegs glidning og uttrekk vist i dette kapitlet kunne benyttes. I så fall må det tas hensyn til friksjonen mellom armeringslagene.

1.5.4.5 Dimensjonering av armeringen

To prinsipper gjelder for dimensjonering av armeringen

- det må ikke oppstå strekkbrudd i konstruksjonens levetid
- ved slutten av konstruksjonens levetid må armeringstøyningen ikke overskride angitt verdi. Vanlig krav er at $\epsilon_{tot} \leq 5\%$ og at kryptformasjoner etter anleggsfasen $\epsilon_{kryp} \leq 2\%$.

Dimensjonerende armeringsstyrke, T_d , settes til den minste av følgende:

$$T_d = \frac{T_{cr} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3}{\gamma_m}$$

eller

$$T_d = \frac{T_{cs} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3}{\gamma_m}$$

hvor

T_{cr} største bruddstyrke ved brukstemperatur

T_{cs} gjennomsnittlig strekkstyrke basert på kryptøyning betraktninger ved brukstemperatur

η_i i henhold til kapittel 16.2 i Håndbok 016

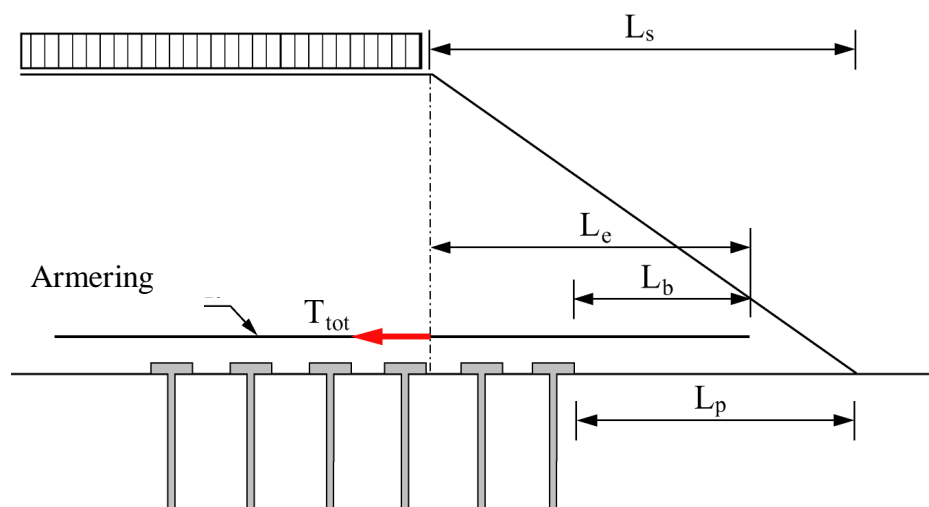
γ_m materialfaktor i henhold til kapittel 0 og 16.2 i Håndbok 016

Dimensjonerende armeringsstyrke må være større enn total nødvendig styrke i henhold til beregningene, $T_d > T_{tot}$. Beregningsmodellen er basert på ett lag armering. Hvis to lag armering benyttes anbefales det at disse plasseres nær hverandre, ikke oppå hverandre på grunn av friksjonstap, men med en avstand på for eks. 0,1 m. Nødvendig dimensjonerende styrke kan tilnærmet velges som 40 % høyere enn beregnet for ett lag. Hvis mer økonomiske løsninger skal oppnås med to lag, anbefales det å benytte FEM-beregninger.

Avhengig av fyllingshøyden må armeringens holdbarhet mot frost vurderes.

1.5.4.6 Dimensjonering mot horisontalglidning og uttrekk av armeringen

Armeringen må oppnå tilstrekkelig forankring i fyllingen i randsonen av det området pelene dekker. Alle relevante vertikale snitt under fyllingsskråningen må beregnes. For nødvendig armeringslengde med tanke på horisontalglidning av fyllingen illustrert i Figur 1-5- 13, kan forankringslengden og uttrekkslengden for armeringen beregnes på følgende måte.



Figur 1-5- 13 Forankringslengde for å motvirke horisontalglidning og uttrekkslengde for armeringen.

Hvor

- L_e forankringslengde for å motvirke horisontalglidning
- L_b forankringslengde for å motvirke uttrekk av armeringen
- L_s er lengden av fyllingens sideskråning
- L_p er lengden av fyllingsfot utenfor ytterste pelehatt

HORISONTALGLIDNING

Forankringslengden på tvers av fyllingen i henhold til Figur 1-5- 13 kan beregnes som:

$$L_e \geq \frac{T_{ds} \cdot \gamma_m}{\gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \rho}$$

$$L_e \geq \frac{0.5K_A \cdot H(\gamma \cdot H + 2q_d) \cdot \gamma_m}{\gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \rho}$$

hvor

- h er gjennomsnittlig høyde av fylling over armeringen
 $H/2$ er en konservativ antagelse og anbefales benyttet for å finne ut om foreslått skråningshelning er tilfredsstillende (dvs $h = H/2$ for $L_e = L_s$).
 Iterasjon med varierende h er nødvendig for å finne minste nødvendige forankringslengde mer nøyaktig.
- α er reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord (se Figur 1-4- 9).

Hvis beregnet $L_e > L_s$, så må enten skråningshelningen reduseres (dvs n økes) eller skråningen må armeres ved bruk av oppbrettsmetoden.

UTTREKSKRAFT

Forankringslengden for å motstå uttrekk av armeringen på tvers av fyllingen, se Figur 1-5- 13, beregnes som:

$$L_b \geq \frac{(T_{rp3D} + T_{ds}) \cdot \gamma_m}{\gamma \cdot h(\alpha_1 \cdot \tan \rho_1 + \alpha_2 \cdot \tan \rho_2)}$$

hvor

- $\tan \rho_1$ dimensjonerende friksjonsvinkel i jorda over armeringen
- α_1 reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord over armeringen
- $\tan \rho_2$ dimensjonerende friksjonsvinkel i jorda under armeringen¹
- α_2 reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord under armeringen
- h gjennomsnittlig høyde av fylling over armeringen

¹ Mulighetene til å ta hensyn til friksjonsvinkelen i jorda under armeringen kan være begrenset og det kan være bedre å se bort fra denne delen eller benytte verdier for jorda i undergrunnen.

Tilhørende forankringslengde i retning langs fyllingen kan beregnes ved bruk av samme ligning hvor $T_{ds} = 0$.

Hvis det ikke er mulig å oppnå tilstrekkelig forankringslengde så foreslås følgende løsninger:

- slakere fyllingsskråning
- bruk av oppbrettsmetoden

1.5.4.7 Grensetilstander og bestandighet

I bruksgrensetilstanden må mulighetene for store tøyninger i armeringen og setninger av fyllingen vurderes. Bruddgrensetilstanden vil være dimensjonerende for strekkstyrken i armeringen når det i beregningene settes begrensninger på armeringstøyningen.

Valg av armeringstype må gjøres slik at nødvendig strekkstyrke er tilgjengelig gjennom hele konstruksjonens levetid. Polyester er mer følsom overfor pH-verdier over 9 enn andre polymerer og dette må vurderes ved bruk av armering over pelehatter.

1.5.5 UTFØRELSE OG KONTROLL

1.5.5.1 Peling

Før arbeidene må det utarbeides en detaljert peleplan som minimum inneholder plassering, helning og lengder av alle peler, rammekriterier og henholdsvis stoppkriterier i løsmasser og/eller innmeislingskriterier i fjell. I tillegg bør den også inneholde krav til rammeutstyr, (ev. dokumentasjon av utstyrets virkningsgrad), skjøting av peler, pelespiss og toleranser.

Pelarbeidene skal følges opp og kontrolleres i henhold til Peleveiledningen (ref. 7). Det skal føres pele- og rammeprotokoll på Vegvesenets blankett nr. 473 eller tilsvarende. Pelerammingen bør av hensyn til massefortrengning/ terrengheving starte i midten av området som skal peles.

Den praktiske utførelsen av pelingen må legges opp slik at en kan komme til for en eventuell etterramming av pelene.

Ved avslutning av pelingen kan siste pelerad få ekstra trykk- og bøyepåkjenning. Det bør derfor rammes noen ekstra pelerader, gjerne som svevende peler. Hvis pelingen går over i masseutskifting utføres utskiftingen først, og det må benyttes pelbare erstatningsmasser i en overgangssone.

1.5.5.2 Betongarbeider

Grunnen rundt pelene avrettes med grus før utlegging/støping. Pelarbeidene medfører massefortrengning og terrengheving. Ved merkbare terrenghevninger kan det være aktuelt med et opphold mellom pelerammingen og utleggingen/støping av plater da hevingen i leire avtar etterhvert som poretrykket utjevnes.

For krav til utførelse og kontroll av betongarbeider henvises det til Prosesskoden(ref. 9).

Platene/stripene må ikke legges ut eller støpes dersom det er tåle i grunnen eller fare for rystelser. Etter at platene er lagt ut eller støpt, må frostskafer unngås.

1.5.5.3 Arbeider med jordarmering

For krav til utlegging og kontroll av jordarmering henvises det til kap. 1.4: Armering under fylling.

1.5.5.4 Fyllingsarbeider

Fyllingen nærmest overflaten skal bestå av sand, grus eller sprengt stein 0-300 mm og tilfredsstillende vanlige krav til fyllmasser gitt i Kap. 2. Utleggingen av massene utføres forsiktig med lett beltegående utstyr og første lag skal være 1 m tykt. Komprimering av fylling utføres først ved dette nivå og med statisk virkende redskap. Vibrerende utstyr må ikke anvendes.

Som regel bør det fylles i vegens lengderetning i hele vegbredden i lagtykkelser som angis på peleplanen. Massene bør ikke legges ut i lag tykkere enn 1 m da dette kan gi ensidige horisontalkrefter og forskyvninger av peler.

Trafikk som er nødvendig for utlegging av fylling kan tillates etter 1 m fyllingshøyde, men annen trafikk over platene/armeringen må unngås til fyllingen har full høyde.

Ved friksjonspeler kan fyllingen først legges ut når pelene har fått tilstrekkelig bæreevne. Tidspunkt skal gå fram av peleplanen.

For spesielle krav til utlegging og kontroll av fylling over armert jord henvises det til kap. 1.4.

Mellomrommet mellom pelehattene må fylles opp med grus før armeringsduken legges ut horisontalt og helst i tverretning på dette nivå. Eventuelt kan det vurderes å fylle opp ytterligere med inntil 0.5 meter grus før jordarmeringen legges ut.

En bør også vurdere å forankre jordarmeringen ytterst med gabioner, betongklosser eller å føre armeringen tilbake inn i fyllingen om en har problemer med glidning mellom fylling og armering utenfor ytterste pelehatt.

1.5.6 SPESIELLE FORHOLD

Pellearbeidene vil kunne medføre massefortrenging, poretrykksøkning og terrengheving. En må ta hensyn til at dette kan føre til at stabiliteten mot utglidning i området kan forverres utover det akseptable.

Stabilitetsforholdene må holdes under oppsikt om det er fare for uakseptable forverringer i skråninger både ovenfor og nedenfor pellearbeidene. Ved slike forhold anbefales det nedsatt poretrykksmålere i flere nivå for å kunne overvåke poretrykksøkninger.

Ofte vil en kunne redusere massefortrenging og omrøring på grunn av pelingen ved å ta ut «leirpølser» i pelepunktene.

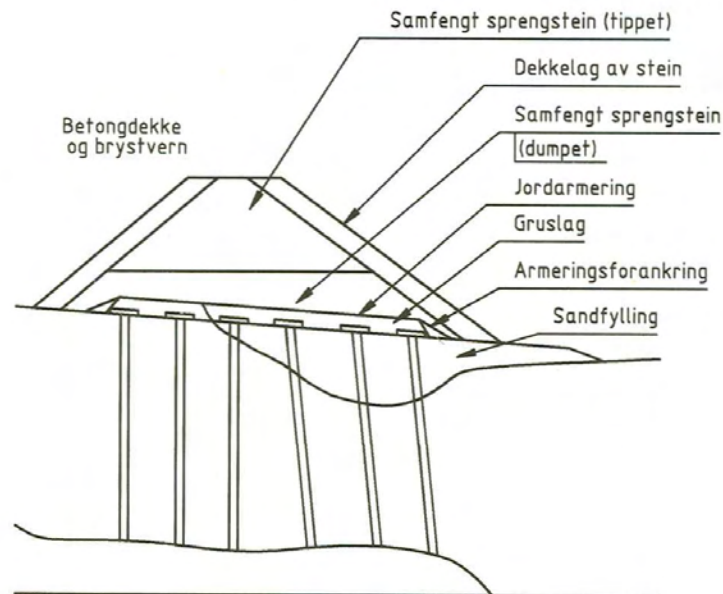
1.5.7 PROSJEKTEKSEMPLER

1.5.7.1 Molo på jordarmering på Storekorsnes, Finnmark.

På grunn vanskelige grunnforhold er en 95 meter lang forlengelse av en molo på

Storekorsnes i Finnmark i 1989 fundamentert på spissbærende peler til fjell. Pelene er satt i et rutenett på 4 x 4 meter. Det er i hovedsak benyttet betongpeler med kapasitet 2000 kN (2 midtre rader) eller 1500 kN. De ytterste peleradene ble rammet med helning 6: 1 for opptak av horisontalkrefter

Figur 1-5- 14 viser et profil av den valgte mololøsningen.



Figur 1-5- 14 Valgt mololøsning på Storekorsnes, Finnmark, Hermann (1992).

Pelene ble etter kapping i sjøbunnivå utstyrt med kvadratiske betongplater med sidekant 1,5 m. Over disse platene ble det lagt ut et 0,5 m tykt lag av grus som underlag for jordarmering.

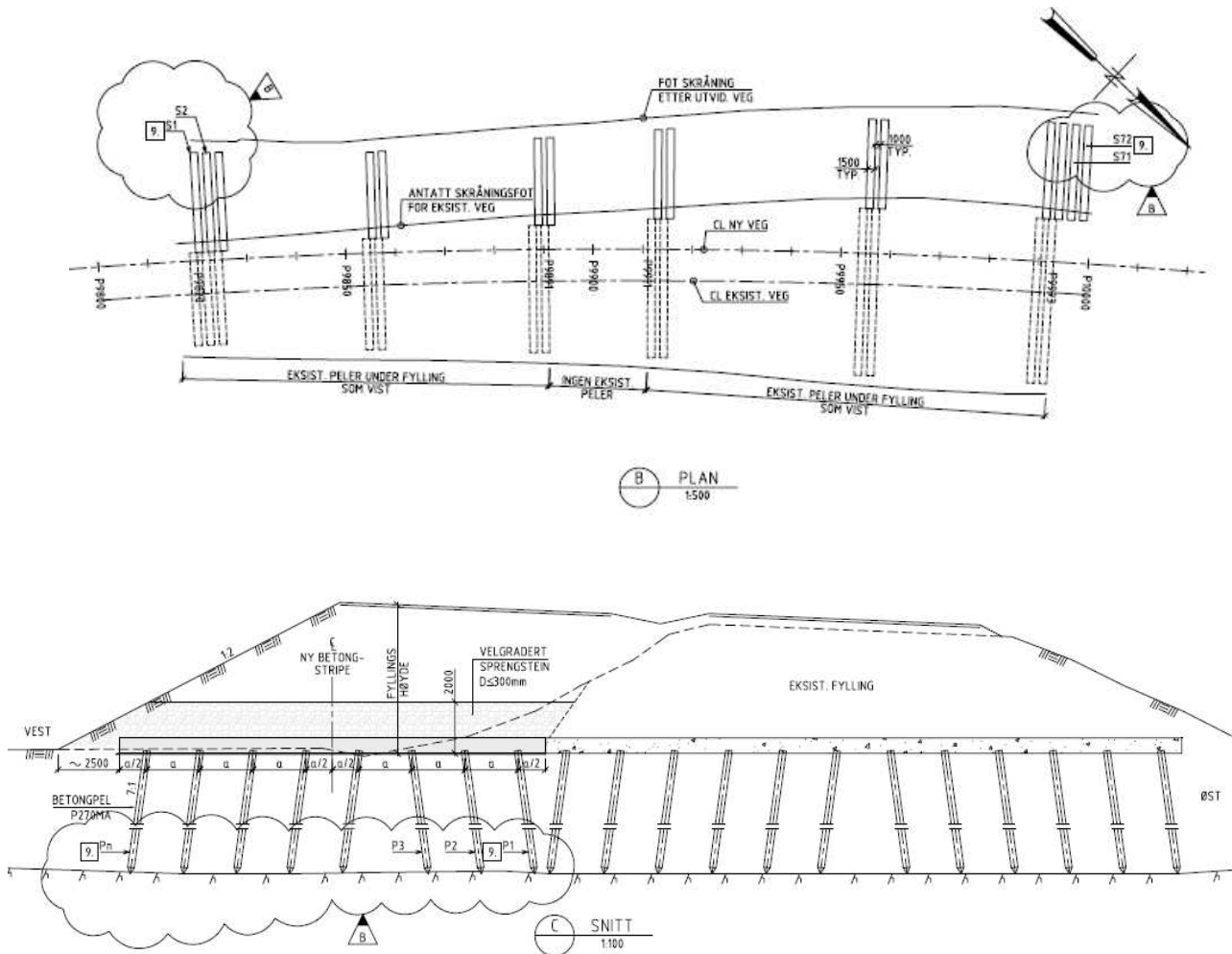
Jordarmeringen består av en armeringsduk med bruddstyrke (10 % forlengelse) 800 kN/m

Peleavstanden er noe større enn framkommet i dimensjonering og det er benyttet en vesentlig større tillatt nedbøyning i armeringen i feltet mellom pelehatterne (0.3 m mot anbefalt 0.15 m) fordi en i dette tilfellet kan akseptere vesentlig større setninger enn for vegfyllinger.

Totalt kostnader for prosjektet var 7.5 mill. kr. (1989), herav 30 % for peler og pelehatter. Enhetskostnadene ble 670 kr/m² for pelearbeidene og 135 kr/m² for jordarmering.

1.5.7.2 Fylling på peler for E6 Svingenskogen - Solberg, Østfold

På strekningen profil 9820 – 10000 var eksisterende fylling for E 6 fundamentert på peler på grunn av bløte, setningsgivende leirmasser i undergrunnen. Fyllingshøyden i det aktuelle området varierer fra 4 – 8 m over terreng og stabiliserende tiltak var nødvendig. For utvidelse av E 6 til 4 felts motorveg ble det besluttet å benytte samme løsning som for eksisterende E 6 med fylling på betongpeler forbundet med betongstriper. Prinsippet er vist på oversiktsplan og i tverrprofil på Figur 1-5- 15. Det ble benyttet betongpeler av type P270MA. I de første 2 m av fyllingen målt fra underkant betongstriper var det satt krav til bruk av velgradert sprengstein med steinstørrelse $D \leq 300$ mm.



Figur 1-5- 15 Plan og tverrprofil av planlagt utvidelse av E6 i Østfold med fylling på betongpeler

Pelene ble rammet med en avstand som vist på Figur 1-5- 16 og med helning 7:1 i tverretningen for å oppta sidekrefter. Pelene ble innbyrdes forbundet med støpte betongstriper i tverrprofilet med sidekant 1,5 m..

Fyllingshøyde m	Senteravst. Peler m	Stripebredde m	Dekningsprosent
≤ 4,0 m	a = 3,3 m	c = 1,5 m	45 %
4,0 – 5,0 m	a = 2,7 m	c = 1,5 m	56 %
5,0 – 6,0 m	a = 2,4 m	c = 1,5 m	63 %
6,0 – 7,0 m	a = 2,1 m	c = 1,5 m	71 %
7,0 – 8, 8 m	a = 1,8 m	c = 1,5 m	83 %

Figur 1-5- 16 Peleavstand og dekningsprosent avhengig av fyllingshøyde

Grunnen til den relativt høye dekningsprosenten for de største fyllingshøydene skyldes begrensningen i pelenes bæreevne.



Figur 1-5- 17 Ramming av betongpeler for E6 Svingenskogen – Solberg, Østfold (foto: Yngvar Hanson)



Figur 1-5- 18 Støping av betongstriper over peler (foto: Yngvar Hanson)

Entreprensekostnadene blir ut fra dette ca 3200 kr/m² fyllingsoverflate utvidet veg basert på anbudspriser i 2006.

1.5.7.3 Eksempel på dimensjonering

- Generelt

En 7 m høy og 10 m bred fylling med sideskråninger 1:1.5 skal fundamenteres i et leirterreng. Undergrunnen består i dette tilfellet av et 12-13 meter mektig lag av bløt leire med s_u i størrelsesorden 10 kPa. Under leira er det en relativt flat fjelloverflate.

I fyllingen benyttes en knust grus med friksjonsvinkel, $\varphi = 38^\circ$ og densitet, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Trafikklasten/nyttelasten på fyllingen settes til $q=13 \text{ kN/m}^2$.

Vurderinger av stabilitetsforholdene tilsier at det må benyttes en grunnforsterkningsmetode for å kunne legge ut fyllingen som planlagt. I dette eksempelet velger en å dimensjonere for fylling på peler, både med tradisjonelle betongstriper og med mindre pelehatter/jordarmering.

- Valg av peler

Velger å benytte betongpeler P270 MA med en antatt dimensjonerende bæreevne, $Q_d = 1380 \text{ kN}$ pr. pel. Alle pelene er forutsatt rammet til fjell, men det kan være aktuelt med noen rader med friksjonspeler på endene av fyllingen for å ujevne setningsforskjeller i overgangssonene.

- Dimensjonering

Senteravstanden mellom pelene dimensjoneres etter formel i kap. 1.5.2.2.

$$a = \sqrt{\frac{Q_d}{\gamma \cdot H + q_d}} = \sqrt{\frac{1380}{19 \cdot 7 + 13}} = 3,1 \text{ m}$$

Velger i utgangspunktet en senteravstand på 3,0 m mellom pelene.

Avstanden mellom fyllingsfot og ytre pel beregnes etter Figur 1-5- 4 som gir $\tan \omega = 0,8$ for $n = 1,5$.

$$f = H \cdot (n - \tan \varphi) = 7 \cdot (1,5 - 0,8) = 4,9 \text{ m}$$

Setter i alt 9 peler i tverrprofilen og med en senteravstand på 3,0 m gir dette en avstand mellom de ytterste pelene på $8 \cdot 3 = 24 \text{ m}$. Med 10 m planeringsbredde på toppen av fyllingen, fyllingshøyde på 7 m og skråningshelning på 1:1,5 gir dette en totalbredde i bunnen av fyllingen på $10 + 2 \cdot 7 \cdot 1,5 = 31 \text{ m}$. Dette medfører at (avstanden mellom fyllingsfot og ytre pel) $f = \frac{1}{2} \cdot (31 - 24) = \underline{3,5 \text{ m}}$ (uten betongstriper/pelehatter) som er godt innenfor beregnet krav $f_{maks} \leq 4,9 \text{ m}$.

Horisontalkraft i skråninger dimensjoneres etter formel

$$T_{ds} = P_a = \frac{1}{2} \cdot K_A (\gamma \cdot H + 2 \cdot q) \cdot H \quad \text{og} \quad K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right) \text{ for } r = 0 \text{ og } \tan \rho = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m}$$

Dette gir for $\gamma_m = 1,4$, $\varphi = 38^\circ$ og $r = 0$ $K_A = 0,35$

$$P_a = 0,5 \cdot 0,35 \cdot (19 \cdot 7 + 2 \cdot 13) \cdot 7 = 194,8 \text{ kN / m}$$

- Fylling på betongstriper

Ut fra tabell Figur 1-5- 7 velges betongstriper med en dekningsprosent på 60 pga. grunnforholdene og den manglende sidestøtten for pelene. Forutsetter et lastfordelingslag av knust grus over betongstripene.

$$D = \frac{c}{a} \cdot 100\% \Rightarrow c = \frac{a \cdot D}{100}$$

Bredde av betongstriper, $c = 3,0 \cdot 60 / 100 = 1,8$ m

Den frie avstanden mellom betongstripene, $a - c = 3,0 - 1,8 = \underline{1,2}$ m, dvs OK!

Tykkelse av lastfordelingslaget over betongstripene,

$$t = 1,5 \cdot (a - c) = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ m}$$

For å ta opp sidekreftene på 194,8 kN i fyllingen settes de ytterste 2 pelene på hver side med helning 7: 1 utover.

Dimensjonerende horisontal bæreevne for 2 skråpeler:

Med senteravstand 3,0 m vil ytterste pel ha en avstand på 12,0 m fra senterlinje veg, dvs 7 m utenfor vegkant. De to ytterste pelene vil da ligge under fyllingsskråningen og ta vertikallast fra en kvadratisk jordsøyle med bunnflate 3 x 3 m og midlere høyde på henholdsvis $h_1 = 7 \cdot (10,5 - 7) / 10,5 = 2,3$ m for ytterste pel og $h_2 = 4,3$ m for pelen innenfor. Dette gir følgende vertikallaster på pelene:

$$W_1 = 19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 2,3 = 393,3 \text{ kN} \quad W_2 = 19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 4,3 = 735,3 \text{ kN}$$

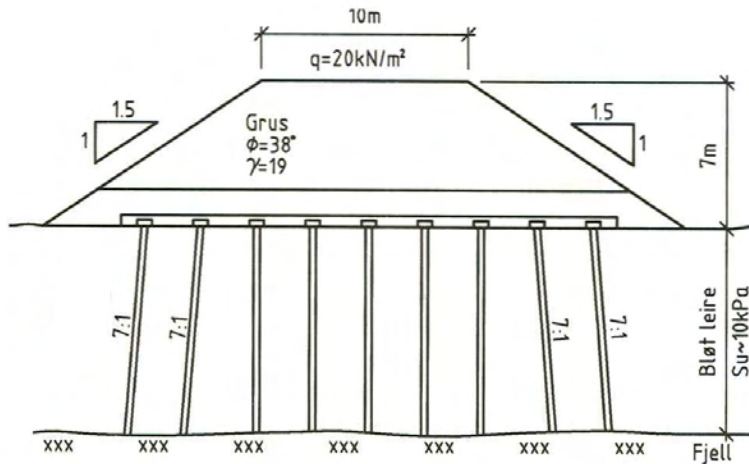
Med helning 7:1 vil dette si at pelene kan oppta horisontallaster på

$$W_{h1} = \frac{19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 2,3}{7} = 56,2 \text{ kN} \quad W_{h2} = \frac{19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 4,3}{7} = 105 \text{ kN}$$

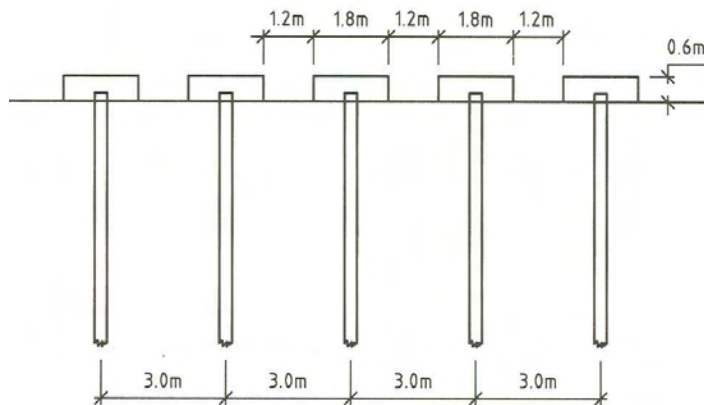
Basert på vertikallast vil det si at de to pelene til sammen vil kunne oppta en horisontallast på $W_{h \text{ tot}} = 56,2 + 105 = 161,2$ kN. Dette er litt mindre enn horisontalkraften fra skråningen, $P_a = 194,8$ kN, men lastkapasiteten til pelene i horisontalretning er vesentlig større ($Q_d = 1380$ kN og $Q_{dh} = 1380 / 7 = 197,1$ kN per pel), og betongstripene vil kunne ta noe på strekk, dvs. OK.

Betongstripene dimensjoneres og armeres i henhold til gjeldene betongstandard.

Figur 1-5- 19 og Figur 1-5- 20 viser et tverr- og lengdeprofil av denne fyllingen på peler med betongstriper.



Figur 1-5-19 Fylling på peler med betongstriper, tverrprofil



Figur 1-5-20 Fylling på peler med betongstriper, lengdeprofil

- Alternativ med fylling på betongplater

Ut fra tabell Figur 1-5-7 velges en dekningsprosent på 70 for betongplater, ellers som for betongstriper.

Sidekant:

$$c = \sqrt{\frac{D}{100}} \cdot a^2 = \sqrt{\frac{70}{100}} \cdot 3^2 = 2,5 \text{ m}$$

Den frie avstanden mellom betongplatene, $a-c = 0,5 \text{ m}$, dvs OK!

Tykkelse av lastfordelende lag: $t = 1,5 \cdot (a - c) = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ m}$ dvs 1,0 m ifølge krav i kap. 1.5.3.1.

- Fylling på jordarmering

Størrelsen av pelehatter beregnes etter Figur 1-5-9 som for $H = 7 \text{ m}$ og $a = 3,0 \text{ m}$ gir en kantlengde på $c = 1,40 \text{ m}$ for pelehatterne. Pelehattenes tykkelse og armeringsmengde må dimensjoneres separat i henhold til gjeldene betongstandard

Velger å sette alle 9 peler i tverrprofilen vertikalt derfor må horisontalkraften i fyllings-skråningen inngå i total strekkraft i armeringen. Om en velger å sette de 2 ytterste pelene med helning 1:7 på begge sidene (som eksemplet for fylling på betongstriper) vil en kunne benytte en betydelig svakere jordarmering. Økonomiske/praktiske vurderinger vil måtte avgjøre dette.

Strekraft for å holde jordkilen på plass mellom pelene dimensjoneres todimensjonalt etter formel:

$$W_{2D} = \frac{(a-c)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot \gamma = 0,93(a-c)^2 \cdot \gamma = 0,93 \cdot (3,0-1,4)^2 \cdot 19 = 45,2 \text{ kN/m}$$

Tredimensjonalt får vi da:

$$W_{3D} = \frac{1 + \frac{a}{c}}{2} \cdot W_{2D} = \frac{1 + \frac{3,0}{1,4}}{2} \cdot 45,2 = 71 \text{ kN/m}$$

Når nedbøyningen i jordarmeringen mellom betonghattene ikke skal være mer enn 14 cm (2 % av fyllingshøyden eller maks. 15 cm), kan ikke tøyningen i armeringen, beregnet etter kap. 1.5.4.2 være større enn ca. 2 %.

$$d = (a-c) \sqrt{\frac{3}{8} \varepsilon} = (3,0-1,4) \sqrt{\frac{3}{8} \cdot 0,02} = 0,139 \text{ m}$$

Strekraft i armeringen kan da beregnes for maksimal tøyning i armeringen på 2 %.

$$T_{rp3D} = \frac{W_{3D}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} = \frac{71}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot 0,02}} = 35,5 \cdot 3,06 = 108,6 \text{ kN/m}$$

Hvis det ikke benyttes skråpeler, vil armeringen i tillegg måtte oppta horisontalkreftene fra fyllingsskråningen (se beregning ovenfor).

$$T_{ds} = P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a (\gamma \cdot H + 2 \cdot q_d) \cdot H = 194,8 \text{ kN/m}$$

Eventuelle tilleggskrefter pga. glidning utenfor de ytterste pelene dimensjoneres/kontrolleres etter 1.5.4.3.

$$f \leq \frac{7,4}{\gamma} \cdot n \cdot \frac{s_u}{\gamma_m} = \frac{7,4}{19} \cdot 1,5 \cdot \frac{10}{1,4} = 4,2 \text{ m}$$

I dette tilfellet er $f = H \cdot n - 7 = 7 \cdot 1,5 - 7 = 3,5 \text{ m}$, dvs. OK.

Ved behov kan stabiliteten sikres ved å redusere f eller ved å oppta tilleggskreftene i armeringen.

Totalkreftene i armeringen på tvers av fyllingen blir da

$$T_{tot} = T_{ds} + T_{rp3D} = 194,8 + 108,6 = 303,4 \text{ kN/m}$$

$$T_{tot} = T_{rp3D} = 108,6 \text{ kN/m}$$

I fyllingens lengderetning vil totalkraften være

Egnet armeringsduk velges på denne bakgrunn og med tanke på begrensninger i tøyning som beskrevet ovenfor.

Kontroll av forankringslengder:

For armeringsduk gir Figur 1-4- 9 $\alpha = 0,7$ og med $\gamma_m = \gamma_s = 1,1$ for armeringen blir nødvendig armeringslengde for å forhindre horisontalglidning:

$$L_e \geq \frac{T_{ds} \cdot \gamma_s}{\gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \rho} = \frac{194,8 \cdot 1,1}{19 \cdot 3,5 \cdot 0,7 \cdot 0,56} = 8,2 \text{ m}$$

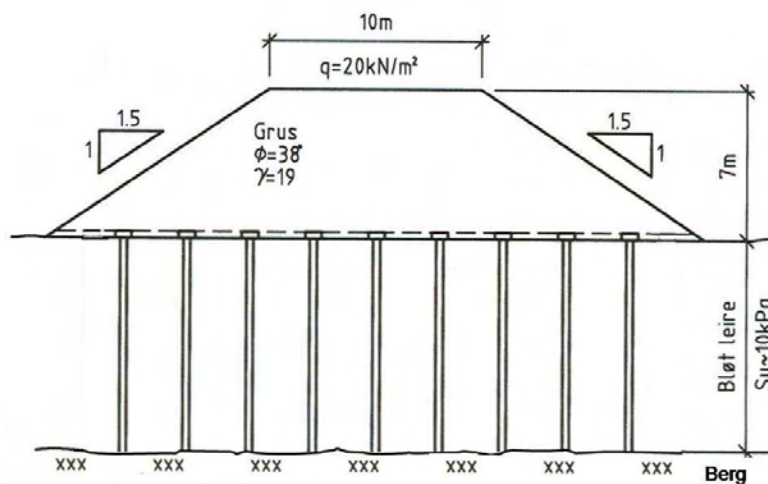
Her er avstanden fra fyllingskrone til fyllingsfot $L_s = 10,5$ m, dvs. OK.

Nødvendig armeringslengde for å hindre uttrekk (regner her friksjonsmasser både over og under duken siden det skal fylles friksjonsmasser mellom pelehattene før armeringen legges ut) med $\gamma_m = \gamma_p = 1,3$ for uttrekksmotstand:

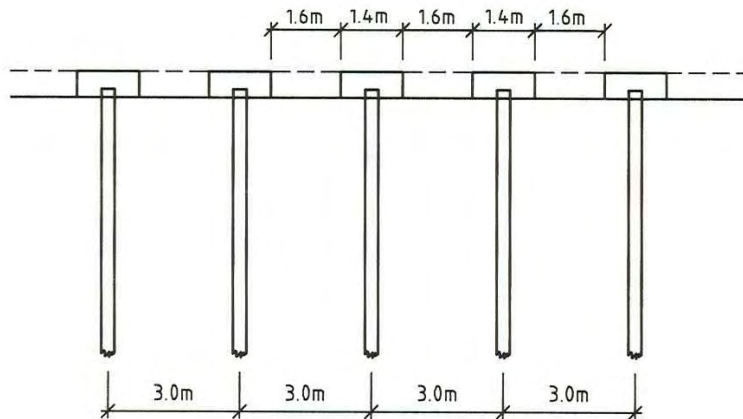
$$L_b \geq \frac{(T_{p3D} + T_{ds}) \cdot \gamma_p}{\gamma \cdot h (\alpha_1 \cdot \tan \rho_1 + \alpha_2 \cdot \tan \rho_2)} = \frac{(108,6 + 194,8) \cdot 1,3}{19 \cdot 3,5 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 0,56} = 7,6 \text{ m}$$

Med $L_p = \frac{1}{2}(10,5 + 10 + 10,5) - (4 \cdot 3 + \frac{1}{2} \cdot 1,4) = 15,5 - 12,7 = 2,8$ m tilsier dette at armeringen må brettes opp og inn i fyllingen for å oppnå tilstrekkelig forankring mot uttrekk.

Figur 1-5- 21 og Figur 1-5- 22 viser tverr- og lengdeprofil av denne fyllingen på peler med jordarmering.



Figur 1-5- 21 Fylling på peler med jordarmering, tverrprofil



Figur 1-5- 22 Fylling på peler med jordarmering, lengdeprofil

1.5.8 SYMBOLLISTE

- a = senteravstand peler
- b = stripeavstand.
- α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord.
- c = stripebredde/sidekant peleplate.
- C_u = graderingstall.
- d = nedbøyning i jordarmering.
- D = dekningsprosent for striper/plater.
- f = avstand mellom fyllingsfot og ytterste pel.
- f_d = dimensjonerende materialstyrke.
- φ = friksjonsvinkel.
- γ = densitet (tyngdetetthet).
- γ_m = materialkoeffisient (også γ_s og γ_p)
- H = høyde av fylling.
- h = gjennomsnittlig høyde av fylling over armering i fyllingsskråning
- η = omregningsfaktor
- K_A = aktiv jordtrykkskoeffisient.
- L_s = lengde av skråning
- L_p = lengde av skråning utrnfor ytterste pelehatt/stripe
- L_e = forankringslengde for å motvirke horisontalglidning
- L_b = forankringslengde for å motvirke uttrekk av armering
- n = helning av skråninger.
- P_a = horisontalkraft i fyllingsskråninger.
- T = strekkraft i jordarmering
- T_{tot} = maksimal strekkraft i armering.
- Q_d = dimensjonerende bæreevne for peler.
- q = nyttelast på fylling.
- s = buelengde i jordarmering.
- s_u = udrenert skjærstyrke.
- t = tykkelse av lastfordelende lag.
- W = vekt av jordkile mellom peleplater.
- ω = vinkel mellom ytterste pelehatt og skråningstopp.

1.5.9 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (3) NORDISK GEOSYNTETGRUPPE (2003). Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills (norsk versjon, revidert 2006) Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger. Publisert av de geotekniske foreningene i Norden, elektronisk norsk versjon kan lastes ned fra <http://www.norskgeotekniskforening.no/> . Distribusjon i Norge ved Norsk Geoteknisk Forening. Her finnes også en produktoversikt under Geosyntetguiden.
- (4) Hermann S., Fyllinger på peler ved bruk av høystyrke geotekstiler. Internt kurs i geoteknisk prosjektering. 10-12.11.1992, NGI.
- (5) Carlsson B., Armerad Jord. Beråkningsprinsipper för bankar på pålar. Statens geotekniska institut - Sverige, 1987.
- (6) Jones, Lawson & Ayres. Geotextile reinforced piled embankments. 4th. In International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. - Volume 1, 1990.
- (7) Peleveiledningen 2005. Den Norske Pelekomite, Norsk Geoteknisk Forening. utgave 2005.
- (8) Statens vegvesen. Prosesskode 1 og 2. Håndbok -025, -026. Normaler. Vegdirektoratet, 1981, 1988, 2007.
- (9) Vägverket, Banverket, Sverige. Anvisning för dimensionering och utförande av bankpålning. Publikation 2007:XX, 2007
- (10) Standard Norge, NS-EN 12794. Prefabrikkerte betongelementer - Fundamentpeler. 2005.

1.6 VERTIKALE DREN

1.6.1	GENERELT.....	81
1.6.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	82
1.6.2.1	Valg av løsning	82
1.6.2.2	Dimensjonering	82
1.6.3	UTFØRELSE OG KONTROLL.....	87
1.6.3.1	Generelt.....	87
1.6.3.2	Prefabrikkerte dren	87
1.6.3.3	Kontroll.....	88
1.6.4	SPESIELLE FORHOLD	89
1.6.5	PROSJEKTEKSEMPLER.....	90
1.6.5.1	Eksempel på dimensjonering	90
1.6.6	SYMBOLLISTE.....	93
1.6.7	REFERANSER.....	93

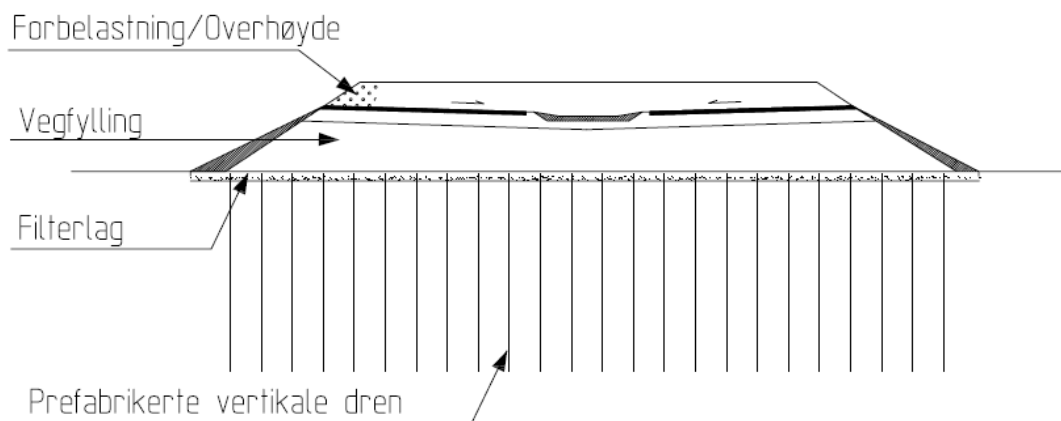
1.6.1 GENERELT

Setninger i lite permeable jordarter, som normalkonsolidert leire og leirig silt, kan påskyndes ved nedsetning av vertikale dren. Dreneringen foregår i det alt vesentlige gjennom drenene som dimensjoneres slik at det meste av setningene finner sted før overbygningen legges ut. Vertikale dren bør kombineres med forbelastning ved at fyllingen legges ut med overhøyde (Ref. 4).

Opprinnelig bestod vertikale dren av sandpeler med varierende diameter. I dag benyttes i all hovedsak prefabrikkerte dren på grunn av enklere installering, fleksibilitet og lavere kostnad. Disse finnes i et stort antall av ulike fabrikat, der de fleste består av en taggete eller ribbete kjerne, gjerne av plast, omgitt av et filter.

Metoden er mye brukt internasjonalt blant annet i Sverige, men har også vært en aktuell løsning de senere årene i Norge. På store prosjekter har kostnadene vært i størrelsesorden 90 – 100 kr/m². Kostnader til nedsetning av dren, gruspute, utlegging og fjerning av forbelastning er da medregnet (se ref. 10).

Figur 1-6- 1 viser en prinsipptegning for bruk av vertikale dren under en vegfylling.



Figur 1-6- 1 Dypdrenering med vertikale prefabrikkerte dren

1.6.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

1.6.2.1 Valg av løsning

Vertikale dren, i kombinasjon med forbelastning, er en aktuell løsning ved vegfyllinger og fundamenter der setninger er hovedproblemet. Ved valg av en slik metode kan hoveddelen av setningene gjøres unna på forhånd ved at fyllingen legges direkte på et filterlag over terreng i stedet for å benytte andre metoder som peling, lette fyllmasser, kalk-sementpeler ol.

Ved å bruke en riktig overhøyde på fyllingen i forbelastningsperioden, er prinsippet at de totale setningene denne belastningen medfører skal bli større enn de teoretisk beregnede setninger over mange år med en tradisjonell belastning fra vegfyllingen. Ved fjerning av overhøyden skal det dermed ikke oppstå konsolideringssetninger i ettertid. Selv om konsolidering med vertikaldren og overhøyde ikke er helt avsluttet ved fjerning av overhøyden, så vil setningsutviklingen stoppe eller flate ut. Ved eventuelle sekundærsetninger/krypsetninger vil også vertikaldrenene kunne bidra til å gi en lettere drensveg for porevannet.

Vertikale dren har størst effekt i kohesjonsjordarter som i hovedsak er homogene og med konsolideringskoeffisient, $C_v \leq 8 \text{ m}^2/\text{år}$. Leire med spesielt lavt krypmodstandstall (r_s) egner seg mindre godt for vertikaldrenering.

Når kohesjonsjord konsolideres for en last, strømmer porevannet ut av jorda til poreovertrykket utjevnes. Hoveddelen av porevannet strømmer horisontalt til vertikaldrenene, mens en mindre del strømmer til markoverflaten eller til drenerende lag i eller under kohesjonsjordarten. Setningsforløpet kan uttrykkes med jordens konsolideringsgrad som angir hvor stor del av poreovertrykket i jorda som i gjennomsnitt utjevnes ved ulike tidspunkt.

For en viss last bestemmes setningenes størrelse av jordens kompresjonsmodul for aktuelle spenningsnivåer, mens setningshastigheten bestemmes av jordens permeabilitet og avstand til drenerende lag, eller vertikale dren og dreneringskapasiteten i drenene. For de fleste dren er dreneringskapasiteten (q_w) så stor at setningshastigheten praktisk talt ikke påvirkes.

Stabilitetshensyn kan medføre at en må redusere høyden på forbelastningen eller legge ut motfyllinger. Under nedsettingen av drenene vil massene omkring drenene omrøres og skjærstyrken nedsettes midlertidig. Ved anstrengte stabilitetsforhold må en ta dette med i vurderingene. Størrelsen på omrørt sone vil avhenge av utstyret som benyttes. Normalt vil opprinnelig skjærstyrke være gjenopnådd innen 3-6 måneder etter installasjonen. Ved bruk av vertikaldren vil poreovertrykket gå merkbart raskere tilbake og det vil være mulighet for bruk av større overhøyde/forbelastning. Stabiliteten kontrolleres hele tiden med bruk av nedsatte poretrykksmålere. Disse bør plasseres i dybden på flere nivåer.

I lagdelte jordarter med mindre avstand enn 3-4 m mellom drenerende silt-, sand eller gruslag vil effekten av vertikale dren bli marginal.

1.6.2.2 Dimensjonering

Dimensjoneringsmetoden er hentet fra Vägverket, Sverige (ref.6) og tilpasset norske forhold og benevninger. Midlere konsolideringsgrad for porevannets strømming horisontalt til vertikale dren blir i følge nedenstående formel:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8 \cdot C_h \cdot t}{D^2 \cdot F_{(n)}}}$$

der:

- U_h = Midlere konsolideringsgrad av porevannets strømming horisontalt til vertikale dren.
 C_h = Konsolideringskoeffisienten for porevannets strømming horisontalt til vertikale dren, $m^2/\text{år}$,
 t = Tiden fra utleggingen av fyllingen, år
 D = Diameter for drenets virkningsområde, normalt $D = 2 \cdot L / \pi^{0,5} = 1,13 \cdot L$
 L = Avstand mellom drenene, m.

$$F_{(n)} = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k}{k'} \cdot \ln s - 0,75 \right)$$

- n = D/d
 d = Drenets diameter, m. For prefabrikkerte dren regnes ekvivalent diameter som settes til $d = 2 \cdot (a+b)/\pi$ hvor a = drenets bredde og b = drenets tykkelse (se *Figur 1-6- 7*)
 k = Jordas opprinnelige permeabilitet, m/s
 k' = Permeabilitet i omrørt sone rundt drenet, m/s.
 s = d_s / d
 d_s = Diameter for omrørt sone rundt drenene, m

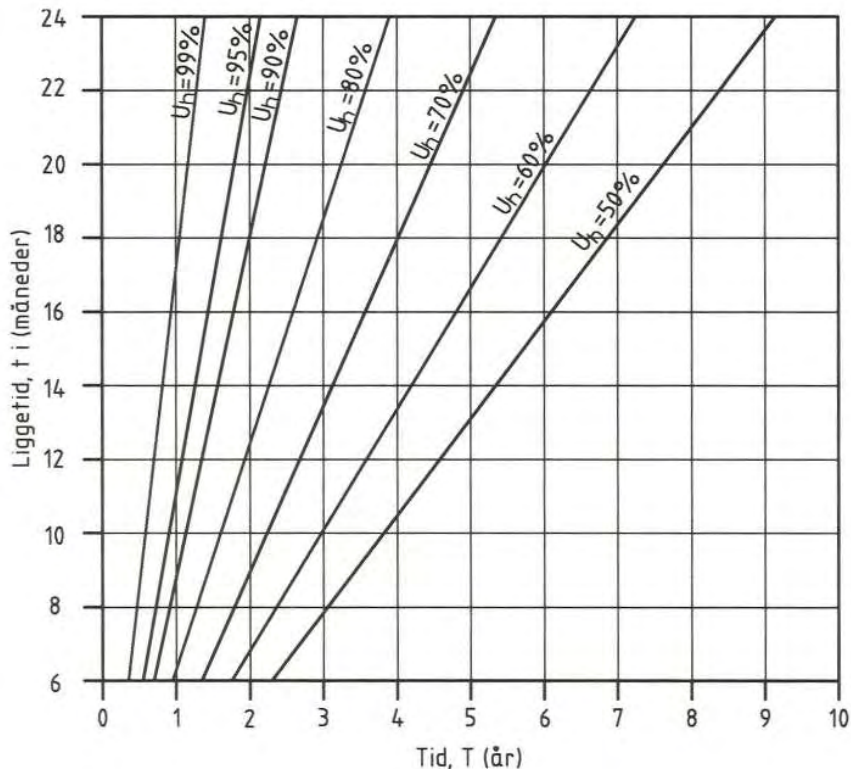
Ved beregningen av U_h , kan følgende gjennomsnittsverdier benyttes (erfaringsverdier fra Sverige (ref. 6)):

- d_s = $2 \cdot d$
 k = $3 \cdot k'$
 C_h = $2,5 \cdot C_v$

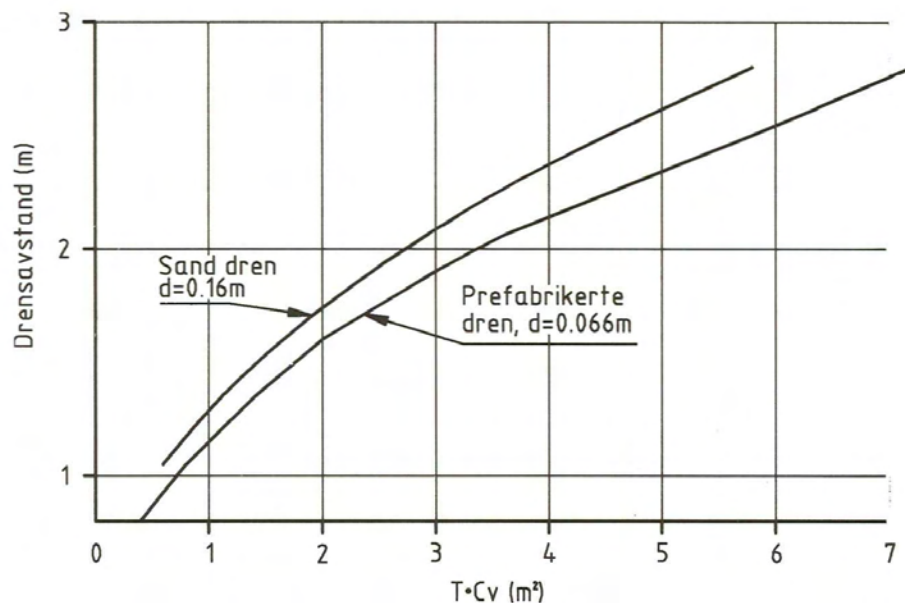
der:

- C_v = Konsolideringskoeffisient fra ødometerforsøk, $m^2/\text{år}$.

Ved hjelp av kurvene i *Figur 1-6- 2* og *Figur 1-6- 3* kan en ut fra gjennomsnittsverdiene ovenfor, ønsket komprimeringsgrad samt tilgjengelig liggetid dimensjonere avstanden mellom drenene ut fra kun virkningen av de vertikale drenene. Konsolideringsgraden må deretter justeres for vertikal drenering (gjennom de opprinnelige massene).



Figur 1-6- 2 Diagram for bestemmelse av T ut fra liggetid i måneder og komprimeringsgrad U. T benyttes i diagrammet i Figur 1-6- 3 til dimensjonering av dreinsavstand, L (Ref. 6)



Figur 1-6- 3 Diagram for bestemmelse av dreinsavstand for gjennomsnittsverdier. T bestemmes fra Figur 1-6- 2 (Ref. 6).

Ved installasjonen omrøres leira nærmest drenene som tidligere beskrevet. For å begrense omfanget av denne effekten bør dreinsavstanden ikke være mindre enn 1,1 m for sanddren og 0,8 m for prefabrikerte dren.

Setningsforløpet påvirkes også i en viss grad av porevannsstrømningen vertikalt i leira. Denne påvirkningen er størst ved små dyp og skal alltid medtas når leirdypet er mindre enn 10 m. Konsolideringsgraden U, for porevanns strømning vertikalt finnes som en funksjon av tidsfaktoren, T_v i diagrammet i Figur 1-6- 4.

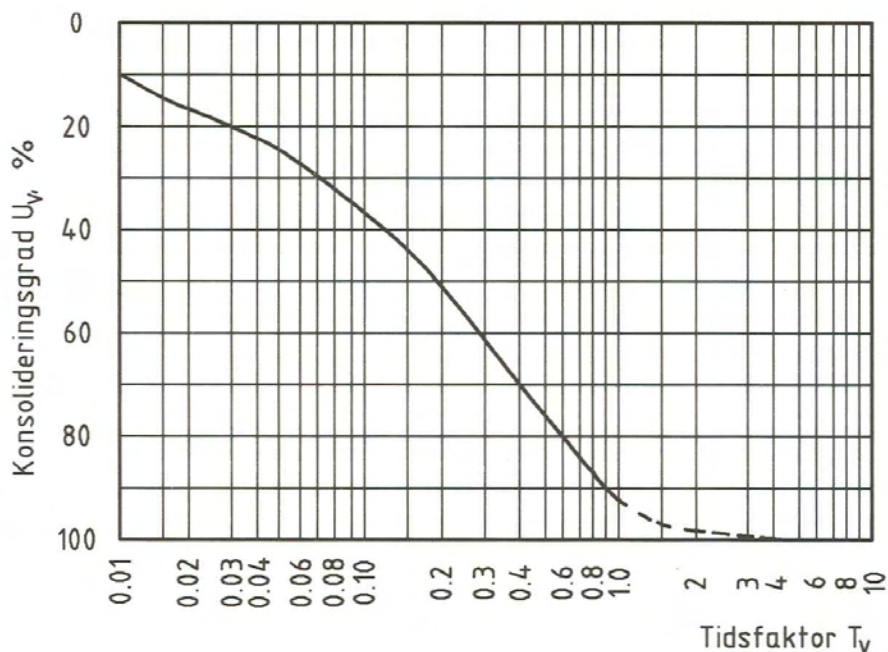
$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

der:

- T_v = Tidsfaktor
 C_v = Konsolideringskoeffisient fra ødometer, $m^2/\text{år}$
 t = Tid etter utlegging av fylling, år
 H = Mektighet av kohesjonsjordart som dreneres til markoverflaten eller halve mektigheten om jorden dreneres både til over- og undersiden, m.

For en konsolideringsgrad mindre enn 50 til 60 % kan funksjonen i *Figur 1-6- 4* tillempes til en parabel. I så fall kan vertikal dreneringsgrad (i prosent) beregnes etter følgende formel.

$$U_v = \sqrt{\frac{4 \cdot C_v \cdot t}{\pi \cdot H^2}} \cdot 100 = 2 \cdot \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \cdot 100 \%$$

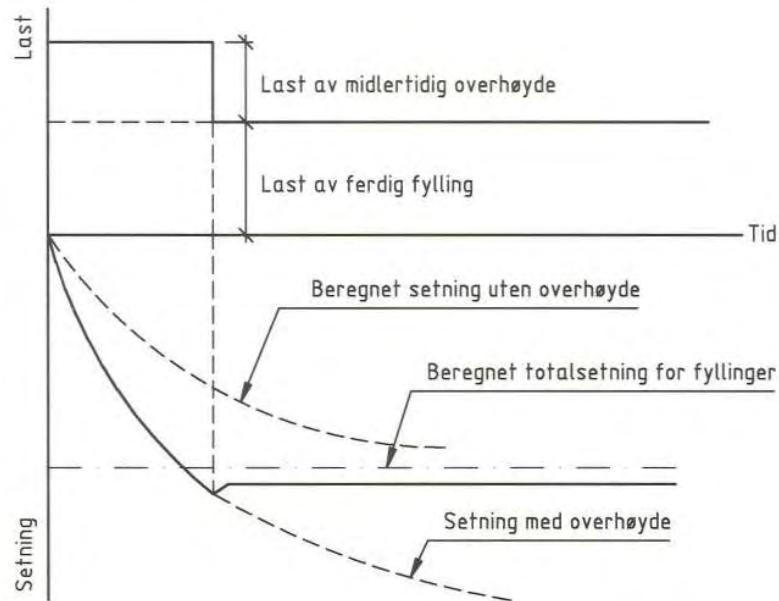


Figur 1-6- 4 Konsolideringsgraden U_v som funksjon av tidsfaktoren T (Ref. 6)_v

Resulterende midlere konsolideringsgrad U for vertikal og horisontal drenering beregnes etter formelen.

$$U = U_h + U_v - U_h \cdot U_v$$

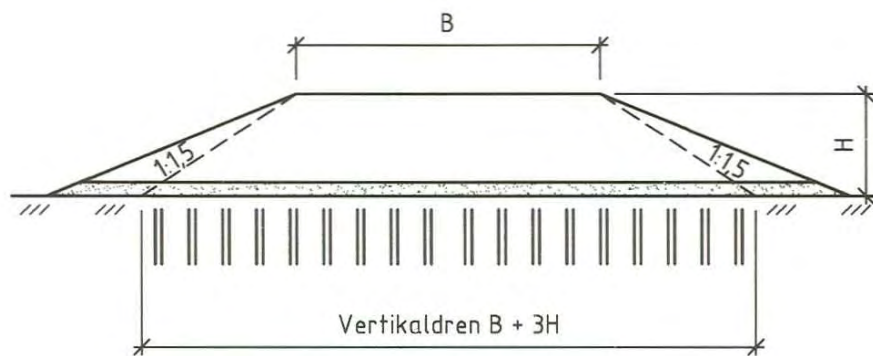
Dimensjoneringen av vertikale dren utføres slik at vegen skal være tilnærmet setningsfri når den åpnes for trafikk. For å oppnå dette bør fyllingen legges ut med en overhøyde i tillegg til kompensasjonen for de beregnede setningene. Den midlertidige overhøyden bør tilpasses slik at undergrunnen blir noe overkonsolidert (5-10 %) i forhold til den permanente fyllingenes tyngde, *Figur 1-6- 5*.



Figur 1-6- 5 Prinsipp for midlertidig overhøyde av fylling.

Beregning av setningene for den permanente lasten og for totallast inklusiv overhøyde utføres i henhold til (ref. 9), kap. 7. Det må utføres setningsberegninger med varierende overhøyder for en optimal dimensjonering av denne.

Figur 1-6- 6 viser hvor langt ut i tverrprofilet drenene bør settes for å forhindre større setningsforskjeller i fyllingsfoten/-skråningen.



Figur 1-6- 6 Vertikale drens utstrekning i tverrprofilet

Ved bruk av støyvoll på utsiden av vegfyllingen der støyvullen er noe høyere enn ferdig veg, vil størrelsen på setningene under støyvullen være større enn for vegen og dette kan påvirke setningsutviklingen under deler av vegfyllingen. Vertikaldrenene må derfor settes ned under hele bredden på støyvullen, for å fange opp setningene under vollen.

1.6.3 UTFØRELSE OG KONTROLL

1.6.3.1 Generelt

Ut fra det som tidligere er beskrevet vil sannsynligvis sanddren være en lite aktuell metode bortsett fra i helt spesielle tilfeller i det prefabrikkerte dren vil være å foretrekke under de fleste forhold.

Drenene føres opp i et filterlag under fyllingen. Filterlaget tjener også som arbeidspute ved dreinsinstallasjonen og bør minst være ca. 0,5 m tykt. Matjord/torv fjernes før filterlaget legges ut og dreinsvannet må sikres avløp. Til filterlaget skal det benyttes materiale med god permeabilitet og det må ikke inneholde stein som kan skade installasjonsutstyret /drenene ved nedsettingen.

Filterlaget av sand eller grus skal både benyttes til en bæredyktig arbeidsplattform og for å lede bort vannet som kommer opp av drenene (forhindrer oppbygging av poreovertrykk i drenene).

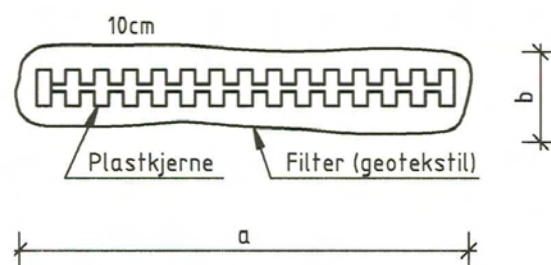
Fraksjon 2 – 32 mm, har vært brukt som en god løsning for filterlaget. En løsning med bruk av filterlag/arbeidspute ned mot 0,3 m tykkelse har vært forsøkt og dette har fungert tilfredsstillende, men løsningen med en tynner pute enn 0,5 m bør nøye vurderes i forhold til grunnforholdene, spesielt der de bløte avsetningene går helt opp til nivå underkant gruspute. Dreinsmessig fungerer det bra med et tynnere lag, men det er bæreevnen for riggen som blir avgjørende.

Det bør også benyttes dreinslag ved installasjon av vertikale dren under vann. Dette gjelder særlig der hvor topplaget på sjøbunnen er løst og hvor det er fare for at omrøring av dette laget kan tette til toppen av drenene

1.6.3.2 Prefabrikkerte dren

Prefabrikkerte dren består gjerne av en taggete eller ribbete plastkjerne omgitt av et filter. Vanlige dimensjoner for et prefabrikkert dren er en bredde på ca. 100 mm og en tykkelse på 3 til 7 mm. Figur 1-6- 7 viser et typisk tverrsnitt av et slik dren.

For nedsettingen av prefabrikkerte dren er det utviklet spesialmaskiner som muliggjør installasjon til 60 m dyp. Nedsettingen gjøres enten med nedpressing av dreinsstikkeren (statisk installasjon) eller gjennom ramming med fallodd eller vibrolodd (dynamisk installasjon). Drenet beskyttes ved nedsettingen med en spesialutformet dreinsstikker, som oftest tilpasset drenet slik at det i minst mulig grad forstyrres. Etter nedsettingen kappes drenet noe over filterlagets overflate (se Figur 1-6- 9) .



Figur 1-6- 7 Typisk tverrsnitt av prefabrikkert dren.

Drenet har ved nedsettingen et anker av en tynn plate nederst, som dels forhindrer at jord

presses inn i drensstikkeren (platen virker som et lokk under spissen av drensstikkeren) og dels fungerer den som et anker og holder drenet på plass når drensstikkeren trekkes opp.

Når det gjelder bruk av vann for nedsetting av vertikale dren, er det normalt å ha en vanntank i beredskap for spyling og rengjøring av drensstikkeren et par ganger pr dag. Ved nedsetting av vertikale dren i kvikk leire kan det bli nødvendig å utføre spyling oftere for å forhindre at drenet følger med opp når drensstikkeren dras opp til utgangsposisjonen over terreng. Ved meget dårlige grunnforhold og spesielt i bløt kvikk leire vil bruken av spyling være en nødvendighet, og kan fort bli en stor ekstra kostnad. Også ved klart bedre grunnforhold har det vist seg nødvendig å bruke spyling av drensstikkeren, slik at denne vurderingen bør tas med under planlegging av arbeidet.

Dreneringskapasiteten, q_w til prefabrikkerte dren varierer sterkt med drenstype og fabrikkat, men for et enkelt dren kan den per meter dren være av størrelsesorden opp mot $10 \text{ m}^3/\text{døgn}$. Verdiene minsker med økende horisontaltrykk.

Under normale forhold og med de mest vanlige drenstypene med god dreneringskapasitet har ikke denne kapasiteten noen særlig betydning ved dimensjoneringen, men den bør likevel være tilfredsstillende utprøvd og dokumentert.



Figur 1-6- 8 Bildet viser rigg og rullen med vertikal dren montert. Legg merke til vannslangen som er koblet til riggen for spyling av stikkeren. (E18 Kopstad – Gulli 2004 – Foto: C.E. Dahl)

1.6.3.3 Kontroll

Kontroll av vertikale dren omfatter til dels arbeidet med installasjonene av drenene og oppbyggingen av fyllingen/forbelastningen og dels oppfølgingen og analysene av setningene.

Kontrollen bør minst omfatte følgende:

- Prefabrikkerte dren: Foreskrevet kvalitet og diameter på installasjonsutstyr.
- Installasjon og utrustning for setningsoppfølging.

Det bør som et minimum utføres setningsmålinger direkte på drenslaget og på toppen av fyllingen/ forbelastningen (se kap. 1.1.4.1).

- Måling av startverdier for setningsoppfølgingen.
- Avstand mellom drenene.
- At drenene er satt vertikalt og til tilstrekkelig dybde.
- At drenene føres opp i filterlaget.
- Protokoll og dato for oppbygging av fylling/forbelastning med fortløpende fyllingsnivå.
- Kornfordeling, tykkelse og utstrekning av filterlaget samt at vannet fra drenene ledes ut fra dette.
- Måling og dokumentasjon av setningene.
- Poretrykksforholdene både før og etter nedsettingen, bør kontrolleres i flere nivåer inntil eller direkte under forbelastningen.

1.6.4 SPESIELLE FORHOLD

Vertikale dren har tidligere vært lite brukt i Norge, men de senere årene har det vært forsøkt med til dels meget gode resultater på store prosjekter. Tidligere var det en del uheldige bivirkninger ved bruk av sanddren som vesentlig skyldes sterk omrøring under nedsetting av drenene (ref. 4). Installasjon av prefabrikkerte dren medfører mindre omrøring av grunnen enn ved nedsetting av sanddren.

Ved benyttelse av vertikale dren må en ta hensyn til naboeiendommer/konstruksjoner som ligger innenfor influenssonen for setningene. Hvis konstruksjonene er fundamentert direkte på løsmassene, kan det i enkelte tilfeller oppstå skadelige setninger.

Ved nedsetting av vertikale dren nært inn mot eksisterende bebyggelse hvor det er påvist eller er fare for artesiske trykk i underliggende lag, bør metodens anvendelighet vurderes. Vertikale dren kan i slike tilfeller gi store uønskede setninger i nabolaget.

Nedsetting av vertikale dren inn mot brukonstruksjoner/landkar bør nøye vurderes i forhold til muligheten for gjennomføring av nødvendig forbelastning. Svært ofte er det liten tid for forbelastning inn mot konstruksjonen og nedsetting av dren bør dermed avsluttes i riktig avstand fra konstruksjonen og isteden kan det for eks. benytte en løsning med lette masser bak landkaret.

Nedsetting av prefabrikkerte dren bør fortrinnsvis utføres i tidsrommet før det blir kulde og frost i bakken. Ved nedsetting av prefabrikkerte vertikale dren har det likevel vist seg at det selv i vinterhalvåret med moderat kulde ikke har vært spesielle problemer. Grusputa som har blitt lagt ut har isolert slik at det ikke har blitt tele i bakken. Det har da vært brukt en fraksjon 2 – 32 mm.



Figur 1-6-9 Bildet viser installasjon av tradisjonell setningsmåler med plate og stang. Platen plasseres på grusputen/drenslaget, og beskyttes med et stålørnsom fylles med grus. (E18 Kopstad – Gulli 2004 – Foto: C.E. Dahl)

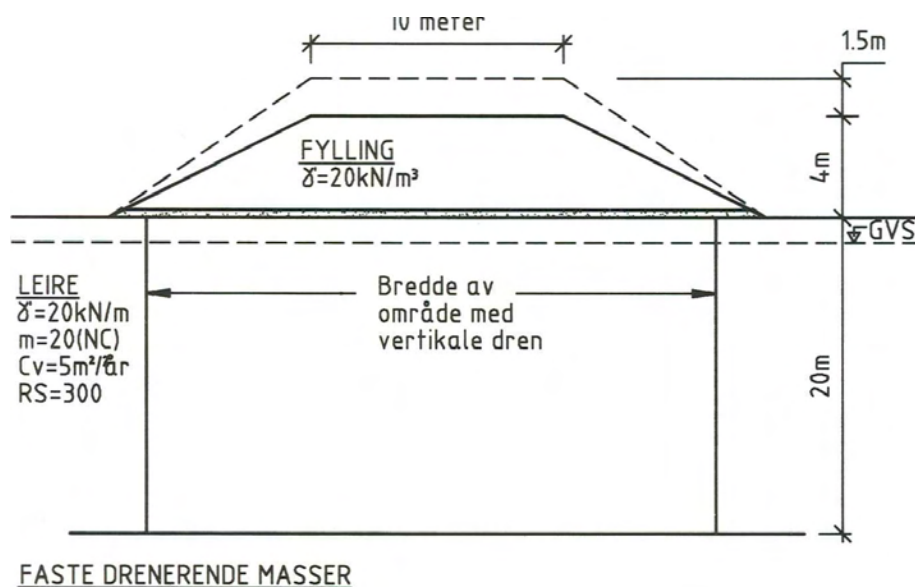
1.6.5 PROSJEKTEKSEMPLER

1.6.5.1 Eksempel på dimensjonering

Vertikal drenering med prefabrikkerte dren skal prosjekteres for en 4 meter høy fylling på 20 meter leire. Det dreneres til markoverflaten og til de faste drenerende massene under

leirlaget. Tilgjengelig liggetid for den midlertidige overhøyden er 10 mnd. Forutsetningene for dimensjoneringen framgår av Figur 1-6- 10.

Dimensjoneringen skal utføres ved at en forsøker med varierende dreinsavstander, L inntil en oppnår den ønskede konsolideringsgrad, U_h . En kan også som valgt i dette eksemplet, benytte diagrammene i Figur 1-6- 2 og Figur 1-6- 3 (med de svenske erfaringsverdiene) og derfra finne dreinsavstanden ut fra ønsket konsolideringsgrad.



Figur 1-6- 10 Prosjektert vegfylling.

Setningsberegningene gir primærsetninger på 61 cm for denne 4 meter høye fyllingen. Setningene vil uten spesielle tiltak opptre i løpet av en periode på 50 år med kun 16 cm i løpet av det første året etter utlegging.

- Dimensjonering

Velger en konsolideringsgrad på 90 % for den tilgjengelige liggetiden på 10 mnd.

Figur 1-6- 2 gir for en konsolideringsgrad $U_h = 90 \%$, tidsfaktor $T = 1,15$ år.

$$c_v = 5,0 \text{ m}^2/\text{år}$$

$$T \cdot c_v = 1,15 \cdot 5,0 = 5,75 \text{ m}^2$$

Figur 1-6- 3 gir dreinsavstand 2,50 m for prefabrikkerte dren.

Drensvei, $H = 10$ m (tosidig drenering) $t = 10$ mnd. = 0,83 år.

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{5,0 \cdot 0,83}{10^2} = 0,04$$

Figur 1-6- 4 gir $U_v = 23 \%$ Midlere konsolideringsgrad:

$$U = U_h + U_v - U_h \cdot U_v = 0,90 + 0,23 - 0,90 \cdot 0,23 = 0,92$$

Figur 1-6- 6 gir for fyllingsbredde 10 m og høyde 4 m en samlet bredde på 22 m for utstrekningen av det vertikale drenerte området i tverrprofilet.

Velger en forbelastning på 1,5 m som i følge setningsberegningene gir primærsetninger på 76 cm. Setningene som opptrer i forbelastningsperioden bør være noe større enn de for den permanente lasten og gi en overkonsolidering i forhold til denne på 5-10 %.

Total setning i forbelastningsperioden er noe større enn den for den permanente lasten

$$\delta_{\text{forbel.}} = 76 \text{ cm} \cdot 0,92 = 69,9 \text{ cm} > 61 \text{ cm}$$

I vurderingene av de forventede totalsetningene i forbelastningsperioden, er det antatt at disse er tilnærmet proporsjonale med midlere konsolideringsgrad.

Stabilitetsforholdene må kontrolleres både for selve fyllingen og også for fyllingen inklusiv forbelastningen. Om nødvendig kan det legges ut midlertidige motfyllinger for å forbedre stabilitetsforholdene til et akseptabelt nivå.



Figur 1-6- 11 Bildet viser installerte vertikaldren hvor oppfyllingen og forbelastningen kommer fortløpende etter. (E18 Kopstad – Gulli 2004 – foto C.E. Dahl)

1.6.6 SYMBOLLISTE

a	=	bredde av dren
B	=	bredde av fylling (på toppen)
b	=	tykkelse av dren
C _h	=	konsolideringskoeffisient for horisontalt drenering til vertikale dren
C _v	=	konsolideringskoeffisient for vertikale drenering (fra ødometerforsøk)
D	=	diameter for drenets virkningsområde
d	=	diameter av dren
d _s	=	diameter til omrørt sone omkring dren
F _(n)	=	drensavstandsfaktor
γ	=	effektiv tyngdetetthet
H	=	mektighet av kohesjonsjordart som dreneres til markoverflaten eller halve mektigheten H/2 om jorden dreneres både til over- og undersiden
k	=	permeabilitet
k'	=	permeabilitet i omrørt sone rundt dren
L	=	avstand mellom dren
n	=	D/d
m	=	modultall (fra ødometerforsøk)
r _s	=	kryp motstandstall (fra ødometerforsøk)
s	=	d _s /d
T	=	tidsfaktor
T _v	=	tidsfaktor
t	=	tid fra utlegging av fylling
U	=	midlere konsolideringsgrad for vertikal og horisontal drenering
U _h	=	midlere konsolideringsgrad av horisontal drenering til vertikale dren
U _v	=	midlere konsolideringsgrad for vertikal drenering til vertikale dren
q _w	=	dreneringskapasitet til dren

1.6.7 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniske høyskole. Gøteborg 1990.
- (3) Welsh J.P. (ed.), Soil improvement A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication No. 12. ASCE NY 1987.
- (4) Rygg N., Vegbygging på bløt grunn. Intern rapport nr. 1386. Veglaboratoriet. Oslo 1988.
- (5) Sørli A., Veg på bløt grunn. Intern rapport nr. 1098. Veglaboratoriet. Oslo 1983.
- (6) Vågverket, Vertikaldrånering; Allmån teknisk beskrivning. Metoder. Publ. 1987:30 Serviceavdelingen, Vag- og Brokonstruksjon. Linkøping 1989.
- (7) Tidfors M., Schälin J. & Riise P. Sättningar under vertikaldrånerad hög bank på lös lera - Prognos och utfall I NGM 1992, vol. 1, side 31-36.
- (8) Langø H., Vertikaldrånering. I NIF-kurs: Forbedring av byggegrunnen metoder og muligheter. Gol 9-11 oktober 1985.

- (9) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (10) Statens vegvesen Region sør. E18 Kopstad – Gulli. Erfaringer med bruk av prefabrikkerte vertikaldren. Teknologirapport nr 2496, Vegdirektoratet.

1.7 KALK- OG SEMENTPELER

1.7.1	GENERELT.....	95
1.7.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	96
1.7.2.1	Valg av løsning	96
1.7.2.2	Grunnlaget for dimensjoneringen -felt og laboratorieanalyser	98
1.7.2.2	Dimensjoneringsprinsipper	99
1.7.2.3	Dimensjonering for fylling på flatt eller svakt hellende terreng.....	100
1.7.2.4	Stabilisering av skråning.....	102
1.7.2.5	Setningsberegninger	104
1.7.3	UTFØRELSE.....	106
1.7.3.1	Utstyr	106
1.7.3.2	Tiltak før valg av metode.....	107
1.7.3.3	Tiltak før pelingen starter	108
1.7.3.4	Installering av peler	108
1.7.4	KONTROLL.....	109
1.7.4.1	Toleranser	109
1.7.5	SPESIELLE FORHOLD	110
1.7.5.1	Hensyn til omgivelser og arbeidsmiljø.....	110
1.7.5.2	Spesielle tekniske forhold.....	110
1.7.6	PROSJEKTEKSEMPLER.....	110
1.7.6.1	Skjæring for EI8 ved Tvedestrand	110
1.7.7	SYMBOLLISTE.....	112
1.7.8	REFERANSER.....	113

Dette kapitlet er beholdt uendret i forhold til det som sto i Håndbok 188, Veg på bløt grunn, i påvente av ny norsk og svensk håndbok om temaet. Når disse foreligger vil kapitlet bli revidert.

1.7.1 GENERELT

Kalk- og sementpeler brukes til å forbedre bæreevne og stabilitet av bløt og sensitiv leire til dybder inntil 15-26 meter. Kalk og sement reagerer kjemisk med jord og danner et jordmateriale med større skjærstyrke og stivhet enn den opprinnelige jorden. «Pelene» settes av en beltegående rigg med borutstyr. Rigger er utstyrt med blandevertøy, en roterende visp som bores ned til ønsket dybde for underkant pel før innblandingen av kalk/ement starter. Kalken/ementen blåses ut i jorden gjennom en dyse v.h.a. trykkluft samtidig som vispen roterer og trekkes opp. Jorden får på denne måten søyler av fastere masse der kalk/ement er blandet inn. *Figur 1-7- 1* viser en rigg for kalkpeling i arbeid.

Dypstabilisering med kalkpeler har vært benyttet siden 70-tallet og er mye brukt i Sverige. Etter hvert er også sement og en blanding av kalk og sement blitt tatt i bruk i stor skala som bindemiddel ved dypstabilisering.

Dette kapitlet bygger for en stor del direkte på det svenske Vägverkets publikasjoner 1986:72 (Ref. 1), 1986:87 (Ref. 2) og 1991:42 (Ref. 3).



Figur 1-7- 1 Rigg som setter kalkpeler for E18 i Tvedestrand

1.7.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

1.7.2.1 Valg av løsning

Det er viktig å være klar over at kalk- og sementpeler ikke er peler i ordets egentlige betydning, men søyler av forbedret jord i forhold til omkringliggende masse. Pelene er inhomogene og det kan bare regnes at de tar aksiallast. Det kan ikke forutsettes at pelene tar strekk- og bøyepåkjenning uten at de settes sammen i blokker, skiver eller buer med til sammen stor skjærkapasitet.

Kalk- og sementpeler får på grunn av de kjemiske reaksjonene med jorda i tillegg en grovere struktur enn omkringliggende jord, og de virker derfor i en viss grad også som vertikale dren og påskynder setningsforløpet.

Kalk- og sementpeler benyttes i hovedsak:

- til å øke jordens bæreevne, f.eks. under fyllinger, anleggsveger o.l. .
- til å bedre stabiliteten av skjæringer, naturlige skråninger og utgravninger
- som setningsreducerende tiltak under fylling eller setningsutjevning under tilløpsfyllinger mot bruer fundamentert til fast grunn
- som forsterkning av fundamenter i ledningsgrøfter

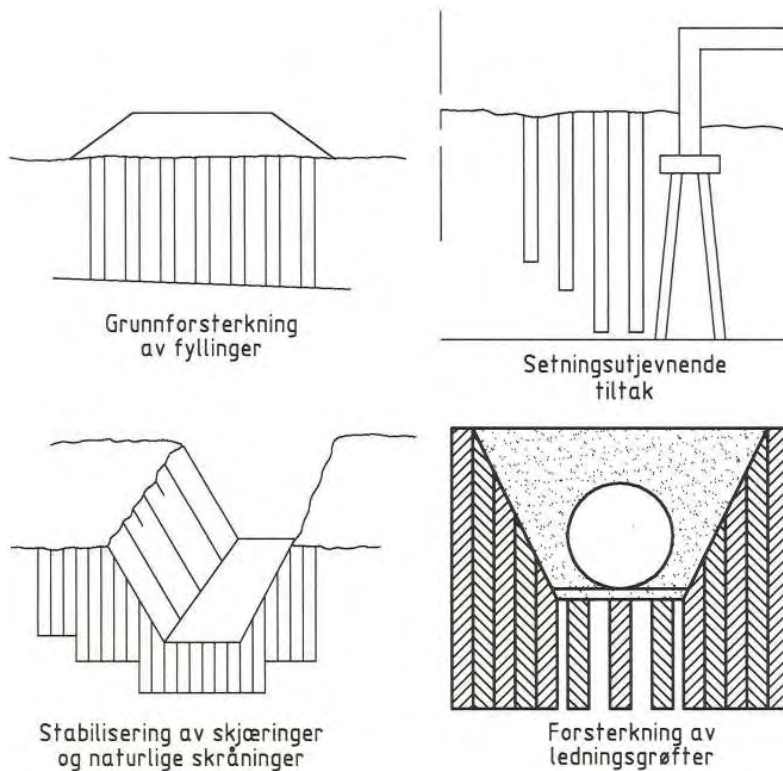
Mindre bruer og kulverter (lukkede rammekonstruksjoner) er også blitt fundamentert på kalk/sementpeler.

Der oppdrift umuliggjør bruk av lette masser, kan kalk/sementstabilisering være en god alternativ fundamenteringsløsning.

Før det velges en løsning med bruk av kalk/sementpeler må en forsikre seg om at det er tid nok til å utføre de nødvendige laboratorieanalysene og at det er tid nok i byggeprosessen til at

pelene får herde til ønsket styrke før pålastning.

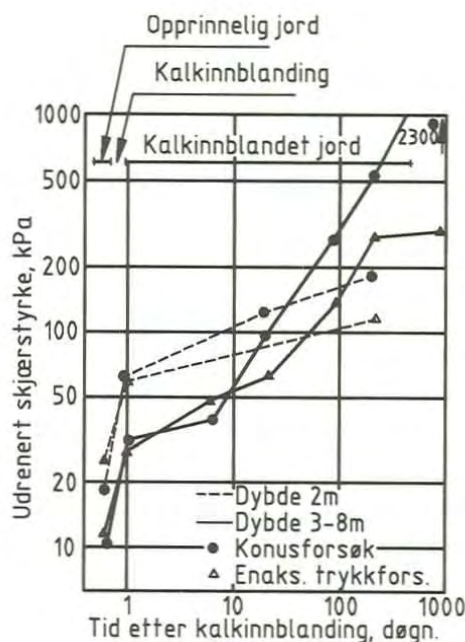
Den kjemiske reaksjonen som oppstår når ulesket kalk eller sement blandes i jord er sammensatt av flere prosesser med ulik reaksjonstid.



Figur 1-7- 2 Kalk- og sementpelers anvendelsesområder (Ref. 2 og 5)

1. Temperaturen i jorda øker og vanninnholdet avtar fordi en del vann forbrukes når ulesket kalk leskes. Denne reaksjonen skjer umiddelbart etter innblanding av kalk/sement.
2. Videre skjer et jonebytte mellom leirmineraler og kalsium og det bygges opp større partikler i leira, slik at den får en grovere struktur. Denne prosessen kan pågå over flere måneder. Fasthetsøkningen er hurtig i starten og avtar med tiden til reaksjonen er ferdig.
3. Over tid bygges det til slutt opp et sementlignende, tungt nedbrytbart bindemiddel mellom leirpartiklene. Denne reaksjonen pågår i flere år.

Fasthetsutviklingen er avhengig av temperaturen i jorda, og ved lave temperaturer nær markoverflaten kan prosessene forsinkes eller stoppe opp.



Figur 1-7-3 Fasthetsutvikling i kalkpel (Ref. 2)

1.7.2.2 Grunnet for dimensjoneringen -felt og laboratorieanalyser

Det må i utgangspunktet tas vanlige felt- og laboratorieundersøkelser i det aktuelle området. De opptatte prøvene må i tillegg til vanlige rutineundersøkelser undersøkes spesielt for:

- humusinnhold
- saltinnhold (dersom leira ikke er kvikk)
- effekten av innblandet bindemiddel
- modulen, dersom setningene er av betydning

Effekten av bindemiddeltipe og mengde måles ved enaksiale trykkforsøk på prøver uten bindemiddel (rutine) og på prøver med ulike mengder og typer bindemiddel etter 7, 28 og evt. 90 døgn.

Bindemidlet vispes inn i jordprøvene for hånd eller eltes inn ved bruk av kjøkkenmaskin. Jordprøven stemples lagvis inn og lagres i 54 mm plastsylinderbiter, høye nok til at prøven kan trimmes og tilpasses enaksialforsøket (se kap 2.6 i Hb 016, ref 7).

Tørrdensiteten γ_d er sammen med vanninnholdet w utgangspunktet for hvor mye bindemiddel det erfaringsmessig er nødvendig å blande i laboratorieprøvene. I leirer med vanninnhold 30-80 % gir en kalkmengde tilsvarende 6-7 vektprosent av tørrdensiteten erfaringsmessig maksimal trykkfasthet. Med sement som stabiliseringsmiddel øker effekten med øket mengde, det har vært brukt i størrelsesorden 12-15 % bindemiddel.

På dette grunnlaget kan det avklares om jordarten egner seg til kjemisk stabilisering, hvilket bindemiddel som skal velges og hvor store mengder som er nødvendige å bruke. Det er i dag aktuelt å velge mellom ren kalk, en blanding av kalk og sement etter forskjellig blandingsforhold og ren sement.

I leire med vanninnhold mindre enn 80 % er kalk bindemiddelet med best effekt ifølge svenske erfaringer. I leire med høyt innhold av organisk materiale har kalk vist seg å ha liten effekt, mens sement har gunstig virkning på fasthets utvikling i dette materialet. Leire med

høyt saltinnhold eller som inneholder svovel (sulfider), kan ha lignende egenskaper. Sement brukes også med godt resultat i grovere materialer, hvor kalk har vist liten effekt.

Bruk av sementpeler har økt kraftig de siste årene. Sement er billigere enn kalk og sementpeler herder raskere enn kalkpeler. Laboratorieforsøk viser at prøver iblandet sement får høyere fastheter enn kalkblandede prøver. Sonderinger i installerte peler indikerer at denne forskjellen ikke er så stor på herdete peler. Innblandingen i laboratoriet skiller seg vesentlig fra hvordan bindemiddelet blandes i jorda in situ, og dette kan forklare noe av forskjellen mellom felt og laboratoriemålinger. Kalk/sement og sement krever større innblandingsarbeid enn ren kalk og opptrekkshastigheten blir lavere.

Det bør ikke velges dimensjonerende skjærfasthet større enn 150 kPa for kalk/sementpeler eller rene sementpeler pga. usikkerheten ved inhomogenitet og fordi senteravstanden mellom pelene blir så stor at en ikke kan regne samvirke med jorden rundt pelene.

For store prosjekter bør det også prøvepeles, og dimensjoneringen baseres på prøveresultatene.

Utover vanlige feltundersøkelser må faste topplag, faste lag i dybden eller andre hindringer i jorda kartlegges i det området hvor det er aktuelt å stabilisere med kalk/sementpeler. Kabler i luft og jord som kan være til hinder ved utførelse, må også registreres.

Områdets tilgjengelighet for borrygger, lastebiler og tankbiler med kalk/sement i anleggsfasen må vurderes. Det må i tillegg undersøkes om terrenget kan trafikkeres av borryggene. Riggens framkommelighet varierer og disse begrensningene må avklares før metode velges.

1.7.2.2 Dimensjoneringsprinsipper

De beregningsmodeller som finnes og brukes i dag er utviklet for peler med kalk som bindemiddel. Det svenske vägverkets erfaringer viser at disse modellene stemmer godt overens med praksis for kalkpeler. Det diskuteres hvorvidt regnemodellene kan brukes direkte med andre bindemidler i pelene, fordi innblanding av sement eller blanding av kalk og sement gir stivere peler. For kalkpeler som tar aksiallast antas samvirke mellom pel og jord, mens skiver, ribber osv. regnes uten samvirke. I Finland antas at sementpeler skal ta all aksiallast alene uten samvirke med omkringliggende jord.

Regnemodellene for bæreevne og stabilitet baseres på totalspenningsanalyse. Formelverket er enkelt og grovt, basert på empirikk. Det beregnes en gjennomsnittlig skjærstyrke τ_m i det stabiliserte området på grunnlag av jordens opprinnelige skjærstyrke τ_k og pelens skjærstyrke τ_p . τ_p fås fra enaksiale trykkforsøk på prøver blandet med bindemiddel. Det velges en forsiktig anslått middelvei på lik linje med estimering av τ_k fra rutineresultatene. Tidspunktet for belastning av pelene og temperaturen i jorda må tas i betraktning ved valg av τ_p til dimensjoneringen. Skal pelene belastes før de har herdet 28 døgn, skal τ_p etter 7 døgn lagring benyttes.

I beregningene benyttes en materialfaktor γ_m i størrelsesorden 1,4-2,0. På grunn av kort erfaring med bruk av sement som bindemiddel og ut fra erfaringen om at sement krever større innblandingsarbeid enn kalk, bør materialfaktoren velges noe større ved bruk av sement.

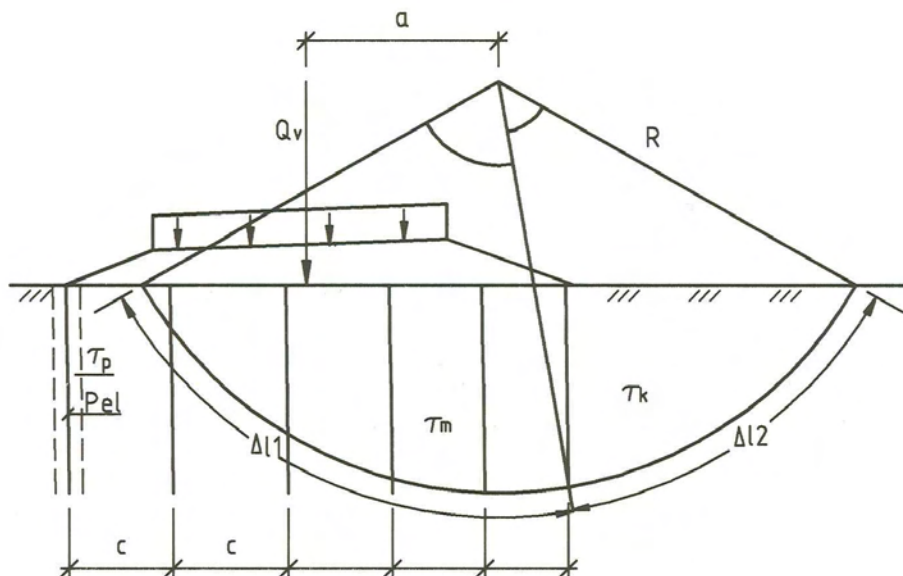
Dimensjoneringsseksemplene er satt opp med formler for manuelle beregninger. Beregninger av stabilitet og bæreevne ved hjelp av beregningsprogrammer vil være tilsvarende som for ustabilisert jord, men i det området det skal stabiliseres benyttes den gjennomsnittlige skjærstyrke τ_m i det stabiliserte området som er beregnet på grunnlag av jordens opprinnelige skjærstyrke τ_k og pelens skjærstyrke τ_p for en valgt dekningsgrad.

Dimensjoneringen skal gi som resultat en peleplan som inneholder:

- antall peler
- pelediameter
- pelelengder
- pelemønster/senteravstand
- bindemiddeltpe
- mengde bindemiddel pr. lm. pel
- oppfyllingstidspunkt/utgravingstidspunkt
- evt. spesielle forutsetninger
 - nødvendig pelerekkefølge
 - grave-/oppfyllingsrekkefølge
 - forbelastning

1.7.2.3 Dimensjonering for fylling på flatt eller svakt hellende terreng

For fylling på flatt eller svakt hellende terreng bygger regnemodellen på en forenklet antagelse om fullt samvirke mellom kalkpeler og mellomliggende, ustabilisert leire. Modellen forutsetter at det ikke er horisontal bevegelse i grunnen slik at pelene bare blir belastet aksialt.



Der:

- τ_m = gjennomsnittlig skjærstyrke i kalkstabilisert område
- τ_k = jordens skjærstyrke
- τ_p = pelenes skjærstyrke
- μ = pelenes andel av overflaten (dekningsprosent)
- A = pelenes areal
- c = pelenes senteravstand
- d = pelens diameter
- Δl_1 = glideflatens lengde i stabilisert sone
- Δl_2 = glideflatens lengde utenfor stabilisert sone
- Q_v = lastenes resultant inklusive effekten av skrått terreng

Figur 1-7-4 Beregningsprinsippet for stabilisering av homogen leire

I en homogen leire beregnes fyllingens stabilitet ved totalspenningsanalyse med sirkulærsylindriske glideflater for en gjennomsnittlig verdi av skjærfastheten hos pelere og ustabilisert leire. Ved lagdeling kan sammensatte glideflater være dimensjonerende, men prinsippet for beregningene vil være som i eksemplet.

Beregningene forutsetter at pelene er plassert under fyllingen på glideflatens aktive del. Dersom pelene skal plasseres på glideflatens passive sone, må pelene settes sammen til ribber eller blokker.

Prinsippet for beregningen i en leire med lik skjærstyrke i hele profilet er vist i *Figur 1-7- 4*.

$$\tau_m = \mu \cdot \tau_p + (1 - \mu) \cdot \tau_k$$

$$\mu = \frac{A}{c^2}$$

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

Den nødvendige dekningsprosenten for pelene (μ), og senteravstanden (c) finnes fra følgende ligninger:

$$\gamma_m = \frac{M_{stab}}{M_{driv}} = \frac{R \cdot \sum \tau_k \cdot \Delta l}{Q_v \cdot a} \quad \text{og} \quad \gamma_m \cdot Q_v \cdot a = R \cdot \sum \tau_k \cdot \Delta l$$

Ved å kombinere ligningene kan pelenes senteravstand beregnes

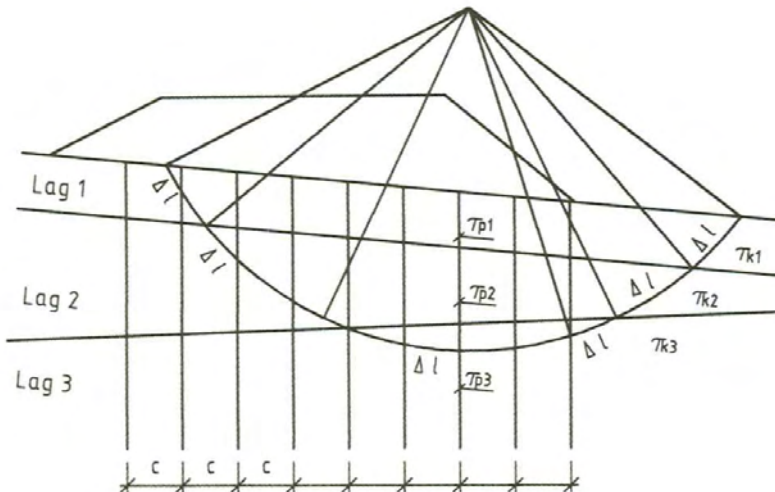
$$c^2 = \frac{A \cdot R \cdot \Delta l_1 \cdot (\tau_p - \tau_k)}{\lambda_m \cdot Q_v \cdot a \cdot \tau_k \cdot R \cdot (\Delta l_1 + \Delta l_2)}$$

I et jordprofil med varierende skjærstyrke, se *Figur 1-7- 5*, regnes den gjennomsnittlig skjærstyrken langs glideflaten ut på følgende måte:

$$\tau_m = \frac{\sum (\mu \cdot \tau_{pn} + (1 - \mu) \cdot \tau_{kn}) \cdot \Delta l_n + \sum \tau_{kn} \cdot \Delta l_n}{\sum \Delta l_n}$$

Der:

τ_m	=	gjennomsnittlig skjærstyrke langs hele glideflaten
τ_{kn}	=	jordens skjærstyrke i lag n
τ_{pn}	=	pelens skjærstyrke i lag n
μ	=	dekningsprosent (pelens andel av overflaten)
Δl_n	=	lengden av glideflaten gjennom lag n

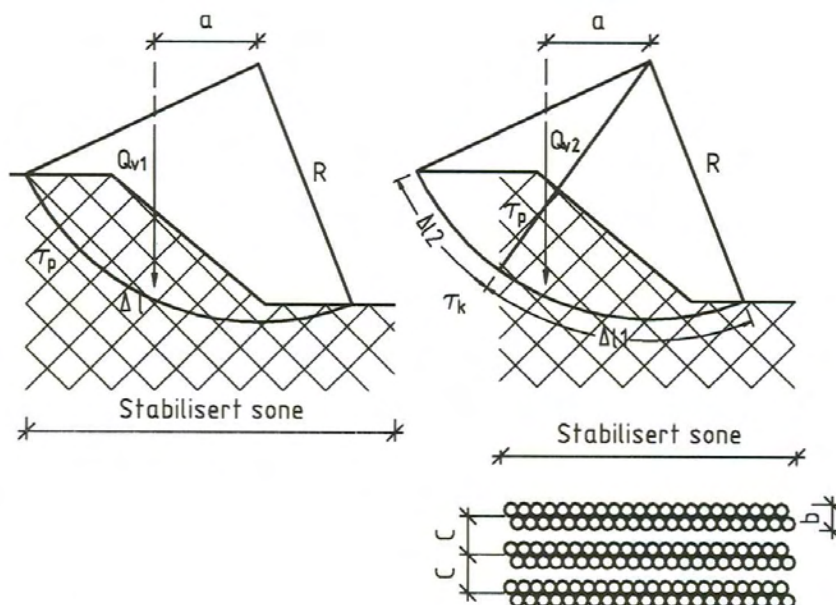


Figur 1-7- 5 Beregning av gjennomsnittlig skjærstyrke langs hele glideflaten i et lagdelt profil

1.7.2.4 Stabilisering av skråning

Ved bruk av kalk/semmentpeler i jord som har krepdeforonasjoner, kan man ikke anta fullt samvirke mellom peler og omkringliggende jord. Dette gjelder f.eks. skråninger som står med lav sikkerhet mot brudd.

I slike tilfeller sikres lastopptaket ved å sette pelene i skiver eller blokker. Pelene skal settes med minimum 5 cm overlapp for å sikre samvirke mellom pelene. En regner da at omkringliggende jord ikke tar noe last. Prinsippet for beregningen er vist i Figur 1-7- 6.



Figur 1-7- 6 Prinsipp for stabilisering av skråning

Avstanden c mellom skivene bestemmes ut fra en likevektsbetraktning mellom M_{stab} som er den samlede skjærstyrken langs glideflaten i skivens bredde, og M_{driv} som er vekten av jordmassen og evt. ytre last i en bredde lik c , se Figur 1-7- 6.

$$\gamma_m \cdot Q_{v1} \cdot a \cdot c = R \cdot \tau_p \cdot \Delta l \cdot b$$

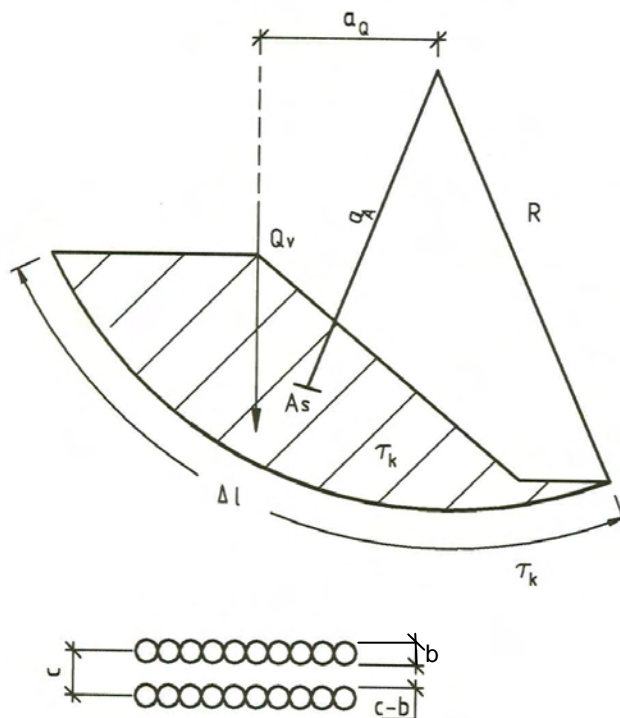
Skivenes lengde beregnes ut fra likevekt når skivenes senteravstand er kjent.

$$\gamma_m \cdot Q_{v2} \cdot a \cdot c = R \cdot \tau_p \cdot \Delta l_1 \cdot b + R \cdot \tau_k \cdot \Delta l_2 \cdot c$$

Der:

γ_m	=	materialfaktor
Q_v	=	resultantens drivende krefter pr. meter
a	=	resultantens arm
c	=	peleskivenes senteravstand
Δl	=	glideflatens lengde
Δl_1	=	glideflatens lengde i stabilisert sone
Δl_2	=	glideflatens lengde utenfor stabilisert sone
b	=	peleskivenes bredde
τ_k	=	jordens skjærstyrke
τ_p	=	pelens skjærstyrke
R	=	glidesirkelens radius

Det må også være tilfredsstillende sikkerhet mot utglidning for massen mellom to stabiliserte skiver. Dette kontrolleres ved vanlig stabilitetsberegning hvor effekten av skjærkrefter på sideflatene i tillegg tas med som stabiliserende krefter. Det er skjærstyrken τ_k i det ustabiliserte jordvolumet som brukes i beregningene.



Figur 1-7- 7 Kontroll av stabilitet for massene mellom stabiliserte skiver

$$\gamma_m = \frac{M_{stab}}{M_{driv}} = \frac{[R \cdot \sum \tau_k \cdot \Delta l \cdot (c - b)] + 2 \cdot A_s \cdot \tau_k \cdot a_A}{Q_v \cdot a_Q \cdot (c - b)}$$

Der:

γ_m	=	materialfaktor
τ_k	=	jordens skjærstyrke
Δl	=	glideflatens lengde
c	=	peleskivenes senteravstand
b	=	peleskivenes bredde
A_s	=	sideflatens areal
a_A	=	resultanten av sidekreftene mot sideflatens arm
Q_v	=	resultantens drivende krefter pr. meter
a_Q	=	resultantens arm
R	=	glidesirkelens radius

1.7.2.5 Setningsberegninger

Setningsberegningene baserer seg på teori utviklet for kalkpeler. Det samme teorigrunnlaget brukes ved setningsberegninger for sement og kalk/semmentpeler, men usikkerhetene knyttet til samvirke mellom disse pelene og omkringliggende jord må tas i betraktning. I dette kapitlet gjelder derfor formelgrunnlaget kun for kalkpeler.

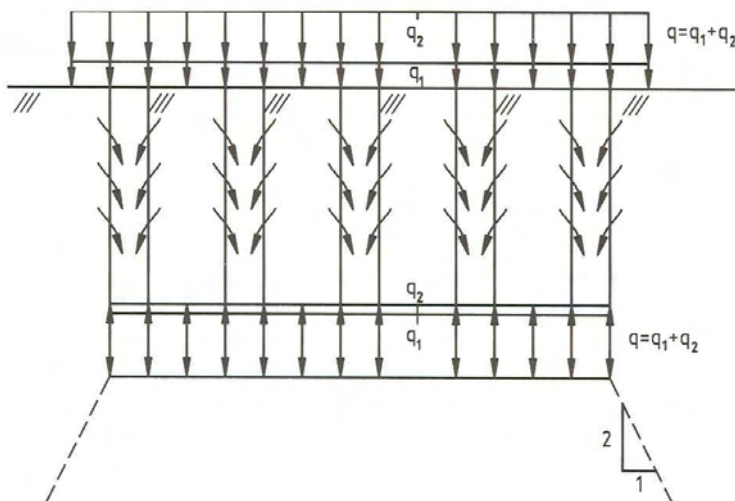
Kalkpeler er stivere enn den omkringliggende, ustabiliserte jorden og modulen er vesentlig større. Setningene på et kalkstabilisert område blir derfor mindre enn på et ustabilisert område. I tillegg til de egenskaper som har betydning i en ustabilisert jord, har følgende faktorer innvirkning på setninger i et stabilisert jordvolum:

- pelenes dekningsgrad μ .
- forholdet mellom modulene til stabilisert og ustabilisert jord M_{pel} og M_{jord}
- kalkpelens flytespenning G_{flyt}
- tiden etter innblanding av bindemiddel og tidspunkt for belastning av peler
- jordens konsolideringsgrad

Den totale lasten q bæres delvis av kalkpelene, q_1 og delvis av den omkringliggende, ustabiliserte jorden q_2 . For kalkpeler antas forenklingen at det er like deformasjoner i pelene som i jorden i alle tverrsnitt. Ut fra denne forutsetningen kan det antas at lasten gradvis blir overført fra ustabilisert jord til pelene ned til pelenes underkant.

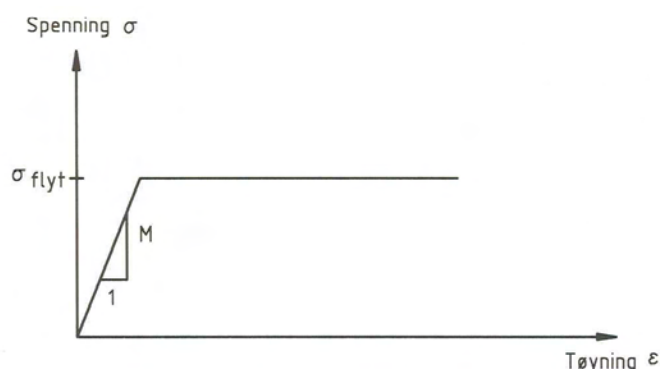
Prinsippet for lastfordeling mellom ustabilisert jord og kalkpeler er vist i *Figur 1-7- 8*.

Dersom pelene ikke står ned til fjell eller andre ikke setningsgivende lag, antas det videre en lastspredning 2: 1 gjennom det underliggende laget fra underkant peler. Det antas ikke lastspredning i den stabiliserte sonen. Lasten på det underliggende laget er $q = q_1 + q_2$ og det beregnes setninger for dette underliggende laget på konvensjonell måte. Kalkpelene har større permeabilitet enn leire og de vil virke som et drenerende lag og forkorte dreinsvegen.



Figur 1-7- 8 Prinsipp for lastfordeling mellom ustabilisert jord og kalkpeler ved setningsberegninger i stabilisert jord (Ref 4)

En kalkpels spennings-tøyingskurve antas å være lineær opp til nivå for pelens flytespenning σ_{flyt} som vist i Figur 1-7- 9. Pelens modul M er kurvens stigningstall i det lineære området. Utover det lineære området antas det at pelen ikke kan ta større last. Lasten på pelen er konstant.



Figur 1-7- 9 Idealisert spennings-tøyingskurve for en kalkpel
Flytespenningen antas ut fra forsøk å være mellom 65 % og 80 % av pelens bruddlast.

$$\sigma_{\text{flyt}} = 0,65 \cdot \sigma_{\text{Pbrudd}}$$

Pelens bruddlast avhenger av den udrenerte skjærstyrken i pelen τ_p og jordens horisontaltrykk mot pelen σ_h på følgende måte:

$$\sigma_{\text{brudd}} = 2 \cdot \tau_p + 3 \cdot \sigma_h$$

Jordens horisontaltrykk mot pelen σ_h antas forenklet å tilsvare det totale vertikalltrykket i jorda σ_v , pga. den volumøkningen tilførsel av bindemiddel innebærer. Kalkpelens flytstyrke øker med tiden. Flytstyrken øker også med dybden. En enkelt pel kan derfor ta maksimallasten:

$$q_{1\text{maks}} = 0,65 \cdot \mu \cdot \sigma_{\text{Pbrudd}}$$

hvor μ er dekningsprosent

Lasten på den ustabiliserte omkringliggende jorda q_2 kan beregnes som differansen mellom

den totale lasten q og lasten som tas av pelene q_1 .

$$q_2 = q - q_1$$

Beregning av setning:

Ved en eventuell laginndeling i det kalkstabiliserte området må setningene beregnes for hvert enkelt lag. Setningene i kalkpelene beregnes ut fra ligningen:

$$\delta_1 = \Sigma \frac{\Delta h \cdot q_1}{\mu \cdot M_{pel}}$$

Setningene i den ustabiliserte, omkringliggende jorden δ_2 beregnes etter ligningen

$$\delta_2 = \Sigma \frac{\Delta h \cdot q_2}{(1 - \mu) \cdot M_{jord}}$$

Der:

Δh	=	lagtykkelsen
M_{jord}	=	modul for ustabilisert jord
M_{pel}	=	modul for stabilisert jord

Først beregnes setninger for kalkpelene (δ_1) med $q_1 = q_{1maks}$ og sammenlignes med setningen i jorden (δ_2). Dersom setningen i kalkpelene (δ_1) er større enn setningen i jorden (δ_2), utføres beregningen på nytt med lavere q_1 og tilsvarende større q_2 til $\delta_1 = \delta_2 = \delta$ som blir den endelige setningen.

Dersom setningen i kalkpelene er mindre enn i jorden ($\delta_1 < \delta_2$), kan ikke pelene ta noen større last og setningen δ_1 blir lik setningen i den ustabiliserte jorden δ_2 .

Dersom leira er normalkonsolidert, kan setningen δ beregnes fra ligningen

$$\delta_1 = \Sigma \frac{\Delta h \cdot q}{\mu \cdot M_{pel} + (1 - \mu) \cdot M_{jord}}$$

1.7.3 UTFØRELSE

1.7.3.1 Utstyr

Kalk- og sementpeler settes som nevnt av beltegående rigger utstyrt med bortårn og blandevertøy. Kalk og sement fraktes i tanker på selve riggen eller på beltegående tilhengere.

Utviklingen går mot mer robuste og mobile rigger som kan nå flere ansettpunkter fra en riggoppstilling. Blandevertøyet, den roterende vispen, utvikles også. Sement krever større innblandingsarbeid enn kalk, og dette setter større krav til vispens utforming og elteevne.



Figur 1-7- 10 Bildet viser et av innblandingsverktøyene som finnes på markedet i dag.

Pelene leveres i dag med diametre fra 0,5 til 1,0 m. Største pelelengde var lenge inntil 15 m, men nå settes pel er med lengde inntil 20 m. Med omkoblinger av utstyret kan det i dag settes peler inntil 26 m av enkelte rigger.

Nye rigger er utstyrt med automatisk dataregistrering av bl.a. bordybde, opptrekkshastighet og medgått mengde bindemiddel. Resultatene gis fortløpende på en skjerm i førerhuset og kan plottes grafisk eller i tabellform på papir.

1.7.3.2 Tiltak før valg av metode

Før grunnforsterkning med kalk/semmentpeler velges, skal effekten av innblanding av bindemiddel i den aktuelle jordarten være dokumentert ved laboratorieanalyser, se kapittel 1.7.2.2. Ved større prosjekter bør det prøvepeles som grunnlag for dimensjonering og valg av bindemiddel og mengde.

Området hvor grunnforsterkningen er planlagt utført må også vurderes med hensyn til

- mulig framkommelighet for rigg innenfor anleggsområdet (bæreevne, terrenghelning)
- tilgjengelighet for tankbiler med kalk/semment (aksellast, snuplass, «losse plass»/parkering)
- tilgjengelighet for biler som frakter riggene (vegkurvatur, tillatt kjøretøys høyde, aksellast)

Før metoden velges, må det være avklart at det er tid nok til å oppnå ønsket styrke før pålastning/utgraving starter.

1.7.3.3 Tiltak før pelingen starter

Før arbeidene med pelingen starter opp må eventuelle anleggsveger være etablert. Stubber og røtter må være fjernet og faste topplag, tele osv. må være gravd bort eller utskiftet med sand. Omfanget av disse tiltakene vil avhenge av riggens framkommelighet og penetreringsevne og bør avklares i anbudsfasen.

Alle kabler og rør i bakken innenfor arealene som skal forsterkes, må påvises og fjernes. Ledninger og installasjoner i grunnen som ikke kan fjernes, må sikres for å unngå ødeleggelser både på installasjoner og på borrhigger.

Ledninger i lufta som kan komme i konflikt med tårnet på borrhigger, må også fjernes mens pelingen pågår.

Forekomst av evt. organisk jord og sulfidinnhold i grunnen må kartlegges. Pelepunktene settes ut med plugger. Peler i ribber og blokker skal installeres med minimum 5 cm overlapp for å sikre samvirket mellom pelene. Alle stikk bør merkes og være lett å identifisere.



Figur 1-7- 11 Bildet viser ryddet areal hvor hardt topplag er gravd ut og pelepunktene markert med stikk

1.7.3.4 Installering av peler

Pelene etableres fra terrengnivå, traubunn eller andre avtalte utgravingsnivå. Avhengig av dimensjoneringen settes pelene til fjell/fast grunn eller avsluttes i løsmasser ved beregnet dybde.

I skiver, ribber o.l. må pelene settes fortløpende for å unngå at nabopelene herder så mye at overlapp blir umulig.

Pelene avsluttes i ønsket nivå under terreng/planum, men minimum 0,5 m under dette av hensyn til faren for ukontrollert utblåsning av bindemiddel. Spesielt ulesket kalk, men også sement er kjemisk etsende og må ikke fås på øynene, huden eller innåndes.

Det bør stilles krav til tillatt avvik fra ansett i horisontalplanet og til tårnets avvik fra vertikalen ved peling av vertikalpeler. Ved etablering av skråpeler kan riktig helning sikres med mal eller vater med helningsvinkelmåler.

Når en pel etableres, kan føreren av riggen følge med bordybde, matekraft, stigehastighet, rotasjonshastighet og forbrukt mengde stabiliseringsmiddel på måleutstyret i riggen.

For kalkpeler brukes normalt en stigehastighet på 25 mm/omdreining, for kalksementpeler 20 mm/omdreining (15 mm/omdreining for gytjige leirer og organiske jordarter), mens det for sementpeler ikke tillates større stigningshastighet enn 15 mm/omdreining. Rotasjonshastigheten skal være minst 150 omdreining/min for 0,5-0,6 m diameter peler og 175 omdreining/min for grovere peler.

De registrerte data skal leveres byggherren for kontroll med jevne mellomrom under arbeidene. Hyppigheten avtales ved kontraktsinngåelsen. Ved små prosjekter bør disse dataene overleveres ofte, slik at en vurdering av behovet for eventuelle erstatningspeler/supplerende peler kan gjøres mens riggen enda er på anlegget.

Alle pelene bør måles inn etter etablering.

1.7.4 KONTROLL

Kontrollen bør inneholde

- kontroll av ansett, helning, pelelengde, diameter
- pelenr., dato
- kontroll av at levert kalk og sement er i henhold til hva som er spesifisert
- kontroll av medgått mengde bindemiddel pr. lm. pel. Dette fås grafisk eller i tabell. Totale medgåtte mengder kan sammenholdes med teoretisk beregnet forbruk og med kjøresedler for tilkjørt bindemiddel
- kontroll av fastheten i enkelte peler ved bruk av kalkpelsonde
- registrering av setninger
- kontroll av pålastning i hht. nødvendig herdetid

Entreprenøren bør levere protokoll over de registrerte data pr. pel.

1.7.4.1 Toleranser

Kontrollen utføres av entreprenøren samtidig med produksjon av pelene. Nedenfor er gjengitt krav som anbefales brukt i Sverige, se (Ref. 10).

Enkeltpeler i nett benyttes hovedsaklig for å påskynde og begrense setninger. Avvik i plan som er mindre enn det minste av 15-20% av pelens diameter, 10% av pelenes senteravstand eller 0,1 m aksepteres. Maksimal tillatt helning for peler inntil 10 m lengde er 15 mm/m, for lengre peler er kravet 10-15 mm/m eller slik at nabopeler ikke kolliderer på fullt dyp.

Peler i ribber, gitter og blokk brukes vanligvis for å forbedre stabiliteten. Pelene skal plasseres med størst overlapp av følgende krav: overlapp minst 50 mm, senteravstand er maks. 80% av pelens diameter for 500 mm og 600 mm peler og maks. 90% av pelens diameter ved større diametre.

1.7.5 SPESIELLE FORHOLD

1.7.5.1 Hensyn til omgivelser og arbeidsmiljø

Ulesket kalk og sement er kjemisk etsende materialer. All kontakt med hud, slimhinner, øyne og innånding må unngås.

Når ulesket kalk kommer i kontakt med vann eller fukt, oppstår en kraftig varmeutvikling og volumøkning. Sement og kalk skal derfor oppbevares tørt i lukkede beholdere som er tydelig merket.

For å hindre utblåsing av kalk- og sementstøv skal pelingen avsluttes minimum 0,5 m under terreng. Slinger, koblinger osv. på borutstyret skal være i en slik teknisk stand at ukontrollerte utblåsing i luft ikke inntreffer.

Riggene (og eventuelle andre anleggsmaskiner som vil være i nærheten) bør ha kabin med overtrykk.

Kalk- og sementstøv som kommer i kontakt med fuktighet virker etsende også på materialer. Billakk, vinduer og andre overflater mattes dersom støvlag av kalk fuktes f.eks. av regn og dugg.

Ved arbeider med kalk- og sementstabilisering bør det stilles strenge krav til å sikre arbeidstakere, naboer og forbipasserende, på grunnlag av stabiliseringsstoffenes etsende evne.

Sterkt basisk overvann fra anleggsområdet må sikres og evt. nøytraliseres før det kan nå ut i vassdrag som er følsomme for påvirkningen.

1.7.5.2 Spesielle tekniske forhold

Kalkpeler er mindre tette enn omkringliggende leire og vil til en viss grad fungere som vertikale dren. Setninger av grunn i tilstøtende arealer kan derfor inntreffe og bør observeres der dette kan være av betydning.

Kalk- og sementpeler kan leveres i større lengder enn 18-20 m, men dette krever en omkobling av utstyret og tar lengre tid pr. meter pel å installere.

I Japan er kalk- og sementstabilisering av jord blitt utført med diametre fra 0,5-2,0 m og til 30 m dybde. Utstyret som benyttes til dette er større og tyngre enn hva som har vært benyttet i Skandinavia til nå.

1.7.6 PROSJEKTEKSEMPLER

1.7.6.1 Skjæring for EI8 ved Tvedestrand

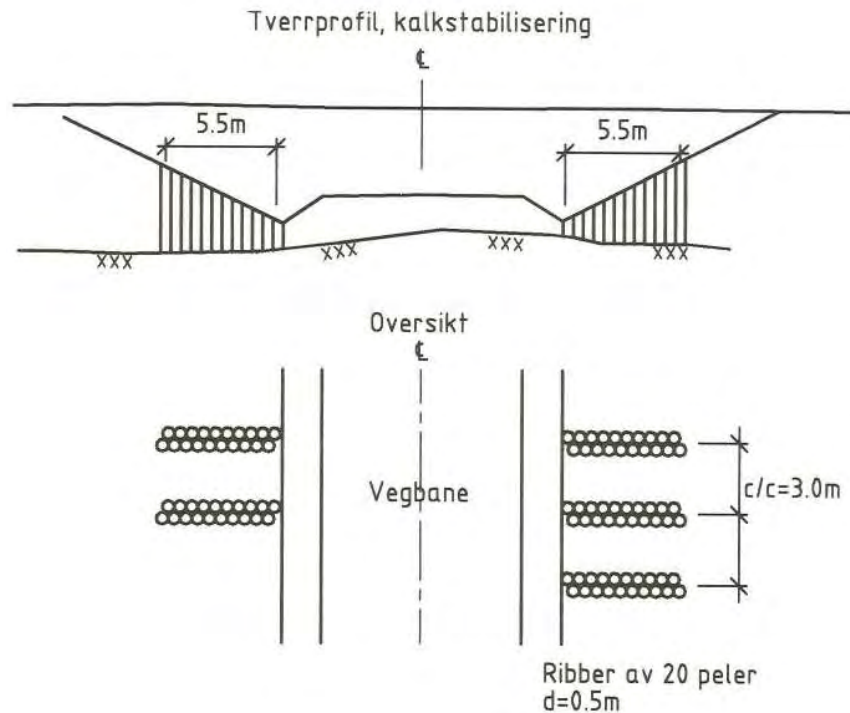
En inntil 6 m dyp og 135 m lang skjæring i kvikkleire ble stabilisert med kalkpeler før utgraving startet. Leiras udrenerte skjærstyrke s_u lå mellom 12 og 18 kN/m² og vanninnholdet varierte mellom 45 og 80 %.

Skjæringen kunne alternativt blitt tatt ut med en avlastning av skjæringstopp, men av hensyn til naboeiendommene var dette ikke ønskelig.

Det ble satt peler med diameter 0,5 m i doble ribber på 5,5 m lengde. Senteravstand mellom ribbene er 3 m. Ribbene står normalt på vegens lengderetning og er plassert nederst i skråningen. Pelene er satt til fjell/morene. I de massene som skulle graves ut, ble det ikke blandet i kalk.

Det ble i alt satt ca. 5000 lm kalkpeler til dette formålet på anlegget til en gjennomsnittlig total løpemeterpris på ca. 70 kr/lm.

Figur 1-7- 12 viser et snitt fra den valgte løsningen.



Figur 1-7- 12

Profil av skjæring med kalkstabiliserte skråninger. (Ref. 11)

1.7.7 SYMBOLLISTE

A	=	pelens areal
A_s	=	sideflatens areal
a	=	resultantens arm
a_A	=	resultanten av skjærkreftene mot sideflatens arm
a_Q	=	resultantens arm
b	=	peleskivenes bredde
c	=	pelens senteravstand
c	=	peleskivenes senteravstand
d	=	pelens diameter
δ_1	=	setninger i kalkpelene
δ_2	=	setninger i ustabilisert jord
γ_m	=	materialfaktor
Δh	=	lagtykkelsen
Δl_1	=	glideflatens lengde i stabilisert sone
Δl_2	=	glideflatens lengde utenfor stabilisert sone
Δl_n	=	lengden av glideflaten gjennom lag n
Δl	=	glideflatens lengde
M_{jord}	=	modul for ustabilisert jord
M_{pel}	=	modul for stabilisert jord
M_{stab}	=	stabiliserende moment ved stabilitetsberegning
M_{driv}	=	drivende moment ved stabilitetsberegning
μ	=	pelens andel av overflaten (dekningsprosent)
Q_v	=	resultanten av drivende krefter pr. meter
q	=	total last ved setningsberegninger
q_1	=	lasten på kalkpelene
q_2	=	lasten på ustabilisert jord
R	=	glidesirkelens radius
σ_{flyt}	=	jordens flytespenning
τ_m	=	gjennomsnittlig skjærstyrke i kalkstabilisert område
τ_k	=	jordens skjærstyrke
τ_p	=	pelens skjærstyrke
τ_{kn}	=	jordens skjærstyrke i lag n
τ_{pn}	=	pelens skjærstyrke i lag n

1.7.8 REFERANSER

- (1) Vägverket, Sverige, Publ. 1986:72 Kalkpelare. Grundforstarkning vid Vägbyggnad. 1986
- (2) Vägverket, Sverige, Publ. 1986:87 Grundforstarkning med kalkpelare. En sammanfatning. 1986
- (3) Vägverket, Sverige, Publ. 1991:42 Jordforstarkning med kalk-, cement- og kalk/cementpelare. 1991
- (4) Åhnberg H. og Holm G., SGI rapport 31. Kalkpelarmetoden. 1986
- (5) Åhnberg H. og Holm G., SGI Varia. Kalkpelare for ledningsgravar. 1991
- (6) Nyberg M., Kalk- og kalk/cementpelare som grundforstarkning. Foredrag ved kurs i geoteknisk prosjektering. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, 1992
- (7) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (8) Lerfaldet M., Ras ved Spydeberg kirke. Utbedring med kalkpeler. Foredrag ved kurs i geoteknisk prosjektering. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet. 1987
- (9) Carlsten P., SGI Varia 248. Manual til Limeset
- (10) Carlsten P., Kalk- og kalkcementpelare. Vågledning for projektering, utforande og kontroll. Goteborg 18.10.1994
- (11) Baardvik G., E-18 Lunde - Tveitehallingene Oppdrag I-37B, rapport nr. 3. 1990

1.8 INJISERING

1.8.1	GENERELT.....	114
1.8.2	JETINJISERING.....	114
1.8.2.1	Dimensjoneringsgrunnlag.....	114
1.8.2.2	Utførelse og kontroll.....	115
1.8.3	ANDRE INJEKSJONS METODER.....	116
1.8.4	REFERANSER.....	117

1.8.1 GENERELT

Med injisering menes det i denne sammenheng ulike metoder benyttet for å forbedre et jordmateriales styrkeegenskaper. Dette kapitlet behandler i første rekke injeksjon ved bruk av jetpeler. Andre metoder er kun nevnt kort under punkt 1.8.3.

1.8.2 JETINJISERING

Jetinjiseringsmetoden ble utviklet i Japan i begynnelsen av 1970 årene. Gjennom 1980 årene er metoden tatt i bruk og videreutviklet i Europa og Sør- og NordAmerika. Jetpeler kan utføres på fire ulike måter. Det er i prinsippet fire forskjellige metoder (se kap. 1.8.3) med ulike kostnadsnivå og bruksområde.

Metoden har hittil hovedsaklig blitt brukt som en grunnforsterkningsmetode i forbindelse med refundamentering av konstruksjoner, men den kan også anvendes som grunnforsterkningsmetode i forbindelse med nyanlegg, blant annet i forbindelse med tunneldrift i løsmasser, skråningsstabilitet og fundamentering av bruer. Jetinjisering kan også brukes til å etablere en innvendig avstivning under gravenivå i ei spuntgrop, og vil kunne sikre full kontakt mot spunten og dermed bidra til å redusere deformasjoner ved utgraving.

Jetinjisering er blitt ansett som en spesialmetode for vanskelige grunn- og plassforhold. De beste resultater er oppnådd i løst lagrede sandige materialer.

Ved enklere grunnforhold og adkomstmuligheter er det en generell oppfatning at tradisjonelle metoder (spunt, peler) normalt er å foretrekke ut fra tekniske og økonomiske hensyn.

1.8.2.1 Dimensjoneringsgrunnlag

Før en eventuelt velger jetinjisering må man ha kjennskap til en del parametere for jordvolumet som skal injiseres og for jorden/fjellet som skal ta opp belastninger.

Ved injisering i områder med sensitiv (kvikk) leire må bruk av luft i forbindelse med injisering vurderes svært nøye, på grunn av fare for poretrykksoppbygging og eventuell utløsning av ras.

Ved sondering og eller prøvetaking bestemmes:

- jordart
- jordartsegenskaper (styrke, vanninnhold, kornfordeling osv.)
- forekomster av hindringer for jetstrålen (peler,steinblokker o.l.)
- forekomster av hulrom (ledningsgrøfter o.l.)
- grunnvannsforhold
- dybde til fjell

Ytterligere bestemmelser av bæreevne og deformasjonsegenskaper kan fås ved prøvetaking

eller ulike former for in situ målinger.

Forekomster av grov grus, stein eller blokk vil kunne hindre erosjonsstråler og danne «skygger» i det injiserte materialet. Dette kan ha stor betydning for bormønster, økonomi og evt. anvendbarhet.

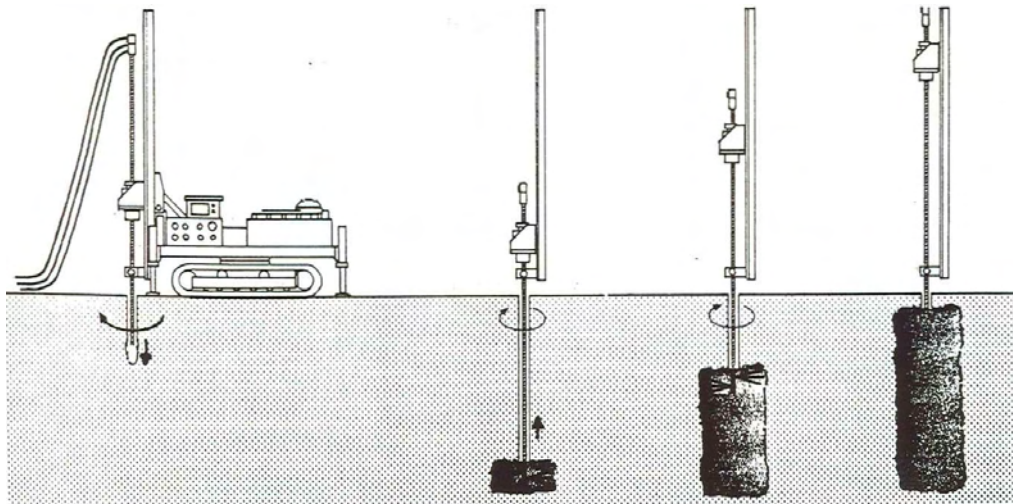
1.8.2.2 Utførelse og kontroll

Jetinjiseringen kan utføres på fire ulike måter:

- sement og vann i en dyse (single system)
- sement og vann omhylllet av luft i en dobbel dyse (dobbel system)
- vann omhylllet av luft i en dobbel dyse og sement og vann i en annen dyse (trippel system)
- vann omhylllet av luft i en dobbel dyse og tilførsel av vanlig betong i et eget støperør

Den siste metoden gir en nesten fullstendig masseutskifting og dermed en betydelig mengde returmasser opp langs borstrengen. Dette gjelder i noen grad også for de to andre metodene med luftspyling, men i liten grad for den første metoden. Metoden med vann omhylllet av luft i en dyse og sement og vann i en annen gir erfaringsmessig ca. 15 % sement i retur.

Det har vist seg teknisk/økonomisk mest fordelaktig å anvende en blanding av sement og vann i forholdet 1:1 – 1:2 (v/c - 0,5-1,0). Utførelse av jetpeler er vist på Figur 1-8- 1.



Figur 1-8- 1 Utførelse av jetpeler.

Jetinjiseringsprosessen finner sted nede i grunnen uten at noen direkte produksjonskontroll med hensyn til oppnådd homogenitet og materialkvalitet er mulig for de tre enkleste metodene. Oppnådd utbredelse kan verifiseres med bruk av akustisk registrering på sonderingsstenger satt ned på forhånd., eller på konstruksjoner i grunnen. Styringsparametrene for injiseringen må således fastlegges og reguleres på empirisk grunnlag. Et utgangspunkt vil normalt være å injisere kalibreringspeler som avdekkes før selve konstruksjonsarbeidene settes i gang. På grunnlag av erfaring kan en også styre injiseringsparametrene ut fra variasjoner i bormotstand (matekraft, bortid, dreiemoment m.m).

Ytterligere kontroll av homogenitet og utbredelse for pelene må skje i ettertid, etter at pelematerialet har herdet. Normalt gjøres dette ved hjelp av kjerneboringer i et utvalg av pelene.

Tabellen Figur 1-8- 2 viser oppnådd diameter i ulike materialer og trykkfasthet på utborede kjerneprøver fra prosjekter i Norge og Sverige (etter Peleveildningen 2005).

Jordart	Single system		Dobbel system		Trippel system	
	Diam. [m]	Trykk- fasthet [MPa]	Diam. [m]	Trykk- fasthet [MPa]	Diam. [m]	Trykk- fasthet [MPa]
Leire	50-180	3-10	50-200	5-15	100-180	>35
Sand	50-200	<25	50-220	<45	100-180	>35
Grus	50-200	<20	50-220	<40	N/A	N/A
Morene	50-160	10-20	50-160	<35	N/A	N/A
Steinfylling	50-160	10-20	50-160	<30	100-180	>35

Figur 1-8- 2 Oppnådde resultater for jetpeler produsert med ulike metoder under ulike grunnforhold (Peleveildningen 2005 ref. 7).

1.8.3 ANDRE INJEKSJONS METODER

Mens det ved injisering ved bruk av jetpelmetoden brukes ulike sementblandinger kan det ved metodene som er omtalt i det følgende benyttes flere ulike injiseringsmaterialer. Figur 10.2 gir en oversikt over ulike typer injiseringsmaterialer og de respektive jordarter der disse egner seg.

TYPE	AKTUELL JORDART	PERMEABILITET k = m/s
Sement med bentonitt eller leire	Grus	$>5 \cdot 10^{-4}$
Deflokkulert bentonitt	Grov sand	$> 5 \cdot 10^{-5}$

Figur 1-8- 3

Ulike typer injiseringsmaterialer avhengig av jordart.
(Etter Gallavresi (ref5))

Valg av injeksjonsmiddel må tilpasses porestørrelsen i jorda det skal injiseres i, samt evt. ønsket reaksjonstid. Generelt kan det sies at kostnadene øker betydelig når porestørrelsen reduseres fra 200 µm til 2 µm.

En metode går i korthet ut på at en stabil sementbasert væske injiseres i jordmassene under høyt trykk, f.eks. opptil 4 MPa. Dette medfører at det oppstår linser og horisontale lag av fastere materiale som innebærer en forbedring av jordmaterialets midlere styrke og tetthet. Resultatet av en slik injeksjon kan imidlertid være nokså tilfeldig, og dessuten vanskelig å kontrollere. (Ref. 4)

Videre er det en metode der målet er å oppnå en massefortrengning rundt injeksjonshullet ved at en relativt stiv mørtel av for eksempel sement og bentonitt pumpes ut under høyt trykk, opptil 3,5 MPa. I motsetning til ved forannevnte metode strømmer injeksjonsmørtelen her ikke langt av gårde, men former en lokal klump av stabilt materiale rundt utslippsstedet. Hensikten er å komprimere løs eller omrørt grunn. Metoden innebærer en massefortrengning og derved en risiko for terrengheving og har også vært benyttet for å redusere eller kompensere for terrengsetninger. (Ref.4)

Videre kan nevnes den eldste og best utprøvde injeksjonsmetoden. Den går i korthet ut på å fylle opp porevolumet i et jordmateriale best mulig med et stoff som medfører at både tettheten og styrken av jorden forbedres betraktelig. (Ref. 4)

1.8.4 REFERANSER

- (1) Holm, Eriksson og Svensson. Jetinjekteringsmetoden. Statens råd for byggnadsforskning. (ISBN 91-540-5383-8). Stockholm 1992.
- (2) Oset F., Jetinjisering - Etterkontroll. Innlegg ved seminar om jetinjisering. Vic hotell, Porsgrunn 1991.
- (3) Oset, Hoksrud, Frydenlund og Hovi. Jet-Grouting. Statusrapport etter fire forsøksprosjekt. Intern-rapport nr. 1405, Statens vegvesen, Veglaboratoriet. Oslo 1989.
- (4) Hermann, Aas. Korte trafikk tunneler i løsmasser. Oppsummering av erfaringer. NGI-rapport nr. 522567-5. Oslo 1992.
- (5) Gallavresi F., Grouting improvement of foundation soils. Grouting, soil improvement and geosynthetics, proceedings of a conference. ASCE. Geotechnical special publication, 30, b. 1, s. 1-38 New Orleans 1992.
- (6) Hausmann M.R., Engineering principles of ground modification. ISBN 0-07-027279-4 N.Y. 1990
- (7) Norsk Geoteknisk Forening, Peleveiledningen 2005

1.9 GRUNNVANNSSENKING

1.9.1	GENERELT.....	118
1.9.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	119
1.9.2.1	Drensgrøfter	119
1.9.2.2	Brønner	119
1.9.2.3	Valg av metode	121
1.9.2.4	Stabilitet.....	122
1.9.2.5	Skader på tilliggende konstruksjoner	122
1.9.3	KONTROLL.....	122
1.9.4	PROSJEKTEKSEMPEL	122
1.9.5	REFERANSER.....	124

1.9.1 GENERELT

I forbindelse med utgraving for vegskjæringer, tunneler, fundamenter og kulvertunderganger vil det ofte være aktuelt å grave under det eksisterende grunnvannsnivå. Slike utgravinger vil gjerne medføre et ønske om å senke grunnvannsstanden i skråningen og under utgravingsnivå for å sikre en tørr byggegrøp og stabile skråninger uten erosjonsproblemer i anleggsperioden. I noen tilfeller kan artesiske overtrykk være et problem som vil kunne løses med grunnvannssenkning.

Grunnvannet kan senkes permanent eller midlertidig ved hjelp av en rekke forskjellige metoder avhengig av utgravingsdybde og areal samt jordart.



Figur 1-9- 1 Anlegg for grunnvannsenkning

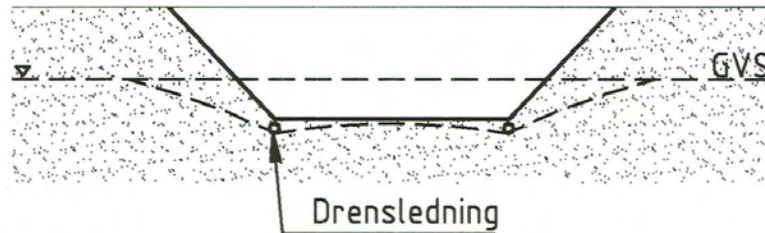
En annen effekt av en grunnvannssenkning vil være en effektiv spenningsøkning som vil forbedre jordas skjærstyrke og bæreevne både over og under det nye grunnvannsnivået. Permeable lag av sand og grus med en overliggende bløt leire vil også kunne drenere leira slik at konsolideringssetninger i leirlaget blir unnagjort. Ved grunnvannssenkning må det tas hensyn til eventuelle setningseffekter på naboeiendommer.

Følgende metoder eller en kombinasjon av disse vil være aktuelle for grunnvannssenking:

- Drensgrøfter - åpne eller lukkede grøfter - spunkasser
- Brønner - sugespisser (well points) med eller uten vakuum
- store brønner med eller uten vakum
- Vertikaldren (beskrevet i kap. 1.6)

1.9.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

1.9.2.1 Drensgrøfter



Figur 1-9- 2 Grunnvannssenking med drensgrofter

Vannet blir samlet i åpne eller lukkede drensgrofter (evt. pukkestrenger) og fjernet ved hjelp av fall eller utpumping fra pumpeump. Dette er den enkleste og mest vanlige grunnvannssenkningsmetoden for vegskjæringer under eksisterende grunnvannsnivå. Det vil ofte være å foretrekke en lukket drensgroft, da dette gir bedre stabilitet og mindre masseuttak.

For å oppnå en effektiv drenering må det stilles krav til filtermaterialer rundt drensrøret, 018 Vegbygging Kap. 4, Grøfter, kummer og rør, (Ref. 1).

1.9.2.2 Brønner

- Sugespisser (well points) uten vakuum

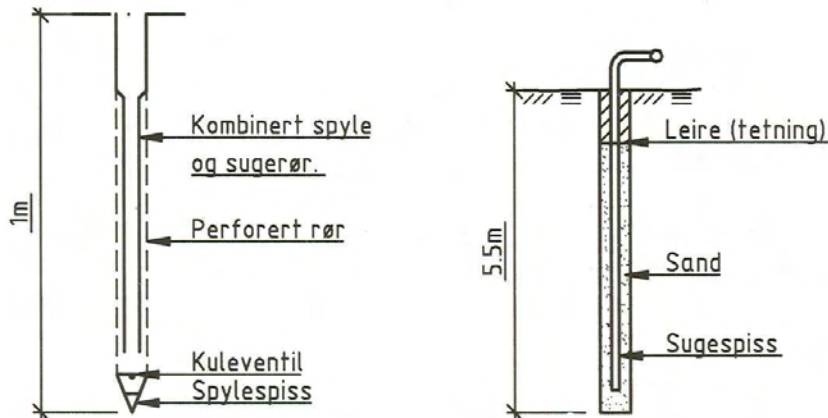
Nedspylte sugespisser er så langt den mest vanlige grunnvannssenkningsmetode i Norge der brønner er tatt i bruk. Metoden er egnet for mindre utgravinger og åpne skjæringer på steder der vannstanden ikke skal senkes for mye. I store åpne skjæringer kan det installeres rader med sugespisser.

Spissene har en diameter varierende fra 50-100 mm for grove fraksjoner, men kan med fordel økes til 200-300 mm ved silt og leirfraksjoner. Det er svært viktig at filtermassen er tilstrekkelig permeabel for å unngå svak sugeseffekt men samtidig hindrer at spiss, rør og slanger tettes igjen av finstoff. Lengden av sugespissene er begrenset til 7 m på grunn av effekttap. Avhengig av permeabiliteten til massene settes sugespissbrønnene med en innbyrdes avstand på 1-3 m.

Sugespisser etableres ved at et perforert rør med spylespiss føres ned til ønsket nivå under vannspyling. Når røret har nådd riktig dybde settes fullt vanntrykk på slik at finstoffet langs røret spyles opp til overflaten. Dette danner en brønn med en diameter på 200-300 mm bestående av grov filtermasse. Rørtoppen kobles så til en sugepumpe slik at grunnvannet suges opp og grunnvannstanden senkes.

- Sugespiss (well points) med vakuuum

Dersom massene som skal dreneres går over i silt og leirfraksjoner vil det ofte være nødvendig å gjøre bruk av sugespisser med vakuumsug. Brønnen må tettes i toppen med membran eller et leirlag og ledningen som fører vann ut må forsegles. Deretter settes det på et undertrykk i røret ved hjelp av en vakuumpumpe. Alternativt kan det i slike masser være aktuelt å ta ut brønner ved hjelp av annet utstyr, f.eks. stolpebor påmontert en grunnboringsrigg for å hindre gjensilting av sugespissene.

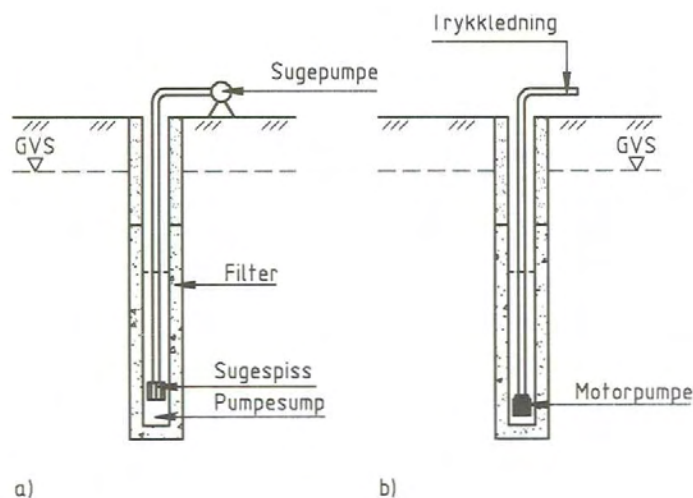


Figur 1-9- 3 Sugespissanlegg

Nivået for plassering av spissene for sugespissanlegget bestemmes ved prøveserier, evt. kan grunnboredingsdata fra CPT-målinger være et godt hjelpemiddel. Det er viktig at spissene blir satt i et nivå hvor massene ikke er for tett.

- Store brønner

Brønner med store diametre vil være aktuelle for grunnvannsenkning der massene blir mer permeable med dybden, der utgravingen når/eller har et underliggende lag med sand eller grusmaterialer, og hvor det er tilstrekkelig tykkelse av de permeable massene for en effektiv senking av grunnvannet. Bordiameteren vil vanligvis variere mellom 400-600 mm, sjeldent mer. Borhullet blir utstyrt med et dreneringsrør og et tett topprør ned til massene som skal dreneres. Rørene vil vanligvis ha en diameter varierende fra 200-600 mm. I bunnen av røret monteres enten en sugepumpe eller en neddykket motordrevet pumpe. For å sikre en effektiv drenering må det bygges inn et filter mellom veggen i borhullet og dreneringsrøret.

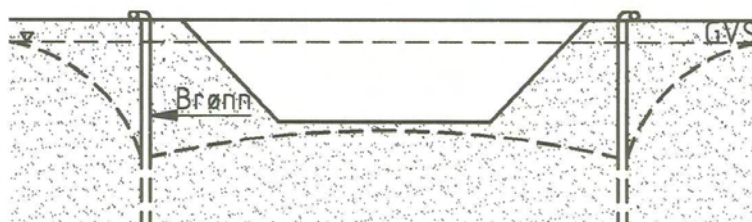


Figur 1-9- 4 Store brønner a) Sugepumpe b) Neddykket motorpumpe

- Dype vakuumbørner

På samme måte som for sugespisser settes det opp et undertrykk ved hjelp av vakuum for å senke grunnvannet. Metoden går i korthet ut på at man etter at børen er installert som beskrevet over, skaper et undertrykk ved hjelp av et aggregat på utsiden av børen. For å lage et tett system må toppen av borhullet og gjennomføringer tettes med en membran eller et leirlag.

Fordelen med denne metoden vil være at børen kan installeres utenfor der anleggsarbeidene foregår. En kombinasjon av dypbrønn på toppen eller i en skjæring og sugespisser ved foten av skjæringen har ofte vist seg å være en optimal løsning.

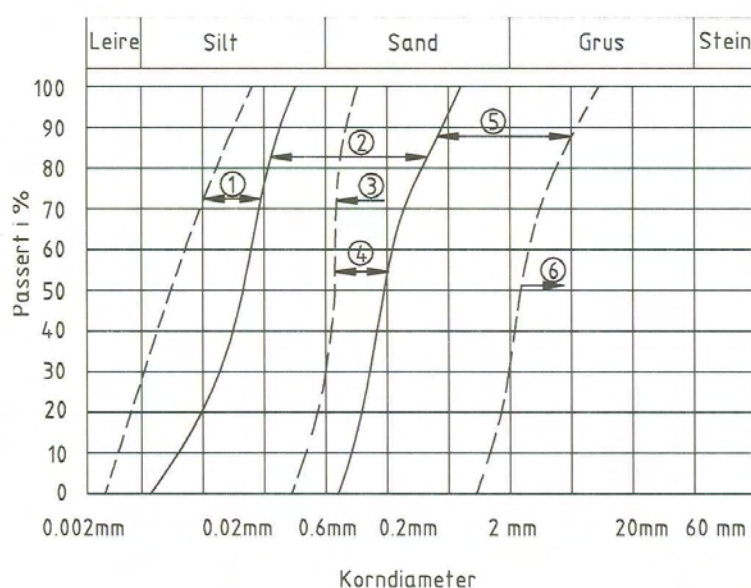


Figur 1-9- 5 Grunnvannssenkning med dype børen

1.9.2.3 Valg av metode

I Figur 1-9- 6 er det angitt grenser for kornfordeling for forskjellige grunnvannssenkingsmetoder:

- 1) er område der elektroosmose er egnet
 - 2) er område der børen og/eller sugespisser med vakuum er egnet
 - 3) er teoretisk grense for drenering uten vakuum
 - 4) er område med for langsom drenering uten vakuum
 - 5) er område der drenering uten vakuum er egnet
 - 6) er område der utgraving under vann eller injeksjonsskjerm er påkrevet
- Området kan forlenges ved bruk av store pumpe-sumper med grusfilter



Figur 1-9- 6 Grensekurver for bruk av ulike metoder for senking av grunnvann («Leonard FoundationEngineering»)

1.9.2.4 Stabilitet

Senkning av grunnvannet vil ha innvirkning på stabiliteten. Det må derfor alltid gjøres stabilitetsvurderinger for utgravinger med senket grunnvannsnivå.

1.9.2.5 Skader på tilliggende konstruksjoner

En grunnvannsenking vil avhengig av massetype og eventuelle vannførende lag, kunne virke inn på relativt store områder. Dette må undersøkes grundig på forhånd slik at setningsskader på hus el. unngås. Det må også tas hensyn til pelefundamenter som kan bli påført påhengskrefter eller råte i trepeler som følge av en grunnvannsenking.

1.9.3 KONTROLL

Effektiviteten til brønnene måles ved hjelp av poretrykk- og grunnvannstandsmålere slik at grunnvannsnivået til enhver tid er bestemt.

Det er viktig at anlegg for grunnvannsenking overvåkes nøye med daglige inspeksjoner, helger inkludert, samt at tilstrekkelig reserveutstyr er tilgjengelig på stedet. Spesielt gjelder dette ekstra pumpeutstyr da en eventuell stans i et grunnvannsenkingstiltak vil kunne medføre betydelige skader på delvis ferdigbygde konstruksjoner og eventuelt utløse ras i graveskråninger.

1.9.4 PROSJEKTEKSEMPEL

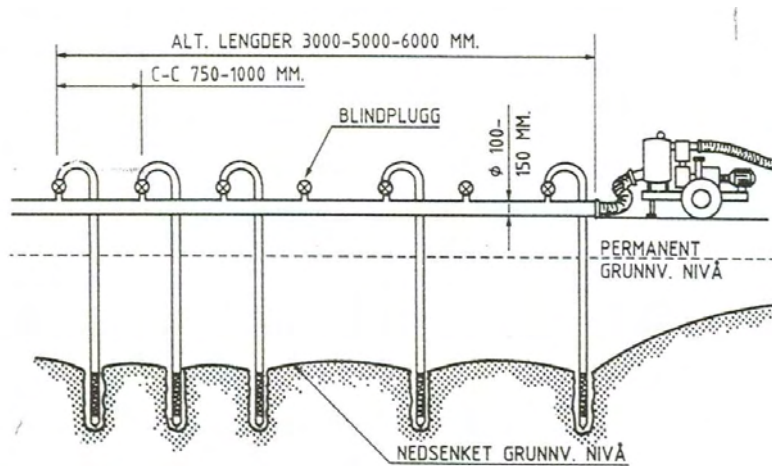
I forbindelse med bygging av ny E6 gjennom Ullensaker og Eidsvoll krysser vegtraseen elva Risa. Kryssingen ble utført med fylling og elva lagt i kulvert i opprinnelig elveskråning. Det ble spuntet for utgraving av kulverten. Skråningen består i all hovedsak av en fast lagret sand.

Vannet ble pumpet ut ved hjelp av pumpeump inntil kapasiteten ikke var stor nok og man fikk hydraulisk grunnbrudd. Etter å ha forsøkt å etablere åpne pumpebrønner på yttersiden av spunten uten å lykkes, ble det bestemt å forsøke sugespissmetoden.

Sugespisser eller well points, hadde også blitt vurdert brukt under planfasen, men da anlegget skulle gjennomføres på vinteren ble ideen forlatt på grunn av faren for tilfrysing av samleledning og pumpen.

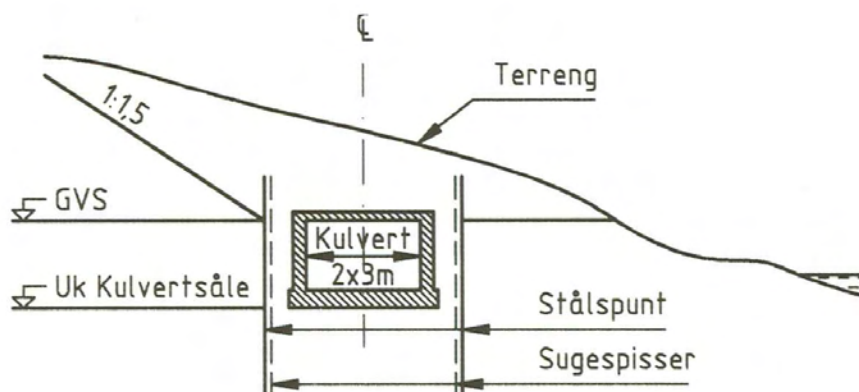
Et sugespissystem består i hovedtrekk av:

- et antall filterspisser med stigerør
- samleledninger med kraner og fleksibel slangeforbindelse med spissene
- pumpeenhet (sugepumpe) + reservepumpe
- avløpsledning



Figur 1-9- 7 Prinsippskisse

Forsøksvis ble det valgt å installere sugespisser for 1 seksjon á 12 m. 20 spisser ble montert med c/c ca 1,5 m. Rekkene ble plassert like innenfor spuntveggene med avstand 5,5 m og med 2 spisser ved hver endevegg. Overkant filterspiss ble satt ned på kote 150,5, d.v.s. ca 4,5 m under grunnvannsnivået og 2 m under bunn utgraving.



Figur 1-9- 8 Installasjon av sugespiss

Nedsetting av brønnspissene ble utført med spyling. Avgjørende for pålitelig drift og god effekt er at dette utføres omhyggelig slik at man får en god omfylling av filtermaterialet (min. diameter 300 mm). I dette tilfelle ble det valgt et filtermateriale i fraksjonen 4-9 mm, og dette viste seg å fungere bra. Ideelt sett var dette kanskje noe grovt, og det gode resultatet skyldtes nok at man hadde et forbruk på ca 1 m³ pr. spiss mot teoretisk nødvendig 0,4-0,5 m³.

For å unngå problemer med sug av falsk luft ble det tettet med subbus ved terreng for hver spiss.

Anlegget ble utført i et område hvor temperaturen vinterstid i perioder normalt kunne ligge på -30°C, og dette var som tidligere nevnt en hovedinnvending mot bruk av well points. Pumpeinstallasjonen ble derfor isolert med vintermatter, men man valgte å sløyfe isoleringen av samleledningen i håp om at grunnvannstemperaturen, 8-10°C, var tilstrekkelig til å unngå tilfrysing.

Nedspyling av 20 brønnspisser og montering av systemet ble utført i løpet av to dager. Ca 10 timer etter oppstart av sugespissystemet var byggegroppen tørr og gravearbeidet kunne

fullføres uten problemer.

Komprimering og avretting av fundamentflaten kunne utføres og forskaling og bygging av kulverten ta til.

Ved første installasjon, og også senere, fikk man problemer med at omtrent hver femte spiss gikk tett, men det var raskt og greit å trekke spissene og reetablere dem.

Gjennomsnittstemperaturen i februar var $-7,5^{\circ}\text{C}$ og med laveste -17°C i to dager. Dette bød ikke på problemer, og det viste seg at isolasjon med vintermatter rundt pumpen var tilstrekkelig.

Etter ti driftsdager ble systemet utvidet med 18 spisser til 38. Det kunne da arbeides med to seksjoner om gangen, noe som ga bedre framdrift. Ved normal drift på systemet ble det pumpet ut anslagsvis 1000 l/min. I en sone med noe grovere masser ble det pumpet 1500-1600 l/min.

Ved driftsstans fikk man vann i byggegropen i løpet av ca 45 min. Det må understrekes nødvendigheten av å ha reservepumpe tilgjengelig for å unngå store skader og ulemper ved langvarige driftsavbrudd.

Leie og drift av sugespissanlegget på 38 spisser beløp seg til kr. 189.000 (1982), som utgjør 7,7 % av den totale byggekostnaden på kr. 2,46 mill.

En konklusjon må være at bruk av well points ved denne type arbeid og med tilsvarende grunnforhold er en sikker, effektiv og relativt lite kostnadskreven metode.

1.9.5 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Bautechnik heft 5. Merkblatt uber Wasserhaltungen bei Baugruben 1993.
- (3) Leonards. Foundation engineering 1962.
- (4) NGI. Utstyr og arbeidsmetoder ved grunnvannssenking 1959.
- (5) Straumsnes R., Omlegging av Klyvebekken. Senking av grunnvann ved hjelp av well point 1990.
- (6) Aarhus K., Et praktisk eksempel på stabilisering av utgraving med well points. Geoteknikkdagen 1983.

1.10 GRUNNFrysING

1.10.1	GENERELT.....	125
1.10.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	125
1.10.2.1	Valg av løsning	125
1.10.2.2	Grunnlag for dimensjonering - laboratorieforsøk	126
1.10.2.3	Dimensjoneringsprinsipper	127
1.10.3	UTFØRELSE.....	128
1.10.3.1	Boring	128
1.10.3.2	Rørsystem	128
1.10.3.3	Lakefrysing	129
1.10.3.4	Nitrogenfrysing	129
1.10.3.5	Temperaturkontroll.....	129
1.10.3.6	Nedfrysing	129
1.10.4	KONTROLL.....	129
1.10.5	SPESIELLE FORHOLD	130
1.10.5.1	Miljø	130
1.10.5.2	Tekniske forhold	130
1.10.6	PROSJEKTEKSEMPLER.....	130
1.10.6.1	Støttevegg for E 18, Eidangerhalvøya.....	130
1.10.6.2	Stabilisering av leire under kabelkanal, Oslo	132
1.10.6.3	Vanskelig geometri rundt tunnelpåhugg.....	132
1.10.6	REFERANSER.....	133

1.10.1 GENERELT

Grunnfrysing har i hovedsak hittil vært benyttet for å passere områder med løsmasser, dårlig fjell eller rasområder i forbindelse med tunnelbygging. I utlandet blir grunnfrysing stadig oftere benyttet for stabilisering av løsmassetunneler og byggegroper i byggefasen, da metoden i tillegg til å stabilisere gir en vanntett løsning under grunnvannstand.

Metoden har også vært benyttet i forbindelse med permanente konstruksjoner som del av en installasjon med jordvarmepumpe.

1.10.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

1.10.2.1 Valg av løsning

Styrken av frosset grunn er avhengig både av jordart, temperatur og innhold av ufrosset vann. Jordas styrke øker sterkt ved frysing, men den deformeres også under konstant trykkspenning, dvs. den får krypdeformasjoner. Dette betyr at den frosne jordens stabilitet er avhengig av hvor lenge konstruksjonene av frosset jord skal benyttes. Den frosne grunnen blir også vanntett.

Det benyttes ulike kjølevesker for frysing av jord. Lakefrysing (ned til ca. -40°C i fryserørene) er mest utbredt, men ved mindre prosjekter kan det være aktuelt å benytte kondensert nitrogen (-196°C), for enten å øke den frosne grunnens styrke ytterligere eller for å redusere nedfrysingsperioden.

Eksempler på oppgaver som metoden kan være aktuell for er:

- * Løsmassetunneler
- * Vanntette skjærmer i undergrunnen
- * Vanntette støttekonstruksjoner for byggegroper
- * Midlertidige understøttelser av konstruksjoner
- * Rasstabilisering.
- * I stein og blokkholdig jord hvor spunting er vanskelig.
- * For/i samvirke med andre konstruksjonselementer, for eksempel tetting mellom spunt og fjell, under/rundt rørgjennomføringer mellom spuntelementer etc.

Ved dimensjoneringen må det tas hensyn til at leirmasser med høyt vanninnhold i forhold til flytegrensen, rett etter tining vil kunne ha mye lavere udrenert skjærstyrke (s_u) enn før frysing (udrenert tilstand). Det har vært målt (ref. 2) en reduksjon i udrenert skjærstyrke på inntil 30 % like etter opptining. Stabilitetsproblemer kan derfor oppstå i områder der det på forhånd er anstrengte stabilitetsforhold. Dette kan eventuelt kompenseres ved K/C-stabilisering før frysing.

Benyttes denne metoden inntil bygg og andre ømfintlige konstruksjoner, må det tas hensyn til eventuelt telehiv ved innfrysning (kreftene virker normalt på frysefronten) og at setninger ved opptining kan føre til skader på konstruksjonene. Det potensielle telehivet reduseres med overlagingstrykket.

I jord med vannstrømning vil dette representere en konstant varmekilde som det må tas høyde for ved dimensjonering av et kjøleopplegg og ved vurdering av metodens anvendelighet.

Ved dimensjonering må det tas hensyn til jordens krypegenskaper. Det bør utføres laboratorieforsøk på frosne prøver for å bestemme jordens mekaniske egenskaper i frossen tilstand.

1.10.2.2 Grunnlag for dimensjonering - laboratorieforsøk

Frossen grunn er viskoplastisk, dvs. at flytegrensen eller materialstyrken reduseres med økende belastningstid og det oppstår krepdeforformasjoner. For å finne dimensjonerende styrke benyttes Berggrens krepmodell:

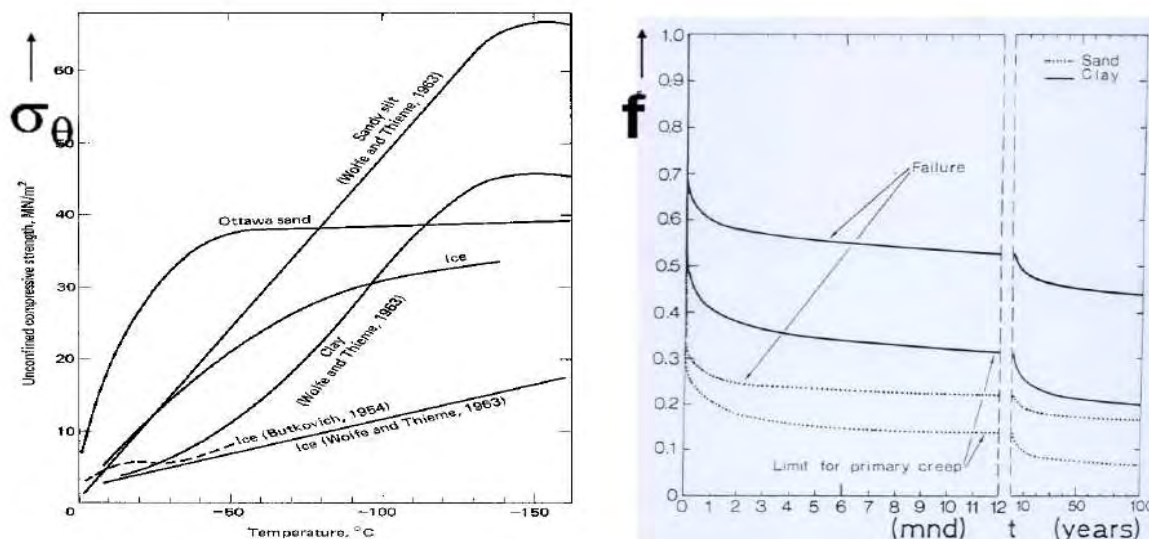
$$\sigma_d = \frac{\sigma_\theta \cdot f}{\gamma_m}$$

σ_d = dimensjonerende trykkstyrke

σ_θ = referansestyrke ved temperaturen θ (temperaturavhengig)

f = mobiliseringsgrad (tidsavhengig) = forholdet mellom aktuell spenning og referansespenningen ved samme temperatur

γ_m = materialkoeffisient (prosjektavhengig), $1.2 < \gamma_m < 2.0$



Figur 1-10- 1 Venstre: Trykkstyrkens temperaturavhengighet (Sayles 1966).

Høyre: Mobiliseringsgradens tidsavhengighet. Både overgangen mellom primær- og sekundært krep (limit for primary krep) og overgangen mellom sekundær- og tertiært krep er vist (failure). (ref. 1)

Referansestyrkens temperaturavhengighet finnes ved å utføre et par enaksiale trykkforsøk ved forskjellige temperaturer (konstant deformasjonshastighet på 1 %/min.), se Figur 1-10- 1 til venstre. Internasjonal referansetemperatur er -10°C .

Hvor stor andel av referansestyrken som kan utnyttes finnes så ved å kjøre noen krepforsøk ved samme temperatur. Krepforsøk utføres med konstant belastning der deformasjon som funksjon av tiden registreres. I Berggrens krepmodell er det overgangen mellom primær- og sekundærkrep som definerer krepstyrken. (Se ref. 1 for formelgrunnlag ved forsøkstolking av deformasjonsparametre.)

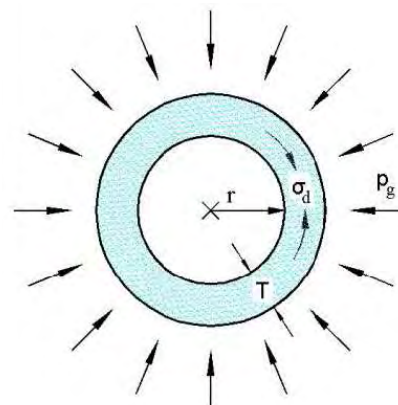
Dersom ikke treaksiale forsøk utføres, kan en anta at skjærstyrken er lik halve trykkstyrken ($\tau_d = \sigma_d/2$), og med litt varsomhet kan strekkstyrken antas å være i størrelsesorden en tredel av trykkstyrke. For friksjonsmaterialer kan attraksjonen betraktes som temperatur- og tidsavhengig (se over) mens friksjonen er som for det ufrosne materialet.

1.10.2.3 Dimensjoneringsprinsipper

Om mulig, kan det lønne seg å utnytte den høye trykkstyrken til frosne grunn ved å konstruere en trykkbue for eks. som støttehvelv, sjakt eller tunnel. Nødvendig frosttykkelse i en sirkel eller bue kan da uttrykkes som:

$$T \geq r \cdot \left[\varepsilon^{\frac{P_g}{\sigma_d}} - 1 \right]$$

der P_g = utvendig jordtrykksbelastning
 σ_d = dimensjonerende trykkstyrke
 r = innvendig radius
 T = nødvendig tykkelse av trykkringen



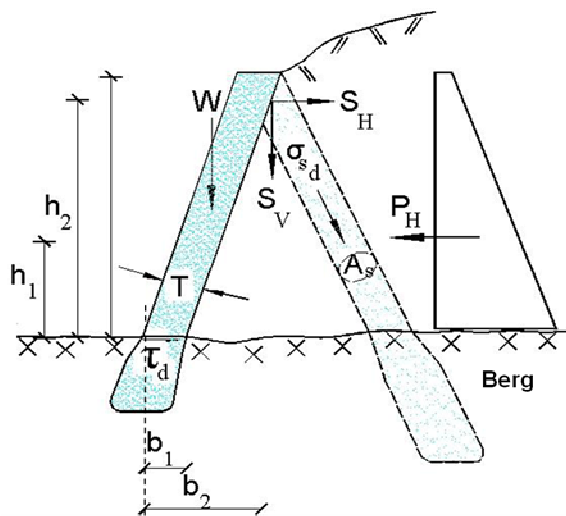
Figur 1-10- 2
Prinsipptegning av trykkbue.

Ved plane støttekonstruksjoner er oftest skjærkapasiteten τ_d dimensjonerende for tykkelsen av frostkonstruksjonen T . Denne finnes fra horisontal kraftlikevekt, som uten forankringsstag uttrykkes som:

$$T = P_H / \tau_d$$

Momentlikevekt om tå (i figur 1-10.3 der frostkonstruksjonen blir innspent i berg) vil gi størrelsen på eventuell nødvendig forankringskraft eller nødvendig helning for å unngå forankring. Forankringen kan utføres som frosne sylindere med strekkkapasitet i selve sylindren, $\Sigma(\sigma_{sd} \cdot A_s)$, og innspenning i berg, eller som friksjonszone langs ytterkant av frostsylindrene i løsmasser.

Forankringen kan utføres som rene løsmassesteg der kreftene tas opp som friksjon rundt den frosne sylindren, eller ved stag i fjell som strekk-kapasitet i frostsylindren.



- P_H = resulterende jordtrykksbelastning
- W = vekt av frostvegg
- T = nødvendig tykkelse på vegg
- b_1 = horisontalavstand fra tå til tyngdepunkt
- b_2 = horisontalavstand fra tå til forankringspunkt
- h_1 = høyde fra tå til jordtrykksresultant
- h_2 = høyde fra tå til forankringspunkt
- σ_{sd} = dimensjonerende strekkstyrke
- A_s = tverrsnittsareal av frostforankring
- S_H = horisontalkomponent av forankringskraft
- S_V = vertikalkomponent av forankringskraft

Figur 1-10- 3 Prinsipptegning av plan konstruksjon.

Dimensjonering av en frostkonstruksjon som en bjelke, er det vist i referanse 4.

1.10.3 UTFØRELSE

1.10.3.1 Boring

Fryserørene monteres i grunnen der det skal dannes en frostkonstruksjon. De installeres i hull som vanligvis bores med foringsrør, gjerne ved hjelp av brønnboringsrigger med senkeborutstyr. Nøyaktig boring og kunnskap om endelig plassering er svært viktig. Avviksmåling av alle huller derfor vanlig.

1.10.3.2 Rørsystem

Fryserørene er koaksiale for å sikre at væsken strømmer helt inn i enden på røret før den snur og kommer tilbake mellom de to rørveggene. Ventiler regulerer strømmingen i fryserørene. Mellom fryserørene og kuldeaggregatet eller nitrogentank går det tilførselsrør med større diameter. Disse bør være så korte som mulig for å redusere varmetilskuddet.

1.10.3.3 Lakefrysing

Ved lakefrysing benyttes kuldeagregat som normalt sirkulerer lake med temperatur ned til -40°C . Kuldeagregater kan være komplett montert i en container. Alternativt må anlegget bygges opp på stedet i et dertil egnet maskinrom. Ved bestilling av nye anlegg må det beregnes at byggingen av kuldeanlegget tar minimum 4-5 mnd. Kuldeagregatet drives med elektrisk energi og det kjøles med vann, luft eller en kombinasjon.

1.10.3.4 Nitrogenfrysing

Ved nitrogenfrysing benyttes kondensert nitrogen, som ved atmosfæretrykk har en fordampningstemperatur på -196°C . Nitrogenforbruket kan bli stort, og nitrogenkondensatet (LIN) mellomlagres vanligvis i tank som fylles fra tankbil. Det er lite rigging og ikke behov for elektrisk kraft. Ved større prosjekt må leveringskapasiteten kontrolleres.

1.10.3.5 Temperaturkontroll

Termoelementer for kontroll av temperaturkrav og oppfølging av fryseprosessen plasseres i egne borehull. Termoelementene kobles vanligvis til skriver for en kontinuerlig registrering. Registreringene sammenholdes med de termiske beregningene.

1.10.3.6 Nedfrysing

Nødvendig frysetid er avhengig av de temperaturkrav som settes til frostkonstruksjonen ved dimensjonering, egenskapene til de massene som skal fryses og hvordan fryseutstyret dimensjoneres. Varmeledningsevne, varmekapasitet og vanninnhold i massene er viktige parametere ved beregning av frysetid. På grunn av høyt vanninnhold, vil nedfrysingstiden i bløte leirer være lengre enn i andre masser med mindre vanninnhold, f. eks.. friksjonsmasser.

1.10.4 KONTROLL

Arbeid	Utført av	Kontrollmetode	Avviksbehandling
Dimensjonering	Geotekniker	Evt. laboratorieforsøk på frosset materiale, evt. kontroll beregning	Ny dimensjonering
Konstruksjons-gjennomgang	Geotekniker	Kontrollerer krav og forutsetninger i	Ny dimensjonering evt. annet tiltak
Boring	Boreselskap	Borprotokoll, avviksmåling	Nytt eller ekstra
Montering	Montører	Trykkprøving	Tette/bytte rør
Start frysing	Kuldetekniker	Klarsignal fra oppdragsgiver	Reparasjon, vente
Ferdig frosset: Frigraving av konstruksjon	Geotekniker	Sammenligne temp. målinger med termiske beregninger	Vente, flere rør
Vedlikeholdsfrysing	Kontrollør	Loggbok og inspeksjon, temp.	Varsle, evt. tiltak
Stopp frysing	Geotekniker	Inspeksjon	Oppdragsgiver
Demontering	Montør	Visuell kontroll	Evt. tiltak

Figur 1-10- 4 Eksempel på kontrollplan

Eksempel på kontrollplan for å sikre rett kvalitet er vist i tabell *Figur 1-10- 4*.

1.10.5 SPESIELLE FORHOLD

1.10.5.1 Miljø

Lakefrysing foregår i lukket system, der verken saltlaken eller kuldemediet kommer i berøring med omgivelsene. Saltlaken består vanligvis av kalsiumklorid og vann.

Nitrogenfrysing foregår i et åpent system der gassen som utvinnes fra luft, slippes tilbake til atmosfæren. Ettersom luft/oksygen fortregnes ved utslippsstedet, skal man være oppmerksom på kvelningsfare og benytte oksygenmålere.

Grunnfrysing er en miljøvennlig metode som ikke forurensrer det ytre miljø

1.10.5.2 Tekniske forhold

Ved nedfrysing er det viktig å være klar over varmekilder, særlig strømmende vann.

Man må videre være klar over at opptiningen normalt tar meget lengre tid enn nedfrysingen slik at eventuelle telehivskader/tinesetninger først vil opptre lenge etter at frysingen er avsluttet. I tillegg til å vurdere potensielt telehiv og telesetninger, må en også nøye vurdere stabilitetsforholdene ved opptiningen (pga. midlertidig reduksjon i skjærstyrke i bløte leirer (Forhåndsstabilisering med kalk/semert kan være en løsning, eventuelt injisering i opptiningsfasen.)

Det er fullt mulig å støpe direkte mot frostkonstruksjoner, se f. eks. ref. 5, Oslofjordtunnelen, der det ble benyttet sprøytebetong på frostkonstruksjon med -30 °C.

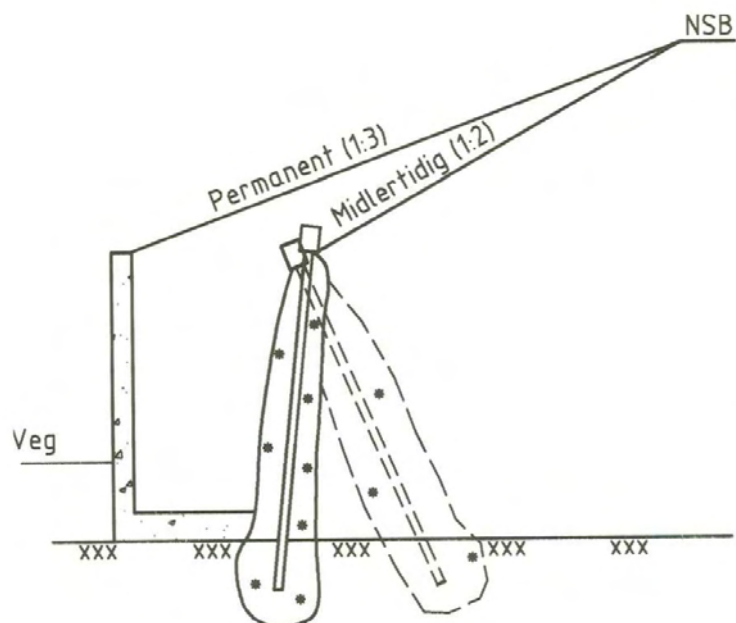
1.10.6 PROSJEKTEKSEMPLER

1.10.6.1 Støttevegg for E 18, Eidangerhalvøya

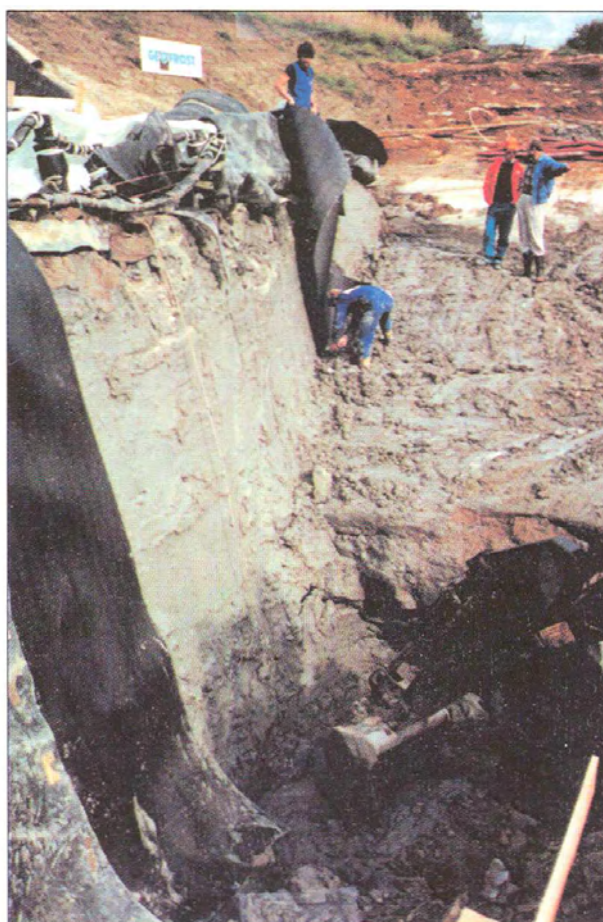
For E18 over Eidangerhalvøya i Telemark er grunnfrysing benyttet til en midlertidig støttevegg mot en jernbanetrase. Etter at den midlertidige støtteveggen var etablert med frysing ble skjæringen utgravd og deretter ble den permanente plasstøpte støttemuren bygd.

Figur 1-10-5 viser en prinsipptegning av løsningen.

Kostnadene for denne løsningen var sammenlignbare med tilsvarende for en midlertidig spuntvegg. I tillegg var dybden til fjelloverflaten svært vekslende og det var delvis overheng, noe som ville vanskeliggjøre spuntløsningen og gitt mulige åpne rom mellom spunt og fjell. viser prosjektet under utgraving av den midlertidige støtteveggen.



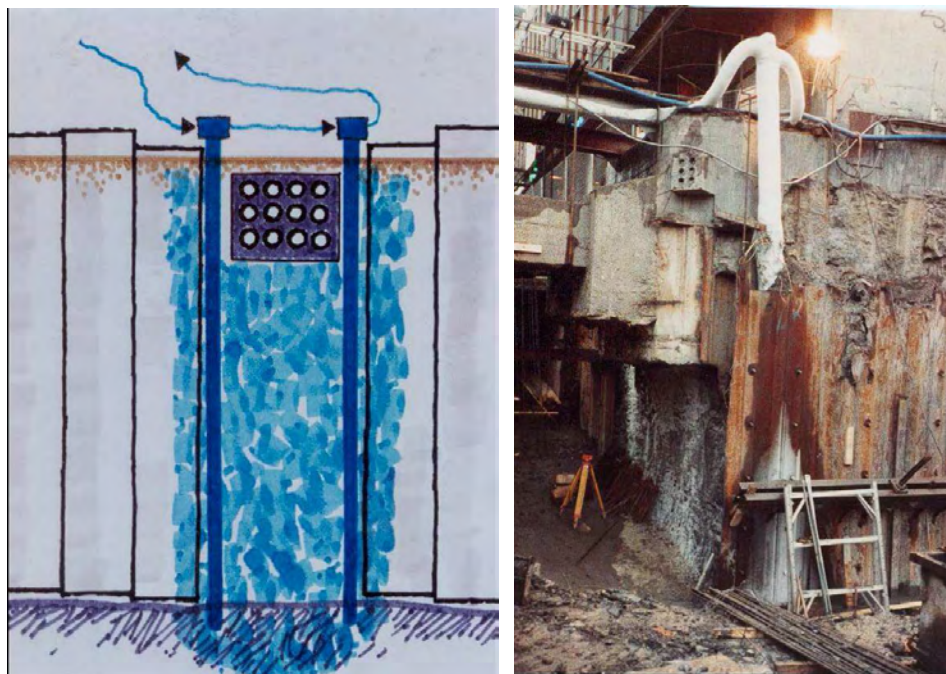
Figur 1-10-5 Prinsipptegning for midlertidig og permanent støttemur E18 Eidangerhalvøya, Telemark.



Figur 1-10-6 Utgraving for midlertidig støttevegg. (foto: A L Berggren)

1.10.6.2 Stabilisering av leire under kabelkanal, Oslo

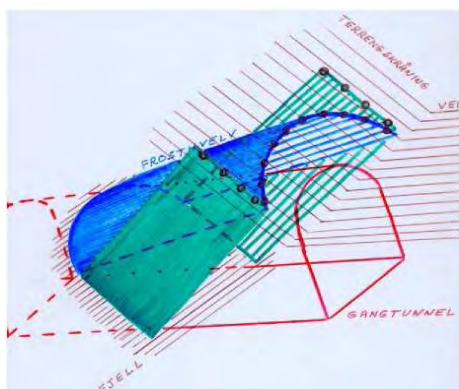
Figur 1-10- 7 viser eksempel på hvordan grunnfrysing kan kombineres med andre metoder. Slike små raske oppgaver som vist i figuren egner seg dessuten spesielt godt til nitrogenfrysing ettersom det krever lite rigging og ingen strømtilkobling.



Figur 1-10- 7 Stabilisering av leire under kabalkanal i spuntåpning, Oslo
(Foto A-LBerggren)

1.10.6.3 Vanskelig geometri rundt tunnelpåhugg

Figur 1-10- 8 viser løsning for et tunnel under en vei og en løsmassefundamentert støttemur. På skissen til venstre ser en frosthvelvet (blått) og de skråstilte veggene (grønne) som holder løsmassene på plass mens det graves ut og støpes fra fjelltunnelen og ut til møte med ferdigelementene.



Figur 1-10- 8 Frysestabilisering av løsmasser over tunnelpåhugg under støttemur, Hamang, Akershus. (Foto A-L. Berggren)

I løpet av en helg ble det gravd opp, fundamentert, heist på plass ferdigelementer og tilbakefylt slik at veien igjen kunne taes i bruk

1 .10.6 REFERANSER

- (1) Berggren A.L., Engineering creep models for frozen soil. Dr.ing Thesis NTH.(1983)
- (2) Furuberg T., Grunnfrysing som hjelpemiddel til å etablere vegtunneler gjennom bløt leire-forstudie. SINTEF rapport STF69 F91O15 (1991)
- (3) Hermann S., Korte trafikk tunneler i løsmasser - oppsummering av erfaringer. NGI rapport 522567-5.(1992)
- (4) Berggren A-L., Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen. Fjellsprenningskonferansen (20) 1999.
- (5) Andreassen F., Oslofjordtunnelen – Erfaringer fra frysing og driving gjennom frysesonen. Fjellsprenningskonferansen (18) 1999.
- (6) Frost i jord, Publikasjon nr. 109, Teknologidivisjonen, Vegdirektoratet, Oslo 2007.

1.11 DYPKOMPRIMERING

1.11.1	GENERELT.....	134
1.11.2	DYNAMISK DYPKOMPRIMERING MED FALLODD.....	134
1.11.2.1	Generelt.....	134
1.11.2.2	Dimensjonering.....	135
1.11.2.4	Kontroll.....	137
1.11.3	DYPVIBRERING.....	138
1.11.3.1	Generelt.....	138
1.11.3.2	Steinsøyler ("Stone Columns").....	139
1.11.3.3	Vibrosonder.....	140
1.11.3.4	Kontroll.....	142
1.11.4	ANDRE METODER.....	142
1.11.5	PROSJEKTEKSEMPEL.....	143
1.11.5.1	Dypkomprimering for Bergen Postterminal <i>Utdrag av (Ref 6)</i>	143
1.11.6	REFERANSER.....	144
1.12.1	GENERELT.....	145

1.11.1 GENERELT

Dypkomprimering er en felles betegnelse for jordforsterkningsmetoder, hvor jorden blir komprimert til stor dybde (inntil 40 m). Metodene er aktuelle der det er avsetninger med løst lagrede masser til store dybder. Til nå er det spesielt i kystsoner ved utvinning av nytt land at dypkomprimering har vist seg å være en konkurransedyktig metode. Dypkomprimering er først og fremst egnet i friksjonsjordarter der man ønsker å forbedre jordens egenskaper slik at man oppnår:

- øke bæreevnen
- reduserte setninger
- minsket permeabilitet

I veiledningen er de to vanligste dypkomprimeringsmetodene beskrevet:

- Dynamisk dypkomprimering med fallodd
- Dypvibrering
 - Vibroflotasjon
 - Vibrosonder

I tillegg er metoder som dypkomprimering ved sprengning og komprimeringspeling nevnt kort.

Veiledningen gir en kort beskrivelse av de to første metodene, deres funksjon, forutsetninger og hvilke resultater en kan forvente.

Mer utfyllende litteratur om metoden er beskrevet i blant annet (ref.1) og (ref. 2).

1.11.2 DYNAMISK DYPKOMPRIMERING MED FALLODD

1.11.2.1 Generelt

Komprimering med fallodd er den mest anvendte dypkomprimeringsmetoden fordi den kan utføres på de fleste jordarter, inkludert inhomogene usikre masser. Metoden har vært kjent siden 1930 tallet hvor lodd ble sluppet fra en viss høyde på terrenget for å oppnå en

komprimering. Siden 1970 tallet har metoden blitt videreutviklet mer systematisk. Spesialutstyr har blitt utviklet og man har gjort forsøk på å analysere virkningene av komprimeringen.

Metoden brukes over hele verden og er meget vanlig i blant annet USA, men har ikke fått noe omfang i forbindelse med vegbygging i Norge så langt.

Metoden vil i hovedsak være anvendelig:

- ved etablering av ny fylling der det ikke er mulig å legge ut og komprimere lagvis f.eks. ved fylling i sjø eller vann.
- der eksisterende masser/fylling skal komprimeres med best mulig dybdevirkning

Komprimeringseffekten som oppnås vil være avhengig av blant annet:

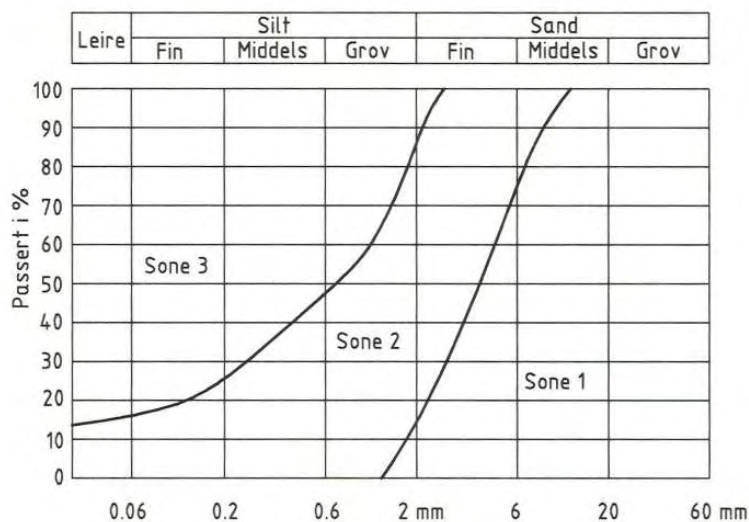
- Falloddets tyngde
- Falloddets tverrsnitt
- Fallhøyde
- Antall overfarer
- Avstand mellom hvert komprimeringspunkt
- Antall dropp i hvert punkt
- Jordens egenskaper
- For- og etterarbeid

Ved utlegging av ny fylling bør målet være å få minst like god komprimering (volumreduksjon) som ved lagvis utlegging og komprimering med valse.

1.11.2.2 Dimensjonering

- Egnethet i forskjellige masser

Det er utviklet (ref. 2) en oversikt over brukbarheten i forskjellige typer masser i forbindelse med dynamisk komprimering. Det vises til Figur 1-11- 1 der sone 1 angir de mest egnede massene for en økonomisk utnyttelse av metoden. Sone 3 viser siktekurven for de massene hvor metoden ikke anbefales, spesielt hvis de er tilnærmet vannmettet. Sone 2 er masser som vil være i grenseområdet for økonomisk utnyttelse av metoden. Disse massene vil kreve flere omganger med komprimering. Poretrykket må utjevnes mellom hver omgang.



Figur 1-11- 1 Egnethet av masser ved dynamisk komprimering

- Bestemmelse av energi pr loddslipp for å få tilstrekkelig dybdevirkning. Energien som overføres til jorden bestemmer influensdybden til komprimeringen. Maksimal dybdevirkning av komprimeringen er:

$$D = k \cdot \sqrt{W_f \cdot H} \text{ (m)}$$

der:

W_f = falloddets masse i tonn
 H = fallhøyde i meter
 k = konstant

k er vanligvis i området 0,4-0,8 og er økende med jordas kornstørrelse. I forbindelse med den hittil største jobben i Norge, på Kollsnes, viste målinger en k-verdi på mellom 0,8 og 1,0 for sprengsteinsfylling.

- Totalt tilført energi pr. fyllingsvolum for å oppnå en viss volumreduksjon.

Det er ofte vanlig med en relativ stor avstand mellom punktene i startfasen med en fortetning etter hvert. Komprimeringen i hvert punkt fortsetter inntil kraterdybden ikke øker eller er tilstrekkelig avtagende. Kratrene fylles for hver overfart.

Hver omgang med komprimering fører til en redusert porøsitet i jordmassene og en poretrykksøkning dersom massene har et høyt finstoffinnhold. I oppholdet mellom to omganger med komprimering utjevnes poretrykket med en påfølgende skjærfasthetsøkning. For hver omgang oppnås det en forsterkning av jordmassene som gradvis minker til det ikke er teknisk/økonomisk å fortsette. Dette må bestemmes ut fra forsøk før eller i startfasen av prosjektet.

- Virkning på omgivelsene

Metoden kan påvirke omgivelsene i form av vibrasjoner og deformasjon på nærliggende konstruksjoner. Størrelsesorden vil ofte være sammenlignbar med peiling.

Svingningshastigheten kan beregnes utfra forskjellige modeller. I (ref. 3) angis følgende verdi:

$$V = \left\{ \frac{\sqrt{W_f \cdot H}}{r} \right\}^{1,4} \text{ (mm / s)}$$

der:

r = radiell avstand i meter H = fallhøyde i meter
 W_f = falloddets masse i tonn

1.11.2.3 Utførelse

Metoden er meget enkel og består i hovedsak av en kran og et fallodd. Vanlige fallhøyder er 10-15 meter, men helt opp til 40 meter er kjent. Det anbefales ofte en spesialbygget kran som har kapasitet til større fallhøyder enn 15 meter.

Det er forskjellige metoder for hvordan loddet slippes bl.a.:

- Loddet følges av wire for opptrekk
- Utløsningsmekanisme (mekanisk eller elektromagnet)

Selve falloddet er vanligvis laget av armert betong, stålplater som er buntet sammen eller massivt stål. Vanlig loddtyngde er 100-200 kN, men lodd helt opp til 2000 kN har vært anvendt.

Loddfasongen bør være:

- Grunnflaten bør være horisontal og mest mulig symmetrisk om vertikalaksen.
- Høyden må ikke være så stor i forhold til grunnflaten at loddet lett velter.
- Grunnflaten må ikke være så stor i forhold til høyden slik at kraterkanten kommer for nære nærmeste naboslagpunkt.
- En bør unngå kanter for å redusere slitasten.

Et ideelt lodd vil ut fra dette være sylindrisk med geometri som er tilnærmet $H = 1,25 D$.

Komprimeringen utføres med en eller flere overfarter ved at falloddet slippes i et på forhånd bestemt mønster, vanligvis kvadratisk eller triangulært. For hver overfart slippes loddet et visst antall ganger, vanligvis maksimalt 10 ganger pr. punkt. I figur 13.2 er det vist et eksempel fra dypkomprimering på Kollsnes.



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

1.11.2.4 Kontroll

Oppfølging under utførelsen av arbeidene bør omfatte:

- Penetrasjon ved prøvekomprimering
- Endelig kraterdybde i f.eks. 10% av punktene
- Profilering i rutenett utført før og etter komprimering, eventuelt også før og etter oppfylling
- Romvektsmålinger og korngradering før og etter dypkomprimeringen
- Kontrollveiing av lodd

For å dokumentere komprimering/volumreduksjon kan det også utføres:

- Platebelastningsforsøk
- Seismiske målinger før og etter komprimering
- Setningsmålinger på ulike nivåer
- Pressiometerforsøk
- Dillatometerforsøk

De siste to gjelder for finkornige masser.

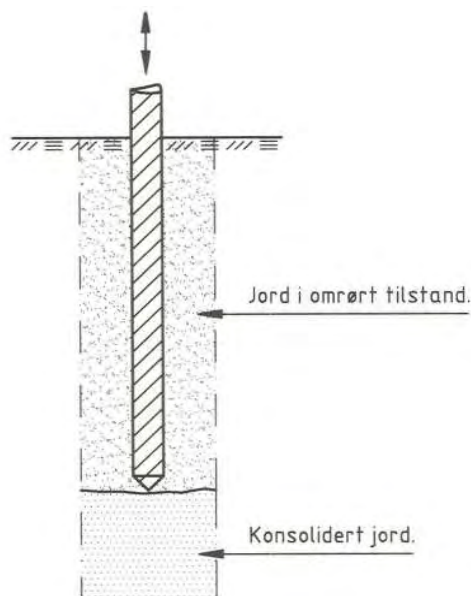
1.11.3 DYPVIBRERING

1.11.3.1 Generelt

Dypvibrering er en fellesbetegnelse på dypkomprimeringsmetoder hvor jorda ved hjelp av en sylindrisk stålsonde utsettes for vibrasjoner med eller uten vannspyling.

Dypvibrering er i all hovedsak beregnet på naturlig avsatte jordarter som består av sand.

I friksjonsjordarter fører vibrasjonene til poreovertrykk med påfølgende reduksjon av skjærfastheten. I den omrørte tilstand vil jorden opptre som en tung væske hvor jordpartiklene synker og inntar en ny, stabil og tettere lagring.



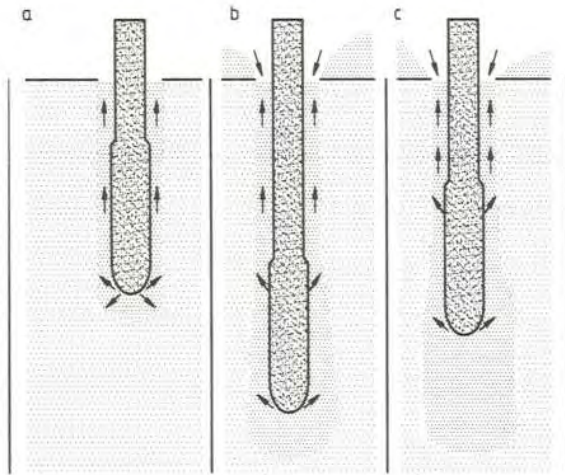
Figur 1-11- 3 Dypvibrering (prinsipp) 13.2.1 Vibroflotasjon

- Utførelse

Vibroflotasjon er en metode hvor en sylindrisk sonde føres ned i jorden til maksimal dybde med vannspyling og vibrasjon. Komprimeringen skjer under opptrekkingen hvor vibrasjoner genereres av en vibrator plassert i nedre del av sonden. Sonden dras opp etappevis i intervaller på 30-60 cm og holdes i hvert nivå i 30-60 sekunder med komprimering og vannspyling slik at jorden blir vannmettet.

Når jorden er komprimert øker motstanden og effektbehovet. Stømførbildet eller oljetrykket som benyttes til å drive vibratoren, gir en indikasjon på når jorden er ferdig komprimert.

Tilbakefyllingsmasser (størrelsesorden 500 l/m) tilføres fortløpende slik at de tomrom som sonden etterlater seg når den skal dras opp fylles. Tilbakefyllingsmassene skal generelt være så grove som mulig, men må ikke kile seg fast mellom sonden og den omkringliggende jorda. Denne metoden omtales som "Toppmatings-metoden".



Figur 1-11- 4 Tilbakefylling med grove masser (vibroflotasjon).

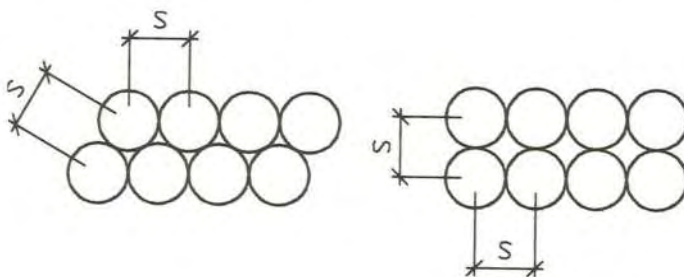
Vibroflotasjon kan også utføres i masser over grunnvannstanden ettersom man oppnår en vannmetning av massene under tilførsel av vann.

- Dimensjonering

Påvirkningen fra vibroflotasjon på omkringliggende jord har en influensradius på i størrelsesorden 1-3 m. For å oppnå en jevn komprimeringseffekt over et område, utføres vanligvis komprimeringen i et kvadratisk eller helst et likesidig triangelmønster. Antall «stikk» (n_s) innenfor et gitt areal (A) blir i henhold til figur 13.5.

$$n_s : A/S^2 \quad \text{Kvadratisk mønster}$$

$$n_s : 1,15 \cdot A/S^2 \quad \text{Likesidig triangelmønster}$$



Figur 1-11- 5 Komprimeringsmønstre

Komprimeringsarbeidet utføres vanligvis i 2 omganger - først i et glissent mønster påfulgt av en fortetting.

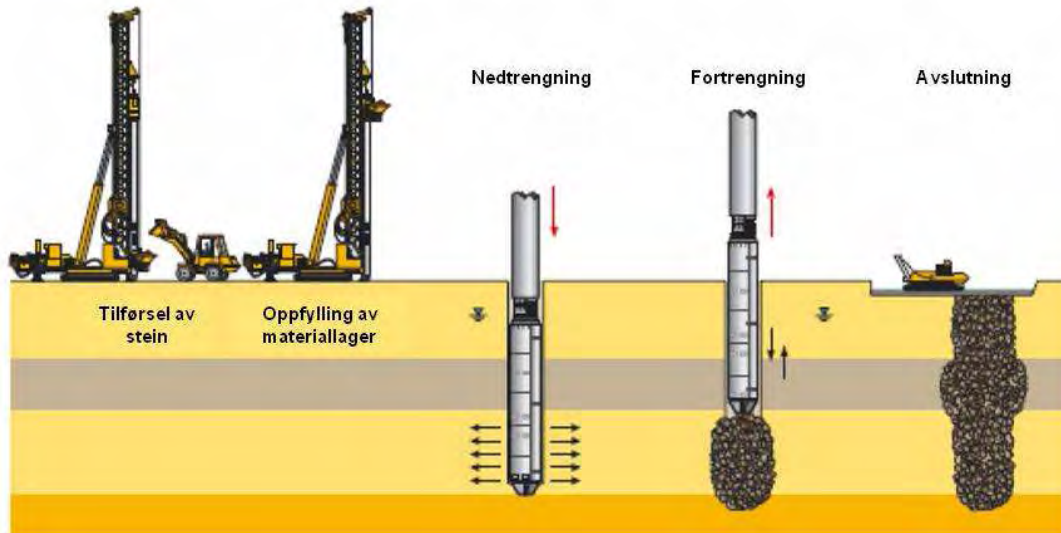
Vibroflotasjon gir ingen komprimering de øverste meterne. Det vil derfor ofte være nødvendig med en annen type komprimering i toppen.

Kapasiteten til utstyret er avhengig av jordart og utstyr, men normalt vil dagskapasiteten være mellom 100 og 500 m. Dette bør normalt kontrolleres i et prøvepunkt før kapasiteten bestemmes.

1.11.3.2 Steinsøyler ("Stone Columns")

Vibroflotasjon kan også utføres i leire og silt med en variant hvor det sylindriske hulrommet fylles med friksjonsmaterialer slik at man får en grus- eller steinsøyle i jorden. Denne vil i prinsippet kunne fungere som en pel med en begrenset evne til å bære last. I denne

sammenheng benyttes i prinsippet to metoder. Enten ”Toppmatings-metoden omtalt ovenfor eller ”Bunnmatings-metoden”. Sistnevnte metode er illustrert på Figur 1-11- 6. Her fylles en beholder på riggen med steinmasser. Beholderen heises opp i tårnet på riggen og forbindes med vibratoren gjennom et tilførselsrør slik at steinmassene kan føres direkte ned til spissen av vibratoren. Prosessen startes så ved at vibratoren føres ned i grunnen til ønsket dybde under vibrering. Steinmasser fylles så på etter hvert som vibratoren trekkes opp og etterlater en søyle av pakkede steinmasser. Ved denne metoden benyttes ikke vannspyling og dermed elimineres behovet for å samle opp og ta vare på materialer som ellers transporteres ut med spylevannet. Metoden kan anvendes ned til dybder på noe over 20 m. I tillegg til økt bæreevne vil en også kunne oppnå reduserte setninger og et raskere tidsforløp.

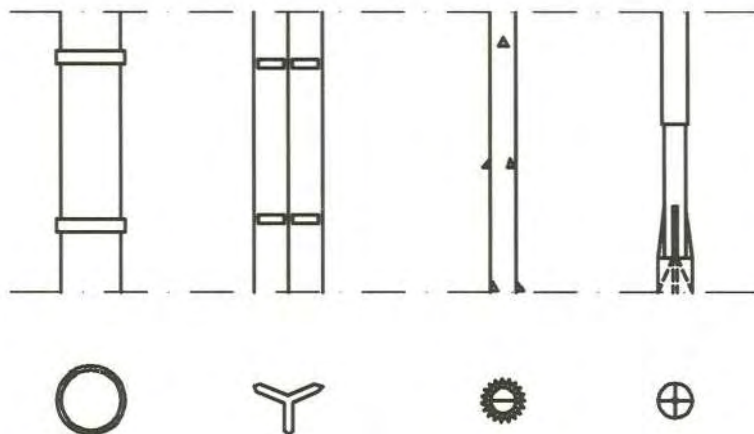


Figur 1-11- 6 Prinsippskisse for installasjon av Steinsøylar (Stone Columns)

1.11.3.3 Vibrosonder

Bruken av vibrosonder er i prinsippet en metode for å overføre vibrasjoner til jordmassene slik at komprimeringssonen økes. Felles for vibrosondeutstyret er at det fra en stamme utgår forskjellige former for ujevnheter.

Det finnes en rekke forskjellige vibrosonder i bruk rundt om i verden. Et utvalg er vist i Figur 1-11- 7.



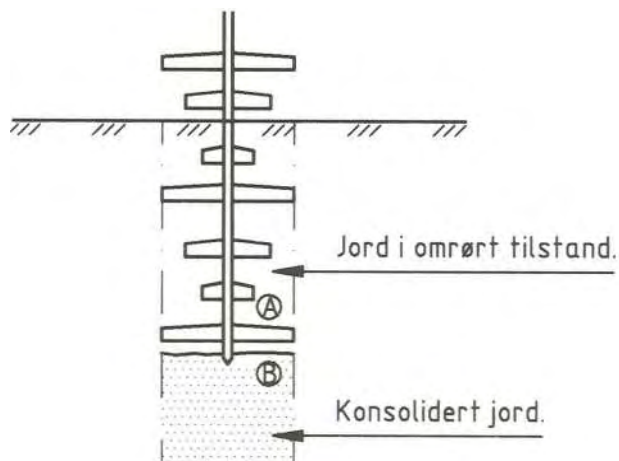
Figur 1-11- 7 Forskjellige typer vibrosonder

- Utførelse

Vibrovingen er så langt den mest anvendte sonden i Norden. Den består av et langt stålrør påsveiset et antall vinger som er ca. 1 meter lange og sitter parvis med 0,5 m avstand.

Vibrosondene har ingen påmontert vibrator men drives isteden ved hjelp av et vanlig vibrolodd på sondens topp. Til forskjell fra vibroflotasjon tilføres ikke vann under komprimeringsarbeidet. Metoden er derfor kun egnet under grunnvannstanden.

Komprimeringsarbeidet utføres ved at sonden stegvis dras opp med vibrering hele tiden. Vanligvis dras sonden opp 1-3 m og komprimeres på hvert nivå mellom 1 og 15 minutter. Finstoffinnholdet vil øke komprimeringsarbeidet. Optimal dybde og tid for komprimeringsarbeidet må bestemmes ved et prøvepunkt. Vibrovinge er vist på Figur 1-11- 8.

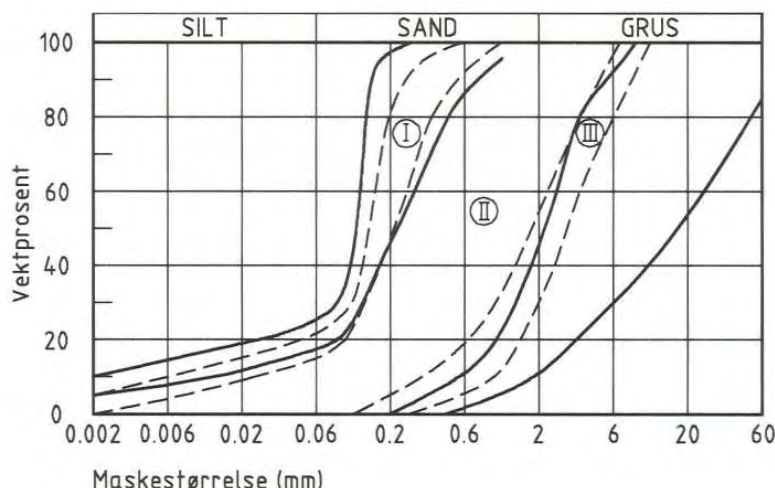


Figur 1-11- 8 Vibrovinge(prinsipp) - Dimensjonering

Komprimeringsarbeidet utføres etter samme mønster som beskrevet for vibroflotasjon, men avstanden mellom hvert punkt bør ikke overstige 1-2 m. Influensradien avhenger av jordens egenskaper og grunnvannstanden.

I hovedsak er dypvibrering egnet i sand og grusmaterialer. Forekomst av finstoff ($d \leq 0,06$ mm) har en negativ innvirkning på resultatene.

Figur 1-11- 9 angir 3 soner hvor jorden er mer eller mindre komprimerbar (Ref. 4). Sone 2 angir de mest egnede massene for dypvibrering. Sone 1 er normal for finkomige masser for dypvibrering, mens sone 3 er komprimerbare masser som man ofte vil kunne løse mer økonomisk med andre metoder. De stiplede linjene indikerer overgangssonen.



Figur 1-11- 9 Brukbarhet av massene - Påvirkning på omgivelsene

Dypvibrering forårsaker sjelden omlagring av jord med påfølgende setninger i en avstand på mer enn 3 m fra sonden og svært sjelden i en avstand tilsvarende komprimeringsdybden.

Vibrasjoner fra dypkomprimering kan påvirke nærliggende konstruksjoner, men dempingseffekten er relativt stor.

Erfaringer viser at overførte rystelser vil være mindre enn for pelearbeid med samme avstand.

Det bør måles vibrasjoner i prøvepunkt på forhånd.

1.11.3.4 Kontroll

Det er mange usikkerheter knyttet til en kontroll av endrede egenskaper av jordmassene når tidligere nevnte metoder har vært bruk. Den beste kontrollen ser ut til å være en kombinasjon av en fortløpende deformasjonskontroll og metoder som CPT og dilatometer for å påvise den økte lagringsfastheten.

Det har også vært benyttet forskjellige seismiske metoder for å dokumentere den økte lagringsfastheten.

1.11.4 ANDRE METODER

- Dypkomprimering ved sprengning

Komprimering er et resultat av rystelser fra sprengning av ladninger under terreng i varierende dybder.

- Komprimeringspeling

Dette er en metode som kan egne seg for løst lagret humusfri sand. Trepeler rammes med en viss avstand ned i grunnen som skal komprimeres. Komprimeringseffekten er et resultat av massefortrenging og vibrasjoner fra rammingen.

1.11.5 PROSJEKTEKSEMPEL

1.11.5.1 Dypkomprimering for Bergen Postterminal *Utdrag av (Ref 6)*

- Innledning

I Bergen ble det i 1984 utført omfattende anleggsarbeider i et lite vann. Norges største dypkomprimeringsutstyr på det tidspunktet ble brukt for å lage en fundamentfylling for Bergen Postterminal. For første gang i Norge ble seismisk kontrollutstyr benyttet. Målinger og beregninger tyder på at framtidige setningsdifferanser vil bli små.

- Utførelse

Normalt opparbeides en kvalitetsfylling på tørt land ved lagvis utlegging av sprengstein og komprimering med tung vibrovalse. I dette tilfellet lå imidlertid størstedelen av fyllingen under vann. Dynamisk dypkomprimering med fallodd ble derfor valgt.

Metoden går i korthet ut på å slippe et tungt lodd fra stor høyde ned på terrenget i et rutemønster, og deretter gjenta prosessen til komprimeringskravet er oppfylt. Ut fra fyllingens dybde ble tomten delt i to områder, og krav til fallenergi ble satt til 1000 kNm/slag for område syd og 3200 kNm/slag for område nord.

Entreprenøren valgte å nytte en 125 tonns fagverkskran og et 16 tonns støpejernslodd. Med dette utstyret ble nødvendig fallhøyde 7 m for område syd og 20 m for område nord.

Innledningsvis ble det komprimert i rutenett 4 x 4 m for hele tomten og med 8 slag pr. punkt. Deretter ble det komprimert i sekundærnett 2 x 2 m med 8 slag pr. punkt på område syd. På område nord ble det komprimert to overfarer med nett på 3 x 3 m og 6-8 slag pr. punkt og deretter et fjerde rutenett over deler av tomten. Totalt brukte entreprenøren 13 uker på å ramme 42 000 enkeltslag. Kostnadene for tomteopparbeidelsen ligger i størrelsesorden på 120-140 kr/m² terrengoverflate.

- Komprimering

Før oppstart av komprimeringen var fyllingen lagt ut med overhøyde. Nivelleringen før og etter komprimering viste synk av overflaten på mellom 0,35 til 1,5 m, hvilket tilsier en volumreduksjon på ca 12 %. Synken i selve slag-gropene var selvfølgelig vesentlig større. Etter 8 slag ble det målt opptil 1,9 m dype kratre.

- Kontroll av komprimering med seismikk

For å måle effekten av komprimeringen ble det for første gang i Norge utført en type seismisk kontroll. Bølgeforplantingen fra slag med falloddet ble målt ved horisontale og vertikale akselrometre i tre profiler på det dypeste partiet på område nord. Målingene ble gjort i to omganger, før påbegynt komprimering og etter at det var rammet i tre overfarer på området. Sammenholdt med data fra platebelastningsforsøk på andre steinfyllinger, tilsa målingene at statisk E modul fra fyllmassene ved de aktuelle belastninger fra framtidig bygg er øket fra 22 MPa før komprimeringen til 90-110 MPa etter komprimeringen, dvs. en økning på 350-400 %.

Før komprimeringen ble fyllingens densitet målt i en oppgravd sjakt. Porøsiteten ble målt til ca 30 %. Sammenholdt med målt volumreduksjon under komprimeringen tilsier dette at den dypkomprimerte steinfyllingen har en porøsitet på 20 %. Disse tallene angir en meget høy pakningsgrad for fyllingen og lavere porøsitet enn oppnådd med tradisjonell komprimering.

Ved dambygging er det oppnådd porøsiteter ned mot 26 %.

1.11.6 REFERANSER

- (1) Jendeby L., Jordforsterkning - dypkomprimering. Chalmers tekniske høyskole. Göteborg, 1993.
- (2) Welsh J.P. (ed.), Soil improvement. A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication No. 12. ASCE N.Y. 1987.
- (3) Mayne et al, Ground response to dynamic compaction. ASCE Vol 110, 1984.
- (4) Brown R.E., Vibratory methods of deep compaction. Soil improvement seminar, New York 1987.
- (5) Hansbo S., Jordforstærkning. Chalmers tekniska Hogskola, 1990.
- (6) Veseth A., Dypkomprimering for Bergen Postterminal, Bygg 1984.
- (7) Mitchell J.K., Soil improvement - State of the art report. ISSMFE 1981.
- (8) Stordal, Simonsen. Dypkomprimering av steinfylling i Njupsvikene på Kollsnes. Geoteknikkdagen 1993.
- (9) Jendeby L., Jordforsterkning - dypkomprimering. Chalmers tekniske høyskole. Göteborg, 1993.
- (10) Mayne et al, Ground response to dynamic compaction. ASCE Vol 110, 1984.
- (11) Brown R.E., Vibratory methods of deep compaction. Soil improvement seminar, New York 1987.
- (12) Hansbo S., Jordforstærkning. Chalmers tekniska Hogskola, 1990.

1.12 ANDRE METODER

1.12.1	GENERELT.....	145
1.12.1.1	Elktroosmose.....	145
1.12.1.2	Saltbrønner.....	145
1.12.2	REFERANSER.....	146

1.12.1 GENERELT

Det er også utviklet andre metoder som kan benyttes til grunnforsterkning, enn de som er nevnt i forgående kapitler. Disse omfatter bl.a.:

- Elektroosmose
- Saltbrønner

1.12.1.1 Elktroosmose

Dette er en metode som kan anvendes for å øke fastheten og påvirke setninger i leire ved å redusere vanninnholdet. Prinsippet går ut på å påføre leirmassene et spenningsfelt ved å sette ned stålstenger i leira og kople disse til en likestrømskilde. Porevann vil da strømme fra den positive elektroden (anoden) til den negative (katoden) og vannet kan ledes vekk fra denne. Dette kalles for elektroosmose. Gradienten som settes opp, kan langt overstige normale hydrauliske gradienter. Da permeabiliteten i norske leirer er lav, vil det likevel ta lang tid å få ut større vannmengder slik at ønskede fashetsøkninger oppnås. I tillegg må områdene hvor elektroosmose skal benyttes inngjerdes av sikkerhetsgrunner da nødvendig strømstyrke er stor og metoden blir også kostbar. Metoden er anvendt for noen prosjekter i Norge på 1960 og -70-tallet. For mer informasjon vises det til referanselisten.

1.12.1.2 Saltbrønner

Metoden kan benyttes til å påvirke egenskapene til leire ved å påvirke leiras saltinnhold. Ved bruk av saltbrønner hvor sylindriske hull boret i leirmassene fylles med salt, utnyttes saltets evne til å diffundere utover i uforstyrret leire rundt selve saltstrengen. Det er i første rekke mineralenes ionebyttekapasitet og porevannets konsentrasjon og art av ioner som er av betydning. Forskjellige salter vil ha ulik effekt. Det er særlig flytegrensen som påvirkes ved tilføring av salt slik at leirens plastisitet økes. Resultatet blir da en øket skjærstyrke og sterkt redusert sensitivitet. Setningsømfintligheten blir også redusert pga. en forkonsoliderings-effekt. Metoden kan benyttes for å sikre stabiliteten av vegfyllinger og skjæringer når grunnen består av bløt og kvikk leire. Diffusjon tar imidlertid svært lang tid, og bruk av denne grunnforsterkningsmetoden betinger at man har ett til to år til rådighet før forsterkningen må være effektiv.

Saltbrønner er lite brukt både nasjonalt og internasjonalt. I Norge har metoden vært anvendt i praksis to ganger på begynnelsen av 70-tallet ved motorveganlegget Djupdalslinjen i Oslo. Det ble i disse tilfellene benyttet kaliumklorid ut fra en vurdering av oppnådd effekt i forhold til kostnader. Kostnadene angis i (Ref. 1) til 80,kr pr. lm eller 200-500 kr pr. m² i 1985 - prisnivå. Saltinnkjøp og installasjonsarbeider utgjorde omtrent like store andeler. For mer informasjon se referanselisten.

1.12.2 REFERANSER

- (1) Eggestad Å., Metoder for grunnforbedring. NIF-kurs «Forbedring av byggegrunn - metoder og muligheter». Oslo 1985
- (2) Føyn T., Elektrosrose. NIF-kurs «Stabilisering av byggegrunn». Oslo 1977
- (3) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniska högskola. Göteborg 1990.
- (4) Mitchell J., Soil improvement. State-of-the-art report. Proc. 10. ICSMFE Vol. 4. Stockholm 1981.
- (5) Moum J., Elektroosrose - virkning og anvendelse innen geoteknikken. NGF - foredrag. Oslo 1967.
- (6) Eggestad Å., Metoder for grunnforbedring. NIF-kurs «Forbedring av byggegrunn - metoder og muligheter». Oslo, 1985.
- (7) Janbu N. og Madhus P.A., Forsterkning av kvikkleire ved elektrolyse. NGM Linkøping 1984.
- (8) Moum J., Sopp O.J. og Løken T., Stabilization og undisturbed quick clay by salt wells. NGI publikasjon nr. 81. Oslo 1968.
- (9) Nordisk vegteknisk forbund, Veg på svak grunn. NVF utvalg 31, rapport nr. 6. Oslo 1983.
- (10) Sem H., Dypstabilisering med salt. NIF-kurs «Stabilisering av byggegrunn» Oslo, 1976
- (11) Welsh J.P. (ed.), Soil improvement. A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication No. 12. ASCE N.Y. 1987.
- (12) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniska Hogskola, 1990.
- (13) Mitchell J.K., Soil improvement - State of the art report. ISSMFE 1981.

Kapittel 2

FYLLINGER

2.0	INNLEDNING	3
2.0.1	ESTETIKK OG LANDSKAPSTILPASNING.....	3
2.0.2	FORUNDERSØKELSER	3
2.0.3	KVALITETSSIKRING.....	4
2.0.4	RENSK	6
2.0.5	FYLLINGSFOT I SKRÅNENDE TERRENG.....	6
2.0.6	FYLLINGSSKRÅNINGER.....	10
2.0.7	KRAV TIL FYLLMASSENE.....	10
2.0.8	KRAV TIL UTLEGGING.....	11
2.0.9	BREDDEUTVIDELSE	13
2.0.10	FYLLING INNTIL KONSTRUKSJONER	14
2.0.11	EROSJONSSIKRING	15
2.0.12	OPPFYLING MED PORETRYKSKONTROLL	16
2.0.13	KONTROLLOMFANG OG TOLERANSER	17
2.0.14	DOKUMENTASJON AV UTFØRT KVALITET	20
2.0.15	SETNINGER.....	20
2.0.16	VINTERARBEID.....	23
2.0.17	REFERANSER.....	24
2.1	FYLLINGER AV SILT, SAND OG GRUS	25
2.1.1	GENERELT	25
2.1.2	FYLLINGER AV SAND OG GRUS	25
2.1.3	FYLLINGER AV MELLOMJORDARTER	27
2.1.4	KONTROLL OG OPPFØLGING.....	29
2.2	FYLLINGER AV LEIRE	30
2.2.1	PLANLEGGING	30
2.2.2	BRUKBARHET AV MASSER.....	30
2.2.3	FORARBEIDER	37
2.2.4	UTLEGGING	37
2.2.5	GEOMETRI	39
2.2.6	VALG AV MASKINER.....	40
2.2.7	KONTROLL OG OPPFØLGING.....	43
2.2.8	VÆRFORHOLD.....	44
2.2.9	OVERBYGNING	45
2.2.10	REFERANSER.....	45
2.3	FYLLINGER AV SPRENGT STEIN	46
2.3.1	PLANLEGGING	46
2.3.2	VEGFYLING PÅ LAND.....	50
2.3.3	FYLLINGSHODE FOR BRUFUNDAMENTER PÅ LAND	51
2.3.4	FYLLING I VANN/SJØ	57
2.3.5	FYLLING FOR BRUFUNDAMENTER I VANN/SJØ.....	62
2.3.6	KONTROLL OG OPPFØLGING.....	64
2.3.7	REFERANSER.....	66
2.4	FYLLINGER AV LETTE MASSER	67
2.4.1	GENERELT	67
2.4.2	LETTKLINKER	69

2.4.3	EKSPANDERT POLYSTYREN (EPS).....	75
2.4.4	SKUMGLASS.....	84
2.4.5	ANDRE LETTE MASSER	92
2.4.6	REFERANSER.....	93
2.5	MYRBRU/LAVBRU.....	94
2.5.1	GENERELT	94
2.5.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	94
2.5.3	UTFØRELSE OG KONTROLL	95
2.5.4	SPEIELLE FORHOLD	95
2.5.5	PROSJEKTEKSEMPEL	95
2.5.6	REFERANSER.....	98

2.0 INNLEDNING

2.0.1	ESTETIKK OG LANDSKAPSTILPASNING	3
2.0.2	FORUNDERSØKELSER	3
2.0.3	KVALITETSSIKRING	4
2.0.4	RENSK	6
2.0.5	FYLLINGSFOT I SKRÅNENDE TERRENG	6
2.0.6	FYLLINGSSKRÅNINGER	10
2.0.7	KRAV TIL FYLLMASSENE	10
2.0.7.1	Vrakmasser, motfylling, deponi	11
2.0.8	KRAV TIL UTLEGGING	11
2.0.8.1	Generelt	11
2.0.8.2	Komprimering	12
2.0.9	BREDDEUTVIDELSE	13
2.0.10	FYLLING INNTIL KONSTRUKSJONER	14
2.0.10.1	Krav til fyllmasser	14
2.0.10.2	Krav til utlegging	14
2.0.11	EROSJONSSIKRING	15
2.0.11.1	Sikring mot overflateerosjon	15
2.0.12	OPPFYLLING MED PORETRYKSKONTROLL	16
2.0.13	KONTROLLOMFANG OG TOLERANSER	17
2.0.14	DOKUMENTASJON AV UTFØRT KVALITET	20
2.0.15	SETNINGER	20
2.0.15.1	Setninger på langs	20
2.0.15.2	Setninger på tvers	21
2.0.15.3	Verifisering	21
2.0.15.4	Eksempel på beregning av tillatt setningsforskjell	22
2.0.16	VINTERARBEID	23
2.0.17	REFERANSER	24

2.0.1 ESTETIKK OG LANDSKAPSTILPASNING

Landskapsmessig er det viktig at veglinja er tilpasset terrenget slik at skråningsflatene i størst mulig grad harmonerer med de øvrige terrengformer i landskapet. Det må sørges for gode overganger til eksisterende terreng.

Høye fyllinger kan være krevende landskapsestetisk, spesielt i sjø og strandsoner. Vegetasjonsetablering er alltid aktuelt på fyllingsskråninger for å dempe det visuelle inntrykket i forhold til områdene rundt. Det vises til kapittel 3 Vegskråninger.

2.0.2 FORUNDERSØKELSER

Ved prosjekteringen skal det være utført grunnundersøkelser med relevante metoder og i et slikt omfang at man har faglig dekning for å vurdere setnings- og stabilitetsforholdene for fyllingen. Det vises her til håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 3) og til håndbok 151; Styling av utbyggingsprosjekter (ref. 4). Konsekvenser av dette med hensyn til behov for eventuelle tiltak skal være vurdert og dimensjonert på grunnlag av undersøkelsene. Aktuelle tiltak kan være motfyllinger, lette fyllmasser eller grunnforsterkning.

For prosjektering og kontroll av arbeider med høy geoteknisk vanskelighetsgrad og meget

alvorlig skadekonsekvens skal det benyttes prosjektklasse 3 i henhold til NS 3480 Geoteknisk prosjektering.

Løsmasser som skal benyttes i fylling skal undersøkes på forhånd mht. omfang og brukbarhet av massene. Det vises til punkt 225 i håndbok 018; vegbygging (ref. 2). Til dette benyttes prøvegravning og prøvetaking i kombinasjon med sonderboringer og geologiske/geotekniske vurderinger.

2.0.3 KVALITETSSIKRING

Krav til kvalitetsplanen for arbeidene er gitt i kapittel 3 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 2). Arbeidene skal planlegges og gjennomføres slik at man oppnår kvalitetskravene gitt i Vegnormalene og i prosjektgrunnlaget. Oppnådd kvalitet skal dokumenteres. Dersom prosjektgrunnlaget er mangelfullt, uklart eller uhensiktsmessig kan det være ønskelig/nødvendig å endre utførelsen i forhold til plangrunnlaget. Dette skal utføres med en systematisk avviksbehandling i hvert enkelt tilfelle. Dette er viktig både med sikte på en riktig konsekvensvurdering i det aktuelle prosjektet, og tilbakeføring av erfaring for senere prosjekter. Nedenfor er det gitt eksempel på et skjema for avviksbehandling (se Figur 2-0- 1).

Kontroll av geoteknisk prosjektering ved høy vanskelighetsgrad og meget alvorlig skadekonsekvens skal utføres i henhold til prosjektklasse 3 i NS 3480 (ref. 6).

Kvalitetssikring for underbygning er gitt i kapittel 203 i håndbok 018. Det skal legges vekt på å utføre terrenginngrep med god tilpasning til eksisterende miljø. Der grunnforholdene er vanskelige, skal skjæringsdybden og fyllingshøyden søkes begrenset, slik at spesielle sikringstiltak ikke blir for omfattende. Der naturlig terreng har liten sikkerhet, skal sikring vurderes i tidlig planfase selv om inngrepet i seg selv er av beskjedent omfang. Ved vurdering av tiltak for å motvirke setninger bør det legges særlig vekt på å unngå setningsforskjeller.

For å oppnå kvalitetskravene bør følgende forhold tillegges stor vekt i produksjonsplanleggingen:

- Materialvalg
- Tidspunkt for utførelse
- Utstyr tilpasset materialer og årstid

For dokumentasjon av utført kvalitet skal følgende registreres (minimumsdokumentasjon):

- Forundersøkelser av betydning for fremtidige forhold
- Hvor det er grunnforsterket og type grunnforsterkning
- Utkilinger dybde/lengde
- Representative kvalitetsdata fra store fyllinger
- Materialkvalitet
- Komprimering (middelverdi)
- Spesielle løsninger/forhold

Grunnlegger AS		Avviksmelding
Til: Statens vegvesen	Fra: Grunnlegger AS	Avviksmelding nr.: 24 Dato: 20.08.2007 – revA
Avtale / prosjekt: 12345678 Hovedveg		
Avviksbeskrivelse: Det er oppstått trapp i EPS i lengderetningen. Ca pr. 6527 (overlevert geom.kontroll juni07)		
Årsak til avvik (tid, kvalitet, kos:nader): Etter legging av EPS fra nevnte profil og sørover ble det avdekket at EPS lå lavt i midtdeler grunnet feil laserbruk. Da utlegging ble gjenopptatt fra pr 6527 og nordover ble denne høydefeilen kompensert ved å legge leca mellom EPS-lagene for å komme opp i rett høyde.		
Sign.: EA	Dato: 17.09.07	Frist for årsaksanalyser: ok
Konsekvenser (tid/framdrift/kvalitet/kostnad): Ingen konsekvens for BH.		
Sign.: EA	Dato: 20.08.07	Frist for planlegging: ok
Forslag til tiltak: Det må støpes slik at det blir min 100mm med betong på øverste "trinn" - (tykkelse på avl.plata)		
Sign.: EA (ansv.)	Dato: 20.08.07	Frist for gjennomføring: Ved støp
Byggherrens merknad til foreslåtte tiltak:		
Godkjent utført tiltak - Byggherre/underskrift: Tiltak utført - Utførende/Prod./underskrift:		
Sign: (ansv.) Dato:	Sign: EA (ansv.) Dato: 20.08.07	
Mottatt 18 sept. J.O Ønsker å få en skisse over hvordan blokkene er bygd opp fra bunn. Det for å vise hvor leca ligger.		

Figur 2-0-1 Eksempel på skjema for avviksbehandling.

2.0.4 RENSK

Nytteverdien av matjord tilsier at det ofte er behov for å fjerne den med tanke på annen bruk. Videre er det rent teknisk et behov for å fjerne vegetasjon og humusholdige masser under en fylling der dette kan gi problemer med hensyn til stabilitet og/eller setninger.

Det er således generelle krav i Vegnormalene om at under fyllinger skal trær, busker og kratt kuttes ned til terrenget og fjernes fra området. Videre skal alle stubber som ligger nærmere profilhøyden enn 3 m graves opp og fjernes. Når det benyttes fyllmasse som krever lagtykkelser på mellom 20 og 60 cm, skal stein (på terreng) større enn lagtykkelsen fjernes i veglinja.

Matjord skal skaves av terrenget under fyllinger som er lavere enn 3 m, samt under fyllinger hvor terrenget heller 1:6 eller brattere i vegens tverretning. Matjord skal også fjernes i slakere terreng under fyllinger der det er særlig strenge krav til stabilitet eller setninger, for eksempel en fylling som skal bære et brufundament. Matjord fjernes også under fyllinger høyere enn 3 m der hvor det kan forårsake spredningsbrudd. Dette må vurderes av geoteknisk sakkyndig.

For grastorv, skogstorv og myr i lagtykkelse mindre enn 0,3 m, gjelder de samme krav som for matjord. Ved fundamentering på tykkere avsetninger av torv eller humusholdige masser skal framgangsmåten vurderes av geoteknisk sakkyndige i hvert tilfelle.

Matjord bør behandles i samsvar med planlagt etterbruk. Det innebærer blant annet at den bør lagres slik at den ikke blir komprimert. Den skal lagres løst i hauger, med maksimal høyde 1,5 m, dersom den antas å bli liggende mer enn ett år før bruk.

Dersom oppfyllingsarbeidene skal foregå på vinterstid, skal det legges ut frostisolasjon etter matjordavdekking og avretting for å unngå tele i grunnen ved oppfylling.

2.0.5 FYLLINGSFOT I SKRÅNENDE TERRENG

I Vegnormalene stilles det krav om etablering av fyllingsfot i tverrskrånende terreng, i tillegg til fjerning av matjord og andre bløte løsmasser. Manglende eller dårlig utført fyllingsfot og fortanning vil gi dårlig kontakt med de underliggende masser og dårlig støtte for komprimering ved oppbygging av fyllingen. Dette vil ofte gi seg utslag i sig og setninger i fyllingen med ujevnheter og sprekker i vegbanen som resultat. Det kan også sette stabiliteten av hele fyllingen i fare.

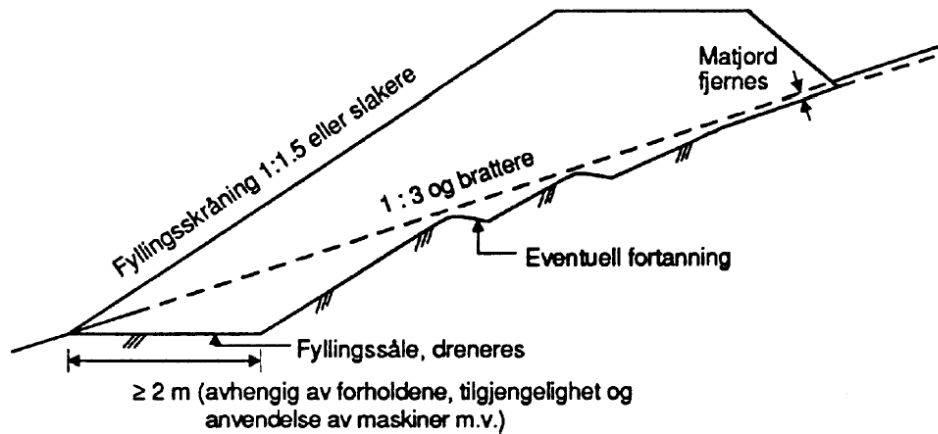
For tilløpsfyllinger til bruer må det stilles tilsvarende krav i bruas lengderetning som det gjøres i tverretning for ordinære vegfyllinger. Se også kapittel 2.0.10 og 2.3.

Kravene til fyllingssåle er gjengitt nedenfor:

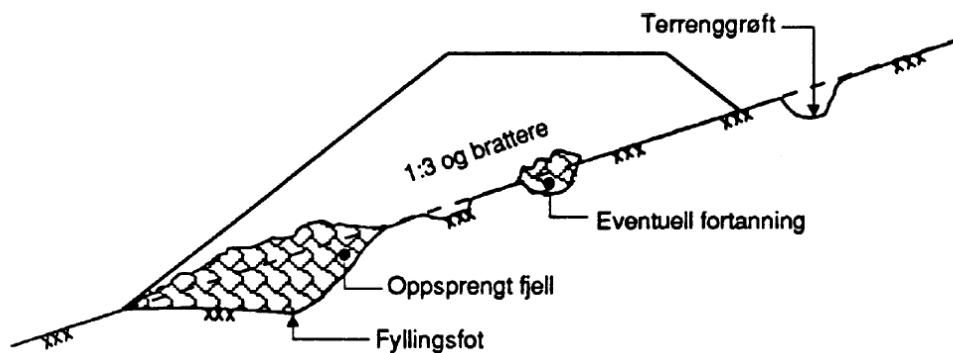
Når terrenget skråner 1:3 eller brattere i vegens tverretning skal det tas ut en såle i foten av fyllingen, se *Figur 2-0- 2*. For fyllinger som slår ut i vann må det treffes spesielle tiltak for å sikre fyllingsfoten, se Kap. 2.3.4.

Dersom undergrunnen består av fast lagrede kohesive jordarter (leire), kan det i tillegg graves ut fortanninger lenger opp i bakken.

Der forholdene ikke tillater lagvis oppfylling ved utlegging av steinfyllinger, kan det graves en minst 0.5 m dyp grøft som fortanning ved fyllingsfoten. Grøften skal ha avløp.



Figur 2-0-2 Fyllingsfot ved lagvis utlegging og for steinfylling ved utlegging fra tipp

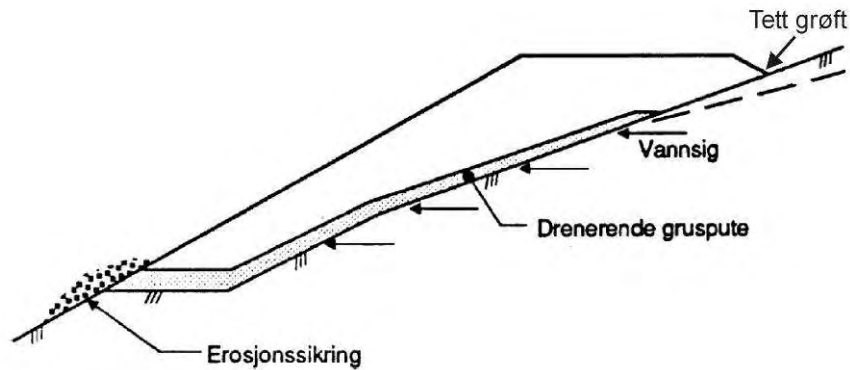


Figur 2-0-3 Fyllingsfot i bergterreng

I bergterreng skal fyllingsfoten sprenges ut. Når bergoverflaten er glatt bør det også sprenges fortanning. Dette kan gjøres ved at man sprenger opp horisontale renner og lar de oppsprengte massene bli liggende, se *Figur 2-0-3*.

Hvis fyllingen skal legges ut på grunn som er vannførende, vil en kunne få erosjon av grunnmaterialet under fyllingen. Dette er spesielt et problem når fyllingen legges ut på skrått terreng, eller der det er problemer med overvann. Dette forholdet må vurderes spesielt med tanke på drenering og erosjonssikring.

I tillegg til terrenggrøfter og annen kontroll av overvann, kan det være nødvendig å samle grunnvannsuttrekk i pukkestrenger eller drensgrøfter. I tverrskrånende terreng (brattere enn 1:3) med finkornige masser, der hvor oppbløting kan føre til siging eller undervasking av fyllingen, skal det legges ut en drenerende gruspute. Ved utlegging av drenerende gruspute må det også sikres mot erosjon der vannet renner ut under fyllingen og videre nedover skråningen. Grusputa avsluttes i god avstand fra veggrøfta, normalt minst 5 m unna. Grøfta bør ha tett bunn (leire eller membran) for å hindre vann i å trenge inn i fyllinga. Prinsippet for drenerende gruspute er vist på *Figur 2-0-4*.

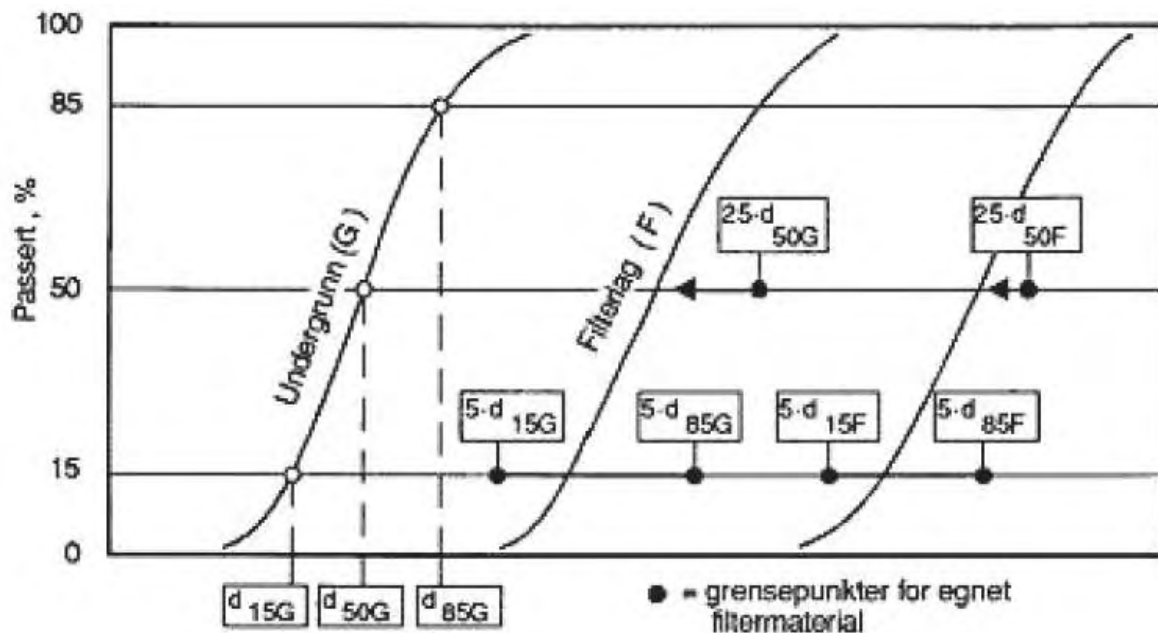


Figur 2-0- 4 Gruspute under fylling i tverrskrånende terreng.

Filterkriteriene skal ivaretas for å sikre mot tetting av sand-/grusputa. Filterlaget skal tilfredsstill filterkriteriene både mot undergrunnen og mot overliggende lag. For at filtermaterialet skal bli vesentlig bedre drenerende enn materialet i grunnen bør følgende være oppfylt:

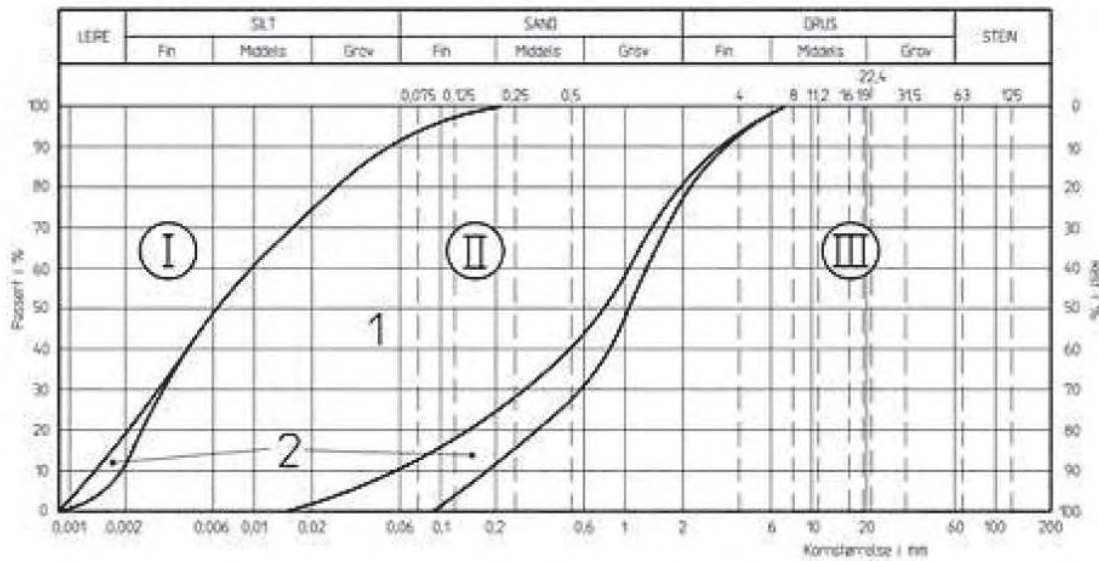
$$d_{15(\text{filter})}/d_{15(\text{undergrunn})} \geq 5 \text{ og dessuten bør } d_{15(\text{filter})}/d_{85(\text{undergrunn})} \leq 5 \text{ og } d_{50(\text{filter})}/d_{50(\text{undergrunn})} \leq 25$$

Minst 50 % av filtermaterialet bør være større enn 2 mm. I Figur 2-0- 5 er det vist passende valg av filtermasser i forhold til massene i undergrunnen. For videre detaljer vises det til kap. 521 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 2).



Figur 2-0- 5 Valg av filtermaterialer ut fra filterkriteriene

I stedet for filtermateriale kan det også brukes fiberduk. Krav til fiberduk for dette formål er vist på Figur 2-0- 6 og Figur 2-0- 7.



Forklaring:

1 Filtertechnisk vanskelig grunn

2 Grenseområder

Filter mot materiale med korngradering som faller innenfor grensekurvene i kornfordelingskurven (område II), skal dimensjoneres spesielt.

Figur 2-0- 6 Grensekurver for materiale med spesielle krav til dimensjonering av fiberdukfilter (etter NS 3420 I4 : 1999)

Kornfordelingsområde	Materiale	Hydrauliske krav til fiberduk	
		Poreåpning, O_{90} (mm)	Hastighetsindeks, V_{H50} (m/s)
Område I	Kohesiv jord (leire, leirig silt, kohesiv blandingsjord)	$O_{90} < 0,15$	$> 0,003$
Område III	Grus og grovsand	$O_{90} < 0,15$	$> 0,003$
Område II	Leire	$O_{90} < 10d_{50}$ og $O_{90} < 2d_{90}$	$> 0,003$
	Silt	$O_{90} < d_{90}$	$> 0,003$
	Annet 1) 2)	$O_{90} < 10d_{50}$ og $O_{90} < 2d_{90}$	$> 0,003$

1) For jordarter med kornkurve som er oppadrettet konkav anbefales $O_{90} < d_{30}$

2) For gapgraderte jordarter anbefales $O_{90} < d_g$, der d_g er minste kornstørrelse i fraksjonen som mangler

Forklaring:

O_{90} er dukens karakteristiske åpningsstørrelse målt i henhold til NS-EN ISO 12956

d_{50} er den kornstørrelse som 50 % av jordprøven passerer

d_{90} er den kornstørrelse som 90 % av jordprøven passerer

Figur 2-0- 7 Filterkriterier for fiberduk (etter Ref 11).

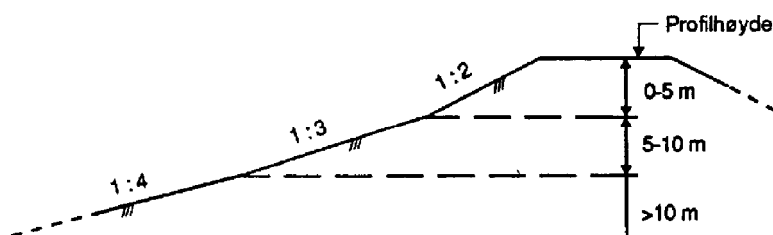
2.0.6 FYLLINGSSKRÅNINGER

Skråningshelningen skal tilpasses jordartens stabilitetsegenskaper og erosjonsforholdene. Dersom det er tvil om stabilitetsforholdene, skal det foretas geotekniske undersøkelser for å fastsette skråningshelningen. Figur 2-0- 8 og Figur 2-0- 9 viser de største skråningshelninger som skal benyttes.

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1: 1,25 ¹⁾
Grus	1:1,5
Sand	1:1,5
Finsand/silt	1:2
Leire	Se Figur 2-0- 9

- 1) Fylling av sprengt stein kan legges med helning brattere enn 1:1,25.
Det forutsettes lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten.

Figur 2-0- 8 Største skråningshelning for vegfyllinger



Figur 2-0- 9 Største tillatte skråningshelning for leirfylling

Fylling av sprengt stein under vann bør normalt gis helning 1:1,3. Skråningshelningen skal kontrolleres ved profilering eller dykker og eventuelt justeres/utjevnes, for eksempel ved sprengning.

Behov for rekkverk kan unngås ved utslaking av skråningene. Krav til rekkverk i forhold til skråningshelning og fyllingshøyde er gitt i håndbok 231; Rekkverk (ref. 5).

2.0.7 KRAV TIL FYLLMASSENE

Fyllmassene skal ikke inneholde materialer som ved senere nedbrytning kan gi opphav til setninger eller stabilitetsproblemer. Bruk av slike masser i vegfyllinger vil kunne gi seg utslag i setninger som kan pågå over flere år etter at fyllingen er bygget ferdig. Dette innebærer at humusholdige masser (> 3 % glødetap) ikke skal benyttes til oppbygging av vegfyllinger. Videre skal det ikke forekomme snø, is eller teleklumper i massene. I steinfyllinger skal det ikke forekomme frossen jord, snø eller is i slike mengder at det dannes snø- eller islag eller store teleklumper. Snø- og islag skal i slike tilfeller fjernes.

Avhengig av vanninnhold og omrørt fasthet i massene kan leire og silt brukes.

Jord som brukes i fyllinger skal ikke inneholde enkeltsteiner som bygger mer enn ½ av lagtykkelsen under utlegging. For steinfyllinger skal største steinstørrelse i materialene ikke

overstige $\frac{2}{3}$ av lagtykkelsen ved utlegging. Den øverste 1,0 m av steinfyllingen skal legges ut som eget lag.

Med hensyn til finstoffinnholdet gjelder de samme krav som til forsterkningslag, se Kapittel 5, Håndbok 018 (ref. 2). Dersom overbygningen er uten forsterkningslag, skal materialene i de øverste 0,2 m også oppfylle de øvrige kravene til materialer i forsterkningslag, jf. dimensjoneringstabellene i Kap. 5 (ref. 2).

2.0.7.1 Vrakmasser, motfylling, deponi

Når vrakmasser plasseres i motfyllinger eller deponier må det sørges for at eventuelle krav til utlegging blir oppfylt. For motfyllinger vil dette særlig gjelde krav til tyngdetetthet og egenstabilitet. Dette innebærer blant annet at større mengder kratt, røtter og annet avfall fra rensk ikke bør plasseres i motfyllinger uten at krav til tyngdetetthet eventuelt kompenseres ved større høyde på motfyllingen. Videre må frosne leir- og siltmasser plasseres innenfor stabile sjeteer (voller, fangdammer), da disse massene blir tilnærmet flytende under tiningen. Erfaringer har vist at slike masser kan være ustabile ved helning så slak som 1:30.



Figur 2-0- 10 Ustabilitet i utfylte masser som følge av tining. (Foto: O.H.Hole, Statens vegvesen, Buskerud)

Myrmaser kan også bli tilnærmet flytende ved utfylling i deponi. I tillegg til eventuell stabilisering med sjeteer bør også tetting eller oppsamling av avrenningsvann vurderes.

2.0.8 KRAV TIL UTLEGGING

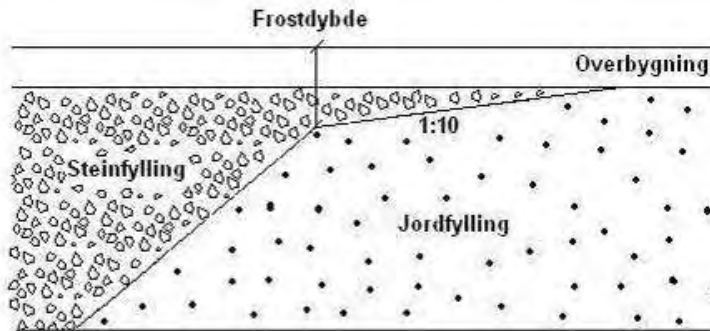
2.0.8.1 Generelt

Frosne jordmasser skal ikke legges i vegfyllinger.

Fyllinger skal legges ut og komprimeres på en slik måte at det ikke oppstår uakseptable egensetninger etter byggetiden, og slik at man oppnår størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning.

Krav til tverrfall på fylling i byggefasen er min. 3 %. Ved vannømfintlige, finkornige materialer bør tverrfallet økes til 6 % for å sikre god avrenning.

Fyllmasser som gir ulik telehiving, skal skjøtes sammen i en kile i stigning 1:10 i vegens lengderetning ned til frostdybde (h_{10}) under vegens overflate. Under dette nivå kan overgangen være 1:2 eller slakere.



Figur 2-0- 11 Utkiling av fyllingsmasser

2.0.8.2 Komprimering

Oppnådd komprimeringsresultat skal dokumenteres i henhold til utarbeidet plan. Minstekrav og toleranser er gitt i Figur 2-0- 19 til Figur 2-0- 21.

Figur 2-0- 12 gir veiledning for lagtykkelser og valg av komprimeringsutstyr og antall passeringer ved utlegging av ulike jordarter i fylling.

Underbygningsmaterial	Konsistens	Komprimeringsutstyr	Statisk linjelast [kN/m]	Masse [tonn]	Lagtykkelse etter komprimering [mm]	Antall passeringer
Sprenget stein	-	Vibrerende vals	> 45		Utlagt på endetipp 500-2000	5
			> 30			10
Grus, sand, selvdrenerende	Bløt	Vibrerende vals	> 30		200-600	4-6
	Tørr	Vibrerende vals	> 30			200-300
Finsand, silt	Bløt	Beltemaskin		10-20	200	2-4
	Tørr	Vibrerende vals	> 30	25-70	200	4-6
		Dumper/-hullaster				2-4
Leire, siltig leire	Bløt	Beltemaskin (lavt marktrykk)		10-20	200	2-4
	Tørr	Dumper/-hullaster		40	200	2-4

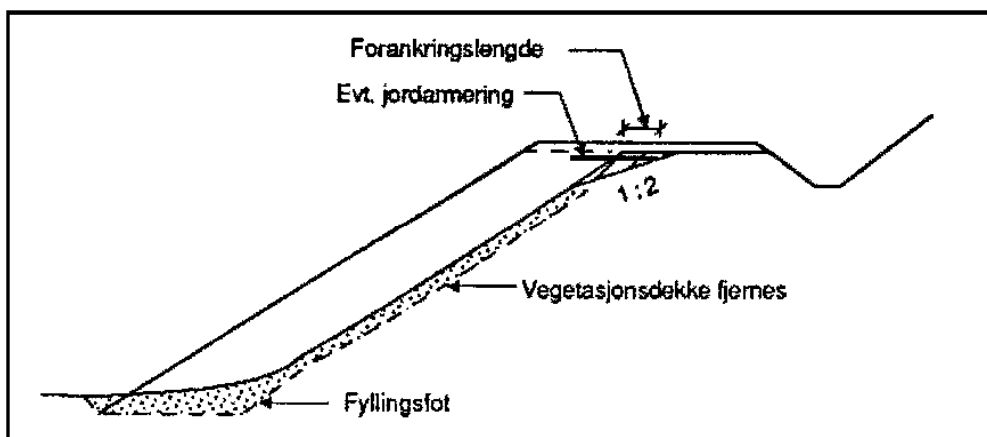
Figur 2-0- 12 Komprimering av underbygning (fyllinger)

Krav til antall passeringer kan optimaliseres ved komprimeringsforsøk med setningsnivellement.

2.0.9 BREDDUTVIDELSE

Ved breddeutvidelse av eksisterende veg, slik at den nye vegbanen blir liggende delvis på gammel og delvis på ny fylling i vegens tverretning, må det tas spesielle hensyn, spesielt når ny veg skal ha fast dekke.

Det skal utføres grunnundersøkelser der det er fare for at tyngden av prosjektert fylling kan føre til utglidning, eller hvor det kan oppstå store deformasjoner i undergrunnen.



Figur 2-0-13 Breddeutvidelse av veg

Gammel fyllingsskråning og fot under ny fylling skal renskes for vegetasjonsdekke og matjord. Behov for grunnforsterkningstiltak under skråningsfot skal vurderes av geoteknisk sakkyndig.

Fyllmassene skal være lett komprimerbare, velgraderte friksjonsmasser, fortrinnsvis av sprengt stein, se kapittel 2.0.7 og 2.0.8. De skal legges ut lagvis og bør komprimeres i henhold til Figur 2-0-12.

Nødvendig arbeidsbredde for å sikre at ønsket komprimering oppnås, bør vurderes (normalt 3 m).

Bruk av armeringsnett for å redusere horisontale deformasjoner og oppsprekking bør vurderes, se Figur 2-0-13. Armeringens strekkstyrke tilpasses forankringskraften.

Vegtype	Minimum bredde av armering på hver side av skjøt
H	2,0 m
S	2,0 m
A	-
G/S	-

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg

Figur 2-0-14 Armering av skjøt ved breddeutvidelse av eksisterende veg

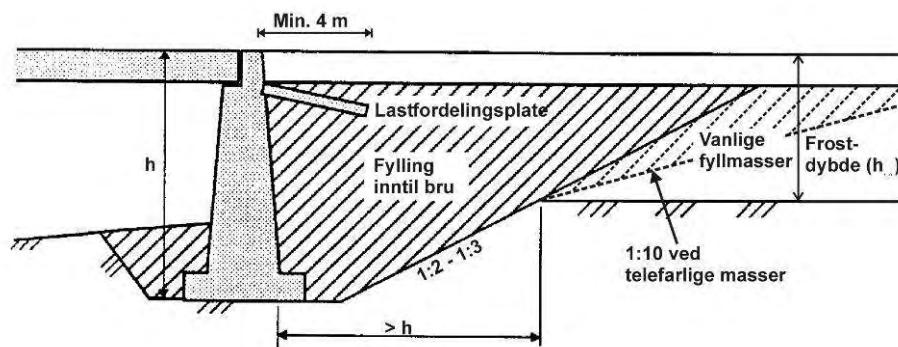
Det bør etableres en utkiling inn i eksisterende veg ved å slake av ytre del av denne til helning 1:2 i minimum 2 m bredde. Det vises til Figur 2-0-13.

Det bør tas sikte på å utføre breddeutvidelse bare til en side i tverrprofilet.

2.0.10 FYLLING INNTIL KONSTRUKSJONER

Fylling inntil bruer, kulverter og støttemurer betyr i denne sammenheng fylling rundt fundamenter og den del av tilstøtende vegfylling som er skravert på Figur 2-0- 15.

Brulandkar skal utstyres med lastfordelingsplate minimum 4 m inn i tilstøtende fyllinger for veger med tillatt fartsgrense > 80 km/t og minimum 3 m for veger med tillatt fartsgrense ≤ 80 km/t. For landkarløse brutyper og skivelandkar, skal lengden økes med 1,0 m i forhold til kravene ovenfor. For løsmassetunneler, kulverter e.l. med firkanttverrsnitt og vegtrafikk som krysser over, kan overgangsplatene sløyfes når fyllingshøyden fra ok konstruksjon til ok slitelag er minimum 1,5 m ved tillatt fartsgrense ≤ 80 km/time og minimum 2,5 m ved tillatt fartsgrense > 80 km/time. For gangbruer kreves det bare overgangsplate for landkarløse brutyper. Minimumslengden er da 3,0 m. Det vises til Håndbok 185 (ref. 13).



Figur 2-0- 15 Fylling inntil bruer

2.0.10.1 Krav til fyllmasser

Bakfyllingen skal utføres med ikke-telefarlige materialer. Større steiner enn 30 cm skal ikke forekomme i massene nærmest konstruksjonen.

Ved telefarlige masser i tilstøtende terreng eller fylling skal utkilingen legges med helning 1:10 i frostsonen (h_{10}).

Fylling inntil bruer skal utføres med lett komprimerbare friksjonsmasser. Fyllmassene skal ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper.

2.0.10.2 Krav til utlegging

Innenfor en avstand lik høyden av konstruksjonen skal bakfyllingen legges opp lagvis og komprimeres med vibrerende plate (for grus/sand maksimum 300 kg) eller lett vibrovals (for sprenget stein maksimum 1,5 tonn). Lagtykkelse og komprimeringsutstyr er avhengig av massetype. Vedrørende komprimeringskrav, se Håndbok 275 Støttemurer (Ref. 12).

Vibrerende komprimering med tungt utstyr ($>1,5$ tonn) skal ikke utføres nærmere enn 7 m eller en avstand lik murhøyden bak landkar eller ikke-ettergivende forstøtningsmur som ikke er dimensjonert for den økning i jordtrykk som slik vibrering i fyllmassene vil forårsake. Samme forhold gjelder for forstøtningsmur for vegfylling.

2.0.11 EROSJONSSIKRING

Ved oppbygging av fyllinger må det sørges for tilstrekkelig sikkerhet mot skader på grunn av erosjon. Dette gjelder både overflateerosjon av fyllingen og dypereliggende erosjon som kan føre til ustabilitet / utrasing.

Det må også tas hensyn til bekker som renner langs fyllingene, da disse kan erodere betydelig over lengre perioder. Lukking av bekken er den mest permanente løsningen, men en bør nøye vurdere de landskapsmessige sidene ved en slik løsning.

2.0.11.1 Sikring mot overflateerosjon

Overflateerosjon oppstår når vann strømmer over en ubeskyttet jordflate, f.eks. ved sterk nedbør, snøsmelting eller utbrudd av grunnvann. Overflateerosjon er et vanlig problem ved skjærings- og fyllingsskråninger.

Erosjon kan være et problem i alle løsmasser brukt i vegfylling, men det er spesielt stort i forbindelse med fyllinger som er bygd opp av ensgraderte finkornige masser. Den vanligste måten for å sikre denne typen masser mot erosjon er å kle inn skråningene med et annet materiale som motstår erosjon. Dette kan innebære steinplastring, erosjonsnett i tillegg til tilsåing eller beplanting, se kapittel 3.3.

Fyllinger bygd opp av friksjonsjordarter (silt og sand) vil som oftest ikke inneholde humus/organisk materiale. Det kan vurderes tilsetning av et jordforbedringsmiddel i overflaten slik at vekst kan etableres, dersom overflaten skal sikres ved vegetasjonsetablering.

Avrenning fra vegbanen nedover lang skråningsoverflaten kan for eksempel samles opp og føres vekk i nedføringsgrøfter, som vist på Figur 2-0- 16.



Figur 2-0- 16 Nedføringsgrøfter

Nedføringsgrøfter kan kombineres ved at det anlegges en ca. 10 cm høy asfaltkant på ytterste del av skulderen. Vannet tas ned i skråningen med visse mellomrom i egnede renner, eller tas inn i overvannsgrøfter.

En fordel ved å samle avrenningsvannet er at en gjør det mulig å rense/filtrere dette, for

eksempel med hensyn på tungmetaller.

Forøvrig vises det til kapittel 3.2 der emnet overflateerosjon/overflateglidning er behandlet i detalj.

For sikring av fyllinger i vann/sjø vises det til kapittel 3.5 og håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 3), Vassdragshåndboka utgitt av Norges Vassdrags- og Energidirektorat (ref. 7) og Kystverkets Molohåndbok (ref. 8).

2.0.12 OPPFYLLING MED PORETRYKSKONTROLL

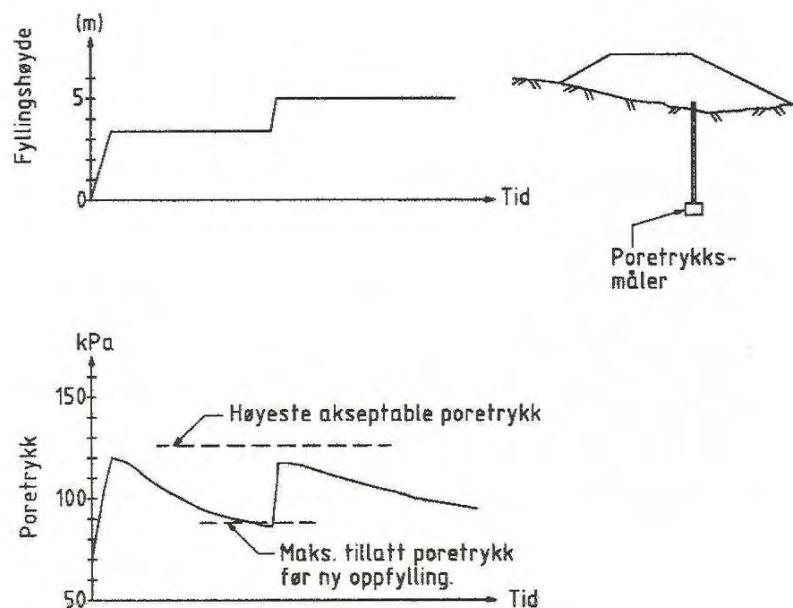
På steder hvor bygging av en vegfylling medfører stabilitetsproblemer, kan oppbygging med poretrykkskontroll være et alternativ til grunnforsterkning eller bruk av lette fyllmasser.

Dette innebærer at det settes ned poretryksmålere i undergrunnen før oppfyllingen starter. Oppfyllingen skjer trinnvis samtidig som poretryksoppbyggingen i grunnen måles fortløpende og sammenlignes med beregnede maksimalverdier. Tiden mellom hvert oppfyllingstrinn reguleres av at en del av det oppbygde poretrykket må dreneres ut før videre belastning kan påføres, se Figur 2-0- 17.

Denne metoden krever grundig planlegging og oppfølging. Det må på forhånd vurderes hvor lang tid poretryksutjevningen vil kunne ta, og driftsopplegget på anlegget må være tilpasset slik at den nødvendige tid kan settes av. Videre må det være tett oppfølging med målinger og kontroll mot beregningene.

Grenseverdiene kan fastsettes ved at man setter krav til minimum sikkerhetsfaktor, velger et antall trinn i oppfyllingen og beregner maksimalt tillatt poretrykksnivå for hvert nytt trinn.

Ved oppfylling på leirige masser med poretrykkskontroll må det utvises stor forsiktighet dersom belastningen kommer opp mot tidligere forbelastningsnivå (p_c'). Setninger i leira vil da føre til en reduksjon i massenes permeabilitet.



Figur 2-0- 17 Poretrykkskontrollert oppfylling – prinsipp

2.0.13 KONTROLLOMFANG OG TOLERANSER

I Figur 2-0- 18 til Figur 2-0- 21 er det gitt krav til minimum kontrollomfang samt toleranser ved oppbygging av fyllinger.

Kontroll av	Krav til	Kontrollomfang			Dokumentasjon
		Pr. lengde-enhet m	Minimum antall målinger		
			H, S	A	
Skjæring og fylling	- Høyde planum ¹⁾	100 m	5	2	²⁾
	- Bredde planum	100 m	5	2	
	- Skråninger	100 m	5	2	

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg

1) Minst 3 målepunkter i hvert tverrprofil

2) Innmålte punkter i profilet skal registreres med tverrprofilnummer og x-, y- og z-koordinater og dokumenteres mot tilsvarende prosjekterte punkter. Differansen mellom det målte og prosjekterte skal framkomme og avvik synliggjøres.

Figur 2-0- 18 Omfang av geometrisk kontroll for skjæringer og fyllinger

Figur 2-0- 19 viser minstekrav til kontrollomfang ved oppbygging av fyllinger under stabil drift etter at arbeidene har kommet godt i gang. Figur 2-0- 20 og Figur 2-0- 21 viser krav og toleranser til komprimering. For komprimeringskrav til leirfyllinger se også kapittel 2.2.

Under oppstartning skal omfanget av kontrollen økes:

- for mindre arbeider
- arbeider under vanskelige forhold
- ved større variasjoner i materialkvalitet
- der kvalitetskravene ikke er oppfylt

Dersom krav til komprimeringskontroll ikke er oppfylt, skal ytterligere komprimering utføres og kontrolleres på ny.

Kontroll av	Kvalitetskrav til	Kontrollomfang			
		Pr. mengde-enhet	Minimum antall prøver		Dokumentasjon
			H, S	A	
Utsprengt berg					
- Klassifisering	Materialtype ¹⁾	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
- Komprimering	Antall passeringer, krav optimaliseres ut fra setningsnivellelement (Figur 256.3, kap. 520.133)	Hvert lag	V		Loggbok ⁵⁾
Friksjonsmasser Grovkornige					
- Klassifisering	Jordartsbestemmelse ²⁾	Hvert lag 10 000 m ³	V 1 ²⁾	V 1 ²⁾	Loggbok ⁵⁾ Analyse- resultat
- Komprimering	Antall passeringer (Figur 256.3)	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
Friksjonsmasser Selvdrenerende					
- Klassifisering	Jordartsbestemmelse ²⁾	Hvert lag 10 000 m ³	V 1 ²⁾	V 1 ²⁾	Loggbok ⁵⁾ Analyse- resultat
- Komprimering	Ved oppstart: Densitet (Figur 203.3) Ved drift: Antall passeringer	Ved start Hvert lag	1 V	1 V	Analyse- resultat Loggbok ⁵⁾
Silt, leire og leirig morene					
- Klassifisering	Jordartsbestemmelse ³⁾ ⁶⁾	2000 m ³	1	V	Analyse- resultat
- Komprimering	Densitet Lagtykkelse 20 cm	Hvert lag Hvert lag	1 ⁴⁾ 1	1 ⁴⁾ 1	Måleresultat Måleresultat

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg

V Visuell kontroll (hvert lag pr. 150 m fyllingslengde)

¹⁾ For berg: Blokkstørrelse, petrografi (visse bergarter)

²⁾ For friksjonsmasser: Korngradering, humusinnhold og vanninnhold: Minst en prøve pr. fylling og for hver 10 000 m³

³⁾ For silt/leire: Vanninnhold, plastisitet og korngradering: Minst en prøve pr. fylling og for hver 2000 m³, ved fet leire kan prøveomfanget reduseres.

⁴⁾ 5 doble avlesninger med isotopmåler (Troxler)

⁵⁾ Loggbok skal inneholde følgende: Dato utført arbeid evt. Klokkeslett, sted, lag nr., lagtykkelse, materialtype, utført komprimeringsarbeid, evt. prøvetaking, signatur av utførende/kontrollerende og merknadsfelt

⁶⁾ Angitt volum gjelder pam³ (prosjektert anbrakte masser)

Figur 2-0- 19 Kontrollomfang for fyllinger

Plassering i fylling	Dimensjonerende krav	Densitetsmålinger 5 prøver eller flere		Densitetsmålinger Mindre enn 5 prøver SP
		Middelverdi	Enkeltverdi	Enkeltverdi SP
	SP	SP	SP	
0 – 3 m under traubunn	97 %	Min. 98 %	Min. 93 %	Min. 96 %
Dypere enn 3 m under traubunn	95 %	Min. 96 %	Min. 91 %	Min. 94 %

Figur 2-0- 20 Krav til densitet for friksjonsmasser i fylling (andel av Standard Proctor SP)

Vegtype	Hoved- og samleveger (H, S)		Andre veger (A, G/S)	
Toleranse	Enkeltverdi	Middelverdi	Enkeltverdi	Middelverdi
Høyde (traubunn/ planum på løsmasse)				
- Maks.	+ 40 mm ¹⁾	+ 20 mm	+ 60 mm ¹⁾	+ 30 mm
- Min.	- 40 mm ¹⁾	- 30 mm	- 60 mm ¹⁾	- 50 mm
Høyde (traubunn/ planum på stein- fylling/bergskjæring)				
- Maks.	+ 100 mm ¹⁾	+ 30 mm	+ 100 mm ¹⁾	+ 30 mm
- Min.	- 100 mm ¹⁾	- 30 mm	- 100 mm ¹⁾	- 50 mm
Bredde ²⁾				
- Maks.	+ 100 mm		+ 100 mm	
- Min.	± 0 mm		± 0 mm	
Skråning ³⁾				
	± 150 mm ⁴⁾		± 150 mm	
	± 300 mm ⁵⁾			

1) Gjelder enkeltpunkter i tverrprofilet

2) Horisontalt avvik fra de prosjekterte ytterbegrensningene

3) Gjelder jordskråninger

4) Gjelder for skråninger 0-5 m under traubunn

5) Gjelder for skråninger > 5 m under traubunn

Figur 2-0- 21 Toleranser for geometriske krav til planum (mm) pr. 500 m tofelts ev. 1000 m enfelts veg

Ved ujevne resultater skal kontrollen intensiveres og tiltak vurderes.

Når det gjelder fyllmassene skal det foretas avviksbehandling i henhold til kapittel 03 i Håndbok 018 dersom prøver av massene viser at gjeldende krav ikke er tilfredsstillt.

2.0.14 DOKUMENTASJON AV UTFØRT KVALITET

For dokumentasjon av utført kvalitet bør følgende registreres (minimumsdokumentasjon):

- forundersøkelser av betydning for framtidige forhold
- hvor det er grunnforsterket og type forsterkning/utførelse
- utkilinger, dybde/lengde
- representative kvalitetsdata fra store fyllinger
- materialkvalitet
- komprimering (middelverdier)
- spesielle løsninger/forhold

2.0.15 SETNINGER

Setningsforskjeller på langs og på tvers av vegbanen bør ikke overstige kravene gitt nedenfor i punkt 2.0.15.1 og 2.0.15.2 innenfor overbygningens dimensjoneringsperiode (normalt 20 år).

Justering av veghøyde bør ikke forutsettes innenfor dimensjoneringsperioden om ikke totalkostnaden, inkludert kostnader for nivåjustering, blir redusert.

I vegens lengderetning gjenspeiler setningskravet komfort. Høyere krav kan stilles ut fra estetiske eller driftstekniske grunner (overvannssystem e.l.). På tvers av vegen gjenspeiler kravet trafiksikkerhet.

Vegens over- og underbygning skal utformes med hensyn på setninger slik at forutsatte dreneringsforhold for overbygningen opprettholdes, og at høydetoleranser ellers er oppfylt.

Ved plankryssinger fastsettes krav til setningsforskjeller etter særskilt vurdering.

Det skal tas hensyn til setninger både i undergrunnen og i fyllinger.

Verifisering av at kravene er oppfylt skal skje i henhold til kapittel 2.0.15.3.

2.0.15.1 Setninger på langs

Største tillatte setningsforskjell Δ_s i vegbanen på strekningen L er:

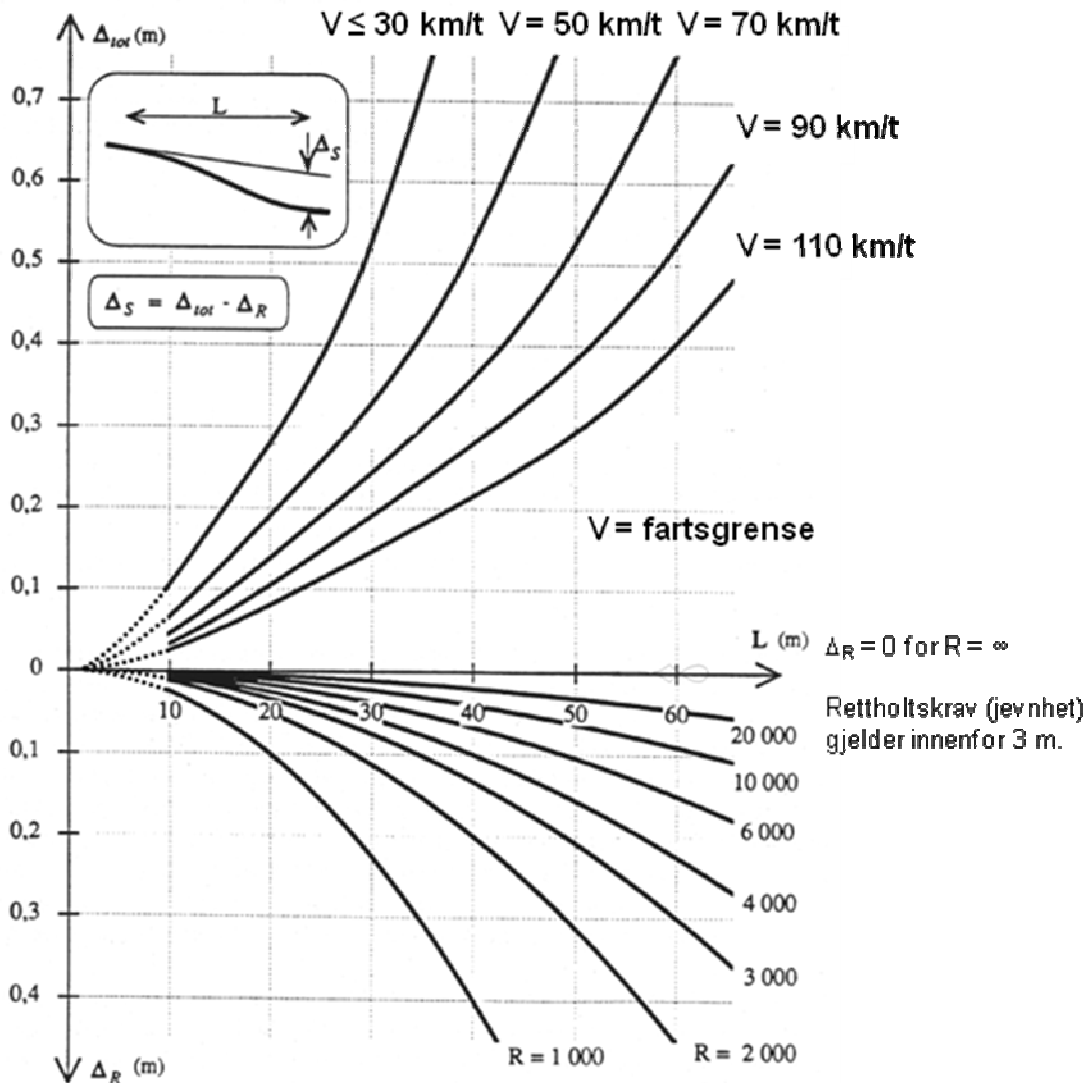
$$\Delta_s = \Delta_{tot} - \Delta_R$$

der:

L er avstand i lengderetning hvor setningsforskjellen måles, angitt i meter

R er vertikalradius, angitt i meter

Størrelsen på Δ_{tot} og Δ_R framgår av Figur 2-0- 22. V i figuren tilsvarer fartsgrense i henhold til Håndbok 017 Veg- og gateutforming (Ref. 1).



Figur 2-0- 22 Største tillatte setningsforskjell Δ_s på strekningen L

2.0.15.2 Setninger på tvers

Største tillatte tverrfallsavvik på grunn av setninger er 1,0 prosent (prosentenhet). Ved bruer er tillatt tverrfallsavvik null (0) i direkte tilknytning til brua og øker lineært til 1,0 prosent innenfor en overgangsstrekning som er:

- 30 m ved fartsgrense 50 – 70 km/t
- 50 m ved fartsgrense 90 – 110 km/t

2.0.15.3 Verifisering

Verifisering av setningskravene skal skje ved beregning av setninger og tidsforløp hvor det tas hensyn til kryptsetninger. Det skal tas hensyn til hvordan spenningsendringer og deformasjoner påvirker jordens egenskaper og geometrien.

Alternativt kan setningsberegningene skje ved forenklet metode dersom denne kalibreres til en metode som tar hensyn til krypt (sekundærsetninger).

Det er normalt ikke nødvendig å ta hensyn til kryp ved

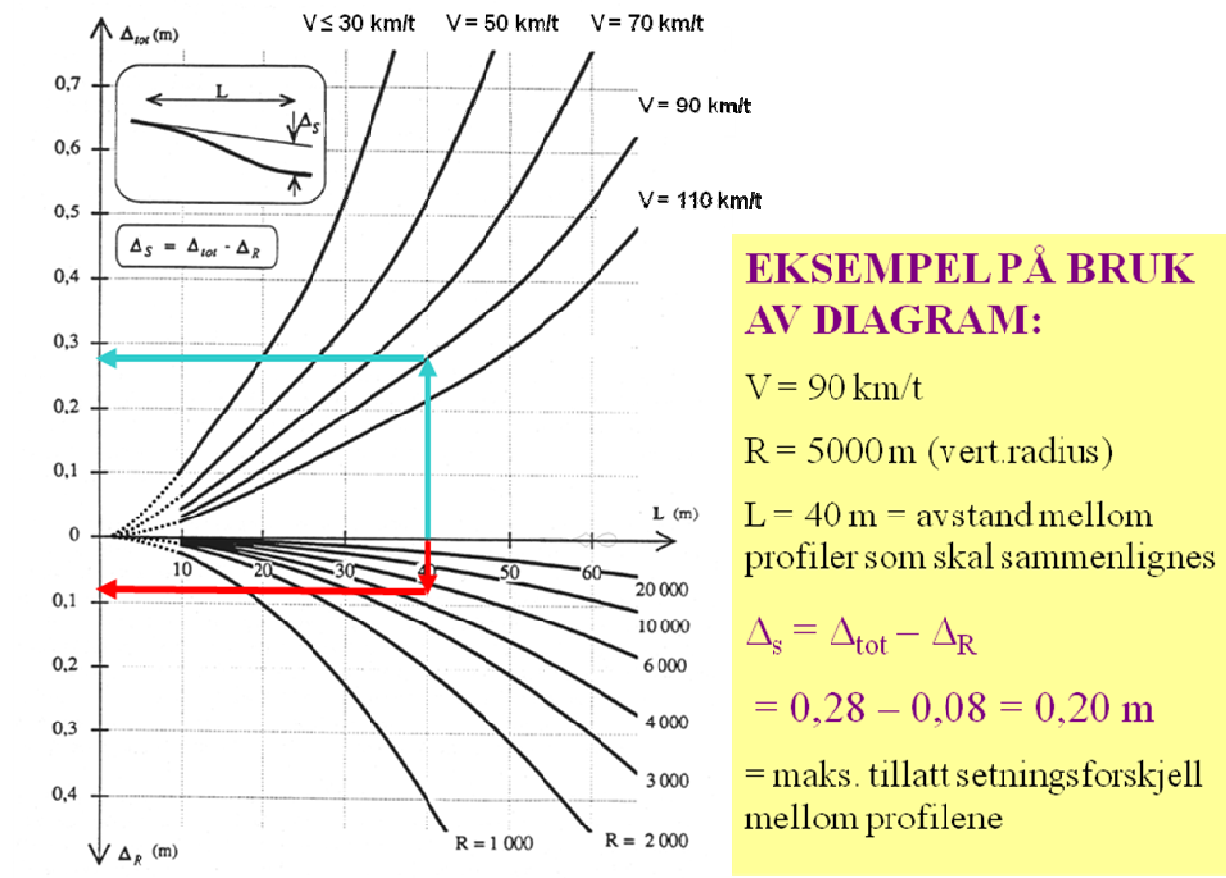
- selvdrenerende jord
- belastningsnivå mindre enn 80 % av forkonsolideringsspenningen

Setningsmålinger skal gjøres med slik målenøyaktighet, frekvens og over så lang tid at restsetningene kan bestemmes med tilfredsstillende nøyaktighet. Belastningsendringer skal dokumenteres. Ved bestemmelse av gjenværende setningsforløp gjennom måling skal det tas hensyn til evt. teles innvirkning på målt setning.

I mange tilfeller er den mest hensiktsmessige verifiseringsmetode beregninger komplettert med oppfølging av setningsutvikling.

2.0.15.4 Eksempel på beregning av tillatt setningsforskjell

Eksempel på anvendelse av kravene i Figur 2-0- 22 er vist på Figur 2-0- 23. Fartsgrensen for aktuell veg er her satt til $V = 90$ km/t og vertikal radius på angjeldende sted $R = 5000$ m. Avstanden mellom profiler hvor setningene skal sammenlignes er $L = 40$ m. Verdien av Δ_{tot} finnes fra den øvre del av diagrammet ved å gå opp fra $L = 40$ m til kurven for $V = 90$ km/t hvor verdien for Δ_{tot} kan leses av $\Delta_{tot} = 0,28$. Tilsvarende finnes Δ_R fra nedre del av diagrammet ved å gå ned fra $L = 40$ til kurve for $R = 5000$ m (interpoleres mellom kurvene) og Δ_R kan leses av $\Delta_R = 0,08$. Største tillatte setningsforskjell mellom de valgte profilene kan da beregnes til $\Delta_s = \Delta_{tot} - \Delta_R = 0,28 - 0,08 = 0,2$ m



Figur 2-0- 23 Eksempel på bruk av diagrammene i Figur 2-0- 22.

2.0.16 VINTERARBEID

Frosne jordmasser skal ikke legges i fyllinger.

Det er likevel mulig å bygge vegfyllinger av jord også om vinteren, så lenge lufttemperaturen ikke er lavere enn ca. -5°C og det ikke er nedbør. En må derfor normalt være forberedt på å fjerne masser som har frosset ved opphold i utleggingen.

Det frarådes å bygge store jord(leir)fyllinger vinterstid. Med store menes i denne sammenheng fyllinger med høyde på over 4 m eller volum på over 5000 m^3 .

Jordfyllingsarbeider vinterstid er teknisk vanskelige arbeider som krever innsikt og erfaring. Det er nødvendig med god driftsplanlegging og kontinuitet i framdriften, god oppfølging og dokumentasjon av kontrollarbeidet.

Det vil være gunstig å benytte seg av tele i vinterhalvåret ved utkjøring av f.eks. bløte masser som legges utenfor selve veglinja. Ved utkjøring av bløte masser til motfylling/deponi, må det bygges demninger nedstrøms, som en fastere del av deponiet. Normalt vil dette være en steinjete.

Det er kostnads- og kvalitetsmessig ofte en fordel å legge overvanns-/drenssystemet før forsterkningslaget legges ut. Slikt arbeid medfører anleggskjøring på traubunn, og kan med fordel utføres i vinterhalvåret på frosset traubunn.

Utlegging av forsterkningslag av sprengt stein kan i noen tilfeller være riktig å utføre vinterstid. Det forutsettes da at snø og is er fjernet fra trauet. Slik utlegging av forsterkningslag er gunstig der trauet har liten bæreevne i sommersesongen. Ved å utnytte telen i trauet ved utlegging av forsterkningslag, reduseres faren for langsgående deformasjoner som hindrer avrenning i trauet og dermed lavere bæreevne på sikt. Det forutsettes at bærelaget ikke legges før telen er borte.

2.0.17 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Veg- og gateutforming, Håndbok 017, Vegdirektoratet, Oslo 1993
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/017/index.htm>
- (2) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (3) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (4) Statens vegvesen, Styring av utbyggingsprosjekter, Håndbok 151, 2000 (erstatte tidligere håndbøker; 130, 143, 148 og 155)
- (5) Statens vegvesen, Rekkverk; Håndbok 231. Oslo 2003
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/231/231%20portal/index.stm>
- (6) NS 3480, Geoteknisk prosjektering, fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider, Norges standardiseringsforbund, 1988
- (7) Vassdrags- og Energidirektoratet, Vassdragshåndboka, Håndbok i forbygningsteknikk og vassdragsmiljø, Tapir forlag, Trondheim 1998.
http://www.nve.no/modules/module_109/publisher_view_product.asp?iEntityId=9815
- (8) Kystverket – Moloer, Kystdirektoratet, Oslo/Trondheim, mars 2000.
- (9) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger. Internrapport nr. 817, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976
- (10) Bjørn Wivestad, Bolsøybrua; Geoteknisk sluttrapport. Rapport nr. 41, Statens vegvesen, Møre og Romsdal. Molde 1992.
- (11) SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk: Spesifikasjon for filtrerende geotekstiler til Statens vegvesens Håndbok 018, revidert utgave. Rapport nr. STF22 F03171, Trondheim 2004.
- (12) Statens vegvesen, Støttemurer, Håndbok 275, Vegdirektoratet, Oslo 2008.
- (13) Statens vegvesen, Prosjekteringsregler for bruer, Håndbok 185, Vegdirektoratet, Oslo 2008.

2.1 FYLLINGER AV SILT, SAND OG GRUS

2.1.1	GENERELT	25
2.1.2	FYLLINGER AV SAND OG GRUS.....	25
2.1.2.1	Brukbarhet av masser	25
2.1.2.2	Skråningshelning	26
2.1.2.3	Utlekking	26
2.1.2.4	Komprimering	27
2.1.3	FYLLINGER AV MELLOMJORDARTER.....	27
2.1.3.1	Brukbarhet av masser	27
2.1.3.2	Skråningshelning	28
2.1.3.3	Utlekking	28
2.1.3.4	Komprimering	29
2.1.4	KONTROLL OG OPPFØLGING	29
2.1.5	REFERANSER.....	29

2.1.1 GENERELT

I dette kapittelet behandles fyllinger bygget opp av naturlig dannede masser som silt, sand og grus. Massene kan deles i to grupper, grov sand/grus og mellomjordarter.

Grov sand/grus er masser med utpregede friksjonsegenskaper, og omtalen dekker dermed også velgraderte morenemasser med lite innhold av finstoff. Leirholdige morenemasser er behandlet i kapittel 2.2. Med mellomjordarter menes materialer i området fra fin silt til middels sand.

2.1.2 FYLLINGER AV SAND OG GRUS

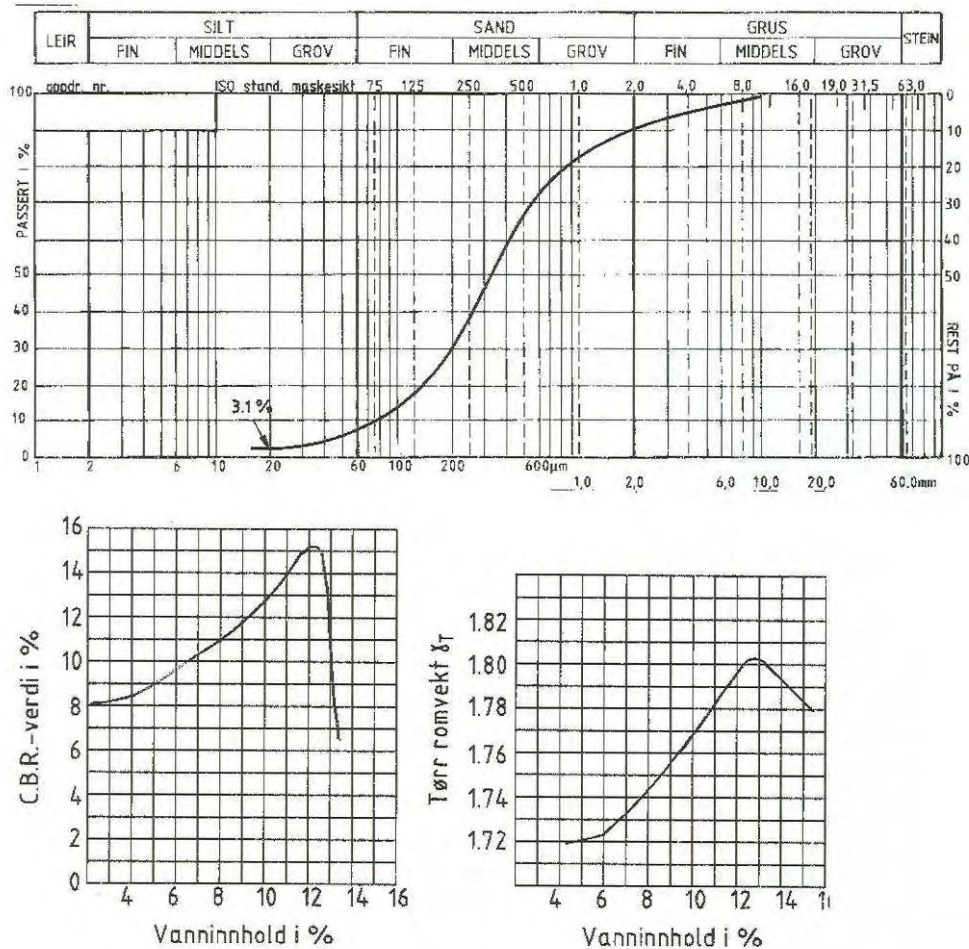
2.1.2.1 Brukbarhet av masser

Massene har utpregede friksjonsegenskaper, dvs. at det ikke er sterke bindingskrefter mellom mineralkornene i ubelastet tilstand (lav attraksjon a). Videre er massene karakterisert ved at de er så permeable at det ikke bygges opp poretrykk i dem ved hurtige belastninger, f.eks. ved utlegging og komprimering.

Ved bedømmelse av massenes brukbarhet til vegfyllinger må vanninnhold og korngradering tillegges størst vekt. Av hensyn til permeabiliteten bør maks. 8 % av massen være mindre enn 0.075 mm. Vanninnholdet bør i utgangspunktet ikke ligge over ca. 15 % av tørrvekt. Humusinnholdet skal ikke overstige 3 %.

En mer detaljert vurdering må knyttes til komprimeringsforsøk på representative prøver av massene. Laboratorieforsøk basert på CBR-målinger og Standard Proctorforsøk, se (ref. 6), har vist at ikke telefarlige sandige/grusige materialer har maksimal bæreevne ved optimalt vanninnhold. Høyere vanninnhold gir bare liten reduksjon.

Når finstoffinnholdet øker, endres egenskapene. Litt telefarlige sandige/grusige materialer får redusert bæreevne når vanninnholdet overstiger det optimale, se eksempel i Figur 2-1- 1.



Figur 2-1- 1 Eksempel på Standard Proctor og CBR-verdier for litt telefarlig sand. (Etter Rolf Eirum (ref 6).)

2.1.2.2 Skråningshelning

Bratteste skråningshelning for fyllinger av sand og grus skal være 1:1,5, se Figur 2-0- 8.

Hensyn til erosjon tilsier ofte at skråningen bør legges med slakere helning. For ensgraderte masser ($C_u < 5$) øker erosjonsfaren vesentlig, og disse bør ikke legges ut med skråningshelning brattere enn 1:2 uten at det foretas erosjonssikring. For ensgraderte masser bør det normalt benyttes sikringstiltak i overflaten.

Behov for rekkverk kan unngås ved utslaking av skråningene. Krav til rekkverk i forhold til skråningshelning og fyllingshøyde er gitt i håndbok 231; Rekkverk (ref. 4).

Utslaking kan for eksempel gjøres ved å legge ut vrakmasser utenpå den ordinære fyllings-skråningen. Helning på utslaket skråning må avpasses til vrakmassenes egenskaper.

2.1.2.3 Utlegging

Fyllinger skal legges ut og komprimeres slik at det ikke oppstår uakseptable egensetninger etter byggetiden, og slik at man oppnår størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning.

Sand- og grusmasser legges ut lagvis med doser, i lag på 0,2 - 0,6 m tykkelse etter komprimering.

For tørre masser med vanninnhold vesentlig lavere enn optimalt w_{opt} , benyttes liten lagtykkelse; 0,2 - 0,3 m. For mer fuktige masser med vanninnhold nær w_{opt} benyttes lagtykkelser på 0,3 - 0,5 m for sand og grus, og inntil 0,6 m for grovere masser (steinrik grus).

For utlegging av tørre masser lettes komprimeringsarbeidet vesentlig med vanning.

2.1.2.4 Komprimering

Dimensjonerende krav til komprimering er 97 % Standard Proctor for de øverste 3 m av fyllingen, og 95 % Standard Proctor under dette nivået. Mer detaljerte krav er gitt i Figur 2-0-20.

Krav til komprimering og utstyr er gitt i Figur 2-0-12.

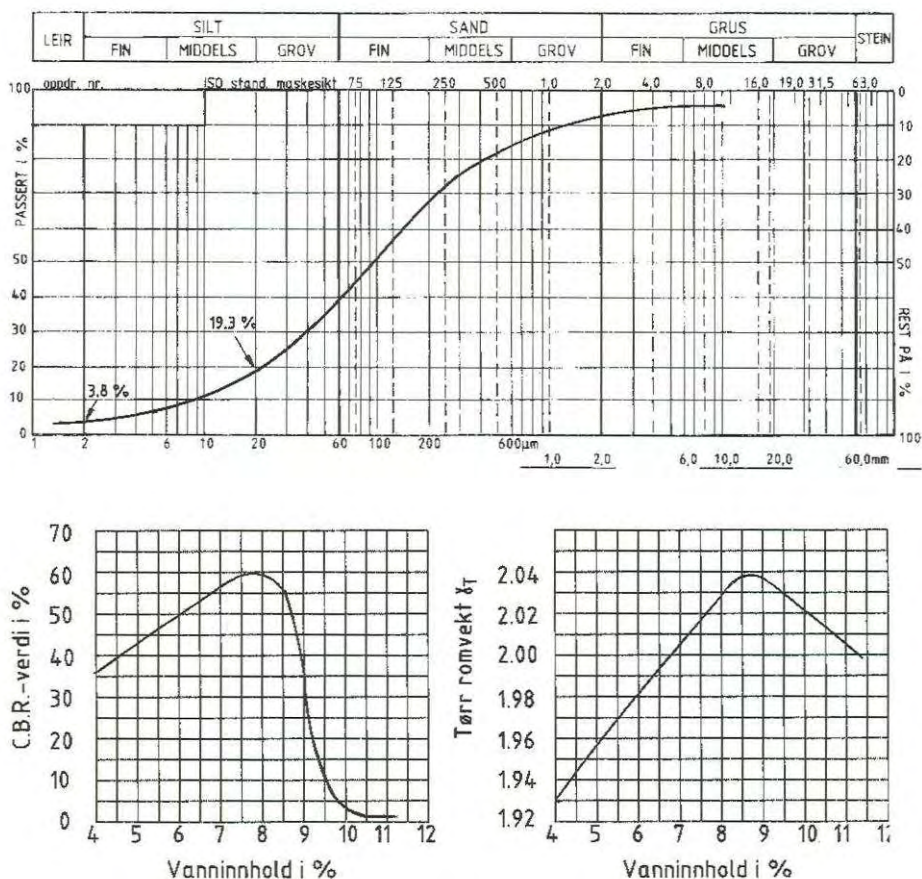
2.1.3 FYLLINGER AV MELLOMJORDARTER

2.1.3.1 Brukbarhet av masser

Mellomjordartene i området fin silt til middels sand har verken utpregede kohesjons- eller friksjonsegenskaper, men en sammenblanding av disse. Ved utgraving er ofte massene lette å ha med å gjøre, mens det ved utlegging og påfølgende komprimering kan vise seg nesten umulig å trafikkere overflaten. Det virker som om bæreevnen nesten blir borte, og komprimering fører ofte til at hele området blir «dissete».

Mellomjordartene er karakterisert ved at permeabiliteten er høy nok til kapillær transport av vann, og lav nok til at vann ikke kan slippe vekk under kortvarige belastninger. Dette har avgjørende betydning i praktisk bruk av massene. Under statisk belastning vil massene dreneres ganske hurtig, mens en dynamisk påkjenning fra komprimeringsutstyr eller vanlige anleggsmaskiner vil resultere i en økning av poretrykket i massene og elastiske deformasjoner.

For mellomjordartene må vanninnholdet tillegges stor vekt. Undersøkelser, se (ref. 5), viser at man allerede ved optimalt vanninnhold har en lavere bæreevne enn når vanninnholdet er lavere enn det optimale. Øker vanninnholdet bare noen prosent over det optimale, synker bæreevnen sterkt. Se eksempelet i Figur 2-1-1.



Figur 2-1-2 Eksempel på Standard Proctor- og CBR-verdier for en mellom jordart. (Etter Rolf Eirum (ref 6).)

2.1.3.2 Skråningshelning

For mellomjordartene finsand og silt er bratteste tillatte skråningshelning 1: 2, se Figur 2-0-8. Av hensyn til erosjonsfare og stabilitet av fyllingen vil det ofte være aktuelt å benytte slakere helninger eller at det foretas erosjonssikring.

Hensyn til rekkverksbehov kan også tilsi valg av slakere helning, se håndbok 231; Rekkverk (ref. 4).

2.1.3.3 Utlegging

Massene legges ut lagvis med hjullaster / doser, i lag på 0,2 m tykkelse etter komprimering.

For valg av riktig framgangsmåte og utstyr kan det være aktuelt å utføre en prøvutlegging for å sammenligne med laboratorieresultatene.

Ved utlegging av steinholdige masser (morene) skal stein som er større enn halve lagtykkelsen sorteres ut i forbindelse med uttak av massene, eller ved mottak på fyllingen.

2.1.3.4 Komprimering

Dimensjonerende krav til komprimering er 97 % Standard Proctor for de øverste 3 m av fyllingen, og 95 % Standard Proctor under dette nivået. For flere detaljer se Figur 2-0- 20.

Krav til komprimering og utstyr er gitt i Figur 2-0- 12.

Bruk av vibrerende utstyr til komprimering av bløte masser frarådes. Se; Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger (ref. 5). Erfaringer har vist at bruk av gummihjulutstyr kan være svært effektivt ved komprimering i «tørre» mellomjordarter.

2.1.4 KONTROLL OG OPPFØLGING

Massenes brukbarhet skal være vurdert på forhånd. For å fange opp variasjoner i massekvalitet og utførelse er det nødvendig med kontroll og oppfølging. Minimum kontrollomfang er angitt i avsnitt 2.0.13. Krav og toleranser for komprimering er gitt i Figur 2-0- 20.

Kontrollen skal også omfatte lagtykkelser og skråningshelning. Dersom det er vanskelig å overholde krav til lagtykkelser, kan flising være et nyttig hjelpemiddel, det vises til kapittel 2.2.7.

2.1.5 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Statens vegvesen, Laboratorieundersøkelser, Håndbok 014. Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/014/>
- (3) Statens vegvesen, Feltundersøkelser. Håndbok 015. Oslo 1984.
- (4) Statens vegvesen, Rekkverk; Håndbok 231. Oslo 2003
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/231/231%20portal/index.stm>
- (5) Håvard Ostlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger.
Intern rapport nr.817, Veglaboratoriet. Oslo 1976
- (6) Rolf Eirum, Jordarters vannørnfintlighet - orienterende undersøkelse av forholdet vanninnhold / bæreevne. Intern rapport nr. 512, Veglaboratoriet. Oslo 1973.

2.2 FYLLINGER AV LEIRE

2.2.1	PLANLEGGING	30
2.2.2	BRUKBARHET AV MASSER.....	30
2.2.2.1	Massetyper	30
2.2.2.3	Leirig morene.....	36
2.2.3	FORARBEIDER.....	37
2.2.4	UTLEGGING	37
2.2.4.1	Lagtykkelser.....	37
2.2.4.3	Komprimering	39
2.2.5	GEOMETRI.....	39
2.2.6	VALG AV MASKINER	40
2.2.6.1	Leire med stor bæreevne.....	41
2.2.6.2	Leire med middels bæreevne	42
2.2.6.3	Leire med lav bæreevne.....	42
2.2.7	KONTROLL OG OPPFØLGING	43
2.2.7.1	Materialer.....	43
2.2.7.2	Lagtykkelser.....	43
2.2.7.3	Komprimering	44
2.2.7.4	Poretrykk.....	44
2.2.8	VÆRFORHOLD.....	44
2.2.9	OVERBYGNING	45
2.2.10	REFERANSER	45

2.2.1 PLANLEGGING

Leirfyllinger må dimensjoneres og utføres slik at krav til sikkerhet mot utglidning er tatt vare på, og at setningene kan aksepteres ut fra kravet til vegstandard og kjørekomfort.

Planlegging av leirfyllinger må utføres av personell med solide kunnskaper innenfor fagfeltet geoteknikk. I planleggingsfasen er det nødvendig med et nært samarbeid mellom geoteknisk saksbehandler, vegplanlegger og byggeleder for at kvalitetskravene skal bli oppfylt. Dette gjelder for alle elementene i leirfyllingen, så som eventuelle bekkelukninger, drenering, massetyper, oppbygging, skråningshelninger, stabilitet og setninger.

2.2.2 BRUKBARHET AV MASSER

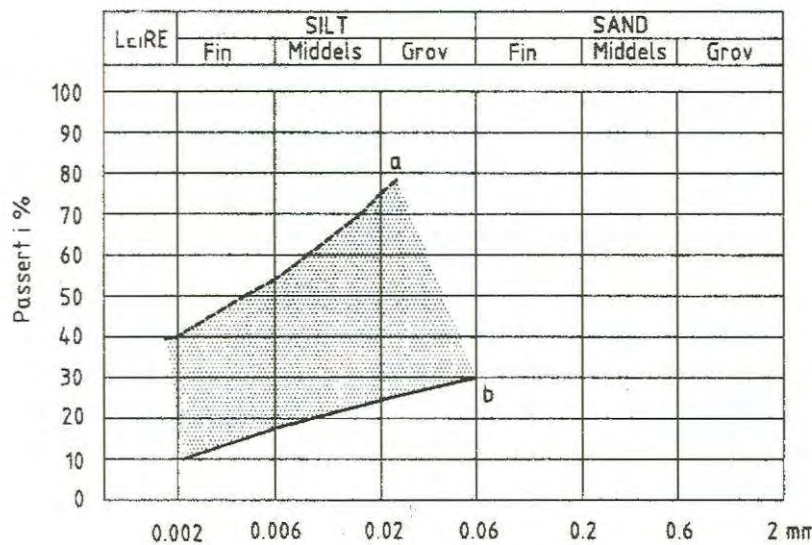
2.2.2.1 Massetyper

Fyllmassenes egenskaper undersøkes på prøver som tas opp mens massene ligger urørt i bakken. Prøvene analyseres og resultatene tegnes opp i borprofil og kornfordelingskurver. Ut i fra dette kan en bedømme om massene er egnet til oppbygging av fyllinger.

De viktigste kriteriene ved bedømmelsen er vanninnhold og korngradering og til en viss grad skjærstyrke og sensitivitet.

Til oppbygging av leirfyllinger er det aktuelt å bruke leirig silt, siltig leire eller leire. På figur 2.1 angir det skraverte feltet variasjonsområdet som en har erfaring fra når det gjelder

oppbygging av leirfyllinger.



Figur 2-2- 1 Erfaringsområde for kornfordeling av leire til vegfyllinger

Et materiales bæreevne er en sentral faktor når det gjelder brukbarhet. Materialene må kunne bære utstyret som brukes til utlegging og komprimering, slik at overflaten blir jevn og tett. Rett etter utlegging er materialene minst bæredyktige på grunn av at de har lav og ujevn densitet. Etter hvert som densiteten øker med komprimeringen, øker også bæreevnen.

2.2.2.2 Leire

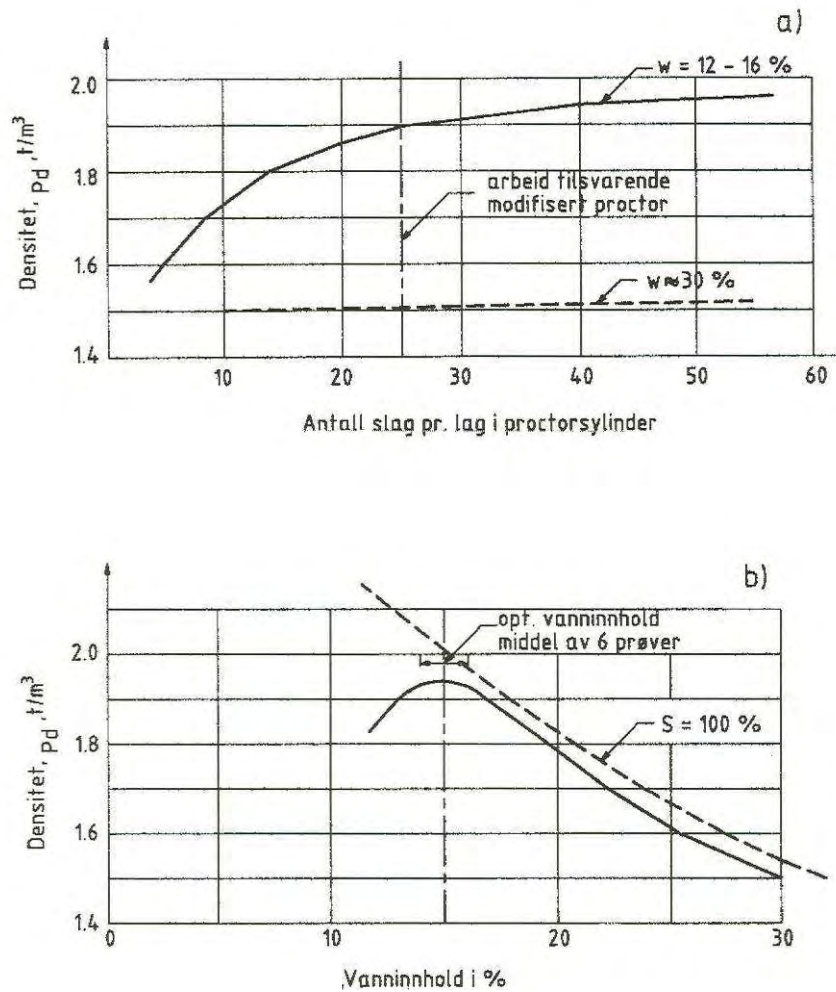
Den delen av tørrskorpeleira som har et naturlig vanninnhold mindre enn 30 % av tørrvekt, kan normalt brukes til vegfyllinger her i landet. Typisk variasjonsområde er 15-30 % for masser med leirinnhold 10-40 %. Skjærstyrken bør være over 50 kPa for uomrørt og over 10 kPa for omrørt tilstand.

Det meste av den leira som kan brukes til oppbygging av vegfyllinger, kan klassifiseres som tørrskorpeleire. Denne leira finnes i topplaget over annen leire. Vanligvis har slik leire en noe lysere farge (brunaktig) og er tørrere enn leire fra større dybder. Tørrskorpeleira er karakterisert ved at uttørking og kjemiske forandringer har endret de opprinnelige egenskapene slik at skjærstyrken er øket betraktelig og vanninnholdet har sunket.

Tørrskorpeleire er tørr og oppsprukket og gir vanligvis ingen problemer ved utgraving og transport. Mellomlagring må likevel unngås, nettopp fordi den er oppsprukket og åpen, og lett fylles med regn- og overflatevann. Vanninnholdet kan raskt bli så høyt at den vil være ubrukelig til vegfylling.

Ved begrenset bruk (planlagt eller tilfeldig) av noe bløtere masser enn vanlig/ønskelig, kan det kompenseres ved å blande inn tørrere masser evt. sand for å rette opp fyllingen der bæreevnen blir for liten og spordannelsen for stor.

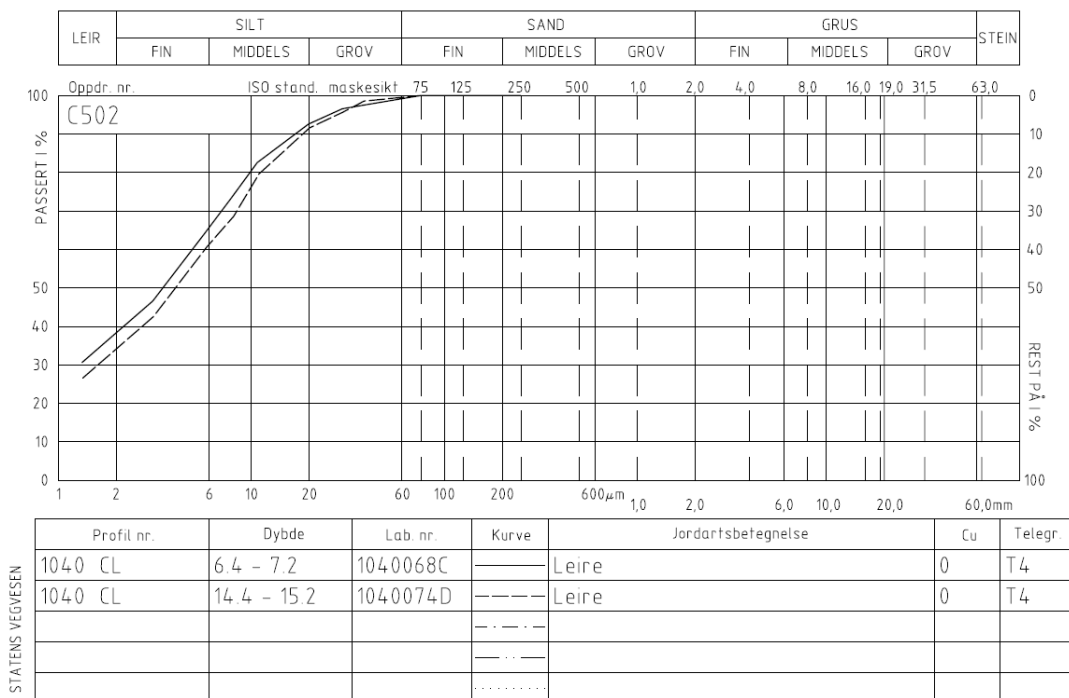
Figur 2-2- 2 viser resultat av komprimeringsforsøk på leire. Figur 2-2- 2 b) er resultat av et vanlig Proctorforsøk som viser at optimalt vanninnhold ligger på ca. 15 %. Figur 2-2- 2 a) viser hvordan densiteten øker når en øker komprimeringsarbeidet. Forsøket er utført i Proctorsylinder. Komprimeringsarbeidet er økt ved å øke antall slag pr. lag ved innbyggingen. Når vanninnholdet er 12 - 16 % (ca. optimalt vanninnhold) øker densiteten med økende komprimeringsarbeid. Når vanninnholdet er 30 % er densiteten tilnærmet konstant, selv om komprimeringsarbeidet øker.



Figur 2-2- 2 Proctorforsøk på leirprøver

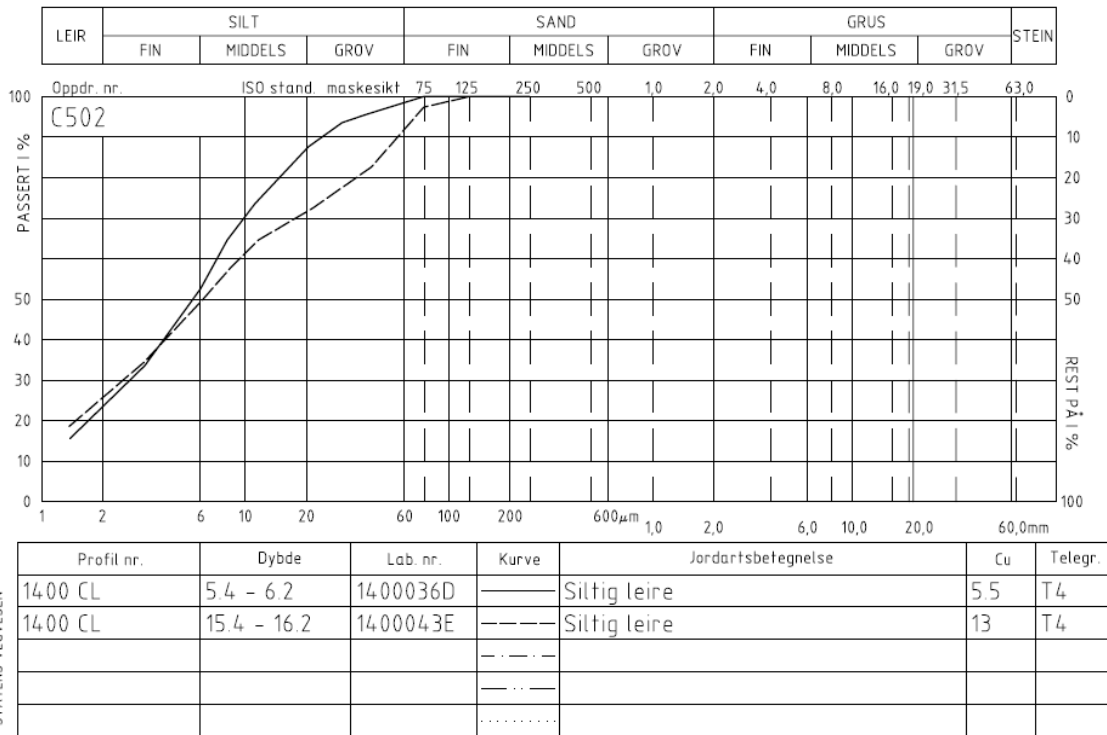
Leire med vanninnhold 20 % eller lavere kan være vanskelig å komprimere. Det vises forøvrig til punkt 2.2.6.1. Noen eksempler på bedømming av brukbarhet av leire til vegfyllinger er vist på Figur 2-2- 3 - Figur 2-2- 6.

Oppdr.nr.: C502		Prosjekt: Rv120 Eltonåsen – Eiksvad bru												
Prøveserie: 1040 CL		Analyseår: 1972												
		Prøvetaker: NGI 54 mm												
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ kN/m ³	S _t	Skjærstyrke kN/m ²					Gl. %	
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1														
2	Leirig silt	63				20.4	4							
3	Leirig silt	64				20.3	17							
4	Leirig silt	65				19.9	31							
5	Leirig silt	66				20.4	22							
6	Leirig silt	67				19.3	56							
7	Leire kvikk	68				20.4								
8	Leirig silt kvikk	69				21.4	52							
9	Leirig silt	70				19.5								
10	Leirig silt	71				18.7								
11														
12	Leirig silt	72				19.5	64							
13														
14	Leirig silt	73				19.7	23							
15	Leire	74				19.7	28							



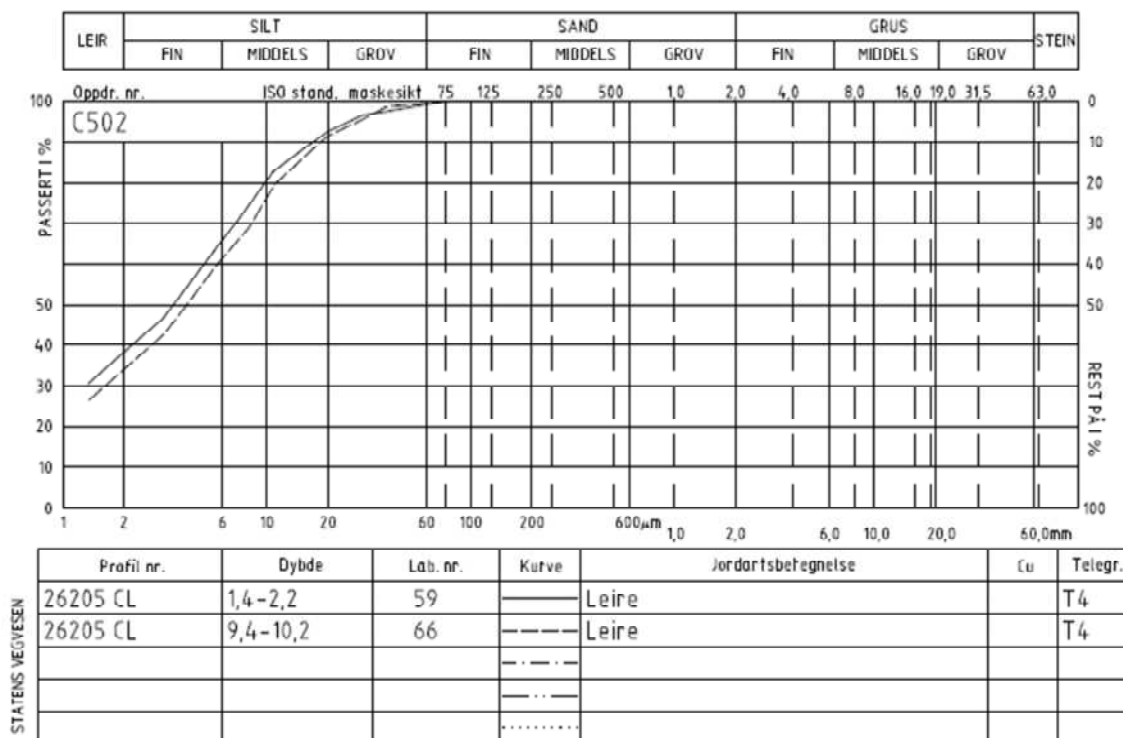
Figur 2-2- 3 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Selv om vanninnholdet er mindre enn 30 % ned til ca. 5m dybde er det et markert sprang i både uomrørt og omrørt skjærstyrke ved 2,5m dybde. Sensitivitet og omrørt skjærstyrke tilsier kvikkleire i 4m dybde. Nedre grense for brukbare masser til vegfyllinger settes her til 2.5m dybde.

Oppdr.nr.: C502		Prosjekt: Rv120 Eltonåsen - Eiksvad bru												
Prøveserie: 14.00 CL		Analyseår: 1990												
		Prøvetaker: NGL 54 mm												
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ kN/m ³	S _t	Skjærstyrke kN/m ²					Gl. %	
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1														
2	Leirig silt	32				19.3	3							
3	Leirig silt	33				20.5	3							
4	Siltig leire	34				20.1	4							117
5	Siltig leire	35				19.8	13							
6	Siltig leire	36				19.7	9							
7	Siltig leire	37				19.3	8							
8	Siltig leire	38				19.5	13							
9	Siltig leire	39				19.7	11							
10	Siltig leire	40				20.0	8							
11														
12	Siltig leire	41				19.8	11							
13														
14	Siltig leire	42				20.5	18							
15														
16	Siltig leire	43				20.8	19							
17														



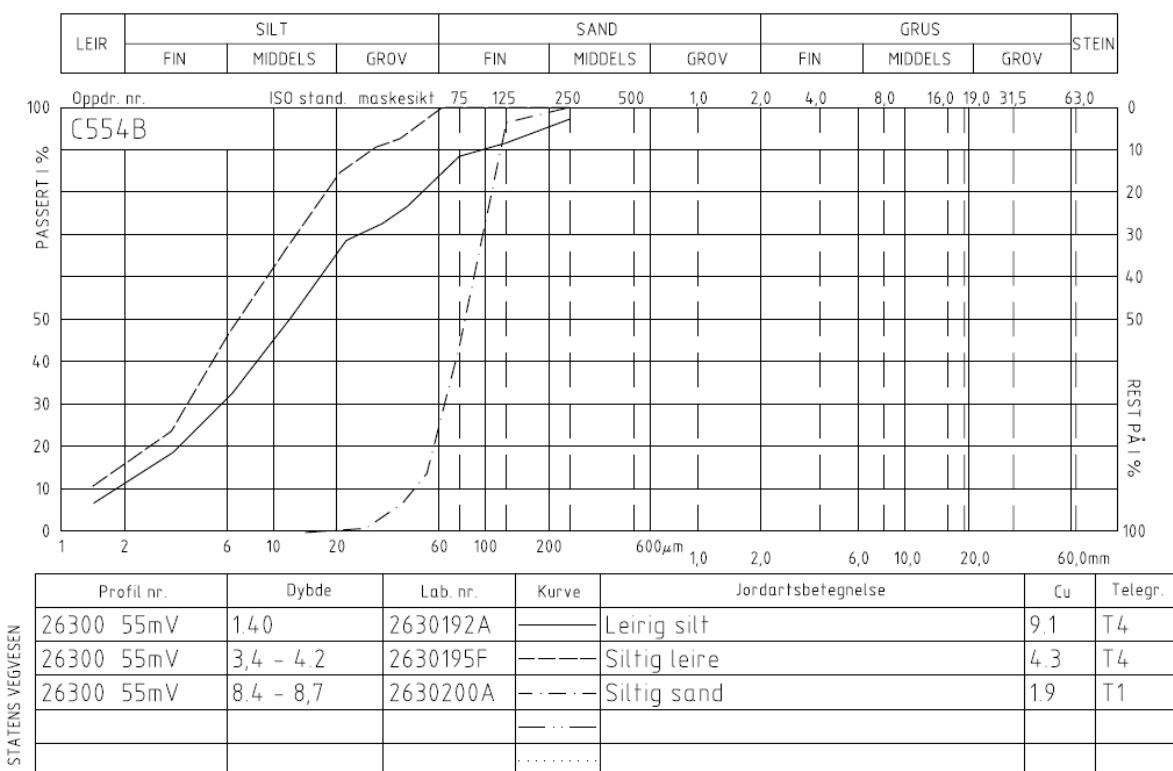
Figur 2-2- 4 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Også her er vanninnholdet mindre enn 30 % ned til ca. 6m dybde, og det er ingen markerte sprang i skjærstyrken. For at leira skal kunne klassifiseres som tørrskorpeleire, bør skjærstyrken ligge over ca. 50 kPa. Nedre grense for brukbare masser settes derfor her til 4m dybde.

Oppdr.nr.: C502		Prosjekt: Rv120 Eltonåsen–Eiksvad bru												
Prøveserie: 26205 CL		Analyseår: 1990												
		Prøvetaker: NGI 54 mm												
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ kN/m ³	St	Skjærstyrke kN/m ²					Gl. %	
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	Sand - Grus	58				20,1								
2	Leirig silt	59				19,6	6							
3	Leirig silt	60				19,4	23							
4	Leirig silt	61				19,2	7							
5	Leirig silt	62				19,7	10							
6	Leirig silt	63				20,1	7							
7	Leirig silt	64				19,6	7							
8														
9	Leire	65				19,3	2							
10	Leire	66				18,9	5							
11														
12	Leire	67				19,7	7							
13														
14	Leire	68				20,1	10							



Figur 2-2- 5 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Ved ca. 2,5m dybde er det en klar økning i vanninnholdet. Selv om skjærstyrken videre er akseptabel, vil vanninnholdet være for stort til at massene kan brukes til oppbygging av vegfyllinger. Nedre grense settes da til 2m dybde.

Oppdr nr.: C554B		Prosjekt: Ev6 Langeland		Prøvetaker: NGL 54mm										
Prøveserie: 26300 55mV		Analyseår: 1976												
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ kN/m ³	St	Skjærstyrke kN/m ²					Gl. %	
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	Leirig sandig silt	192												
2	Siltig leire	193				20.2	2							
3	Leirig silt	194				19.8	8							
4	Siltig leire	195				19.3	13							
5	Leirig silt	196				19.3	13							
6	Leirig silt	197				19.3	13							
7	Leirig silt	198				19.5	11							
8	Leirig silt	199				19.4	13							
	Siltig sand	200				16.3								



Figur 2-2- 6 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Ved 3,5m dybde øker vanninnholdet til over 30 %, samtidig som det er en klar reduksjon i skjærstyrken. Grensen for brukbare masser settes til 3,5m (markert med 1. på borprofil). Ut fra skjærstyrken kan det likevel ved gunstige værforhold (tørt og varmt) være mulig å bruke massene ned til ca. 5m dybde (markert med 2. på borprofil).

2.2.2.3 Leirig morene

Dette er masser med innhold av både leire, silt, sand og grus, dvs. velgraderte materialer. Pga. siltinnholdet kan de ofte ha en oppførsel som er lik mellomjordartene. Med andre ord veldig faste å grave ut, men problematiske å legge ut og komprimere. De er også svært vannømfintlige. Ved vurdering av brukbarhet bør de vurderes som leire og behandles deretter.

2.2.3 FORARBEIDER

Når det gjelder matjord og rensk henvises det til kapittel 2.0.

Der leirfyllinger skal bygges over eksisterende bekker og elver, må dette vannet tas vare på. Vannet kan enten ledes utenfor fyllingsområdet eller det kan ledes inn i tette rør som legges i grøfter/bekkeleie under fyllinga. Dette vannet må ikke komme inn i fyllinga på grunn av faren for utvasking og oppbløting som kan føre til utglidninger.

Det må videre sikres at vann fra grøfter eller ovenforliggende terreng ikke permanent kan renne inn i eller under fyllinga.

Der vannmengden (overvann) ikke er for stor, kan vannet midlertidig ledes inn i «pukkstrenger» som legges under vegfyllinga. Pukkstrengene må pakkes inn i fiberduk for å hindre inntrenging av finstoff. Slike pukkstrenger kan også nyttes som anleggsveger. Av praktiske årsaker, bl. a. bæreevne, bør strengene være min. 70 - 80 cm tykke og 4 - 5 m brede.

Grunnvann kan også tas vare på permanent ved å legge ut pukk, i strenger eller tepper (20 - 30 cm tykke), med forbindelse ned til pukkstreng i bekkeleiet.

2.2.4 UTLEGGING

2.2.4.1 Lagtykkelser

Ved utlegging av leirfyllinger skal massene legges ut lagvis i 20 cm tykke lag ferdig komprimert (ref. 1).

En forutsetning for at slike masser skal kunne benyttes til vegfyllinger, er at massene blir komprimert til en slik tetthet at de får en tilstrekkelig fasthet og derved sikkerhet mot utglidninger. Leira lar seg komprimere når den legges ut i 20 cm tykke lag. Tykkere lag lar seg ikke komprimere godt nok i dybden.

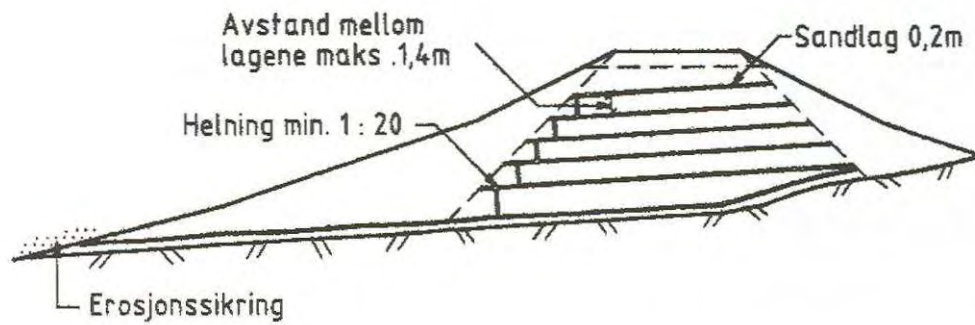
2.2.4.2 Sandlag

Det skal legges inn 20 cm tykke sandlag for hver 1,4 m med leire. Dette gjelder for leirfyllinger med høyde over 3 m (fra terreng til traubunn). Med høyde lavere enn 3 m kan sandlagene sløyfes.

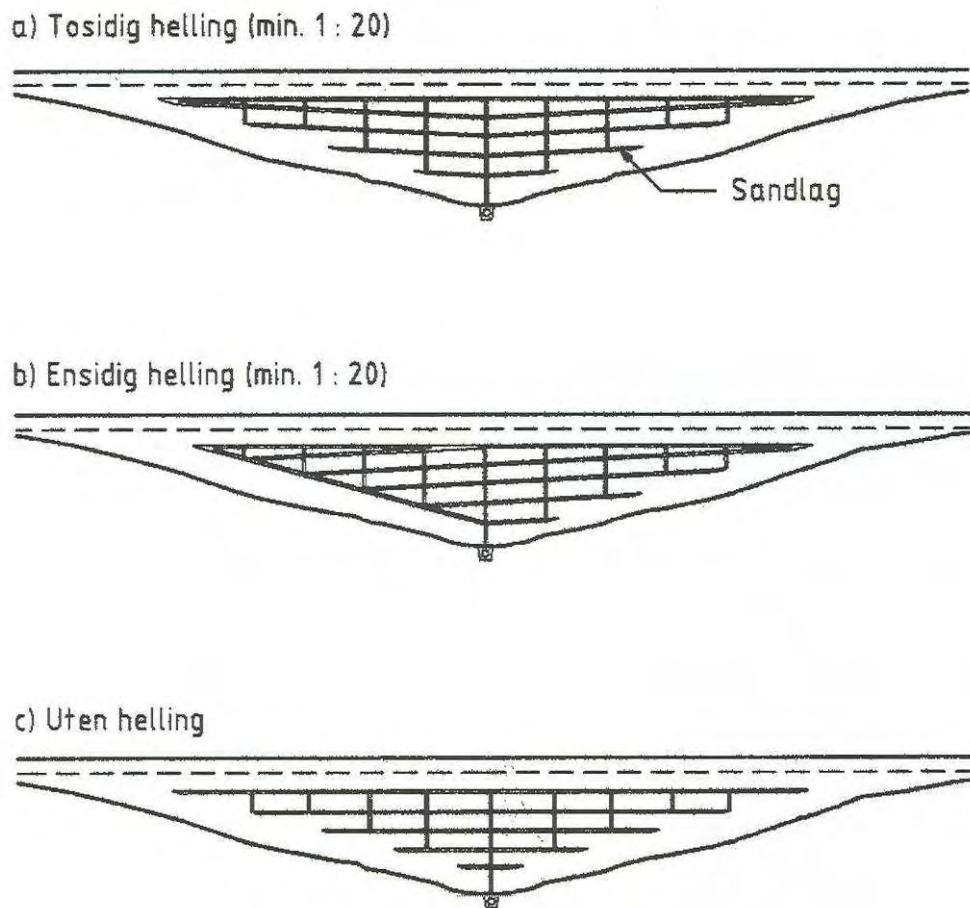
Sandlagene forbindes vertikalt med sandsøyler for hver 5 m, eventuelt med langsgående grøfter. Hullene / grøftene graves opp med gravemaskin, og fylles igjen med sand sammen med utlegging av neste sandlag. Det nederste sandlaget må ha god forbindelse til et drenerør eller en pukkstreng under fyllinga, slik at det fra dreneringsystemet av sandlag er fritt avløp ut av fyllingsområdet.

Det forutsettes at massene i sandlaget har en telefarlighetsgrad tilsvarende T2 eller bedre, dvs. maks. 12 % < 0,02 mm av materiale < 19 mm.

Prinsippskisse for vegfylling av tørrskorpeleire med drenerende sandlag er vist på Figur 2-2- 7 og Figur 2-2- 8.



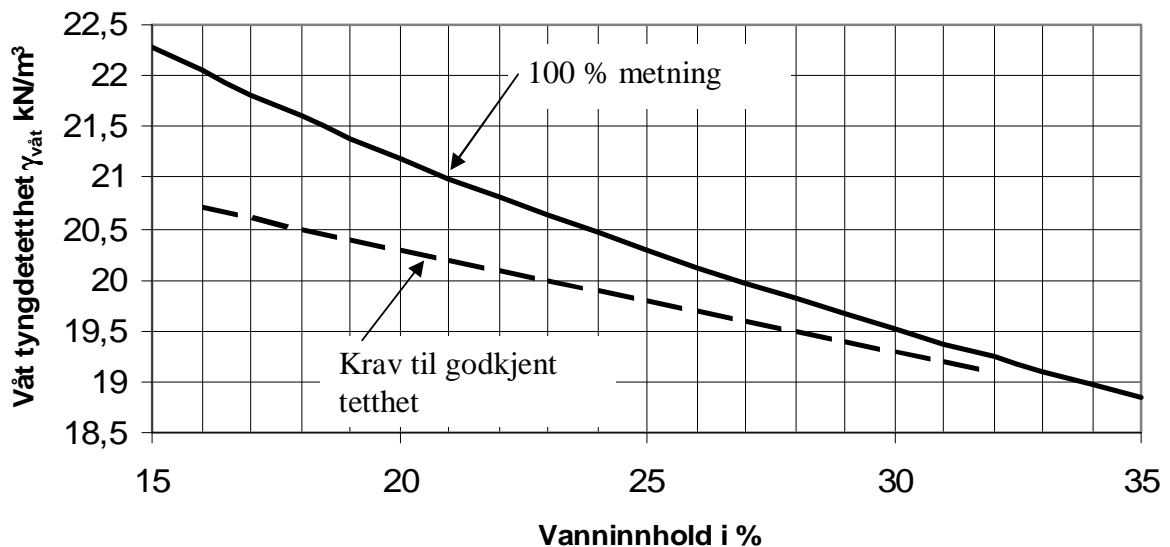
Figur 2-2- 7 Prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag. Tverrprofil.



Figur 2-2- 8 Prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag. Lengdeprofil.

2.2.4.3 Komprimering

Hvert leirlag skal komprimeres tilstrekkelig til at klumper knuses og en får en homogen masse med minst mulig luftinnhold. Det er målt densitet som gir uttrykk for komprimeringsgraden. Akseptabel våt densitet varierer med vanninnholdet, som det framgår av kravet til våt densitet i Figur 2-2- 9.



Figur 2-2- 9 Eksempel på krav til komprimering av leire, kurvene gjelder materiale med korndensitet $\rho_s = 2,73\text{g/cm}^3$

Eksemplet på en godkjenningsskurve er basert på erfaringer med leire fra Romerike i Akershus med leirinnhold 15 - 30 %. Kurven vil variere ut fra stedlige forhold.

Lokale forhold kan gjøre det nødvendig å endre godkjenningsskurven ved å utføre komprimeringsforsøk på stedlig leire.

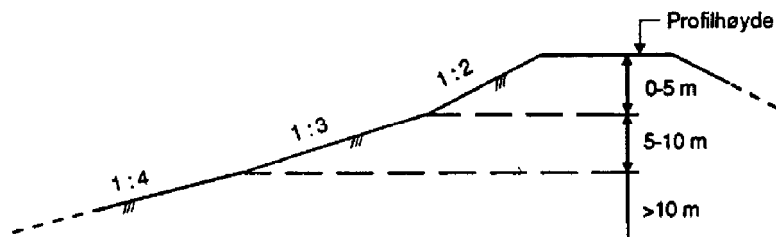
2.2.5 GEOMETRI

Ut fra beregninger og erfaringer bygd på omfattende målinger av densitet, vanninnhold, poretrykk og spenninger i ferdigbygde fyllinger er det fastsatt hvordan fyllingene skal utformes geometrisk (ref. 1).

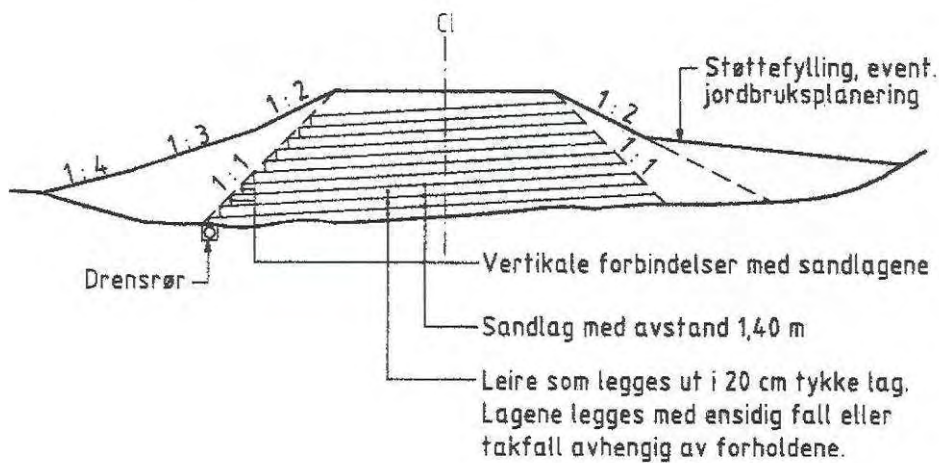
På Figur 2-2- 7 er utformingen vist i tverrprofil.

På Figur 2-2- 8 er geometrien vist med innlagte sandlag.

Av anleggstekniske årsaker, for å lette avrenningen av regnvann, skal leire- og sandlagene legges med ensidig fall, helning 1 :20 (5 %), eventuelt også med fall i lengderetningen.



Figur 2-2- 10 Tverrprofil av leirfylling



Figur 2-2- 11 Tverrprofil med drenerende sandlag

2.2.6 VALG AV MASKINER

På Figur 2-2- 12 er det vist i tabell en anbefaling til valg av maskiner avhengig av materialenes egenskaper.

w %	s _u kPa	tri- aks ¹⁾ s _u kPa	MASKINTYPER				MERKNADER
			UTTAK	TRAN- SPORT	UTLEGGING	KOMPRI- MERING	
20	250	180	Tung doser >50t	Doser	Doser	Tung hjulmaskin over 30t	Vanskelig å oppnå høy nok densitet
23	110	120	Doser 30-50 t	Doser	Doser	Middels hjulmaskin 15-30 t	Tung doser kan ofte brukes til komprimering
26	60	30	Doser 15-30 t	Doser ²⁾ Dumper Lastebil	Doser ²⁾ LGP	Doser helst > 30 t ²⁾ >20t	Fare for spordannelser
30	20	10	Gravemaskin	Dumper Lastebil	Doser <20tLGP	Doser <20 t ²⁾ LGP	Fare for meget store spordannelser ²⁾ Evt. motfylling
> 30	10	-	Gravemaskin	Dumper Lastebil	Kan ikke brukes i vegfylling Evt. til motfylling		Kan bare trafikkeres med de letteste LGP dosere ²⁾ på tele eller etter uttørking

1) Gjelder komprimerte masser

2) Gjelder for sensitiv leire

Figur 2-2- 12 Anbefaling av maskinvalg avhengig av leirmaterialenes egenskaper.

2.2.6.1 Leire med stor bæreevne

Vanninnholdet ligger vanligvis i nærheten av eller under det optimale vanninnhold for massene, i området 15-20 % av tørrvekt. Skjærstyrken vil ligge over 120 kN/m². Slike leirer vil være så faste at de kan trafikkeres med lastebiler/dumpere med fulle lass uten noen vanskeligheter.

Slike leirer kan tas ut med doser eller gravemaskin. Massene kan transporteres med lastebiler/dumpere, eller med dosere ved korte (200 - 400 m) transportlengder.

Utlegging av slike faste leirer (20 cm lagtykkelse ferdig komprimert) må utføres med dosere. Tungt utstyr (50 - 70 tonn) er vanligvis en fordel.

Med slike masser er det komprimeringsarbeidet som kan føre til problemer. Dette skyldes at leira er så fast at den er vanskelig å knuse ned, og komprimering med dosere gir ikke god nok komprimering uansett hvor tungt utstyr som brukes. Etter komprimering vil massene inneholde store mengder luft som senere gir plass til vann. Over tid vil dette føre til oppbløting og nedsatt fasthet/bæreevne.

Tørre og faste leirer kan best komprimeres med store hjullastere eller med fullastede

dumpere. Gummihjulsutstyr gir også en tett og jevn overflate som gir god vannavrenning. Komprimeringen må utføres slik at hele overflaten (på hvert leirlag) blir dekket av hjulspor, om nødvendig med kjøring i begge retninger i forhold til veglinja. Komprimeringskontroll avgjør når komprimeringen er god nok. Ujevnheter kan lett rettes opp med dosere før videre komprimering.

Sauefotvalser eller vibrovalser er absolutt uegnet i slike masser.

2.2.6.2 Leire med middels bæreevne

Leire med middels bæreevne er karakterisert ved et vanninnhold noe over det optimale, og en tom lastebil/dumper kan kjøre på slike masser med noe spordannelser. Vanninnholdet i slik leire vil ligge på 20 - 25 % av tørrvekt, og skjærstyrken vil ligge i området 60 - 120 kN/m².

Uttak av slike masser kan gjøres med doser eller gravemaskin. Massene kan transporteres med lastebil/dumper eller med doser ved kortere (200 - 400 m) transportlengder.

Utlegging og komprimering kan utføres med doser med vekt fra ca 30 tonn og oppover. Slikt utstyr gir vanligvis gode resultater med hensyn til komprimeringen.

Komprimering med gummihjulsutstyr kan også gå greit, men problemer med spordannelser kan nå begynne å melde seg. Dype spor er tegn på at utstyret er for tungt eller har for høyt marktrykk.

Ved bruk av dosere anbefales det at disse utstyres med belter med trekantprofil på gripplattene. Dette profilet gjør at det i mindre grad blir revet løs leirstykker, og følgelig ikke så lett gir anledning til opptak av vann i overflaten.

2.2.6.3 Leire med lav bæreevne

Leire med lav bæreevne er ofte karakterisert ved mørkere farge, og vanninnholdet er mer enn 25-30 % (ofte i området 1,2 - 1,3 x plastisitetsgrensen). Skjærstyrken vil ligge i området 20 - 60 kN/m². En tom lastebil kan ikke komme fram på grunn av spordannelser. Slik leire bør håndteres forsiktig i alle operasjoner og ikke rotes unødige opp, da dette vil redusere bæreevnen betydelig.

Uttak av slike masser kan gjøres med doser, men vanskeligheter kan oppstå ganske snart med store spordannelser og unødig omrøring av massene. Alternativet er da å ta ut massene med gravemaskin og videre opplasting på lastebil/-dumper. Bruk av gravemaskin bør også vurderes ut fra hensynet til at det da er enklere, og også mer påkrevet, å skille brukbare fra ubrukbare masser.

Transport over slike masser krever spesielle transportveger, da leira har for lav bæreevne til at den vil tåle belastninger fra lastebiler eller dumpere.

Leirmassene må tippes ved enden av fyllingene, og det må regnes med å benytte små dosere - 20 tonn eller mindre, med lavt marktrykk (LGP) - både til utlegging og komprimering av massene. Når slik leire legges ut i lag, vil som regel komprimeringen bli tilfredsstillende når det beltes over tett i tett. Kontroll av densiteten må påvise at komprimeringen er tilfredsstillende.

2.2.7 KONTROLL OG OPPFØLGING

2.2.7.1 Materialer

På forhånd skal det tas prøver av massene som er tenkt brukt til leirfyllinger. Prøvene må analyseres for å bestemme korngradering, vanninnhold, konsistensgrenser og skjærstyrke. Prøveomfanget må tilpasses de stedlige variasjonene i grunnforholdene (korngraderingene).

Ut fra vanninnholdet er det satt opp krav til våt densitet, som tidligere vist på Figur 2-2- 9. Det gjøres oppmerksom på at disse vanninnholdsverdiene er fra analyser på tørkede leirprøver (i laboratoriet), og ikke fra isotopmålinger (i felt), jfr. pkt. 2.2.7.3.

Vanninnhold målt med isotopmålinger (f.eks. Troxler o.l.) (ref 4) gir høyere verdier enn målte verdier fra tørkede leirprøver i laboratoriet. I tillegg til fritt vann mellom leirpartiklene, kommer også det vannet som er kjemisk bundet til partiklene, med i verdiene fra isotopmålingene.

Ved utlegging av fyllinger skal det tas nye prøver, av de massene som legges ut, for å få fram kornfordelingskurver og vanninnhold. Disse skal sammenholdes med de tidligere utførte analysene på prøver fra massetakene. Kravene til minimum prøveomfang er vist i tabell Figur 2-2- 12, for leire og leirig morene.

KONTROLL AV	KVALITETSKRAV TIL	KONTROLLOMFANG				
		pr. mengde-enhet *	Minimum antall prøver			Tilsyn
			H	S	A	
Klassifisering	Korngradering Vanninnhold Plastisitet	2000 m ³	1	1	V	Kontinuerlig
Komprimering	Pørøsitet	Hvert lag	1	1	1	Kontinuerlig

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg

V = visuell kontroll

*= hvert lag skal måles, også fyllinger < 1000 m³

1 komprimeringsprøve = 5 doble avlesninger med isotopmåler (Troxler)

Figur 2-2- 13 Minimum kontrollomfang ved oppbygging av fyllinger, leire og leirig morene.

2.2.7.2 Lagtykkelser

Massene skal legges ut lagvis med komprimering for hvert lag til maksimalt 20 cm tykkelse ferdig komprimert. For at lagtykkelsen skal kunne dokumenteres er det nødvendig at hvert lag følges opp med nivellement eller ved bruk av laser. Det kan brukes totalstasjon eller GPS.

De drenerende sandlagene som legges ut skal ha en tykkelse på 20 cm. Det må kontrolleres at lagene kommer der de skal, at alle sandlag har forbindelse nedover og ut av fyllinga, slik at overskuddsvann kan renne ut.

Ellers er visuell kontroll en viktig del av kontrollarbeidet. Fyllingene skal bygges opp jevnt, i full bredde med riktig fall og det skal være god orden på de ulike arbeidsoperasjonene. Det siste er ofte den beste garanti for at resultatet av arbeidet skal bli tilfredsstillende.

2.2.7.3 Komprimering

Hvert leirlag skal komprimeres til krav til godkjent tetthet er oppnådd, se Figur 2-2- 9. Komprimeringskontrollen utføres ved å måle tettheten (våt densitet) på de utlagte leirlagene ved hjelp av isotopmåler. Denne metoden gir resultatene med en gang, og eventuell ekstra komprimering kan utføres umiddelbart og ingen tid går tapt.

Kontrollen skal utføres og dokumenteres med min. 5 målinger for hvert lag eller pr. 2000 m³, se Figur 2-2- 13.

Eventuell justering av nødvendig komprimeringsarbeid må vurderes ut fra vanninnholdet målt på tørkede leirprøver fra før og etter utlegging/komprimering. Måling av vanninnhold med isotopmåler gir høyere verdier og kan ikke benyttes som sammenligningsgrunnlag.

2.2.7.4 Poretrykk

Poretrykk i komprimert leire er et resultat av vanninnhold, komprimering og belastning. Ved høye vanninnhold, dvs. godt over det optimale, vil ofte økningen i poretrykk tilsvare økningen i belastning, dvs. vekten av nye leirlag, som plasseres over. Ved lavere vanninnhold, rundt det optimale eller lavere, vil ikke tilleggsbelastninger gi en tilsvarende økning i poretrykk.

Skjærstyrken/fastheten i leirfyllinger (og andre løsmasser) er avhengig av størrelsen på poretrykket. Lave poretrykk gir høy skjærstyrke, og høye poretrykk gir lav skjærstyrke. Sikkerheten mot utglidning av fyllinger er videre avhengig av skjærstyrken.

Dette fører da til at utviklingen av poretrykk i leirfyllinger er avgjørende for sikkerheten mot utglidninger.

Ved f.eks. heldøgnsdrift på fyllinger kan oppbyggingen gå så raskt at poretrykket overstiger en grenseverdi som fører til utglidning av fyllinga.

Ved store leirfyllinger (høyde > 10m) er det derfor ofte nødvendig med målinger av poretrykkene mens fyllingsarbeidet pågår. De målte verdiene må så sammenlignes med de maksimumsverdiene som stabilitetsberegninger viser er akseptable.

2.2.8 VÆRFORHOLD

Utlegging av leirfyllinger skal normalt utføres i sommerhalvåret under våre klimatiske forhold (se Kap. 2.0.16). Masser som inneholder snø og is eller tele skal ikke brukes i fyllinger. Sesongen for leirfyllingsarbeider begrenses derfor vanligvis til perioden fra ca. mai til ca september, men må tilpasses lokale forhold.

Masser som beskrevet i kapittel 2.2.2. blir lett påvirket av vann. Ved høye leirinnhold er massene tette, og vanninntrengingen begrenses da til en sone nær overflaten på fyllingene. Ved lavere leirinnhold er massene mer åpne, og vanninntrengingen blir da dypere.

Ved regnvær blir massene sleipe og oppbløtte, og fyllingsarbeidene må da innstilles. Etter et regnvær vil det ta en viss tid før overflaten er såpass opptørket at arbeidene kan fortsette. For å redusere denne perioden er det viktig at fyllinga hele tiden har et relativt jevnt tverrfall som letter avrenningen av regnvannet. Når det er meldt regn, bør fyllinga kjøres over med glattvals for å få en glattere overflate som letter avrenningen ytterligere. Dette bør også gjøres hvis fyllinga skal stå urørt en tid, f.eks. over helgen.

Oppbløtte lag i fyllingene vil kunne danne glidesjikt med fare for utglidninger. For å unngå dette, må oppbløtte masser dozes ut av fyllingene før videre oppfylling fortsetter. Slik fjerning av masser kan også medvirke til tidligere oppstart etter regnvær. Eventuelt kan en også vente til laget tørker.

Værforholdene har også innvirkning på bæreevnen til slike masser som er beskrevet, spesielt de med lavere leirinnhold. I høstmånedene med lavere temperaturer vil fordampingen bli vesentlig mindre, og senere opptørking og lavere bæreevne vil da ofte skape problemer på fyllingene. Det er da viktig at størrelsen på anleggsmaskinene tilpasses forholdene. Store maskiner gir oftest lave enhetspriser, men dette fører ofte til konflikter med hensyn til kvalitetskravene på fyllingene. Dype spor, dypere enn 10 cm, skal ikke aksepteres på ferdig komprimerte lag i fyllingene.

For å rette opp ujevne leirfyllinger vil innlegging av et ekstra sandlag kunne løse problemene med lav bæreevne.

Forhold relatert til vinterarbeid er nærmere beskrevet i Kap. 2.0.16

2.2.9 OVERBYGNING

På grunn av setninger er det en fordel at forsterkningslaget legges ut snarest etter at leirfyllinga er lagt ut. Dette fremskynder setningsforløpet i og under leirfyllinga og sikrer en bedre kvalitet på ferdig veg.

Når en starter med utlegging av overbygning, skal traubunn (planum) være telefri.

2.2.10 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Håvard Østlid, Geotekniske forhold ved bruk av tørrskorpeleire i veg fylling. Internrapport nr. 683, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976
- (3) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av leirfyllinger. Internrapport nr.817, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976.
- (4) Håvard Østlid, Vegfyllinger bygget opp av tørrskorpeleire; Praktiske anvisninger. Internrapport nr. 818, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1978.
- (5) Håvard Østlid, Kurs i bygging av leirfyllinger. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1982
- (6) Håvard Østlid, Planeringsarbeider. NIF - kurs. Oslo 1982.
- (7) N. Rygg, Høye fyllinger av leire. Innlegg ved geoteknikkdagen. Oslo 1978.
- (8) Håvard Østlid, Behaviour of compacted dry crust marin clay in road embanlanents. Dr.Ing. 1978
- (9) Svein Sønju, Ola Håvard Hole, Irene Fredheim; Erfaringsrapport E 16 Veien – Nymoen, Laboratorieserien Rapport nr. 58, Vegdirektoratet mars 1994.

2.3 FYLLINGER AV SPRENGT STEIN

2.3.1	PLANLEGGING	46
2.3.1.1	Grunnforhold.....	46
2.3.1.2	Sikringstiltak	47
2.3.1.3	Fyllingsmaterialet.....	47
2.3.1.4	Fyllingsskråninger	48
2.3.1.5	Miljøkonsekvenser	49
2.3.2	VEGFYLLING PÅ LAND.....	50
2.3.2.1	Geometri	50
2.3.2.2	Utlegging	50
2.3.2.3	Setninger	51
2.3.3	FYLLINGSHODE FOR BRUFUNDAMENTER PÅ LAND	51
2.3.3.1	Direkte sålefundamentering	51
2.3.3.2	Skjærstyrke	52
2.3.3.3	Plassering av såle	52
2.3.3.4	Bæreevneberegninger	53
2.3.3.5	Rensk	54
2.3.3.7	Utlegging	54
2.3.3.8	Forbelastning/setninger	55
2.3.3.9	Pelefundamentering.....	56
2.3.4	FYLLING I VANN/SJØ	57
2.3.4.1	Fyllingsmaterialer.....	57
2.3.4.2	Fyllingsgeometri.....	57
2.3.4.3	Utlegging	58
2.3.4.4	Fortrengning.....	58
2.3.4.5	Sprengning	59
2.3.4.6	Plassering av sprengladninger.....	61
2.3.4.7	Skade på fisk	61
2.3.5	FYLLING FOR BRUFUNDAMENTER I VANN/SJØ	62
2.3.5.1	Fyllingsgeometri.....	62
2.3.5.2	Utlegging	63
2.3.5.3	Forbelastning/setninger	64
2.3.5.4	Dypkomprimering	64
2.3.6	KONTROLL OG OPPFØLGING	64
2.3.7	REFERANSER.....	66

2.3.1 PLANLEGGING

2.3.1.1 Grunnforhold

Det må utføres grunnundersøkelser som gir tilfredsstillende grunnlag for å bedømme fyllingene med hensyn til stabilitet, setninger og erosjon. Det vises til kapittel 2.0 Innledning.

Også når det gjelder fyllinger i vann/sjø må geotekniske vurderinger av stabilitet og setninger dokumenteres på vanlig måte.

2.3.1.2 Sikringstiltak

For steinfyllinger kan spesielle sikringstiltak være nødvendig i tillegg til generelle sikringstiltak.

Det vises til kapittel 2.0 når det gjelder generelle krav til: rensk, fyllingsfot, fortanning og filterlag (gruspute). Det vises videre til kapittel 3 når det gjelder generell erosjonssikring.



Figur 2-3- 1 Dersom grunnen består av erosjonsømfintlige materialer (silt - sand) kan det være nødvendig å sikre grunnen mot erosjon med lag av grov grus/pukk på fiberduk for å hindre utvasking av masser fra skråningen inn i fyllingen. (Foto: Nils Rygg, Veglaboratoriet).

2.3.1.3 Fyllingsmaterialet

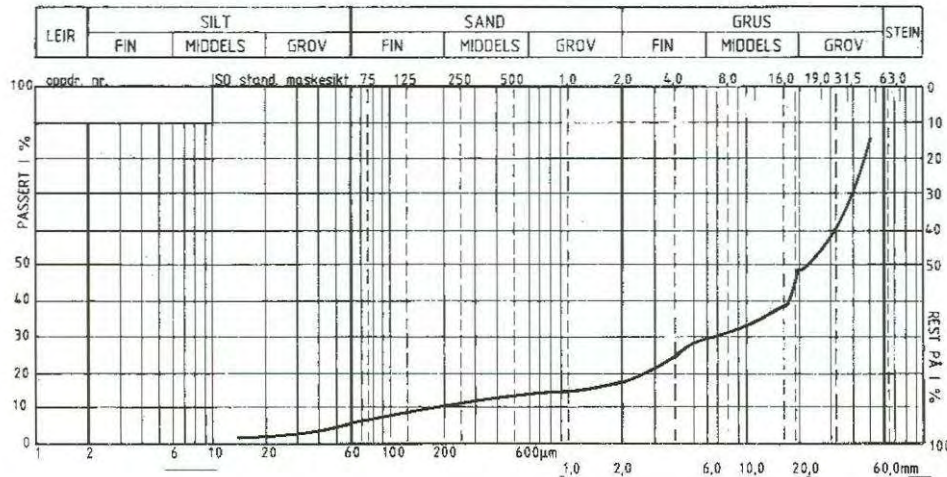
Sprengt stein til fyllinger vil en normalt få fra skjæringer i berg, fra tunnelanlegg, eller fra sidetak. Stein fra dagbrudd får vanligvis en gunstig steinstørrelsesfordeling, og er derfor mest gunstig. Det er ønskelig at subbusinnholdet er minst mulig.

Bergarten og sprengningsmetoden er avgjørende faktorer.

Normalt vil steinkvaliteten være tilfredsstillende. Imidlertid vil enkelte bergarter egne seg dårlig. Dette gjelder bergarter som er sterkt forskifret, forvitret og/eller har et høyt glimmerinnhold. Det må foretas en samlet vurdering av graden av forskifring, forvitring og glimmerinnhold opp mot fyllingshøyde, fyllingsskråning, krav til egenstabilitet, permeabilitet og setninger for å vurdere om massene er uegnet til fylling.

Dersom steinfyllinga er åpen, settes det ikke krav til finstoffinnholdet. Men er steinfyllinga tett (flyter i subbus, f.eks. fløssfjell) bør maks 8 % av massen være mindre enn 0,063 mm og humusinnholdet ikke overstige 3 % glødetap på masser < 0,5 mm. Ved slike masser bør det tas hyppigere kontroll for å dokumentere kvaliteten.

Tunnelstein kan, når sprengningsmetode tilpasses, gi brukbare masser for fyllinger også i vann. Det er imidlertid ofte tendens til at tunnelsprenging gir mye subbus som det kan være nødvendig å sortere ut.



Figur 2-3- 2 Eksempel på kornfordeling av masser fra fullprofilmaskin.

Masser fra fullprofilmaskiner er sterkt nedknust og får gjerne en kornfordeling som sand/grus. Dette er materialer som kan brukes på land, men som er direkte uegnet til fyllinger i vann.

Best egnet som masser til fyllinger er forholdsvis storfallen stein med kubisk form og jevn størrelsesfordeling uten betydelig innhold av subbus.

Erfaringstall med hensyn til utvidelsesfaktor fra fast berg til:

- fylling over vann: 1,35 - 1,45
- fylling i vann/sjø: 1,50 - 1,55

Ved fylling i sjø/vann er det viktig å være oppmerksom på at det går med mye mer masse enn teoretisk beregnet i profilene, kanskje helt opp til 20 %. Årsaken er at en god del masse havner utenfor fyllingsprofilen pga unøyaktig fylling eller sterk strøm, noe går med til egensetning i fyllinga og noe går med til å fortrenge løsmasser.

2.3.1.4 Fyllingsskråninger

Sprengt stein av rimelig god kvalitet og gunstig kornfordeling får en stabil skråningshelning ved fri fylling fra tipp:

- Over vann
Helningen blir ca. 1: 1,25
- Under vann
Helningen blir 1:1,3 - 1:1,5

Dette er helninger som gir en stabil fyllingsoverflate når skråningsflatene er jevne, og ikke påkjennes av ytre krefter, miljøkrefter (strøm, bølger, isgang o.l.). Brattere helninger anses ikke å gi tilfredsstillende stabilitet.

Fyllinger som bygges opp med lagvis utlegging, kan legges med skråningshelninger slakere enn 1:1,25 over vann, og slakere enn 1:1,3 under vann, dersom stabilitet, bæreevne eller estetikk tilsier slakere helning.

Fyllinger av sprengt stein kan legges med skråningshelning brattere enn 1:1,25. Dette

forutsetter lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten. Skråningen må ordnes.

Fyllinger som bygges opp av sprengt stein med dårlig kvalitet og/eller skifrig steinform (flakstein) og ugunstig størrelsesfordeling (mye subbus), eller ved fri fylling fra tipp, kan få betydelig slakere helning på skråningene.

STEIN FRA	BRATTESTE STABILE SKRÅNINGSHELNING			
	God stein kvalitet og kubisk kornform		Dårlig steinkvalitet og skifrig kornform	
	Over vann	Under vann	Over vann	Under vann
Dagbrudd	1 : 1,25	1 : 1,3	1 : 1,4	1 : 1,5- 1 : 2
Tunnelsprengning	1 : 1,3	1 : 1,3 - 1 : 1,5	1 : 1,4 - 1 : 1,5	1 : 1,5 – 1 : 1,6
Fullprofilmaskin	1 : 1,5	- - -	1 : 2-1 : 4	- - -

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

Eksempler på stein av god kvalitet er granitt, gabbro og gneis. Eksempler på dårlig stein kan være fyllitt, glimmerskifer og andre sterkt forvitrede og forskifrede bergarter.

2.3.1.5 Miljøkonsekvenser

Det må utredes om og hvordan steinfyllinger påvirker miljøet, spesielt landskapsmessig.

Overflaten av steinfyllinger på land kan mettes med jord og tilsåes, selv ved skråningshelninger 1:1,25. Tykkelsen av jordlaget bør være ca. 10 cm.

Dersom en ønsker beplantning i skråningene må det påføres et tykkere jordlag. Det må i så fall brukes slakere skråninger enn 1: 1,25 for å unngå siging i jordlaget.

Fyllinger i elv, vann eller sjø kan føre til endring i strømforholdene som igjen kan føre til erosjon. Husk å kontakte NVE som konsesjonsbehandler søknader om tiltak og fører tilsyn med miljø og sikkerhet i vassdrag.

Forholdene må vurderes, og om nødvendig studeres i modell, for å kunne bedømme virkningen av inngrep som fyllingene gir i bestående miljøforhold. Forhold som det kan være nødvendig å vurdere:

- Landskapsutforming / estetikk
- Strømforhold
- Bølgepåkjenninger
- Endret strømretning
- Oppstuvning
- Utskifting av vann
- Endring av saltgehalt (frysing)
- Isforhold/isgang

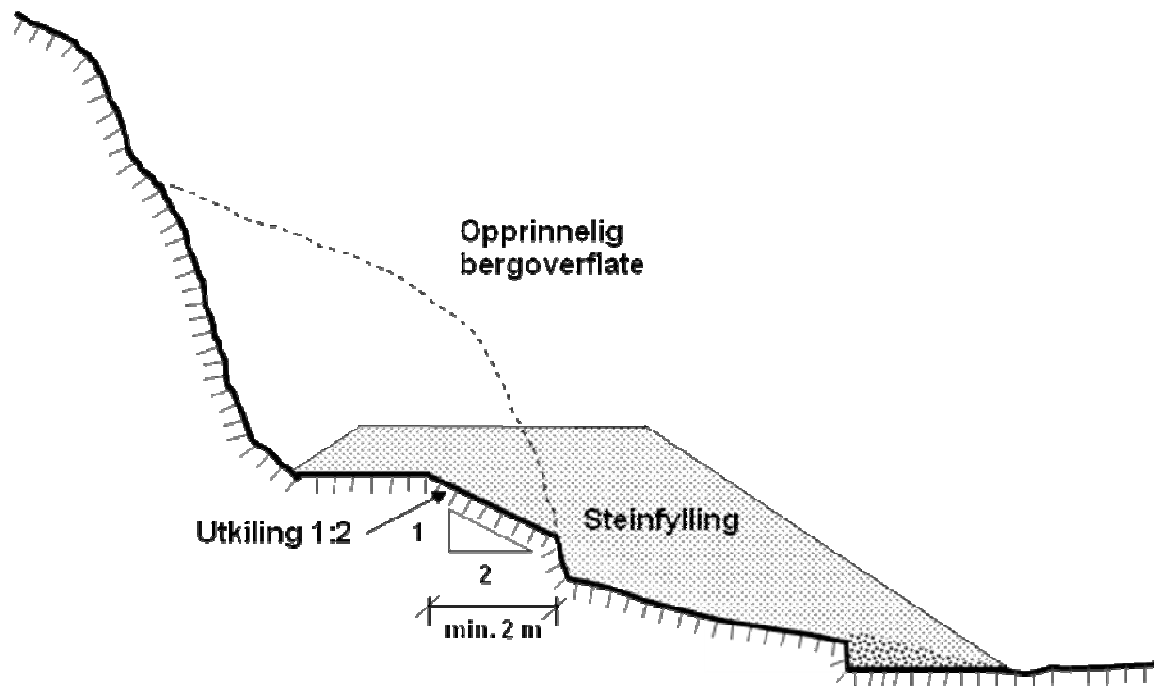
Det vises også til kapittel 3.

2.3.2 VEGFYLLING PÅ LAND

2.3.2.1 Geometri

Geometrien av fyllingen og fyllingsområdet er bestemt av profil og skråningshelning. Under normale forhold, og når en har tilgang på stein av god kvalitet og gunstig størrelsesfordeling, vil det være naturlig å bruke skråningshelning 1:1,25.

I overgangen mellom steinfylling og bergskjæring skal det under frostsone utføres utkiling i minimum 2 m bredde med helning 1:2 i tverrprofilen (halvskjæring) og i vegens lengderetning, se Figur 2-3- 4. Over frostsone skal utkilingen være 1:10 i lengderetningen.



Figur 2-3- 4 Utkiling i overgang mellom steinfylling og bergskjæring

2.3.2.2 Utlegging

- Fyllingshøyde < 6 m

Under normale forhold og med vanlige krav til egensetninger, kan fyllingen legges ut fra endetipp i nivå 1 m under planum (traubunn). Dersom terrenget skråner 1:3 eller brattere i vegens tverretning, bør steinfyllingen legges ut og komprimeres lagvis og dersom det er strenge krav til setninger må fyllingen bygges opp lagvis som beskrevet for fyllinger > 6 m. Fyllingsmateriale skal bestå av samfengt sprengt stein med største steinstørrelse inntil $\frac{2}{3}$ av fyllingshøyden men med største sidekant $\leq 1,5$ m. Massene tippes inne på fyllingen og skyves utfor tippet med tippmaskin. Det må kontinuerlig påses at fyllingskråningene er jevne og legger seg i forventet skråningshelning. Dersom det bygger seg opp bratte partier eller overheng, må skråningen slakes ned.

På nivå 1,0 m under planum skal det utføres komprimering. Komprimeringen foretas med vibrerende vals i henhold til krav gitt i Figur 2-0- 12.

Resten av fyllingen opp til planum legges ut i ett lag. Det brukes masse med største steinstørrelse $\leq \frac{2}{3}$ av lagtykkelsen. Traubunnen (planum) mettes og avrettes. Det komprimeres med vibrerende vals. i henhold til krav angitt i Figur 2-0- 12.

Det er viktig at det komprimeres over hele flaten, helt ut til skråningen.

- Fyllingshøyde > 6 m

Når fyllingshøyden er > 6 m, bør fyllingen legges ut lagvis med lagtykkelse 1 - 3 m. Hvert lag komprimeres. Massene kan bestå av sprengt stein med største steinstørrelse lik $\frac{2}{3}$ av lagtykkelsen men med største sidekant $\leq 1,5$ m.

Det komprimeres med vibrerende vals i henhold til krav gitt i Figur 2-0- 12.

Det er nødvendig at finplanering av skråningen utføres etter hvert som fyllingshøyden øker. Dersom fyllingsskråningene skal dekkes med jord, er det ofte fordelaktig at jordmassene påføres etter hvert som fyllingshøyden øker.

2.3.2.3 Setninger

Fylling utlagt fra endetipp og komprimert som anvist, vil få egensetninger av størrelsesorden inntil 1 % av total fyllingshøyde. Setningene ventes å være minst 6 mnd, men vil kunne påskyndes ved kraftig nedbør, eller ved kraftig vanning / spyling under utlegging.

Utlegging om vinteren når det er frost, vil føre til mindre effekt av komprimeringen, og vil føre til økede egensetninger i fyllingen. Setningene vil også strekke seg over lengre tid enn tilfellet er når fyllingen legges ut i mildvær. Dette kan også henge sammen med at det er vanskelig å unngå å få snø og is innbygd i fyllingen.

Fylling som bygges opp i 3 m tykke lag og komprimeres for hvert lag, kan få egensetninger i størrelsesorden inntil 0,5 % av fyllingshøyden. Størsteparten av setningene ventes å være avsluttet 6 måneder etter utlegging. Setningene kan reduseres ytterligere ved å redusere lagtykkelsen og øke komprimeringsarbeidet.

Se for øvrig krav til setninger i Hb 018, kap. 204 (ref. 1).

2.3.3 FYLLINGSHODE FOR BRUFUNDAMENTER PÅ LAND

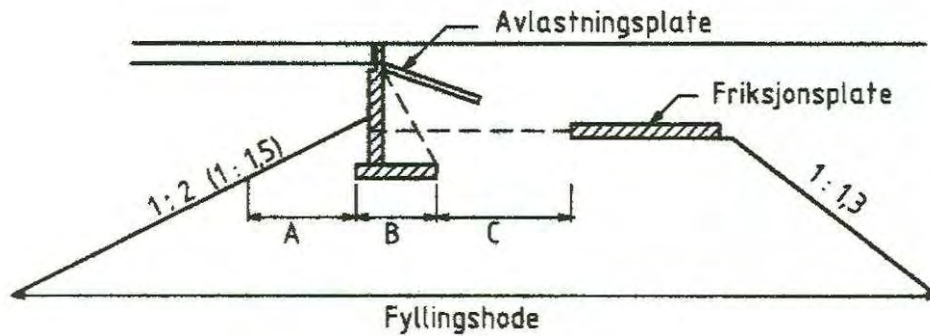
Fyllingshode som skal bære fundament for direkte fundamentert brulandkar, må utføres med tanke på stabilitet, egensetninger og bæreevne for konstruksjonen. Stabilitet og setninger med hensyn på undergrunnen må kontrolleres ut fra de krav som konstruksjonen stiller.

2.3.3.1 Direkte sålefundamentering

Direkte sålefundamentering i steinfylling må vurderes og beregnes ut fra krav til hva konstruksjonen kan tåle av deformasjoner. Det er derfor viktig at en avklarer med bruplanleggerne hva som kan aksepteres av kortvarige og langvarige deformasjoner. Erfaringer viser at når fyllingene er utført i henhold til gitte regler med forbelastning, vil setninger og deformasjoner være under kontroll.

Brulandkar på såle i steinfylling er normalt teknisk beste og mest økonomiske utførelsesmetode sammenlignet med andre fundamenteringsmetoder. Et prosjekteksempel på slik bruk med forbelastning er vist i Kap. 1.1.5.

Figur 2-3- 5 viser lengdeprofil av fyllingshode med brulandkar. Side- og frontskråninger legges med skråningshelning 1: 1,5 - 1:2. Fundamenter i steinfylling når det gjelder beregning av bæreevne, avhengig av skråningshelningen.



Figur 2-3- 5 Lengdeprofil av fyllingshode m/brulandkar. Verdier for A og C er gitt i kapittel 2.3.3.3 og 2.3.3.4.

2.3.3.2 Skjærstyrke

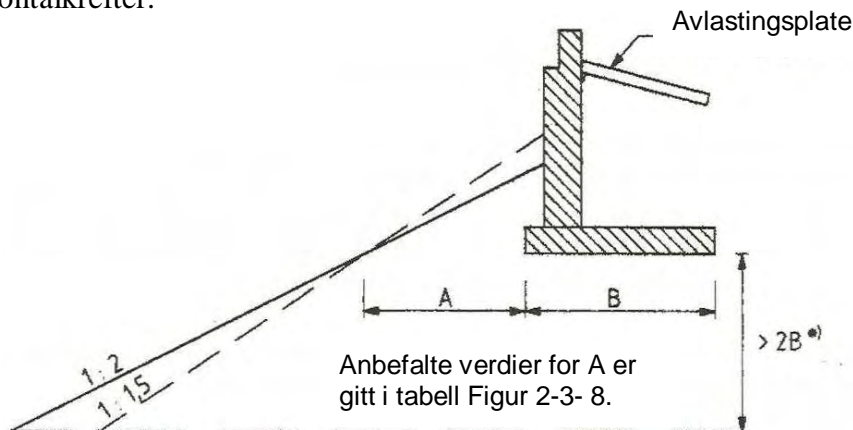
Dimensjonering av såle i/på steinfylling tar utgangspunkt i kjennskap til steinkvalitet og kvaliteten av oppbygging av fyllingen. Ut fra dette må skjærstyrken i fyllingen bestemmes ut fra:

$$\varphi = 38^{\circ} - 42^{\circ}$$

$$a = 0 - 10 \text{ kN/m}^2$$

2.3.3.3 Plassering av såle

Figur 2-3- 6 viser grunnleggende dimensjoner for plassering av fundamentalsålen i forhold til skråninger og fyllingshøyde. Det må tas standpunkt til bruk av friksjonsplate for å oppta horisontalkrefter.

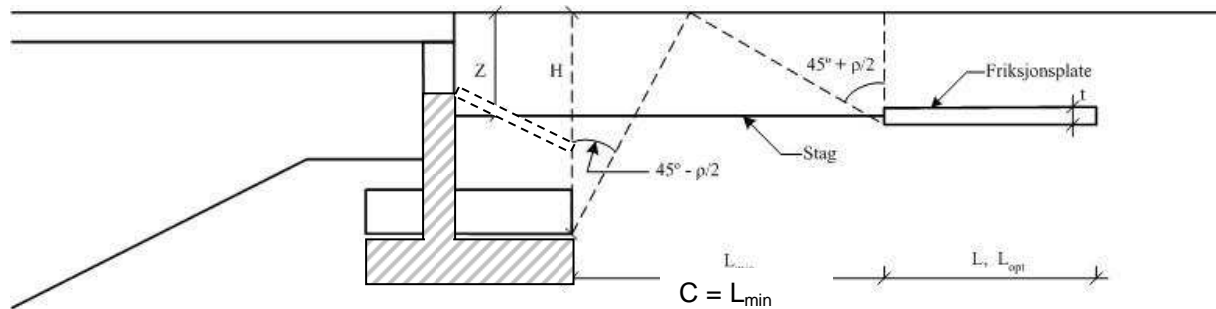


*)1: Minste tykkelse med skråningshelning 1:2 (1:1,5)

2: Dersom tykkelse av steinfylling er mindre enn 2B, skal bæreevnen beregnes for lagdelt grunn

Figur 2-3- 6 Landkarfundament i steinfylling

Bruk av friksjonsplate gir reduserte påkjenninger på grunnen, og landkaret blir mindre følsomt for deformasjoner i ytre sjikt av fyllingen. Dessuten vil eventuell skade på erosjonssikringen få mindre konsekvenser. Med skråningshelning brattere enn 1:2 må friksjonsplate brukes når fyllingshøyden er større enn 10 m, og når fyllingen ligger i vann / sjø.



Figur 2-3- 7 Friksjonsplate for landkar

Avlastningsplate skal alltid brukes, også ved bruk av friksjonsplate.

2.3.3.4 Bæreevneberegninger

Når fyllingens skjærstyrkeegenskaper, plassering av landkaret, og alle ytre påkjenninger er bestemt, utføres beregningene i prinsipp som vist i håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Ytre påkjenninger ved u.k. såle som må avklares er:

- vertikal belastning
- momenter
- horisontalkrefter i alle retninger, også fra jordtrykk
- torsjonskrefter

Reduksjon i bæreevne på grunn av skråningshelningen er basert på erfaringer. Reduksjonsfaktoren, f_{ss} , varierer med total fyllingshøyde, skråningshelning og fundamentets plassering i forhold til skråningsflaten i lengde og tverrprofil. Fyllingshøyden måles fra u.k. fundament.

Skråningshelning, 1:x	A_{min} (m)	f_{ss}	Merknad
Fyllingshøyde < 10 m på land			
1 : 2	3	0,5	
1 : 2	2	0,5	Friksjonsplate
1: 1,5	3	0,3	
1 : 1,5	2	0,3	Friksjonsplate
Fylling over vann og/eller fyllingshøyde > 10 m			
1 : 2	3	0,45	
1 : 2	2	0,45	Friksjonsplate
1: 1,5	4	0,25	
1 : 1,5	3	0,25	Friksjonsplate

A_{min} = minste horisontale avstand fra front såle til fyllingsskåring

Figur 2-3- 8 Fundamentering i steinfylling. Empirisk valg av reduksjonsfakto f_{ss} , geometri og friksjonsplate.

$$\sigma_v' = f_{ss} N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0 - a$$

der: f_{ss} = reduksjonsfaktor for sprengsteinsfylling.
 B_0 = fundamentsåleens effektive bredde
 σ_v' = vertikal bæreevne

Det vises til håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Når tykkelsen av steinfylling under fundamentsåle er mindre enn $2B$, må stabilitet / bæreevne beregnes for lagdelt grunn på tradisjonell måte.

2.3.3.5 Rensk

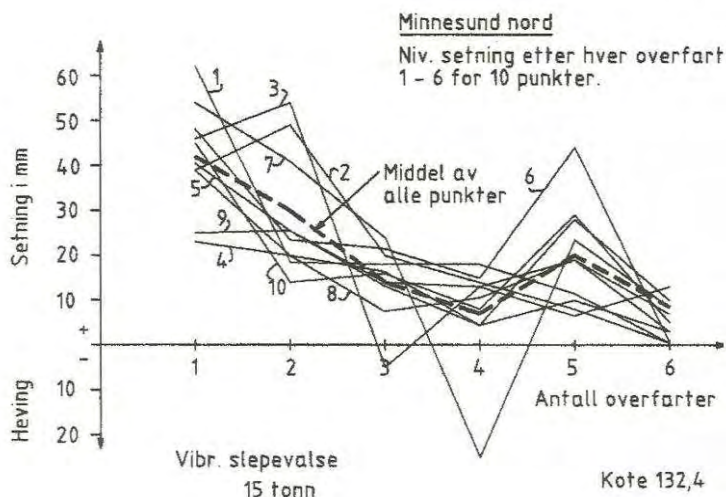
I tillegg til vanlig rensk må matjord, stubber og røtter fjernes under hele fyllingshodet. Bløte topplag må vurderes fjernet, og behov for eventuell masseutskifting og / eller filterlag må vurderes.

2.3.3.7 Utlegging

For å tilfredsstille krav til stabilitet og egensetninger skal fyllingen legges ut lagvis og komprimeres for hvert lag. Lagtykkelsen kan være 1-2 m avhengig av steinkvalitet, størrelsesfordeling av steinmaterialene og komprimeringsutstyr.

Største steinstørrelse må tilpasses lagtykkelsen og kan bygge inntil halvparten av lagtykkelsen ved utlegging, eller største sidekant 1 m. Massene planeres ut med doser, og riktig lagtykkelse bør sikres ved bruk av laser, eller ved nivellering / flising eller GPS i doseren.

Hvert lag komprimeres med vibrerende slepevals med linjelast 30 – 45 kN/m, avhengig av lagtykkelse og krav til kvalitet (setninger). Antall overfarter (passeringer) vil variere fra 5 til 10, avhengig av massen på valse, lagtykkelse, steinkvalitet og gradering. Nødvendig antall passeringer kan bestemmes ut fra forsøk. Det nivelleres merkede punkter på fyllingen etter hver overfart, og nødvendig antall overfarter bestemmes når flere overfarter ikke gir ytterligere setninger på laget.



Figur 2-3- 9 Eksempel på komprimeringskontroll ved nivellering. 6 overfarter ble funnet nødvendig.

Det er viktig at planering og komprimering av hvert lag utføres ut til teoretisk skråning.

2.3.3.8 Forbelastning/setninger

Når fyllingen er bygd opp lagvis og komprimert opp til underkant fundamentsåle, er det aktuelt å legge ut forbelastning på fyllingshodet. Det legges da ut masser i en høyde som utgjør en belastning som tilsvarer minst fremtidig såletrykk. Overhøyden plasseres slik at den gir full belastning på hele fundamentflaten.

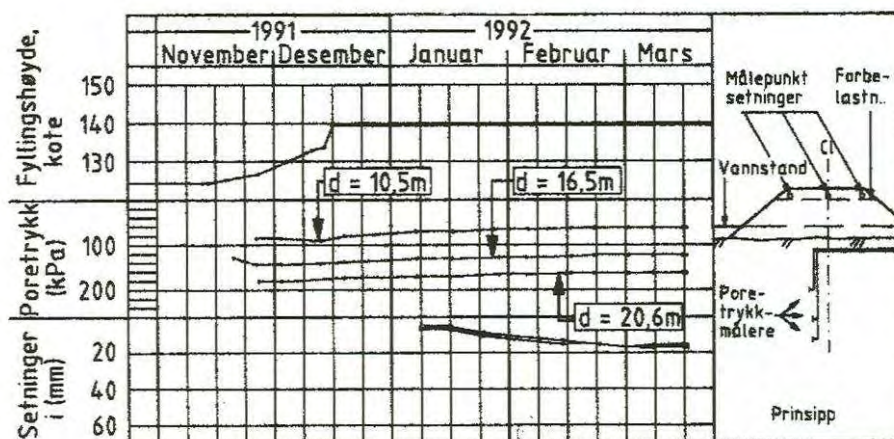
For fyllinger hvor en vesentlig del av setningene kommer i undergrunnen kan overhøyden tilpasses slik at forbelastningen minst tilsvarer framtidig belastning ved underkant av fyllingen.



Figur 2-3- 10 Fylling for bruhode med setningsmålere der forbelastning delvis er lagt ut. Setninger måles ved nivellering av topp rør. (Foto: Nils Rygg, Veglaboratoriet)

Det utføres setningsnivellement som grunnlag for å avgjøre når forbelastningen kan fjernes. En liggetid for forbelastningen på 3-6 måneder er nødvendig for at egensetningene i fyllingen skal være unnagjort.

Utført som beskrevet vil fylling av stein av god kvalitet og gunstig korngradering gi ubetydelig egensetninger etter 4-9 måneder, 0,1-0,5 % av total fyllingshøyde. Forbelastning vil ytterligere redusere mulighetene for fremtidige setninger.



Figur 2-3- 11 Eksempel på måling av setninger av 20 m høy fylling. Poretrykket i undergrunnen er målt.

Når setningsmålinger viser at setningene er opphørt, fjernes forbelastningen. Såleområdet avrettes med pukk og komprimeres. Det komprimeres med 15 tonns vibrerende slepevalse med 10 overfarter.

Etter at landkaret er bygd, eventuell friksjonsplate er utført, belastet og forankret i landkaret, utføres tilbakefylling til landkaret.

Eventuell oppspenning av stag fra friksjonsplate utføres når landkaret er tilbakefylt. Oppspenning av friksjonsplate er vanligvis ikke nødvendig.

Erosjonssikring rundt landkaret må fullføres umiddelbart etter at, eller samtidig med at andre avsluttende arbeider med landkar og tilstøtende fylling er ferdig.

2.3.3.9 Pelefundamentering

Når forutsetningene for å bruke sålefundamentering i steinfylling blir vurdert utilfredsstillende, må belastningene fra landkaret overføres til fast grunn under steinfyllinga, ved bruk av peler.

Årsaker til at sålefundamentering ansees uegnet kan være:

- Mangel på egnede fyllmasser (det refereres til pkt 2.3.1.3).
- Vanskelige forhold som kan føre til utilstrekkelig komprimering / utførelse.
- Krav til setninger, deformasjoner og stabilitet som ikke kan garanteres oppfyllbare.
- Ønske om å bruke brattere skråninger foran og på sidene av landkaret.

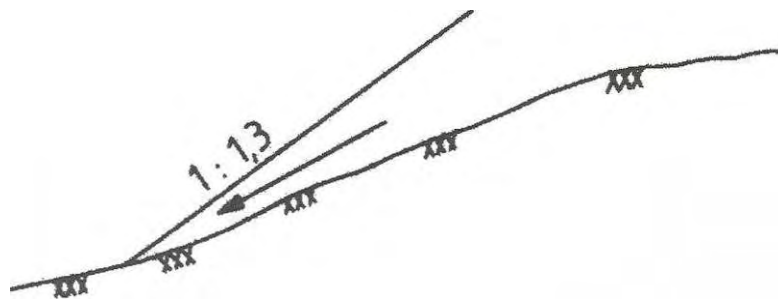
- Peletype

Stålrørspeler kan rammes gjennom utlagt steinfylling som består av sprengt stein med steinstørrelse mindre enn 0,5 m.

På grunn av påkjenning under ramming må tykkelsen av rørveggen være som beskrevet i Hb 016, Kap. 11.16 og Peleveiledningen

Tykkelse av rørvegg må også vurderes i forhold til pelediameter og tilført energi på peletopp. Stålrørspelen dimensjoneres, armeres og utstøpes på vanlig måte. Det må vurderes om det er nødvendig å ta hensyn til påhengskrefter. Forøvrig vises det til Peleveiledningen (ref. 4).

2.3.4 FYLLING I VANN/SJØ



Figur 2-3- 12 Glidning på bart berg

2.3.4.1 Fyllingsmaterialer

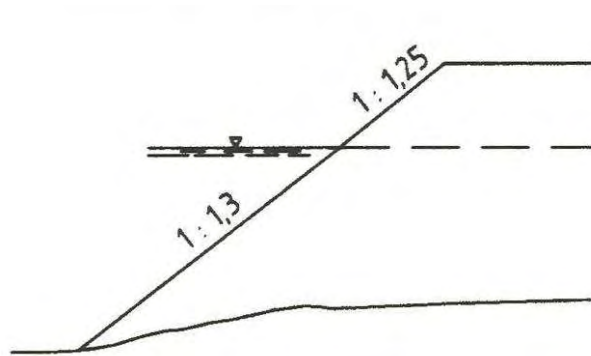
Ved fylling i vann/sjø må massene fortrinnsvis bestå av relativt storfallen stein. Når fyllingen skal fortrenge bløte masser i grunnen er det nødvendig at det fylles med stor stein for å sikre fortrengeing og unngå glidning.

Det er generelt fordelaktig at innholdet av finstoff og subbus er minst mulig. Det vises ellers til pkt. 2.3.1.3.

Steinmasser fra fullprofilmaskin kan ikke brukes.

2.3.4.2 Fyllingsgeometri

Fylling i vann vil få en skråningshelning l: 1,3 - l: 1,5, avhengig av kvaliteten og størrelsesfordeling av massene. Spesielt svake og skifrige materialer kan innta langt slakere skråning og bør unngås. Det vises ellers til punkt 2.3.1.3/2.3.1.4 når det gjelder krav til fyllingsmaterialer og forventet skråningshelning i vann.



Figur 2-3-13 Fylling i sjø, profil

2.3.4.3 Utlegging

Sprengt steinfylling i vann legges vanligvis ut fra tipp over vannstanden eller 1 m under planum. Massene skyves ut over tippet med doser. Det må kontinuerlig påses at fyllingen får riktig (dvs. prosjektert) bredde ved fyllingsnivå. For å unngå utrasing på tippet må det, også av hensyn til sikkerheten for de som arbeider på fyllingen, systematisk utføres kontroll av skråningshelning. Bratte partier eller overheng må lokaliseres og slakes ned.

Slik skråningskontroll utføres med vanlig profilering (loddning) eller med ekkolodd med liten åpningsvinkel.

Bratte partier eller overheng slakes ned med gravemaskin, eller med sprenging, punkt 2.3.4.5.

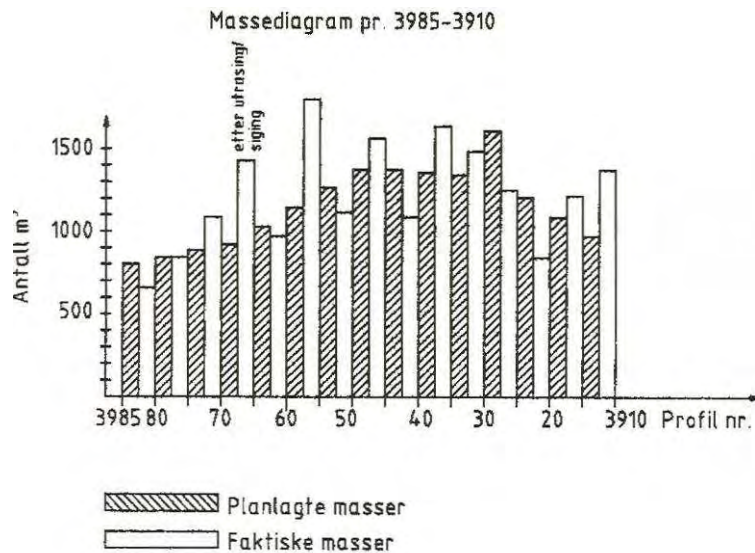
Vedrørende utførelse av erosjonssikring vises det til kapittel 3.

2.3.4.4 Fortrengning

Det må påses at eventuell fortrengning av bløte grunnmasser utføres samtidig med at fyllingen går fram.

Det skal på forhånd utarbeides plan for å sikre og kontrollere fortrengning.

Det må vanligvis utføres sprenging for å sikre tilfredsstillende fortrengning, punkt 3.4.5. Det må utføres nivellering av punkter på fyllingen før og etter sprenging for å kunne avgjøre om det er nødvendig med ytterligere sprenging. Kontrollen bør videre bestå i at tilkjørte massevolum sammenlignes med teoretisk og oppmålt fyllingsvolum.



Figur 2-3- 14 Eksempel: Kontroll av massevolum

2.3.4.5 Sprengning

I forbindelse med utlegging av steinfyllinger i vann/sjø må det utføres sprengning for å sikre tilfredsstillende kvalitet med hensyn til stabilitet og setninger.

Det utføres to typer sprengning:

- Sprengning for å sikre fortregning og for å komprimere fyllingen.
- Sprengning for å sikre skråningsstabiliteten og for å komprimere fyllingen.

- Sprengning ved/under fyllingsfot:

For å oppnå stabil fylling i vann/sjø forutsettes det at bløte masser fortregnes, og at fyllingen setter seg (komprimeres). Det er viktig at det ventes en god stund før arbeid med maskiner og mannskap på fyllinga gjenopptas etter sprengning. Erfaring viser at det kan ta relativt lang tid ($\approx 1/2$ time) før ettervirkningene av sprengningen opphører.

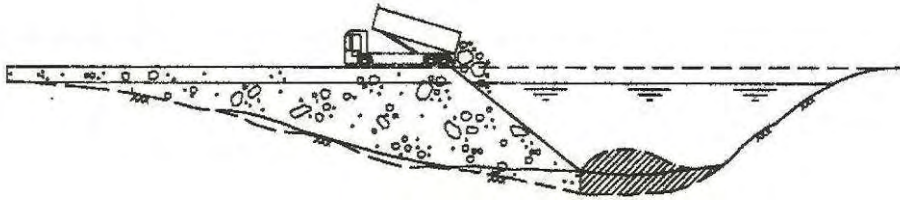
Fortregning oppnås ved kombinasjon av fyllingens vekt og sprengning i løsmassene under/ved fyllingsfot.

Ladninger på 10 - 15 kg plasseres i løsmassene i stålrør som trykkes/rammes ned foran og inntil fyllingsfot. Avstanden mellom rørene bør være 5 - 10 m, avhengig av tykkelsen av laget som skal fortregnes. Slik sprengning utføres hver ca. 5 m fyllingen avanserer. Det må brukes forladning. Rørene fordømmes, f.eks. med sand eller vann.

Når vanddybden er større enn 20 - 25 m er det vanskelig å håndtere rør fra flåte. Bruk av dykker ved fyllingsfot frarådes på grunn av faren for ras i skråningen. Ved vanddyp over 20 - 25 m kan sprengning som skal påskynde og sikre fortregning utføres med ladninger, som senkes ned fra båt, og plasseres på løsmassene ved fyllingsfot. Ladninger på 6 - 16 kg plasseres med 5 - 10 m mellom ladningene. For å kunne kontrollere at ladningene kommer på riktig sted og står riktig kan det brukes undervanns videokamera som overfører bilde til fartøyet.

Ved opptil 5 m løsmasse over berg kan dynamittpakker på 10-20 kg senkes ned foran fyllingsfot med avstand 5-10 m for hver 5. m fyllinga avanserer. Ladningen trekkes inntil fyllingsfoten vha tau fra fyllinga.

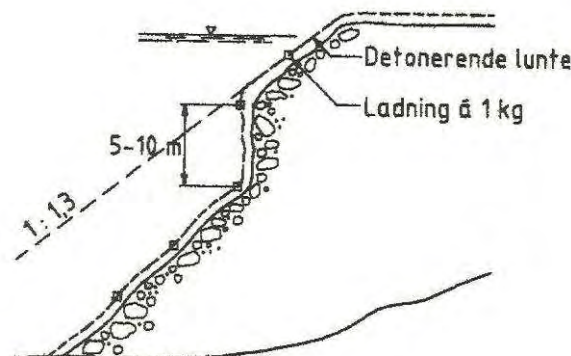
Når fyllingen legges på bart berg, legges dynamittpakker på 10 - 20 kg som senkes ned nær fyllingsfot for hver 10 m fyllingen avanserer.



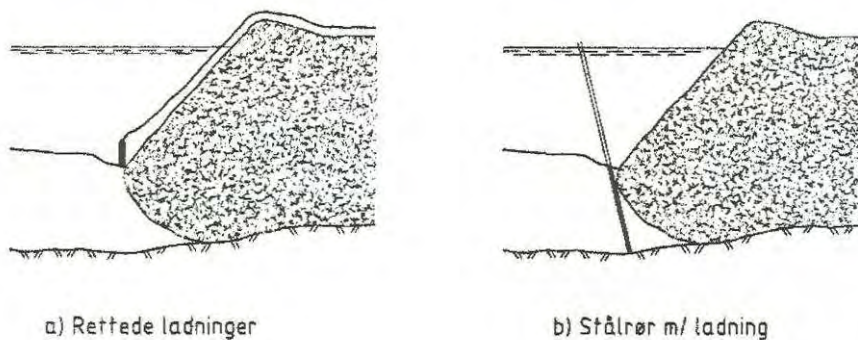
Figur 2-3- 15 Utlegging av steinfylling med fortrenning av bløte masser

- Sprenging på fyllingsskråningene:

Komprimering av fyllingene og utjevning av skråningene oppnår en ved systematisk sprenging på flere nivåer av fyllingsskråningen. Sprenging må utføres på fyllingsfronten og på begge sider etter hvert som fyllingen går fram. Ladninger på 1 - 3 kg festes til detonerende lunte, se Figur 2-3- 16. Avstand mellom ladningene 5 - 10 m.



Figur 2-3- 16 Sprenging i fyllingsskråning



Figur 2-3- 17 Plassering av a) ladninger og b) Stålrør med ladning.

Behov for sprenging vurderes, og detaljert plan utarbeides.

2.3.4.6 Plassering av sprengladninger

- Plassering i rør:

Vanligvis må det brukes stålrør som trykkes eller rammes ned i løsmassene. Arbeidet utføres fra flåte, eller fra båt. Bruk av borrhjull eller annet hydraulisk utstyr for å trykke eller ramme ned rørene har vist seg fordelaktig.

Når vanddybden er større enn 25 m blir denne framgangsmåten uhensiktsmessig.

- Pakker av sprengladninger:

Dynamittpakker senkes ned til fyllingsfot fra båt. For å få pakkene riktig plassert kan en også bruke line fra land / fylling slik at pakkene kan trekkes inn til fyllingsfot.

- Rettete ladninger:

Rettete ladninger senkes ned fra båt eller flåte til planlagt plassering.

- Alternative måter å plassere sprengladninger på er vist i kap. 1.3.2.5 (Flekkefjordmetoden I og Aurlandsmetoden).

- I tillegg kan Flekkefjordmetoden II benyttes til ettersprenging av hele eller deler av fyllinga. Det er en metode hvor en borer hull ned i fyllinga med samme type utstyr som ved rekkverkssetting.

2.3.4.7 Skade på fisk

Forhold til fiskeskade må vurderes inngående. I tidlig planfase bør forhold til fiskeoppdrett avklares. Direkte kontakt med slik virksomhet kan gi gunstige avtaler med hensyn til midlertidig flytting av merder og lignende midlertidige løsninger.

Myndighet når det gjelder forhold til fiskeinteressene har:

- Fiskerisjefen i fylkene
- Miljøkontoret i fylkene
- Kystdirektoratet
- Fiskeridepartementet

Ved undervannsprenginger oppstår store trykkendringer i vannet. Trykket forplanter seg i alle retninger med en hastighet av ca. 1500 m/sek.

Trykkstigningen blir etterfulgt av trykksvingninger, og det oppstår negative trykk. Formen på trykksvingningen er avhengig av sprengstoffets plassering. Trykkpulsene avtar relativt raskt med økende avstand fra sprengningen. Ved bruk av trykkluftsgardin rundt sprengladningen har det vist seg at resulterende trykkpuls fra sprengningen kan reduseres til 1/10 på yttersiden av gardinen (ref 7).

Det er kjent at fiskearter som har svømmeblære, er følsomme for negative trykkendringer. De forskjellige fiskearter og arter av skalldyr vil således reagere forskjellig avhengig av om de har gassfylte hulrom. Det er utført undersøkelser av hva forskjellige fiskearter kan tåle i forbindelse med undervannsprenginger. En kan derfor i litteraturen finne data for hva forskjellige fiskearter kan tåle.

Basert på de data som foreligger for fisk med svømmeblære (torsk, sild, sei m.m), vil en være på den sikre siden med hensyn til de arter som ikke har svømmeblære (flyndre, makrell m.m.).

I nærheten av et sprengingsområde vil en kunne oppleve stor fiskedød dersom fiskekonsentrasjonen er høy. To arter fiskebestand er aktuell, nemlig den stasjonære og den som vandrer forbi (den pelagiske). Det finnes kunstige virkemidler for fjerning av fisk fra et område.

Den enkleste måte å få fjernet fritt vandrende fisk fra et område på antas å være at man detonerer en liten ladning (1 - 2 kg) i vannet kort tid (2 min.) før hovedladningen sprenges.

Fisk i merder er mer følsom for trykkendringer enn vill fisk. Fisk i merder som ligger nær sprengingsstedet er derfor maksimalt utsatt.

Trykkmåling kan utføres med hydrofoner. Målt trykk refereres til hva ulike fiskeslag kan tåle, anslagsvis en trykkstigning $< 0,5 \text{ kg/cm}^2$ for fisk i merder.

For at fisk i merder ikke skal ta skade antas det at avstanden fra sprengingsstedet til merer må være $> 2000 \text{ m}$, eller at merdene ligger i skyggen av øyer, nes eller lignende.

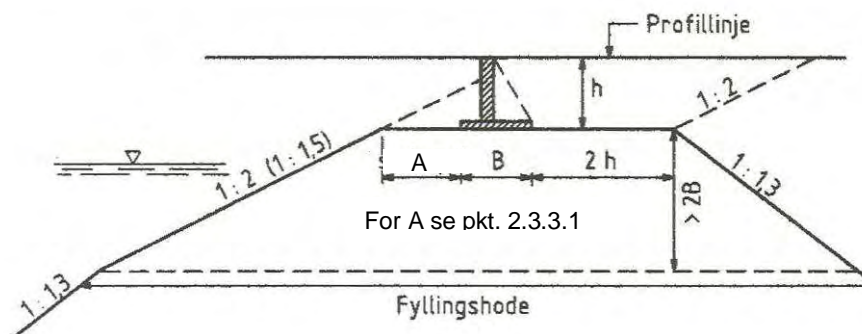
2.3.5 FYLLING FOR BRUFUNDAMENTER I VANN/SJØ

For fylling, i vann/sjø, som skal bære direktefundamentert landkar, må det settes spesielle stabilitets- og setningskrav. Erfaringer viser at selv høye fyllinger lagt ut i dypt vann kan gi tilfredsstillende bæreevne og setningsforhold. Det er imidlertid viktig at utforming og utførelse av slike fyllinger er best mulig kvalitetssikret. Det gjelder hele planleggings- og anleggsfasen.

Når det gjelder grunnleggende krav som grunnundersøkelser, fyllingsmaterialet og generelle sikringstiltak vises det til punkt 2.3.1 og til håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Dersom kravet til hva konstruksjonen kan tåle når det gjelder setninger, ikke kan forventes oppfylt, eller om fyllingsmaterialet er av tvilsom kvalitet, bør en velge å fundamenter på peler gjennom steinfyllingen.

2.3.5.1 Fyllingsgeometri

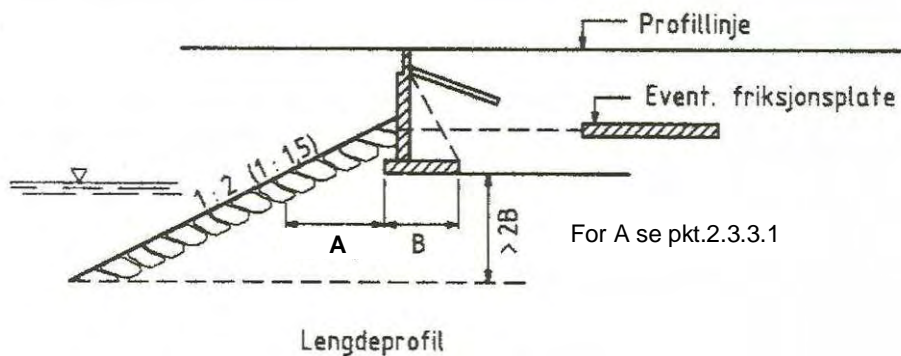


Figur 2-3- 18 Fyllingsdimensjoner jar brulandkar, lengdeprofil

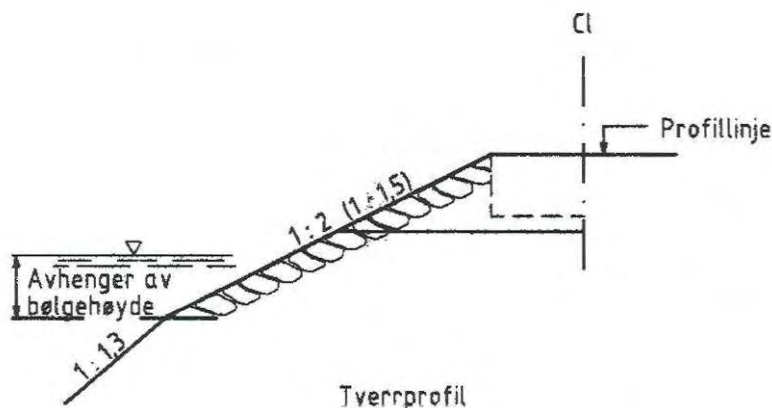
Fyllingshodet som skal bære direkte fundamentert såle, må utformes for å gi bæreevne og nødvendig erosjonssikring. Med fyllingshodet forstås fyllingsfronten som vist på Figur 2-3-18.

Ned til dybde 4 - 5 m under vannstand eller til $2B$ (B er definert på Figur 2-3- 18) under u.k. såle slakes fyllingskråningene ned til helning $1:1,5$ - $1:2$, (se pkt. 2.3.3). Under dette nivå forutsettes skråningshelning $1:1,3$ som er stabilisert for eksempel med sprenging på overflaten.

Fyllingen skal utformes som vist på Figur 2-3- 19 i tverrprofil og lengdeprofil.



Figur 2-3- 19 Profil av fylling med brulandkar. Lengdeprofil



Figur 2-3- 20 Profil av fylling med brulandkar. Tverrprofil

2.3.5.2 Utlegging

Fyllingen legges ut som beskrevet i punkt 2.3.4.3 til et nivå umiddelbart over vannstanden. Det må påses at fyllingsbredden blir stor nok for nedslaking av skråningene ned til 4-5 under vannoverflaten.

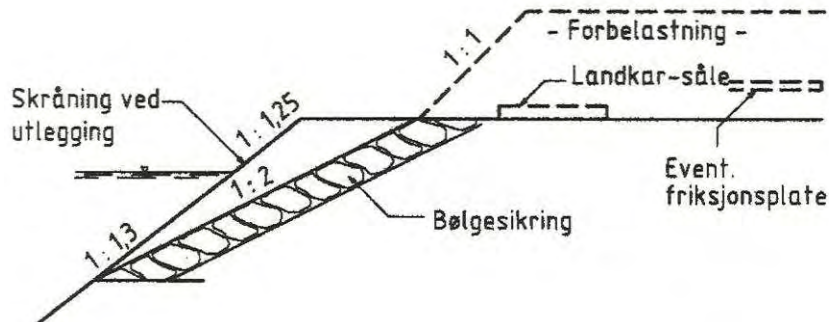
Når nedslaking av skråningene er utført, utføres komprimering på nivå umiddelbart over vannstanden. Det komprimeres med vibrerende slepevalse, med linjelast 30 - 45 kN/m og 10 - 5 overfarer.

Erosjonssikring, bølgesikringslaget, legges ut samtidig med at fyllingen legges videre opp. Fyllingen legges ut i 1 - 2 m tykke lag og komprimeres med 15 tonn vibrerende valse med 10 overfarer pr. lag. Største steinstørrelse kan være inntil $2/3$ av lagtykkelsen, eller maks 1 m. Det vises til pkt. 2.3.3. Dersom det skal slås peler gjennom fyllingen kan største sidekant på steinen være 0,5 m.

Det utføres nødvendig sprenging for å sikre eventuell fortrenging, og for å stabilisere skråningsflatene. Det vises til punkt 2.3.4.5.

2.3.5.3 Forbelastning/setninger

Når fyllingen er utlagt og komprimert opp til nivå u.k. landkarsåle, legges forbelastning på fyllingsfronten. Forbelastningen skal tilsvare minst beregnet grunntrykk for konstruksjonen (brukslast).



Figur 2-3- 21 Fyllingsfront med forbelastning.

Forbelastningen skal ligge i 3 - 6 mnd., eller så lenge at setningsnivellement viser at setningene er opphørt. I værharde strøk er det viktig at det i liggetiden for forbelastningen forekommer minst 1 storm med nedbør.

Setningsmåling utføres som beskrevet i punkt 2.3.3.8.

2.3.5.4 Dypkomprimering

Metoden er omtalt i kap. 1.11 og kan være aktuell i de tilfellene det ikke er tid til å vente på forbelastning eller det er vanskelig å få til forbelastning

2.3.6 KONTROLL OG OPPFØLGING

Det skal utarbeides kontrollplaner for prosjekter med fylling av sprengt stein. Kontrollplanene skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene og sikre mannskap og utstyr mot alvorlig ulykker.

Kontrollplaner bør inneholde følgende punkter:

- Geometri:

Det skal påseses at utfylling med eventuell massefortrenging utføres til planlagt profil, og i planlagt bredde.

- Fyllingsområdet:

Det skal kontrolleres at fyllingsområdet er klargjort m.h.t. fjerning av matjord, trær, stubber og røtter.

Det skal videre påseses at eventuelt filterlag under fyllingen er lagt ut som planene forutsetter.

- Masser:

Det skal kontrolleres at fyllmassene er som forutsatt m.h.t. steinkvalitet, steinstørrelse og fordeling, og m.h.t. subbusinnhold.

- Utlegging:

Det skal påses at steinmassene legges ut som forutsatt m.h.t. utfyllingsnivå, anleggsutstyr og lagtykkelse som dokumenteres.

- Komprimering:

Det skal påses at forutsatt komprimeringsutstyr anvendes, og at utstyret er mekanisk i orden. Det skal kontrolleres at det kjøres forutsatte antall overfarter. Effekten av komprimeringen kan kontrolleres ved nivellering av punkter på fyllingen etter hver overfart.

- Skråningshelning:

Av sikkerhetsmessige grunner skal det kontinuerlig kontrolleres at fyllingsskråningene til en hver tid er jevne, uten overheng, og med helning som forutsatt. Oppfølging dokumenteres med profilering.

- Sprenging:

Det skal påses at sprenging utføres som forutsatt. Virkningen av hver sprenging skal dokumenteres med nivellering og profilering. Noen ganger tar det tid før ettervirkningen av sprengingen kommer til opphør ($\approx \frac{1}{2}$ time) og ferdsel på fyllingen med maskiner og mannskap skal først skje etter at all ettervirkning har opphørt.

- Erosjonssikring:

Det skal påses at erosjonssikring utføres med prosjektert steinstørrelse, tykkelse, til forutsatt dybde og opp til prosjektert høyde. Det må kontrolleres om det er behov for filterlag under sikringslaget, og det vises til kapittel 3.

2.3.7 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (3) NS 3480, Geoteknisk prosjektering, Fundamentering, grunnarbeider, fjellarbeider, Norges standardiseringsforbund, 1988
- (4) Peleveiledningen 2005. Den Norske Pelekomité, Norsk Geoteknisk Forening. utgave 2005.
- (5) Detonik A/S, Fortrenging av løsmasser. Stabilisering av fylling i sjø. Brev. 1992.
- (6) Per Øystein Funderud, Erfaring fra bruk av rettede ladninger (Perfolit) til massefortrenging /stabilisering av fylling i vann. Dyno Consult A.S , prosjekt nr. 22702. Sandvika 1990.
- (7) Tor Larsen, Erling Kjellsby, Steinar Olsen, Effekter av undervannssprengning på fisk, Havforskningsinstituttet i Bergen, Senter for marine resurser, Nr. 11, 1993.

2.4. FYLLINGER AV LETTE MASSER

2.4.1	GENERELT.....	67
2.4.2	LETTKLINKER	69
2.4.2.1	Generelt.....	69
2.4.2.2	Materialkrav	69
2.4.2.3	Dimensjonering	70
2.4.2.4	Utlegging, Tilpassing og Tildekking.....	71
2.4.2.5	Overbygning.....	73
2.4.2.7	Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift.....	74
2.4.3	EKSPANDERT POLYSTYREN (EPS).....	75
2.4.3.1	Generelt.....	75
2.4.3.2	Materialkrav	75
2.4.3.3	Dimensjonering	77
2.4.3.4	Utlegging, Tilpassing og Tildekking.....	79
2.4.3.5	Overbygning.....	82
2.4.3.6	Kontroll og oppfølging	83
2.4.3.7	Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift.....	84
2.4.4	SKUMGLASS	84
2.4.4.1	Generelt.....	84
2.4.4.2	Materialkrav	85
2.4.4.3	Dimensjonering	85
2.4.4.4	Utlegging, Tilpassing og Tildekking.....	87
2.4.4.5	Overbygning.....	89
2.4.4.6	Kontroll og oppfølging	89
2.4.5	ANDRE LETTE MASSER	92
2.4.6	REFERANSER.....	93

2.4.1 GENERELT

Veiledningen behandler lettklinker (LWA), ekspandert polystyren (EPS), skumglass og oppkuttete blidekk. I tillegg er en del andre materialer nevnt kort. Både lettklinker, EPS og skumglass kan benyttes til oppbygging av vegfyllinger når geotekniske forhold gjør at vekten av konstruksjonene er avgjørende for stabilitets- og/eller setningsforholdene.

Bruksområder for materialene:

- Reduksjon av last på undergrunn, både på ny og eventuelt gammel setningsskadedt veg.
- Reduksjon av jordtrykk mot støttemurer og landkar.
- Utjevning av differensialsetninger i overgang til konstruksjoner.
- Utbedring av rasområder.
- Kompensert fundamentering.

I tillegg vil EPS ha følgende bruksområder:

Plassbesparende tiltak.

Utnytting av oppdriftsegenskaper (flytende veger).

Ved bruk av for eksempel ekspandert polystyren (EPS), lettklinker (løs Leca) og skumglassgranulat kan oppdriften skape problemer ved høy vannstand. Det skal sikres at tyngden av fyllingen er større enn oppdrift ved maksimal flomvannstand. Sikkerhetsfaktoren mot oppdrift skal settes til minimum 1,3.

Byggetekniske egenskaper og normale utleggingsdata for de mest aktuelle typer lette masser er vist i Figur 2-4- 1.

Både EPS, lettklinker og skumglass er kjemisk stabile materialer under vanlige forhold og vil ikke ha noen miljømessige uheldige innvirkninger på omgivelsene. Ekspandert polystyren skal imidlertid ikke inneholde bromerte flammehemmere. EPS inneholder ikke stoffer av typen KFK som kan skade ozonlaget.

Materiale		Lettklinker	Ekspandert polystyren (EPS-blokker)	Skumglassgranulat
Materialkvalitet		Usortert 0/32 mm ¹⁾ Sortert 10/20 mm ²⁾	Trykkfasthet min. 100 kPa ved 5 % deformasjon	Lett, 10/50 mm ³⁾ Standard, 10/50 mm ⁴⁾
Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning		3	6	3
Beregningsmessig tyngdetetthet i fylling, kN/m ³		<u>Drenert:</u> 5,5 usortert 5,0 sortert	0,5 drenert tilstand 1,0 under H.G.V. ⁵⁾	3,5 lett 4,0 standard
Beregningsmessig tyngdetetthet mot oppflyting, kN/m ³ ⁶⁾		5,5 usortert 5,0 sortert	0,2	3,5
Volumendring ved komprimering, %		8–12	~ 0	20–30
U T L E G G I N G	Undergrunn leire/silt	Filterlag (separasjonslag)	Filter- og avrettingslag	
	Maksimal lagtykkelse komprimert, m	1,0 ⁷⁾ 0,6 inntil landkar/-støttemur		1,0 ⁷⁾ 0,6 inntil landkar/-støttemur
	Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur.	Blokkene stables i forband. Unngå gjennomgående skjøter.	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur.
	Skråningshelning	Maks. 1:2	Vanlig fylling 2:1 Vertikal front vurderes spesielt	Maks. 1:1
	Overdekning på skråninger	Min. 0,8 m vanlige jordmasser	Min. 0,25 m vanlige jordmasser	Min. 0,5 m vanlige jordmasser

1) Nominell tørr densitet < 400 kg/m³

2) Nominell tørr densitet < 300 kg/m³. Sorterte materialer har mindre egenstabilitet og krever noe mer oppfølging under utlegging og komprimering enn usorterte materialer.

3) Nominell tørr densitet < 180 kg/m³

4) Nominell tørr densitet < 225 kg/m³

5) H.G.V. betyr høyeste grunnvannstand

6) Ved fare for flom og neddykking av nytlagte masser må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes

7) Ved bruk i vegoverbygning er maksimal lagtykkelse 0,6 m

Figur 2-4- 1 Lette fyllmasser

2.4.2 LETTKLINKER

2.4.2.1 Generelt

Lettklinker er tilvirket av leire som er tørket i store roterovner og ekspandert ved 1200 °C. Leiren blir omdannet til kuleform med et hardt keramisk skall rundt en indre struktur med små, luftfylte celler (ref. 15).

2.4.2.2 Materialkrav

Lettklinker kan leveres fra fabrikk i en rekke ulike sorteringer. Den mest vanlige til fyllingsformål er usortert lettklinker med graderinger fra 0/32 mm, men materialet kan også leveres sortert 10/20 mm.

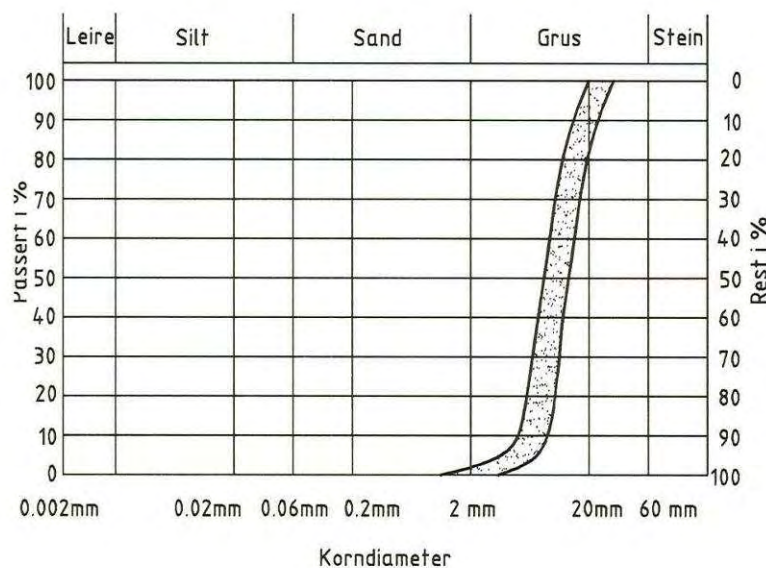
Krav til tørr densitet ved levering av ukomprimert lettklinkermasse er $\leq 4,0 \text{ kN/m}^3$, for 0/32 mm fraksjonen og $\leq 3,0 \text{ kN/m}^3$ for sortert materiale. Sortert materiale har mindre egenstabilitet og krever noe mer oppfølging under utlegging og komprimering enn usortert materiale.

Typisk variasjonsområde for lettklinker (0/32 mm) er vist i Figur 2-4- 2. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal som et gjennomsnitt ikke overstige 4 %.

Måleomfang og kontrollmetode er beskrevet i 2.4.1.6.

I spesielle tilfeller som f.eks. ved utlegging av lettklinker under vann, kan tyngre sorteringer være aktuelle. Dimensjoneringskrav til slike fyllinger må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle.

Det forutsettes at en eventuell separasjon av massene under transport er innenfor de krav som er gitt i 2.4.1.6.



Figur 2-4- 2 Variasjonsområde for lettklinkermateriale

2.4.2.3 Dimensjonering

Vegfyllinger av lettklinker skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable. Sikkerhetsfaktorer skal være som for øvrige geotekniske beregninger.

- Dimensjonerende tyngdetetthet

Som dimensjonerende tyngdetetthet benyttes $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$ for usortert materiale 0/32 mm og $\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^3$ for sortering 10/20 mm under forutsetning av at fyllingen ligger drenert.

Fyllinger med lettklinker som helt eller periodevis vil ligge under vannstanden/grunnvannsstanden skal ha en dimensjonerende tyngdetetthet på $\gamma = 7,0 \text{ kN/m}^3$ for sortert materiale 0 – 32 mm og $\gamma = 6,5 \text{ kN/m}^3$ for sortering 10/20 mm, se Figur 2-4- 1.

Det må påregnes et øket forbruk av lettklinker på 8-12 % på grunn av komprimeringsarbeidet og unøyaktigheter i tverrprofilet.

- Sikring mot oppdrift

Det må kontrolleres at sikkerheten mot oppdrift er tilstrekkelig. Lettklinker skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand.

Dimensjonerende tyngdetetthet av lettklinker ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal være $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$ for usortert materiale 0/32 mm og $\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^3$ for sortert materiale 10/20 mm ved normale leveranser. Ved fare for flomnivå i høyde med nytlagte fyllinger av lettklinker må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes.

Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på $\gamma_m = 1,3$ basert på høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 200 års periode. Sikkerheten beregnes som forholdet mellom fyllingens tyngde mot bunnen under lettklinkerlaget dividert med opptredende oppdriftskraft. Opptredende oppdriftskraft pr. volumenhet F_{op} kan ut fra Arkimedes lov beregnes som:

$$F_{op} = \frac{V_s \cdot \gamma_w}{V} = \frac{V - V_p}{V} \cdot \gamma_w = (1 - n) \cdot \gamma_w \text{ kN/m}^3$$

Hvor V_s = Volum av korn

V_p = Volum av porer

V = Totalvolum

$n = V_p/V$ porøsiteten

For eksempel på beregning av sikkerhet mot oppdrift se avsnitt 2.4.2.7

Fyllingen må sikres mot flom både i anleggsfasen og senere.

- Jordtrykk

Bruk av lettklinker gir et redusert horisontalt jordtrykk sammenlignet med andre vanlige tilbakefyllingsmasser.

Følgende jordartsparametere anbefales ved beregning av jordtrykk:

Karakteristisk friksjonsvinkel: $\phi = 35^\circ$
Attraksjon: $a = 0$

- Egendeformasjon

Det må påregnes ettersetninger i størrelsesorden 1 - 2 % av fyllingshøyden.

2.4.2.4 Utlekking, Tilpassing og Tildekking

- Oppbygging og komprimering

Ved utfyllning med lettklinker på bløt grunn skal en fiberduk legges ut som filterlag. Fiberduken bør være av klasse 3 eller bedre.

Lettklinker fylles ut i maksimalt 1 m tykke lag. En doser med beltetrykk på maksimalt 50 kN/m² planerer massene i fyllingen. Etter at massene er planert ut skal hvert lag komprimeres med 3 overfarer med doseren. Støttefyllingen (sideskråningen) må bygges fortløpende slik at den ved komprimering minst er i høyde med lettklinkerlagets overflate.

Ved mindre og vanskelig tilgjengelige prosjekter kan det være et alternativ å blåse materialet på plass ved hjelp av slanger (gjelder 10/20 fraksjonen). Komprimering kan utføres med en platevibrator med inntil 5 kN/m² grunntrykk.



Figur 2-4- 3 Utlekking av lettklinkerfylling for E18 ved Gulli (Foto: Jon Hauge)

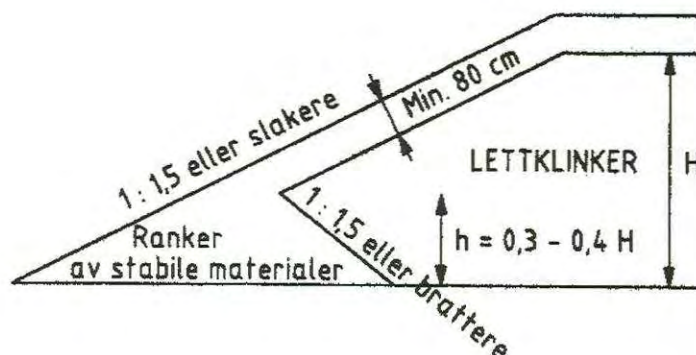
Ved utlegging inntil landkar eller støttemurer skal tykkelsen av hvert lettklinkerlag begrenses til 0,6 meter. Komprimeringen utføres med minst 3 overfarer med en platevibrator med inntil 5 kN/m² grunntrykk.

- Dekningsmateriale/støttefylling

Lettklinkerfyllingen må ha en støttefylling av stabile masser på fyllingsskråningen for å sikre intern stabilitet samt oppnå tilstrekkelig bæreevne i ytterkant veg.

Ved fyllinger over 3 meter kan det bygges ranker av stabilt materiale som fyllingen kan

komprimeres mot i nedre halvdel. Videre oppover skal lettklinkerlaget legges med en sideskråning på 1: 1,5 eller slakere. Dekningsmassene legges ut slik at komprimering for hvert lag utføres etter at dekningsmassene er lagt ut. Tykkelsen av dekningslaget målt vinkelrett på skråningsflaten skal være minst 0,8 m.



Figur 2-4- 4 Oppbygging av lettklinkerfylling.

Før overbygningen legges ut skal en fiberduk av klasse 3 legges over lettklinkerfyllingen. Lettklinkerlaget kan ikke belastes med konsentrerte laster. Det er derfor viktig at overbygningen fylles ut jevnt over hele laget slik at lettklinkeren ikke blir presset unna.

Fyllingstverrsnittet må utformes i henhold til forutsetningene i hvert enkelt tilfelle slik at sikkerheten mot brudd blir det samme innen tverrsnittets ulike deler.

For etablering av vegetasjon må det legges ut et tettlag av leire på skråningen over lettklinkerlaget. Ved planting av busker/trær kan det lages plantegroper/plantekasser som stikker ned i leicalaget hvis topplaget er for tynt.

For områder hvor det kun skal ferdes gående (eks. innvendig i landkar) er et dekningslag av pukk med tykkelse 100 mm tilstrekkelig for å oppnå nødvendig bæreevne. For transport av biler på lettklinkerlaget vil et pukklag av 150 mm tykkelse gi tilstrekkelig bæreevne.

- Utkiling og varierende helning

Utkiling i lengderetning foretas vanligvis med en skråning på 1: 10 dersom ikke spesielle omstendigheter tilsier annet (overgang fra fylling på peler, brukar, berg o.l.).

Toppen av lettklinkerlaget skal normalt være parallell med overbygningen.

- Rekkverk

Rekkverksstolper bør normalt settes i støttefyllingen. I tilfelle rekkverksstolpene fundamenteres i lettklinkerfyllingen skal det stabiliseres med sement eller asfalt rundt rekkverkstolpen, med diameter og tykkelse lik 0,5 m. Alternativt kan stolpens lengde økes til minst 1,7 m ned i fyllingen.

Generelt vises det til håndbok 231; Rekkverk (ref. 7)

- Avlastningsplate

Avlastningsplate (setningsutjevner) skal brukes der fyllingen ligger inntil f.eks. brulandkar, kulverter o.l., se Kap 0.2.10 og ref. 16.

- Vinterarbeid

Lettklinkerfyllinger kan legges ut på vinteren dersom traubunnen er ferdig avrettet og telefri. Det må sikres at lettklinkeren ikke er frosset i klumper eller blir blandet med snø.

Store setninger (15 %) har forekommet i lettklinker som har blitt fylt ut ved nedbør og temperatur rundt nullpunktet. I slike tilfeller har det dannet seg ishinner på lettklinkerkulenes overflate slik at kulenes diameter har øket.

2.4.2.5 Overbygning

Lettklinkerlaget betraktes som undergrunn, og overbygningen dimensjoneres etter bæreevnegruppe 3. Tykkelsen av overbygning skal normalt ikke være mindre enn 50 cm på grunn av isingsfare.

Dimensjonering og krav til komprimering av overbygningen er beskrevet i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

2.4.2.6 Kontroll og oppfølging**- Materialkontroll**

Produsenten av lettklinker skal oppfylle/dokumentere spesifikasjonene for den avtalte fraksjon og densitet ved løs lagring.

Byggherren skal kontrollere lettklinkerens kornfordeling gjennom sikting samt materialets densitet i tørr tilstand

Kontrollen utføres etter følgende mønster:

Densiteten kan kontrolleres ved at materialet fylles løst i bøtte med kjent volum ca. 20 l. Lettklinkeren ristes lett uten komprimering og strykes av med stållinjal og veies. Det tas ut representative prøver ved kvartering for å måle vanninnholdet for beregning av tørr densitet. Middelerdien av en serie (minst 3 prøver) skal ikke overstige avtalt tørr densitet. Enkeltprøver får ikke overstige avtalt densitet med mer enn 15 %.

Kornfordelingen kontrolleres ved at det tas ut en representativ prøve på 10 l som kvartes ned til 2,5 l. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %.

Siktekurven skal ligge innenfor grensekurvene vist i Figur 2-4- 2. Hyppigheten av prøver skal være som vist på * Kontrollomfang for **fyllinger > 5000 m³ kan vurderes**

Figur 2-4- 5.

FYLLINGENS STØRRELSE	ANTALL PRØVER SOM SKAL KONTROLLERES
< 500 m ³	Minimum 2 prøver
500 - 1000 m ³	Minimum 3 prøver
> 1000 m ³	Minimum 3 prøver pr. 1000 m ³ *

* Kontrollomfang for fyllinger > 5000 m³ kan vurderes

Figur 2-4- 5 Kontrollhyppighet av kornfordelingsprøver

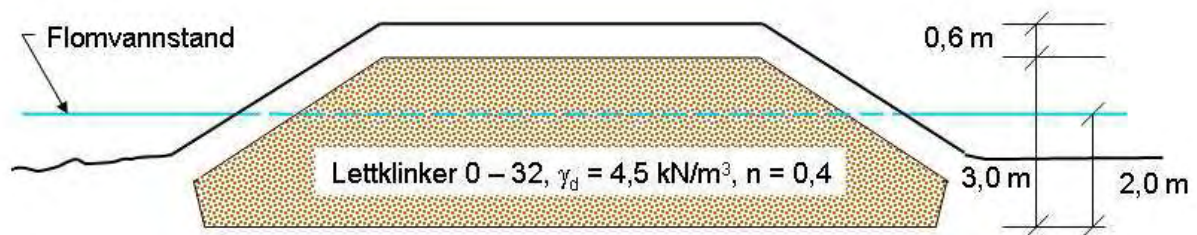
Lettklinker skal ikke inneholde snø, is, frosne klumper av lettklinker, jord eller andre materialer

- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av lettklinker skal dokumentere, senest ved avtale om leveranser til anlegget, at bedriften har et tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan i tilbudsgrunnlaget gi nærmere krav til slik dokumentasjon.

2.4.2.7 Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift

På grunn av liten bæreevne og problemer med setninger er det planlagt en fylling med lette masser av lettklinker som vist i Figur 2-4- 6. Lettklinkerlaget har en tykkelse på totalt 3 m hvorav ca 1 m skal ligge under opprinnelig terreng som en avlastning for dermed å etablere en kompensert fundamentering (dvs. ingen tilleggslast på terreng). Det forutsettes benyttet usortert lettklinker 0-32 mm med tørr tyngdetetthet som vist. Fyllingen vil normalt ligge drenert og det antas at lettklinkerlaget ferdig utlagt og komprimert vil ha en porøsitet på $n = 40\%$.



Figur 2-4- 6 Kontroll av sikkerhet mot oppdrift ved bruk av lettklinker

Området er imidlertid flomutsatt og ut fra foreliggende flomdata antas 200-årsflommen å kunne nå opp til et nivå 2 m over bunnen av lettklinkerfyllingen. Oppdrift i lettklinkerlaget pr. volumenhet fylling kan da beregnes som (se avsnitt 2.4.2.3):

$$F_{op} = (1-n) \cdot \gamma_w = (1-0,4) \cdot 10 = 6 \text{ kN/m}^3$$

Belastningen på undergrunnen i underkant av lettklinkerlaget i den jevntykke delen av fyllingen vil i drenert tilstand når fyllingen har ligget en tid ($\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$) være (se Figur 2-4- 1)

$$q = 0,6 \cdot 20 + 3,0 \cdot 5,5 = 12 + 16,5 = 28,5 \text{ kN/m}^2$$

Oppdriften fra de nedre 2 m av lettklinkerlaget vil med et flomnivå som vist være

$$q_{op} = 2,0 \cdot 6 = 12 \text{ kN/m}^2$$

Sikkerheten mot oppdrift blir da

$$\gamma_m = \frac{28,5}{12} = 2,4 \quad \text{dvs. OK } (\gamma_m \geq 1,3).$$

Hvis det kan forventes flom av samme størrelse kort tid etter at fyllingen er etablert, blir regnestykket følgende ($\gamma = 4,5 \text{ kN/m}^3$)

$$q = 0,6 \cdot 20 + 3,0 \cdot 4,5 = 12 + 13,5 = 25,5 \text{ kN/m}^2$$

Oppdriften vil være den samme med samme vannstand og sikkerheten mot oppdrift blir da:

$$\gamma_m = \frac{25,5}{12} = 2,1 \quad \text{dvs. fortsatt OK.}$$

Hvis det på grunn av klimaendringer kan bli aktuelt å regne med en 200-års flom, er det forventet at en slik flom kan nå helt opp til underkant av overbygningen, dvs 3 m over bunnen av lettklinkerlaget. Hvis det er fare for at dette kan skje like etter at fyllingen er lagt ut, vil vi kunne få følgende regnestykke.

$$q_{op} = 3,0 \cdot 6 = 18 \text{ kN/m}^2$$

og sikkerheten mot oppdrift blir

$$\gamma_m = \frac{25,5}{18} = 1,4 \quad \text{dvs. fortsatt innenfor kravet om } \gamma_m \geq 1,3$$

2.4.3 EKSPANDERT POLYSTYREN (EPS)

2.4.3.1 Generelt

EPS er produsert av plastråstoffet polystyren. Det er videre ekspandert under produksjon med vandamp og deretter støpt i store blokker (ref. 14).

2.4.3.2 Materialkrav

- Trykkstyrke

Dimensjonerende trykkstyrke skal være minst 100 kN/m^2 dersom ikke annet er spesifisert. Gjennomsnitt for alle kontrollerte blokker skal være minst 100 kN/m^2 . Gjennomsnitt for en enkelt blokk (6 målinger) skal ikke være mindre enn 90 kN/m^2 , og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 kN/m^2 .

Dersom sterkere EPS-kvalitet benyttes, skal gjennomsnittlig målt trykkstyrke minst være lik dimensjonerende trykkstyrke. Enkelblokker skal i gjennomsnitt ha 90 % av denne trykkstyrken, og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 % av dimensjonerende trykkstyrke.

Trykkfastheten skal angis som spenning ved 5 % deformasjon, målt med enaksialt trykkapparat. Målingene skal foretas på prøver med størrelse $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}$. Måleomfang (antall blokker), se Figur 2-4- 14.

- Dimensjoner

Minste sidekant på blokkene bør være minst 0,5 m dersom ikke annet er spesifisert. Lengden bør være minst 2,5 m. Blokkene skal være rettvisklet og ha plane overflater. Maksimalt tillatt avvik for dimensjon (høyde, bredde, lengde) er $\pm 1\%$. Maksimalt tillatt avvik for jevnhet er 5 mm målt med 3 m rettholt. Hyppighet av kontroll, se Figur 2-4- 14.

Tykkelsesforskjell mellom naboblokker (blokker som skal ligge i samme lag) skal ikke være mer enn 5 mm. Dette bør kontrolleres spesielt nøye dersom blokkene er levert fra forskjellige produsenter.

- Brennbarhet

EPS ble tidligere levert i to kvaliteter mht. brennbarhet: Standard kvalitet og selvslukkende kvalitet (SE-kvalitet). Den selvslukkende kvaliteten inneholder imidlertid bromerte flammehemmere og ut fra miljøhensyn skal denne type EPS-materialer ikke lenger benyttes i Statens vegvesen.

SE-kvaliteten ble tidligere anvendt under følgende forhold:

- Fyllinger større enn 1500 m³.
- Fylling eller deler av fylling som blir liggende utildekket i lang tid.
- Fylling nær konstruksjoner som trues ved evt. brann.
- Fylling i tettbygd område (barn som leker etc.).

Under tilsvarende forhold bør det nå vurderes følgende tiltak for å hindre brann i EPS-fyllinger i anleggsperioden:

- Vakhold ved fyllingen, evt. kombinert med arbeid i flerskiftordning (gir også kortere byggetid og mulighet for rask tildekking).
- Inngjerding eller annen sikring av byggeplassen og selve fyllingen.
- Forsiktighet ved bruk av skjære- og sveiseutstyr o.l.

Det er viktig å ta slike hensyn da en tidligere har hatt 3 branner i EPS-materialer på veganlegg i Norge, to på grunn av uheldig bruk av skjære- og sveiseutstyr og en antagelig på grunn av barns lek med fyrstikker. I alle tilfellene gikk flere ti-talls tusen m³ EPS opp i røyk i løpet av få minutter.

Når fyllingen er ferdig lagt og tildekket med overbygning og sideskrånninger, vil faren for brann være eliminert.



Figur 2-4- 7 EPS-fylling (Foto: K.Brattvang, Statens vegvesen Østfold)

2.4.3.3 Dimensjonering

Vegfyllinger av EPS skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable. Sikkerhetsfaktorer skal være som for øvrige geotekniske beregninger.

- Utnyttelse av trykkstyrke for EPS

For vanlige EPS-materialer med trykkstyrke $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ skal dimensjonerende last vanligvis ikke oversi $q_d = 30 \text{ kN/m}^2$. For spesielle konstruksjoner, og konstruksjoner der permanent last (vekt av overbygning + permanent nyttelast) på EPS-laget er større enn $q = 30 \text{ kN/m}^2$, skal nødvendig trykkstyrke vurderes i det enkelte tilfelle. Det kan regnes med en dimensjonerende trykkstyrke tilsvarende 30 % av materialets trykkstyrke ved 5 % deformasjon.

For EPS bør det normalt benyttes følgende styrkeklasser: 100 kN/m^2 , 140 kN/m^2 eller 180 kN/m^2 trykkstyrke ved 5 % deformasjon. Andre kvaliteter spesifiseres etter behov.

- Dimensjonerende tyngdetetthet

Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved setnings- og stabilitetsberegning skal settes lik:

$\gamma_d = 0,5 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger drenert.

$\gamma_d = 1,0 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger under høyeste grunnvannstand.

- Sikring mot oppdrift

Det må kontrolleres at sikkerhet mot oppdrift er tilstrekkelig. EPS-blokkene skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand. Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal settes lik $\gamma_d = 0,2 \text{ kN/m}^3$. Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på $\gamma_m = 1,3$ basert på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 200-års periode. Sikkerheten beregnes som forholdet mellom fyllingens tyngde til bunnen av EPS-laget dividert med opptredende oppdriftskraft.

Siden EPS-blokkene er å anse som lukkede legemer hvor bare ubetydelige mengder vann vil trenge inn ved plutselig neddykking, så kan oppredende oppdriftskraft pr. volumenhet beregnes som forskjellen i tyngdetetthet mellom EPS-blokkenes tyngdetetthet og tyngdetettheten til vann, dvs.:

$$F_{op} = \gamma_{EPS} - \gamma_w = 0,2 - 9,8 = -9,6 \text{ kN/m}^3$$

Fyllingen må sikres mot flom både i anleggsfasen og senere.

For eksempel på beregning av sikkerhet mot oppdrift se avsnitt 2.4.3.7.

- Horisontalkrefter, forankring, drenering

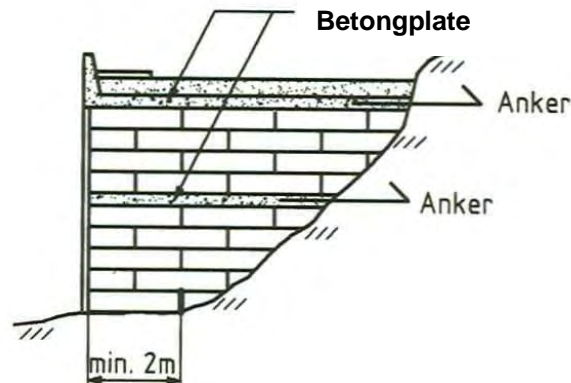
På strekninger hvor det forventes spesielle horisontalbelastninger må opptak av krefter vurderes. Friksjonskoeffisienten mellom skumplastblokker og mellom skumplastblokker og undergrunn (avrettingslag) regnes $\mu = 0,7$.

I skrånende terreng må det legges tilstrekkelig drenering for å unngå oppbygging av horisontaltrykk mot EPS-fyllingen. Ved høye fyllinger må det tas hensyn til vindkrefter både i anleggsfasen og på permanent basis.

Det kreves vanligvis en bredde på foten av EPS-fyllingen på minimum 2 meter for å sikre intern stabiliteten av fyllingen.

Dersom EPS-fyllingen blir eller kan bli utsatt for horisontaltrykk, skal det vurderes tiltak for å sikre fyllingen. I skrånende terreng, spesielt for høye fyllinger, skal forankring av konstruksjonen vurderes spesielt. Forankringen tar vare på horisontalkrefter som følge av evt. kollisjon mot kantdrager og jordtrykk på konstruksjonen og kan bestå av f.eks.:

- Forankrede betongplater (stag eller anker).
- Forlengede betongplater (friksjonsplater).



Figur 2-4- 8 Tverrsnitt av fylling i sideskrånende terreng.

Når EPS benyttes som fyllmasse bak brulandkar, støttemur e.l. kan forholdet mellom horisontalspenningen og vertikalspenningen settes lik $\sigma_h/\sigma_v = 0,1$. Det forutsettes stabil skråning i bakkant av EPS-massene, slik at EPS-fyllingen ikke er påvirket av jordtrykk.

2.4.3.4 Utlegging, Tilpassing og Tildekking

- *Krav til jevnhet*

Generelle krav til høyde og jevnhet for planum (topp underbygning) er angitt i kapittel 2 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

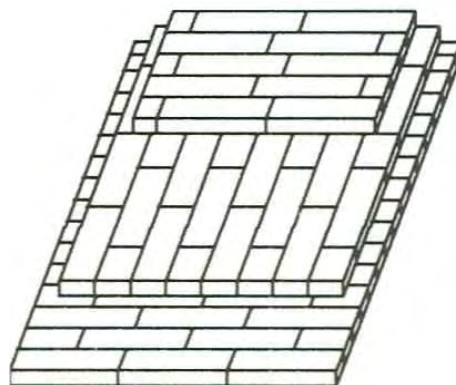
Blokkene skal ikke legges ut ved tele i bakken. Før utlegging av EPS-fylling skal underlaget være avrettet til teoretisk høyde ± 50 mm. Jevnheten på avrettingslaget skal være 10 mm eller bedre, målt med 3 m rettholt. God jevnhet på underlaget/ avrettingslaget kan oppnås ved at avrettingsmassene slåddes (f.eks. med en tung trestige som trekkes med håndkraft).

Ved oppbygging av fyllingen skal det holdes fortløpende tilsyn med at blokkene i hvert lag har tilfredsstillende jevnhet før neste lag legges ut. Viktigheten av dette øker med økende høyde på fyllingen.

I EPS-fyllinger med vanlige belastningsforhold (vekt av overbygning) kan det oppstå egenetninger på inntil ca. 1 % av fyllingshøyden når belastningen er påført.

- *Oppbygging og tilpassing*

EPS-blokkene skal, når det bygges flere lag, legges i forband i begge retninger for å unngå gjennomsettende vertikale sprekker, se Figur 2-4- 9.



Figur 2-4- 9 Eksempel på oppbygging av fylling i forband.

Blokkene kan lett tilpasses med motorsag rundt drenelementer o.l. Små gap (mindre enn 2-3 cm) kan aksepteres ved lokal tilpassing og vinkelendring mellom blokker i samme lag. Større sprekker fylles med sand eller løs lettklinker, men sprekker større enn 5 cm tillates ikke.

- *Utkiling og varierende helning*

De enkelte lag i fyllingen bør være parallelle med overbygningen. Avtrapping/utkiling av fyllingen bør utføres ved at underlaget avtrappes og avrettes med «terrasser» parallelt med prosjertert overside av EPS-fyllingen. Avtrappingen må vurderes ut i fra geotekniske forhold. Vanligvis vil en avtrapping på 1:10 være tilstrekkelig. Avretting med løse EPS-biter, tynde plater < 10 cm o.l. i toppen av fyllingen skal ikke forekomme.

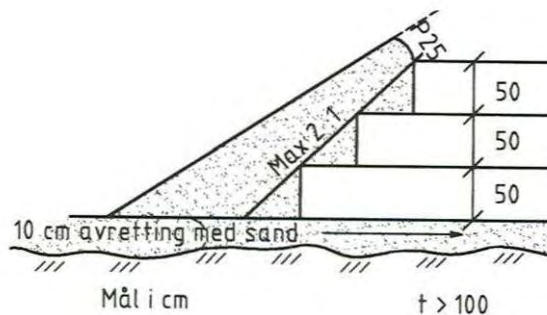
Dersom vegen skal ha takfall bør fyllingen legges ut på vanlig måte som beskrevet ovenfor. Takfallet oppnås ved å øke tykkelsen på overbygningen.

- Forankring mellom blokker

Forankring mellom blokkene er normalt ikke nødvendig ut fra permanent belastnings-situasjon. For å hindre at blokkene forskyver seg i anleggsfasen, kan det brukes tømmerforbindere mellom lagene (f.eks. to punkter pr. blokk med 95 mm Bulldog e.l.). Det kan være nødvendig med ytterligere sikring for å hindre at blokkene blåser vekk.

- Skråningsutslag/overdekning

For fyllinger med vanlig sideskråning 1: 1,5 - 1:2 skal skråningshelningen for EPS-fyllingen normalt ikke være brattere enn 2:1, se Figur 2-4- 10. Ved fare for store setninger ved fyllingsfot bør det vurderes å gi EPS-fyllingen slakere skråningshelning for å redusere belastningene mest mulig.



Figur 2-4- 10 Skråningshelning for EPS-fylling.

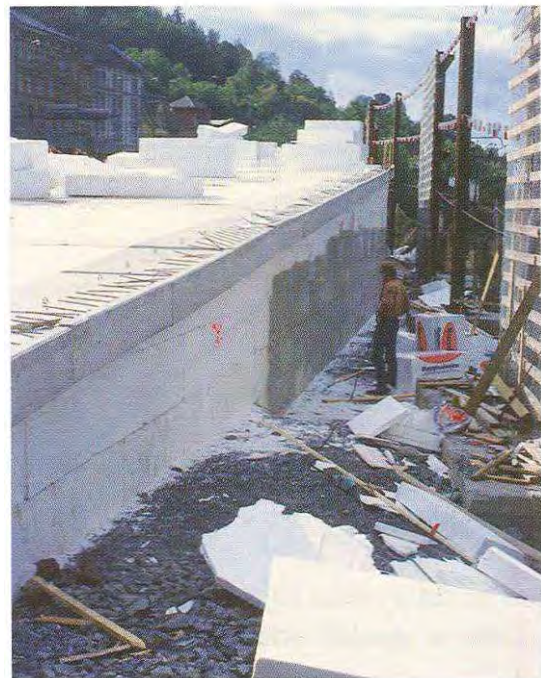
Overdekningen på sideskråningen skal være minimum 0,25 m. Alle massetyper kan benyttes. Dersom EPS-fyllingen er beskyttet med plastfolie, membran e.l. bør folien/membranen følge blokkenes overflate og dekkes med en fiberduk før utlegging av tildekningsmassene. Det bør da brukes leire eller sams masse (steinfri) nærmest folien og skumplasten.

- Vertikale avslutninger

Skumplastfyllingen kan også avsluttes vertikalt og dekkes til med f.eks.:

- korrugerte plater av stål eller aluminium
- trepanel *)
- sprøytebetong
- betongplater

*) Bruk av trepanel forutsetter at konstruksjonen ikke ligger i brannfarlig område (gressbrann, skogbrann).



Figur 2-4- 11 Vertikal avslutning av EPS - fylling (Foto: R. Aabøe, Veglaboratoriet)

- Beskyttelse mot løsemidler etc.

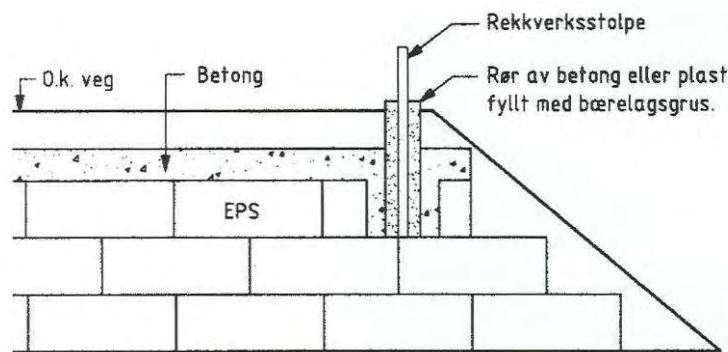
EPS vil ødelegges dersom blokkene utsettes for bensin eller olje og enkelte andre kjemikalier. Skade fra f.eks. bensin etter tankbilvelt kan forebygges med en betongplate over fyllingen eller, dersom betongplaten er utelatt, en membran (folie) mellom EPS og overbygning. Ved bruk av knuste materialer i overbygningen må membranen beskyttes med et lag av sand eller annet egnet materiale.

Skader pga. bensin o.a. som trenger inn til fyllingen gjennom skråningene kan forebygges ved å dekke fyllingen med membran (folie) som beskyttes med fiberduk før dekningsmassene legges ut.

Membran (folie) skal ha tykkelse minst 1,0 mm og være motstandsdyktig mot bensin og andre petroleumsprodukter.

- Rekkverk

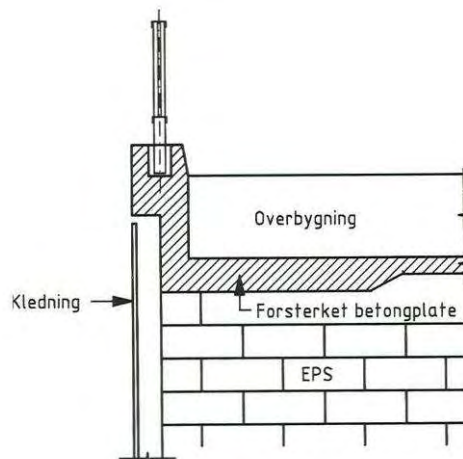
Rekkverket kan fundamenteres/festes i betongplaten over EPS-fyllingen (der slik plate fins).



Figur 2-4- 12 Veg rekkverk i fylling (prinsipptegning)

Vegrekkverket kan også fundamenteres ved at det øverste EPS-laget trekkes inn 0,5 m i forhold til teoretisk EPS- skråning. Dette er spesielt aktuelt dersom betongplaten over EPS-laget er sløfjet. Se Figur 2-4- 12.

Ved fylling med vertikal avslutning (i sideretning) festes rekkverket i en forsterket betongplate. Se Figur 2-4- 13.



Figur 2-4- 13 Vegrekkverk for vertikal EPS fylling (prinsippskisse).

Generelt vises det til håndbok 231; Rekkverk (ref. 7).

- Avlastningsplate

Avlastningsplate (setningsutjevner) skal brukes der fyllingen ligger inntil f.eks. brulandkar, kulverter o.l. Den skal armeres ekstra og festes til landkaret. Det vises til Kap. 2.0.10 og til Håndbok 185 (ref. 16). Det skal være fuge mellom avlastningsplaten og eventuell betongplate over EPS-fyllingen.

- Vinterarbeid

Arbeid med EPS-fyllinger kan utføres om vinteren hvis traubunnen er ferdig avrettet og telefri.

2.4.3.5 Overbygning

Over skumplastblokkene støpes det normalt direkte på disse et min. 10 cm svinnarmert betonglag. Betonglaget kan sløyfes dersom det vektmessig kan aksepteres at belastningen fra overbygningen øker. Betongplaten kan også sløyfes dersom veggen skal ha betongdekke. Ved høye fyllinger, spesielt i skrånende terreng må behovet for flere betongplater vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Den videre dimensjonering av overbygningen er avhengig av om det brukes/ikke brukes betongplate over blokkene.

- Utførelse av betongplate

Betongen skal ha en fasthet på min. B35 MF45. Armeringen utføres med sveiset armeringsnett og legges midt i betonglaget. Det skal benyttes nett med stangdiameter 5 mm og 15 x 15 cm eller 3 mm med 10 x 10 cm ruter. Standardstørrelse på nettene er 2 x 5 m. Nettene legges med overlapp iht. NS 3473.

- Dimensjonering av overbygning

Ved dimensjonering av overbygningen kan EPS-fyllingen betraktes som undergrunn i bæreevnegruppe 6. Betongplate (oftest 10 cm) vil vanligvis bli benyttet over EPS-blokkene, og for denne brukes da en lastfordelingskoeffisient på 3,0.

Lastfordelingskoeffisienten for grus er 1,0. Det betyr at dersom en betongplate på 10 cm legges inn over skumplastfyllingen, så kan forsterkningslagets tykkelse, slik den tas ut av dimensjoneringstabellen, reduseres med 20 cm.

Tykkelser på forsterkningslag, bærelag og vegdekke finnes i dimensjoneringstabellene, se kapittel 51 i håndbok 018; vegbygging (ref. 1). Det gjøres oppmerksom på at vegnormalene sier at for fyllinger over 1 m kan forsterkningslagets tykkelse reduseres med 10 cm i forhold til den dimensjoneringstabellen gir. Dersom det er særlig viktig å få ned vekten på vegoverbygningen bør fortrinnsvis betongplatens tykkelse økes.

I helt spesielle tilfeller kan det tenkes at hensynet til overbygningens vekt er overordnet en eventuell liten reduksjon i normal dekkelevealder. En ytterligere reduksjon av overbygningens tykkelse (forsterkningslaget) med 10 cm utover det normal dimensjonering tilsier, bør da kunne aksepteres.

- Kontroll av isingsfare

Normalt vil de overbygningstykkelser som vegnormalene gir også være tilstrekkelig til å

sikre at ising (i forhold til tilstøtende veg) ikke vil være et problem. Dersom isingsfaren på tilstøtende veg vurderes som liten / meget liten bør man, selv om dimensjoneringstabellen i vegnormalene tilsier noe annet, benytte en total overbygningstykkelse (inkl. ev. betongplate) på min. 50 cm.

Det vil være betydelig reduksjon av isingsfaren om det i vegkonstruksjoner med liten overbygningstykkelse kan legges inn et gruslag på min. ca. 20 cm, som inneholder finstoff, men uten å være vannømfintlig. Dessuten er det en fordel (men ingen stor betingelse) at dette materialet ligger så høyt som mulig i konstruksjonen. Fuktighet betyr at konstruksjonen har muligheter for å tilføre varme opp til vegdekket når utstråling (f.eks. en kald høstkveld) fører til at dekketemperaturen synker. Da er det viktig at varme tilføres nedenfra, og en vegkonstruksjon som bare består av knuste steinmaterialer uten finstoff har liten evne til dette når undergrunnen (som i dette tilfellet er EPS), gir fra seg veldig lite varme. Når varme ikke kan tilføres nedenfra, vil det føre til at dekketemperaturen synker, og avhengig av luftfuktigheten, vil det kunne føre til kondens og ising på vegdekket. Ising vil kunne oppstå selv om lufttemperaturen er en del grader over 0 °C.

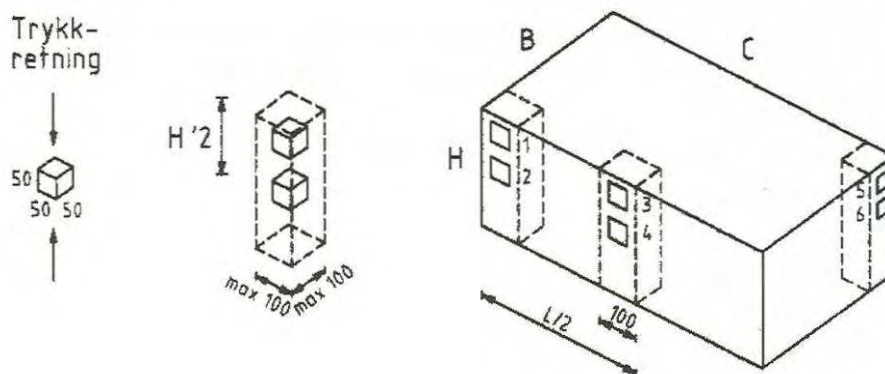
2.4.3.6 Kontroll og oppfølging

- Materialkontroll

Blokkene som kontrolleres skal være jevnt fordelt i partiet. Kontrollhyppighet ved kontroll av trykkstyrke bør være som vist i Figur 2-4- 14. Prøvetakingen skal foretas som vist på Figur 2-4- 15. Dimensjoner og jevnhet for blokkene kontrolleres for 1 blokk pr. 25 blokker. Krav til jevnhet og teoretisk høyde for avrettingslaget kontrolleres med ett profil pr. 10 m.

FYLLINGENS STØRRELSE	ANTALL BLOKKER SOM SKAL KONTROLLERES
< 500 m ³	Minimum 3 blokker
500 - 1000 m ³	Minimum 5 blokker
> 1000 m ³	Minimum 5 blokker pr. 1000 m ³

Figur 2-4- 14 Hyppighet av kontroll for trykkstyrke.



Figur 2-4- 15 Uttaking av prøver for kontroll av trykkstyrke. (Mål i mm.).

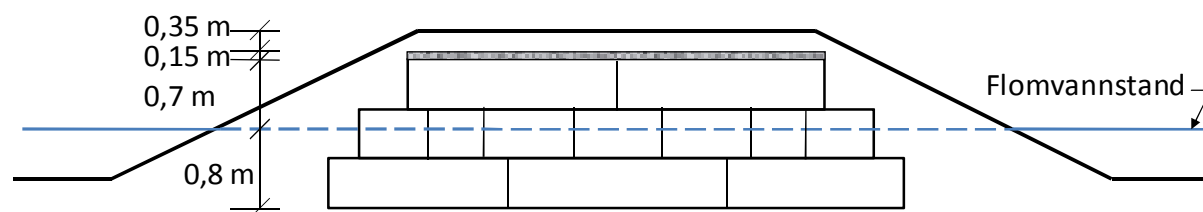
- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av EPS skal dokumentere, senest ved inngått avtale for leveranser til anlegget, at bedriften har tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan gi nærmere krav til slik dokumentasjon. Stikkprøvekontroll skal foretas av byggherre før blokkene plasseres i fylling.

2.4.3.7 Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift

På grunn av liten bæreevne og problemer med setninger er det planlagt en fylling med lette masser av EPS som vist i Figur 2-4- 16. EPS-laget har en tykkelse på totalt 1,5 m hvorav ca 0,3 m skal ligge under opprinnelig terreng som en avlastning.

Området hvor fyllingen skal bygges er flomutsatt og ut fra forliggende flomdata antas 200-årsflommen å kunne nå opp til et nivå 0,8 m over bunnen av EPS-blokkene. Oppdrift i EPS-blokkene pr. volumenhet fylling er som beregnet $9,6 \text{ kN/m}^3$ (se avsnitt 2.4.3.3).



Figur 2-4- 16 Eksempel på beregning av sikkerhet mot oppdrift av EPS-blokker

Overbygningen over EPS-blokkene ($\gamma = 0,2 \text{ kN/m}^3$) består av en 0,15 m svinnarmert betongplate ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) og 0,35 m med vanlige bærelagsmasser ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) over betongplaten. Belastningen på undergrunnen i underkant av EPS-blokkene i den jevntykke delen av fyllingen blir da:

$$q = 0,35 \cdot 20 + 0,15 \cdot 25 + 1,5 \cdot 0,2 = 7 + 3,75 + 0,3 = 11,05 \text{ kN/m}^2$$

Oppdriften fra den nedre delen av EPS-laget med et flomnivå på 0,8 m opp i EPS-blokkene blir da (Oppdrift pr. volumenhet EPS-blokker $F_{op} = 0,2 - 9,8 = -9,6 \text{ kN/m}^3$):

$$q_{op} = 0,8 \cdot 9,6 = 7,7 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Sikkerheten mot oppdrift blir da:}$$

$$\gamma_m = \frac{11,05}{7,7} = 1,4 \quad \text{dvs. OK } (\gamma_m \geq 1,3).$$

2.4.4 SKUMGLASS

2.4.4.1 Generelt

Skumglass har sporadisk vært anvendt som isolasjonsmateriale i vegkonstruksjoner siden 1960-tallet og da i form av plater. Produksjon av granulært skumglass kom ført i gang i Norge på 1990-tallet. Statens vegvesen har siden 1998 anvendt slikt skumglass i vegkonstruksjoner, først som isolasjonsmateriale og senere som lett fyllmasse. Vegdirektoratet startet i 2000 en systematisk utprøving og oppfølging av skumglass i vegkonstruksjoner gjennom Gjenbruksprosjektet.

I Norge produseres det i dag i overkant av 130 000 tonn glassavfall årlig. Omtrent 26 % av dette blir gjenvunnet og da i hovedsak emballasjeglasse. Den årlige produksjonen av granulert

skumglass lå i 2007 på rundt 100 000 m³ og produktet har i hovedsak har vært benyttet til vegformål i Sverige og Norge. Miljøtek HASOPOR AS har fått en ETA-godkjenning for sitt produkt (ETA – 05/0187) som leveres med CE-merking, se ref. (11). Glasopor er også CE-merket og Glasitt AS arbeider med å få en ETA godkjenning for Glasopor i 2008.

2.4.4.2 Materialkrav

Skumglass produseres ved å knuse returglass ned til et fint pulver. Ved behov renses dette for tungmetaller og andre miljøgifter. Glasspulveret tilsettes så en aktivator og spres på et transportbånd gjennom en tunnelovn. Glasspulveret smelter og det dannes store mengder små luft porer (skumning) slik at volumet øker hvilket medfører at skumglass består av ca. 92% luft og får en densitet på rundt 200 kg/m³. Når skumglasset kommer ut av ovnen ligner det en stor kake. Denne sprekker opp etter mikroriss fra temperaturspenninger. Det granulære skumglasset har kornstørrelser på ca 10-50 mm og en kantet kornform, se Figur 2-4- 17.



Figur 2-4- 17 Granulat av skumglass (Foto: Roald Aabøe, Vegdirektoratet)

- Densitet

Det produseres i dag to typer skumglassgranulat. Disse har betegnelsene "Lett" og "Standard". Det oppgis følgende verdier for produsert materiale (ETA -05/0187).

Materialtype	Tørr densitet ρ kg/m ³	Sortering
Skumglass Lett	180	10/50 mm
Skumglass Standard	225	10/50 mm

Figur 2-4- 18 Densitet av skumglasgranulat levert fra fabrikk.

Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %.

2.4.4.3 Dimensjonering

Som dimensjonerende tyngdetetthet benyttes verdier som vist i tabell Figur 2-4- 19.

Materialtype	Dimensjonerende tyngdetetthet γ kN/m ³
Skumglass Lett	3,5
Skumglass Standard	4,0

Figur 2-4- 19 Dimensjonerende tyngdetetthet for skumglassgranulat.

- Oppdrift

Skumglass vil normalt ligge drenert og over normal vannstand. Det må imidlertid kontrolleres at sikkerheten mot oppdrift er tilstrekkelig.

Dimensjonerende tyngdetetthet av skumglass ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal være $\gamma = 3,5$ kN/m³. Ved fare for flomnivå i høyde med nyutlagte fyllinger av skumglass må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes.

Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på $\gamma_m = 1,3$ basert på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 200 års periode. Sikkerheten beregnes som forholdet mellom fyllingens tyngde til bunnen av skumglasslaget dividert med opptredende oppdriftskraft. For beregningsopplegg se avsnitt 2.4.2.3 og 2.4.2.7.

- Trykkstyrke

Maksimalt tillatt trykk (spenning) vil i første rekke være begrenset av hvor store deformasjoner som kan aksepteres for konstruksjonen. En slik grense vil derfor blant annet være avhengig av komprimeringsnivå for materialet ved innbygging. Verdiene i tabell Figur 2-4- 20 er basert på materiale med komprimeringsfaktor i området 1,15 – 1,25.

For sykliske laster, som for eksempel trafikklast, er det satt en grense ut fra hvor stor en syklisk last kan være før den fører til akselererende deformasjoner i materialet. Dette bestemmer hvor høyt opp i en vegkonstruksjon materialet kan benyttes.

Last type	Maksimal trykk (spenning)	Kommentar
Syklisk last	75 kPa	
Statisk last	80 – 120 kPa * 250 kPa	(største belastning som er testet)

*For praktiske formål vil størrelse på setninger/deformasjoner oftest begrense mulige fundamentlaste til ca 80-120 kPa og i høytrafikkveger ≤ 50 kPa.

Figur 2-4- 20 Trykkstyrke HASOPOR

- Skjærfasthet

Observert rasvinkel når materialet legges ut indikerer en friksjonsvinkel på minst $\phi = 45^\circ$.

Utførte treaksialforsøk foretatt av SINTEF med store forsøksseller ga resultater som vist i Figur 2-4- 21.

Aksialt tøyningsnivå	Innspenningsnivå / sidetrykk		
	0 – 20 kPa	0 – 45 kPa	>75 kPa
2 %	$\phi = 44.5^\circ$, a = 0 kPa	$\phi = 36.7^\circ$, a = 0 kPa	Maks vertikalt trykk = 220 kPa
15 %	$\phi = 44.5^\circ$, a = 0 kPa	$\phi = 44.5^\circ$, a = 0 kPa	Maks vertikalt trykk = 350 kPa

Figur 2-4- 21 Friksjonsvinkel målt i treaksialapparat.

Å tolke resultatene ved høye spenningsnivåer > 75 kPa som vist blir noe spesielt da det ikke lenger oppstår et skjærbrudd, men en volumetrisk kompresjon. Skjærkapasiteten vil da etter hvert bli begrenset av kornstyrke og kapasitet for enkeltkorn. En slik materialoppførsel gjør at det må foretas spesielle vurderinger ved modellering og dimensjonering der hvor materialets skjærkapasitet er viktig. Dette vil imidlertid sjelden være noe problem for vanlige bruksområder for materialet, da det vanligvis ikke vil bli utsatt for så store spenninger samtidig som et eventuelt skjærbrudd vil kunne være aktuelt.

- Jordtrykk

Det er ikke utført feltmålinger eller modellforsøk med måling av jordtrykk.

Horisontale trykk:

For store lette fyllinger vil det være naturlig å anta et jordtrykk basert på normale geotekniske beregningsmetoder med bruk av friksjonsvinkel og faktor for aktivt jordtrykk, eventuelt hviletrykk. Med materialets lave tyngdetetthet vil dette gi seg utslag i tilsvarende lave jordtrykk. For masser som komprimeres inn mot en konstruksjon vil flere forhold spille inn, blant annet komprimeringsutstyr og bredde/høyde forhold på sjakt. Kapasitet med hensyn til passivt trykk begrenser hvor stort jordtrykk som kan bli stående mot veggen etter komprimering. For smale sjakter vil imidlertid jordtrykk fra masser utenfor sjakten kunne gi et større bidrag enn gjenstående trykk etter komprimeringen.

Vertikale trykk:

Lette masser kan benyttes for å redusere vertikalt jordtrykk mot konstruksjoner. Eventuell lastspredning (fra nyttelast) gjennom et lag med skumglass antas ikke å avvike vesentlig fra tilsvarende naturlige masser med samme friksjonsvinkel.

2.4.4.4 Utlegging, Tilpassing og Tildekking

Skumglass transporteres gjerne i store kassebiler idet det ikke er vekt, men volum som gir begrensninger.



Figur 2-4- 22 Transport av skumglass (Foto: Roald Aabøe, Vegdirektoratet)

- Komprimering

Ved utlegging og komprimering kan det forventes en komprimeringsfaktor på 1,2 – 1,3 definert som forholdet mellom utlagt volum dividert på teoretisk volum, men høyere komprimeringsfaktorer er målt der det har foregått anleggstransport i noe omfang direkte på skumglasslaget før utlegging av overbygning. Når vegen er ferdig forventes på kort sikt kun små deformasjoner i størrelsesorden 1 - 2 % av lagtykkelsen. Ved hjelp av langtidsmålinger er det dokumentert at videre nedknusing vil være beskjeden og av størrelsesorden inntil 1 % av lagtykkelsen.



Figur 2-4- 23 Utlegging og komprimering av skumglass med lett gravemaskin(Foto: Melhusprosjektet).

For utlegging og komprimering av materialet bør det benyttes gravemaskin eller lett doser med belterykk ≤ 50 kPa eller vibroplate med vekt 50 – 200 kg og 50 – 100 kg i grøfter. Anleggstrafikk med lastebiler og hjullastere direkte på skumglasslaget må unngås da dette ellers vil føre til nedknusing av materialet. NS3458 angir anbefalt komprimering av lette masser som vist i tabell Figur 2-4- 24. Mer detaljerte anvisninger for utlegging og komprimering av skumglass er gitt i ETA – 05/0187, se ref. (10).

	Lett fyllmasse	Frostsikringslag	Grøfter
Beltegående utstyr	≤ 50 KPa	≤ 50 KPa	
Vibroplate	50 – 200 kg	50 – 200 kg	50 – 100 kg
Maksimal lagtykkelse før komprimering			
- Beltegående utstyr	1.0 m	0.6 m	0.3 m
- Vibroplate	0.6 m	0.6 m	
Antall overfarer			
- Lett komprimering	2	2	2
- Normal komprimering	2	2	4

Figur 2-4- 24 Anvisninger for utlegging og komprimering av skumglass.

- Tildekking

Skumglass kan legges ut med en maksimal helning på 1:1, men det kan være praktisk å benytte slakere skråning for eks. parallelt med prosjektert fyllingsskråning, bl.a. for å redusere vekt fra overdekningsmasser på fyllingsskråningene. Til overdekning kan benyttes vanlige jordmasser som legges ut med minimum 0,5 m tykkelse.

Fiberduk av klasse 3 benyttes for å separere skumglasslaget fra over og underliggende lag.

- Vannopptak

Plassert i fylling vil materialet oppta fuktighet. Dette vil avhenge av vanntilgang og dreneringsforhold herunder økning i mengde firnstoff under utlegging og komprimering. Ved kontroll på utlagt materiale er det målt inntil 25 % vanninnhold i frostsikringslag mens det i vegfyllinger er målt inntil 20 %. Det er tatt hensyn til dette ved angivelse av dimensjonerende tyngdetetthet.

- Deformasjoner

For å undersøke deformasjoner i skumglass er det både utført ødometerforsøk i laboratoriet og oppfølging av vegprosjekter med slangesetningsmålinger. Målingene viser at det ved normale spenningsnivåer i en vegfylling, vil langtidsdeformasjoner forventes å kunne utgjøre ca 1 – 2 % av skumglassets lagtykkelse.

- Vinterarbeid

Skumglass kan legges ut på vinteren dersom traubunnen er ferdig avrettet og telefri. Det må sikres at materialet ikke er frosset i klumper eller blir blandet med snø.

2.4.4.5 Overbygning

Skumglasslaget betraktes som undergrunn, og overbygningen dimensjoneres etter bæreevnegruppe 3. Tykkelsen av overbygning skal normalt ikke være mindre enn 50 cm.

Dimensjonering og krav til komprimering av overbygningen er beskrevet i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

2.4.4.6 Kontroll og oppfølging**- Materialkontroll**

Produsenten av skumglass skal oppfylle/dokumentere spesifikasjonene for den avtalte fraksjon og densitet ved løs lagring.

Kontrollen utføres etter følgende mønster:

Densiteten kan kontrolleres ved at materialet fylles løst i bønne med kjent volum ca. 20 l. Skumglasset ristes lett uten komprimering og strykes av med stållinjal og veies. Det tas ut representative prøver for å måle vanninnholdet for beregning av tørr densitet. Middelværdien av en serie (minst 3 prøver) skal ikke overstige avtalt tørr densitet. Enkeltp prøver får ikke overstige avtalt densitet med mer enn 15 %.

Kornfordelingen kontrolleres ved at det tas ut en representativ prøve på 10 l som kvartes ned til 2,5 l. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %.

Hyppegheten av prøver skal være som vist på Figur 2-4- 25.

FYLLINGENS STØRRELSE	ANTALL PRØVER SOM SKAL KONTROLLERES
< 500 m ³	Minimum 3 prøver
500 - 1000 m ³	Minimum 5 prøver
> 1000 m ³	Minimum 5 prøver pr. 1000 m ³

Figur 2-4- 25 Hyppighet av kornfordelingsprøver

Skumglass skal ikke inneholde snø, is, frosne klumper av skumglass, jord eller andre materialer

- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av skumglass skal dokumentere, senest ved avtale om leveranser til anlegget, at bedriften har et tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan gi nærmere krav til slik dokumentasjon.

- Komprimeringskontroll

For kontroll av utlagt og komprimert materiale kan det benyttes et tynnvegget metallrør med diameter ca 0,4 m og høyde ca 0,5 m. Røret presses/slås ned i skumglassfyllingen og massene inne i røret graves ut til en jevn flate i bunn utgraving. Utgravet masse veies og en del av massen settes til tørking for beregning av vanninnhold. Volum av utgravet masse kan enten beregnes som rørets innvendige tverrsnitt ganger utgravingsdybde, eller alternativt at det settes en tynn plastduk ned i røret og det fylles på med vann til overkant av røret. Medgått vann utgjør da utgravet volum. Dette gir grunnlag for å beregne våt og tørr densitet av komprimert materiale, se Hb 016 Kap. 3 (ref 2)



Figur 2-4- 26 Prøvetaking av komprimert skumglass (Foto: Kjell Eriksen, Statens vegvesen)

- Materialtekniske egenskaper

En samlet oversikt over mekaniske egenskaper for skumglass er vist i tabell Figur 2-4- 27. Det vises også til tabell Figur 2-4- 1.

Parameter		Verdi	
Kornstørrelse		<i>Let:</i> 10-50 mm <i>Std:</i> 10-50 mm	
Tørr densitet		<i>Let:</i> < 180 kg/m ³ <i>Std:</i> < 225 kg/m ³	
Lette fyllinger	Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning	3	
	Dimensjonerende tyngdetetthet i fylling	<i>Let:</i> 3,5 kN/m ³ <i>Std:</i> 4,0 kN/m ³	
	Dimensjonerende tyngdetetthet mot oppflytning	3,5 kN/m ³ ¹⁾	
	Volumendring ved komprimering	20 -30 %	
	Friksjonsvinkel ϕ	45°	
	Utlegging	Maksimal lagtykkelse	1,0 m 0,6 m inntil landkar/støttemur
		Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Vibroplate ved landkar/støttemur 50-200 kg
		Skråningshelning	Maks. 1:1
Overdekning på skrånninger		Min 0,5 m vanlig jordmasser	
Frostsikring	Dimensjonerende vanninnhold	20 – 25 vekt-%	
	Dimensjonerende varmeledningsevne λ_D	<i>Let:</i> 0,10 W/mK (tørr) : <i>Std:</i> 0,11 W/mK (tørr)	
	NB! ✓ Det tillates ikke anleggstrafikk direkte på skumglasslaget ✓ Fiberduk av klasse 3 brukes for å separere skumglasslaget fra over og underliggende lag		
	Utlegging	Utleggingsutstyr	Doser Kortere strekninger: gravemaskin
		Maksimal lagtykkelse	0,6 m i vegoverbygning
	Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Vibrerende plate 50-200 kg (landkar og støttemur)	

1) Ved fare for flom ved nyutlagte masser må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes

Figur 2-4- 27 Materialtekniske egenskaper for skumglass.

2.4.5 ANDRE LETTE MASSER

2.4.5.1 Lettbetongavfall

Lettbetongavfall fra produksjon av SIPOREX/YTONG og blokkproduksjon med lettklinker som tilslag er i dag lite aktuelt på grunn av liten tilgjengelighet. Slike materialer har tidligere vært til dels mye brukt av vegvesenet i lette fyllinger.

Dimensjonerende tyngdetetthet for lettbetongavfall er 10 kN/m^3

Detaljerte beskrivelser av metoden finnes i; Veiledning i bruk av lettbetongavfall (ref. 9).

2.4.5.2 Bark og sagflis

Bark og sagflis er i dag mindre aktuelt som vegfyllingsmateriale på grunn av pris (brukes i gjenvinningsanlegg til brensel og jordforbedring), sigevann fra fyllingen (fra bark) og til dels store egensetninger i fyllingen. Bark og sagflis har tidligere vært brukt av vegvesenet til fyllinger.

Dimensjonerende tyngdetetthet for bark og sagflis er 10 kN/m^3 .

2.4.5.3 Skumbetong

Skumbetong er en mekanisk skummet betong som også kan tilsettes polystyrenperler for ytterligere reduksjon av densitet. Metoden har vært anvendt i Sverige som lett fyllmateriale. Materialet kan ha en utlagt densitet på 4 kN/m^3 . Det har en høy trykkstyrke og ser ut til å egne seg godt som vegfyllingsmateriale. Produksjonskostnadene ser imidlertid foreløpig ut til å være svært høye.

Dimensjonerende tyngdetetthet forventes å være i størrelsesorden $6 - 7 \text{ kN/m}^3$.

2.4.5.4 Bildekk

Oppkuttete brukte bildekk er benyttet som lett fyllmateriale, først og fremst i USA. Ved å bruke bildekk i fyllinger kan en hjelpe til med å løse et stadig økende avfallsproblem.

Metoden er anvendt på noen prøveprosjekter i Norge i forbindelse med Gjenbruksprosjektet. I denne sammenheng foretas det målinger evt. utlekkasje fra fyllinger med oppkuttete bildekk. Inntil resultatet av disse forsøkene foreligger har Statens forurensingstilsyn (SFT) nedlagt forbud mot videre bruk av slike fyllmasser i vegfyllinger.

For nærmere beskrivelse av metoden vises det til internrapport nr. 1626; Oppkuttete bildekk i lette fyllinger (ref. 9).

2.4.5.5 Blokker av heksagonale plastsyndre (Honeycomb-blokker)

Honeycomb-blokker produseres av polypropylen med heksagonale celler. Blokkene lages i omlag samme størrelse som blokker av ekspandert polystyren (EPS). Hovedfordelen med dette produktet er at varierende vannstand kan tillates i blokkene uten at dette vil medføre oppdriftsproblemer. Materialet produseres i Frankrike hvor det til en viss grad har vært brukt som lett fyllmasse i vegfyllinger. Det er imidlertid mer enn dobbelt så kostbart som andre lette fyllmasser.

Dimensjonerende tyngdetetthet vil variere fra $3-6 \text{ kN/m}^3$ avhengig av materialets

trykkstyrke.

2.4.6 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>.
- (3) Statens vegvesen, Bruk av ekspandert polystyren i vegfyllinger; Prosjektering, utførelse, kvalitetssikring. Blankett 482. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (4) Statens vegvesen, Materialkrav for ekspandert polystyren til vegfyllinger. Blankett 483. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (5) Statens vegvesen, Kvalitetskontroll av ekspandert polystyren til veg fyllinger. Blankett 484. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (6) Vägverket, Lättklinker i vägkonstruktioner. Publ. 2003:1. Borlänge 2003.
- (7) Vägverket, Cellplast som lättfyllning i vägkonstruktioner. Publ. 2004:109. Borlänge 2005-03.
- (8) Statens vegvesen, Rekkverk; Håndbok 231. Oslo 2003
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/231/231%20portal/index.stm>
- (9) Statens vegvesen, Veiledning i bruk av lettbetongavfall. Internrapport nr. 956. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1980.
- (10) Jan Vaslestad, Oppkuttete bildekk i lette fyllinger. Erfaringer fra USA. Intern rapport nr. 1626, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet, Oslo 1993.
- (11) European Technical Approval No. ETA-05/0187, Norwegian Building Research Institute P.O.Box 123 Blindern, N-0314 Oslo.
- (12) NS 3458 Utgave: 1 (11.10.2004) Komprimering - Krav og utførelse, Språk: Norsk
- (13) Produktinformasjon fra Maxit, Leca lett fyllmasse, Leca 12.100 - 2002.
- (14) EN 14933:2007, Thermal insulation and light weight fill products for civil engineering applications – Factory made products of expanded polystyrene (EPS) – Specification.
- (15) prEN15732, Light weight fill and thermal products for civil engineering applications (CEA) _Expanded clay aggregate products (LWA).
- (16) Statens vegvesen, Prosjekteringsregler for bruer, Håndbok 185, Vegdirektoratet, Oslo 2008.

2.5 MYRBRU/LAVBRU

2.5.1	GENERELT.....	94
2.5.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	94
2.5.3	UTFØRELSE OG KONTROLL.....	95
2.5.4	SPESEIELLE FORHOLD	95
2.5.5	PROSJEKTEKSEMPEL	95
2.5.5.1	Orientering	95
2.5.5.2	Grunnforhold.....	95
2.5.5.2	Fundamentering.....	96
2.5.6	REFERANSER.....	98

2.5.1 GENERELT

Myrbrukonseptet er basert på en kontinuerlig platebru i plassenstøpt slakkarmert eller spennarmert betong fundamentert på peler ført rett opp i bruplata. Metoden har vært i bruk i Norge siden 1960 årene på en rekke prosjekter.

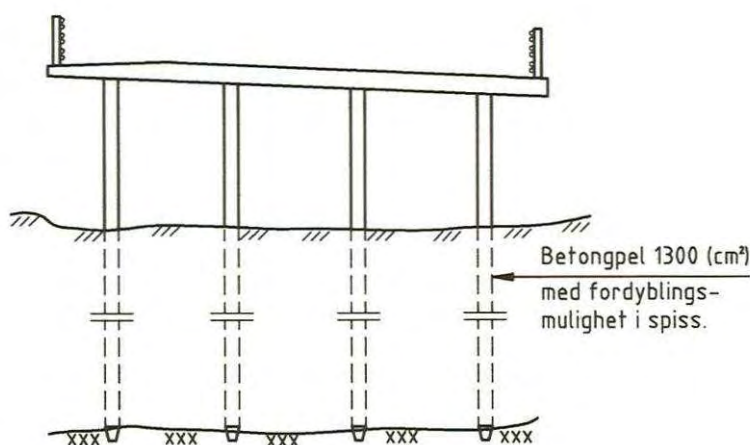
2.5.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

I områder med svært bløt undergrunn vil en myrbru under gitte forutsetninger kunne konkurrere teknisk og økonomisk med andre grunnforsterkningsmetoder.

Brutypen dimensjoneres som en vanlig bru etter gjeldende normal «Prosjekteringsregler for bruer», Bruavdelingen 1993. Pelene dimensjoneres i henhold til «Peleveiledningen» av 2005.

Under er nevnt en del faktorer som har betydning for dimensjoneringen og må vurderes ved valg av en slik løsning.

- Høyde over bakkenivå
- Sidestøtte for pelene. (knekningsproblematikk)
- Peletype
- Opptak av horisontalkrefter
- Bæreevne for pelerigg
- Kostnader



Figur 2-5- 1 Typisk tverrprofil av myrbru.

2.5.3 UTFØRELSE OG KONTROLL

Myrbrua utføres som en kontinuerlig platebru i plasstøpt slakkarmert eller spennarmert betong .

Pel ene kan være friksjonspeler eller peler ført til berg og de er ført direkte opp i brubanen. Det må stilles spesielt strenge krav til pelene ved bruk av store peler. Det kan være nødvendig å skjerpe de krav som stilles i prosesskoden.

Opplagring mellom bruplate og topp pel må vies spesiell oppmerksomhet, se bruforskriftene (ref. 1).

Spennvidden mellom hver akse har variert i området 10-20 meter. Peletyper har variert fra et tett mønster med betongpeler til store stålrørspeler i hver akse.

Utførelsen egner seg godt som vinterarbeid med en mulig øket bæreevne for peleriggen.

2.5.4 SPESIELLE FORHOLD

Estetiske hensyn (og knekningsproblematikken) tilsier at en bør bestrebe seg på å bruke få grove peler framfor mange og slanke.

Forskalingen henges vanligvis opp på pelene. Ved lange spenn kan forskalingskostnadene reduseres ved at forskalingen henges på pelene og med midlertidige mellompeler.

Det finnes også andre tilsvarende metoder bl.a brukes det i USA en metode for kryssing av områder med ekstremt dårlig bæreevne hvor pelingen foregår fortløpende fra den bygde brubanen som i stor grad er basert på prefabrikkerte elementer.

2.5.5 PROSJEKTEKSEMPEL

2.5.5.1 Orientering

Statens vegvesen, Østfold bygde i 1992 ny E6 mellom Svingenskogen og Hjelmungen. I den forbindelse er det bygd en lavbru på i underkant av 200 meter. Veggen ligger på denne strekningen fra 2-5 meter over terreng. Landskapsestetiske hensyn tilsa at man ønsket å bygge en bru framfor en fylling på denne strekningen.

2.5.5.2 Grunnforhold

Grunnen består av bløt, sensitiv og stedvis kvikk normalkonsolidert leire. Tørrskorpen er ca 1,5 meter tykk. Under denne har leiren et vanninnhold 50-75 % og en udrenert skjærstyrke s_u på 10-15 kN/m².

Bergoverflaten er svært ujevn over hele strekningen og er stedvis svært steil. Største registrerte dybde til berg er 26 meter.

Grunnen kunne av stabilitets og setningshensyn ikke belastes med større last enn tilsvarende 2 meter vanlig fylling uten bruk av stabiliserende tiltak.

2.5.5.2 Fundamentering

Landkarene er fundamentert på henholdsvis berg i syd og på betongpeler i nivå med underkant vegfylling i nord. Fra det siste landkaret er vegen fundamentert på fylling på peler i nærmere 50 meter.

Brua er fundamentert med en løsning hvor overbygningen er etablert direkte på oppstikkende peler. På grunn av bruas høyde over terrenget er det blant annet pga estetiske hensyn valgt grove peler.

Det er valgt å bruke en slakkarmert bru med en overbygning utformet som et dobbelt T-tverrsnitt.

Det er totalt 10 akser med en spennvidde på 20 meter. Det er rammet 2 spissbærende utstøpte stålrørspeler med utvendig diameter \varnothing 700mm i hver akse. Godstykkelsen er minimum 14 mm for pelene i akse 2-6 og 10-11. For pelene i akse 7-9 er minimum godstykkelse 19 mm. Stålkvaliteten er St 52-3.

Samtlige peler er vertikale. Pelene er avsluttet litt under terreng og forlenget med sirkulære søyler med diameter 700 mm.

Søyledimensjonen er valgt ut fra nødvendig plassbehov for lageret som skal plasseres på toppen av søylen.

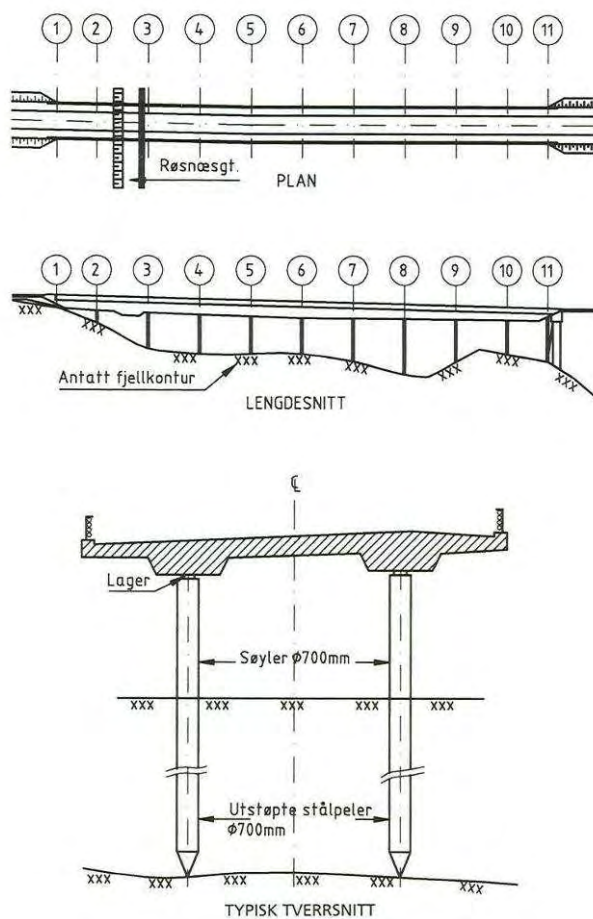
Forskalingskostnadene ble betydelig redusert ved at forskalingen for støpen ble holdt oppe av 2 mellomliggende betongpeler i hver akse.

Brua er fastholdt ved det søndre landkaret. Søylen i akse 2,3 og 4 forutsettes å ha leddlager i toppen. For de øvrige pelene er det brukt ensidig bevegelig glidelager for å ta opp svinn og temperaturbevegelser.

Alle pelene ble forutsatt rammet til berg. Der morenelaget er tykt har enkelte peler blitt rammet til stopp i løsmassene under forutsetning av at tilstrekkelig bæreevne har blitt dokumentert. Krav til karakteristisk bæreevne var 8000 kN.

Totalkostnadene for brua er om lag 3200 kr/m².

I Figur 2-5- 2 er det vist lengde- og tverrprofiler av brua.



Figur 2-5- 2 Lengde og tverrprofil av Vikshaugen bru.



Figur 2-5- 3 Myrbru (Vikshaugen bru på E6 i Østfold. (Foto: El Hadj Nouri)

2.5.6 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Prosjekteringsregler for bruer, Håndbok 185, Bruavdelingen, Vegdirektoratet 1996.
- (2) Peleveiledningen 2005, Den Norske Pelekomite, Norsk Geoteknisk Forening, utgave 2005.
- (3) Baardvik G., Veglaboratoriet. Oppdragsrapport B- 319C Vikshaugen bru, E6 Svingenskogen - Hjelmungen. 1991
- (4) Vegdirektoratet. Bruavdelingen/Berdal Strømme. Forprosjekt Vikshaugen bru.

Kapittel 3**SKRÅNINGER**

3.0	INNLEDNING	2
3.0.1	GENERELT	2
3.1	SKRÅNINGER / SKJÆRINGER I BERG	3
3.1.1	GENERELT	3
3.1.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	3
3.1.3	DIMENSJONERING	18
3.1.4	MILJØHENSYN	26
3.1.5	ISSIKRING AV BERGSKJÆRINGER	26
3.1.6	UTFØRELSE OG KONTROLL	27
3.1.7	EKSEMPLER	28
3.1.8	REFERANSER	29
3.2	SIKRING AV SKRÅNINGER I JORD	31
3.2.1	GENERELT	31
3.2.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	33
3.2.3	UTFØRELSE OG KVALITETSKONTROLL	37
3.2.4	SPESIELLE FORHOLD	49
3.2.5	EKSEMPLER	50
3.2.6	REFERANSER	53
3.3	SKRÅNINGER I UR	54
3.3.1	GENERELT	54
3.3.2	PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV SIKRINGSTILTAK	58
3.3.4	EKSEMPLER	63
3.3.5	REFERANSER	66
3.4	SIKRING AV SKRÅNINGER MOT VANN	67
3.4.1	GENERELT	67
3.4.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	68
3.4.3	UTFØRELSE OG KONTROLL	75
3.4.3	EKSEMPLER	76
3.4.4	REFERANSER	79

3.0 INNLEDNING

3.0.1 GENERELT	2
3.0.1.1 Miljø	2

3.0.1 GENERELT

Når det gjelder formelle krav vises det til vegnormalene, Håndbok 018 - Vegbygging.

3.0.1.1 Miljø

Ved utforming av skråninger og valg av sikringsmetoder er det viktig å hindre erosjon og forurensing samt å legge vekt på god landskapstilpasning.

Eroderte jordmasser kan gi store forurensningskonsekvenser i tilgrensende vassdrag. Sikringstiltakene må derfor gjennomføres umiddelbart etter at skråningen er etablert eller før skråningen etableres..f.eks sedimentasjonsdammer/avskjæringsgrøfter.

Landskapsmessig sett er det i første rekke viktig at veglinja er godt tilpasset terrenget slik at store skråningsflater og skjæringer unngås. Skråninger i jord bør utformes i samsvar med øvrige terrengformer i landskapet. Det må sørges for gode overganger til eksisterende terreng.

For skråninger som er svært eksponerte, sett fra vegen eller fra landskapet forøvrig, er det ønskelig med en reparering av landskapet så raskt som mulig. I slike situasjoner er det aktuelt med innplanting av vegetasjon utover grasetablering. Med hensyn til økologi og landskapstilpasning er det mest aktuelt å benytte stedegne arter. I prosjekter hvor sikring av skråninger får konsekvenser for omkringliggende miljø bør landskapsarkitekt konsulteres.

Vegetasjon er et viktig stabiliserende element både når det gjelder vannregulering og armering av jorda. Der gras og vedarter (trær og busker) er tilfredsstillende som sikringstiltak bør dette av økologiske og landskapsmessige hensyn nyttes framfor eller i kombinasjon med mekaniske tiltak.

3.1 SKRÅNINGER / SKJÆRINGER I BERG

3.1.1	GENERELT.....	3
3.1.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	3
3.1.2.1	Vurdering av sikringsbehov.....	3
3.1.2.2	Sikring av bergskråninger.....	4
3.1.2.3	Sikring av bergskjæringer.....	9
3.1.2.4	Geometrisk utforming og sprengning.....	9
3.1.2.5	Sikringsmetoder	12
3.1.3	DIMENSJONERING	18
3.1.4	MILJØHENSYN.....	26
3.1.5	ISSIKRING AV BERGSKJÆRINGER.....	26
3.1.6	UTFØRELSE OG KONTROLL.....	27
3.1.7	EKSEMPLER	28
3.1.8	REFERANSER.....	29

3.1.1 GENERELT

En bør praktisk skille mellom bergskråninger og bergskjæringer. Bergskråninger defineres som skråninger dannet ut fra naturlige geologiske prosesser. En bergskjæring derimot er skapt ved direkte fysiske inngrep i skråningen for fremføring av f.eks. en veg. Rent praktisk vil man både ved forundersøkelser og bygging måtte ta hensyn til eventuelle ovenforliggende bergskråninger. I forbindelse med utforming og sikring av bergskråninger og bergskjæringer er det viktig å ta hensyn til den fare slike kan representere for trafikantene, vegnormalene stiller krav i forbindelse med vurdering av behov for vegrekkverk.

3.1.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

3.1.2.1 Vurdering av sikringsbehov

PROBLEM	VURDERINGSGRUNNLAG	UNDERSØKELSESMETODE
BLOKKFALL	Ugunstig sprengningsopplegg, oppsprekking, vann- og frosterosjon.	Sprekkeanalyser, beregninger Skader på vegetasjon, erfaring fra lokalkjente folk
USTABILE PARTIER	Ugunstig sprengningsopplegg, oppsprekking, vann- og frosterosjon.	Sprekkeanalyser, beregninger, flere bergmekaniske parametere inngår
ISKJØVING VINTERSTID	Vannførende sprekker, vannførende løsmasser over berget	Sprekkeanalyser, drenerings- forhold, meteorologiske forhold, frostmengde etc.

Figur 3-1-1 Forundersøkelser av bergkjæringer.

PROBLEM	VURDERINGSGRUNNLAG	UNDERSØKELSESMETODE
STEINSPRANG	Overflateoppsprukket berg som ved utløsning glir, triller, hopper eller faller, oftest med stor fart, volum vanligvis < 100 m ³	Bestemmelse av bergartstype, sprekkeanalyser, vann- og frosterosjon, blokkregistrering Skader på vegetasjon, erfaring fra lokalkjente folk
STEINSKRED	Oftest overflateoppsprukket berg som ved utløsning faller og knuses og som kan blande seg med eksisterende ur eller morene i skråninger og komme samlet nedover, hastighet 1-10 m/s, volum 100-10 000m ³ .	Bestemmelse av bergartstype, sprekkeanalyser, vann- og frosterosjon, kjemisk erosjon, spenningsanalyser, deformasjonsmålinger
BERGSKRED	Avløsning oftest etter dyptliggende glideflater, massene faller, velter eller glir, blir oppknust og kommer samlet ned og kan nå et stykke opp i motsatt dalside, hastighet opp til 50 m/s, volum > 10 000 m ³ opp til mange mill. m ³ .	Bestemmelse av bergartstype, strukturgeologi, samt sprekkeanalyser, erosjonsanalyser og spenningsanalyser, deformasjonsmålinger

Figur 3-1- 2 Forundersøkelser av bergskråninger.

3.1.2.2 Sikring av bergskråninger

Vanligvis har bergskråninger i Norge stått stabile i lang tid. Der bergskråningene har blitt ustabile, er ofte dette markert med "ferske" urer ved bergfoten (ikke mosegrodde).

Når forholdene krever sikring, bør det foretas forundersøkelser. Sikring i form av inngrep i skråninger vil ofte påvirke stabiliteten i uheldig retning. Virkningen av sprengning som sikringsmetode må derfor vurderes nøye på forhånd. Selv lett rensk kan fjerne låseblokker med redusert stabilitet til følge. Vanligvis bør derfor sikring gå ut på å stabilisere den naturlige skråning ved bolting, støttemurer, pilarer, etablering av verneskog etc.

Stadig steinsprang kan sikres ved bygging av ledevoller, fanggrøfter, rasgjerder, steinsprangnett og i vanskelige tilfeller tunneler og overbygg. Ofte er det snakk om en kombinasjon av de ulike metodene for å oppnå en best mulig teknisk økonomisk løsning, rasjonelt vedlikehold og landskapsmessig tilpasning.

Bruk av fangvoll kommer først og fremst på tale i f.eks. kombinerte berg- og løsmasseskjæringer, eller på steder hvor en utsprenget skjæring har skapt ustabile forhold i høyereliggende terreng.

Summarisk kan bruk av fangvoll og rasgjerde utføres som følger:

- Enkel fangvoll utført i stein, mur, gabioner etc.
- Kombinasjon av fangvoll - gjerde.
- Bruk av brede grøfter.
- Fleksible rasgjerder

Andre kombinasjoner av disse sikringselementene, eventuelt i sammenheng med ordinært bergsikringsnett / styringsnett, er også mulig, se eks. i *Figur 3-1- 4*

Enkelte steder er det oppstått store skader på bergsikringsnett i bergskråninger. Det er i dag ingen gode testmetoder for evaluering av nettsikring i skjæringer og skråninger (I Europa er det kun nettene i rasgjerdene som må sertifiseres). I Nord-Amerika er det benyttet erfaringsmateriale som er innsamlet i ulike stater, se *Figur 3-1- 3*.

Nettype	Blokkstørrelse
Steinsprangnett (gabionnett)	≤ 0,6 m
Wirenett	≤ 1,2 – 1,5 m

Figur 3-1- 3 Amerikanske anbefalinger for bruk av steinsprangnett og wirenett i bergskråninger (Washington State Transportation Commission – ref. 27)

Generelt oppstår mindre skader på nettene når skråningsvinkelen minker. I nesten vertikale bergskråninger kan nettene brukes som løst hengende styringsnett hvis grøfta tillater det. Selve forankringen av slike nett bør utføres med toppwire og innstøpte bolter i godt berg.

Overslagsmessig kan antall forankringer beregnes etter formelen:

$$A = F \cdot P \cdot J$$

A = vekt av nettet

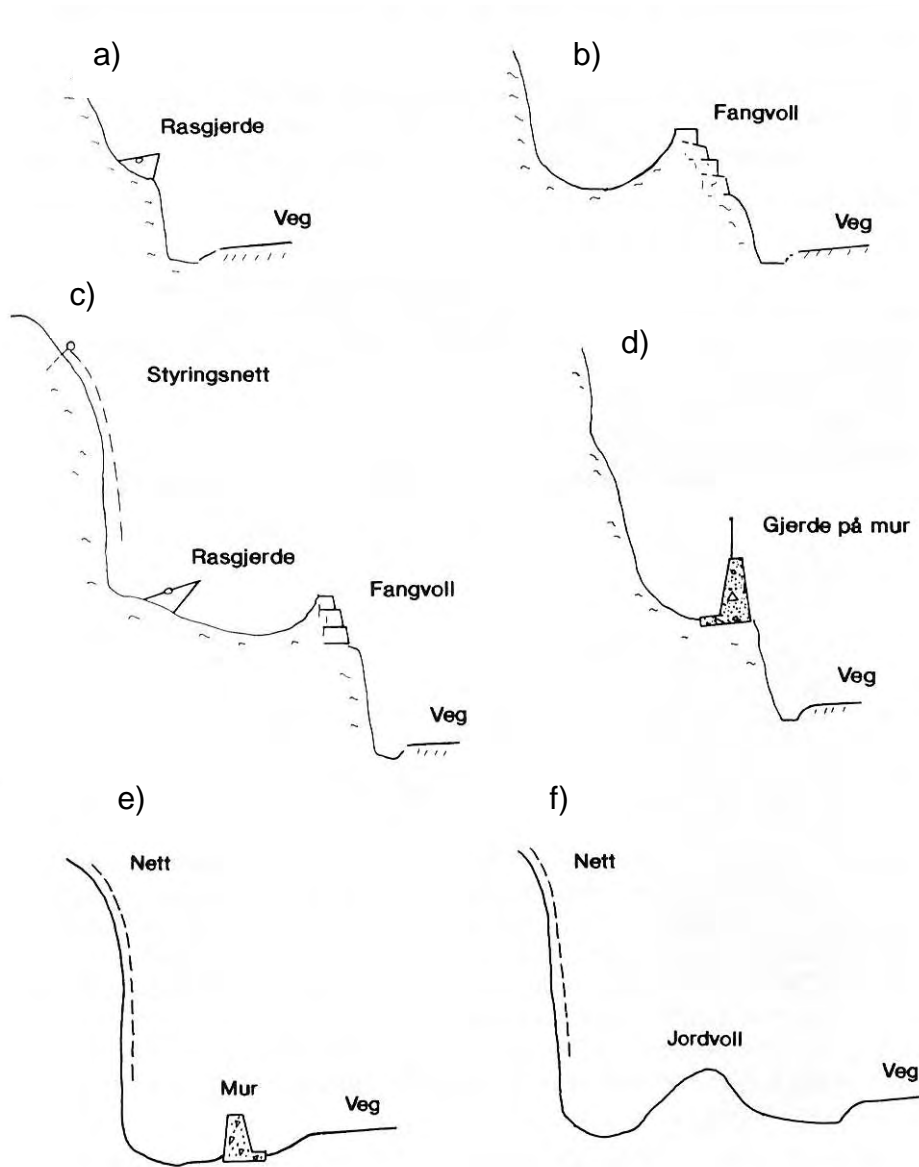
F = sikkerhetsfaktor f. eks. 3

P = ankerkapasitet (arbeidslast f. eks. 60% av flytelast)

J = antall ankere

Der skråningsvinkelen ligger mellom 40- 60° bør nettene følge bergkonturen mest mulig slik at dannelse av poser med løsblokker unngås.

Korrosjonsmessig er det en fordel å bruke nett som både er varmforsinket og pulverlakkert.



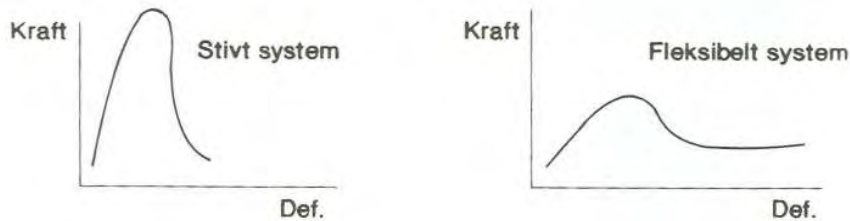
Figur 3-1- 4 Eksempler på bruk av ulike sikringselementer.

Det største problemet er ofte å finne det riktige tekniske / økonomiske nivå i dimensjoneringen.

Der det er mulig bør rasgjærder/fangvoller trekkes bak skjæringstopp slik at ikke framtidig rensk av skråning fra vegen hindres. Dette er også gunstig landskaps- og miljømessig da en oppnår et mer naturlig sideterreng sett fra vegen.

Vedlikeholdskostnadene må også med i denne sammenhengen. Det er derfor viktig at man raskt får oversikt over disse.

Når man bruker spesialkonstruerte rassikringssgjærder, er det visse hovedprinsipper som skiller disse klart fra andre metoder. Forenklet kan man si at disse gjærdene er så fleksible at de absorberer den kinetiske energien, se Figur 3-1- 5.



Figur 3-1- 5 Kraftoverføring med stivt og fleksibelt sikringssystem.

Den krafttoppen som påføres i et stivt system ved små deformasjoner, fordeles ved hjelp av relativt store deformasjoner i det fleksible systemet.

Desto smidigere en bygger systemet konstruksjonsmessig og materialteknisk, desto bedre absorberes den kinetiske energien. Det finnes i dag rasgjerdetyper med både stive og elastiske stolper. Generelt vil gjerder med elastiske stolper ha noe mer vedlikehold, men til gjengjeld er de vanligvis noe rimeligere å installere. Stolpeplasseringen i forhold til terrenget bør vurderes på det aktuelle sted. Det samme gjelder gjerdeplasseringen og antall gjerder i forhold til utløsningsstedet. Overlapp mellom gjerdene må også planlegges nøye. Ellers er det viktig at alle kabler som skal ta belastning, har størst mulig kontaktflate i koblingspunkter etc.

I utlandet og spesielt i Sveits har rasgjerder vært lenge i bruk både mot snøras og steinsprang. De har derfor her utviklet et system med bremseelementer både på barduner og bærende wirer. Dette har vist seg meget effektivt og kan i prinsippet dimensjoneres for ethvert formål.



Figur 3-1- 6 Fleksibelt rasgjerde (Foto: Veglaboratoriet).

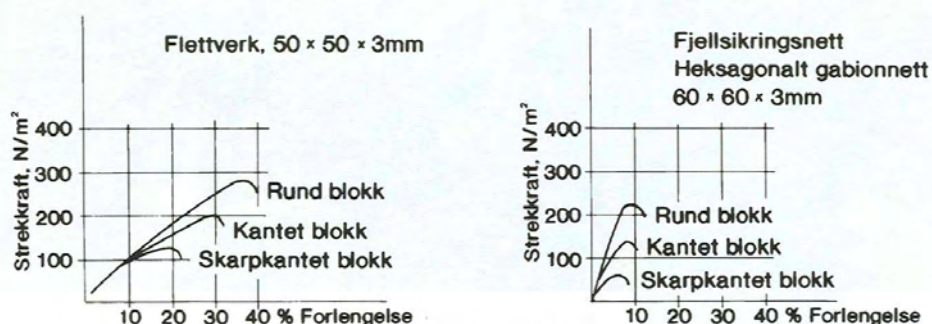
Når rasgjerder brukes, er det generelt viktig at disse plasseres så nært utløsningsområdet som mulig. Et steinsprang bør fanges opp så tidlig som mulig, slik at dets "vokse-effekt" reduseres til et minimum. Der forholdene ligger til rette, kan det derfor være lurt å bruke ledevoller i "utløsningsområdet", slik at eventuell stein styres inn mot gjerdet. I raviner og gjel kan det også være gunstig å bruke styringsnett, slik at man unngår at stein- og isblokker spretter ukontrollert inn mot eventuell fangvoll eller rasgjerde.

Normalt brukes to typer wirenett til rasgjerder. Felles for dem begge er at de ikke har en sammenføyning som gjør dem stive, men derimot er meget fleksible. Den norske varianten har sirkulære løkker med 8 mm tykk wire. Fra Sveits kan man i utgangspunktet få den wiredimensjon man ønsker, men vanligvis brukes 8 mm wire. Dette nettet, som har kvadratisk geometri, er ikke knyttet, men festet sammen med ståklips. Den konstruktive

utforming har stor betydning for et netts deformasjons og bruddegenskaper. Normalt vil de største spenningsstopper opptre i et netts sammenføyningspunkter, og bruddutviklingen blir ofte initiert i disse knutepunktene. De viktigste faktorene som har betydning for et netts mekaniske egenskaper, kan oppsummeres som følger:

- Materialsammensetning i nettet
- Trådtykkelse
- Nettets konstruktive utforming

Det er derfor meget viktig at man bruker nettet til den type sikring det er konstruert for. Et stivt gabionnett egner seg f.eks. dårligere til rasgjerder enn et fleksibelt flettverksnett. Trådtykkelsen har stor betydning for bruddstyrken, der man sikrer mot nedfall av skarpkantet blokk. Et nylonnett med samme trådtykkelse, men med større maskevidde, vil få brudd ved større deformasjon enn et tilsvarende nett med mindre maskevidde. Ved å kombinere ulike nettyper i f.eks. ras gjerder kan man oppnå de egenskaper man ønsker. Et netts karakteristika som funksjon av blokktypen det utsettes for, kan forenklet beskrives som i skissen i *Figur 3-1-7*.



Figur 3-1-7 Karakteristika som funksjon av blokktype.

I forbindelse med mindre rasgjerder har også nett av syntetiske materialer vært benyttet. Det er først og fremst nylon- og polyesternet som er blitt prøvd. Spesielt mindre ras av is, snø og stein kan sikres med slike nett. En må være oppmerksom på nedbryting av termoplasten polyamid eller nylon. Imidlertid har de nett som til nå har vært benyttet, blitt tilsatt lysstabilisator, slik at eventuell styrkereduksjon ikke har vært målbar.

For land som er tilsluttet EU er det krav om sertifisering av rasgjerder. To likeverdige testmetoder er godkjent. Den ene er utviklet i Østerrike, den andre i Sveits. Gjerdene må testes i målestokk 1:1 ved ulike energinivåer. Nettene i gjerdene må også energiklassifiseres.

For videre tekniske detaljer vises til :

ETAG, Draft guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits. (www.eota.be) Swiss Guideline for the Approval of Rock-Fall Protection Kits. (SAEFL, Berne 2001 ref. 26).

NETTYPER	MATERIALE	DIMENSJONER (mm)	EGNET TIL BLANT ANNET:
Flettverk	Stål	50 x 50 x 2,7 50 x 50 x 3,0 m.fl.	Tunnelsikring, rasgjerdar etc.
Gabionnett	Stål	60 x 60 x 3,0 m.fl.	Tunnelsikring, skjæringssikring, issikring
Nylonnett	Polyamid (PA)	60 x 60 x 1,5 m.fl.	Tunnelsikring, skjæringssikring, rasgjerdar etc.
Polyester- nett	Polyester	30 x 30 x 1,5	Tunnelsikring, skjæringssikring
Wirenett	Stål	250 x 250 x 8 m.fl.	Skjæringssikring, rasgjerdar etc.

Figur 3-1- 8 Noen nettyper.

3.1.2.3 Sikring av bergskjæringer

Berggrunnen er ofte gjennomslått av sprekker, parallelt med overflaten, lagdeling eller bruddstruktur i området. Ved bygging av skjæringer skaper man derfor også rasfare på steder som tidligere har vært stabile. Dette faktum er viktig å vurdere ved planlegging av skjæringer i berggrunn. Sikringsarbeider er kostbare, og bare ved å vurdere sikringsbehov i sammenheng med trase og skjæringsutforming på vegens prosjekteringsstadium vil man oppnå den mest fordelaktige totalløsning. Ved utsprenkning av skjæringen er det fordelaktig å skape en slett kontur, og utføre sprengningsarbeidet slik at påkjenningene på den gjenstående bergvegg blir minst mulig. Ujevn boring og hard sprengning vil forårsake oppsprekking og skape ustabile partier som vil bli et problem for sikkerhet og vedlikehold i hele vegens levetid.

For bergskjæringer stilles det funksjonskrav som vis i tabell Figur 3-1- 9.

Krav til	Krav
Trafikksikkerhetsnivå / Grunnlag for prosjektering	Sikkerhetsnivået i skråninger/skjæringer bør være ensartet for hele vegstrekningen som bygges ut.
Sikkerhetsnivå i driftsfasen	Funksjonskravene videreføres på samme nivå i forbindelse med drift og vedlikehold.
Sikkerhetsnivå skjæringstopp/ Skråning	Inngjerding bør vurderes hvis fall av dyr eller mennesker fra skjærings-/skråningstopp kan medføre trafikkfare og/eller skader.
Stabilitet, sikkerhet mot utfall og ras	En skjæring bør bygges slik at man unngår rensk og annen sikring de første 20 årene. Det samme gjelder løsmasse på skjæringstopp.

Figur 3-1- 9 Funksjonskrav for skråninger og skjæringer i berg.

3.1.2.4 Geometrisk utforming og sprengning

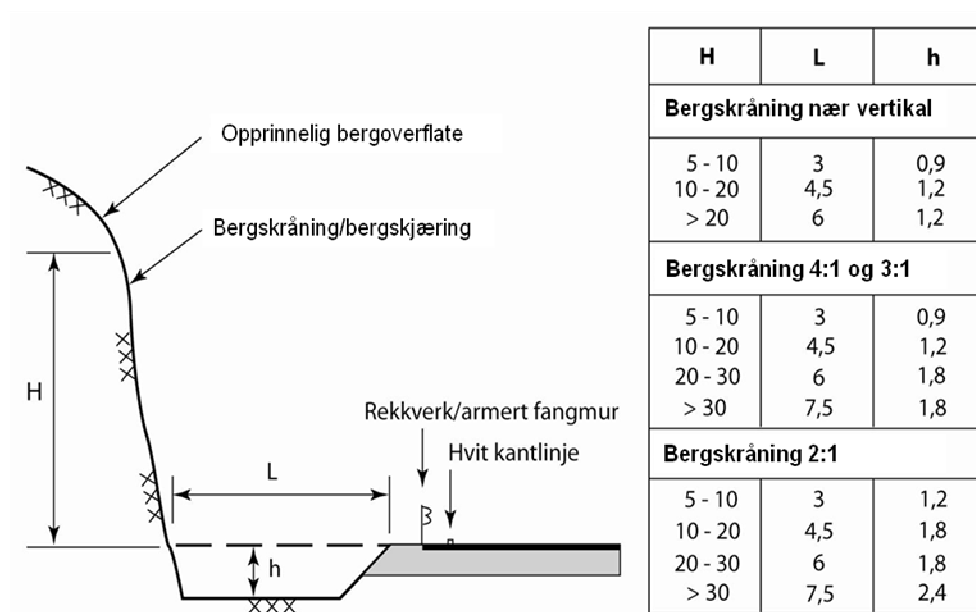
På grunnlag av geologiske undersøkelser vil man oftest finne fram til den mest gunstige utforming av skjæringen. Vanligvis benyttes helningen 10: 1. Men generelt er det fordelaktig for å redusere skadevirkningen av fallende stein fra skjæringsveggen, at skjæringen utformes vertikal, og med en tilstrekkelig bred og dyp fanggrøft mellom veg og skjæring. Spesielle

geologiske- og trafikkforhold bør bestemme skjæringsveggenes helning, se *Figur 3-1- 10*. Det må også stilles krav om landskapsmessig tilpasning mellom bergskjæringen og det omkringliggende terreng. Spesielt bør følgende forhold vurderes:

- bergartstype
- oppsprekking
- grunnvannsforhold

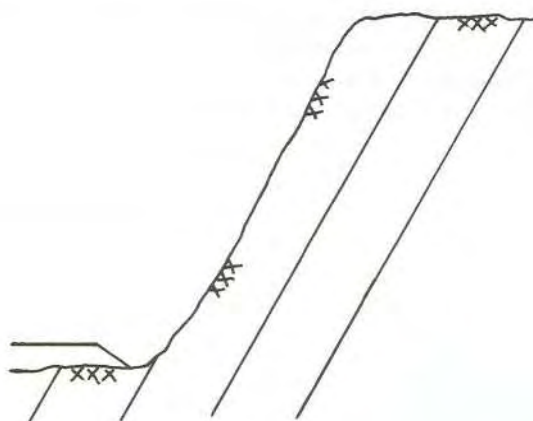
Utstikkende nabber i bergskjæring og tunnelvegger kan gi store personskader ved påkjøring.

For å unngå bruk av rekkverk bør bergskjæring sprenges ut med mest mulig jevne overflater. Kontursprengning er derfor nødvendig slik at utstikkende partier ikke overskrider 0,3 m, se Håndbok 231 Rekkverk (ref.9).



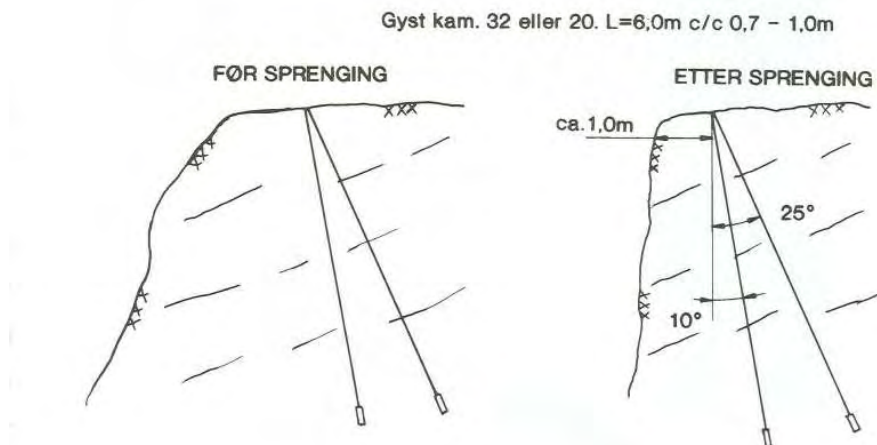
Figur 3-1- 10 Dimensjonering av fanggrøft for steinsprang (når bergskjæringen ikke sikres på annen måte).

Det må legges spesiell vekt på å unngå gjennom boring og bakbrytning av de bruddplan som velges som skjæringsvegg, se *Figur 3-1- 11*.



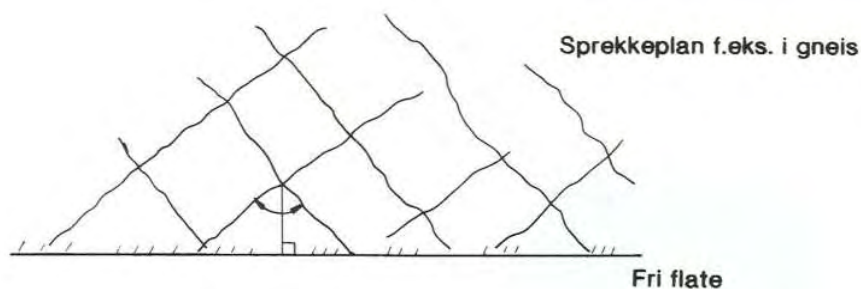
Figur 3-1- 11 Ved utsprengning bør bruddplanene følges.

Der det er spesielt viktig å unngå blokkutfall kan det være aktuelt med forbolting ved sprengning, se *Figur 3-1- 12*.



Figur 3-1- 12 Eksempel på bruk av forbolting.

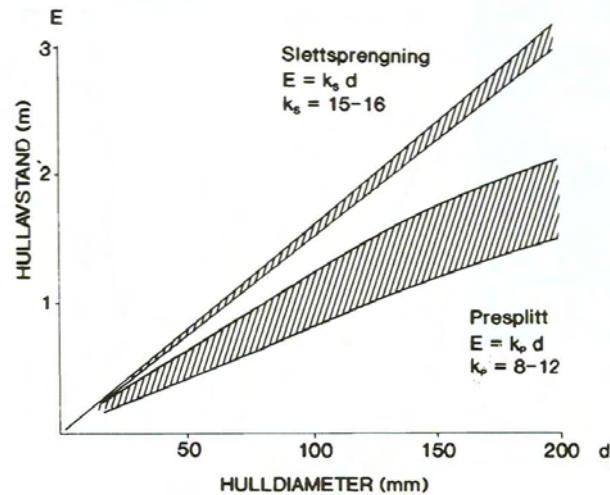
Et annet eksempel på gunstig plassering av fri flate i en salve er vist i *Figur 3-1- 13*. Legg merke til at flatenormalen halverer vinkelen mellom sprekkplanene. Tenningssekvensen salven detonerer etter er av meget stor betydning i oppsprukket berg, spesielt der vertikale sprekkplan stryker med spiss vinkel mot den frie flate.



Figur 3-1- 13 Horisontalt snitt som viser gunstig plassering av fri flate i en salve.

Vanligvis benyttes slettsprengning i ordinære sprengningsarbeider langs veg traseer.

Slettsprengning innebærer at de konturskapende hull (siste og nest siste rast) bores tettere og lades svakere enn den øvrige delen av salven. Hullavstanden settes ofte til $E = 15,5 d$ der d er hulldiameter (etter Lundborg, Persson). Ved slettsprengning skytes konturhullene normalt til slutt i samme salve. Ved spresplitt derimot skytes konturen først.



Figur 3-1-14 Sammenheng mellom hullavstand og hulldiameter ved slettsprengning og presplitt (etter Svanholm, Persson, Larsson – ref. 17).

Generelt bør man huske at ladningen i andre hull enn konturhullene kan ha betydning for sprekker i det gjenstående berget. Normalt bør forholdet mellom hullavstand E og forsetning V holdes under følgende grense:

$$E/V \leq 0,8$$

På denne måten er sjansene for at det gjenstående berget skal bli uskadd størst.

En generell regel er at desto flere ladninger pr. intervall og desto nøyaktigere i tid ladningene detoneres, desto bedre skjæringsvegg kan vi vente oss. Ønske om flest mulig ladninger på samme intervall må vurderes opp mot eventuelle krav til maksimale rystelser.

Her i landet har man fått brukbare resultater av slettsprengningsmetoden i finoppsprukket, løst berg og spesielt i dagberget der man ofte har hyppig horisontal oppsprekking, f.eks. i gneiser.

For videre detaljer vedrørende utførelse av skånsom sprengning i bergskjæringer vises det til litteraturlisten.

3.1.2.5 Sikringsmetoder

a) Rensk

Den mest benyttede sikringsmetoden er rensk. Ved vanlig sprengning (ikke kontursprengning) vil renskearbeidet ofte bli meget omfattende og kostbart. Det er videre lett å fjerne låseblokker ved for hard rensk, noe som kan forårsake en sterk økning av rasfaren. Rensken bør derfor vanligvis være lett der spredte nedfall av mindre stein i bred grøft kan tillates.

De tre mest anvendte renskemåter er manuell rensk, spyling med høyt vanntrykk og hydraulisk hammer.

Manuell rensk: Utføres manuelt med renskespett. Lett rensk gir god kontroll med stabiliteten.

Høytrykkspyling: Kan benyttes til rensk i oppsprukket og flisig berg. Vanntrykk opp til 850 bar spylor bort alt løst materiale. Metoden kan ikke betegnes som lett rensk i dårlig berg.

Hydraulisk hammer: Kan benyttes til rensk under de fleste bergforhold.
Metoden stiller store krav til maskinføreren slik at ikke nye ustabile partier dannes ved at låseblokker fjernes.

Maskinrensk: Utføres av lastemaskin under utlasting. Gravemaskin er mest egnet.

Etter rensk med høytrykkspyling, hydraulisk hammer eller maskinrensk må bergskjæringene kontrolleres med manuell rensk for å sikre at ikke nye ustabile partier er skapt.

b) Bolting

Bolting anvendes gjerne for å henge opp / låse fast blokker i moderat oppsprukket berg med midlere sprekkeavstand 0,3- 1 m. Bolter kan f. eks. kombineres med bergbånd og / eller bergsikringsnett.

De vanligste boltetyper som brukes til sikring av bergskjæringene, er kamstålbolter Ø 20 mm eller Ø 25 mm med stålqualität B500NC. Boltene leveres i ulike lengder og er i dag varmforsinket og eventuelt pulverlakkert. Lakkingen er nødvendig ved innstøping av bolten da de fleste sementtyper i dag er avkromatisert. Hvis man bare har varmforsinkede bolter for hånd bør kromatisert gysemasse nyttes.

Der bergmassen inneholder korroderende mineraler som f. eks. svovelkis bør kun pulverlakkerte bolter og bergsikringsnett nyttes.

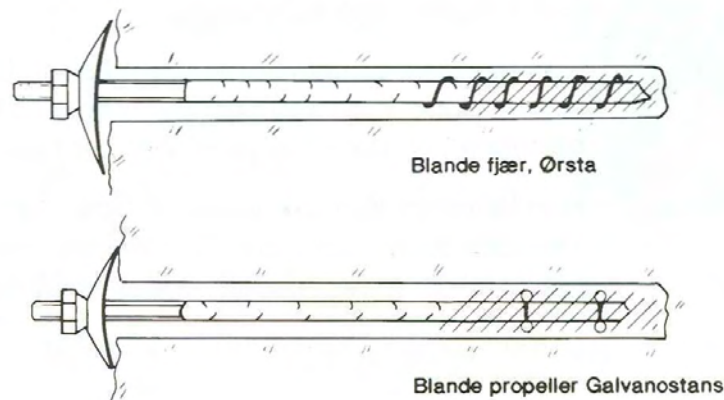
- Polyesterforankrede bolter

Bruk av polyesterforankrede bolter er vanlig i lite oppsprukket berg dersom man ønsker operative bolter straks etter innsetting.

De største ulempene med polyesterforankrede bolter er store krav til nøyaktig utførelse. Nyere undersøkelser tyder også på nedsatt vedheft ved mye vann i hullene. De to sistnevnte problemene kan løses ved at man bruker to patroner i stedet for en. Ved prøvetrekking kan man stadfeste om forankringen er tilfredsstillende.

Ved boring av 45 mm hull har enkelte bedrifter utviklet blandeutstyr som settes på ene bolteenden for bedre å kunne få blandet lim og herder i patronen, se Figur 3-1- 15.

Ellers er det viktig at polyesterforankrede bolter er varmforsinket og eventuelt pulverlakkert for korrosjonssikring. Spesielt i meget korrosivt miljø anbefales det siste.

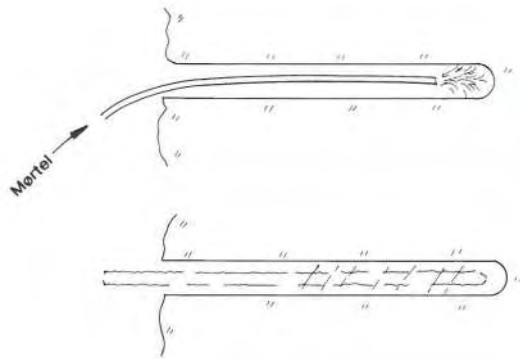


Figur 3-1- 15 Bolt påsatt blandeutstyr for lim og herder.

- Innstøpte bolter

Innstøpte bolter har vært brukt siden 1950-tallet. Den mest vanlige innstøpte bolten er ordinært kamstål (B500NC), fullt innstøpt i boltehullets fulle lengde. I utlandet har man også brukt epoxy til innstøpingen, men på grunn av prisen har dette vunnet lite innpass i Norge.

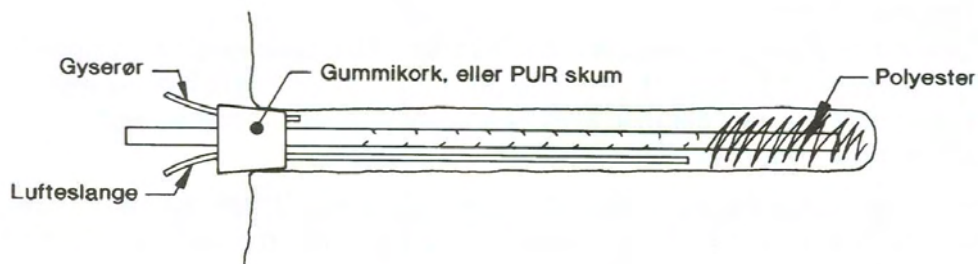
Den vanligste metoden her i landet har vært å fylle opp boltehullet med mørtel, f.eks. ved bruk av trykkluft, og deretter presse eller slå inn bolten (bergjetmetoden).



1. Først stikkes slangen til bunn i borhullet.
2. Borhullet fylles samtidig som slangen trekkes langsomt ut. Det skal hele tiden være kontakt mellom slange og mørtel.
3. Bolten slås inn.

Figur 3-1- 16 Montering av bolt, bergjetmetoden.

En annen kombinasjonsbolt som kan brukes ved de fleste bergforhold er CT- bolten. Denne kan brukes når både øyeblikkelig og varig sikring er påkrevd. Bolten endeforankres med ekspansjonshylse og kan gyses i etterhånd f. eks. sammen med andre innsatte bolter. Det er viktig å være klar over at bolten ikke er godkjent som permanent sikring før den er fullgyst.



Figur 3-1- 17 Kombibolt festes med polyester og senere gyses.

Rørbolt som er midlertidig forankret med ekspansjonshylse, er ikke godkjent som permanent sikring før bolten er innstøpt i hele lengden. Dette gjelder også CT-bolten.

For å kunne ta større belastninger enn det vanlig bolting med kamstål er dimensjonert for, finnes spesialstag og kabler for større tekniske installasjoner i berg (eks. Dywidag, VSL, Ischebeck).

Uansett innstøpingssystem så tåler normalt innstøpte bolter større belastning over lang tid enn bare endeforankrede bolter. Elastisitetsegenskaper, strekkfasthet etc. står mer i samme gruppe som ulike bergarter, i motsetning til epoxy og polyester som ofte skiller seg klart fra bergartsegenskapene.

Det vises ellers til Hb 215 ”Fjellbolting” (ref. 10).

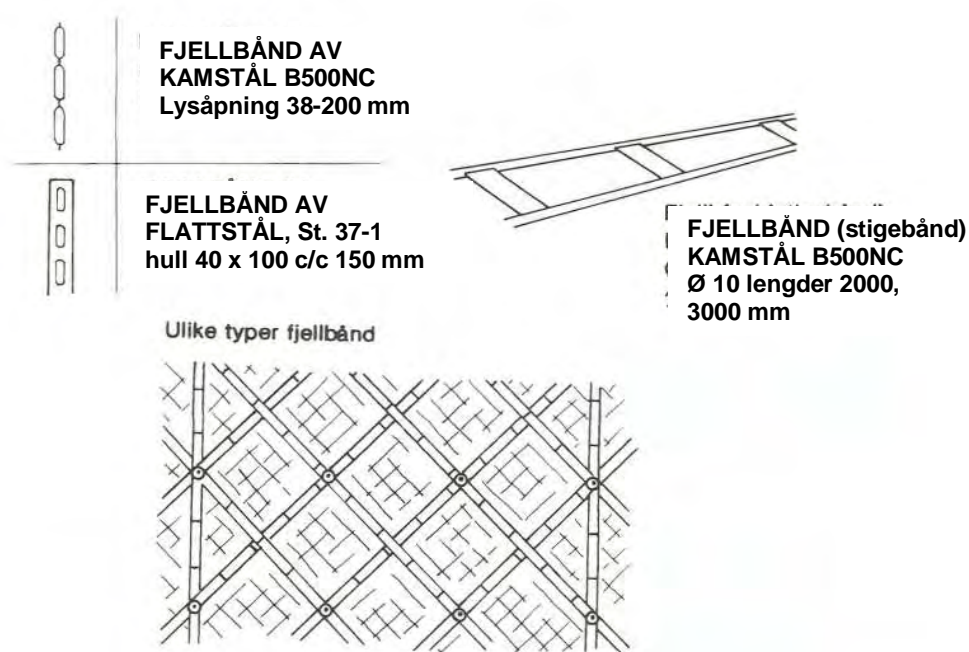
c) Tilleggsutstyr, bergsikringsnett, bergsikringsbånd

Normalt brukes til alle bolter halvkule, rund skive eller trekantplater. For mer generell informasjon vises til produsentenes brosjyrer.

I moderat oppsprukket berg (midlere sprekkeavstand 0,3- 1 m) er det ofte gunstig å sy sammen boltene med bergsikringsbånd for å oppnå en noe mer samvirkende sikring. Ulike typer bånd finnes i markedet, men de enkleste typene er kamstålbåndene som kan tilpasses og bøyes etter bergkonturen.

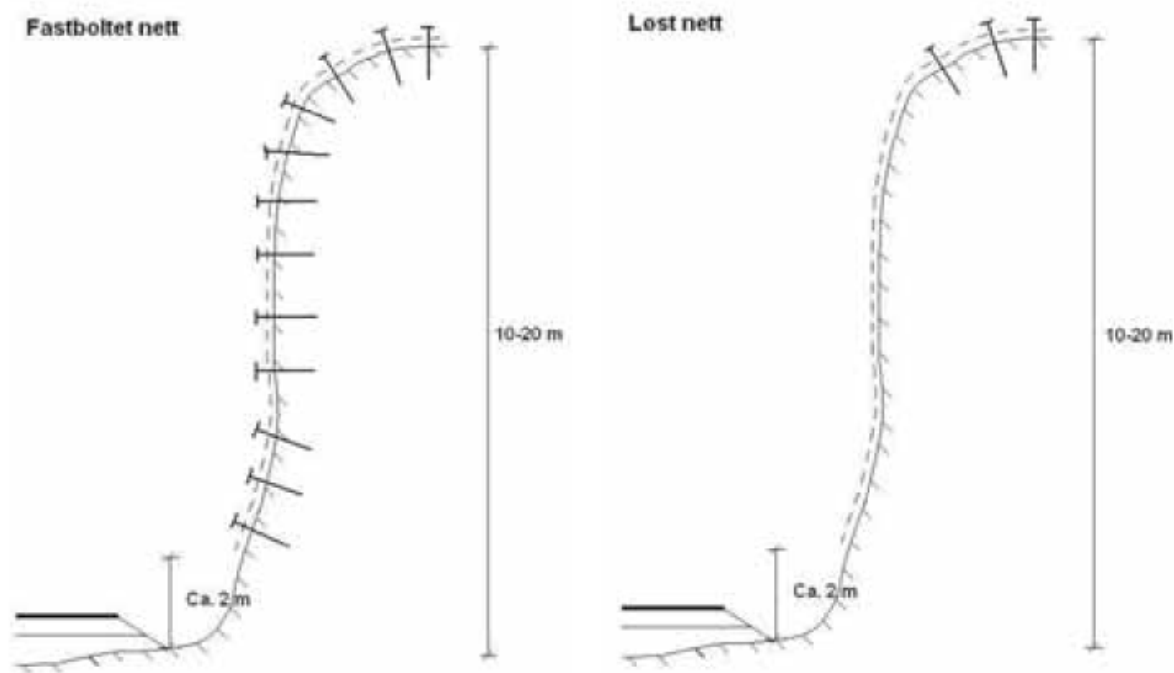
I tett oppsprukket berg (midlere sprekkeavstand < 0,3 m) er det ofte aktuelt å komplettere bergbåndene med bergsikringsnett for å sikre mot nedfall av småstein eller rett og slett styre steinen kontrollert ned i grøfta.

En slik sikring må med jevne tidsrom inspiseres og eventuelt tømmes for stein før belastningen blir for stor.



Figur 3-1- 18 Systematisk bolting med bånd og nett.

Til bergsikringsnett er det viktig at man bruker de heksagonale nettene som ikke rakner, noe flettverksnett gjør. Eksempel på aktuell maskestørrelse er 80 x 120 x 30 mm. Nettene fås i varmforsinket og pulverlakkert utførelse. Ved løst grovblokkig berg, hvor bolteforankring er vanskelig, kan bruk av wirenett være aktuelt. Disse nettene er normalt løsthengende slik at de styrer steinen kontrollert ned. Wirenett kan også brukes sammen med bergbånd og lange bergbolter slik at større blokkstrukturer festes. Det er viktig at man da bruker wirenett eller wireforsterket steinsprangnett med stive masker, ikke det fleksible nettet som brukes i rasgjerder.



Figur 3-1- 19 Sikring av bergskjæring med steinsprangnett (f.eks. varmforsinket dim 100 x100 x3,0 mm). Løsthengende nett betraktes som et passivt system, mens fastboltet nett betraktes som et aktivt system.

Sikring av bergskjæring med fastboltet steinsprangnett (f. eks. 1 festebolt pr 8 m²) For issikring plasseres nettet ca 20 cm over bergoverflaten og man bør bruke ca 1 festebolt pr 4 m²

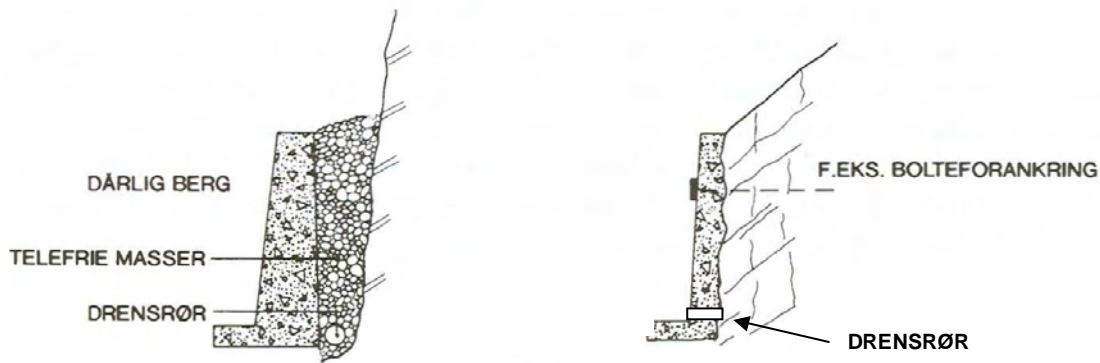
d) Støp og sprøytebetong

På steder der berget har en lav fasthet eller tett oppsprekking slik at det er vanskelig å stabilisere det med bolter, nett og eventuelt bånd, er førstøtninger i form av betongmurer, pilarer og tynnere påsprøytede skall (min. 8 cm) aktuelle metoder. Betongmurer og pilarer egner seg normalt best på bestemte lokaliteter og kortere strekninger, mens f.eks. begrenset bruk av sprøytebetong kan foretas mer fleksibelt og lettere tilpasses geologi og økonomi.

Pilarer eller mur kan også benyttes til å støpe under ustabil blokk med stort volum istedenfor svært omfattende bolting.

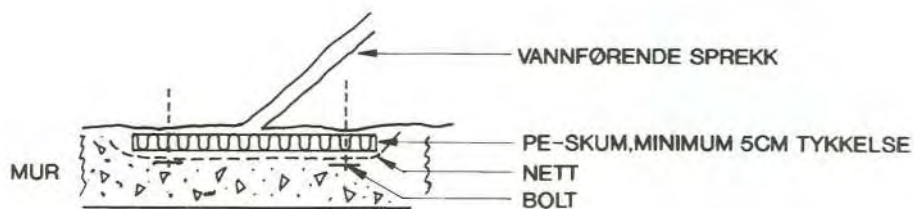
Normalt deles betongmurene inn i frittstående og kontaktstøpte murer. Den førstnevnte passer best der berget er meget dårlig og hvor man ved kontaktstøp ville få problemer med både vann og tele.

Ved valg av støp og sprøytebetong som sikringsmetode bør det legges stor vekt på utseendet.



Figur 3-1- 20 Betongmurer. a) Frittstående mur og b) kontaktstøpt forankret mur.

Ved både frittstående og kontaktstøpte murer kan lokalt vannsig dreneres isolert ned i drengroftra, se skissen i Figur 3-1- 20.



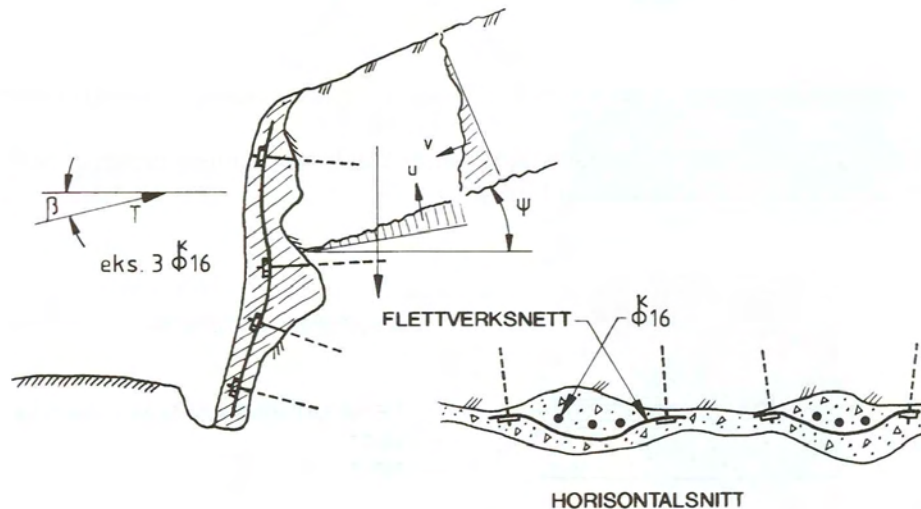
Figur 3-1- 21 Horisontalt snitt gjennom kontaktstøpt mur med isolasjon.

Når grunnvannstanden ligger høyt i skjæringen og berget er av en slik beskaffenhet at det til dels er telefarlig materiale i det, bør man være omhyggelig med å fylle tilbake godt drenerende telefri materialer og sørge for gode drengsmuligheter. Der man har betydelige frostmengder, bør man også overveie eventuell isolasjon bak frittstående murer.

Konstruksjonene må fundamentes slik at det tas hensyn til både eventuelle setninger og telekrefter.

En kontaktstøpt mur står normalt bedre når den er fortannet i berget, og muligheten for enkelt å låse den fast med bolter er også tilstede. Der det er snakk om ekstra store belastninger bør muren armeres etter vanlige regler. Gunstig er det uansett å legge inn svinnarmering. Ved lengre kontaktstøpte murer må det legges inn kontraksjonsfuger for å hindre unødige oppsprekninger. Dette gjelder også tykke, (> 10 cm) lengre murer av sprøytebetong.

Ved mer uregelmessig oppsprukket berg, f.eks. ved uforsiktig sprengning, kan det være aktuelt å stive av skjæringen med støpte, eventuelt påsprøytede pilarer. Disse plasseres slik at de stabiliserer de mest ustabile områdene. Mellomliggende partier kan stabiliseres enten med et tynt (ca 8 cm) sprøytebetonglag (unngå vanntrykk ved å bore drengsjehull) eller spredt bolting supplert med bergbånd. Normalt blir de påsprøytede pilarene billigst da man slipper forskalingskostnader etc. Dimensjonering av slike pilarer vil måtte avpasses fra sted til sted. Uansett vil det være gunstig å søke og stive av pilarene med armering, eventuelt svinnarmering og bolte det hele systematisk fast til berget.



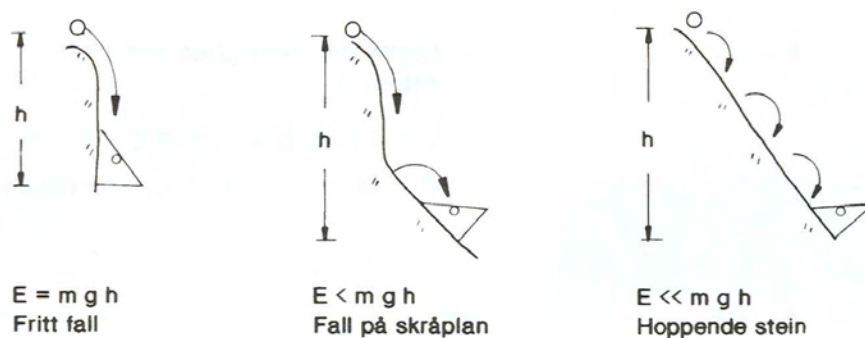
Figur 3-1- 22 Pilar/støttemur av sprøytebetong.

For å forenkle plasseringen av armeringen når man sprøyter opp pilarer, bør bergveggen først avjevnes med et lag sprøytebetong. Deretter boltes armeringen fast, og man kan sprøyte til pilaren får riktig tykkelse. Ved vannlekkasjer bør man isolere dette med PE-skum (polyetylenskum), bolte på et flettverksnett eller armeringsnett f. eks. K-131 nett og deretter sprøyte det hele inn. Prøfsforskjellen ved å bruke sprøytede pilarer der dette er mulig, i stedet for kontaktstøpte, kan være på over 60 % i pilarenes favør.

Der berget er spesielt småfallent med tett ugunstig oppsprekking og lav skjærfasthet (midlere sprekkeavstand < 0,3 m), kan det være gunstig med full påsprøyting for å stabilisere skjæringen. Problemet med denne sikringsmetoden er her i landet at vann i kombinasjon med frost ofte fører til avskalling. Det er derfor meget viktig at man enten drenerer ut vannet der det er mulig og/eller isolerer med PE-skum, og leder det ned i grøfta.

3.1.3 DIMENSJONERING

For å kunne dimensjonere sikringstiltak av type fangvoll, rasgjerde eller kombinasjoner av disse er det viktig at både geometrien og den aktuelle fallenergien er kjent, se *Figur 3-1- 23*.



Figur 3-1- 23 Geometri; høyde og fallenergi.

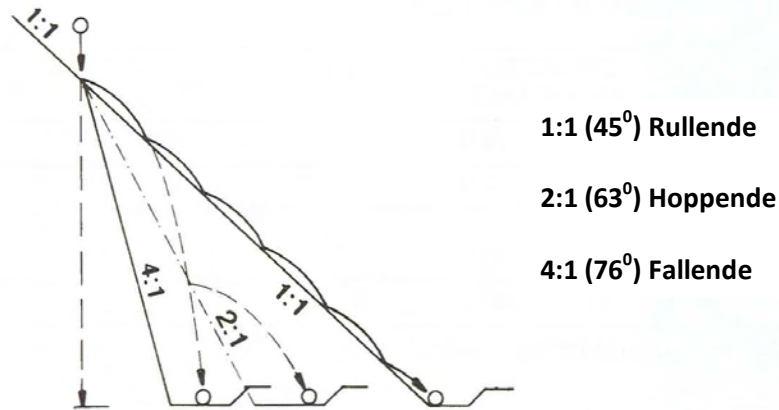
Faktorer som betyr noe: blokkstørrelse, maksimal fallhøyde og skråningens beskaffenhet (friksjon).

En modifisert metode for å anslå blokkvolumet (V_b) før eventuelt ras er å anslå det statistisk

ved hjelp av avstanden mellom hovedsprekkesettene (S_1, S_2, \dots, S_n). For en bergmasse med tre sprekkesett fås følgende for ekvivalent blokkvolum:

$$V_b = \frac{(s_1 \cdot s_2 \cdot s_3)}{\sin \alpha \cdot \sin \beta \cdot \sin \gamma} \quad \text{hvor } \alpha, \beta \text{ og } \gamma \text{ er vinkelen mellom de forskjellige sprekkesettene.}$$

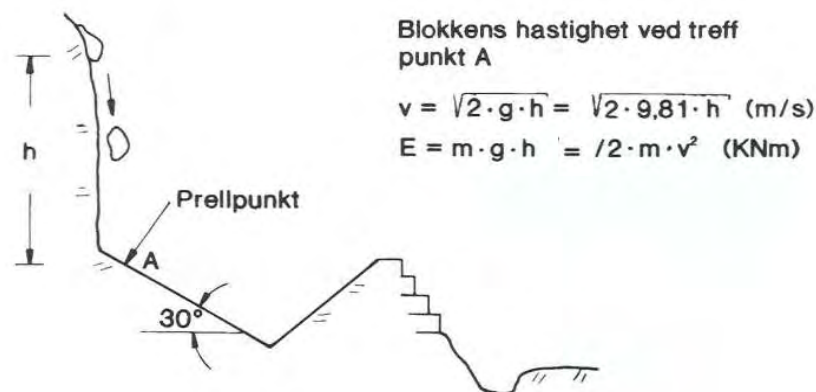
Forsøk "in situ", se litteraturliste (20) har vist følgende:



Figur 3-1- 24 Blokkbevegelse ved varierende skråningsvinkel.

Generelt bør man ved bygging av fangvoller sørge for at "rullebanen" inn mot fangvollen er avplanert, slik at man unngår unødig spretting av de blokker som kommer. Ellers er det av stor viktighet at man etter noen tid rensker opp for nedrast stein, slik at disse ikke danner "broer" som kan føre til at stein spretter over vollen.

Noe mer komplisert blir situasjonen når man får stein som faller ned og spretter inn mot en rasvoll eller rasgjerde.



Figur 3-1- 25 Energi og fart for blokk i fritt fall.

Energitap ved treff i punkt A er avhengig av underlaget. Generelt kan man som tommelregel bruke tabellen i Figur 3-1- 26.

TYPE JORDART	ENERGITAP VED FALL PÅ UNDERLAGET	FARTSTAP
På berg	10 %	5 %
På grus 35cm (tykkelse)	70 %	45 %
På grov grus 70 cm (tykkelse)	80 %	55 %
På urmasser	80 %	55 %

Figur 3-1- 26 Energitap og fartstap ved fall (20).

På grunn av underlagets ru overflate vil en stein som oftest sprette nedetter skråningen når skråningsvinkelen $> 45^\circ$, Når den er mindre blir bevegelsen mer rullende.

Enten ved prøverulling av stein eller en matematisk betraktning kan en fangvolls høyde bestemmes.

Den kinetiske energi steinen har ved treff mot fangvollen kan beregnes ut fra:

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2$$

v = hastighet ved treff mot fangvoll

Ligningen kan så brukes til å beregne fri fallhøyde for å oppnå den aktuelle kinetiske energi:

$$E = m \cdot g \cdot h \Rightarrow h = \frac{E}{m \cdot g}$$

Deretter kan man, hvis man ønsker å bruke sikringsmidler som tømmer (jernbanesviller), sikringsnett, betongmur etc., gå inn i dimensjoneringsdiagrammer og finne de riktige løsningene.

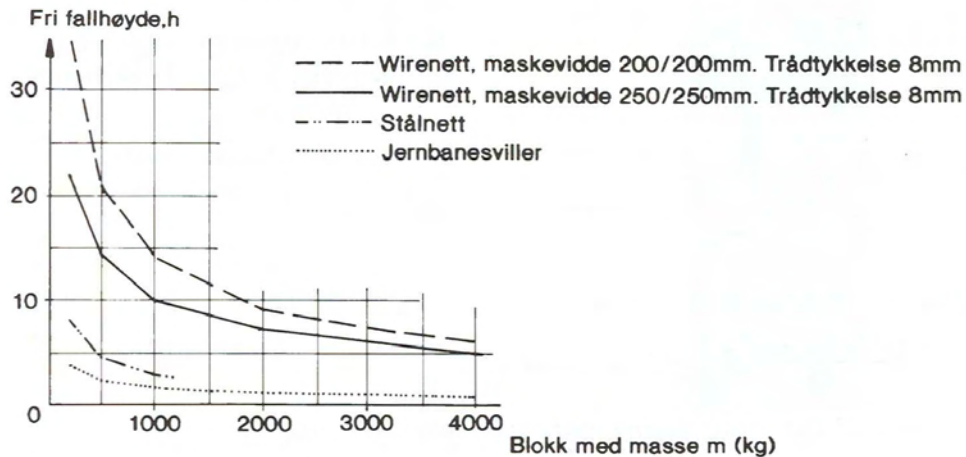
Når det gjelder dimensjonering av rasgjerder, finnes det ferdige diagrammer for den sveitsiske varianten. Generelt gjelder følgende energibetraktning:

Steinens slagenergi \leq gjerdets absorberingsenergi

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 = m \cdot g \cdot h \Rightarrow h = \frac{E}{m \cdot g}$$

I praksis benytter man den kinetiske energien som omregnes fra fri fallhøyde:

Deretter kan en gå inn i de aktuelle dimensjoneringsdiagrammene, se *Figur 3-1- 27*.



Figur 3-1- 27 Dimensjoneringsdiagrammer (Ref 22).

Det finnes i dag flere dataprogram hvor blokkfall kan simuleres i skråninger med ulike geometri. De fleste er 2D- program, men det finnes også 3D simuleringsprogram.

De programmene som er mest brukt er:

- RockFall (2D) versjon 4.0 fra Canada, www.rocscience.com
- CRSP (Colorado Rockfall Simulation program) versjon 4.0 fra www.geostru.com
- RockSim (3D) fra Sveits, www.ist.supsi.ch

Det praktiske med disse programpakken er at man kan legge inn ulike sikringselementer og studere hvor effektivt de fanger opp blokkfallene. Her kan man også få simulert om rasgjerdet eller rasvollen er tilstrekkelig høy nok.

En enkel programpakke fra www.ecorisq.com kan brukes for å simulere hvor effektivt ulike typer trær kan bremse blokkfall.

Når det gjelder bruk av aktive sikringsmidler som bergbolter er det viktig at de dimensjoneres og innsettes riktig for å oppnå den sikkerhet som tilstrebes. Innsetting av ekstrabolter medfører liten eller ingen reduksjon i eventuell deformasjon ved belastning innenfor stålets flytegrense. Kostnadmessig er det derfor viktig at man legger en del arbeid i dette.

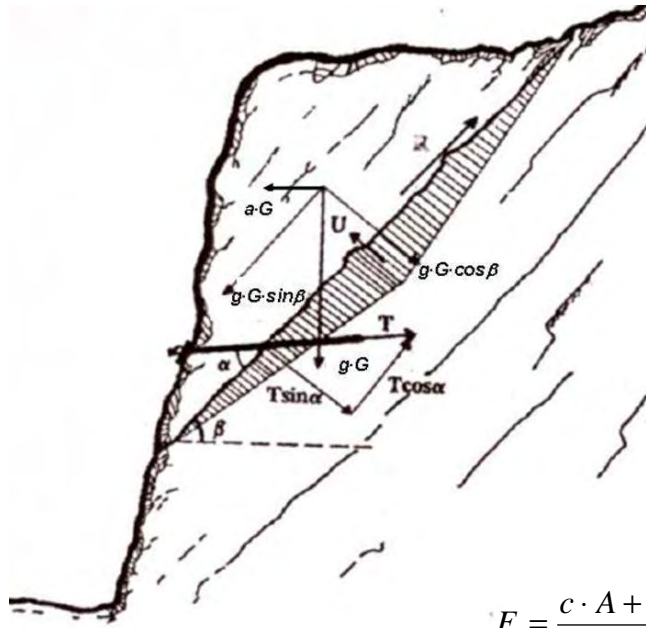
Det finnes flere metoder innen dimensjonering, og man bør i det enkelte tilfelle vurdere hva som er mest hensiktsmessig.

Parametere som er aktuelle ved dimensjonering er følgende:

- Boltetype
- Boltelengde
- Eventuell forspenning
- Bolteavstand
- Bolteretning og plassering

Enkelt kan bolteantallet anslås når volumet av blokken og den potensielle rasmassens tetthet er kjent se Figur 3-1- 28.

Det må også regnes med vanntrykket på sleppene.



V = Blokkens volum, m³
ρ = Bergets densitet, kg/m³
G = Beregnet masse av blokk V·ρ, kg
g = Tyngdens akselerasjon, m/s²
a = Seismisk akselerasjonseffekt, m/s²
A = Arealet av sprekkeflaten, m²
U = Kraft fra sprekkevannstrykk, kN
β = Sprekkeplanets fallvinkel
α = Vinkelen mellom bolten (T) og sprekkeplanet (30° – 50°)
φ = Sprekkefriksjon
c = Sprekkeplanets kohesjon, kN/m²
T = Boltekraft, samlet, kN
B = Boltens bæreevne (flytelast), kN
N = Antall bolter

$$F = \frac{c \cdot A + (G \cdot g \cdot \cos \beta - U + T \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{G \cdot g \cdot \sin \beta - T \cdot \cos \alpha}$$

Det er vanlig med sikkerhet **F = 2**
 For **T = N·B** kan antall bolter **N** beregnes

$$N = \frac{G \cdot g \cdot [F \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \phi] + U \cdot \tan \phi - c \cdot A}{B \cdot (\sin \alpha \cdot \tan \phi + F \cdot \cos \alpha)}$$

Noen verdier for kohesjon (c) :		Noen verdier for friksjonsvinkelen (φ) :	
Bløt leire	0,01-0,03 MPa	Rue ujevne sprekker	≥ 60°
Fast leire	0,7 - 1,5 MPa	Middels rue sprekker	ca 35 - 60°
<u>Fast fjell (uten sprekker)</u>		Lite ruhet, glatte	ca 25 - 35°
Magmatiske bergarter	35 - 55 MPa	Kloritt, talk, grafitt i sprekken	ca 7- 20°
Metamorfe bergarter	20 - 40 Mpa	Friksjonsvinkelen for et sprekkeplan kan også finnes ved å bruke Q- metoden :	
Sedimentære bergarter	10 - 30 Mpa	<u>Noen tekniske data for kamstål B500NC</u>	
$\phi = \arctan\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$ J _r = sprekkeplanets ruhetstall, se Hb 215 J _a = sprekkematerialets styrketall, se Hb 215		Diameter 20 mm. flytegr. 120 kN, bruddlast 150 kN " 25 " " 220 kN " 250 kN " 32 " " 320 kN " 400 kN	

Figur 3-1- 28 Eksempel: sikring med bolter (strekkdimensjonert).

I områder hvor det kan forventes jordskjelvaktivitet kan det være aktuelt også å ta med en horisontal jordskjelvkomponeent $a \cdot G$ hvor a = den seismiske akselerasjonseffekten i m/s² (tilsvarende for formel vist i Figur 3-1- 31). Sikkerheten F kan da beregnes som:

$$F = \frac{c \cdot A + [G \cdot (g \cdot \cos \beta - a \cdot \sin \beta) - U + T \cdot \sin \alpha] \cdot \tan \phi}{G \cdot (g \cdot \sin \beta + a \cdot \cos \beta) - T \cdot \cos \alpha}$$

Boltene plasseres med spissvinkel på det ugunstigste sprekkeplanet (30-50°, etter Bjurstrøm ref 23)

I de senere årene har professor N. Barton's empiriske ligning blitt stadig mer benyttet. Det kreves imidlertid spesielt utstyr og en del erfaring for å bestemme parametrene som inngår i denne ligningen. For videre detaljer vises til ref. (7).

Når kritisk skjærfasthet av sprekken er beregnet dekomponeres vekten av blokken og man finner komponenten langs skjærflaten.

Da Patton i 1966 (ref. 25) introduserte sin skjærligning for røe bergsprekker var dette i hovedsak for lave normalspenninger, se ligningen under:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi_b + i)$$

ϕ_b = bergartens basiske friksjonsvinkel
 i = sprekkes fortanningsvinkel (vinkelen på sagtennene med horisontalen)

Forandringen i en bergsprekkes skjærstyrke vil ettersom normalspenningen øker utvikle seg fra en ren glidning til en bruddutvikling i sprekkes ruheter (sagtennene bryter) og ender opp i en bruddutvikling i det intakte bergmaterialet.

Etter en studie av bruddutvikling i naturlige bergsprekker introduserte Barton en skjærligning i 1977 (Ref. 7):

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan[\phi_r + JRC_n \log_{10}(JCS_n / \sigma_n)]$$

JRC = sprekkes ruhetskoeffisient
 JCS = sprekkevegges trykkstyrke
 ϕ_r = residual friksjonsvinkel

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \cdot [r/R]$$

r = Schmidt prellhammerverdi på våt forvitret flate
 R = Schmidt prellhammerverdi på tørr uforvitret flate
Schmidthammer type L

JRC estimeres ut fra ruhetsprofiler, men JCS måles med Schmidthammer type L og den enaksiale sprekkestrykkstyrken JCS leses av i et diagram hvor også bergartens tetthet inngår.

I 1982 introduserte Barton og Bandis en korleksjon for skalaeffekten definert i følgende ligninger:

$$JRC_n \approx JRC_0 [L_n / L_0]^{-0,02JRC_0}$$

JRC_0 og L_0 refereres til 100 mm. skala

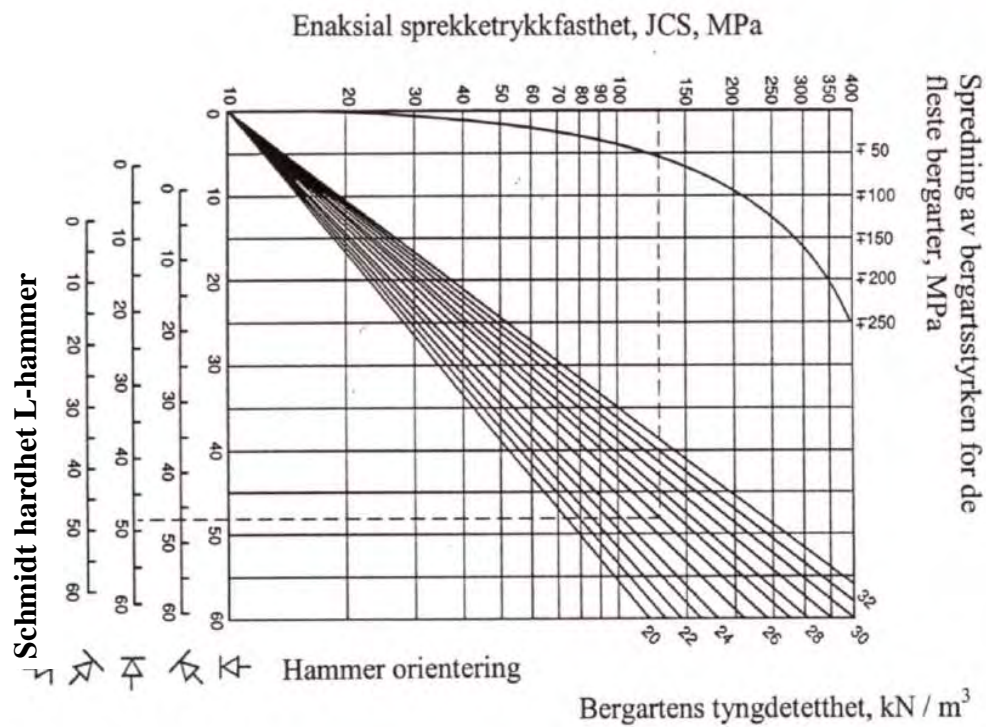
$$JCS_n \approx JCS_0 [L_n / L_0]^{-0,03JCS_0}$$

JCS_0 og L_0 refereres til 100 mm. skala

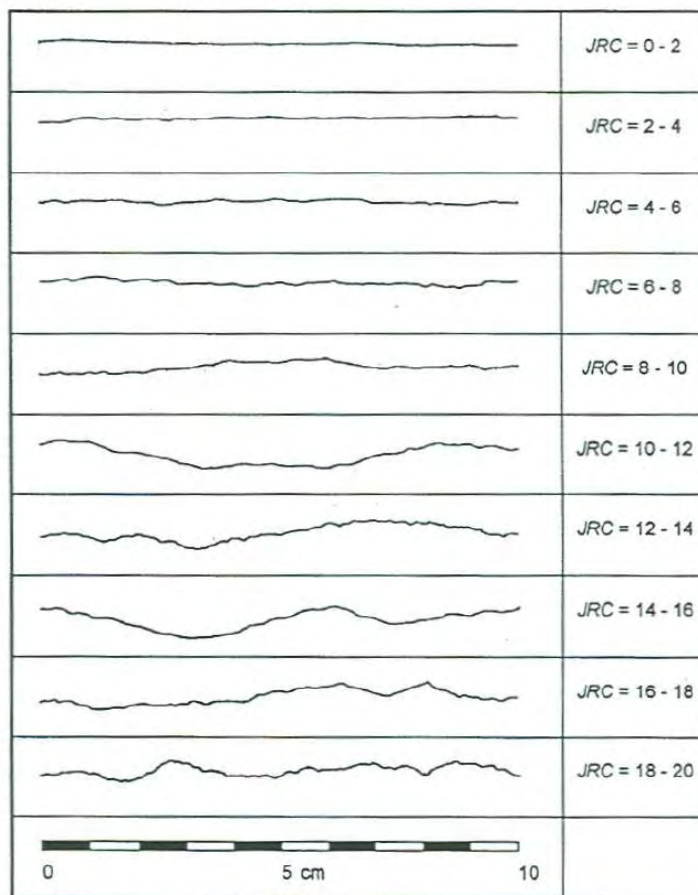
Når det er vanntrykk i sprekken bør den effektive normalspenningen benyttes:

Utviklingen etter 1970 har vist at det i dag oftere brukes skjærstyrke og normalspenning for å beregne sikkerhet mot utglidning av bergblokker. Mohr- Coulombs lineære bruddligning hvor kohesjonen (c) og den indre friksjonsvinkel (ϕ) var hovedfaktorene har etter hvert blitt

avløst av den ikke lineære bruddutvikling.

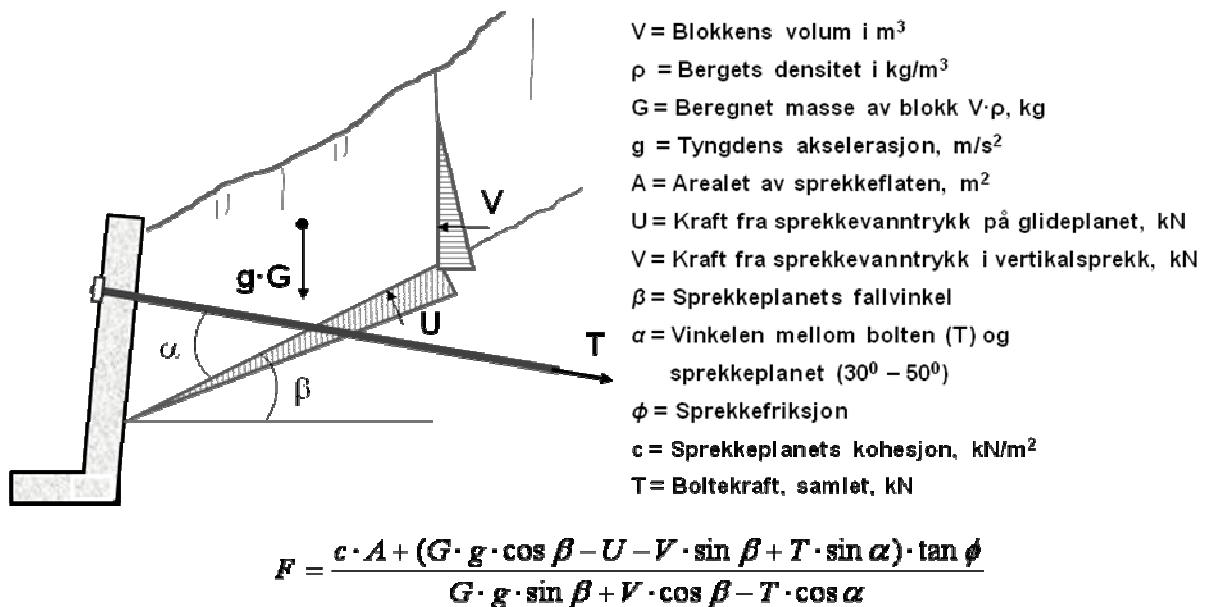


Figur 3-1- 29 Diagram for bestemmelse av enaksial sprekketrykkfasthet.(N. Barton ref. 24)



Figur 3-1- 30 Ruhetsprofiler som karakteriserer JRC (ref. 7 og 24).

Ved ustabil bergblokk med strekksprekk i bakkant kan sikkerheten økes ved forankring. Dimensjonering av stagforankrede murer løses oftest enklest ved todimensjonale geometriske betraktninger for å beregne sikkerheten mot utglidning F .



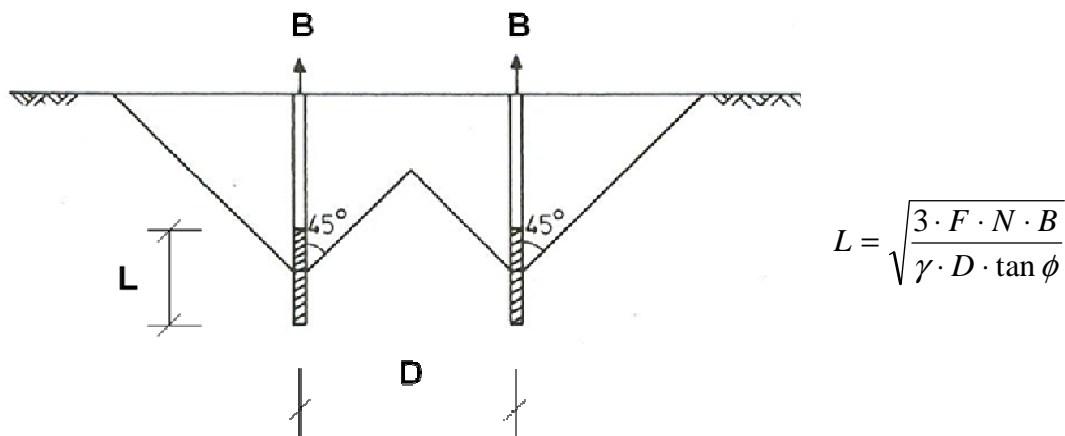
Figur 3-1- 31 Dimensjonering av stagforankret mur.

I tett oppsprukket berg (sprekkeavstand $< 0,3$ mm) er det viktig at det er tilstrekkelig forankringslengde L i berget bak blokken. Overslagsmessig kan følgende formel benyttes for beregning av L i m for enkeltbolter:

$$L = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot F \cdot B}{\gamma \cdot \pi \cdot \tan \phi}}$$

Hvor B = kraft per bolt i kN
 γ = bergmassens tyndetethet kN/m^3
 ϕ = bergmassens friksjonsvinkel
 F = sikkerhetsfaktor (vanligvis 2 – 3)

Med flere bolter i samme rad kan følgende formel benyttes for overslag av nødvendig boltelengde L i m med distanse D i m mellom boltene og antall bolter N :



Figur 3-1- 32 Nødvendig forankringslengde L for bolter i tett oppsprukket berg.

3.1.4 MILJØHENSYN

Anlegging av fangvoller, større forstøtninger etc. bør forsøkes lagt best mulig inn i det naturlige terreng.

Ved større arbeider bør landskapsarkitekt nyttes. Vedkommende må bringes inn i prosjektet i planfasen/prosjekteringsfasen og i god tid før arbeidet starter opp.

Rasgjerdar kan virke skjemmende, spesielt i åpent bergterreng hvis materialet har uheldig farge i forhold til naturen. Mest mulig av vegetasjonen bør skånes mot større inngrep. En vurdering av de stedegne miljømessige forhold og helheten i landskapet forøvrig, bør foreligge før man går inn med tekniske inngrep.

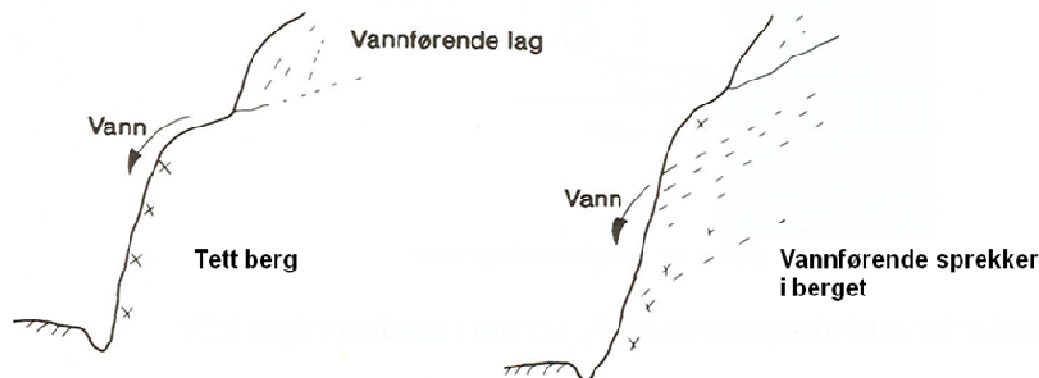
Det er ønskelig med begrenset bruk av betong da denne oftest danner sterk kontrast til terrenget rundt.

3.1.5 ISSIKRING AV BERGSKJÆRINGER

Iskjøving i bergskjæringer/skråninger er et problem man er plaget med hvert år her i landet. Det er tre grunnleggende faktorer som er årsak til dette:

- Vann
- Drenasje mot skjæringen/skråningen
- Frost

Vinterstid er berget mer nedkjølt enn vann som dreneres ut mot en bergskjæring. Når vann treffer berg med temperatur lavere enn 0°C, fryser det til is. Is har en viss isolerende effekt. Dette utnyttes når man bruker nett som hjelpemiddel til å armere og sikre mot nedfall av is.



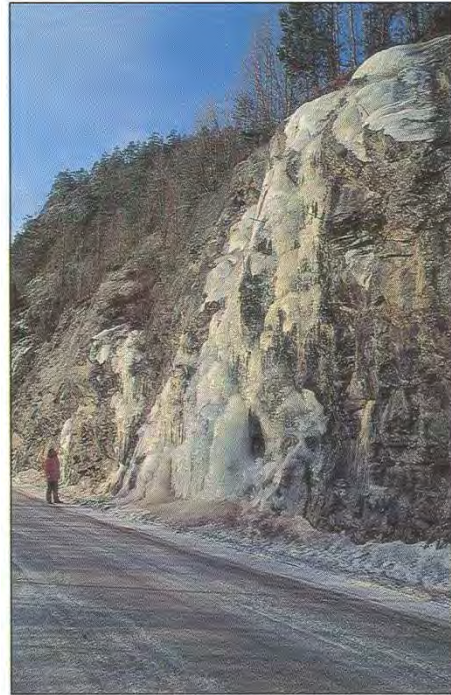
Figur 3-1- 33 Eksempler på hvor iskjøving kan forekomme.

Først og fremst ulike typer stålnett egner seg til dette. Nettet plasseres en 20 - 25 cm over bergoverflaten der man har iskjøving, og etter hvert som isen bygger seg opp, vil nettet armere isen. Når man får mildvær, vil isen bli hengende i det fastboltede nettet når den løsner fra bergveggen. Når den termiske balansen inntreier mellom avgitt varme og tilført varme, vil vannet renne langs bergveggen i en "iskanal" og ny isproduksjon er opphørt. Der man ikke har sikringsnett, vil isen ofte falle ned i grøft og vegbane relativt raskt etter at mildvær har satt inn. Ved ny kuldeperiode får man derfor ny isproduksjon. Når isen henger i sikringsnett, vil vårsola sørge for at denne smelter kontrollert ned.

Det er flere måter å montere denne type nett på. Noen har festet nettet mellom to sfæriske skiver. Andre har brukt wireklemmer. Er det snakk om store ismengder, kan det også være gunstig å forsterke nettet med wire som tar en del av strekkraftene.

Der man får isproduksjon i kanten mellom berg/løsmasser, kan det være en løsning å sprengre avskjæringsgrøft på oversiden og føre vannet kontrollert ned i skjæringen. Verre blir problemet når isen kommer ut i sprekkesystemet i bergarten. Da er ofte bare bred nok grøft, eventuelt sikring med nett, eneste mulighet.

Når man planlegger nye veganlegg med høye bergskjæringer, bør man hvis det er mulig, kartlegge muligheten for at mye vann kan dreneres ut i skjæringene og skape isproblemer vinterstid. Ofte kan det være både billigere og enklere å løse problemet på forhånd enn å ta det i ettertid.



Figur 3-1- 34 Sikring av skjæring, mot is (Foto: Birger Aase).

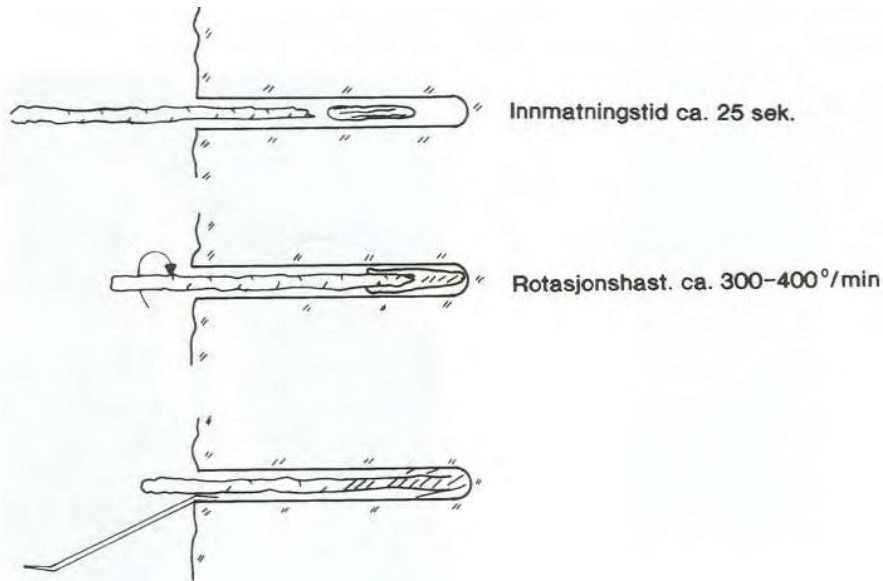
3.1.6 UTFØRELSE OG KONTROLL

Kontrollen i forbindelse med utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer og teknisk utførelse er oppfylt. Krav til utførelse må også omhandle estetikk og landskapstilpasning. Avviksbehandling/oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018.

Når det gjelder detaljer om videre utførelse og kontroll vises det til Prosesskode - I Håndbok - 025 (ref. 11). I det alt vesentlige er her beskrevet kontroll av sprengningsarbeider, rensk og bolting med tilbehør.

Andre sikringsarbeider som bruk av rassikringsgjerdar er ikke tatt med. Det er viktig at man her følger opp med kontroll av fundamenter, barduner og montasjeanvisning forøvrig.

Innsetting av en polyesterforankret bolt må utføres nøyaktig etter beskrivelsen. Først må hullet ha riktig lengde og dimensjon, deretter føres polyesterpatronen inn og boltene roteres sakte igjennom patronen, se forøvrig Figur 3-1- 35.



Figur 3-1- 35 Innsetting av polyesterforankret bolt

Det understrekes at bruk av polyesterforankrede bolter krever stor grad av nøyaktighet, ikke minst er det viktig at riktig hullengde brukes (100 - 150 mm kortere enn bolten). Bruksanvisning som medfølger forpakning fra produsent bør leses nøye. Det er også viktig at polyesterpatronene lagres ved riktig temperatur.

3.1.7 EKSEMPLER



Figur 3-1- 36 Steinsprang i rasgjerde (Foto: Veglaboratoriet)

Legg merke til at gjerdet på ovenstående bilde er plassert høyt oppe i lia nær antatt utløsningssted og at utløst blokk er fanget opp (gjerdet riktig dimensjonert).

3.1.8 REFERANSER

- 1) E. Hoek & J.W. Bray
Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London (1981).
- 2) L. Müller
Der Felsbau, I. Teil, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart (1963).
- 3) L. Hobst & J. Tajic
Anchoring in Rock. Elsevier Scientific Publishing Company, New York (1977).
- 4) F.L. Peckover, J.W.G. KeIT
Treatment and Maintenance of Rock Slopes on Transportation Routes, Can. Geotech. J. 1977.
- 5) B. Schieldrop
Rullende steinblokkers forsering av Beskyttelsesvoller belyst ved en forenklet modell, Industriell Hydro- og Aerodynamikk, Intern rapport NGI - nr. 58500-02, 1987, Oslo
- 6) K.B. Pedersen, B.Sanden
Fjellsprengning - Teknisk / økonomisk vurdering, Intern rapport fra Veglaboratoriet nr. 1166, 1984.
- 7) N. Barton, V. Chouby
The shear strength of rock joints in theory and practice, Rock Mechanics nr. 10, 1977.
- 8) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- 9) Statens vegvesen, Rekkverk, Håndbok 231, Vegdirektoratet, Oslo 2003.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/231/231%20portal/index.stm>
- 10) Statens vegvesen, Fjellbolting, Håndbok 215, Vegdirektoratet, Oslo 2000.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/215/index.stm>
- 11) Statens vegvesen, Prosesskode 1, Håndbok 025, Oslo 2007-12-10
<http://www.vegvesen.no/cs/Satellite?blobcol=urlpdf&blobheader=application%2Fpdf&blobkey=id&blobtable=SVVvedlegg&blobwhere=1195738099177&ssbinary=true>
- 12) Statens vegvesen, Styling av utbyggingsprosjekter, Håndbok 151, Oslo 2008
- 13) Statens Vegvesen
Sprengning. Universitets-forlaget, emnehefte 2, 1978.
- 14) K.B. Pedersen
Noen sikringsmetoder for bruk i fjellskjæringer / skråninger. Intern rapport fra Veglaboratoriet nr. 1202, 1985.
- 15) N. Lundborg
Bergsprangning med hansyn till bergkvalitet och forstärkningsbehov. Vag- och vattenbyggaren 8-9, 1974.
- 16) H.K. Kutter, C. Fairhurst
On the fracture process in blasting. Rock Mech. Min. Sei. Vol 8, Pergamon Press 1971.
- 17) P.A. Persson
Sprangningens innverkan på kvarstående berg. Stiftelsen Svensk detonikforskning, Stockholm 1973.
- 18) U. Langefors, B. Kihlstrom
Rock blasting. Almquist & Wiksell, Stockholm 1973.
- 19) U.S. Department of Commerce, Presplitting, a controlled blasting technique for rock cuts, Bureau of Public Roads:

- 20) Statens Vägverk
DDa-rapport, 1982-01-02, Slåtsprängning
- 21) Norsk Fjellsprengningsforening (NFF), Engineering Geology and Rock Engineering, Handbook No. 2, Oslo 2000.
- 22) Bundesamt für Strassenbahn, Schütz gegen Steinschlag Forschungsarbeit 21/83 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute, Nov 1985
- 23) S, Bjurstrøm
ISRM Denver, vol. II B pp. 1194 – 1199, 1974
- 24) N. Barton
Rock Quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy
Taylor & Francis/Balkema, London 2007
- 25) Patton, D.F. Multiple modes of shear failure in rock and related materials. PhD Thesis, University of Illinois (1966)
- 26) ETAG, Draft guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits. (www.eota.be) Swiss Guideline for the Approval of Rock-Fall Protection Kits. (SAEFL, Berne 2001).
- 27) Muhunthan B. et. Al., Analyses and design of wireless mesh/cable nets slope protection, report prepared for Washingtons State Transportation Commission, DOT in cooperation with FWHA, April 2005.
- 28) Pedersen, K. B., Knutson, Å, Foranskring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg, Intern rapport 2374, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet, 2004.

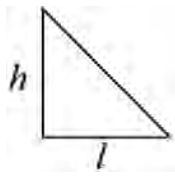
3.2 SIKRING AV SKRÅNINGER I JORD

3.2.1	GENERELT	31
3.2.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	33
3.2.2.1	Forundersøkelser	33
3.2.2.2	Skadetyper.....	33
3.2.2.3	Sikringsmetoder	36
3.2.3	UTFØRELSE OG KVALITETSKONTROLL	37
3.2.3.1	Kvalitetssikring	37
3.2.3.2	Utførelse	37
3.2.3.3	Etablering av vegetasjonsdekke	38
3.2.3.4	Plantearbeid.....	41
3.2.3.5	Erosjonsnett.....	43
3.2.3.6	Bark	44
3.2.3.7	Masseutskifting	45
3.2.3.8	Drenering for vegskråninger	46
3.2.3.9	Anleggssikring av utgravninger og skråninger	48
3.2.4	SPESIELLE FORHOLD	49
3.2.4.1	Bakkeplanering	49
3.2.5	EKSEMPLER	50
3.2.6	REFERANSER	53

3.2.1 GENERELT

Skjærings- og fyllingsskråninger i jord forutsettes utformet med helning som samsvarer med kravene i håndbok 018, kapittel 2 (ref. 1), se Figur 3-2- 1 og Figur 3-2- 3.

Grunnforhold	Største skråningshelning (h : l)	
		Med spesielle overflatetiltak
Stein	1:1,5	1:1,25
Grus	1:2	1:1,5
Sand $C_u \geq 5$	1:2	1:1,5
Finsand/silt		
• tørr	1:3	1:2
• lagdelt	1) ¹⁾	1) ¹⁾
• vannmettet	1) ¹⁾	1) ¹⁾
Leire		
• skjæringsdybde 0-10 m	1:3	1:2 ²⁾
• skjæringsdybde > 10 m	1:3 ²⁾	



1) Ved lagdelt og/eller vannmettet finsand/silt bør skråningshelning vurderes spesielt. Profilet skal da vurderes i sammenheng med sikringstiltak.

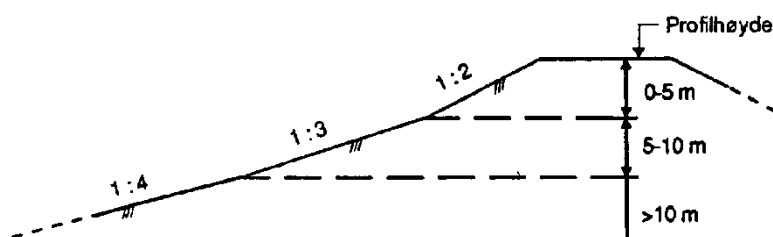
2) Stabilitet mot dyperegående glidninger skal undersøkes.

Figur 3-2- 1 Største skråningshelning for skjæring

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1: 1,25 ¹⁾
Grus	1:1,5
Sand	1:1,5
Finsand/silt	1:2
Leire	Se Figur 3-2- 3

- 1) Fylling av sprengt stein kan legges med helning brattere enn 1:1,25.
Det forutsettes lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten

Figur 3-2- 2 Største skråningshelning for vegfyllinger



Figur 3-2- 3 Største tillatte skråningshelning for leirfylling

Ved geotekniske undersøkelser og vurderinger skal skråninger anlegges slik at de har tilfredsstillende stabilitet mot større utglidninger og ras. Men de skal også være sikret mot skader i form av erosjon og overflateglidning. Slike skader kan ofte være begynnelsen til større skader og stabilitetsproblemer.

Det er hensiktsmessig å planlegge forebyggende tiltak mot skråningsskader på et tidlig tidspunkt i planarbeidet. Dette gjelder først og fremst der hvor hensynet til stabilitet og fare for ras er en avgjørende faktor. Med noe forbehold vil det være sammenfallende interesser mellom sikring mot dyperegående grunnbrudd og sikring mot overflateskader. Minst mulig inngrep i eksisterende terreng, begrenset fyllings- og skjæringshøyde og riktig valg av skråningshelning er viktig for begge problemstillinger.

Estetiske virkemidler som avrunding av skråningstopp og bunn, og generelt best mulig tilpasning til omgivelsene og etterligning av de naturlige forhold, inngår også i en oppskrift for erosjonssikring. Avvikende farge og overflate bør unngås. På planleggingsstadiet bør mulighet for reetablering av vegetasjon i skråninger vurderes. Dessuten må det tas hensyn til et framtidig, rasjonelt vedlikehold av skråning, nødvendige grøfter, stikkrenner og vegetasjon. Reetablering av vegetasjon i skråninger må tilstrebes.

Vegnormalene (Veg- og gateutforming Hb 017, Vegbygging Hb 018, Rekkverk Hb 231) stiller krav til fyllingsskrånings høyde og helning samt sikkerhetssone hvor det ikke skal være trafikkfarlige elementer, som steiner, trær, vann etc. Vegnormalene stiller krav om fjerning av slike faremomenter eller endret utforming av skråningen dersom en skal unngå bruk av vegrekkverk. Dette er forhold en bør ta hensyn til ved utforming og sikring av fyllingsskråninger og naturlige skråninger innenfor sikkerhetssonen.

3.2.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

3.2.2.1 Forundersøkelser

På grunnlag av forundersøkelser kan sikringstiltak prosjekteres.

PROBLEM	VURDERINGSGRUNNLAG	UNDERSØKELSESMETODER
Overflate-erosjon	Korngradering Permeabilitet Skråningshelning	Størrelse av nedslagsfelt Vurdering av overvannsstrømning Sondering Prøvetaking
Grunnvanns-erosjon	Lagdeling og lagtykkelse Korngradering Grunnvannstand Permeabilitet Vannmengde	Vurdering av grunnvannsstrømning Grunnvannstandsmåling Sondering CPTU Prøvetaking
Overflateglidning	Grunnvannstand Permeabilitet Vannmengde Telefarlighetsklasse	Grunnvannstandsmåling Poretrykkmåling Sondering Prøvetaking

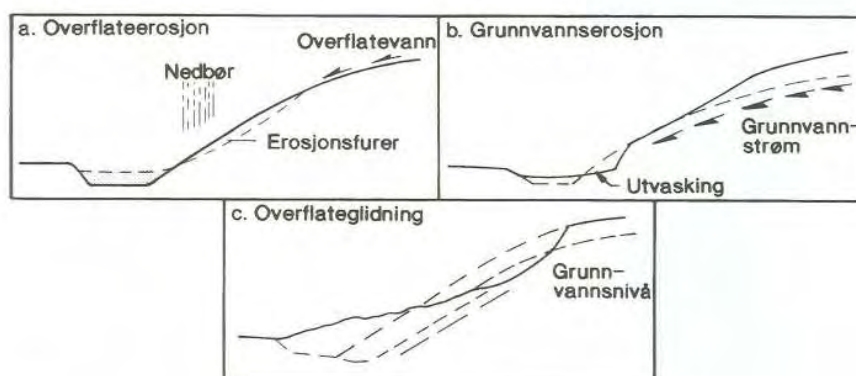
Figur 3-2-4 Forundersøkelser for vurdering av sikringstiltak.

Grunnvannsforholdene endres ved uttaking av skjæringer. I mange tilfeller vil det være vanskelig å bedømme mulighetene for skader på skråningene på planstadiet. Endelig valg av sikringstiltak må da utføres eller justeres under anleggets gang.

3.2.2.2 Skadetyper

Med skader på skråninger i jord forstår man skader som skyldes ustabilitet i de øvre sjikt i grunnen. Skråningsskader som skyldes dyperegående glidninger omfattes ikke i dette kapittel, her henvises det til håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging.

Skråningsskader i jord deles vanligvis i følgende tre hovedtyper:



Figur 3-2-5 Typer av skråningsskader i jord.

- a. Overflateerosjon

Overflateerosjon er masseforflytning nedover skråninger ved at mineralkorn eller jordklumper rives løs og transporteres med rennende vann, se Figur 3-2- 5a og Figur 3-2- 6. Mest utsatt for erosjon er lite kohesive, finkornige jordarter med høyt siltinnhold. Er skråningen lang og/eller vann kommer til fra store nedslagsfelt, kan overflateerosjon gå over i konsentrert erosjon og danne grøfter og furer.

- b. Grunnvannserosjon

Grunnvannserosjon kan oppstå når grunnvannet trekker ut i en vegskråning, se Figur 3-2- 5b og Figur 3-2- 7. Særlig i siltige jordarter vil vannet kunne føre til en bakovergrepene utvasking. Årsaken til at det oppstår konsentrert uttrekk av vann, er som regel at lagdelt grunn blir gjennomskåret.

- c. Overflateglidning

Overflateglidning er glidning i et sjikt omtrent parallelt med skråningens overflate, se Figur 3-2- 5c og Figur 3-2- 8. Oftest ligger glideflaten 0,1-0,5 m under overflaten.

Overflateglidninger forekommer i leirige materialer når disse blir oppbløtt ved f.eks. kraftig høstregn.

Glidninger vil også lett oppstå i teleløsningen ved at det øverste jordlaget tiner og får et overskudd av vann som hindres i å sige ned i jorda pga. dypereliggende tele.



Figur 3-2- 6 Eksempel på overflateerosjon (Foto: Kristine Flesjø, Teknologivdelingen).



Figur 3-2- 7 Eksempel på grunnvannserosjon (Foto: Thorbjørn Hansen, Region øst).



Figur 3-2- 8 Eksempel på overflateglidning (Foto: Bjørn K. Dolva, Region sør).

3.2.2.3 Sikringsmetoder

Sikring mot dyperegående glidninger og andre omfattende skader er ikke omtalt i det følgende (se Hb 016 ref. 3).

- Valg av sikringsmetode

Sikringsmetoden avhenger av grunnforhold, klima og værforhold.

Figur 3-2- 9 vil være retningsgivende for valg av sikringsmetode. Lokale erfaringer når det gjelder omfanget av skråningsskader bør også tas med i vurderingsgrunnlaget ved valg av sikringsmetode.

For å oppnå harmonisk tilpasning vil det være gunstig å benytte naturens egne materialer. Grasdekke vil hindre overflateerosjon mens trær og busker har røtter som vil binde sammen massene under overflaten. Slakere skråninger bør tilstrebes der dette er mulig. Bruk av vegetasjon (grasdekke, busker og trær) gir oftest den beste landskapstilpasningen.

Skadetype	Skadeårsak	----- TILTAK -----		
		Gunstige forhold.	Vanskelige forhold.	Ekstreme forhold.
		Ikke spesielt erosjonsømfintlig grunn. Ingen spesielle grunnvannsproblem er Lite nedbør. Lokale erfaringer viser små skråningsproblemer.	Mer erosjonsømfintlig grunn og mulighet for glidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Lokale erfaringer viser at skråningsskader er vanlig.	Erosjonsømfintlige masser og/eller leirige masser som er utsatt for overflateglidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Betydelig nedbør og overflatevann. Lokale erfaringer viser at skråningsskader er meget omfattende
Overflateerosjon	Overflatevann og nedbør som renner ned skråningene.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Barkdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Utslaking av skråning	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Grus- eller pukklag Utslaking av skråning
Grunnvannserosjon	Uttrekk av Grunnvann konsentrert i laggrenser evt fra avbrutt jordbruksdren eller grøfter.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Skråningsdren	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Skråningsdren Grus- eller pukklag
Overflateglidning	Nedsatt fasthet i sjikt parallelt med skråningen. Oppbløtt pga. tining av tele og nedbør.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Armeringsnett Terrenggrøft Skråningsdren	Vegetasjonsdekke Armeringsnett Terrenggrøft Slakere skråningshelninger Skråningsdren Drensgrøft Kombinert pukklag og drensgroft

Figur 3-2- 9 Skadetype – tiltak.

Ved bruk av erosjonsnett bør det legges stor vekt på at nettet blir lite synlig i overflaten. Nett med grå eller sort farge er gunstigst. Tiltaket bør kombineres med grasetablering og planting av busker og trær.

Grus eller pukklag er ingen heldig løsning landskapsmessig sett. Flatene må eventuelt tilføres vekstjord og tilsås. Tiltaket bør om mulig begrenses til området nærmest vegen (3 - 5 m) som uansett vil bestå av grasbakke.

Grunnforhold (Materialer, grunnvanns- forhold, skrånings- høyde)	Stein	Grus	Sand		Finsand/silt		Leire				
			Tørr	Vann- mettet	Tørr	Lagdelt Vann- mettet	Skjæringsdybde		Fyllingshøyde **		
							0-10m	>10 m	0-5m	5-10m	10-15m
Anbef. bratt- este helning	1:1,25	1:1,5	1:1,5	1:2	1:2	1:2 – 1:3	1:2 *	1:3 *	1:2 *	1:3 *	1:4 *
Vegetasjons- dekke		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ekstra sikr- ing kan være nødvendig	X		(X)	X	X		X	X			(X)

* Stabilitet mot dypergående glidninger må undersøkes

** Figuren gir høydeintervaller fra vegbane. Eks.:

Skråningsdel ned til 5 m under vegbane skal ha helning 1 :2, intervallet 5-10 m under vegbane helning 1:3 osv.

Figur 3-2- 10 Anbefalt største skråningshelning.

3.2.3 UTFØRELSE OG KVALITETSKONTROLL

3.2.3.1 Kvalitetssikring

Utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer, teknisk utførelse og landskapstilpasning er oppfylt. Avviksbehandling/oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018 (ref. 1).

Figur 3-2- 10 angir skråningshelning avhengig av jordart, geometri og topografi. Figuren viser når ekstra sikringstiltak kan være nødvendig i tillegg til, eller som alternativ til slakere skråningshelning.

Utslaking av skråningene kan være aktuelt også ut fra estetiske, miljømessige, trafikk-sikkerhetsmessige og vedlikeholdsmessige hensyn, på grunn av snøforhold og ut fra jordbruksmessige ønsker.

3.2.3.2 Utførelse

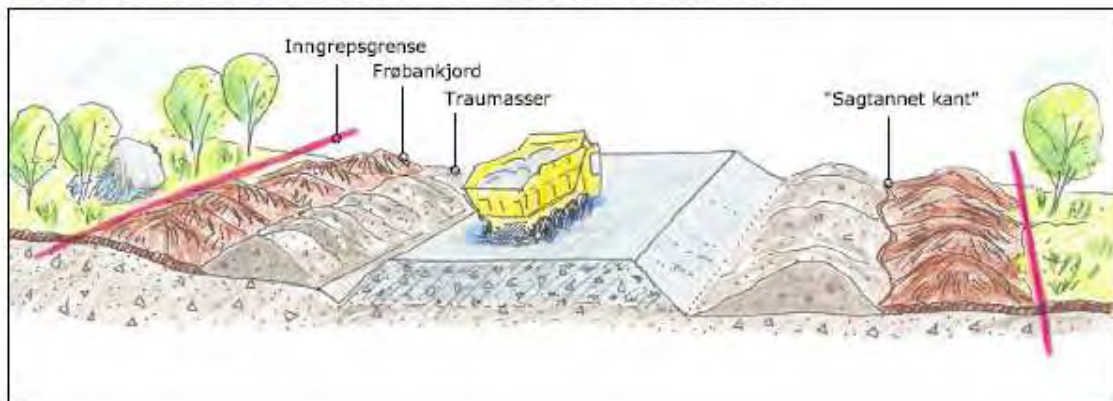
Ved tilføring av masser for justering av jordskråninger, må det brukes masser som blir like stabile som områdene forøvrig (Hb 025 Prosesskode – 1.).

3.2.3.3 Etablering av vegetasjonsdekke

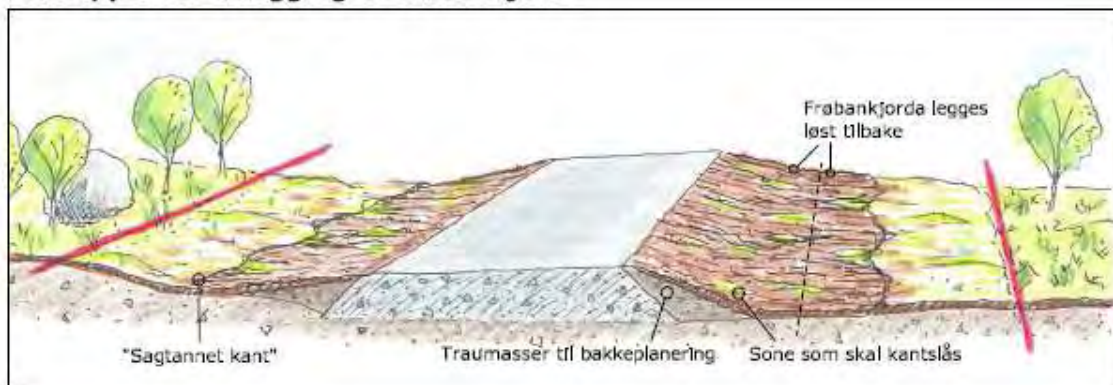
Vegetasjonsdekke skal hindre overflatevann i å grave, samtidig som røttene skal virke som armering av det øverste jordlag og redusere risikoen for sig og glidninger. Plantene har også en drenerende effekt på jord med uønsket høyt vanninnhold.

I naturområder utenfor tettbebygde strøk og jordbruksområder anbefales tilrettelegging for naturlig revegetering fra stedlige toppmasser (frøbankjord), se Figur 3-2- 11. Poenget er å legge til rette for at de plantene som vokste på området skal komme tilbake, og prinsippet er å ta vare på det øverste jordlaget som inkluderer frø og plantedeler.

Prinsipper for avtaking og mellomlagring av frøbankjord



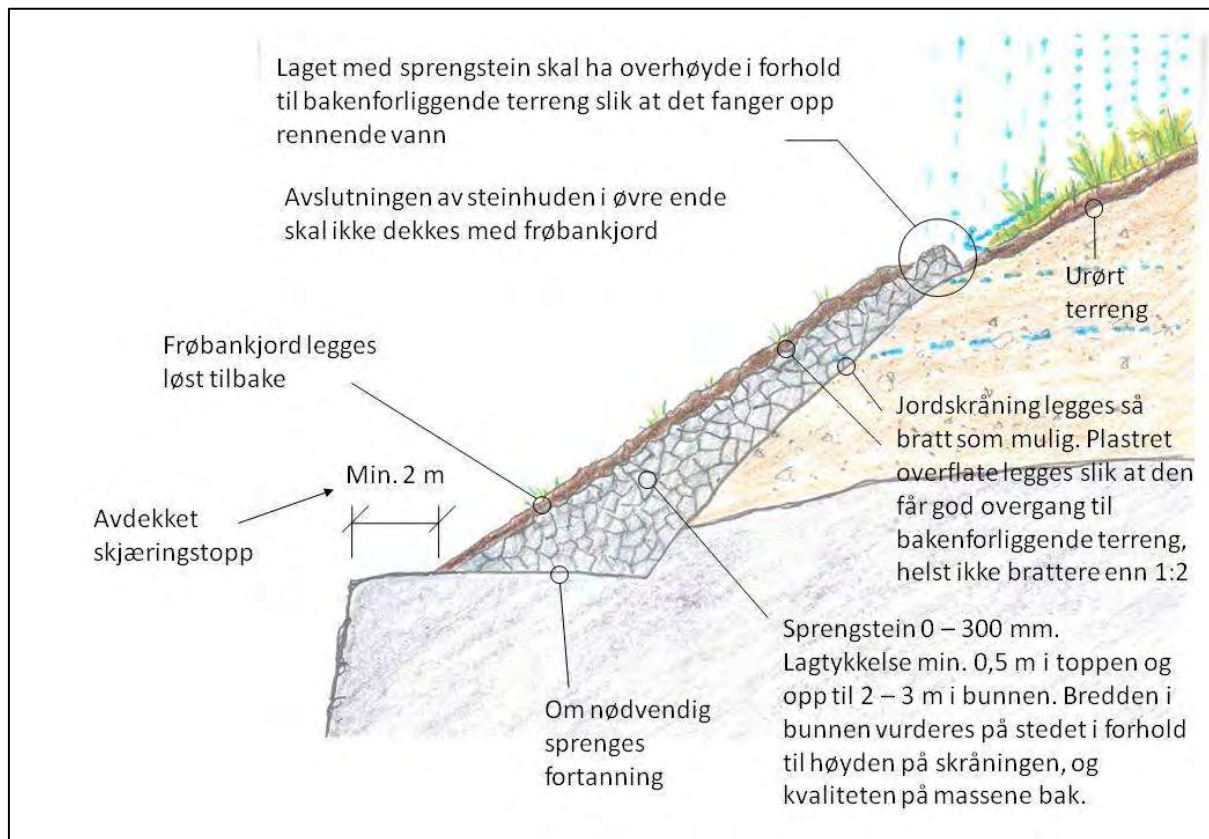
Prinsipper for utlegging av frøbankjord



Figur 3-2- 11 Prinsipper for naturlig revegetering.

Ved avtaking av frøbankjord skal rester av vegetasjonen og det organiske jordlaget lagres i ranker så nær opphavsstedet som mulig eller i separat deponi. Av praktiske årsaker kan en fast tykkelse benyttes (f. eks. 30 cm). Ved tilbakelegging av frøbankjorden skal det legges et tynt lag frøbankjord (f. eks. 10 cm) løst oppå utlagte traumasser, se Figur 3-2- 11. Disse skal heller ikke skal være komprimert, slik at det blir en ujevn overgang mellom sjiktene. I de fleste områder vil det være tilstrekkelig frø- og plantedeler som vil gi et vegetasjonsdekke tilpasset området. I enkelte spesielt tørre og høytliggende områder vil det ikke være tilstrekkelig plantemateriale i massene og supplerende planting bør utføres. I tettbebygde strøk og i landbruksområder vil åkerugras kunne dominere frøbanken og gi et skjøtselsproblem og metoden anbefales derfor ikke her.

I løsmasseskjæringer kan bruk av sprengstein være aktuelt for stabilisering av overflaten. I slike tilfeller kan revegetering med stedlige masser utføres som vist på Figur 3-2- 12.



Figur 3-2- 12 Revegetering av sprengstein med stedlige masser

Der hvor revegetering ved bruk av stedlige masser ikke er egnet vil etablering av et lavtvoksende vegetasjonsdekke av gras være det mest aktuelle nær inntil vegen (grøft, siktzone etc.). Bruk av trær og busker som erosjonssikring er mye brukt i mellom-Europa. Slike metoder er aktuelle ved fare for utglidninger i øvre lag av massene. På eksponerte skråninger kan det plantes inn trær og busker slik at reparasjonen av landskapet skjer raskest mulig.

a) Grasetablering

For å redusere faren for erosjon og forurensning skal skråninger tilsås umiddelbart etter ferdig planering. Ved manglende spiring/grasetablering skal tilsåing gjentas før overlevering til byggherre. I garantiperioden skal ugras fjernes og om nødvendig skal tilsåing gjentas.

b) Valg av grasfrø

Valg av grasfrø er først og fremst betinget av klima, vekstgrunnlag og lokale erfaringer. Grasarter/sorter med vegetativ formering er gunstig for utviklingen av grasdekket.

En grasfrøblanding består av flere grasarter. En grasart kan forefinnes i flere sorter og herkomster (proveniens), og man må derfor velge de herkomster som er tilpasset klimaet og vekstforholdene på stedet. Dette må overlates til fagfolk. Den prosentvise sammensetningen kan også variere på grunn av klimatiske variasjoner. Blandingen må inneholde en eller flere hurtigetablerende arter. Disse artene etablerer seg raskt etter tilsåing når erosjonsfaren er størst. Hurtigetablerende arter er ofte ettårige eller lite konkurransedyktige og bør derfor bare utgjøre en relativt liten andel i blandingen. Forslag til en del grasarter er vist i *Figur 3-2- 13*.

GRASART	NORMAL BLANDING	BRUKSOMRÅDER/TYPE
Langs kysten fra Østfold til Hordaland (0 – 100 m.o.h.)		
Rødsvingel *	40 %	(Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik, Frigg, Harald, Pernille
Rødsvingel *	45 %	(Festuca rubra Ssp.commutata) Wilma, Koket, Center, Olivia, Frida, Bargreen
Engkvein *	10 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Kvitkløver *	5 %	(Trifolium repens) Snowy
Langs kysten fra Hordaland til Trøndelag (0 – 100 m.o.h)		
Rødsvingel *	80 %	(Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik, Frigg, Harald, Pernille
Engkvein *	15 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Kvitkløver *	5 %	(Trifolium repens) Snowy
Lavlandet fra Trøndelag og nordover samt flatbygdene og dalbygder i Sør-Norge (100 m.o.h – tregrense)		
Sauesvingel *	20 %	(Festuca ovina Ssp. ovina) Lillian
Rødsvingel *	65 %	(Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik / Klett / Frigg ¹⁾
Engkvein *	10 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Kvitkløver *	5 %	(Trifolium repens) Norstar
I berget (dvs. over tregrensen)		
Sauesvingel *	45 %	(Festuca ovina Ssp. ovina) Lillian
Rødsvingel *	50 %	Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik / Klett / Frigg ¹⁾
Engkvein *	5 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Arealer med store krav til erosjonssikring		
Italiensk raigras	10 %	Det settes til italiensk raigras, for eksempel Macho, i blandingene over. Mengden av øvrige komponenter i blandingene reduseres proporsjonalt.

¹⁾ Leik benyttes i Sør-Norge og Klett og Frigg fra Trøndelag og nordover.

Figur 3-2- 13 Forslag til grasarter.

Det nyttes normalt en frømengde på 8 - 10 kg pr. dekar. Når det er ønskelig med tett grasdekke kan en nytte opptil 15 kg pr. dekar.

Det kan være aktuelt å tilsette blomster / urtefrø.

c) Gjødsling

Det er en forutsetning for et vellykket resultat at skråningen gjødsles de første årene. Behov for tilført gjødselmengde avhenger av flere faktorer, hvor de viktigste er jordart, nedbør og temperatur. Før tilsåing og grunnjødsling av større skråninger, bør jord/vekstmedium analyseres og gjødselbehovet tilpasses jordforholdene av fagkyndige.

En enkel anbefaling for grunnjødsling er ca. 30-50 kg superfosfat og 30-50 kg fullgjødsel pr. dekar. Nyetableringer bør overgjødsles annenhver vår med 1030 kg fullgjødsel pr. dekar i 3-5 år. Deretter ved behov. Det er bedre å gjødsle ofte, med små gjødselmengder, enn å gjødsle sjelden med store.

d) Metode for tilsåing

Det er normalt ikke nødvendig å påføre vekstjord, hvis massene i skråningen inneholder nok finstoff (leire, knust stein, humus etc.). Finstoffet gir næring og holder på vann, som er nødvendig for vegetasjonsetablering.

Gjødsling og såing av grasfrø kan foregå manuelt eller med maskinelt utstyr.

- Manuelt: til å beskytte grasfrøet i spiringsfasen kan det påføres beskyttelseslag av f.eks. torv.
- Maskinelt utstyr: (Hydro-seeder system). Vann, frø, gjødsel, cellulose og evt. pluggtorv blandes i tank og sprøytes ved pumping på ferdig planert skråning. Normalt brukes 50 kg tørr cellulose pr. dekar. Skråninger som utsettes for erosjon og overflateglidninger i vekstperioden kan beskyttes midlertidig ved å øke mengden av cellulose i blandingen. Skråninger som kan få erosjonsskade før gresset har slått rot, kan påføres 100 kg tørr cellulose pr. dekar, under ekstreme forhold 200 kg.

Det er viktig at skråningen ikke "poleres" av et glatt skjær under finplaneringen. Overflaten bør være litt oppkrafsa (1-5 cm) slik at frøet får feste og blir liggende i ro.

e) Ferdig dyrket gras

Det kan også benyttes matter av ferdig dyrket gras. Disse skal ha godt utviklet rotsystem og skal i tiden før den legges holdes i god vekst. Det skal være høyst 3 døgn mellom skjæring og legging. Graset skal ha gjennomgått to vekstsesonger og være tett og fritt for rotugras. Grasremser skal ha minst 30 mm røtttykkelse og minst 300 mm bredde, og skal legges tett inntil hverandre.

Hvis tidligere finplanert overflate som grasmatten skal legges på, har endret seg, eller hvis overflaten er blitt tett, skal det utføres nødvendig løsning og finplanering før ferdig dyrket gras legges. Etter at grasmatten er lagt, skal eventuelle sprekker fylles med sand. Nødvendig vanning skal utføres til grasroten har festet seg. I bratte skråninger skal remsene/stykkene plugges fast til grunnen dersom forholdene krever det. Ved midlertidig lagring og under arbeidet skal det påses at grasmattene ikke utsettes for sol og vind. Før utlegging skal underlaget av jord gjennomvannes. Grasmattene skal legges i forbant med tette fuger og i god kontakt med underlaget. Direkte etter legging skal graset gjennomvannes og rulles over med lettvals.

3.2.3.4 Plantearbeid

Planting av busker og trær foretas enten som en ren stabiliseringsmetode eller av landskaphensyn. Det anbefales å konsultere fagkyndige i forbindelse med planlegging og utførelse av stabiliseringsmetode med vegetasjon. Det vises også til Håndbok 169, Vegetasjon ved trafikkårer (ref. 5).

Det er mest aktuelt å benytte stiklinger eller småplanter/barrotplanter eller en kombinasjon av disse. Stiklingene gir en hurtig effekt (pionerplanter) mens arter som på lengre sikt skal dominere, plantes inn som masseplanter (NS 4400) dvs. 1-2 år gamle.

Hittil har poppel- og vierarter vært mest benyttet.

Kriterier for valg av planter:

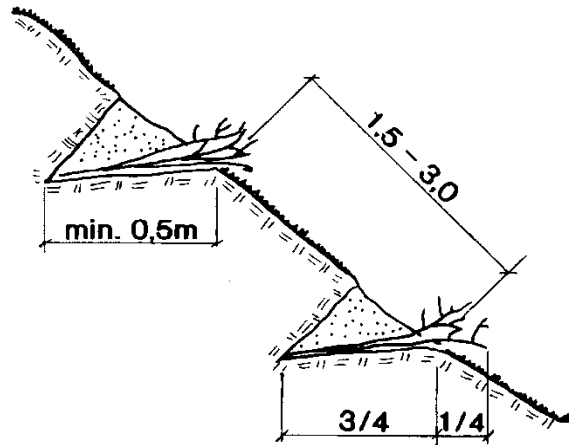
- tilpasning til eksisterende naturlig vegetasjon i området
- variasjon i arter
- variasjon i rotutvikling
- jordbunnsforhold

Dersom jordstrukturen gir røttene muligheter til å trenge langt ned jorda vil en oppnå den største effekten av varierende rotutvikling hos artene. Røttene vil armere forskjellige jordsjikt. Det er dessuten gunstig med flere arter med hensyn til vegetasjonens sårbarhet.

a) Plantemetode

Stiklingene eller plantene plantes før knoppsprett om våren, mens plantene er i vinterhvile. Hvis plantenes vinterhvile forlenges ved kjøling, kan planting foregå til midtsommer.

Høstplanting kan foretas i de beste strøk i landet etter løvfall. Planteavstanden i horisontalretning bør være fra 0,5 til 3 m.



Figur 3-2- 14 Prinsipp for planting etter stiklingsmetoden.

Hvis jordmassenes beskaffenhet tilsier at arbeidsmetoden i *Figur 3-2- 14* er umulig kan man benytte spett til å bore hull i jordmassene ($d = 10-20$ cm). Hullene etterfylles med jord etter at stiklingene er satt ned i hullene. Bruk av spett reduserer faren for erosjonsgroper rundt hver stikling.

Planter som på sikt skal utgjøre hovedtyngden av vegetasjonen, på bekostning av pionerplantene, plantes samtidig, eller etter noen år når pionerplantene har stabilisert skråningen.

Plantemateriale må bestilles 1-3 år, avhengig av art, før plantearbeid er planlagt igangsatt. Det må stilles krav til opprinnelse av levert materiale.

b) Vedlikehold

Det bør sørges for gode fuktighetsforhold ved planting. Utover dette bør plantene i størst mulig grad greie seg selv. Kunstig vanning senere vil ofte bare gi gode fuktighetsforhold i det øvre jordsjiktet. Dette kan negativt føre til at røttene ikke trenger ned i dypere jordlag.

Plantefeltene må gjødsles de første årene. Gjødselmengdene avhenger av grunnforholdene (se avsnitt om gjødsling).

Beskjæring av pionerplantene kan være aktuelt for å beholde unge friske greiner som tåler godt mekanisk påvirkning. Når de andre artene har vokst til, har stiklingsplantene tjent sin funksjon og kan, hvis det er ønskelig, fjernes helt.

For å lette vedlikeholdet og hindre overflateerosjon kan det være aktuelt å så kløver. Kløveren konkurrerer ikke med plantene på samme måte som et grasdekke gjør. Det kan også være aktuelt å plante i arealer tilsådd med gras der overflateerosjon er et stort problem. Det kan da være aktuelt å fjerne grasdekket nært inntil plantehullet og å punktjødsle småplanten for å skynde på etableringen.

3.2.3.5 Erosjonsnett

Det er ønskelig å få etablert vegetasjon så hurtig som mulig for å korte inn den perioden da skråningen er mest utsatt for erosjon. Ved siden av skadene på selve skråningen, vil erosjon i denne perioden skylle grasfrø ned over skråningen og resultatet blir store og bare flekker. Ved vanskelige forhold kan det derfor være nødvendig å bruke virkemidler som beskytter frø og jord mot erosjon i den første vekstperioden og forbedrer vekstvilkår og overflatestabilitet i noen år til vegetasjon er godt etablert.

For å oppnå dette kan forskjellige typer erosjonsnett benyttes. Det er et titalls ulike typer erosjonsnett på markedet som i de senere år er benyttet ved sikringsarbeider, se Figur 3-2- 15. For mer informasjon om ulike produkter vises det til Geosyntetguiden (<http://www.geosyntetguiden.no>) som er tilgjengelig på hjemmesiden til Norsk Geoteknisk Forening <http://www.norskgeotekniskforening.no> .

Det beste resultat med erosjonsnett oppnås når nettet kan legges på en jevn, ny anlagt skråningsflate. Har det allerede oppstått overflateskader i en skråning, forutsettes det at ujevnheter og vannspor repareres så godt som mulig før nettet legges ut.

De fleste nettypene leveres i ruller i bestemte lengder og bredder. Fra en del leverandører følger det med leggeanvisning. Den mest vanlige leggemåten er å rulle nettet ut fra skråningstopp til -fot og forankre med lekter eller plugger ved skråningstoppen og i alle skjøter. I nedre del av skjæringsskråningen legges fiberduk over nettkanten og bygges over med sprengt stein, 3 - 4 m opp fra sidegrøften.

Ved bruk av erosjonsnett bør tilsåing skje umiddelbart før eller etter utlegging. De beste resultater er oppnådd ved tilsåing etter at nettet er lagt ut. Det anbefales brukt sprøytevogn som kan gi en jevnt fordelt blanding av grasfrø, gjødsel og cellulose.

TYPE	BESKRIVELSE	ANVENDELSE
Jordarmeringsnett	Polyetylenett som legges flatt og plugges fast. Farge: Svart	- Stabilisere jordmasser - Fremskynde naturlig vekst
Steinsprangnett	Kraftig polyetylenett som legges flatt og plugges fast. Farge: Svart	- I bratte skråninger med fare for steinsprang
Gabiontuber	Nett formet som tuber. Fylles med stein på stedet. Farge: Svart	- Hindre utgraving i elveleier eller langs kystlinjer.
Erosjonsnett	Tredimensjonalt nett av polyetylen. Farge: Svart	- Sikring av elvebredder og kystlinjer/innsjøer - Sikring av bratte skråninger
Gressarmeringsvev	Syntetisk fiber, langsgående UV stabilisert, tverrgående er lett nedbrytbar Farge: Grått Produseres også i biologisk nedbrytbart materiale	- Hindre utvasking av skråningsmasser - Hindre tetting av dreneringsgrøfter - Raskere vekst ved tilsåing
Erosjonsmatter	Plastnett med halm. m/uten frø Farge: Gråbrun	- Jordstabilisering - Erosjonssikring
Erosjonsnett	Tredimensjonal "nonwoven" polyester. Heksagonale celler som fylles med jord. Farge: Hvit	- Hindre erosjon
	Polyesternettt. Farge: Grå	- Hindre erosjon
	Nett av polyester og polyvinylklorid (PVC). Farge: Svart	- Hindre erosjon
	Naturfiber Biologisk nedbrytbare geotekstiler	- Hindre erosjon
	Stålwire som er boltet til jorda. Farge: Gråsvart	- Hindre erosjon - Hindre overflateglidning og steinsprang - Økt helningsvinkel på skråninger og elvebredder

Figur 3-2- 15 Ulike typer erosjonsnett.

3.2.3.6 Bark

Bark er benyttet i vegbygging her i landet siden 1963, først og fremst som frostsikring og lett fyllmasse. Men fra det siste tiåret er det også gode erfaringer å vise til når det gjelder bruk av bark som overflatebeskyttelse på skjæringsråninger i vanskelige jordmasser.

Bark kan brukes som overflatelag der en har bløte silt og leirmasser, og der skråningsflaten ligger utsatt til for sterk soloppvarming om våren. Det beste resultatet med bark som skråningsbeskyttelse får en der det er mulig å transportere barken opp på skråningstoppen slik at den kan skyves ut og komprimeres med lett doser (LPG) eller annet utstyr med lavt beltetrykk.

Barklaget bør ikke være tykkere enn ca. 10 cm i komprimert tilstand, og det er viktig at barkmassen får god kontakt med underliggende masse i skråningsflaten. Utlegging med kranutstyr krever at barken spres manuelt og trækkes godt mot underliggende masser.

Det er som regel ønskelig at naturlig vegetasjon skal innvandre og overta barkens funksjon over tid. En forutsetning for dette er at barken gjødsles regelmessig.

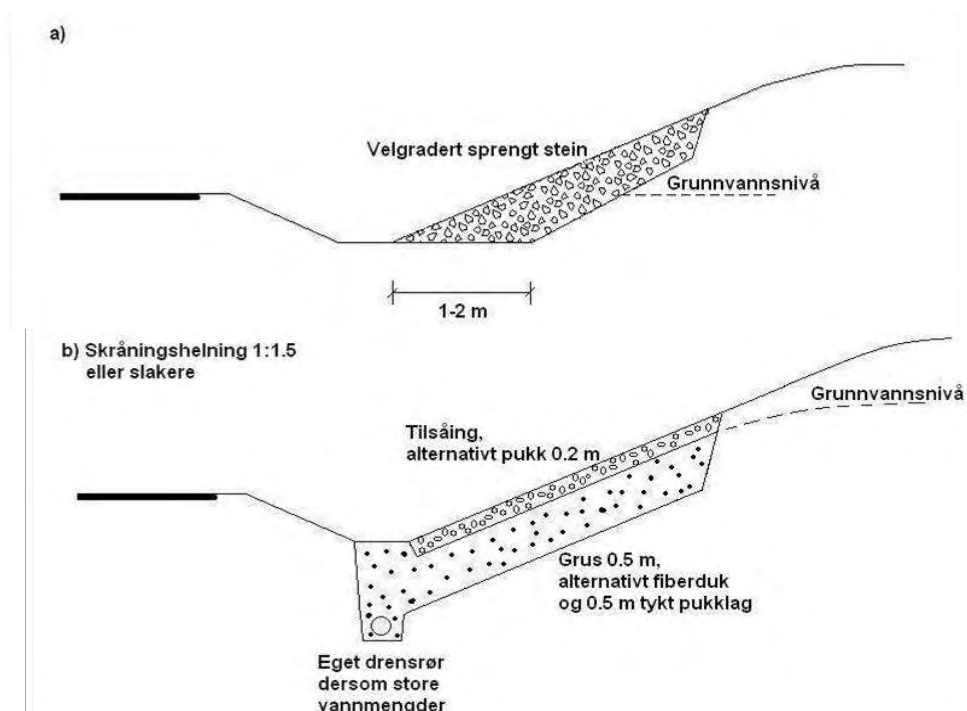
En bør bruke vanlig ubehandlet gran- eller furubark, og barken kan med fordel være forholdsvis fersk og tørr. Den er lettere å arbeide med på bløt grunn enn bark som er noe omdannet.

Erfaringer med bark som overflatebeskyttelse viser at skråningsflaten blir godt sikret mot vannskader. Videre reduserer barken teledannelse om vinteren, og ved tining om våren virker barklaget som en forsinker slik at større vannoverskudd og oppbløting av skråningsmassene unngås. Ved rimelig adgang til bark er metoden kostnadmessig gunstig.

En må være oppmerksom på at skråninger med bark kan føre til forurensing av sigevannet. Bark kan også hindre naturlig vegetasjon i å etablere seg, slik at tiltak kan være nødvendig.

3.2.3.7 Masseutskifting

I skråninger der det er særlig vanskelig å få massene til å ligge i ro, vil masseutskifting kunne bli nødvendig. Slik masseutskifting kan utføres som vist på Figur 3-2- 16 a-b.



Figur 3-2- 16 Skråningsbeskyttelse ved masseutskifting.

Utførelsen vist i

Figur 3-2- 16 b er også aktuell der klimatiske forhold hindrer at det dannes grasdekke på skråningsflaten.

Å sikre skråningsflaten med et plastringslag av sprengt stein istedenfor pukk som vist i Figur 3-2- 16 b, kan være aktuelt i særlig bratte og ellers problematiske skråninger. Steinlaget (ca 0,5 m tykt) må alltid legges på grusfilter eller på fiberduk. Fiberduken må ha gode dreneegenskaper, slik at det ikke er fare for tetting av duken og slik at det ikke oppstår vanntrykk / poreovertrykk bak duken

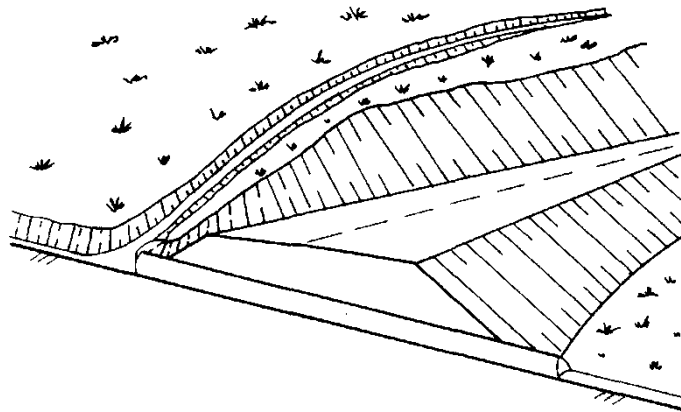
3.2.3.8 Drenering for vegskråninger

Ved drenering av en skråning tas det sikte på å motvirke:

- Overflateerosjon ved å avskjære vann som ellers vil renne ut over skråningsflaten.
- Grunnvannserosjon og overflateglidning ved å ta vare på vann som kommer ut av grunnen i skråningen.

a) Overflatedrenering

Vann som kommer fra terrenget utenfor skjæringstoppen kan avskjæres med terrenggrøft som vist på Figur 3-2- 17. I permeable jordarter må disse grøftene ha tett bunn (krybberør / plastfolie / oljegrus).



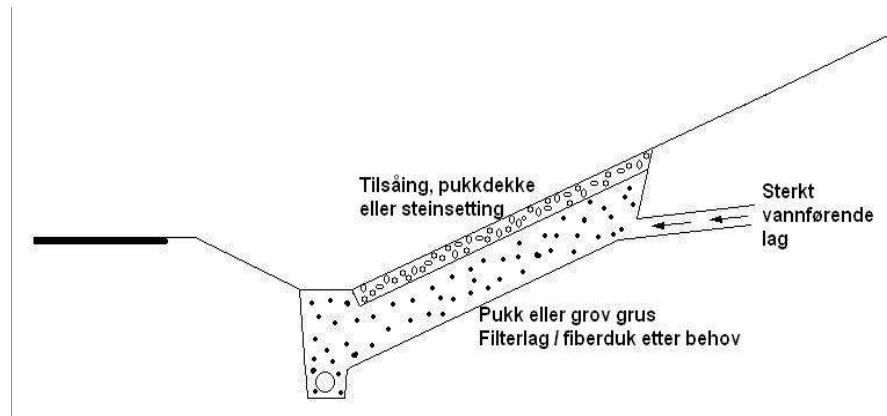
Figur 3-2- 17 Prinsippskisse for terrenggrøft.

På fyllinger der materialet er lett eroderbar silt og finsand må fyllingsskråningene erosjonssikres.

b) Grunnvannsdrenering

I de fleste tilfeller er den drenerende virkning av drenggrøft ved foten av skråningen tilstrekkelig drenering for sikring av skråning.

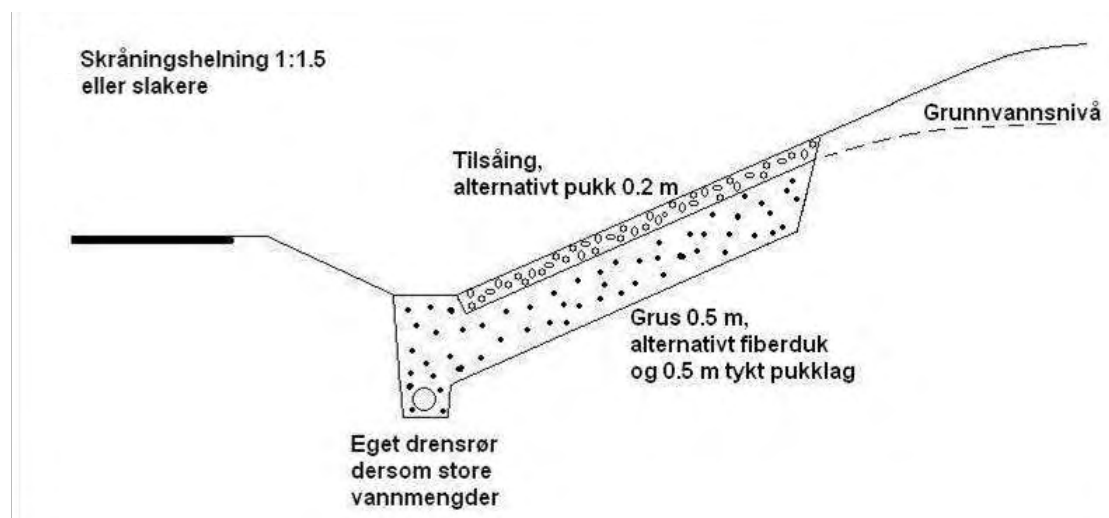
Der grunnvannet kommer fram i årer eller i sjikt i skråningen, kan vannet fanges opp som vist på Figur 3-2- 18



Figur 3-2-18 Drensgrøft fra vannførende sjikt med stor vannføring.

Der det er jevnt vannsig i skråningen og fare for overflateglidninger, kan det være nødvendig med skråningsdren vinkelrett på veggrøften, se

Figur 3-2-19 og Figur 3-2-20. Den drenerende virkning av skråningsdrene er da av særlig betydning i tøløsningsperioden. Avstanden mellom skråningsdren varierer med bl.a. jordarten, 4 - 6 m. Grøftebredden er ca 0,5 m.



Figur 3-2-19 Skråningsdren vinkelrett på veggrøft.



Figur 3-2- 20 Skråningsdren vinkelrett på veggrøft (Rv 120, Nannestad. Foto: Arvid Sagbakken).

3.2.3.9 Anleggssikring av utgravninger og skråninger

Det kan være behov for å sikre graveskråninger og vegskråninger midlertidig under arbeidets gang. Slike midlertidige sikringstiltak kan inngå i en permanent sikring. I de fleste tilfelle vil midlertidig sikring ha kortsiktige mål. I Figur 3-2- 21 er det for de enkelte hovedtyper av jordarter foreslått alternative tiltak for midlertidig sikring mot erosjon og overflateglidning.

Sikringstiltak	JORDART				
	Stein grus	Sand - silt		Siltig leire- leirig silt	Leire
		lav grunn- vannstand	høy grunn- vannstand		
Ingen tiltak	Ingen vanligvis	X			X vanligvis
Bortledning av overflatevann- terrenggrøft	(X)	X	X	X	
Gjerdnetting for å - redusere vannhast. - holde på massene	(X)	X	X	(X)	
Plastfolie på skråningsflaten for å - hindre erosjon - holde på fuktighet		X	X	X (bratt skråning)	
Senking av grunn- vannstand ved - grøfting - pumpebrønner (well points)			X	X	
Isolering, f.eks. med bark, vintermatter eller halm for å hindre anrikninger av vann ved frysing		X		X	

Figur 3-2- 21 Tiltak for midlertidig sikring mot erosjon og overflateglidninger.

3.2.4 SPESIELLE FORHOLD

3.2.4.1 Bakkeplanering

Vegvesenet og kommunale etater stilles ofte overfor spørsmål om samordning av bakkeplaneringstiltak. I mange tilfeller er interessene helt sammenfallende fordi planeringen normalt gir bedre stabilitetsforhold, og fordi avplanerte topplag kan nyttes som fyllmasse.

En skal imidlertid være oppmerksom på at større arbeider med bakkeplanering også kan ha negative virkninger. På erosjonssiden ligger det en fare for at dreneringsforholdene endres radikalt, og store avdekkede områder nær veglinjen medfører en erosjon og transport av jordmaterialer som kan tilstoppe vegens drensssystem. Utvaskede masser kan også gi betydelige forurensninger i tilstøtende vassdrag.

Ved bakkeplaneringens avslutning mot eksisterende veger kan det ofte bli etablert for bratte skråninger, med den følge at materialer raser ut i grøft og vegbane.

Adgang til å foreta bakkeplanering er regulert i Forskrift om begrenning av forurensning (Forurensningsforskriften, Miljøverndepartementet 2004-06-01). Bestemmelsene har til

formål å forebygge, begrense eller stanse forurensning/erosjon fra planeringsfelt. Det er kommunen som fatter vedtak i slike saker og godkjente planeringstiltak skal utføres i samsvar med « Tekniske retningslinjer for anlegg, drift og vedlikehold av planeringsfelt » fra 1989 fastsatt av Landbruksdepartementet og endret ved ”Forskrift om endring i forskrift om anlegg, drift og vedlikehold av planeringsfelt” fastsatt av Miljøverndepartementet 2001-03-09.

3.2.5 EKSEMPLER



Figur 3-2- 22 Skråning i siltig morenemasse ved E76 i Morgedal. Partiet er et av de første forsøk med Eronet, utført i 1982. Skråningen har bare hatt helt ubetydelige skader etter sikringen, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-2- 23 Legging av barkoverflate på siltskråning ved rv 36 i Telemark sommeren 1984, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-2- 24 Iskjøving i jord- og bergskråning, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-2- 25 Tilsåing med sprøytevogn direkte på skråningsoverflaten, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-2- 26 Masseutskifting i skråningsfot (Gartland i Nord-Trøndelag, Foto: Kjell Eriksen).

3.2.6 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 017 Veg- og gateutforming. 1993
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/017/index.htm>
- (3) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, 2006
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (4) Statens vegvesen Vegdirektoratet, Håndbok 025 - Prosesskode 1, 2007
<http://www.vegvesen.no/cs/Satellite?blobcol=urlpdf&blobheader=application%2Fpdf&blobkey=id&blobtable=SVVvedlegg&blobwhere=1195738099177&ssbinary=true>
- (5) Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Håndbok 169, Vegetasjon ved trafikkårer, 1994
- (6) Statens vegvesen Telemark, Birger Aase
Sikring av vegskråninger med erosjonsnett og bark. Foredrag 1986.
- (7) Olav Martin Bakheim
Revegetering av skjæringsskråninger (hovedoppgave) 1977
- (8) Lars Helge Frivold
Trær som stabiliserende element i leirskråninger. Med spesiell referanse til Romerike 1991
- (9) Svein O. Grimstad
Etablering av vegetasjon i vegskjæringer. (Notat, institutt for dendrologi og planteskoledrift, NLH) 19??
- (10) Atle Håbjørg
Hageselskapets plenbok 1980
- (11) Lena Svensson
Vagslenten som teknikens biotop 1987

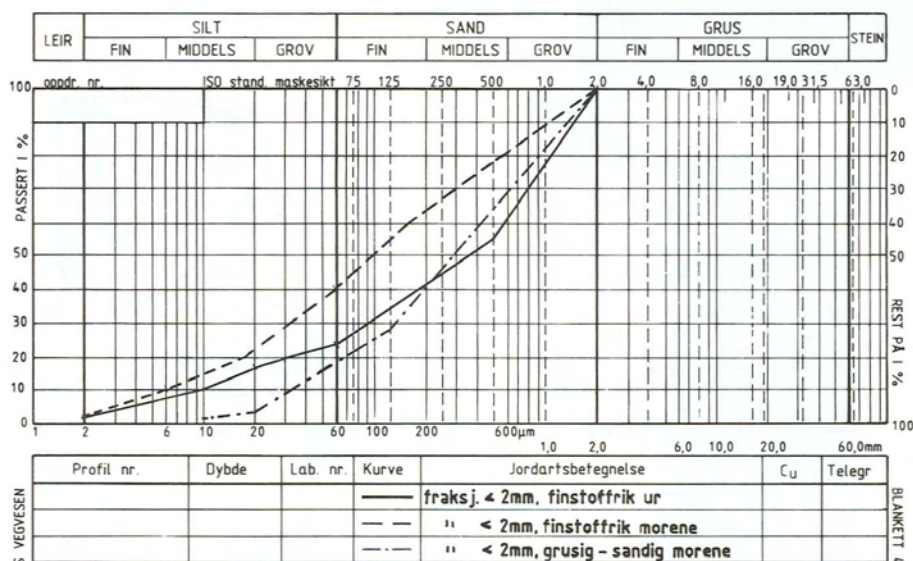
3.3 SKRÅNINGER I UR

3.3.1	GENERELT.....	54
3.3.1.1	Definisjoner.....	54
3.3.1.2	Massebevegelse i urer.....	57
3.3.1.3	Skråningsvinkel.....	58
3.3.2	PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV SIKRINGSTILTAK.....	58
3.3.2.1	Forundersøkelser.....	58
3.3.3.1	Kvalitetssikring.....	62
3.3.3.2	Utførelse.....	63
3.3.3.3	Oppfølging.....	63
3.3.4	EKSEMPLER.....	63
3.3.5	REFERANSER.....	66

3.3.1 GENERELT

3.3.1.1 Definisjoner

Ur er bratt løsmasseskråning med grove masser, stein og blokk i overflaten. Urmasser er stein/blokkrike løsmasser i literreng, med varierende finstoffinnhold i hulrommene i kornskjellettet. Med finstoffrike hulrom kan urmasser forveksles med morenemateriale, se figur 3.1.



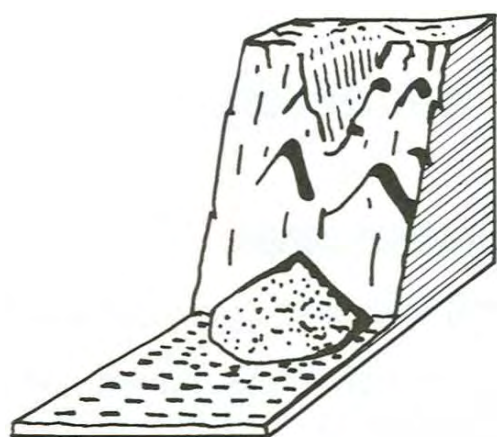
Figur 3-3- 1 Kornfordelingsanalyse fra prøve tatt i finmaterialrik ur og morene.

- Urtyper

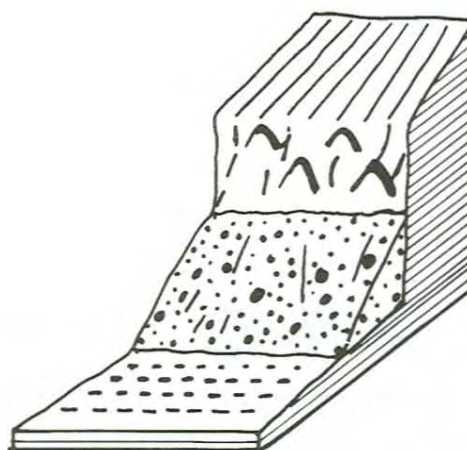
Urer inndeles i tre typer etter dannelsesmåten.

- dannet ved steinsprang / bergskred
- dannet ved snø- / flomskred
- vannets virkning; akkumulasjon, sedimentasjon

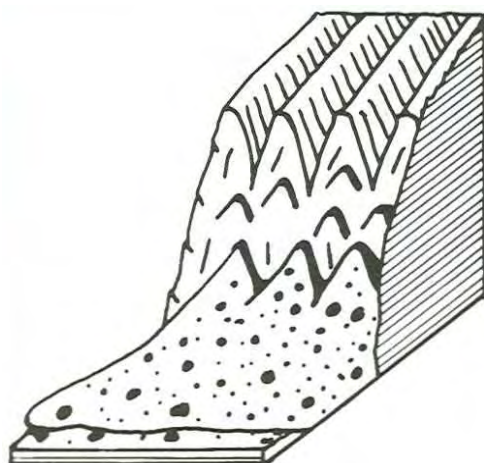
De forskjellige typene har spesielle særtrekk. Se Figur 3-3- 2, Figur 3-3- 3 og Figur 3-3- 4.



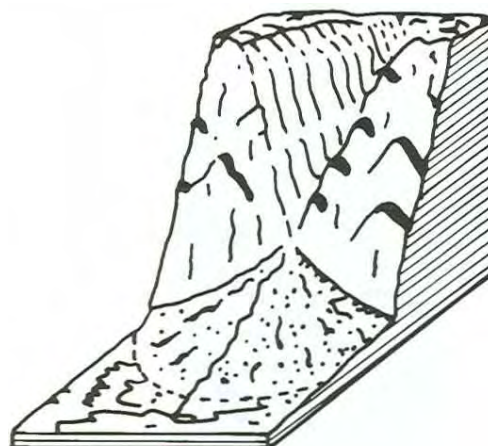
a. Urkjegle



b. Blokkskråning



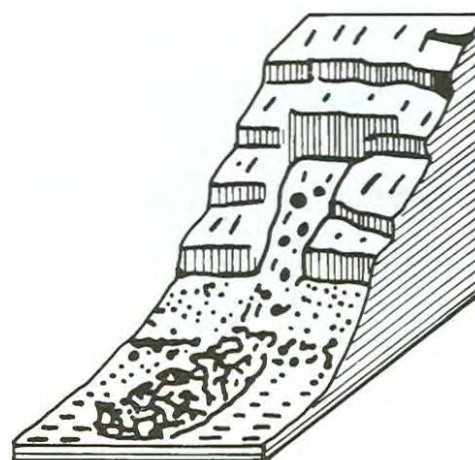
c. Sammenvokste urkjegler



d. Flomskredvifte

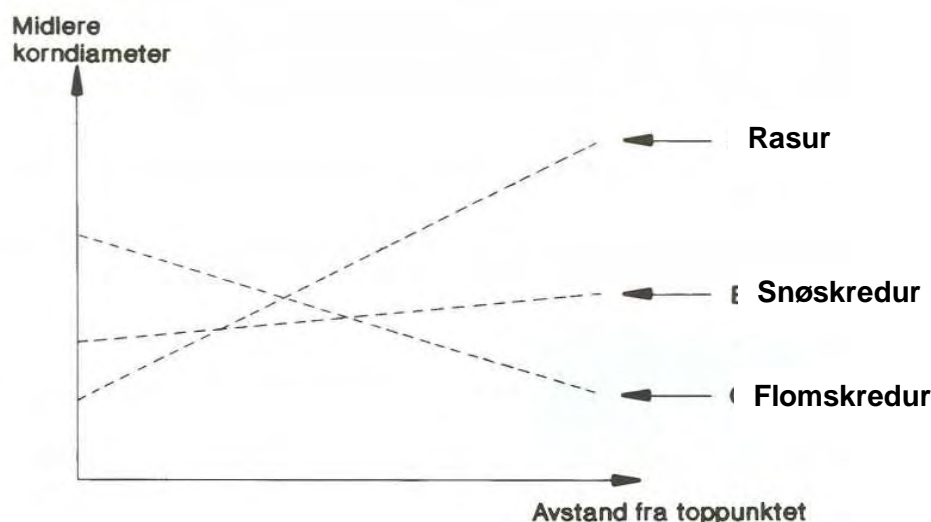


e. Snøskredavsetning



f. Bergskredavsetning

Figur 3-3- 2 Skjematisk framstilling av ulike typer ur.



- A: Rasur - dominerende prosess er steinsprang og steinskred (gravitasjonssortering)
 B: Ur dannet av snøskred, ur påvirket av snøskred og/eller flom
 C: Flomskredvifte (vannavsatt sortering)

Figur 3-3-3 Idealiserte kurver for midlere korndiameter i forhold til avstanden fra toppunktet til ura.

a. Rasur

Urer dannet ved steinsprang/bergskred har grove, skarpkantede løst pakkede stein og blokker i overflaten. Skråningshelningen er jevn, oftest ca. 35°, med avtagende helning ved foten. Steinmassen viser sortering, med økende steinstørrelse nedover mot foten. Typiske former er raskjegle og blokkskråning. Tykkelse på ut er oftest moderat (< 10 m).

b. Snøskredur

Urer dannet ved snøskred/flomskred inneholder materialer i alle fraksjoner samt vegetasjonsrester. Skråningshelningen avtar mot foten (blokkunge). Størrelse på blokkene i overflaten varierer systematisk langs skråningsprofilen.

c. Flomskredur

Urer dannet ved vannets virkning viser sortering i overflaten med størst steinstørrelse øverst ved rotpunktet. Steinstørrelsen er gjennomgående mindre enn for de to andre typene. Materialet vil være noe rundet. I dybden er materialet normalt finstoffrikt og viser lagdeling. Skråningshelningen avtar nedover ura, med helningsvinkel 35 - 38° øverst og mindre enn 30° ved foten. Overgangsformer der to eller alle tre dannelsesmåter har vært aktive er ikke uvanlig, særlig ved konsentrert løsmasseakkumulering under skar/søkk i dalsida. (raskjegle / blokkunge / elvevifte).

Omvandling (degradasjon) av ur er karakterisert ved produksjon / opphopning av finstoff ved frost og vannpåvirkning. Dette resulterer i at kornskjellettet er finstoffyllt helt opp i overflaten eller under et tynt overflatelag av rene stein/blokkmasser. Reduksjon av steinstørrelsen under et toppdekke av grov stein er vanlig.

Aktive urer kjennetegnes ved lys steinfarge, vegetasjonsfrie renner og skader på vegetasjonen.

Vegetasjon gir beskjed om finstoff i urmaterialet helt opp i eller nær overflaten. Vegetasjon stabiliserer overflaten med rotsystem og med vannoppsuging.



Figur 3-3- 4 Sammenvokste urkjegler ved Nordvågen, Honningsvåg hvor vegetasjonen indikerer en del finstoff i overflaten (Foto: S.H. Frækaland)

3.3.1.2 Massebevegelse i urer

En urskråning er et dynamisk system der stabiliteten bestemmes av en rekke faktorer:

- materialtilførsel ovenfra
- transport nedover skråningen
- vekktransport av materiale, erosjon ved foten
- omvandling av urmassene

Det skjernes mellom flere typer materialtransport:

a) Steinsprang

Mange urer er dannet ved steinsprang og prosessen er fremdeles aktiv. Steinsprang gir lys stein / lyse partier i ura og skader på vegetasjon.

b) Bergskred

Nedfall fra ovenforliggende bergside kalles bergskred når volumet overstiger 500 m^3 . Bergskred resulterer i markante skredrenner, store ødeleggelser av vegetasjon og endringer i urprofilen.

c) Skred i urmassene

Dette skjer når stabilitetsforholdene forverres som omtalt ovenfor. Det skjernes mellom tørrskred i rene steinmasser og blokkstrømmer i finkornholdige masser. Vanntilsetning kan være en utløsende faktor ved tørrskred og har avgjørende betydning ved blokkstrømmer.

d) Sig

Sig beskriver langsom massebevegelse i oppbløtt finkornet urmasse. Sig kan avsløres av krum voksende trær, tensjonssprekker i uroverflaten og terrengform.

e) Overflateerosjon

Overflateerosjon foregår i finstoffrike masser ved oppbløting.

f) Stabilitetsbrudd

Dette kan skje der urmassene dekker over svakere, spesielt leirige masser.

3.3.1.3 Skråningsvinkel

Naturlig rasvinkel (hvilevinkel) i ur ligger mellom 30 og 35°, unntaksvis opp til 38° i øvre del av elvevifter.

Erfaring viser at stabil skråningsvinkel kan være 5 - 12° brattere enn hvilevinkelen ved løsmassefattige urer og ved finstoffrike urer som ikke utsettes for vannmetning.

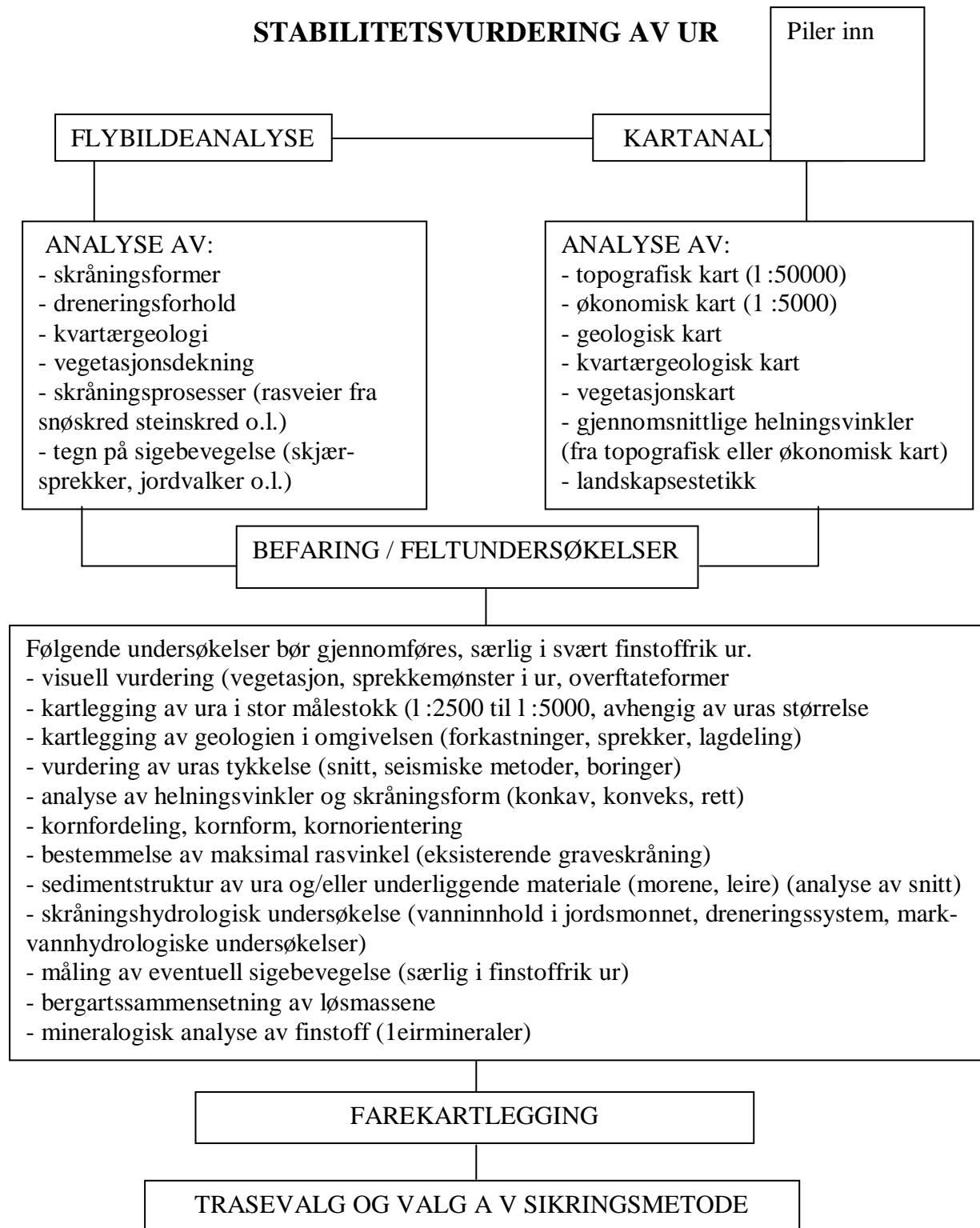
3.3.2 PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV SIKRINGSTILTAK**3.3.2.1 Forundersøkelser**

Urer er dannet av gammel eller ny massetransport i landskapet og kan bety ustabilitet og fare for ny massetransport, ras eller steinsprang i området. Det bør derfor i utgangspunktet unngås å legge en veg gjennom ei ur, dette gjelder spesielt bratte og store urer eller urer som munner ut i vassdrag eller sjø.

Dersom det er vanskelig å unngå ura så bør man

- legge vegen lengst ut i foten av ura og
- legge veien på tosidig fylling gjennom ura

En fullstendig forundersøkelse er vist på *Figur 3-3- 5*.



Figur 3-3- 5 Prosjektering av veganlegg i ur og andre blokkrike masser i bratte skråninger.

Analyse av kart i stor målestokk (1:5000) gir informasjon om uras utstrekning, høyde og helningsvinkel samt om terrengforholdene ovenfor ura. Analyse av flyfoto gir informasjon om vegetasjon, skredbaner og ras. Visuell vurdering Figur 3-3- 6.

OBSERVASJON I FELT	OBSERVASJONEN TYDER PÅ				
	Stabil ur	Steinsprang	Steinskred	Jordskred	Sig
Ura er fullstendig dekt av høyere vegetasjon (trær, busker), som ikke er skadet (1)	* #				
Ura er dekt med vegetasjon, men enkelte trær er ødelagte (1,2)		* #			
Vegetasjon mangler, steinene er ikke dekt eller bare stedvis dekt med lav/mose (1,2)		* #	* #		
Ura er helt dekt med mose/lav (1,2)	*				(#)
Ura har vegetasjonsfrie striper i overflaten, stripene er dekt av lavere vegetasjon, vegetasjon i stripene viser en tydelig fargeforskjell (skredbaner, 1,2)		* #	* #		
Trær er bøyd i stammen (forsiktig, kan være forårsaket av snøtrykket) (1,2)					#
Ura har valker (løber) i overflaten (2)					#
Uras overflate viser tydelige tunger og skredkanter (1,2)			*	#	
Uras overflate viser sprekker eller overskyvninger av løsmaterialet parallelt med overflaten (1,2)			(*)	(#)	#
Uras overflate er bølgete (2)				(#)	#
Uras overflate viser tydelige trinn (1,2)				(#)	#
Blokker står med langaksen vertikalt i ura (1,2)					* #
Tykt forvittringslag på blokkene (1,2)	*				

* gjelder bare ur bestående av friksjonsmateriale (grovt), # gjelder bare finstoffrik ur

* # gjelder begge typer, (1) er urer i fjorddaler, (2) er urer i fjelldaler/høyfjellet

Figur 3-3- 6 Visuell vurdering av stabilitetsforhold i ur flyfoto, befaring

- Visuell vurdering av snitt/utgraving i ura gir opplysning om dypereliggende masser og om langtidsstabiliteten.
 - Seismiske undersøkelser kan gi opplysninger om uras tykkelse (bergbestemmelse), lagdeling (steinhud / forekomst av finkornfylt masse), lømassetype / tetthet av dypereliggende masser.
- Prøveboring. Totalsondering evt. supplert med Odex - prøvetaking gir bergbestemmelse, lagdeling og kornfordeling i urmassene.
- Prøvegraving klarlegger de dypereliggende massene og korttidsstabiliteten ved evt. utgraving i forbindelse med anlegget.
- Påleggssprengning med små ladninger (3 - 5 kg), kan gi opplysning om kornskjellettets stabilitet ved innsynkning av uroverflaten etter sprengingen.

På grunnlag av forundersøkelsene kan det utarbeides et risikokart som danner basis for valg av vegtrase og sikringsmetoder.

3.3.2.2 Sikringsmetoder ved veganlegg

Anlegg av veg i urterreng innebærer ofte skjæringsinngrep i urskråningen.

Skjæring medfører generelt en svekkelse av stabiliteten i dypereliggende snitt. Dette er et geoteknisk problem som må løses av fagekspertise.

I urterreng kan skjæringsskråning oftest gjøres noe brattere enn naturlig terreng (5 - 12°) uten fare for skråningens stabilitet. Et anleggsmessig inngrep forstyrrer imidlertid en etablert balanse og betinger en vurdering av eventuelt behov for sikringstiltak.

Utførelsen av skjæring i ur kan inndeles i følgende grupper:

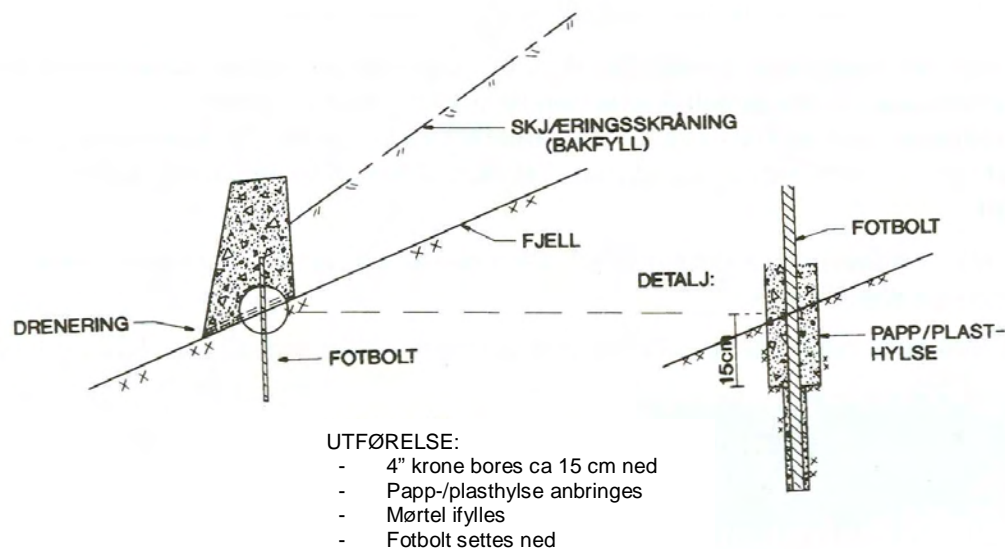
- Urmassene fjernes
- Skråningshelningen økes
- Urprofilet beholdes intakt med forstøtningstiltak

- Urmassene fjernes

Ved urer av begrenset størrelse (høyde) som ligger med liten tykkelse over glatt skråfjell kan hel utgravning av urmassene være aktuelt. Alternativet er en forstøttingsmur med gjenopprettelse av tidligere skråning bak muren.

Betongmurer settes med fotbolter på utsprengt berghylle, eventuelt på naturlig bergoverflate med korrosjonssikrede fotbolter (se *Figur 3-3-7*). Det er viktig at det anordnes tilstrekkelig drenering gjennom muren ved bergoverflaten.

Natursteinsmur, steinkister o.l. settes på utsprengt berghylle.



Figur 3-3-7 Lav betongmur fundamentert direkte på avdekket skrå overflate.

- Skråningshelningen økes

I urmasser av kantet friksjonsmateriale og i urmasser med finstoffinnhold som ikke utsettes for vannmetning, antas at en skråningshelning på 1: 1,25 er stabil. Denne bratte skråningen kan imidlertid få erosjonsproblemer, og lokale stabilitetsproblemer ved reir av småfallen stein og ved overgang steinhud/underliggende masse.

Erosjonssikring av skråningen kan utføres med plastring, dekking med bark/slam eller tilsåing/beplanting. Som plastringmateriale benyttes oftest sams småfallen sprengstein.

Lokale stabilitetsproblemer kan løses ved å legge på (sikrings)nett. Sikring har også vært utført med godt resultat med sprøytebetong. Det må da legges vekt på dreismulighet.

Påleggssprengning og oppsplitting av store blokker som ligger utsatt til i eller på toppen av skråningen kan være en aktuell utførelse. Slike tiltak må vurderes nøye mot faren for å utløse større ras.

- Drenering

Det må foretas sikring av nedløp / omlegging av løp (frostsikring).

- Urprofilen beholdes intakt med forstøtningstiltak

I urer der forholdene umuliggjør skjæring, eller der prosjektert skjæring blir for omfattende, kan det være aktuelt å sette opp forstøtningsmur av betong, eller tørrsteinsmur med steinkister eller som armert jord konstruksjon. Støttemur må i tilfelle utføres i korte seksjoner med raskest mulig tilbakefylling. Graveskråningen må vurderes sikret, f.eks. med nett eller andre tiltak (sprøytebetong). I ekstreme tilfeller og der skredfare foreligger, kan det være aktuelt å bygge overbygg/rørtunnel.

Valg av tiltak/utførelse har foruten et teknisk / økonomisk aspekt også store miljømessige konsekvenser.

Vedrørende fangvoller for sikring mot steinsprang, henvises til kapittel 3.1.

3.3.3 UTFØRELSE OG KONTROLL

3.3.3.1 Kvalitetssikring

- Sikkerhet i anleggsperioden

Nedgraving av skjæring skal starte ovenfra, og massene tas ut ved suksessiv nedgraving.

Et kritisk område under arbeidsutførelsen er overgangen skjæringstopp/terreng med stor stein eller blokker i usikker posisjon. Slike bør tas ned eller sprettes samtidig med utgravingen.

Komprimering av urmassene og derved økning av den indre stabiliteten i ura ovenfor skjæringstopp kan oppnås ved påleggssprengning med små ladninger (3 - 5 kg) dynamitt. Sprengingen utføres etter hvert som skjæringstoppen graves. Faren for å utløse større ras må vurderes.

Oppsetting av støttemur utføres i korte seksjoner med raskest mulig tilbakefylling. Graveskråningen må vurderes sikret, f.eks. ned nett eller andre tiltak (sprøytebetong).

- Kvalitetssikring av konstruksjon

For å hindre deformasjoner i terrenget ovenfor skal bakfyllmassene være stabilt friksjonsmateriale av godkjent kvalitet, forskriftsmessig utlagt og komprimert.

Støttemurer og geokonstruksjoner skal dimensjoneres etter håndbok 016 "Geoteknikk i vegbygging", håndbok 275 Støttemurer og håndbok 215 "Fjellbolter". Se også Internrapport nr. 2374 fra Teknologidivisjonen, Vegdirektoratet (ref.

Murer på berg fundamenteres på utsprengt berghylle. Fotbolter prosjekteres og utføres som angitt i håndbok 215 - "Fjellbolting". Lave betongmurer kan fundamenteres direkte på avdekket skråfjell forutsatt korrosjonssikker utførelse av fotbolter og tilstrekkelig drenering.

Betongmurer må bygges med tilstrekkelig drenering gjennom muren.

3.3.3.2 Utførelse

Kontrollen i forbindelse med utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer og teknisk utførelse er oppfylt. Avviksbehandling / oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018 Vegbygging.

3.3.3.3 Oppfølging

Langtidssikkerheten følges opp med periodisk systematisk ettersyn av terreng, skråninger og konstruksjoner.

3.3.4 EKSEMPLER



Figur 3-3- 8 Tinnsjøvegen, Telemark. Erosjonssikring av skjæring i ur med fiberduk før permanent sikring med tørrmur. (Foto: Emil Gyøry, Telemark).



Figur 3-3- 9 Plasstøpt betongmur på fjellfot som sikring på Rv. 53 Naddvik – Fornes, Sogn og Fjordane. Stabilisering av ura på oversiden av mur med ordnet steinfylling (Foto: E. Husabø).



Figur 3-3- 10 Sikring av rasskråning i ur med gabioner og ubåtnett på Rv 715 ved Løften. Fanggjerde på topp av gabionmur for å sikre mot steinsprang (Foto: O.P.Wangen).

Figur 3-3- 10 viser sikring av Rv. 715 ved Løften v.h.a. gabioner og steinsprangnett (ubåtnett), samt erosjonssikring (bl.a. mot nedbør) med fiberduk festet under steinsprangnettet. Nettet er festet med galvaniserte armeringsjern (Ø 20 mm) i 3x3 m rutemønster. Boltene er enten festet i berg eller de er slått 3 m ned i løsmassene.

På toppen av gabionmuren er montert steinsprangnett festet til stolper. Det skal fange opp stein / blokk som ellers ville ha kommet ut på vegen. Stolpene er festet til betongfundamenter. For å oppnå ekstra sikkerhet mot glidning er det festet en wire fra toppen av hver stolpe og bakover til berg. Sikringsoppdraget er beskrevet i rapport UD 429B/08.06.1988 fra laboratoriet i Sør-Trøndelag.



Figur 3-3- 11 Høyanger Sogn og Fjordane. Erosjonssikring av vannsig i ur med steinsetting. (Foto: O. P. Wangen).

3.3.5 REFERANSER

- (1) S. Amar
Überwachung und kontrolle von Bauwerken aus bewehrter Erde. In:
Sonderbauwerke aus Loekergesteinen II: Elementstüitzwände und Geotextilien.
Mitteilungen der Schweiz. Gesell. f. Boden- und Felsmeehanik 108, Ziirieh. s.
105-11 0, 1981.
- (2) H. Brandl
Raumgitterkonstruktionen - Tragverhalten und Dimensionierung. In:
Sonderbauwerke aus Loekergesteinen II: Elementstüitzwände und Geotestilien.
Mitteilungen der Schweiz. Gesell. f. Boden- und Felsmeehanik 108, Ziirieh. s. 9-
20, 1981.
- (3) M. Branzanti & R. Agostini
Gabionbauten. In: Sonderbauwerke aus Loekergesteinen I: Bewehrte Erde und Gabions.
Mitteilungen der Schweiz. Gesell. f. Boden- und Felsmeehanik 103. Ziirich. s. 85-90.
1981.
- (4) R. J. Chandler
The applieation of soil meehanies methods to the study of slopes. In:
Hails, J. R. (editor): Applied Geomorphology. Elsevier Sei. Publ. Comp. Amsterdam, s.
157-182, 1977.
- (5) L. H. Blikra, P. A. Hole & N. Rye
Hurtige massebevegelser og avsetningstyper i alpine områder, indre Nordfjord. Norges
Geologiske Undersøkelse, skrifter 92, 17 sider, 1989.
- (6) P.G.Fookes, M.Sweeny, C.N.D.Manby & R.P.Martin Geological and geo teehnieal
engineering aspeets of low-eost roads in mountain terrain. Engineering Geology 21, s.
1-152, 1985.
- (7) E. Grimstad
Rasfarlig ur ved Otreneset, rv. 60 l Fretheim-Aurland. Veglaboratoriet, Intern rapport
930, C. Oslo, 25 s, 1980.
- (8) P. Sehuler & E. K. Fiissinger
Beton-Elemente flir Raumgitterkonstruktionen - Projektierung und Ausfuhrung.
Mitteilungen der Schweiz. Gesaell. f. Boden- und Fels meehanik 108, Ziirieh, s.
31-46, 1983.
- (9) Veglaboratoriet
Litteraturliste med 150 titler fra hele verden om uravsetninger: Dannelse, oppbygging,
stabilitet, anleggsdrift, sikringsmetoder, osv. Upublisert, kan fåes ved henvendelse til
Veglaboratoriet vi forsker O. P. Wangen, 1989.
- (10) Pedersen, K. B., Knutson, Å., Forankring med bergbolter ved fundamentering av
støttemurer og landkar, Internrapport nr. 2374, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet,
2004.
- (11) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, 2006
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (12) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 275, Støttemurer, 2008

3.4. SIKRING AV SKRÅNINGER MOT VANN

3.4.1	GENERELT.....	67
3.4.2	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	68
3.4.2.1	Forundersøkelser	68
3.4.2.2	Skadetyper.....	68
3.4.2.3	Sikringsmetoder	69
3.4.2.4	Miljøhensyn	74
3.4.3	UTFØRELSE OG KONTROLL.....	75
3.4.3.1	Kvalitetssikring	75
3.4.3.2	Utførelse	75
3.4.3.3	Oppfølging	76
3.4.3	EKSEMPLER	76
3.4.4	REFERANSER	79

3.4.1 GENERELT

Vegbygging som medfører inngrep i strandsoner og langs elver og bekker vil stå overfor en tosidig problemstilling. Vi må ivareta hensynet til miljøet (tilgjengelighet, landskapstilpasning / estetikk, forurensning m.m.) sammen med rent tekniske hensyn (stabilitet, sikring mot erosjon og utvasking m.m.). Tradisjonelt har det vært lagt mye vekt på den tekniske siden, men behovet for å fokusere på de miljømessige sidene kommer stadig sterkere fram.

Det bør i størst mulig grad legges vekt på å bevare strandsonene. Justeringer av veglinjen for å oppnå dette kan best gjøres i tidlige planfaser. Terrenginngrepene bør begrenses slik at vegen utgjør en smalest mulig korridor.

Ved å sette igjen en uberørt kantsone langs vassdraget eller prosjektere utfyllinger / omlegging med en tilsvarende vegetasjonssone kan en bedre bevare inntrykket av naturlig vassdrag og dette vil også gi rom for å opprettholde naturlige vandingsveger for dyr. Om vegetasjonen skyldes planting eller er kommet på naturlig måte er av underordnet betydning. Det viktige i denne sammenheng er å kjenne virkningene av ulike vegetasjonsformer og bestemme eller forutsi omfanget av vegetasjon, og ta hensyn til den i prosjekteringen.

Juridisk er inngrep i vassdrag regulert i følgende lover:

- Plan- og bygningsloven av 14. juni 1985
- Lov av 24. nov. 2000 om vassdrag og grunnvann
- Lov av 28. juni 1957 om friluftslivet
- Lov av 15. mai 1992 om laksefisk og innlandsfisk
- Lov av 19. juni 1970 om naturvern
- Forurensningsloven av 13. mars 1981
- Forskrift om rammer for vannforvaltning av 15. Desember 2006

Terskelen for krav om konsesjon i henhold til nevnte bestemmelser er ofte lav i forbindelse med tiltak. De viktigste bestemmelsene som berører anleggsvirksomhet i strandområder finnes i følgende lover:

- Plan- og bygningsloven av 14. juni 1985
- Lov av 8. juni 1984 om havner og farvann
- Lov av 3. juni 1983 om saltvannsfiske mv.
- Lov av 28. juni 1957 om friluftslivet
- Lov av 15. mai 1992 om laksefisk og innlandsfisk
- Lov av 19. juni 1970 om naturvern

3.4.2 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

3.4.2.1 Forundersøkelser

Kjennskap til følgende forhold bør normalt legges til grunn for beregning/vurdering av erosjonssikring.

Hydrauliske forhold: Høyeste og laveste vannstand med tilhørende strømhastighet i ulike deler av elveløpet. Islegging, isgang og virkning av dette på strømforholdene.

Geometriske/geotekniske forhold: Bunnprofil, skråningshelning, elveløpets geometri (rettlinjet/innerkurve/ytterkurve), løsmassenes korngradering, elveskråningens stabilitet.

Erosjonsaktivitet: Elveløpets erosjonsstabilitet, lokalisering og omfang av erosjon.

For bølgeerosjon: Bunntopografi, vindforhold landskapstopografi (strøklengde). Vindstatistikk kan skaffes fra Meteorologisk institutt, lokale flyplasser eller meteorologiske stasjoner.

I de fleste tilfeller vil opplysninger fra lokalbefolkningen, sammen med enkle observasjoner og målinger, gi et rimelig vurderingsgrunnlag. Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen (NVE) har måledata og erfaringsgrunnlag fra en rekke vassdrag. Om nødvendig bør målinger utføres, evt. med bistand fra sakkyndige. Det vises ellers til Vassdragshåndboka utgitt av NVE i 1998. For sikring av utfylling i sjø vises det til håndbok om moloer utgitt av Kystverket i 2000.

I visse tilfeller vil det være behov for spesielle tiltak for å sikre skråningens stabilitet. Arten og omfanget av disse tiltak må vurderes på bakgrunn av de konsekvenser eventuelle skader kan få for trafikken (regularitet), vegen, tilstøtende eiendommer, friluftsjakter og miljøet ellers.

Modellforsøk kan i enkelte tilfeller være aktuelle i forbindelse med vurdering av strømnings- eller bølgeerosjon ved f.eks. kompliserte geometriske / topografiske forhold.

Så langt det er råd, bør omfanget av sikringsarbeidet fastlegges på forhånd. Det er i mange tilfelle helt nødvendig å beskytte skråninger mot skader umiddelbart etter at de er bygget for å unngå etterarbeider av større omfang.

3.4.2.2 Skadetyper

Skader på skråninger mot vann kan vanligvis ha en eller flere av følgende årsaker:

- Strømerosjon
- Bølgeerosjon
- Isgang

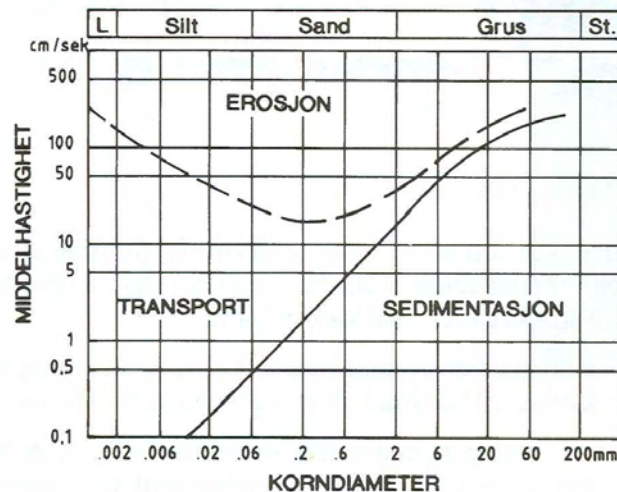
Skaden består gjerne i at is, strømmende vann eller bølger graver ut og transporterer vekk materiale slik at det oppstår sår i skråningen. Er et sår først oppstått, kan dette lett føre til omfattende erosjon.

Ved inngrep eller utfylling i strandsoner vil bølgeerosjon kunne gi opphav til utrasninger. Etablering av erosjonshud er svært viktig, og det bør legges vekt på lokale erfaringer mht. nødvendige tiltak.

Ved ethvert inngrep i et elveprofil, f.eks. ved utfylling, graving, bygging av brupilarer etc., vil det oppstå endringer av strømningsstilstanden som ofte kan forårsake endret erosjonsaktivitet i

elveskråningene. Innsnevring, omlegging eller utvidelse av profilet vil normalt ha virkning på strømforholdene, både oppstrøms og nedstrøms. I mange elveløp foregår også en naturlig erosjon som kan få betydning selv for konstruksjoner som ikke er i direkte berøring med vannet. For erosjonssikring av brufundamenter se håndbok 016, kapittel 14 og Vassdragshåndboka

Norges Vassdrags- og Energiverk kontaktes i forbindelse med inngrep som antas å få virkning for elveløp. I forbindelse med havne- og farvannsrelaterte tiltak slik som fergeleier eller vegfyllinger over sund er det enten kommunens planetat eller Kystverket som er prosessstyrende og godkjennende ansvarlig myndighet avhengig av tiltakets omfang.



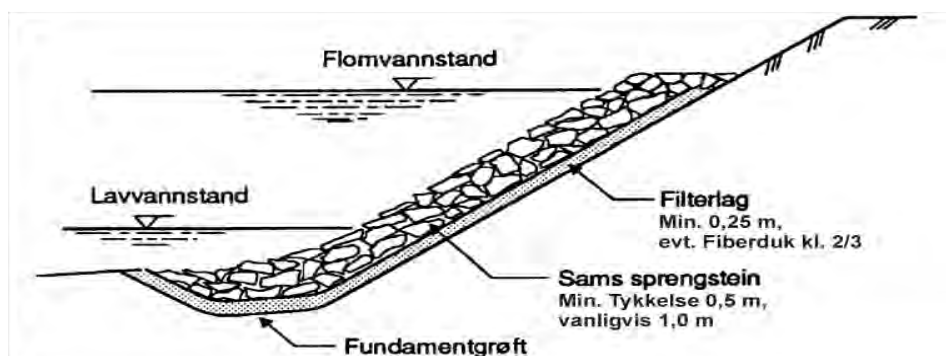
Figur 3-4- 1 Forholdet mellom erosjon, transport og sedimentasjon som funksjon av hastighet og kornstørrelse (ref. 4). Gjelder ensgradert materiale.

3.4.2.3 Sikringsmetoder

- Sikring mot rennende vann

Elveforbygning med dekningslag av stein er den vanligste sikringsmetode. Alternative utførelser kan være bruk av gradert filter eller steinkurver/steinmadrasser. Ved bruk av fiberduk som filtermateriale må fiberduken ha gode dresegenskaper slik at det ikke er fare for tetting av duken og slik at det ikke oppstår vanntrykk / poreovertrykk bak duken.

I skråninger hvor det er fare for utvasking ved flom kan vegetasjonsetablering benyttes som sikringsmetode. I slike tilfeller bør en velge vegetasjon som finnes i naturlige elveskråninger i området. Utforming og valg av vegetasjon bør også vurderes av fagkyndige, særlig i tettbygde områder.



Figur 3-4- 2 Elveforbygning av stein

Forbygningstein er spesielt utsatt for frostforvitring. Skifrige eller lett oppsprekkelige bergarter eller andre svake bergarter bør derfor ikke benyttes. Best egnet er krystallinske bergarter med kubisk form.

Sprengt stein må benyttes i elver med isgang. I elver uten isgang kan stein fra grustak eller elv benyttes. Maksimal skråningshelning for rundet stein er 1:2.

Anvisningene for beregning av nødvendig steinstørrelse, gjelder bare for relativt enkle strømningsforhold. Det er ikke tatt hensyn til at vannhastigheten mot elvesidene vanligvis er mindre enn sentralt i elveløpet. Beregningene gir derfor noe overdimensjonerte steinstørrelser. Tykkelse av steinlag bør være minst $2 \times d_{60}$ og ikke være mindre enn 0,5 m.

For å kunne beregne nødvendig steinstørrelse må følgende være kjent:

- Vandybde ved dimensjonerende flom
- Fall på vannspeil
- Skråningshelning mot elv
- Steinens masse

Fall på vannspeilet i elven vil vanligvis jevne seg noe ut ved økende vannføring.

Nødvendig steinstørrelse d_{60} kan beregnes etter følgende formel:

$$d_{60} \geq a \cdot h / 2g = v^2 / 4g$$

som tilsvarende:

$$d_{60} \geq v^2 / 4g$$

Hvis erosjonssikring utføres settes følgende minstekrav:

$$d_{60} \geq 0,2 \text{ m og } C_u \geq 5$$

Ved vurdering av strømningshastighet kan bl.a Chezy's formel benyttes (se Håndbok 016, kapittel 14.3.3).

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad \text{eller tilnærmet } v = C \cdot \sqrt{h \cdot i}$$

Her er:

- v = strømningshastigheten,
- C = Chezy's koeffisient
- R = A/P er hydraulisk radius der
- A = tverrsnittsareal av vannstrømmen (m^2)
- P = lengden av kontaktflaten vann/jord (m) se Figur 14.10.
- i = gradienten, her lengdefall av grøfta/elva
- h = gjennomsnittlig vannhøyde.

Alternativt kan vi også sette:

$$v^2 = 2 ah$$

der h = vanndybden ved flom eller annen dimensjonerende tilstand

g = tyngdens akselerasjon

a = akselerasjonsparameter

Verdier for i , C og a kan hentes fra tabell *Figur 3-4- 3*.

TYPE NR.	ELVEBUNN OG FORM	GRADIENT i (0/00)	CHEZYS KOEFFISIENT $C \sqrt{m/s}$	AKSELERASJONS PARAMETER a (m/s ²)
1	Innlandselver 10-30 m brede Rullestein og blokk	Bratt og ujevn	28-32	
2	30-50 m bredde. Grov grus og rullestein 10-20 cm diameter	>2	33-38	1,1-1,4
3	U jevn bredde. Grov grus, opptil 7,5-10 cm diameter	0,8-2,0	39-42	0,6-1,8
4	Steinete bunn. Grov sand og grus, opptil 4--7,5 cm diameter	0,6-0,8	43-45	0,6-0,8
5	Slyngete elver. Grov sand, noe grus opptil 2-4 cm diameter	0,25-0,6	49-52	0,3-0,8
6	Rolig strøm, jevne linjer. Sand og silt	0,12-0,25	53-55	0,2-0,4
7	Store elver. Finsand			
8	Tidevannselver Stort løp. Finsand, silt og leire	0,005-0,01	110-193	0,03-0,2

Parameteren $a = C^2 \cdot i/2$ er ikke i Abbet, men er tilføyet her for å lette beregningene.

Figur 3-4- 3 Tabell over elvetyper med tilhørende gradienter, Chezys koeffisienter og a -parametere. Tilpasset etter Abbet' s "American Civil Eng. Practice":

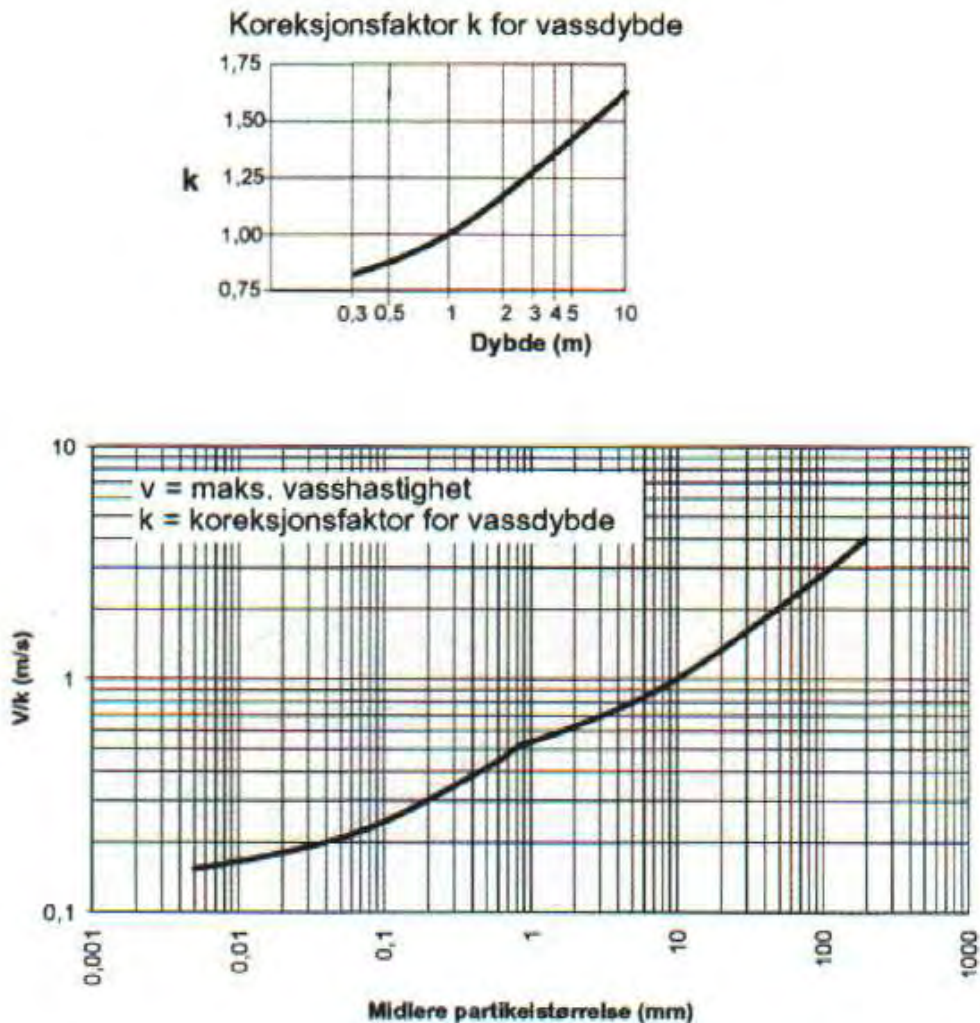
Litteraturen på dette området er ellers svært uensartet. I praksis er det bedre å legge på litt og å benytte grov, skarpkantet stein hvis det er tilgjengelig.

I Vassdragshåndboka utgitt av NVE (<http://www.nve.no/admin/FileArchive/91/7kap4.PDF>) er det angitt kurver som vist i *Figur 3-4- 4* for praktisk dimensjonering av dekkelag av vanlig stein (tyngdetetthet $\gamma = 26,5 \text{ kN/m}^3$) på flat elvebunn. For mer detaljerte beskrivelser for beregning av steinstørrelser, se Vassdragshåndboka.

Figur 3-4- 4 viser et diagram sammensatt av dimensjoneringsregler fra USA og USSR. Det bygger på erfaring og har innbakt en rimelig sikkerhetsmargin. Figuren baserer seg på vannhastighet korrigert for vanndybde. En dybdefaktor k tas fra det lille diagrammet, der $k = 1$ for 1 m vanndybde. Vannhastigheten reduseres til v/k , som vi setter inn i hoveddiagrammet.

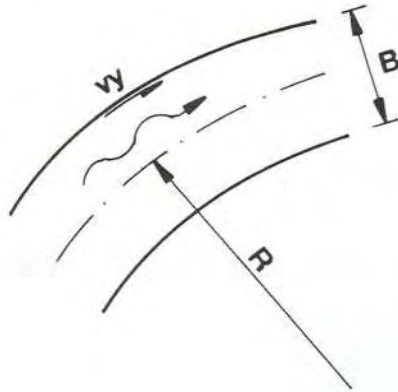
Merk at samme vannhastighet krever større stabil stein jo mindre vanddybden er. Ved bruk av kunstige plater eller særlig flate steinblokker må det tas hensyn til løftekraft,

I elver med fare for isgang må det også tas hensyn til at isen kan forårsake innsnevring av vannløpet. Dermed kan spylevannstrømmer oppstå med vesentlig økning i strømningshastighet og erosjonsfare.



Figur 3-4- 4 Praktisk dimensjonering av dekklag av vanlig stein, $\gamma = 26,5 \text{ kN/m}^3$, på flat bunn. Figuren bygger på forskrifter fra USA og USSR. (Etter Vassdragshåndboka fra NVE 1998).

I kurver vil hastigheten i yttersving være større enn sentralt i elveløpet. Når elva graver i yttersving, kan vi tilnærmet sette vannhastigheten $v_y = v (1 + B/4R)$ og tilsvarende korreksjon utføres etter $v^2 = 2$ ah. Dette er bare aktuelt for krappe svinger.



Figur 3-4- 5 Graving i yttersving i elv.

Den verdi av d_{60} som finnes av formlene, gjelder for steinplastring på elvebunnen. Ved plastring på elvebredd må steinstørrelsen økes ved korreksjonsfaktoren i *Figur 3-4- 6*.

	SKRÅNINGSHELNING		
	1: 1,5	1:2	1:3
STEINTYPE	KORREKSJONSFAKTOR K		
Sprengstein	2,0	1,5	1,3
Rundet stein		2,0	1,5

Figur 3-4- 6 Tabell over korreksjonsfaktor for d_{60} ved plastring av elvebredd.

Filterlag eller fiberduk skal legges ut når materialet i skråningen er sand, silt eller leire. Filterlaget kan bestå av gradert grus eller subbus med filteregenskaper. Filterlaget kan sløyfes når steinkledningen er minst 1,5 m tykk og består av samfengt sprengstein.

- Sikring mot bølgeerosjon

Plastring med stein er normalt den billigste sikringsmetode.

Signifikant bølgehøyde legges til grunn for dimensjoneringen.

Definisjon:

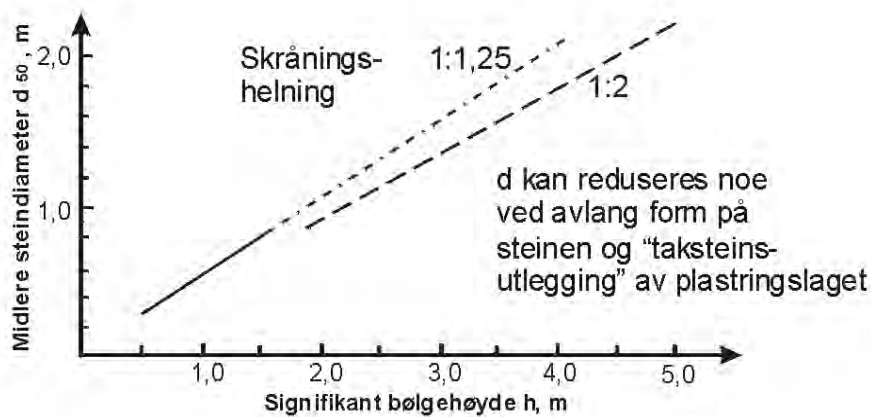
"Signifikant bølgehøyde er den gjennomsnittlige høyde av den høyeste tredjepart av minst 200 etterfølgende bølger". Bølgehøyden kan bestemmes ved målinger, eller beregnes tilnærmet fra topografi og vindforhold. Dimensjonene bør kontrolleres mot lokale erfaringer. Det dimensjoneres for ugunstig bølgesituasjon med returperiode 200 år.

Den maksimale bølgehøyden er normalt opptil 1,8-2 ganger signifikant bølgehøyde.

Signifikant bølgehøyde kan beregnes på grunnlag av vinddata og topografi (strøklengde). Beregningsgrunnlaget er gitt i del 3.4.3 Eksempler.

Der erosjonsbeskyttelse anses påkrevet, bør skråningshelningen være 1:1,5 eller slakere.

Gjennomsnittlig steinstørrelse d_{50} i plastringslaget bestemmes fra *Figur 3-4- 7*.



Figur 3-4-7 Stein størrelse for sikring mot bølgeerosjon.

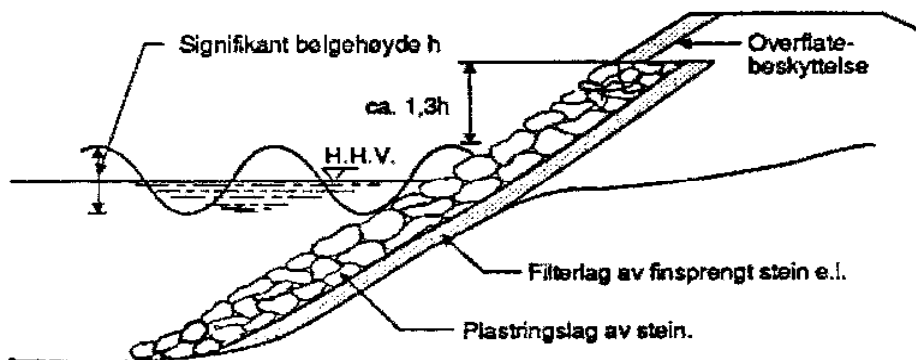
For bølger over 1,5 m anbefales å benytte stein av lik størrelse. For bølger mindre enn 1,5 m kan gradert sprengstein benyttes. For graderte steinmasser kan en enkel regel for visuell kontroll av grensestørrelser med utgangspunkt i midlere partikkelstørrelse d_{50} fra Figur 3-4-7 være at $d_{10} \geq \frac{1}{2}d_{50}$ og $d_{90} \leq 2 \cdot d_{50}$.

Som Figur 3-4-7 viser er det tildels stor stein som må benyttes. Derfor vil det normalt være nødvendig med filterlag mot grunnen. Dette kan bestå av mer gradert finsprengt stein.

Figur 3-4-7 baserer seg på en teoretisk utledet formel (Hudsons formel). Størrelse vurderes mot erfaringsverdier og lokal praksis.

Hudsons formel forutsetter dypt vann foran skråningen. Ved grunt vann vil vannedybden begrense bølgehøyden fordi bølgene vil bryte før de når skråningen. Formelen gjelder når vannedybden er større enn ca. 1,3 ganger bølgehøyden.

Prinsippskisse for utforming er vist i Figur 3-4-8. Plastringen føres 1,3 h over signifikant bølgetopp. Over dette nivå foretas overflatebeskyttelse mot bølgesprut.



Figur 3-4-8 Utforming av steinplastring som bølgesikring.

3.4.2.4 Miljøhensyn

Med strandsoner menes her beltet med naturlig vegetasjon langs elver, innsjøer og langs kysten. Det vises til rapporten "Veg og strandsoner" utgitt av Direktoratet for naturforvaltning i samarbeid med Norges vassdrags- og energiverk og Statens vegvesen. (ref. 7). Disse arealene er meget verdifulle fordi de bl.a. har/er:

- Biologisk mest produktive leveområder for mange fugle-, dyre- og plantearter
- Landskapsmessig betydning
- Betydning for fiskens næringstilgang
- Buffer for vannforurensning bl.a. fra landbruket

På tross av sin verdi er strandsonene stadig truet og blir stadig påvirket av utbyggingsprosjekter.

Av de mest aktuelle inngrepene i forbindelse med vegbygging kan nevnes:

- Massetak - uttak av sand, grus og stein fra elveleiet
- Fylling i elveløp eller stenging av flomløp
- Utretting / omlegging av elveløp
- Bygging av bruer og kulverter
- Bekkelukking

Før slike tiltak utføres er det viktig at de planlegges som vassdragstiltak og ikke bare fremmes som en nesten bagatellmessig del av vegplanen. Virkningene må vurderes, dels av hensyn til andre interesser og dels vegens brukbarhet og sikkerhet. Mulige negative effekter bør minimaliseres ved bl.a. kompenserende og forbedrende tiltak.

Ut fra hensyn til plante- og dyrelivet bør veganlegg legges så langt fra strandsonen at veifyllinger som slår ut i vann unngås. I tillegg bør masseuttak fra elveleiet, utretting av elveløp og fjerning av kantvegetasjon unngås. Dersom veganlegget må legges i selve strandsonen, er det viktig å bevare mest mulig av kantvegetasjonen, plante til veifyllingen med stedegen vegetasjon, hindre erosjon fra fyllingene og gjenskape strømningsforhold og biotoper i elva.

Der hvor det er store landskapsmessige utfordringer bør landskapsarkitekt eller fylkets miljøvernnavdeling kontaktes.

For å stabilisere bunnen og ivareta fiskens vandrings- og oppholdsmuligheter kan det være nødvendig med spesielle tiltak (etablering av grusbunn, skygge fra trær etc.). Behov og utforming av slike tiltak vurderes i samråd med sakkyndige.

3.4.3 UTFØRELSE OG KONTROLL

3.4.3.1 Kvalitetssikring

Ved valg av løsning for utførelse av terrenginngrep, erosjonssikring e.l. skal det utføres en konsekvensanalyse med hensyn til:

- Miljøforhold (estetikk, tilgjengelighet, arealbruk)
- Anleggskostnader
- Vedlikeholdskostnader

I tillegg kommer krav til aktuelle punkter som bør behandles i kvalitetsplanen for arbeidene. (Ref. håndbok 018 (1), kapittel 03).

3.4.3.2 Utførelse

I forbindelse med erosjonssikring er sprengt stein å foretrekke framfor rundet. Kontrollen i forbindelse med utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan

oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer og teknisk utførelse er oppfylt. Avviksbehandling / oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018 Vegbygging.

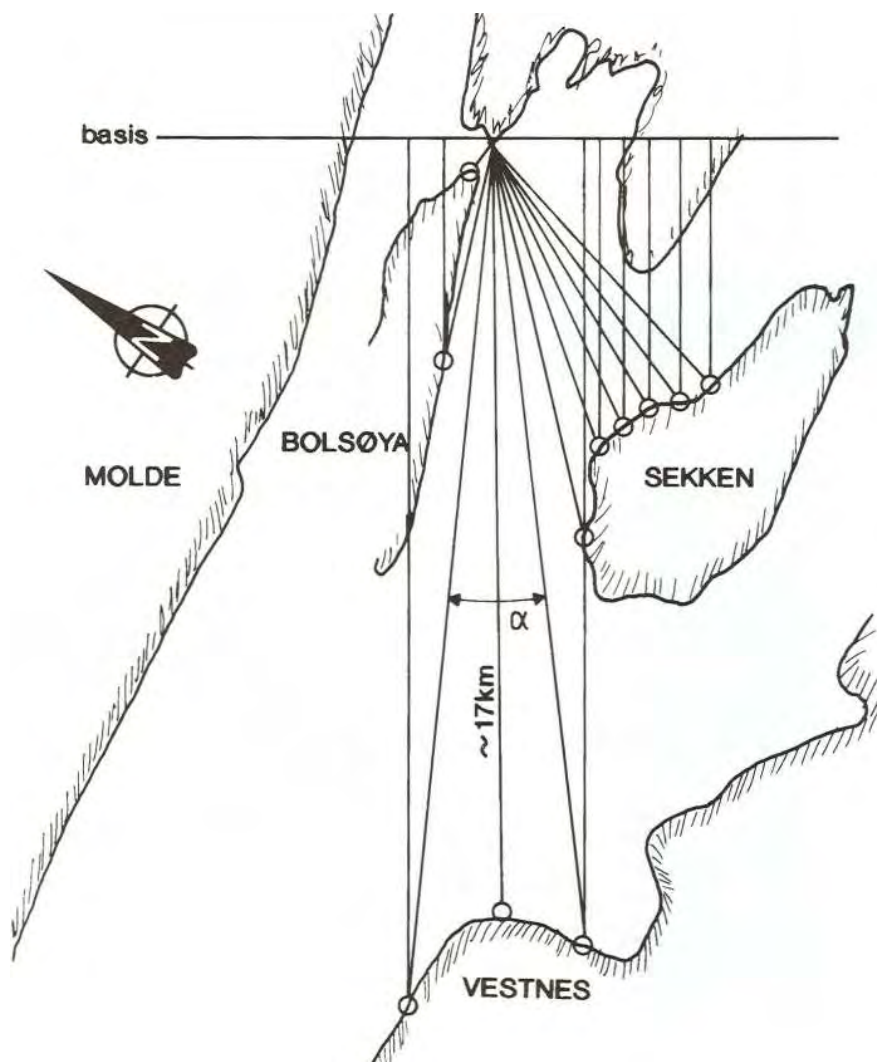
3.4.3.3 Oppfølging

Behov for oppfølging vil være tilstede etter visse tidsrom mht. påkjenninger fra:

- Uvær
- Flom
- Isgang

Videre må vegetasjonsutviklingen følges opp og vedlikeholdes i de tilfeller hvor dette er av betydning miljømessig, og for å oppnå fortsatt sikring.

3.4.3 EKSEMPLER



Figur 3-4- 9 Erosjonssikring av tilløpsfylling for Bolsøybrua; kartskisse (M 1: 150000).

$$\text{Effektiv strøklengde } F = \frac{\sum x_i \cdot \cos \alpha}{\sum \cos \alpha}$$

Hvis vindbølger utgjør det vesentligste bidrag kan signifikant bølgehøyde H_s beregnes ut fra følgende empiriske formel:

$$H_s = (0,00031 \cdot v^2 + 0,016 \cdot v) \cdot \sqrt{F}$$

hvor største vindhastighet v angis i m/sek og effektiv strøklengde F i km. Vinndata kan hentes fra nærliggende værstasjoner der hvor slike finnes eller det kan foretas lokalmålinger.

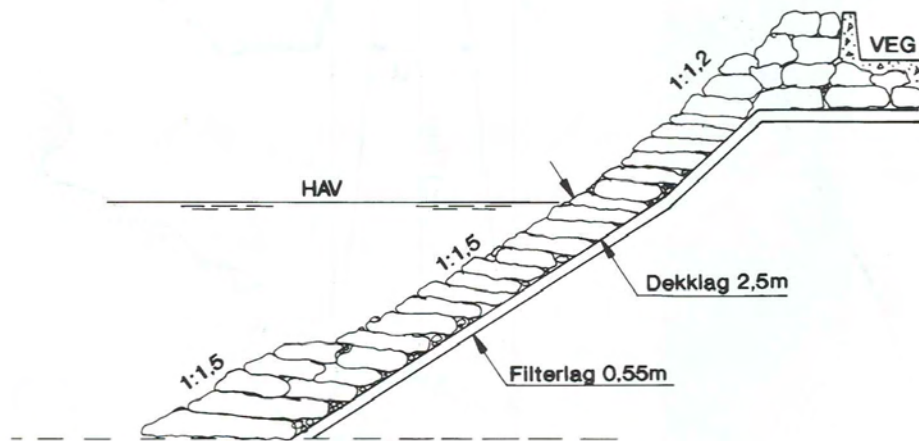
Der hvor havdønninger utgjør det største bidraget, beregnes signifikant bølgehøyde ut fra langtidsobservasjoner av dønningene. I tilfeller hvor begge bølgetyper har betydning, kan en ekvivalent, kombinert signifikant bølgehøyde beregnes.

$$H_s = \sqrt{(H_{sv})^2 + (H_{sd})^2}$$

hvor H_{sv} er signifikant vindbølgehøyde og H_{sd} signifikant dønningshøyde. Beregning av effektiv strøklengde:

α (°)	x_i km	$x_i \cdot \cos \alpha$ (km)	Effektiv strøklengde F_{eff} :
42	5,25	3,90	$F_{eff} = \Sigma x_i \cdot \cos \alpha / \Sigma \cos \alpha$ $= 93,24 / 13,512 = 6,9 \text{ km}$
36	5,55	4,49	
30	5,70	4,94	
24	6,15	5,62	Dimensjonerende vindhastighet $v = 36 \text{ m/s}$
18	6,60	6,28	
12	8,40	8,22	Signifikant bølgehøyde: $H_s = (0,00031 \cdot v^2 + 0,016 \cdot v) \cdot \sqrt{F_{eff}}$ $= (0,00031 \cdot 1296 + 0,016 \cdot 36) \cdot 2,6 = 2,5 \text{ m}$
6	17,10	17,01	
0	16,65	16,65	
6	18,45	18,36	
12	4,65	4,55	
18	0,75	0,71	Midlere steindiameter 1,2 m for skråningshelning 1: 1,5 hentes fra <i>Figur 3-4- 7</i>
24	0,75	0,69	
30	0,75	0,65	
36	0,75	0,61	
42	0,75	0,56	$\Sigma = 93,24 \text{ km}$
$\Sigma \cos \alpha = 13,512$			

Figur 3-4- 10 Tabell med beregning av strøklengde.



Figur 3-4- 11 Skisse av plastringslag.



Figur 3-4- 12 Utlegging av steinplastring (Foto: O. Pladsen).

3.4.4 REFERANSER

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Håndbok 004, Ferjeleier - 1 : ferjeleiers landområder : planlegging, prosjektering, Vegdirektoratet 1999.
- (3) Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE), Vassdragshåndboka, Oslo 1998
http://www.nve.no/modules/module_109/publisher_view_product.asp?iEntityId=9815
- (4) R. Selmer Olsen
Ingeniørgeologi, del 1: Generell geologi. Tapir, 1976.
- (5) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, 2006
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/>
- (6) Kystverket, Moloer, Trondheim mars 2000.
- (7) Direktoratet for naturforvaltning, Veg og strandsoner, rapport 1994.



Statens vegvesen

Håndbøkene kan bestilles fra:

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Boks 8142 Dep.
0033 Oslo

Telefon: 02030
Faks: 22 07 37 68
publvd@vegvesen.no