



NSB Hovedkontoret
Banedivisjonen

Underbygningen

Foreløpig utgave november 1990

se kommentarer fil trykkeset bakrest i permen

KAPITTELINNDELING.

		Side
1	INNLEDNING.	
1.1	Formål	1
1.2	Referanser	1
1.3	Definisjoner	1
1.4	Berg og jordarter	2
1.4.1	Bergarter	2
1.4.2	Jordarter	3
1.4.2.1	Jordartene sine byggetekniske egenskaper	3
2	NYE JERNBANEANLEGG.	
2.1	Innledning	4
0 2.2	Forutsetninger	5
x 2.2.1	Belastninger	5
2.2.1.1	Dimensjonerende laster for underbygningen	5
x 2.2.2	Geometri	6
2.2.2.1	Høydereferanse	6
2.2.2.2	Fylling og jordskjæring	6
2.2.2.3	Tunnel	9
2.2.2.4	Fjellskjæring	11
2.2.2.5	Standardkrav	13
< 2.2.3	Geotekniske forutsetninger	14
2.2.3.1	Generelt	14
2.2.3.2	Geotekniske undersøkelser	14
x 2.2.4	Klima	15
2.2.4.1	Frostmengde / teledybde	15
2.2.4.2	Frostfarlighet	15
2.2.4.3	Snø	16
2.2.4.4	Regn	16
0 2.3	Planering	18
x 2.3.1	Generelt	18
x 2.3.2	Trau. Underlag for ballast	18
2.3.2.1	Traumaterialer	18
2.3.2.2	Utlegging	18
2.3.2.3	Kontroll	18
x 2.3.3	Fylling	19
2.3.3.1	Forarbeid	19
2.3.3.2	Fyllingsprofil	19
2.3.3.3	Materialtyper	19
2.3.3.4	Utførelse	19
2.3.3.5	Kontroll av fyllmasser	21
x 2.3.4	Skjæring	23
2.3.4.1	Jordskjæring	23
2.3.4.2	Fjellskjæring	24
x 2.3.5	Formasjonsplan	25
2.3.5.1	Utlegging	25
2.3.5.2	Kontroll	25
x 2.3.6	Vegetasjonsdekke	26
x 2.3.7	Fiberduk som filtermateriale	26

02.4	Stabilitet og setninger	28
x2.4.1	Generelt	28
x2.4.2	Fylling	28
2.4.2.1	Stabilitet	28
2.4.2.2	Setning	30
2.4.2.3	Stabiliserende tiltak	31
x2.4.3	Jordskjæring	36
2.4.3.1	Stabilitet	36
2.4.3.2	Stabiliserende tiltak	36
x2.4.4	Fjellskjæring	40
2.4.4.1	Stabilitet	40
2.4.4.2	Stabiliserende tiltak	40
x2.4.5	Støttemurer	42
2.4.5.1	Beregninger	42
2.4.5.2	Ulike typer av støttemurer	42
x2.4.6	Elveforbygninger	43
x2.4.7	Stabilitet av naboterreng	45
2.4.7.1	Generelt	45
2.4.7.2	Jordterreng	45
2.4.7.3	Fjellterreng	46
2.4.7.4	Kombinasjon av jord/fjell- terreng	46
x2.4.8	Armert jord	47
2.4.8.1	Prinsipp/produkter/anvendelse	47
2.4.8.2	Støttekonstuksjon	48
2.4.8.3	Fylling/skråning	49
2.4.8.4	Flatestabilisering	50
2.5	Frost	51
x2.5.1	Klasseinndeling	51
x2.5.2	Frostsikring	51
2.5.2.1	Sand og grus	51
2.5.2.2	Stein	51
2.5.2.3	Fjellskjæring	52
2.5.2.4	Frostsikring av stikkrenner, kulverter, underganger og støttemurer	53
2.6	Snø	55
x2.6.1	Generelt	55
x2.6.2	Snøskjerm	55
2.6.2.1	Faste skjerm	55
2.6.2.2	Løsskjermer	56
x2.6.3	Snøoverbygg	56
x2.6.4	Endre eksisterende terreng	57
x2.6.5	Sikring mot snøskred	57
2.6.5.1	Hindre skredet i å løsne	57
2.6.5.2	Forandre skredretning	58
2.6.5.3	Stoppe eller bremse skredet	59
2.6.5.4	Linje i sikkert overbygg	59
2.7	Drenering	60
x2.7.1	Dimensjonerende vannføring	60
x2.7.2	Åpen drenering	60
2.7.2.1	Linjegrøfter	60
2.7.2.2	Terreng- og skråningsgrøfter	61
x2.7.3	Lukket drenering	63
2.7.3.1	Grøftematerialer	64
2.7.3.2	Drenering i fjellskjæring og tunnel	66
2.7.3.3	Drenering i skjæringskråning	67

2.7.4	Overvannsledninger	67
2.7.4.1	Grøftematerialer	67
2.7.5	Stikkrenner	69
2.7.5.1	Dimensjonering	69
2.7.5.2	Rørmateriell	69
2.7.5.3	Trace og fall	70
2.7.5.4	Innløp og utløp	70
2.7.5.5	Fundamentering	71
2.7.5.6	Omfilling, omstøping og overfylling	72
2.8	Rørkryssinger	73
2.9	Bruer	73
2.10	Tunneler	74
2.10.1	Innledning	74
2.10.2	Fjell tunneler	74
2.10.2.1	Innledning/forutsetninger	74
2.10.2.2	Forundersøkelser	74
2.10.2.3	Forskjæring og påhugg	75
2.10.2.4	Drivemetoder	75
2.10.2.5	Stabilitetssikring	76
2.10.2.6	Vanntetting/Injeksjon	77
2.10.2.7	Frostsikring	78
2.10.2.8	Ventilasjon	78
2.10.3	Jordtunnel	78
2.10.3.1	Innledning/forutsetninger	78
2.10.3.2	Forundersøkelser	79
2.10.3.3	Drivemetoder	79

3 EKSISTERENDE JERNBANEANLEGG.

3.1	Innledning	82
3.2.	Geotekniske undersøkelser	82
3.3	Planering	83
3.3.1	Fyllingsutvidelse	83
3.3.1.1	Geoteknisk vurdering	83
3.3.1.2	Fyllingsprofil	84
3.3.1.3	Materialtyper	84
3.3.1.4	Utførelse	84
3.3.2	Skjæringsutvidelse	85
3.3.2.1	Jordskjæring	85
3.3.2.2	Fjellskjæring	86
3.4	Stabilitet og setning	87
3.4.1	Generelt	87
3.4.2	Fylling	87
3.4.2.1	Stabilitet	87
3.4.2.2	Setning	87
3.4.2.3	Stabiliserende tiltak	88
3.4.3	Jordskjæring	90
3.4.3.1	Stabilitet	90
3.4.3.2	Stabiliserende tiltak	91
3.4.4	Fjellskjæring	91
3.4.4.1	Stabilitet	91

3.4.4.2	Stabiliserende tiltak	91
3.4.5	Tiltak mot iskjøving	92
3.4.5.1	Nisje	92
3.4.5.2	Sikringsnett	92
3.4.6	Støttemurer	92
3.4.7	Elveforbygninger	93
3.4.8	Stabilitet av naboterreng	93
3.5	Frost	95
3.5.1	Planlegging av frostsikring	95
3.5.2	Tresviller som frostfundament	95
3.5.3	Frostsikring med isolasjonsmaterialer	96
3.5.4	Sporløfting	97
3.5.5	Ballastrensing	98
3.6	Snø	99
3.6.1	Generelt	99
3.6.2	Brøyting	99
3.7	Drenering og stikkrenner	100
3.7.1	Åpen og lukket drenering	100
3.7.1.1	Vedlikehold	100
3.7.2	Stikkrenner	101
3.7.2.1	Vedlikehold	101
3.7.2.2	Igjenfylling av bekkeløp	102
3.7.2.3	Reperasjon	102
3.8	Rørkryssinger	106
3.9	Bruer	106
3.10	Tunneler	107
3.10.1	Formål	107
3.10.2	Rutiner	107
3.10.3	Maskinelt utstyr	107
3.10.4	Sikringstiltak	108
3.10.5	Ventilasjon	109
4	FEILSØKING.	110
4.1	Stadig gjentatte sporhøydefeil	111
4.2	Stadig gjentatte pilhøydefeil som indikerer sideforskyvning av sporet	112
4.3	Stadig gjentatte vindskjevheter	113

BILAG

KAP. 1

INNLEDNING

1 INNLEDNING.

1.1 Formål.

Dette trykket gir retningslinjer for utforming av jernbanen sin underbygning. Det skal benyttes både ved nyanlegg og ved utbedring/vedlikehold av eksisterende anlegg. Reglene skal betraktes som minimumskrav.

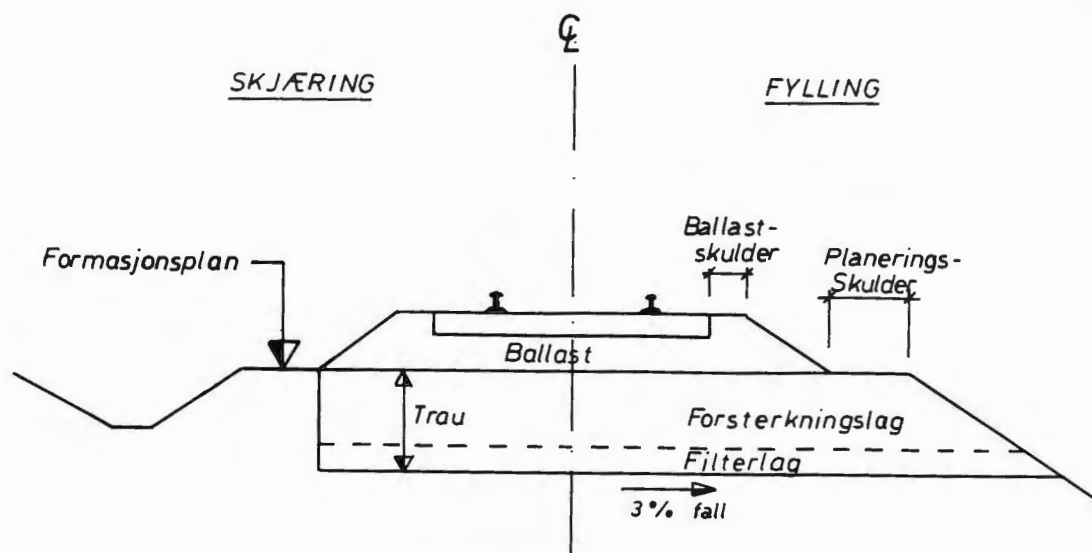
1.2 Referanser.

Retningslinjene bygger på erfaringsmaterialer ved NSB og andre europeiske jernbaneadministrasjoner gjennom årene. Følgende dokumenter er også brukt:

- UIC Code 719 R: Earthworks and trackbed Constuction for railway Lines (1st Edition 1-1-82. Korrigert 1985).
- ORE D117: Optimum Adaption of Conventional Track to Future Traffic, report RP1-RP29.
- SJ. Teknisk beskrivning for Jarnvagsbyggnad SJFT 531.3.3 2.utgave (1985-05-15).
- Trykk 302.1 Banetekniske forutsetninger for togfremføringen.
- ✓ - Trykk 305 Banetekniske bestemmelser for nye baner og linjeomlegging.
- Trykk 340 Bruhåndboka (Foreløpig utgave 1990).
- Trykk 380 Overbygningsnormaler.
- Statens Vegvesen: Vegbygging, håndbok 018 (1980).
- Statens Vegvesen: Geometrisk utforming, håndbok 017.
- NS 2940 Grunnavløpsrør og -rørdeler av polyvinylklorid uten mykner (PVC) (1979).
- NS 2941 Grunnavløpsrør og -rørdeler av polyetylen med høy densitet (PEH) (1972).
- NS 3027 Rør og rørdeler av uarmert betong (1975).
- NS 3028 Betongrør. Armerte falsrør uten fot (1970).
- NS 3065 Plastrør. Drensrør og drensrørdeler (1987).
- NS 3125 Betongkummer. Krav til egenskaper (1977).
- NS 3126 Betongkummer. Elementer med not og fjær (1977).
- NS 3420 Beskrivelsestekster for bygg og anlegg (1986).
- NS 3479 Prosjektering av bygningskonstruksjoner. Dimensjonerende laster.
- NS 3480 Geoteknisk prosjektering.

1.3 Definisjoner.

Jernbanen sin underbygning omfatter alle de byggverk som er nødvendig for å bære oppe og sikre overbygningen et jevnt og stabilt leie. Dette er skjæringer, fyllinger, tunneler, bruer, stikkrenner, grøfter, rasforbygninger m.m. Ballasten regnes som en del av overbygningen.



Figur 1.3.1 Tverrprofiler. Prinsippskisse.

Fig.1.3.1 viser konstruksjonsprinsippet ved oppbygging av jernbanefylling og skjæring ved NSB.

Traumaterialene skal danne et trykkfordelende lag mellom ballast og underliggende mindre bæredyktige masser. *Filterlaget* sin primærfunksjon, er å hindre finstoff fra undergrunnen å komme opp i og å forurense traumaterialene og ballast. Filterlaget skal være sammensatt av spesielt graderte sand- og grusmaterialer. *Formasjonsplanet* (*FP*) er toppen av planeringen = underkant av ballastprofil.

Ved norske jernbaner vil ofte forsterkningslag og filterlag til sammen være identisk med sporet sitt frostfundament, se kap.2.5 Frost.

1.4 Berg og jordarter.

Forutsetningen for å kunne anvende berg (stein) og jord som byggemateriale, er kjennskapen til hvorledes de oppfører seg fysisk under skiftende klimatiske forhold.

1.4.1 Bergarter.

Kravene til bergartene sin brukbarhet i jernbanebygging er avhengige av hvor i konstruksjonen de skal brukes. Størst krav stilles til materialer som skal anvendes til ballast (kfr. Trykk 380). Til underbygningen kan de fleste norske bergarter anvendes. Fyllitt, leirskifer og alunskifer er imidlertid eksempler på bergarter som ikke bør benyttes. Kalkstein, glimmer og grønnskifer må vurderes spesielt.

1.4.2 Jordarter.

Det vises til bilag 1 for klassifisering av jordartene.

1.4.2.1 Jordartene sine byggetekniske egenskaper.

Grus har gode byggetekniske egenskaper og stor vanngjennomtrenglighet.

Sand har gode byggetekniske egenskaper, men er sterkt avhengig av korngraderingen. En ensgradert sand er mindre stabil enn en velgradert som inneholder flere fraksjoner. Kvikksand er ingen jordart. Det er en tilstand som oppstår når sanden utsettes for en hydraulisk gradient, f.eks. ved utgraving i sand under grunnvannstanden.

Silt er særlig ømfindtlig for virkningen av vanntrykk og rennende vann. Silt kan brukes i fyllinger dersom massene kan komprimeres tilfredstillende mens utlegging pågår. Ellers er silt mest egnet til motfyllinger og liknende.

Leire varierer meget i fasthet. Vanligvis har det øvre laget i en leiravsetning, tørrskorpen, større fasthet enn dypere lag. Tykkelsen av tørrskorpen kan være 2-8 meter. Tørrskorpeleire kan brukes til oppbygging av jernbanefyllinger. Kvikkleire blir flytende ved omrøring og kan ikke anvendes til jernbanefyllinger.

Torv får store setninger ved belastning og egner seg derfor lite som byggemateriale.

KAP.2

NYE

JERNBANEANLEGG

2 NYE JERNBANEANLEGG.

2.1 Innledning.

De grunnleggende forutsetningene for underbygningen vil i utgangspunktet være gitt ved de krav som stilles til det nye jernbaneanlegget. Dimensjoner for tunneler, planeringsbredde og sporavstander er gitt mer detaljert i Trykk 305.

Underbygningen vil forøvrig være bundet av de stedlige forutsetninger knyttet til topografi, grunnforhold, hydrologi, klima m.m. De endelige dimensjoner og konstruktive løsninger vil ellers i høy grad være påvirket av sikkerhetsnivå og kostnader.

2.2 Forutsetninger.

2.2.1 Belastninger.

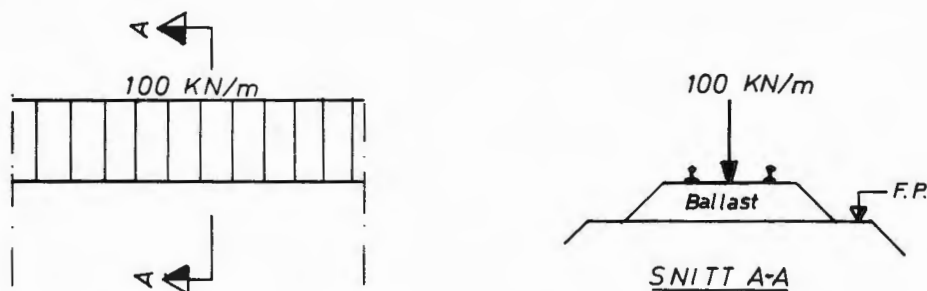
NS 3479 forutsettes å gjelde sammen med Trykk 340.

2.2.1.1 Dimensjonerende laster for underbygningen.

Ved geotekniske beregninger av:

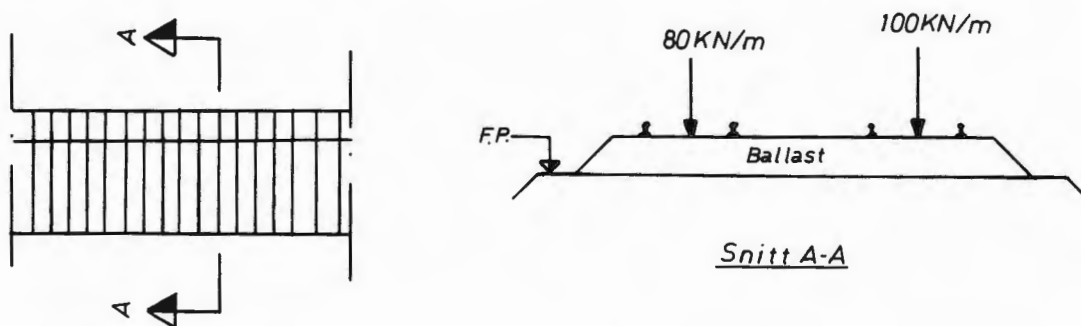
- Jernbanefyllingen sin stabilitet og bæreevne
- Midlertidige / provisoriske forstøtninger mot sporet

regnes trafikklaster som linjelast på 100 kN/m spor (Se figur 2.2.1).



Figur 2.2.1 Dimensjonerende linjelast.

For dobbeltspor regnes begge spor belastet samtidig. Det ene sporet har belastningen 100 kN/m og det andre sporet har belastningen 80 kN/m (Se fig.2.2.2).

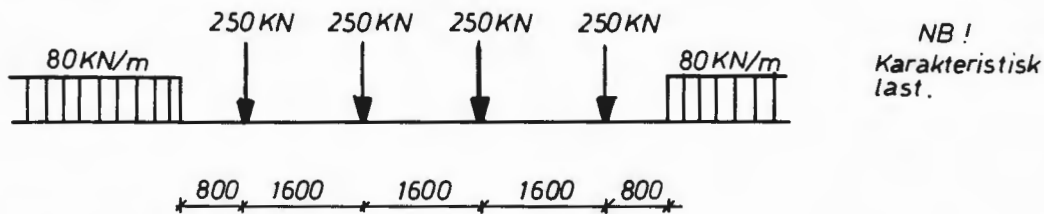


Figur 2.2.2 Dimensjonerende laster ved dobbeltspor.

Ved beregning og dimensjonering av

- Brukar
- Støttemurer, permanente forstøtninger mot sporet
- Kulverter og større rørkryssninger

brukes belastningstoget NSB 1977 (Se fig.2.2.3), kfr. Brukshåndboka Trykk 340.



Figur 2.2.3 Belastningstoget NSB 1977.

2.2.2 Geometri.

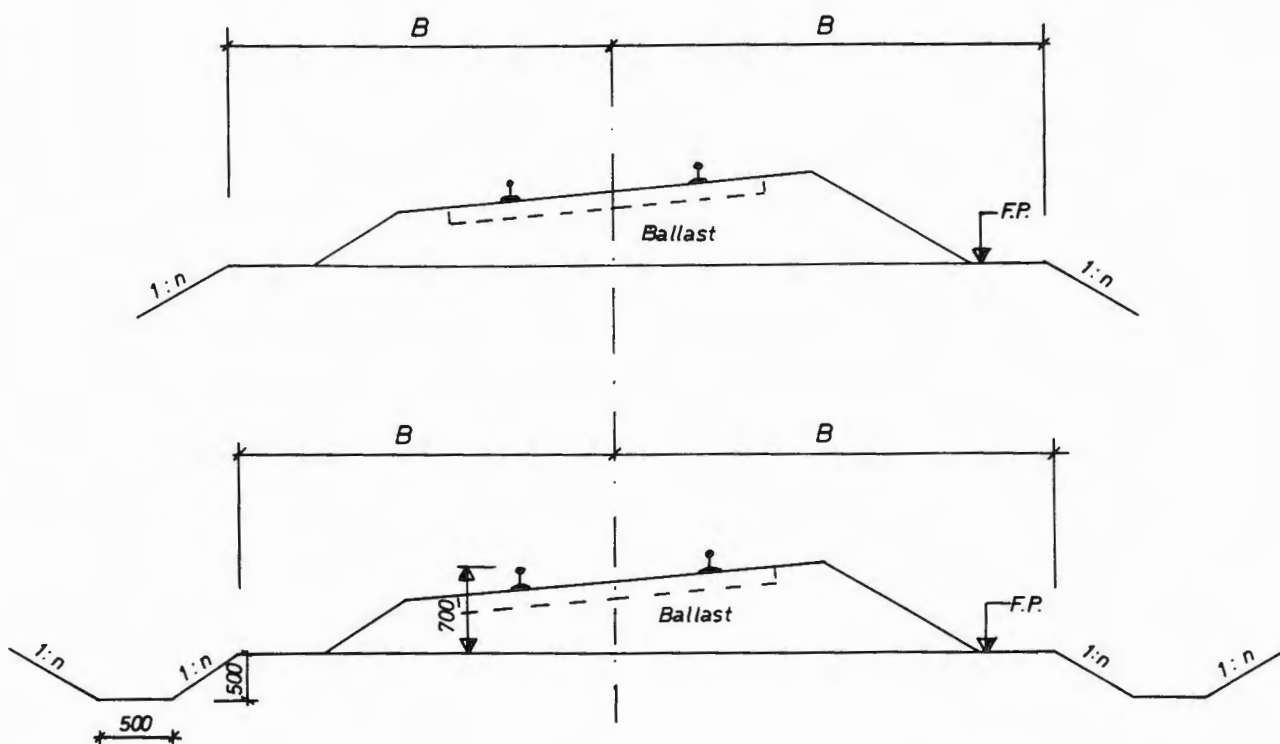
2.2.2.1 Høydereferanse.

Høydereferansen for prosjektering og bygging av underbygningen, om det gjelder fyllinger, skjæringer, bruer eller tunneler, skal alltid være overkant av laveste skinne (O.Sk.) Formasjonsplanet (FP) skal ligge 700 mm under O.Sk.

2.2.2.2 Fylling og jordskjæring.

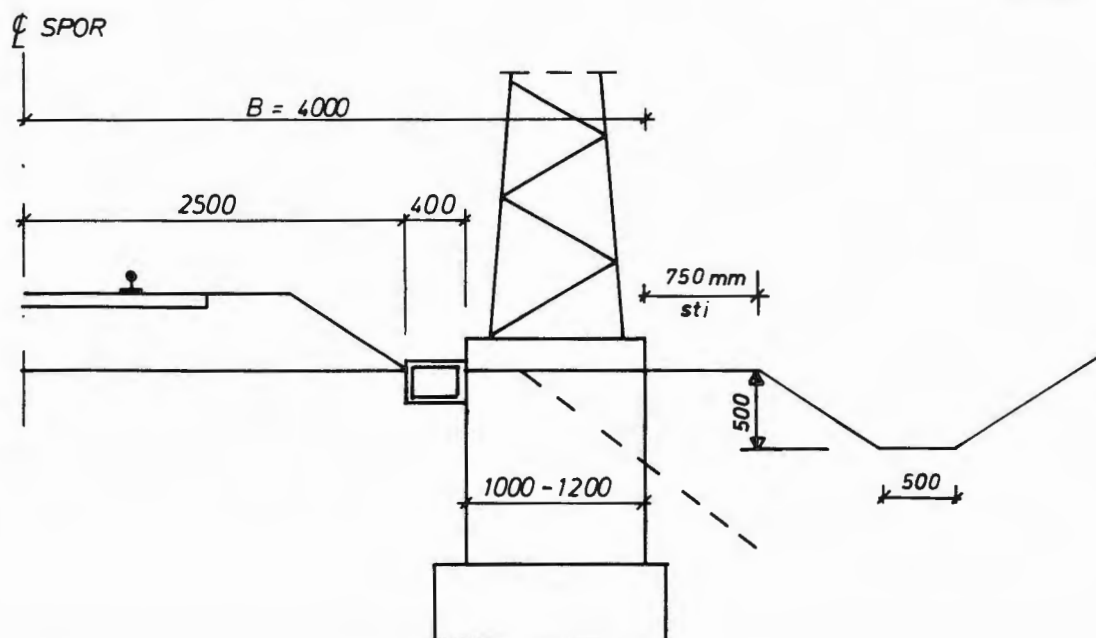
Profilet i fig.2.2.4 forutsetter bane bygget for 160 km/h. Formasjonsplanet sin "halve bredde" B, målt fra spormidtd til kanten av FP, skal være:

- minst 3.50 m.
- på den siden hvor det trengs en sti ved siden av kabelkanalen: 4.25 m, se Trykk 305.
- 3.00 m for sidespor osv, se kap.2.2.2.5



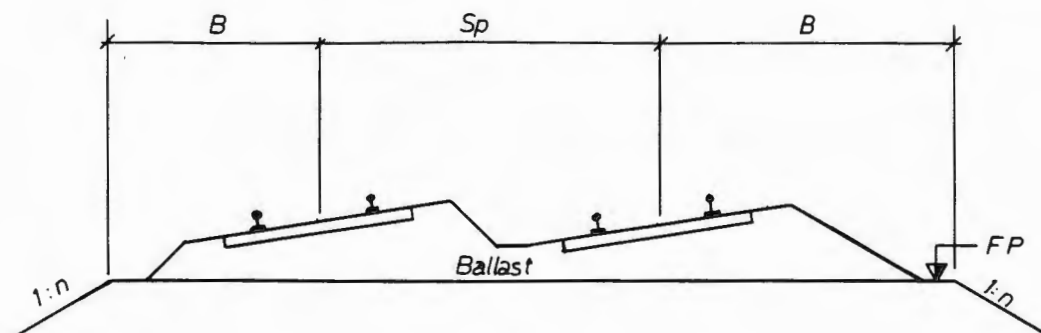
Figur 2.2.4 Planeringsprofil på enkeltsporet bane.

Hvor det er kontaktledningsmast forutsettes en ytterligere utvidelse, se fig.2.2.5. Profilet skal gi plass til kabelkanalen, evt. sti, og kontaktledningsmast. I skjæringer må derfor FP sin bredde B være minst 4.0 m. Trenges en gjennomgående sti, må FP sin bredde B på stedet økes ytterligere 750 mm. Stien føres forbi på ytre side av mastefundamentet (Se fig.2.2.5).



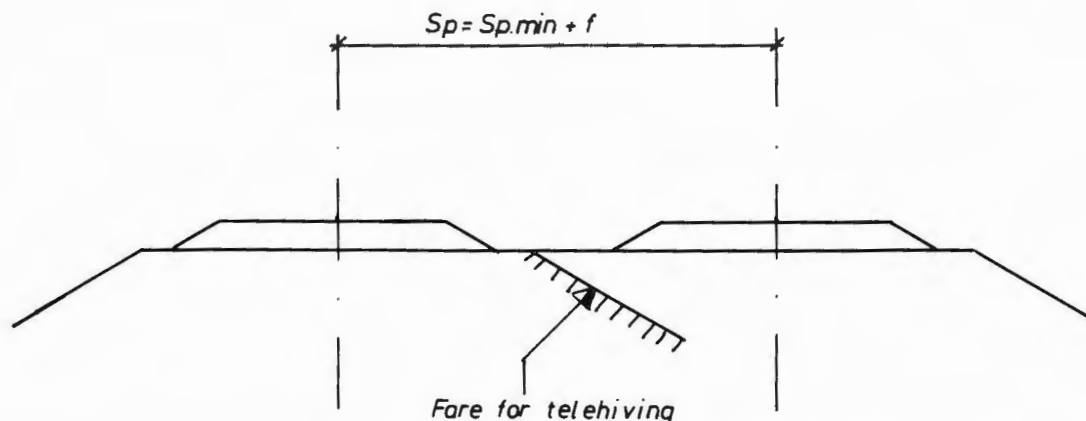
Figur 2.2.5 Utvidelse for kabelkanal og kontaktledn.mast.

På dobbeltsporstrekning skal avstanden Sp mellom senter spor være minimum 4.3 m på linjen, se fig.2.2.6. Se forøvrig Trykk 305. Totalbredden ($2B+Sp$) skal ikke være mindre enn 11.30m.



Figur 2.2.6 Planeringsprofil på dobbeltsporet bane.

Ved bygging av annet spor mot eksisterende enkeltspor, kan det være ønskelig å velge avstanden Sp mye større for å unngå masseskiftning av den gamle skråningen (fig.2.2.7).



Figur 2.2.7 Planeringsprofil ved bygging av annet spor mot eks. enkeltspor.

2.2.2.3 Tunnel.

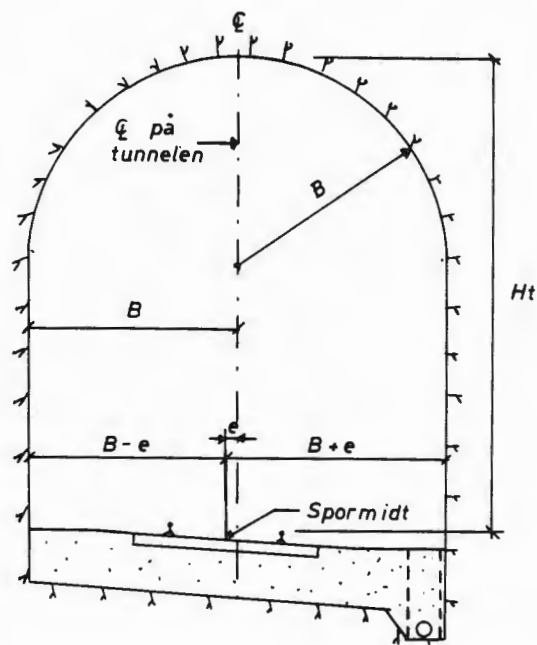
Bruttoprofilet av tunnel er det profilet som angir begrensningene til utførelsen av anlegget, dvs for sprenging, utstøping eller andre bygningskonstruksjoner.

Nettopprofilet av tunnel er det profilet som skal holdes fritt for faste gjenstander untatt sporet, signal- og kontaktledningsanlegg.

Mellom omgrensningen for brutto- og nettopprofilet skal det være en klaring på minst 100 mm. Det blir således mulig å anordne sikrings- og dreneringssystemer som er lite plasskrevende, uten å innskrenke nettopprofilet. For tunnelbunnen skilles det ikke mellom brutto- og nettopprofil.

Tunneltverrsnitt for enkelt- og dobbeltsporet bane er vist i fig.2.2.8 og 2.2.9. For dimensjoner på tunnelen, bredde B og høyde over skinneoverkant H_t både for enkelt- og dobbeltsporet bane, se tab.1. S_p for dobbeltsporet bane er minst 4.3 m. Profilet for bunnen av fjelltunnelen er som for fjellskjæring med lukket grøft (Se kap.2.2.2.4)

For dimensjonering i overgangskurver og verdier for eksentrisiteten e og S_p , se Trykk 305.

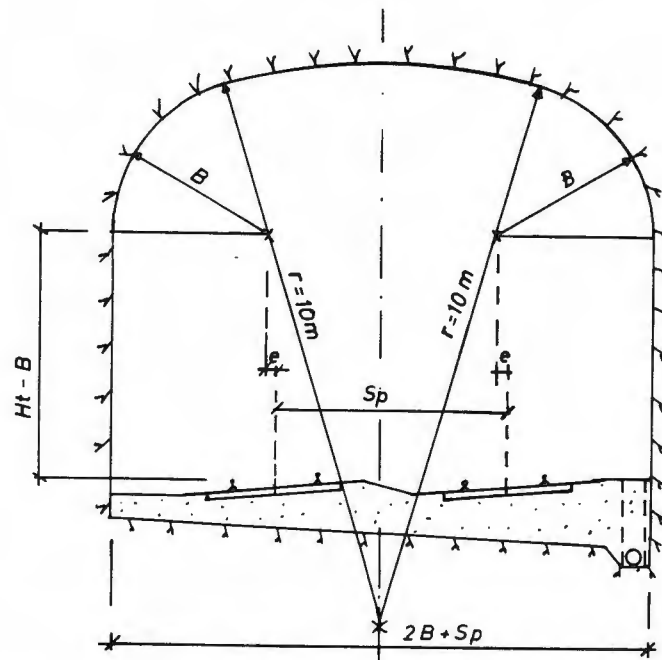


Figur 2.2.8 Tunneltverrsnitt, enkeltsporet.

R [m] e [mm]	$\infty - 5000$ 0	1000 - 5000 200000/R	< 1000 200
$v \leq 100$ 2B [mm] h [mm] Ht [mm]	5100 0 á 25 5700	5200 0 75 150 5700 5800 5900	5120+80000/R 0 75 150 5700 5700 5800
$100 < v \leq 130$ 2B [mm] h [mm] Ht [mm]	5100 0 40 5800 5850	5200 0 75 150 5800 5850 6000	5120+80000/R 0 75 150 5750 5800 5900
$130 < v \leq 160$ 2B [mm] h [mm] Ht [mm]	5300 0 60 6100 6200	5400 0 75 150 6100 6200 6300	5320+80000/R 0 75 150 6100 6150 6250
$160 < v \leq 200$ 2B [mm] h [mm] Ht [mm]	5600 0 50 100 6250 6300 6350	5700 0 75 150 6250 6300 6400	

Tabell 1. Netto dimensjoner for tunneler i hovedspor med kontaktrådshøyde 5150mm over sporplan.

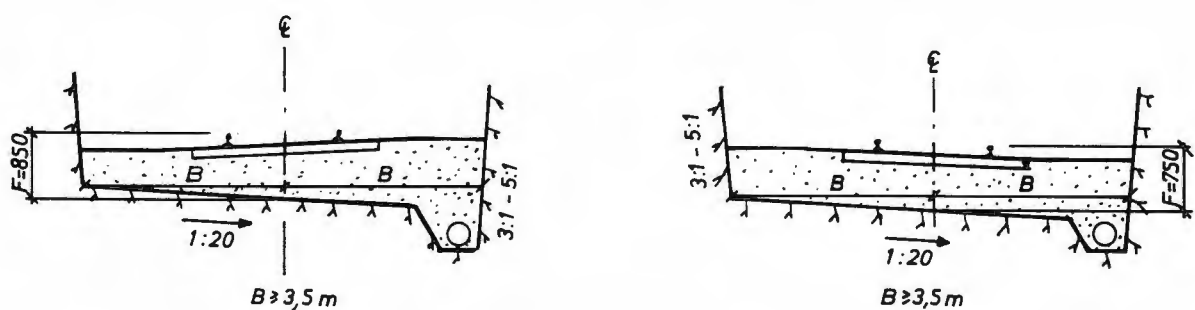
R=kurveradius



Figur 2.2.9 Tunneltverrsnitt, dobbeltsporet.

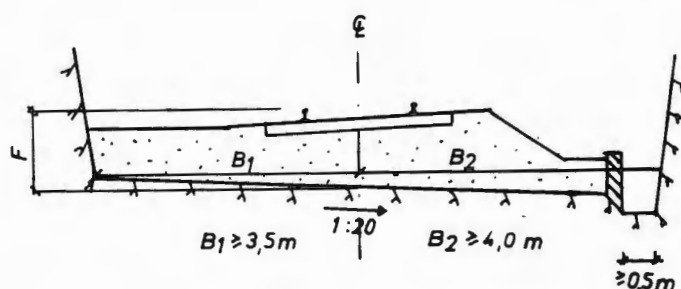
2.2.2.4 Fjellskjæring.

Planeringsprofilen i fjellskjæring er avhengig av dybden på skjæringen, bergarten sin beskaffenhet og nødvendig drenering. Fig.2.2.10 viser minimum planeringsprofil i fjellskjæring for enkeltsporet bane. Høyde F blir målt i senterlinje spor og er høyda fra overkant laveste skinne til bunnen av helningen (Se fig.2.2.10). $F=850\text{mm}$ når bunnen heller mot sporet sin ytre side. Og $F=750\text{mm}$ når bunnen heller mot sporet sin indre side.



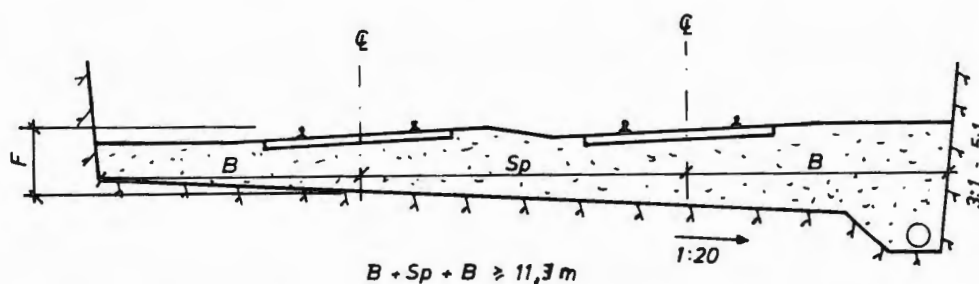
Figur 2.2.10 Minimum planeringsprofil i fjellskjæring.

Der det trengs åpen vanngrøft, gjelder profilet som vist i fig.2.2.11



Figur 2.2.11 Planeringsprofil i fjellskjæring med åpen grøft.

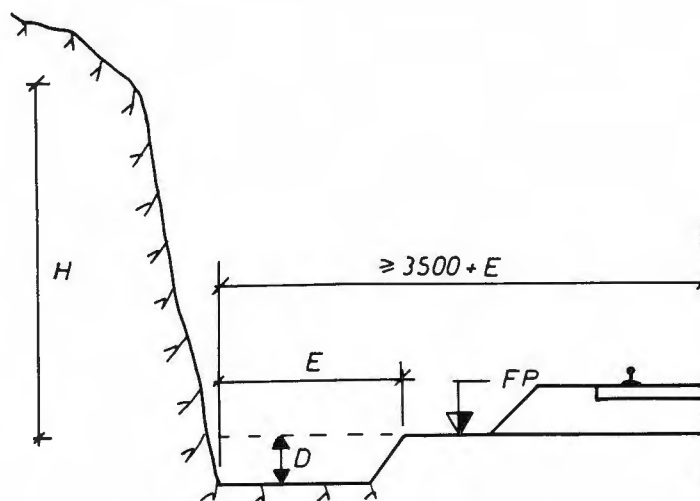
For dobbeltsporet bane blir høyda F målt på det sporet som er lengst unna grøfta, se fig.2.2.12. F er lik 750mm eller 850mm avhengig av hvilken vei sporet heller i forhold til helningen mot grøfta (Se fig.2.2.10).



Figur 2.2.12 Dobbeltspor i fjellskjæring.

Der det foreligger risiko for steinsprang, skal skjæringen utformes med fanggrøft. Se fig.2.2.13 og kap.2.4.4.

Bredde E og dybde D fremgår av tab.5 i kap.2.3.4.2.



Figur 2.2.13 Planeringsprofil i fjellskjæring med fare for steinsprang.

2.2.2.5 Standardkrav.

De grunnleggende faktorer for dimensjonering av underbygningen vil være de krav som settes til skinnegangen sin jevnhet og stabilitet, relatert til trafiksikkerhet, komfort og vedlikehold. Det vil bl.a. være et spørsmål om i hvilken grad sporet kan tolerere setninger (kort- og/eller langtidsdeformasjoner) og mer sesongbetonte ujevnheter (telehiving, "ufarlig" erosjon) m.m. Når det gjelder sikkerhetskrav differensieres det på konsekvensklasser :

- kl.1 Hovedspor, baner med persontrafikk og spor som tilhører delvis automatiserte skifteanlegg ...100 %
- kl.2 Sidespor, industrispor, godsspor, skiftespor ..80 %
- kl.3 Hensettingsspor o.l.50 %

Dette praktiseres slik at når f.eks. traufundamentet for et hovedspor dimensjoneres til 1.0 m., vil tilsvarende dimensjoner for kl.2 og kl.3 bli h.h.v. 0.8 m. og 0.5 m.

2.2.3 Geotekniske forutsetninger.

2.2.3.1 Generelt.

NS 3480, Geoteknisk prosjektering forutsettes å gjelde. NS 3480 forutsetter geoteknisk prosjektering i samsvar med vanskelighetsgrad og skadekonsekvensklasse som definert i standarden.

2.2.3.2 Geotekniske undersøkelser.

Planleggingen må på et tidlig tidspunkt omfatte geologiske og geotekniske undersøkelser. Type og omfang av undersøkelse avhenger bl.a. av:

- Stadium i byggeprosessen (planutredning - hovedplan - detaljplan)
- Problemtypen (stabilitet - setning - forstøtninger - strømning)
- Grunnforhold/type jordart (leire - silt - sand - torv - morene)
- Naboforhold (avstand)

Undersøkelsene har til formål å frembringe de nødvendige tekniske parametre for beregning av stabilitet, jordtrykk, bæreevne og deformasjoner (setninger). Undersøkelsene vil vanligvis bestå av bestemmelse av dybder til fast grunn, opptak av uforstyrrede prøver for laboratoriebehandling, in situ fastleggelse av relativ (dreiesondering) og virkelig (vingeboring) fasthet, og poretrykk- og grunnvannsmålinger.

Gangen i undersøkelsen :

- | | |
|--|---|
| 1. Definisjon av oppdrag | - Belastninger, planer for anleggsarbeidet. |
| 2. Innhenting av eksisterende opplysninger | - Kart, flyfoto, evt. tidligere undersøkelser. |
| 3. Befaring | - Topografi, geologi, naboterreng. |
| 4. Problemformulering og plan | - For undersøkelser i felt og lab. |
| 5. Feltarbeid/boringer | - Sonderende/orienterende, prøvehentende, spesielle. |
| 6. Laboratorieundersøkelser | - på opptatte prøver. |
| 7. Rapportering | - Bearbeidelse/presentasjon av data, beregninger/vurderinger, uttalelser. |
| 8. Evt. videre bistand | - flere undersøkelser, reviderte planer, kontroll. |

2.2.4 Klima.

2.2.4.1 Frostmengde / teledybde.

Frosten sin nedtrengning i grunnen er avhengig av frostmengdene uttrykt i h°C (timegrader) og grunnen sin beskaffenhet. I bilag 2 er kart over maksimale frostmengder vist for hele Norge. I bilag 3 er prognose over teledybde vist som funksjon av frostmengder og løsmassetype.

2.2.4.2 Frostfarlighet.

Jordartene kan inndeles i 4 klasser etter bæreevneegenskapene i teledøsningsperioden :

1. Ikke telefarlig T1
2. Litt telefarlig T2
3. Middels telefarlig T3
4. Meget telefarlig T4

Når en jordart betegnes som ikke telefarlig, betyr det at en underbygning som består av denne jordarten, ikke vil utsettes for heving og synkning når jorden fryser og tiner.

I en jordart som er telefarlig, vil det når jorden fryser, kunne oppstå islinser som følge av kapillær vannoppsuging fra underliggende lag. Dette medfører at planum løftes under nedfrysningen, og synker i tineperioden. På grunn av overskudd porevann, vil underbygningen kunne få redusert bæreevne under tiningen.

Frostkriteriet kan også uttrykkes slik : " For at et materiale ikke skal være telefarlig, må prosenten av materialet < 0.02mm ikke være større enn 3 % beregnet av materiale som passerer 19mm sjikt ".

Ved nyanlegg av jernbaner forlanges det at jordarten skal være " Ikke telefarlig ".

Jordarten sin telefarlighet bedømmes ut fra den korngraderingen jordarten har (Se tab.2).

		Masseprosent (av matr. 19.0 mm)		Eks. på jordarter
Benevnelse	Telegr.	< 0.02 mm	< 0.2 mm	
Ikke tele- farlig.	T 1	< 3 %		Sand Grus Torv Myrjord
Litt tele- farlig.	T 2	3 - 12 %		Sand Grus Morene (sandig, grusig)
Middels telefarlig	T 3	> 12 %	< 50 %	Sand Morene (leirig) Leire med mer enn 40% < 0.002mm
Meget telefarlig	T 4	> 12 %	> 50 %	Leire med min- dre enn 40 % < 0.002 mm Silt Morene (siltig)

Tabell 2. Telefarlighetsklassifisering.

2.2.4.3 Snø.

Snølaster i pkt.4.1 og tillegg C i NS 3479.

2.2.4.4 Regn.

Vannmengden er avrenningen fra høyereliggende arealer og nedbøren som faller på selve banelegemet. Avrenningen beregnes etter formelen :

$$Q = C * i * A$$

- Q = dimensjonerende vannføring [l/s]
 C = avrenningsfaktor
 i = midlere nedbørsintensitet [l/(s*ha)]
 A = nedslagsfeltets areal [ha], (1 ha = 10000m²)

Avrenningsfaktor C angir hvor stor del av den totale nedbør som renner bort fra overflaten. C er avhengig av flere forhold ved nedslagsfeltet:

- Vegetasjon
- Fall
- Oppsuging i grunnen
- Kultivering
- Utbygging

C velges som en middelvei av disse forholdene. Det tas hensyn til en mulig endring av disse forholdene i nærmere fremtid, f.eks. prosjekterte planer for veianlegg, bebygelse o.l.

Intensiteten i , er det antall liter vann som faller på 1 ha i løpet av et sekund. I formelen brukes verdier for intensiteten i , som er tatt ut fra meteorologisk statistikk. Største intensiteten i løpet av 50 år brukes. Statistikkene kan finnes hos meteorologisk institutt og i Statens vegvesens normaler, håndbok 018, hvor også veiledende verdier for avrenningsfaktor C er angitt.

Nedslagsfeltet areal A, registreres ved innmåling på kotekart.

Formelen bør ikke benyttes for areal større enn 500 ha. Ved større nedslagsfelt bestemmes maksimal vannføring med utgangspunkt i Vassdragsvesenets flomvannsobservasjoner.

Overflatevann skal ledes bort i åpne grøfter langs linjen, i stikkrenner, kulverter eller under åpne bruer.

2.3 Planering.

2.3.1 Generelt.

Jernbanen sin planering vil normalt bestå av følgende basis-elementer for underbygningen : Trau (underlag for ballasten), fylling og skjæring.

2.3.2 Trau. Underlag for ballast.

Trauet er det øvre lag av underbygningen, som ferdig planert, danner formasjonsplanet for overbygningen. Trauet skal fungere som :

- Forsterkningslag, dvs. sikre overbygningen tilstrekkelig bæreevne over svakere undergrunn eller fylling.
- Frostfundament, dvs. sikre overbygningen mot uønsket telehiving.

Vanligvis vil trauet gi tilstrekkelig bæreevne når det er dimensjonert i henhold til kravene for frostsikring. Unntaket er ved spesiell bløt/svak grunn (torv, bløt leire). Da vil kravet til forsterkning være dimensjonerende.

2.3.2.1 Traumaterialer.

Trauet skal bygges opp av gode friksjonsmaterialer, dvs. godt drenerende og frostsikre masser (T1-materialer, se tab.2 kap.2.2.4.2). Godkjente massetyper er :

- Velgraderte grusmasser (Godkjent ballastgrus)
- Knuste steinmaterialer (Pukk, maskinkult)
- Sprengstein (Maks steinstørrelse = 500 mm, og ikke større enn 2/3 av lagtykkelsen).

Ved bruk av sprengstein og grov maskinkult, vil det være påkrevet med et gradert tetningslag i toppen før ballasten kan legges på.

2.3.2.2 Utlegging.

Krav til oppbygging er tilfredsstillt med utførelse i henhold til NS 3420, K32: "Forsterkningslag". Et normaldimensjonert trau, vil vanligvis kunne legges ut i 2 lag.

2.3.2.3 Kontroll.

Det skal kontrolleres at trauet blir lagt ut som beskrevet under kap.2.3.2.2.

2.3.3 Fylling.

Jernbanefyllingen sin hovedfunksjon er å løfte banelegemet opp til korrekt (ønsket) sporgeometrisk nivå over terreng.

Øvre del av fyllingen vil normalt bestå av en trauforsterkning, se kap. 2.3.2. Nedre del av fyllingen utgjør den del av underbygningen som har direkte kontakt med og samvirker med undergrunnen.

2.3.3.1 Forarbeid.

Det kreves i alminnelighet en viss forbehandling og preparering av terrengoverflaten før fyllingen legges ut. Vanligvis foreskrives fjerning av matjord og eventuelt masseskifting av organiske jordarter som torv og gytje. Masseskifting kan være aktuelt også ved meget humusholdige mineralske jordarter og ved bløt leire/silt hvor bæreevnen er dårlig. Dette blir en form for grunnforsterkning som normalt skal utføres i henhold til spesiell beskrivelse. Dette gjelder også andre former for stabilisering og forsterkning, se kap. 2.4.3 og 2.4.4.

2.3.3.2 Fyllingsprofil.

Fyllingen skal generelt utformes i henhold til den profilgeometri som er angitt i planene, vanligvis bestemt av :

- Normalprofilen for overbygningen
- Krav til fyllingen sin skråningshelning, normalt ikke brattere enn 1:1.5.
- Topografi, terrenghelning og grunnforhold.

2.3.3.3 Materialtyper.

Til fylling innenfor frostsone eller traudybden, skal det anvendes masser som oppfyller kravene til traumaterialer, dvs. frostsikre og drenerende friksjonsmasser. Friksjonsmasser skal fortrinnsvis benyttes også i fyllingen forøvrig, men utover dette kan det etter visse retningslinjer anvendes :

- Alle jordarter som ikke klassifiseres som leire, siltig leire, leirig silt og organisk jord
- Tørrskorpeleire, unntaksvis og alltid sammen med drenglag.

2.3.3.4 Utførelse.

Fyllingen skal, når det ikke er beskrevet noe annet, bygges opp ved lagvis oppbygging og komprimering.

Krav til fyllingsoppbygging vil vanligvis være tilfredsstillt med utførelse etter NS 3420, kap F5 og tabell F:b "Normal

komprimering" (Se tabell nedenfor).

Tabell F:b Normal komprimering

Komprimeringsutstyr		Maksimal lagtykkelse (T) i m (før komprimering)/Antall passeringer (P)											
Type	Effektiv masse i tonn	Blokk eller stein ¹⁾		Ensgraderte masser ²⁾		Selvdrenerende grus eller sand		Tørr finsand eller tørr silt ³⁾⁴⁾		Bløt leire ⁵⁾		Tørr leire ³⁾	
		T	P	T	P	T	P	T	P	T	P	T	P
Hånd-stamper	min. 0,015	—	—	—	—	Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾	
Vibro-stamper	0,08-0,12	—	—	0,50	1	0,30	3	0,3	3-5	—	—	0,20	3-5
Falloodd	maks. 30	Angis ⁶⁾		—	—	Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾	
Vibro-plate	0,05-0,1	—	—	0,50	1	0,15	4-6	0,15	5-7	—	—	—	—
	0,1-0,2	—	—	0,50	1	0,20	4-6	0,20	5-7	—	—	—	—
	0,2-0,4	0,3-0,5	4-6	0,50	1	0,30	4-6	0,30	5-7	—	—	—	—
Stålvalse m/vibro	0,5-1,0	—	—	0,50	1	0,20	4-6	0,10	3-5	—	—	0,10	3-5
	1-2	—	—	0,50	1	0,30	4-6	0,20	3-5	—	—	0,15	3-5
	2-4	0,3-0,5	4-8	0,50	1	0,40	4-6	0,30	3-5	—	—	0,20	3-5
	4-8	0,5-1,0	4-8	0,50	1	0,50	4-6	0,40	3-5	—	—	0,20	3-5
	8-15	1,0-2,0	4-8	0,50	1	0,60	4-6	0,50	3-5	—	—	0,20	5-8
Stålvalse u/vibro	5-10	0,3-0,5	4-8	0,50	2	0,30	4-6	0,30	3-5	—	—	0,20	5-8
Gummi-valse u/vibro	15-20	—	—	—	—	Angis ⁶⁾		Angis ⁶⁾		—	—	0,20	5-8
Hjul-maskin	1-100	Angis ⁶⁾		—	—	Angis ⁶⁾		—	—	—	—	0,30	3-5
Belte-maskin	5-50	Angis ⁶⁾		—	—	Angis ⁶⁾		—	—	0,2	2-4	Angis ⁶⁾	

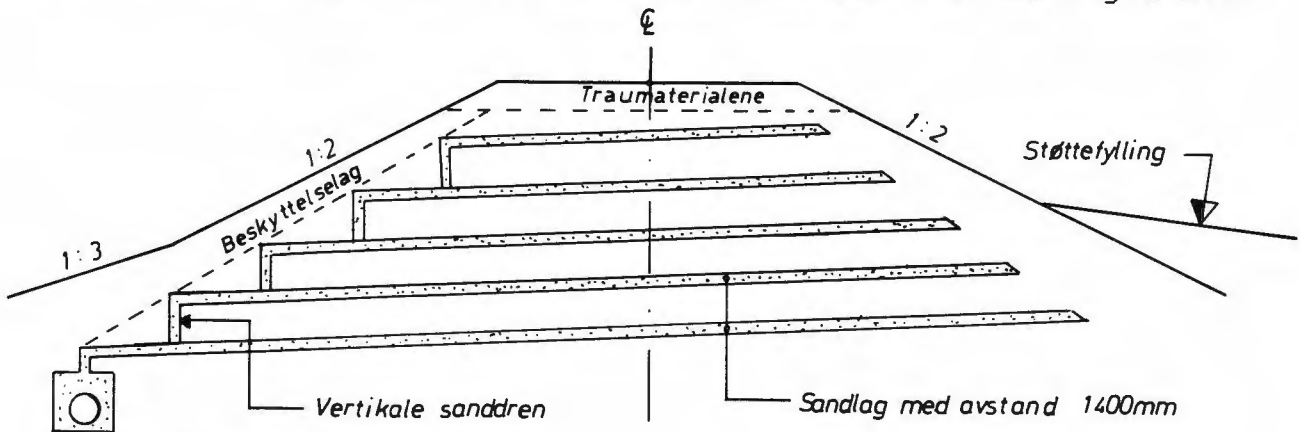
- 1) Maksimal størrelse 2/3 av lagtykkelsen.
- 2) Gjennomsnittlig korndiameter skal være større enn eller lik 4 mm og mindre enn eller lik 60 mm.
- 3) Med "tørr" menes vanninnhold som er vesentlig lavere enn optimalt vanninnhold.
- 4) Bløt finsand eller bløt silt kan bare komprimeres med beltemaskin. Lagtykkelse og antall passeringer angis av den prosjekterende.
- 5) Med "bløt leire" menes skjærfasthet mindre enn eller lik 20 kPa.
- 6) Angis av den prosjekterende.

Brukes forskjellige materialtyper i fyllingen, skal disse skjøtes sammen ved utkiling i banen sin lengderetning, slik at uakseptable ujevnheter unngås.

Ved bruk av steinmasser over finkornet undergrunn (fin sand, silt eller leire), må det først legges ut et filterlag av grus eller sand. Sprengsteinsmasser fra tunneler og skjæringer har vanligvis tilstrekkelig innhold av finmaterialer slik at særskilt filterlag kan unnværes. Separasjonssjikt/filterlag sikres i dette tilfelle ved utlegging av fiberduk, kl. IV.

Største steinstørrelse er maks 500 mm og ikke større enn 2/3 av lagtykkelsen (NS 3420).

Tørrskorpeleire og annen fast leire/silt kan unntaksvis brukes når arbeidet utføres under gunstige værforhold. Leiren skal utlegges i 0.2 m tykke lag og komprimeres til en homogen masse med minst mulig luftinnhold. For hver 1.4 m leirlag, legges drenerende sandlag som er 0.2 m tykke. Sandlagene har utgående i fyllingsskråningen eller i beskyttelselag av skråningen. Fyllingsskråningen må ikke være brattere enn 1:2, se fig.2.3.1.



Figur 2.3.1 Oppbygging av leirfylling.

Ved bruk av frostaktive blandingsjordarter (f.eks. morene, siltig sand/grus) i fyllingen, forutsettes skrånningene beskyttet med velgraderte friksjonsmasser, normaltykkelse 0.5 m.

2.3.3.5 Kontroll av fyllmasser.

Ved inspeksjon, målinger og analyse av opptatte prøver, kontrolleres at foreskrevne minimumskrav til kvalitet er oppfylt. I tabell 3 er det vist minimumskrav til kontroll av arbeider som er kommet godt igang. I oppstartingsfasen forutsettes nøyere kontroll.

Materialtak undersøkes særskilt og godkjennes før drift settes igang. Kontroll av steinmasser tatt ut fra tunneler og fjellskjæringer, foretas regelmessig når krav til filteregenskapene er påkrevet (Se kap.2.3.2).

Fyllmasse	Tilsyn	Klassifisering av fyllmasse. Prøve for hver	Kompr.kontr. Prøve for hver
Stein Sand og grus	Inspeksjon Inspeksjon	Utføres ikke Utføres ikke	Utføres ikke 2000 m ³ fastmasse
Silt	Kont. oppsyn	1000 m ³ løsmasse	1000 m ³ fastmasse
Leire og leirig morene	Kont. oppsyn	1000 m ³ løsmasse	700 m ³ fastmasse

Tabell 3. Kontroll av fyllmasser.

2.3.4 Skjæring.

Jernbaneskjæringen sin hovedfunksjon er å etablere tilstrekkelig rom gjennom terrenget for togfremføringen.

Skjæringen sin utforming og størrelse vil primært være bestemt av krav til minste tverrsnitt, samt av de stedlige faktorer knyttet til grunnforhold, snømengder, rasfare, drenering og vannavløp.

2.3.4.1 Jordskjæring.

Utførelse: Skjæringen skal generelt utføres i henhold til profiler i kap.2.2.2. Vanligvis vil dette være bestemt av det aktuelle normalprofil for overbygningen.

Som regel foreskrives avtaking av matjord, før selve skjæringsarbeidet utføres. Gravingen utføres til underbygningen sin underkant (traubunnen). Hele profilet, inklusive grøfter og trau, tas ut om mulig i en sammenheng. Traubunnen gjøres jevn og anlegges med 3 % tverrfall slik at vannansamlinger unngås.

Skråningshelning.

Skjæringsskråningen utføres generelt med helning tilpasset aktuell jordartstype, skjærstyrke og grunnvannsforhold. Nødvendig hensyn må tas til naboforhold, f.eks. større belastninger som forekommer inntil skjæringen.

Tabell 4 angir normal skråningshelning ved ulike jordartstyper.

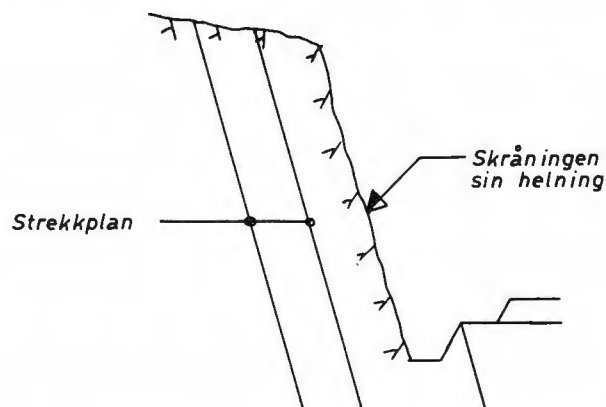
Grunnforhold Jordart	Stein	Grus, grov sand	Fin sand/silt		Leire
			Tørr	Lagdelt, vanmettet	
Største skråning.	1:1.25	1:1.5	1:2	1:2 - 1:3	1:2

Tabell 4. Normal helning.

Ved dype skjæringer i finkornet jord, silt-leire, må skjæringstabiliteten vurderes spesielt, vanligvis på grunnlag av utførte grunnundersøkelser. Forhold vedrørende skjæringen sin stabilitet og sikring, er behandlet i kap.2.4.

2.3.4.2 Fjellskjæring.

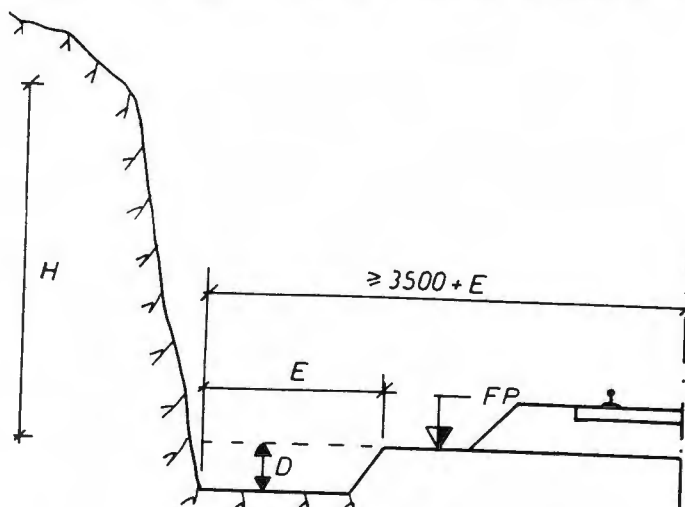
Det forutsettes en ingeniørgeologisk vurdering av fjellet og anvisning på sikkerhetstiltak ved nyanlegg. For å få minst mulig masseuttak, brukes tilnærmet vertikal skjæringsvegg. Men lagdeling og brudd i berggrunnen er ofte bestemmende for skjæringen sin helningsvinkel. Utsprengningen må legges til rette slik at bruddflater følges. Se fig.2.3.2.



Figur 2.3.2 Tilpassing av skåningshelning til bruddflatene.

Fangkonstruksjon.

For å sikre linjen mot fallende stein fra skjæringsveggen, utformes skjæringen med fanggrøft mellom skjæringsveggen og linjen (Se fig.2.3.3). Hvor topografien gjør det naturlig, kan fanggrøften også legges opp i skråningen i større avstand fra linjen. Slik fanggrøft kan kombineres med en barrikade av jord eller stein. (H, E og D finnes i tab.5)



Figur 2.3.3 Fjellskjæring med fanggrøft.

Skrånings- helning (α)	Skrånings- høyde (H m)	Grøften sin bredde (E m)	Grøften sin dybde (D m)
Vert. ca 85°-90°	5 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	1.5
	> 20	6.5	1.5
4 : 1 til 3 : 1 (ca 75°)	5 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	1.5
	20 - 35	6.5	2.0
	> 35	8.0	2.0
2 : 1 (ca 65°)	0 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	2.0
	20 - 35	6.5	2.0 + gjerde
	> 35	8.0	3.0 + gjerde
4 : 3 (ca 55°)	0 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	5.0	1.5
	> 20	5.0	2.0 + gjerde
1 : 1 (ca 45°)	0 - 10	3.0	1.0
	10 - 20	3.0	1.5 + gjerde
	> 20	5.0	2.0 + gjerde

Tabell 5. Utforming av høye fjellskråninger med fanggrøfter.

Tabellen er veiledende. Behovet for utvidet skjæring med fanggrøft, må vurderes på bakgrunn av fjellkvalitet, topografi, samt opp mot andre sikringsmetoder.

Fjellskjæring med åpen vanngrøft.

Se kap.2.7.2.

2.3.5 Formasjonsplan.

Formasjonsplanet er toppen av planeringen.

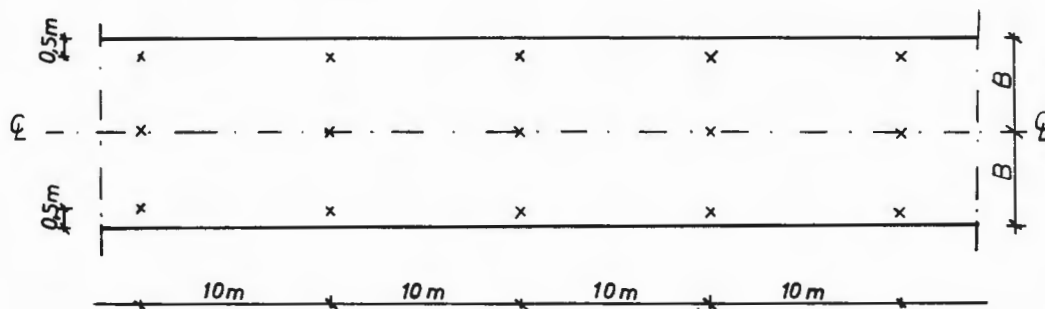
2.3.5.1 Utlegging.

Formasjonplanet skal ikke på noen plasser ha større avvik enn 30 mm fra prosjektert høyde.

2.3.5.2 Kontroll.

For å kontrollere at det ikke blir større avvik enn 30 mm fra prosjektert høyde, skal det utføres kontroll for hver 10.meter

i senterlinje spor og 0.5 m fra kanten av formasjonsplanet. Punktene som skal kontrolleres er merket med x på fig.2.3.4.



Figur 2.3.4 Kontroll av formasjonsplanet.

2.3.6 Vegetasjonsdekke.

På alle skråninger, bortsett fra rene steinskråninger, skal det normalt etableres grasdekke. Gjødsling og såing av grasfrø kan foregå manuelt eller maskinelt.

Av miljømessige hensyn kan det kreves at det etableres vegetasjonsdekke også på steinfyllinger. Disse må da dekket av subbus eller jord og deretter tilsås.

På lite stabile skråninger, er beplantning med lavtvoksende trær og busker ønskelig. Spesielt gjelder dette lagdelte skråninger og skråninger med vannmettet fin sand og silt.

Nødvendig hensyn må tas til fri sikt og sikkerhet for kontaktledningen.

I strøk hvor klimaforholdene gjør det vanskelig å etablere grasdekke, bør annen skråningsbeskyttelse velges (masseskiftning, erosjonsbeskyttelse, se kap.2.4.3.1).

2.3.7 Fiberduk som filtermateriale.

Ved nye jernbaneanlegg vil det være aktuelt å benytte fiberduk som filter/seperasjon i følgende grensesoner:

- trau/undergrunn
- trau/fylling
- fylling/undergrunn

Under spesielt bløte grunnforhold (bløt, vannrik silt og leire), vil fiberduk alene ikke være tilfredsstillende som filtermateriale til dette formål p.g.a. langtidspåvirkning fra dynamisk jernbanetraffikk. Fiberduk kan i slike tilfeller brukes som et supplement til mineralske filtermaterialer:

- Sammen med min.200 mm filterlag av grus.
- Under steinfyllinger bestående av subbusholdige sprengstein.

Fiberduk skal ikke brukes alene som separasjons- eller filter-sjikt under ballasten, kfr. UIC Code 719R

På ikke trafikkbelastede områder, f.eks. i drengrøfter, ved erosjonssikring av skråninger og under trafikkbelastninger ved relative tørre forhold, kan fiberduk helt erstatte grusfilteret.

Etter NS 3420-H55.2 (Vegdirektoratets klassifisering) gjelder inndeling i bruksklasser etter tab.7:

Bruksklasse	Anvendelse mot:	Arealvekt duk (g/m ²)
I	Drensmasser i grøfter	90 - 110
II	Sand og grus	120 - 180
III	Pukk og kult	190 - 300
IV	Usortert sprengstein	> 300

Tabell 6. Fiberduk.

Fiberduker som anvendes i sporet, skal være av bruksklasse IV og de skal godkjennes av NSB. Til de fleste formål brukes fiberduk av typen "nålefilt" eller typen "filtet og termisk behandlet". Disse duktypene er fremstilt av polyester (PES), polypropylen (PP) eller polyetylen (PE). De angitte dukvektene gjelder for disse type duker. Vevede duktyper skal ikke anvendes til filterformål, men spesielt sterke utgaver kan med fordel anvendes som jordarmering.

2.4 Stabilitet og setning.

2.4.1 Generelt.

Underbygningen skal utføres på en slik måte at overbygningen gis den stabilitet som regelverket krever for å oppnå ønsket sikkerhet og regularitet i trafikkavviklingen. Planeringen skal ikke utsettes for uakseptable setninger/deformasjoner og skal ha foreskrevet sikkerhet mot grunnbrudd/utglidninger.

Dette er forhold som delvis bestemmes av de krav som settes på planeringen selv, dens sammensetning og oppbygging, men også i sterk grad av samvirket med og tilpasningen til undergrunn og terreng. Gode kunnskaper om grunnforholdene langs linjetraseen er derfor en nødvendighet, og geotekniske undersøkelser og beregninger må inngå som en naturlig del av prosjektarbeidet.

2.4.2 Fylling.

2.4.2.1 Stabilitet.

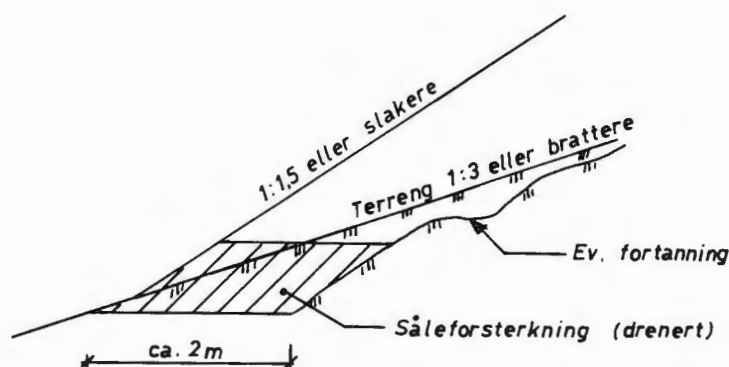
Fyllingen sin egenstabilitet vil normalt være i orden ved utførelse etter de retningslinjer som er gitt under kap.2.3. Stabil skråningshelning er imidlertid en funksjon av materialtype og fyllingshøyde. Anbefalte verdier er gitt i tabell 7.

Fylling	Sprengstein	Grus, sand	Leire/silt
Helning	H (m)	H (m)	H (m)
1 : 1.25	0 - 5	--	--
1 : 1.5	5 - 15	0 - 10	--
1 : 1.75	> 15	10 - 15	--
1 : 2	--	> 15	0 - 8
1 : 2.5	--	--	8 - 12
1 : 3	--	--	> 12

Tabell 7. Fyllingsstabilitet.

I tabell 7 er det forutsatt at undergrunnen har tilfredsstillende bæreevne for fyllingen og ikke representerer noe stabilitetsproblem. Den lokale stabiliteten ved fyllingsfot, når fyllingen legges ut i bratt tverrskrånende terreng, må påaktes spesielt. Det må sørges for god kontakt mellom fylling og underliggende terreng. Når terrenget skråner brattere enn 1:3,

etableres såleforsterkning etter prinsipp som vist på figur 2.4.1.

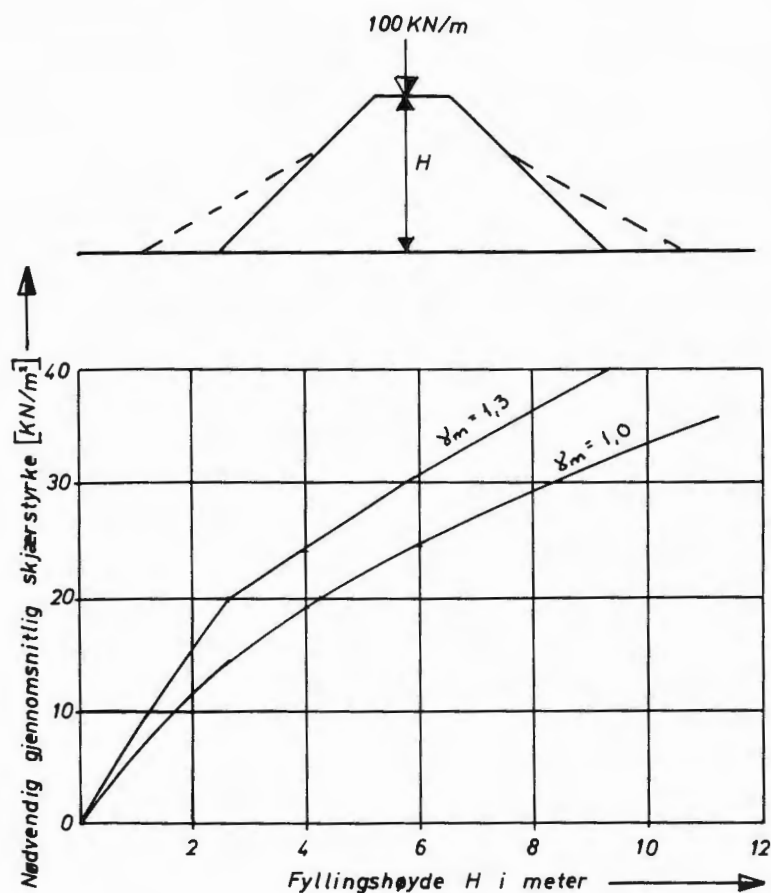


Figur 2.4.1 Såleforsterkning.

Fyllingen sin totalstabilitet vil som regel være bestemt av grunnforholdene og spesielt av grunnen sine styrkeparametre. Dette kan innebære betydelige begrensninger på mulige fyllingsvekter og føre til endrede betingelser for fyllingen sin utforming. Spesielle tiltak for å sikre tilfredsstillende stabilitet, vil ofte være aktuelt.

Dimensjonerende jernbanebelastninger som skal benyttes ved stabilitetsberegninger av fyllinger, er gitt under kap.2.2.1. Minimumskravet til materialkoeffisient (sikkerhetsfaktor) vil vanligvis ligge i området 1.3 - 1.5. Stabiliteten (målt ved sikkerhet mot grunnbrudd) for fyllinger på leire, vil normalt øke noe med tiden, som følge av konsolidering.

For enkle overslagsberegninger, f.eks. i en tidlig planfase, kan dimensjoneringsdiagram for jernbanefylling på leire, fig.2.4.2, brukes.



Figur 2.4.2 Jernbanefylling på leire.

2.4.2.2 Setning.

Detaljprosjekteringen skal inkludere beregninger av forventet setningsutvikling på de nye sporfyllingene. Som setningsgivende last, regnes tyngden av banelegemet og fyllingen. De dynamiske toglastene regnes vanligvis ikke med.

For fyllinger på sterkt setningsgivende (kompressibel) grunn (bløt leire, organisk silt/leire, torv/gytje), vil kravet til setninger ofte bli dimensjonerende (bestemmende) for hvordan fyllingen skal utformes og bygges opp. Det finnes imidlertid ingen eksakte krav til setningene sine størrelser. Det må som regel foretas en vurdering av hva som er akseptable setninger i hvert enkelt tilfelle.

Hvis en gitt forventet setningsutvikling ikke vurderes å være en sikkerhetsrisiko for trafikken, vil det ofte være anlegget sin totaløkonomi som bestemmer. Her må kostnader til setningsreducerende tiltak stilles opp mot kostnader til vedlikehold og justering av sporet som følge av setninger. Ut fra slike betraktninger vil setninger av størrelse 200-300 mm med normalt forløp over tid, være godt akseptable for langstrakte fyllinger på fri linje og rette strekninger, mens kravet til

setninger på fyllinger inn mot "faste" punkter, som f.eks. brukar, vil være betydelig strengere.

Ved setningsvurderingen skal man også være spesielt oppmerksom på muligheten eller faren for skjevsetninger i sporet, f.eks. ved fyllinger i kurvet sportrase i skråterreng, hvor farlige vindskjevheter større enn de tillatte (Trykk 302.1) fort kan oppstå. Dette kan være et resultat av vanlig konsolidering i undergrunnen. Men lokale og mer punktvis setninger vil vel så ofte være en følge av mangler og svakheter ved selve fyllingsplaneringen og dreosanlegget.

2.4.2.3 Stabiliserende tiltak.

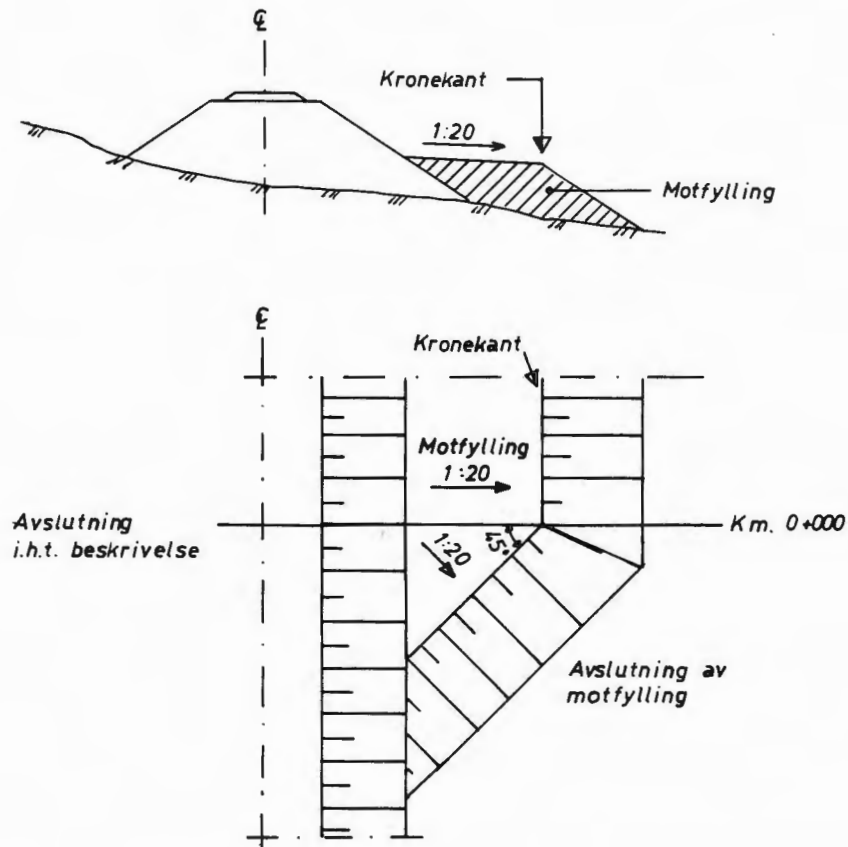
Prinsippielt kan de stabiliserende tiltak sorteres i to hovedgrupper :

- Tiltak for å redusere spenningene (skjærspenningene) i grunnen. Dette kan oppnås ved utlegging av motfyllinger (kontrafyllinger) eller ved å gjøre fyllingene lettere ved innlegging av *lette fyllmasser* eller *superlette masser*.
- Tiltak for å øke grunnen sin styrkeegenskaper eller ved såkalt *grunnforsterkning*. Dette kan oppnås ved kalkstabilisering (f.eks. "kalkpeler"), elektro-osmose, saltdiffusjon, dypdrenering, forbelastning m.m. Etablering av bærende konstruksjoner (f.eks. peler med pelhatter/-dekke) og forstøtninger (f.eks. stagforankret spunt) kan også være aktuelt.

Vanligvis utarbeides særskilt arbeidsbeskrivelse for de aktuelle stabiliserende tiltakene. I disse retningslinjene tas kun med de grunnleggende bestemmelser for tiltak innen kategori 1.

Motfyllinger.

Motfyllingen legges med tverrfall 1:20 ut fra sporet, om ikke annet er foreskrevet. Se figur 2.4.3.



Figur 2.4.3 Prinsipp for utlegging av motfylling.

Hele motfyllingen skal være utlagt før selve jernbanefyllingen føres opp over motfyllingen sitt nivå. Masser som benyttes i motfyllingen, skal bestå av vanlige "tunge" jordmasser. Sprengsteinsmasser med stor stein, bør unngås i det underste laget. Organisk jord eller lett bygningsavfall o.l. må ikke benyttes.

Lette fyllmasser.

De lette materialene som her kan komme til anvendelse, må ha de nødvendige styrkeegenskaper, også over lang tid, for å bære overbygningen og trafikkbelastningene. Samtidig skal de være lette nok til å sikre stabiliteten og holde setningene på et akseptabelt nivå.

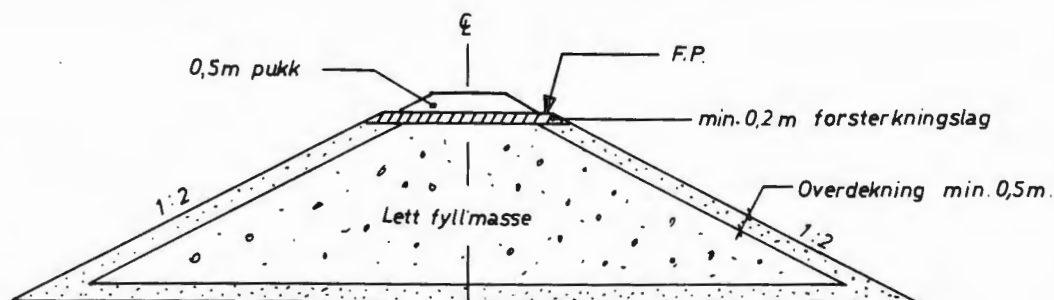
Materialtyper	Gradering	Densitet tørr	Dim.tyngdetetthet	
			o.vann	u.vann
Leca Lettklinker (Løs Leca)	0 - 32	500	7	10
Lettbetongavfall	Se *	400 - 800	10	

Benevning [mm] [kg/m³] [kN/m³]

* *Gradering*: Bruddstykkene skal ikke være større enn at de kan legges ut i 1.0 m tykke lag og komprimeres lett med beltegående doser.

Tabell 8. Materialtyper.

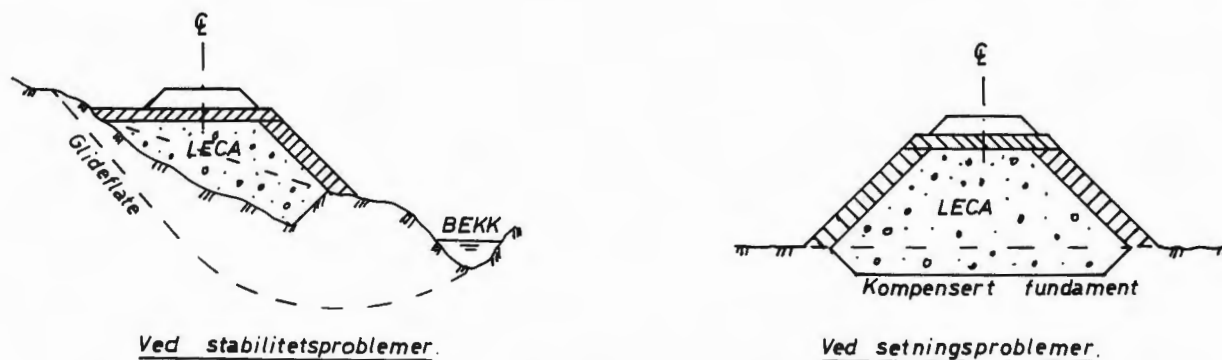
Prinsippielt skal utførelsen være som vist på figur 2.4.4.



Figur 2.4.4 Prinsipp. Lett fylling.

Topp av lett fylling føres maksimalt opp til 0.20 m under FP. Her legges et forsterkningslag av knuste steinmaterialer med fornuftig gradering i forhold til materialene i fyllingen under og ballastpukken over. Ved bruk av finglyderte og ustabile lette massetyper, skal det "lette" fyllingsprofilet i sin helhet kles inn med fiberduk, min. kl.III (Se tab.6, kap. 2.3.7). På sideskråningene skal det legges et dekningslag. Dekningslaget skal ha min. tykkelse 0.5 m, og helst være av grusmasser. Ved høye fyllinger (større enn 4.0 m) må dekningslaget sin tykkelse økes og fyllingen sin indre stabilitet, og eventuelle forsterkningstiltak, vurderes spesielt.

Eksempler på bruk av løs Leca i fyllingen, se fig.2.4.5.



Figur 2.4.5 Eksempler på bruk av løs Leca.

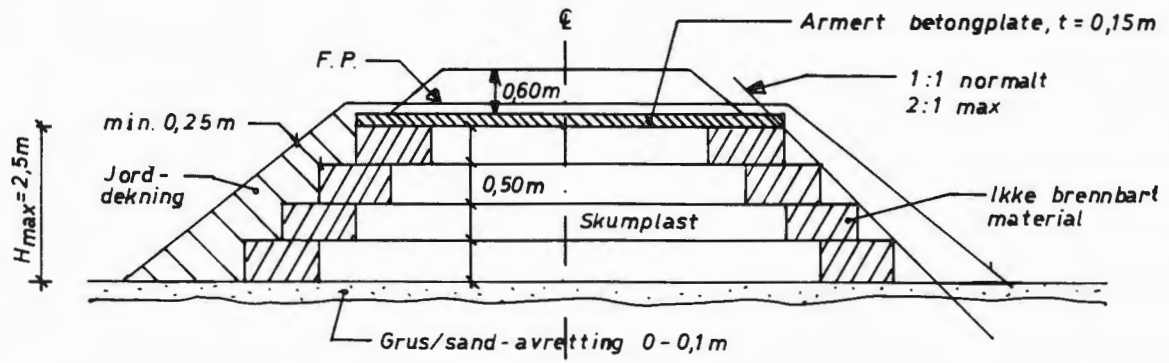
Superlette masser.

Superlette masser av skumplastblokker er benyttet bare i et fåtall tilfeller i jernbanefyllinger. Erfaringene hittil er imidlertid så pass gode at visse retningslinjer for anbefalt utførelse kan gis.

I prinsippet benyttes utførelse etter retningslinjer utarbeidet av Veglaboratoriet (1980) for bruk i vegfyllinger. Utover de generelle anvisninger for planering, utlegging og oppbygging av fyllingen (som vil være felles for veg og jernbane), gjelder følgende spesielt for jernbanen :

- *Materiale:* blokker av ekspandert polystyren av beste kvalitet. Trykkstyrke min. 200 kN/m² (ved 5 % deformasjon), densitet 30 kg/m³. Det ytterste blokklaget skal bestå av ikke brennbart materiale.
- *På toppen av blokkfyllingen,* som bygges opp i forbandt, skal det støpes en armert betongplate i samme bredde som FP, og med overkant 0.10 m under FP.
- Foreløpig anbefales ikke større tykkelse på fyllingen enn 2.5 m. Spesielle vurderinger av fyllingen sin egenstabilitet må gjøres hvis fyllingen er usymmetrisk. Spesielt påaktes faren for vanntrykk i bakkant av fyllingen.

Prinsippet for oppbygging av superlett jernbanefylling er vist på figur 2.4.6.



Figur 2.4.6 Prinsipp for bruk av ekspandert polystyren-blokker i jernbanefylling.

2.4.3 Jordskjæring.

2.4.3.1 Stabilitet.

Skjæringen sin stabilitet vil normalt være i orden hvis utforming og utførelse skjer etter de retningslinjer som er gitt under kap. 2.3.4.

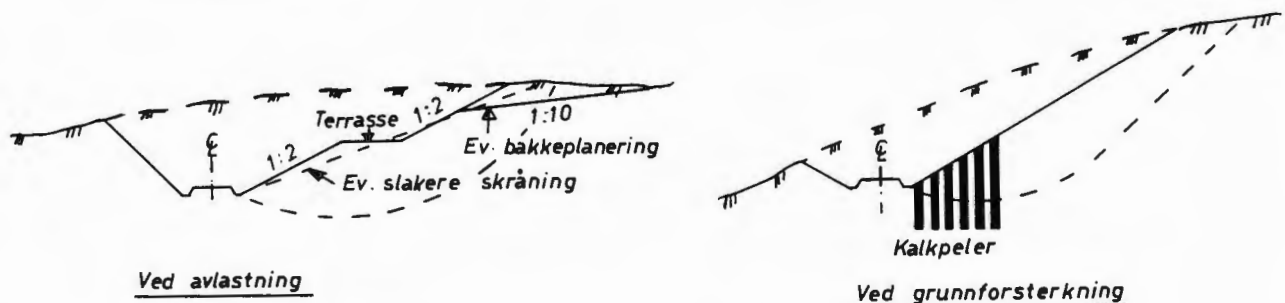
Det er imidlertid viktig å merke seg at skråningshelningen i jord må tilpasses stabilitetsegenskapene til jordarten, samt erosjonsforholdene. Ved svake grunnforhold (bløt leire og silt) og ugunstige terrengforhold, kan stabilitetsforholdene fort bli kritiske selv ved små skjæringsdybder. Skjæringsmasser i jord bør derfor kartlegges tidlig i planleggingen. Er det tvil om stabiliteten, må spesielle geotekniske undersøkelser og beregninger utføres. Ettersom skjæringsstabiliteten vanligvis avtar med tiden, er analyser av langtidsstabilitet av spesiell interesse her.

2.4.3.2 Stabiliserende tiltak.

Det er naturlig å sortere aktuelle sikringstiltak i 2 hovedgrupper :

1. Sikring mot dyperegående stabilitetsproblemer.

Tiltak krever som regel omfattende geotekniske undersøkelser, og er som nevnt under kap.2.4.2, i prinsippet enten basert på spenningsreduksjon eller styrkeøkning i grunnen. I fig.2.4.7 er det vist et par eksempler på stabilitets-sikring etter disse prinsipper. Forøvrig vil stabiliseringsstiltak av denne type ikke bli omtalt nærmere i disse retningslinjene.



Figur 2.4.7 Stabilitetssikring.

2. Sikring mot overflateglidninger eller signinger/deformasjoner i de øvre sjikt i grunnen.

Vanligvis utarbeides særskilt arbeidsbeskrivelse for de aktuelle stabiliserende tiltak. I det følgende behandles en del grunnleggende bestemmelser for sikring av skråninger sin overflatestabilitet.

- *Masseutskifting i skjæringssskråninger.*

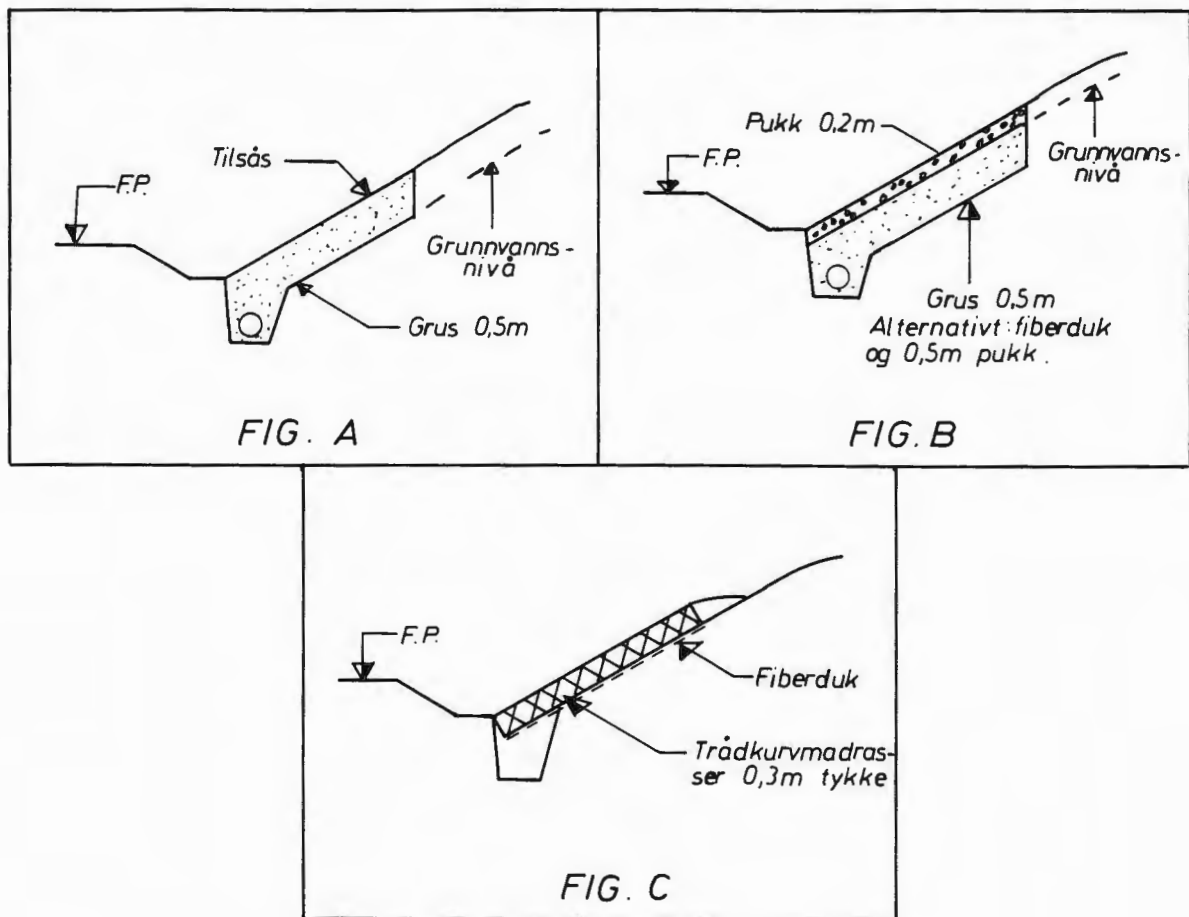
I skråninger der det er vanskelig å få massene til å ligge i ro, vil det være nødvendig å foreta masseutskifting. Alternative utførelser er vist i figur 2.4.8. Hvor klimaforholdet gjør det vanskelig å etablere grasdekke, bør alternativ b) og c) velges. Tiltak i form av masseskifting med tunge friksjonsmaterialer kan også være aktuelt å utføre for å hindre senere teleglidninger, på steder hvor jordarten vurderes spesiell frostaktiv (telefarlig).

- *Drenering av skjæringssskråninger.*

Her vises til kap. 2.7.3.3

- *Anleggssikring av graveskråninger.*

Det kan være behov for å sikre skråninger midlertidig under gravingen. Slike midlertidige sikringer kan inngå i en permanent sikring. I de fleste tilfeller vil slike midlertidige sikringstiltak måtte fjernes før ferdigtilatelse av anlegget. Tabell 9 angir forslag til midlertidige sikringstiltak.



Figur 2.4.8 Masseutskifting.

Sikringstiltak	Jordart				
	Stein Grus	Sand - silt		Siltig leire Leirig silt	Leire
		Lav gr.vst	Høy gr.vst		
Ingen.	X				
Bortledning av overflatevann.		X	X	X	
Plastfolie på over- flaten for å hindre uttørking.				X	X
Senkning av gr.v.st ved grøfting.			X	X	
Pumpebrønner. (well-points)			X		
Isolering, feks. med vintermatter for å hindre frysing av kap. vannsuging.		X		X	

Tabell 9. Midlertidige sikringstiltak.

2.4.4 Fjellskjæring.

2.4.4.1 Stabilitet.

Skjæringen sin stabilitet, se kap.2.3.4.2.

2.4.4.2 Stabiliserende tiltak.

Det er flere måter å stabilisere fjellskjæringer på. De mest aktuelle metodene er:

- Rensk
- Bolting
- Sikringsnett
- Fiberarmert sprøytebetong
- Understøttelse av fjellblokker

Rensk.

Etter spregning i fjell oppstår det sprekker og riss, selv der fjellet på forhånd var fast og godt. Det må alltid foretas omhyggelig rensk etter et spregningsarbeid. I prinsippet vil dette si at all løs stein som kan være en fare for sikkerheten ved linjen, fjernes så sant dette er mulig. Arbeidet utføres fortrinnsvis med renskespett ved at steinene kiles ut.

Vann i sprekker og slepper fører til at forbindelsen mellom blokkene blir dårligere. I vinterhalvåret kan vekselvis tining og frysing av vann i sprekker føre til at blokkene sprenges løs. Man må derfor være særlig oppmerksom på de partiene i skjæringene hvor det renner vann eller generelt er stor fuktighet.

Bolting.

Istedet for å renske ned fjellblokker, kan det foretas bolting. Ved større rastruede partier, kan systematisk bolting være nødvendig. Boltene skal plasseres på en slik måte at kreftene fortrinnsvis opptas på strekk og ikke på avskjæring. Arbeidet skal utføres av erfarne fjellfolk. Forskjellige boltetyper er:

- Ekspansjonsbolter
- Polyesterforankrede bolter
- Innstøpte bolter
- Perfobolter

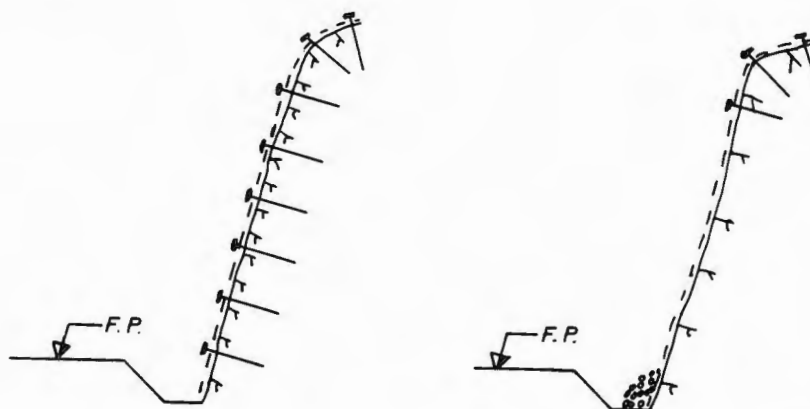
Sikringsnett.

I rasfarlige partier kan det være uoverkommelig å feste hver enkelt blokk med bolter. I slike tilfeller kan man legge nett

over fjellet.

Feste av nett kan skje på to forskjellige måter. Enten kan nettet boltes fast i hele fjelloverflaten, eller det kan boltes fast i toppen og henge løst ut over det rasfalle fjellpartiet. I det første tilfelle må eventuelle løse stein som ligger i nettet, periodevis fjernes. Dette gjøres ved å sprette opp nettet og sy det igjen. I det andre tilfelle må det være avsatt plass til oppsamling av stein i foten (Se fig.2.4.9).

Det skal benyttes nett som er spesielt fremstilt for rassikring (f.eks. gabionnett). Nettet skal være galvanisert og helst også korrosjonsbeskyttet med PVC (av miljømessige og estetiske hensyn).



Figur 2.4.9 Prinsipp for sikring av fjellskråning med nett.

Fiberarmert sprøytebetong.

Fiberarmert sprøytebetong kan brukes som permanent sikring, under forutsetning av at den ikke utsettes for vanntilsig og frost. I praksis vil det derfor være i tunneler at denne metoden er mest aktuell. Arbeidet forutsettes utført av kompetent entrepenør eller eget personal som har utviklet allsidig erfaring med metoden.

Understøttelser av fjellblokker.

Fjellblokker med overheng kan oppstøttes. Tømmerstempling har vært mye anvendt, men må betraktes som midlertidig løsning. Permanent understøttelse skal utstøpes med betong.

2.4.5 Støttemur.

2.4.5.1 Beregning.

Dimensjonerende trafikklaster står i kap.2.2.1. For videre beregninger, se bruhåndboka Trykk 340, Del 6.

2.4.5.2 Ulike typer av støttemurer.

En større helning enn angitt i kap.2.3.4, tabell 4 og 5, må ikke brukes uten å sette opp en støttemur i foten. Aktuelle støttemurer er :

- Betongmur
- Tørrmur
- Trådkurver (gabioner)

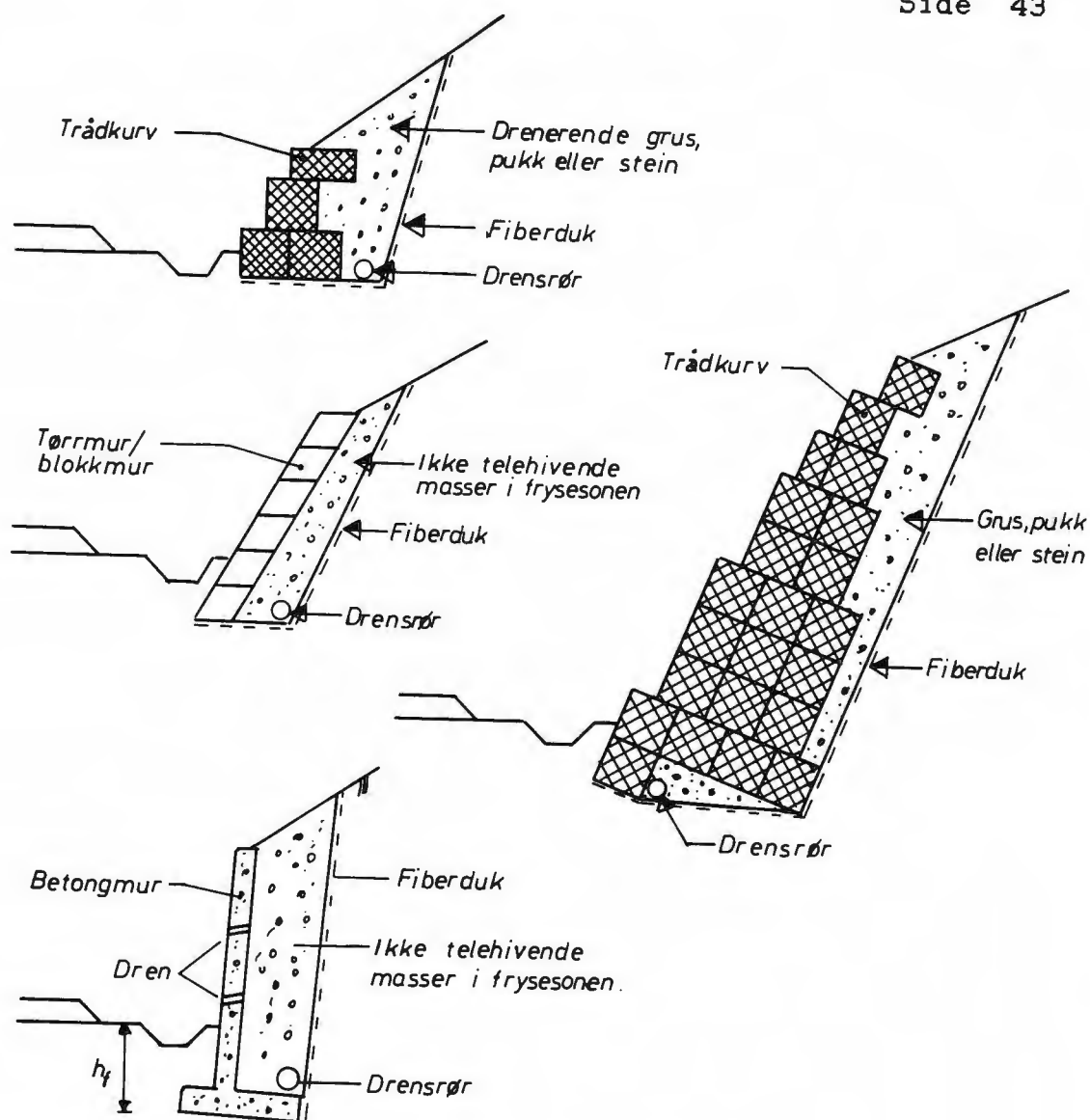
Det er mange muligheter for utførelse av støttemurer. Fig. 2.4.10 viser noen eksempler med hovedprinsipper for utførelse. Forskjellige kombinasjonsløsninger med armert jord (Se kap.2.4.8) kan også være aktuelt.

Stive konstruksjoner som brukes ved skjæringer, skal fundamenteres i frostfri dybde under F.P. (Linjegrøfter forutsettes å være fylt av snø eller opptint med rennende vann). Ved tørrmur og trådkurver kan det lempes noe på kravet til frostfri fundamentering.

Det må sørges for en god fot for støttemurer. Hvis det finnes underliggende fjell i rimelig dybde, bør støttemuren føres ned til fjell. Ved bratt fjelloverflate må det sprenges en fot for muren.

Drenerende masser av grus, pukk eller stein skal brukes til fyll bak støttemurer. Utgravet skråningsoverflate dekkes på forhånd med fiberduk. Fiberduken kan sløyfes hvis fyllet består av filtermateriale. Ved større og middels store konstruksjoner, skal fyllet bestå av ikke telefarlig materiale i fryseseonen, se kap.2.5.2.4 fig.2.5.5. Fyllet skal normalt være drenert.

Ved tette betongkonstruksjoner skal drengåpninger legges gjennom murveggen for å sikre muren mot vanntrykk.



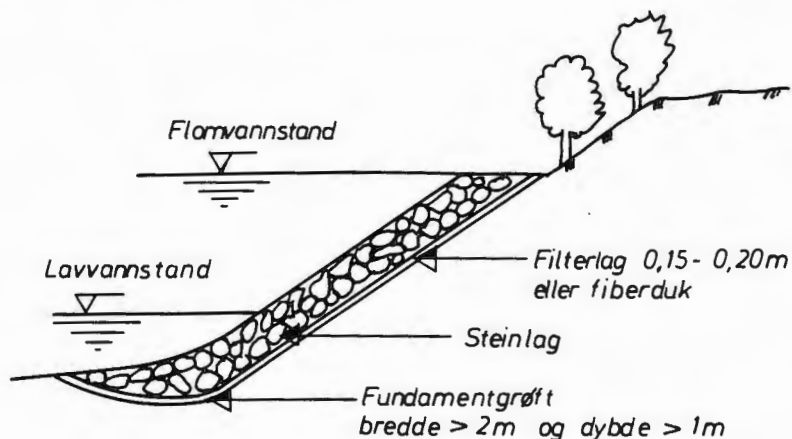
Figur 2.4.10 Eksempel på utførelse av støttemur.

2.4.6 Elveforbygninger.

Ved inngrep i vassdrag, støter man på en rekke bestemmelser i lovverket. Endring av strømforhold og forbygning mot elver og vassdrag, må ikke utføres uten å kontakte Norges Vassdrags- og energiverk.

Mange av jernbanen sine forbygninger er lite stabile. Grunnen til det er manglende filter mellom naturlig grunn og forbygningsmateriale. Prinsipielt skal en forbygning mot elv eller sjø med bølgeslag, utføres som vist på fig.2.4.11. Filterlaget eller filterduken skal legges ut når materialet i skråningen er sand, silt eller leire. Filterlaget kan bestå av naturgrus eller knust materiale med god kornfordeling. Hvis fiberduk benyttes, skal den være av kvalitet 4 (Se tab.6 kap.2.3.7).

Filterlaget kan sløyfes når steinkledningen er minst 1.5 m tykk og består av samfengt stein (subbusholdig masse). Ved nyanlegg forutsettes steinstørrelse dimensjonert etter strømhastigheten. Det henvises forøvrig til vassdragsverket sine bestemmelser.



Figur 2.4.11 Prinsipiell utførelse av forbygning mot elv eller sjø.

Sikring mot bølgeerosjon utføres etter samme prinsipper som for elveforbygninger. Dimensjonering av steinstørrelser utføres av fagspesialister.

2.4.7 Stabilitet av naboterreng.

2.4.7.1 Generelt.

Jernbanelinjen sin stabilitet er avhengig av at det ikke oppstår situasjoner på oppstrøms eller nedstrøms side av linjen som kan føre til skred. Det er derfor viktig at man allerede i planleggingen av nye jernbaneanlegg tar nødvendige hensyn til disse forhold. Et fra naturen sin side skredfarlig terreng, vil sikkerhetsmessig og økonomisk i sterk grad kunne påvirke trasevalget. Aktuelle tiltak for å sikre linjen gjennom aktive skredområder, f.eks. mot snøskred, steinsprang m.m., vil ofte være meget kostnadskrevende anlegg. I visse tilfeller kan det være nødvendig for jernbanen å legge strenge restriksjoner på bruken av naboterreng eller også å sikre seg eierrett/inngrepsrett til naboterreng i stor avstand fra sporet for å holde kontroll med terrenget sin stabilitet.

Et nytt jernbaneanlegg kan i seg selv medføre betydelige inngrep i terrenget. Under planlegging og prosjektering er det derfor påkrevet med en ansvarlig vurdering av de konsekvenser anlegget kan få for omgivelser og naboer. Foruten den direkte risiko skjæringer og fyllinger kan ha i forhold til naboen sin grunn og eiendom, må man f.eks. også vurdere mulige setnings-skader som følge av grunnvannssenkning (poretrykksreduksjon), eventuell tørrlegging av brønner m.m.

2.4.7.2 Jordterreng.

Stabilitetssikringen av jernbanen sin egen planering skal være dimensjonert og utført på en slik måte at jernbaneanlegget ikke får konsekvenser for tilgrensende jordterreng i form av ras og utglidninger. Denne problemstillingen er behandlet under kap. 2.4.2 og 2.4.3.

Når det gjelder planlegging/prosjektering av eventuelle tiltak for å sikre jordterreng sin egenstabilitet, slik at det nye jernbaneanlegget ikke utsettes for skred og utglidninger, krever gode kunnskaper både om de geotekniske/hydrologiske forhold og ikke minst pålitelige data vedrørende rasaktiviteten på stedet (rasstatistikk, lokalkunnskap, m.m.). De aktuelle skredtypene her vil være svært mangfoldige og de stabiliseringstiltak som må utføres, vil være tilsvarende sammensatt og helt bestemt av de lokale forhold. I prinsippet kan sikringsmetodene deles inn etter virkemåten :

1. Forebyggende tiltak, dvs. tiltak som skal forhindre at ras utløses :

- støttekonstruksjoner
- grunnforsterkning
- drenering, kanalisering

2. Forbygning, dvs. tiltak som skal stanse eller forhindre

skredmassene i å nå jernbanelinjen :

- jordvoller
- fanggjerd
- fangmurer (betong eller stein)
- rasoverbygg

3. Rasvarsling, dvs. tiltak som skal forhindre tog i å kjøre inn i rasmasser :

- rasvarslingsgjerde (Se kap.2.4.7.3 fjellterreng)

2.4.7.3 Fjellterreng.

Stabilitetssikringen av jernbanen sin planering mot ras og utglidninger fra tilgrensende fjellterreng, er behandlet i kap.2.4.2 og 2.4.4.

Tiltak som kan brukes for å sikre at jernbaneanlegget ikke utsettes for skred og utglidninger er:

1. Forebyggende tiltak, dvs. tiltak som skal forhindre at ras utløses :

- Se kap.2.4.4.

2. Forbygning, dvs. tiltak som skal stanse, avlede eller forhindre skredmassene i å nå jernbanelinjen :

- Se kap.2.4.4.

3. Rasvarsling, dvs. tiltak som skal forhindre tog i å kjøre inn i rasmasser :

- *Rasvarslingsgjerde.* Der hvor det er umulig eller medfører urimelige kostnader å hindre steinsprang, ras eller skred, kan en stor grad av sikkerhet oppfylles med et rasvarslingsgjerde.

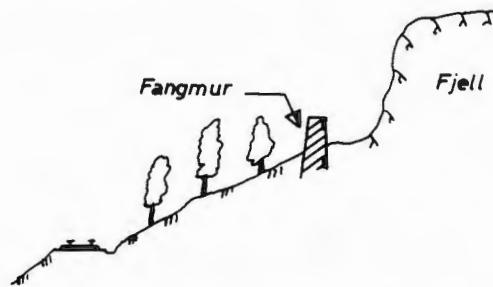
Et rasvarslingsgjerde er ikke konstruert for å yte noen fysisk motstand mot steinscred. Det gir derfor ingen sikkerhet når toget er kjørt inn i det rasfarlige område, forbi signalet. Gjerdene bør derfor bare settes opp hvor trafikken er liten og hvor andre sikkerhetstiltak vil bli for omfattende og kostbare.

Et oppsatt rasvarslingsgjerde fritar ikke det ansvarlige linjepersonalet for ansvaret med en rutinemessig kontroll og vedlikehold av fjellskråningene.

2.4.7.4 Kombinasjon av jord/fjell- terreng.

Ofte vil det være fare for utglidning og skred av både jord- og fjellterreng. En typisk situasjon kan være som i fig.

2.4.12, hvor en fangmur vil kunne forhindre at steinsprang fra fjellsiden utløser ras i jordskråningen.



Figur 2.4.12 Stabiliseringstiltak.

2.4.8 Armert jord.

2.4.8.1. Prinsipp/produkter/anvendelse.

Armert jord som bygningsteknikk har vært kjent i flere hundre år. Rislegging, kavling og i de senere år fiberduk er annerkjente metoder bl.a. ved bygging av veg og jernbane over myr.

Armeringen sin oppgave er først og fremst å kompensere for jorda sine mangelfulle strekktøynings-egenskaper. Metoden kan sammenlignes med bruk av armering i betong.

Den første armeringstypen var av tremateriale. I dag er det et stort antall produkter på markedet som er beregnet på armering av jord. Det er naturlig å skille mellom armering med tett duk, armering med nettstruktur og "stålstrips"armering. Innenfor de to første gruppene finnes det produkter basert på forskjellige råmaterialer og produksjonsteknikker. De fleste produktene er basert på polymere materialer; polyester, polyamid, polypropylen, polyetylen mm.

Prinsipp, produkt og utnyttelse må vurderes av geoteknisk sakkyndig i hvert tilfelle.

Riktig utnyttelse av jordarmering kan gi:

- Mulighet for utnyttelse av stedlige/billige løsmasser i jernbanefyllingen.
- Mer stabilt underlag for overbygningen ved jernbanen.
- Reduksjon i deformasjoner p.g.a. belastninger, og dermed redusert vedlikehold og forlenget leve-/brukstid.
- Bedret framkommelighet på områder med bløt undergrunn.
- Redusert arealbehov ved f.eks. oppstramming av skråninger.
- Muliggjøre bygging av jordkonstruksjoner som med konvensjonelle byggemetoder ikke er gjennomførbare.

Jordarmering er godt egnet til bruk sammen med lette fyllmasser (Leca lettklinker).

Det kan være naturlig å dele inn fagområdet armert jord i tre emnegrupper:

- STØTTEKONSTRUKSJON
- FYLLING/SKRANING
- FLATESTABILISERING

2.4.8.2 Støttekonstruksjon.

Med støttekonstruksjon menes vinkelstøttemur, blokksteinmurer og landkar.

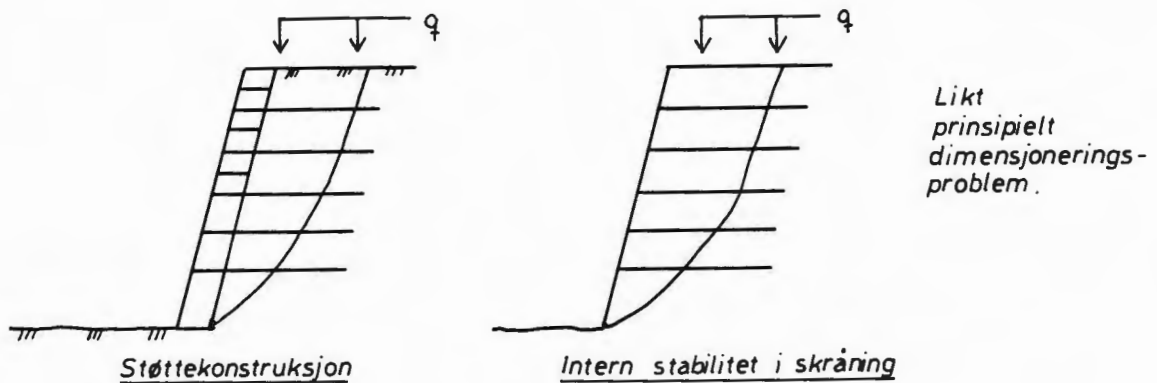
En støttekonstruksjon med armert tilbakefylling består i utgangspunktet av en frontkledning og en tilbakefylling med lagvis armering. Det er mest vanlig å bruke sand og grus som tilbakefyllingsmaterialet, men dette er ikke noe krav. Armeringen skal redusere jordtrykket mot støttekonstruksjonen. Den armerte tilbakefyllingen kan dimensjoneres slik at den er stabil i seg selv. Frontkledningen sin oppgave er da å tildekke og beskytte konstruksjonen mot ytre påvirkninger, samt å hindre utrasing mellom armeringslagene og gi et ønsket utseende.

Det skal normalt sørges for drenering bak konstruksjonen og ikke bruke telefarlig materiale i fryseseonen, kfr. kap 2.4.5.

I en del tilfeller kan det også bygges konstruksjoner uten frontkledning, såkalt "lefsekonstruksjon". Denne konstruksjonen kan både betraktes som en støttekonstruksjon og en skråning.

Støttekonstruksjonen som helhet må dimensjoneres med tanke på:

- Bæreevne
- Områdestabilitet
- Setninger
- Internstabilitet - Strekkbrudd i armeringen
- Forankringsbrudd i fyllmassene

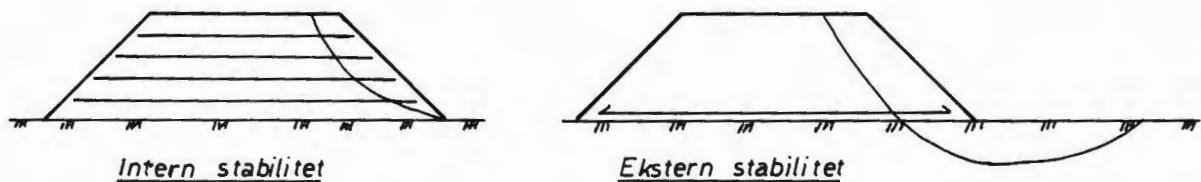


Figur 2.4.13 Støttekonstruksjon / fyllingskråning.

2.4.8.3 Fylling/skråning.

Hensikten med bruk av armering i en fylling kan inndeles i:

- Bedre intern stabilitet og/eller oppstramming av fyllingskråningen.
- Bedre ekstern stabilitet, forbedring av bæreevne for undergrunnen.



Figur 2.4.14 Prinsippkisse. Brudd i fylling.

Ved fylling på undergrunn med god bæreevne kan det av plasshensyn være ønskelig med oppstramming av fyllingskråningen.

Ved fylling på grunn med dårlig bæreevne, kan det benyttes jordarmering for å redusere overføring av skjærspenninger fra fyllingen til undergrunnen og dermed oppnå økt bæreevne.

Dimensjoneringen er som antydnet under kap. 2.4.8.2.

2.4.8.4 Flatestabilisering.

Med flatestabilisering menes armering brukt for å redusere deformasjoner p.g.a. ytre last (tog, bil, etc) på en overbygning (overbygning både i vei, jernbane og på plasser). Armeringseffekten kan både være reduksjon av deformasjon/nedbrytning av overbygningen og/eller undergrunnen.

Flatestabilisering er mer aktuelt i utforming av veier og plasser enn for jernbanen sin overbygning.

2.5 Frost.

2.5.1 Klasseinndeling.

Se kap.2.2.4.2

2.5.2 Frostsikring.

Frostfundamenter dimensjoneres etter frostmengden på stedet. Frostmengden må ikke antas å bli overskridet på 100 år. Denne frostmengden betegnes F_{100} . For baner av lavere standard, kan frostfundamentet dimensjoneres for en frostmengde som kan oppstå gjennomsnittlig en gang hvert 20.år (F_{20}).

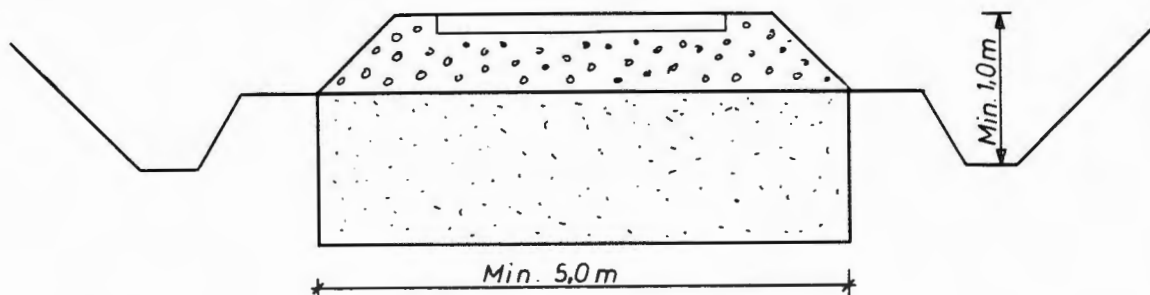
$F_{20} = 0.85 * F_{100}$. F_{100} kan tas ut i bilag .

Som frostfundament, brukes fortrinnsvis mineralske materialer som sand, grus eller stein som tilfredstiller frostkriteriet.

2.5.2.1 Sand og grus.

Frostfundament av sand eller grus under 0.5 m puk, dimensjoneres etter diagram i bilag 3. Dimensjoneringskurvene er utarbeidet for norske forhold etter UIC Blad Nr.719. Forholdene er gunstigere i Øst-Norge enn i resten av landet p.g.a. større akkumulert sommervarme i Øst-Norge.

Frostfundamentet sin bredde skal være minimum 5.0 m.



Figur 2.5.1 Frostfundament av sand eller grus.

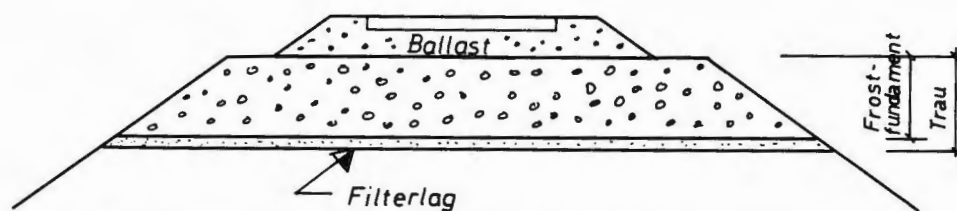
2.5.2.2 Stein.

Stein kan anvendes som frostfundament. Stein er særlig aktuelt ved lave fyllinger hvor tykkelsen av steinlaget og underliggende filterlag tilsammen er tilstrekkelig til å hindre gjennomfrysing. Stein har imidlertid mindre frostmotstand enn grus. Frostmotstanden er også avhengig av subbusinnholdet. Et høyt subbusinnhold gir større frostmotstand. På den annen side kan et høyt subbusinnhold medføre at materialet i seg selv kan

bli telehivende.

For steinfyllinger settes følgende krav til korngraderingen i frostsonen :

1. Maksimal steinstørrelse $\phi = 500$ mm
2. Er hulrommene i steinlaget minimalt fylt med subbus, stilles ingen krav til finstoffinnholdet.
3. Når hulrommene i steinlaget er helt eller delvis mettet med subbus, skal fraksjonen under 20 mm ikke inneholde mer enn 5% materiale med kornstørrelse mindre enn 0.02 mm.
4. Når steinlaget er overmettet med subbus, slik at steinene "flyter" i finstoffholdige materialer, gjelder samme kriterium for finstoffinnholdet som for naturlig avsatte materialer (tab.2, kap.2.2.4.2).



Figur 2.5.2 Frostfundament av stein på fylling.

På steinfyllinger skal steinlaget ned til frostdybden være fritt drenert ut til siden. Når det gjelder filtermaterialet under steinfyllingen, vises til kap.2.3.2.

Frostmotstanden til steinlaget vil være sterkt avhengig av steinmaterialet sin gradering og materialsammensetning. For overslagsberegning i forprosjektet, kan det regnes med 30% større frostdybde for stein med filterlag av grus enn for frostfundament av bare grus. Den endelige dimensjoneringen forutsettes utført av geoteknikker når materialsammensetningen er kjent.

Frostfundament av ekstrudert polystyren eller tresviller brukes normalt ikke på grunn av begrenset levetid. Unntak kan gjøres ved jernbaneanlegg i ekstremt kalde strøk hvis grus eller steinmateriale er vanskelig tilgjengelig (Se kap.3.5.2).

2.5.2.3 Fjellskjæring.

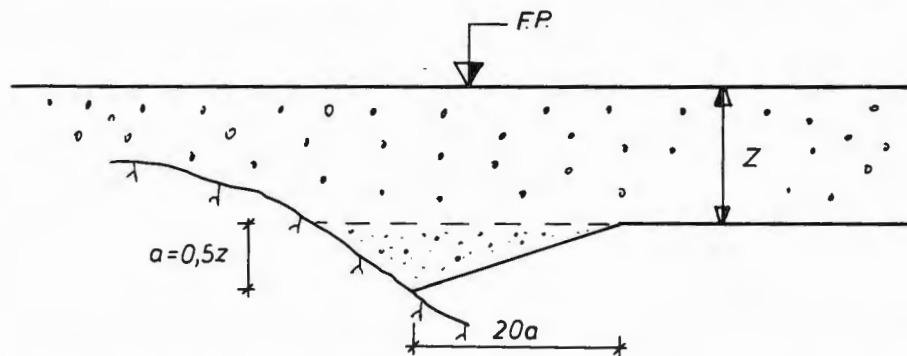
I fjellskjæringer skal fjelloverflaten blottlegges og renses for subbus og alt telefarlig materiale før tilbakefylling skjer.

Frosten forplanter seg raskere gjennom fjell enn gjennom jord. For å unngå telehiving ved overgangen, skal det utføres en utkiling med ikke telefarlige materialer som vist på fig. 2.5.3.

Dybden $a = 0.5 * Z$

Z tas ut fra diagram i bilag 3.

Utkilingen sin lengde settes normalt lik $20 * a$



Figur 2.5.3 Utkiling av frostfundament ved overgang til fjell.

2.5.2.4 Frostsikring av stikkrenner, kulverter, underganger og støttemurer.

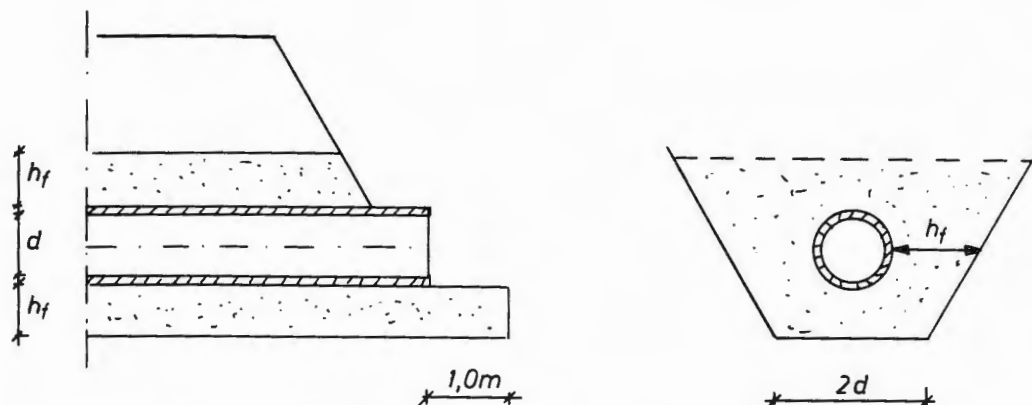
For stikkrenner, kulverter og underganger vil konstruksjonen sin størrelse virke inn på den nødvendige tykkelsen av frostsikringslaget. Stikkrenner med diameter mindre enn 0.6 m skal normalt ikke brukes.

For større kulverter og underganger vil frosten trenge inn i selve gjennomløpet. Normalt bør man regne med at frosten virker i hele lengden. Tykkelsen av frostsikringslaget h_f kan imidlertid reduseres, avhengig av diameteren til gjennomløpet.

	Største innvendig høyde eller bredde	Tykkelse på frostsikringslaget h_f
Stikkrenne	$0.6 \leq d \leq 1.0$ $d > 1.0$	$h_f = 0.3 * d(z + 0.5)$ $h_f = (0.3 + 0.1)(z + 0.5)$
Undergang	d	$h_f = (0.3 + 0.1d)(z + 0.5)$

d angis i meter

z tas ut av diagram i bilag 3.



Figur 2.5.4 Frostsikring ved stikkrenner.

Støttemurer fundamenteres frostfritt etter maksimal frostmengde (F_{100}) uansett banestandard. Til bakfyll brukes ikke telefarlig materiale. Tykkelsen på laget er også her h_f (Se fig.2.5.5).

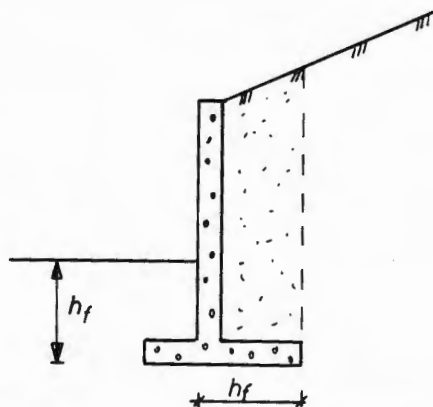
I stedet for grus, kan det brukes stein. Tykkelsen må da økes med 20%. Stein som er større enn 300 mm tillates ikke. Arbeidet skal utføres på en slik måte at steinen ikke skader konstruksjonen ved utfyllingen. Hvis overkanten av støttemuren er trafikkbelastet, skal massen komprimeres med vibrerende plate.

Hvis steinen ikke inneholder nok subbus til å hindre inntrengning av finmateriale, må det brukes fiberduk mot jordmassen.

Se også i kap.2.4.5 Støttemurer.

$$h_f = z + 0.5$$

z tas ut av diagram i bilag 3 hvis det brukes grus.



Figur 2.5.5 Frostsikring ved støttemur.

2.6 Snø.

2.6.1 Generelt.

Det er i forbindelse med fokksnø og snøskred, at de store vanskelighetene oppstår. Ligger linjen utsatt til for snøfokk og det legger seg opp store snøfonner i sporet, vil det som oftest være nytteløst å holde linjen åpen v.h.a. snøryddingsredskap så lenge snøfokket varer. For å beskytte sporet mot snøfonner kan det settes opp snøskjermer, snøoverbygg eller endre eksisterende terreng.

2.6.2 Snøskjerm.

Snøskjermene lages enten av trematerialer, aluminium, galvanisert stål og plastmaterialer eller en kombinasjon av disse. De bygges enten som samleskjermer eller som ledeskjermer. Samleskjermen skal stå mest mulig på tvers av vindretningen og skal samle fokksnøen omkring skjermen. Ledeskjermen settes opp i spiss vinkel med vindretningen og skal lede fokksnøen ut mot enden av skjermen. Det er to type snøskjermer. Disse er :

- Faste skjermer
- Løsskjermer

Faste skjermer er permanente, og løsskjermer er flyttbare.

2.6.2.1 Fast skjerm.

En fast snøskjerm må være godt forankret og solid avstivet slik at den tåler vindstyrken. Det er viktig at en fast snøskjerm er tilstrekkelig høy, slik at den ikke forsvinner i snømassen rundt skjermen.

Samleskjermer som utføres med tre, kan ha både tett og åpen bordkledning. Den åpne bordkledningen utføres med smale bord (minste størrelse 1"*4") og tilsvarende smale åpninger mellom bordene. Ved tett bordkledning kan man bruke bredere bord. For å holde skjermen fri for snø, skal bordkledningen ikke føres helt ned til bakken. Samleskjermene må settes opp i tilstrekkelig stor avstand fra linjen, slik at lesiden ikke når frem til sporet. For en samleskjerm med tett bordkledning, bør man normalt regne med en avstand fra planeringen på minst 10 ganger skjermhøyden. For en samleskjerm med åpen bordkledning bør denne avstanden være 15 ganger skjermhøyden.

Der det ofte kommer snøfokk fra forskjellige retninger, settes det opp parallellskjerm. Den settes opp i god avstand parallellt med linja da den skal virke som samleskjerm og ledeskjerm. Parallellskjermer kan bli ganske lange. For å øke stabiliteten, skal de ytterste feltene av skjermen gis en lett avbøyning mot vinden.

Ledeskjermer brukes til å lede bort snøen fra tunnelinnslagene og munningene for snøoverbygg. De skal stå i en vinkel omkring 1:2 med den fremherskende vindretningen (25 - 30°).

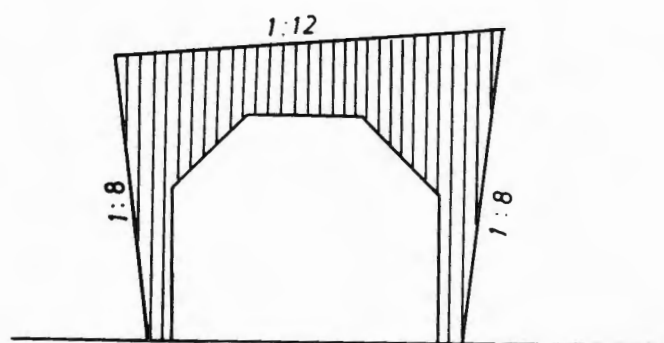
Vinteren 1990/91 vil en ny type snøskjerm bestående av en plastnetting festet på galvaniserte stålstolper bli testet på Saltfjellet. Resultatene herfra avhenger av videre bruk.

2.6.2.2 Løsskjerm.

Løsskjermer av tre utføres med åpen bordkledning, og med åpningen lik bordbredden. Det skal også være åpen bunnspalte. Løsskjermerne skal avstives godt.

2.6.3 Snøoverbygg.

Av snøoverbygg finnes det flere forskjellige typer. Den ene typen er "ofotbanebygg". "Ofotbanebygg" har en grunnform som er meget enkel. Se fig.2.6.1. Formen på bygget gjør at taket blåser som oftest rent for snø og fokksnøen holder seg i alminnelighet godt unna frittstående vegger. Fundamentet blir ført ned til frostfri dybde og utføres som sokler. Soklene er støpt og fundamentert separat eller støpt på toppen av en sammenhengende fundamentmur. Overkant av soklene ligger i høyde med svilleoverkant, mens toppen av murfundamentet mellom soklene bør være ca. 20 cm lavere for å lette arbeidet med svillebytting.



Figur 2.6.1 Snøoverbygg av typen "Ofotbanebygg".

En annen type er snøoverbygg med buetak og aluminiumskledning. Denne formen har en tendens til å samle på snøen. På det område er flattaktypen langt bedre.

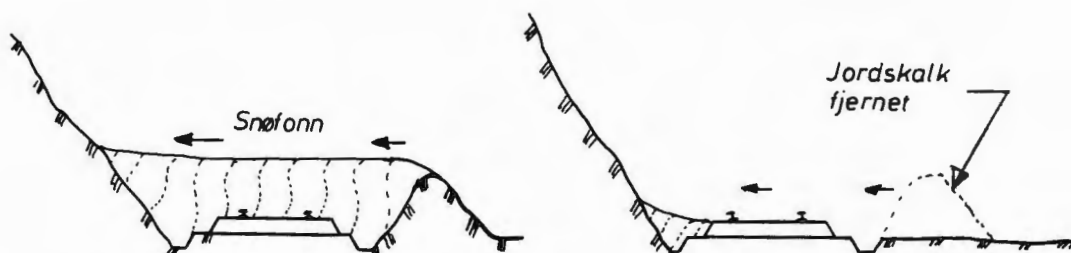
I snøoverbygg med litt lengde, utstyrer man gjerne byggene med luker langs den ene siden. Disse lukene holdes åpne om sommeren for å skaffe lys og luft inne i byggene. Samtidig får de reisene beholde en del av utsikten.

2.6.4 Endre eksisterende terreng.

Man kan ofte ved enkle midler og relativt liten kostnad fjerne årsaken til dannelsen av snøfonner i linjen. Man kan foreks.

- Fjerne gjennstående jordskalk
- Utslaking av skråning
- Beplantning med trær eller hekker.

Fjerning av gjennstående jordskalk er vist i fig.2.6.2. Utslaking av skråning er effektivt. Men for å slippe fonndannelser, må helningen ikke være brattere enn 1:4 og helst 1:6. Dette gjør at det ofte blir veldig dyrt å gjennomføre.



Figur 2.6.2 Unngåelse av fonndannelse.

2.6.5 Sikring mot snøskred.

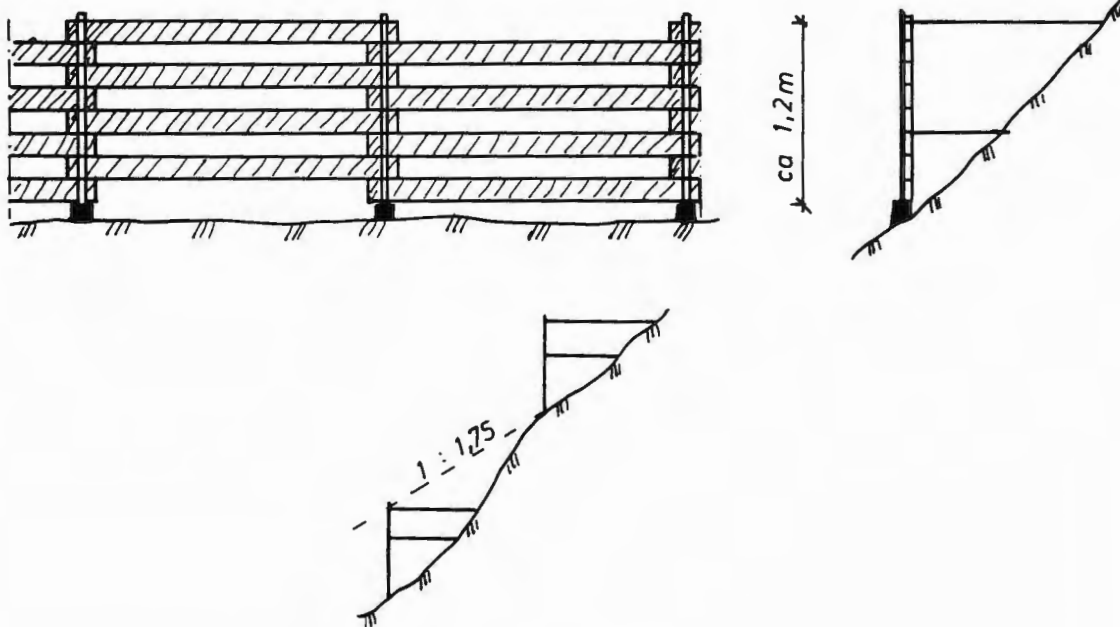
Det finnes to typer snøskred, løs-snøskred og flakskred. Et flakskred fører ofte med seg større snømasser og opptrer i slakere skråninger enn løs-skred. Det er fire muligheter for å beskytte linjen mot store skadevirkninger fra snøskred. Disse er:

- Hindre skredet i å løsne
- Forandre skredretningen
- Stoppe eller bremse skredet.
- Legge linjen i et sikkert overbygg.

En av disse mulighetene vil alltid stå åpent, men det er sjeldent at man har anledning til å velge mellom alle sammen.

2.6.5.1 Hindre skredet i å løsne.

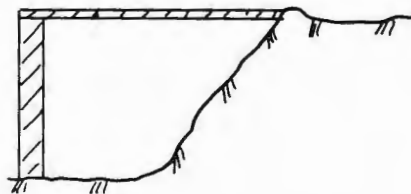
Det er flere måter som kan benyttes. I åpent terreng kan man sette opp tverrgående forbygninger slik som mur eller snøgjerde. Utførelsen av gjerde er vist i fig.2.6.3. Snøgjerdene settes opp i rekker over hele det kritiske området på langs av skråningen. Avstanden mellom rekkene skal ikke være større enn at man høyst får en helling på 1:1.75 (Se fig.2.6.3). Gjerdene må fundamenteres godt.



Figur 2.6.3 Snøgjerde.

Der hvor snøskred oppstår p.g.a. fokksnø som legger seg opp som snøfonner i bratte skråninger eller som hengeskvavler på toppen av skråningen, kan samleskjermer settes opp på platået foran skråningen.

Dannes det hengeskvavler langs en egg eller under en skarp topp, kan man bruke skavlebrett. Det er en enkel konstruksjon som settes opp av treverk og boltes godt fast til fjellet. Se fig.2.6.4.



Figur 2.6.4 Skavlebrett.

2.6.5.2 Forandre skredretning.

For å forandre retningen på skredet slik at det gjør minst mulig skade, kan man sette opp en ledemur eller legge opp en fylling for å tvinge skredet til siden. Disse byggverkene må være tilstrekkelig høye og må være satt opp i spiss vinkel med den opprinnelige skredretningen.

2.6.5.3 Stoppe eller bremse skredet.

For å stoppe, bremse opp eller redusere skredet, kan det bygges opp murer eller valler på tvers av skredretningen. NGI har utført forsøk på slike konstruksjoner på Strynsfjellet.

2.6.5.4 Linje i sikkert overbygg.

Man kan også legge linjen i tunnel forbi skredfarlige partier. Der hvor dette ikke er mulig og ingen av de forannevnte metodene kan brukes, kan skredoverbygg brukes.

2.7 Drenering.

Med drenering av jernbaneanlegget forstås oppsamling og bortledning av overflatevann og/eller vann i grunnen, i den hensikt å holde banelegemet tørrlagt og sikre planeringen mot erosjon, oppbløting og nedsatt bæreevne og stabilitet.

Et drensanlegg vil omfatte alle de komponenter som er nødvendig for å få dette til og vil kunne bestå av : åpne grøfter, lukkede grøfter med drensledninger og avløp gjennom overvannsledninger, stikkrenner og kulverter.

Ved terrengendringer eller endring i vannføring (f.eks. bekkeomlegging), må drenssystemet planlegges spesielt nøye. Overbelastning kan føre til store skader i form av erosjon og utglidninger.

2.7.1 Dimensjonerende vannføring.

Se kap. 2.2.5.4

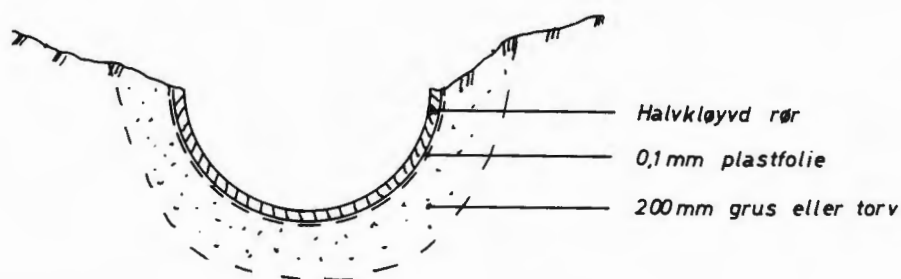
2.7.2 Åpen drenering

Denne form for drenering vil bestå av åpne og vanligvis grunne grøfter som har den primære funksjon å fange opp og lede bort overvann og dermed forhindre vann i å komme inn i ballast og traub.

2.7.2.1 Linjegrøfter.

Linjegrøftene utgjør en del av skjæringsprofilet og utformes som vist i kap. 2.2.2, fig.2.2.4. Grøften sin dybde under FP skal være min. 0.5 m, og standard (praktisk) bunnbredde er for nyanlegg satt til 0.5 m. Grøftefallet skal være min. 5 promille (1 : 200). Der hvor linjen sitt fall går i motsatt retning av hensiktsmessig grøftefall, kan linjegrøften sitt overflatevann føres ned i kummer og bortledes i lukkede ledninger.

Linjegrøftene skal ha tett bunn som hindrer overflatevann i å renne inn i underbygningen. Hvor underbygningen består av gjennomtrengelige masser av grus eller stein, må tetting foretas enten ved betongutføring, halvkløyvde rør (plast eller betong) eller ved at det foretas en utføring med stampet leire eller torv i bunnen av grøften. Se fig.2.7.1.

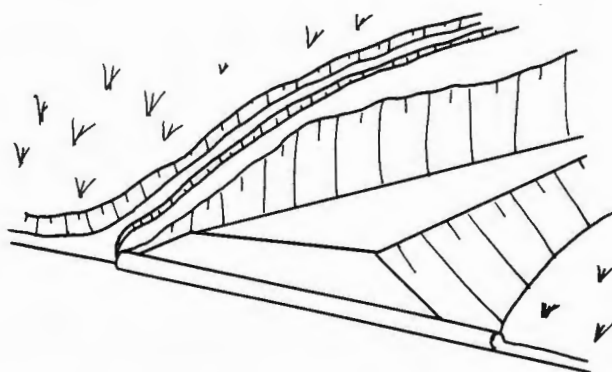


Figur 2.7.1 Utforming av grøftebunn.

Der hvor skjæringen med linjegrøften går over i fylling, føres overflatevannet fra grøften ned til laveste punkt langs fyllingen. Overflatevannet får da sitt utløp i terreng eller til stikkrenne. Utløpet langs fyllingsskråningen må i likhet med linjegrøften, være sikret mot at overflatevannet trenger inn i fyllmassene.

2.7.2.2 Terreng - og skråningsgrøfter.

Hvis jernbaneplaneringen skjærer over de naturlige drensdrag i terrenget, må det anlegges overvannsgrøfter for å hindre at vannet renner ukontrollert ut over og ned skjæringsskråningen og forårsaker erosjon. Overvannsgrøften tilpasses de stedlige forhold, både når det gjelder utforming og plassering. En vanlig plassering vil være like innenfor skjæringstoppen. Avstanden til kanten bør dog være minst 1.0 m.



Figur 2.7.2 Plassering av overvannsgrøft.

Vann fra flere konsentrerte drag kan samles i avskjærende terrenggrøft og gis avløp på egnet sted. Hvis grøft eller naturlig bekkefar munner ut i jernbanen sin skjæringsskråning, må det bygges nedføringsrenne til stikkrenne eller linjegrøft (sidegrøft).

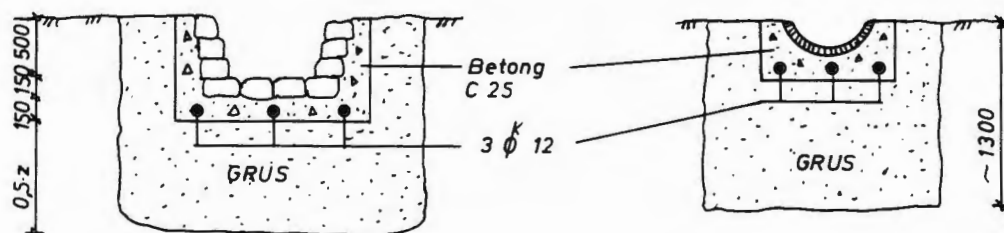
Ved større vannmengder fundamenteres nedføringsrennene frostfritt/eller tilnærmet frostfritt og utføres erosjonssikre ved f.eks. solid steinsetting. Ved stort fall i bratte skrånninger må vannhastigheten kunne reduseres langs rennen eller senest ved utløpet. Det kan eventuelt være påkrevet å bryte løpet med mellomliggende kummer. Tverrsnittet dimensjoneres så rikelig at det ikke er fare for flomvannserosjon utenfor rennen. Vannet må føres direkte fra nedføringsrennen inn i en stikkrenne eller kum og lukket overvannsledning, se kap. 2.7.4. Et par eksempler på slike renner er omtalt nedenfor :

Frostfritt fundamentert renne.

På steder med telefarlig grunn, stor vannføring og/eller sterkt fall, må rennen bygges solid og fundamenteres frostfritt. Da rennen enten er vannførende eller snødekt kan frostfundamentet beregnes til en tykkelse = $0.5 * z$ under rennebunnen. z tas ut fra bilag 3. I rennebunnen brukes:

- halvrør lagt i betong
- betong støpt på stedet, evt. med naturstein innstøpt som hastighetsbremser.

Betongen armeres for å motvirke skadelig oppsprekking, se fig.2.7.3.



Figur 2.7.3 Frostfritt fundamentert renne.

Betongrenne med vanger og trappeløp.

Ved sterkt fall og/eller stor vannføring, anbefales det å bygge renne utført som trappeløp. Slike renner fundamenteres frostfritt på samme måte som frostfri renne.

Ved små vannmengder kan det anlegges enkle typer av nedføringsrenner, og vannet kan unntaksvis kunne direkte ut i linjegrøften. Her tas med et par eksempler :

Renne oppbygd av grastorv.

I fyllings- eller skjæringsskråninger kan det lages en renne som kles med grastorv. Torven festes med treplugg og/ eller grovmasket netting. Rennet tilsås umiddelbart etter at den er bygget.

Renne oppbygd av sprenkt stein.

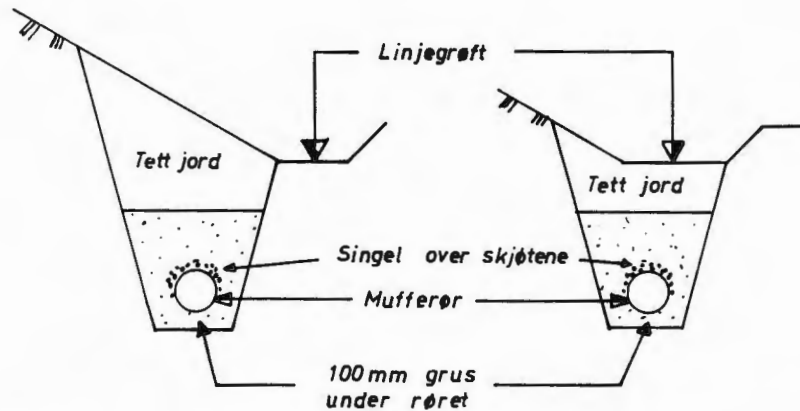
I fyllings- eller skjæringsskråninger graves en grøft som minst er 0.7 m dyp. I grøften fylles sprenkt stein med gradering 0 - 300 mm. Ved behov legges fiberduk under steinmassene. Steinmassene komprimeres med gravemaskinskuffen. Rensmasser fra traue i fjellskjæringer kan med fordel benyttes. Disse massene har god drenering og ønskelig stabilitet.

2.7.3 Lukket drenering.

Med lukket drenering menes lukkede grøfter med drenerør og/eller drenerende masser, som skal ha evne til å suge/samle grunnvann og lede det langs grøftebunnen frem til sikkert avløp. Formålet med dette systemet er primært å senke og holde nede grunnvannet på et kontrollert nivå. Behovet for lukket drenering må vurderes ut fra de stedlige geotekniske/hydrologiske forhold.

Langsgående linjedrenering i jordskjæringer legges i kanten av skrånningen eller under linjegrøften (Se fig 2.7.4).

Drensledningen skal hele vegen ha fall i riktig retning, minimum 5 promille. Tillatt avvik fra teoretisk høyde er normalt ± 50 mm.



Figur 2.7.4 Lukket drenering langs sporet.

2.7.3.1 Grøftematerialer.

I drenssoenen må grøften være fylt av permeable masser, som enten i seg selv har filtrerende egenskaper eller som beskyttes med egnet filter. I mer sekundære grøfter over korte strekninger kan det av og til være tilstrekkelig å fylle grøften med grove dremsmasser som er beskyttet med fiberduk. Men som regel legges rørene omhyllet med drems- og filtermaterialer.

Øverst i grøften legges vanligvis tette masser av f.eks. stampet leire og/eller svarttorv, for å hindre overvann i å trenge ned til grunnvannsdreneringen.

Drensmaterialer.

Rundt dremsrørene skal det fylles materialer som slipper vannet lett igjennom og som samtidig har de nødvendige filteregenskaper for å beskytte mot inntrengning av finkornet jordmateriale. Filterlaget skal være minimum 100 mm tykt, og skal tilfredsstillende visse krav til korngradering i forhold til rørene sine dremsåpninger (NS 3420-H71). Filtermassene skal ikke være telefarlige og skal ha maksimal kornstørrelse 22 mm for plastrør og 63 mm for betongrør. Gjenfyllingmasser over ledningssonen skal være ikke telefarlige materialer som også skal tilfredsstillende filterkriteriene mot tilstøtende jordmasser. I praksis vil en god "støpesand" være tilfredsstillende for de jordarter som har behov for drenering.

Det kan ofte være vanskelig å skaffe tilveie materialer som både tilfredsstillende krav til filteregenskaper og krav til stor dremskapasitet. I slike tilfeller kan det alternativt anvendes fiberduk mellom drems- og jordmaterialer. Dremsmassene kan da bestå av relativt grove materialer i singel/pukkfraksjonen. Fiberduken må være av en lettere type som egner seg for dremsformål, vanligvis kl.I / kl.II (se tab.6, kap.

2.3.7).

Rørmateriell.

I dreinsledninger kan det benyttes rør av betong, plast og spiral-korrugerte stålplater. Dreinsrørene skal slippe vann inn gjennom hull/spalter i rørveggen eller gjennom åpne skjøter. De må ha mekanisk styrke til å tåle dimensjonerende laster fra trafikk- og jordmasser samt være motstandsdyktig mot stedlige klima- og miljøpåkjenninger. I de fleste tilfeller vil dreinsrør med indre diameter på 100-150 mm være tilstrekkelig. Mulige dimensjoner av nevnte rørtyper er vist i tabellen 10.

Rørmateriell	Lengde [m]	Diameter [mm]	
		Min.	Max.
Betong	1 - 2	100	600
Plast PVC/PE	5 - 250	48	350
Korr. stål	6	150	250

Tabell 10. Rørdimensjoner.

Betongrør :

Det skal anvendes betong mufferør som minst tilfredsstillende kravene i NS 3027. Rørene legges uten gummiringpakninger, i det dreneringen skjer gjennom åpne skjøter. Ved leggingen graves det ut for for muffene slik at rørstammen får jevnt anlegg mot fundamentet. Rør med muffe og spissende legges med spissenden i grøften sin fallretning. En 4 mm avstandspinne kan benyttes for å sikre avstanden mellom rørene og muffekant. Under sure vannforhold ($\text{pH} < 5$) må det benyttes rør av sulfatresistent sement.

Plastrør :

I dreinsledninger av plast skal det benyttes rør som tilfredsstillende krav og spesifikasjoner i NS 3065. Materialet kan bestå av PVC eller PEH. Rørene kan være korrugerte eller glatte. Den mest vanlige rørformen er sirkulær/rund. Men rør i forskjellige kvaliteter og dimensjoner finnes også med tunnelform. I den langsgående og spesielt i en eventuell tverrgående linjedrenering, må rørene vurderes styrkemessig. Til disse formål bør helst anvendes rør med stor styrke og seighet, f.eks. dobbeltveggede PEH-rør med korrugert yttervegg og glatt innervegg. Rørene legges i rette lengder med kontrollert fall, normallengder 6 m med skjøtemuffer. Til enklere og mer sekundære dreinsformål i terrenget utenfor planeringen, kan eventuelt anvendes mindre dimensjoner av korrugerte rør som kan fås i store lengder på kveil.

Stålrør :

Stålrør brukes relativt sjelden til dreneringsformål. Ved bruk i dreneringsledninger langs eller under linjen, skal rørene være varmemeforzinkede av typen spiral-korrugerte rør. Skjøtingen skjer ved koplingsbånd. Rørene brukes der hvor det er behov for spesielt sterke rør, men man skal være oppmerksom på korrosjonsfaren.

Kummer.*Inspeksjonskummer :*

I lengre dreneringsledninger må det anlegges inspeksjonskummer, vanligvis med sandfang. Avstanden mellom disse kummene kan variere, avhengig av geometri og stedlige forhold, men bør ligge på 50 - 80 m. Det anvendes som regel prefabrikerte kumelementer av betong. Disse skal tilfredsstillende kravene i gjeldende norsk standard, NS 3125 og NS 3126. Det kan brukes prefabrikerte bunnseksjoner med tett bunn, eller egne standardiserte sandfangkummer med dykker. Bunnen kan også plasstøpes. Minste diameter på slike kummer er 650 mm, men sandfangseksjonen bør ved nyanlegg ikke være mindre enn 1000 mm.

Samlekummer :

To eller flere dreneringsledninger kan føres frem til et felles avløp fra en samleikum. Disse kummene utføres med min. diameter 1000 mm. Det anvendes vanligvis prefabrikerte kumelementer med tett bunnseksjon (NS 3126, NS 3127), men kummene kan også støpes på stedet. De bør utstyres med stige.

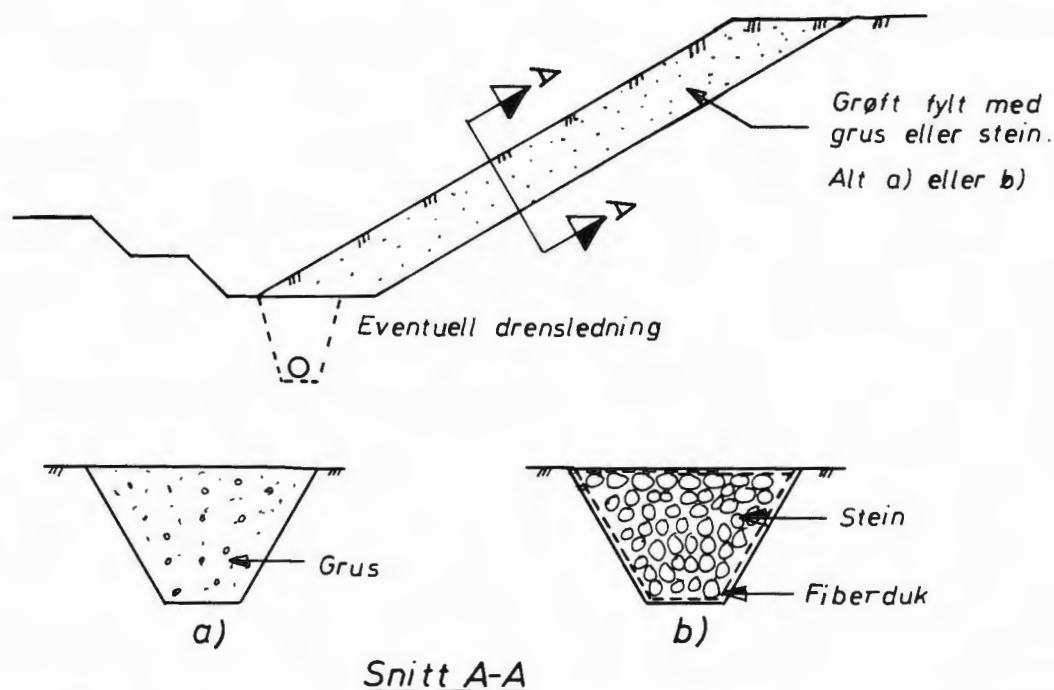
2.7.3.2 Drenering i fjellskjæring og tunnel.

I fjellskjæringer og tunneler legges dreneringsgrøften på laveste side, idet planeringen legges i fall 1:20. Grøftebredden skal være min. 0.5 m og dybden avpasses etter linjen sitt fall. Se kap.2.2.2, fig.2.2.10 og 2.2.11. Grøften sitt fall i lengderetningen skal minst være 3.0 promille. Dreneringsrørene legges i et avretningslag og overfylles med ballastpukk. For fjellskjæringer med lengde under 100 m, kan grøften anlegges uten dreneringsrør.

Dreneringsgrøft i fjellskjæring har som sin vesentlige oppgave å hindre at det oppstår telehiving p.g.a. iskjøving. Da grøftene i alminnelighet er dekket av snø, og dreneringsvannet inneholder en viss varmemengde, vil frostinntrengningen være beskjeden. Man kan regne med en frostsikker dybde $1:(3*(z+0.5))$ m. z tas ut av diagram i bilag 3.

2.7.3.3 Drenering i skjæringskråning.

I de fleste tilfeller er den drenerende virkningen av linjegrøften og evt. langsgående drensledning, tilstrekkelig for å sikre skråningen. For å unngå grunnvannserosjon og overflateglidninger i spesielt vannholdige skjæringsmasser, må skråningen sikres med egne drensgrøfter (se fig.2.7.5).



Figur 2.7.5 Skråningsgrøfter vinkelrett på linjeretningen.

2.7.4 Overvannsledninger.

Her innbefattes alle ledninger som skal sørge for avløp og bortledning av overvann og drensvann, primært fra sandfangskummer til utløp i stikkrenner/kulverter, bekker eller elver. Ledningene skal bestå av rør med tette skjøter, og skal være dimensjonert for å ta de vannmengder som kan komme fra aktuelt nedslagsfelt. Det anlegges inspeksjons-/spylekummer med tilsvarende mellomrom som for drensledninger, 50-80 m. Ledningsfallet må være min. 5 promille.

2.7.4.1 Grøftematerialer.

Fyllmaterialer :

Masser som kan brukes til ledningsfundament og omfylling i ledningssonen til 0.25 m over topp rør, er:

- Velgradert grus, sand eller knuste steinmaterialer av tilsvarende gradering. Maksimal kornstørrelser som gitt for drenerør, kap. 2.7.3.1.
- Ensgraderte knuste steinmaterialer i singel/finpukkfraksjonen 8 - 16 mm.

Gjenfylling av grøften over ledningssonen kan vanligvis utføres med tilstedeværende masser, som ikke bør inneholde større steiner enn 300 mm. Se forøvrig rørleverandøren sine anvisninger.

Rørmateriell :

I overvannsledninger kan det brukes rør av betong, plast eller korrugert stål. Materiell til skjøter skal ha mål, toleranser og materialegenskaper som sikrer at tetthetskravene etter gjeldende norsk standard kan oppfylles.

Betongrør :

I rørledning av betong skal det benyttes rør som tilfredsstiller krav og spesifikasjoner i henhold til NS 3027 (uarmerte mufferør, tilgjengelige dimensjoner 100-250 mm) eller NS 3028 (armerte falsrør, tilgjengelige dimensjoner 300-2000 mm). Ved bruk av betongmufferør skal muffene legges i nedstrømsretning. Det anvendes tetningsring av gummi i skjøtene.

Plastrør :

I rørledning av plast kan benyttes rør av PVC etter NS 2940 eller rør av PEH etter NS 2941. I ledninger nær eller under jernbanen forutsettes brukt rør av beste styrke og seighet, fortrinnsvis rør av typen "Dobbeltveggede PEH anleggør, kl.C" med stor ringstivhet. Rørene skal være godkjent etter NPF-normen 8001. Tilgjengelige dimensjoner : 100 - 600 mm.

Stålrør :

I rørledning av stål kan det anvendes spiralkorrugerte rør i hele lengder. Rørene skal være korrosjonsbeskyttet ved varmforzinking min.60 my. Tilgjengelige dimensjoner fra 150 mm.

Kummer :

Det benyttes prefabrikerte kumelementer av betong, vanligvis med tett bunnseksjon eller renneseksjon etter gjeldende standarder.

2.7.5 Stikkrenner.

Stikkrenner er ordnede gjennomløp for vann gjennom linjen. Ved nyanlegg anvendes vanligvis sirkulære rør. For større gjennomløp brukes ofte betegnelsen kulvert.

2.7.5.1 Dimensjonering.

Stikkrennene dimensjoneres som angitt i kap.2.7.1.1. Minste tillatte tverrmål er 600 mm.

2.7.5.2 Rørmateriell.

Betong :

Normalt anvendes prefabrikerte rør av typen armerte falsrør NS 3028, dimensjon 600 - 2000 mm. Utførelsen kan også være i plasstøpt betong eller prefabrikerte betongelementer.

Plast :

Det kan anvendes rør av typen PEH anleggørør, profilerte eller dobbeltveggede med dimensjoner opp til 1200 mm. Rørene skal være av beste tilgjengelige stivhetsklasse, for tiden kl.C for rør t.o.m. 600 mm og kl.B for større rør og ellers godkjent etter NPF-normen 8001.

Stål :

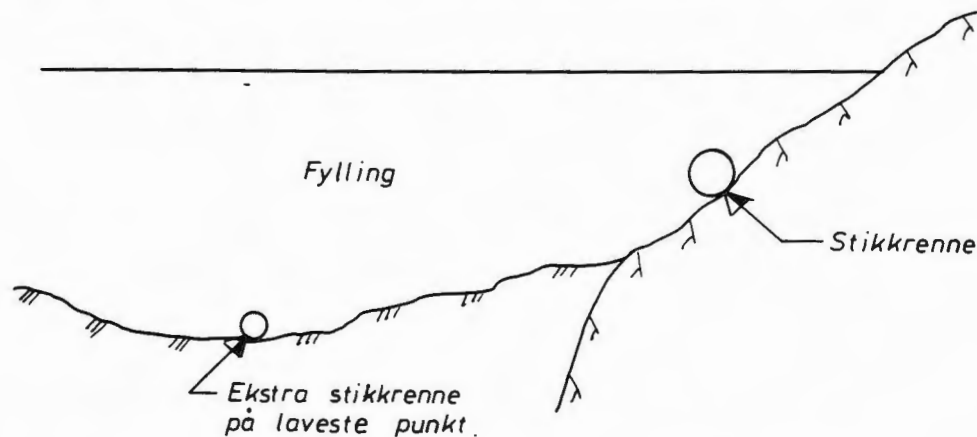
Det kan anvendes korrugerte stålrør (spiralkorrugerte eller sammenskrudde stålplater). Rørene skal være korrosjonsbeskyttet. Minimum korrosjonsbeskyttelse : 60 my zinkbelegg pr. side (varm-forzinket) samt 200 my epoxybelegg på innersiden. Aktuelle rør-dimensjoner :

Innv.diam. [mm]	Platet. [mm]	Vekt/m [kg]
500	1.9	30
600	1.9	36
800	2.0	49
1000	2.3	70
1200	2.6	90
1400	3.0	126

Tabell 11. Stålrør dimensjoner.

2.7.5.3 Trase og fall.

Stikkrennen legges normalt i dalsenkningen sin bunn. Forholdene på stedet kan imidlertid tilsi at det er mer hensiktsmessig (eller nødvendig) å legge stikkrennen i den ene siden. I så fall må innløpet til stikkrennen utformes på en slik måte, at man er sikret at vannet fra tilgrensende linje eller overvannsgrøfter og bekkeløp, virkelig blir ført inn i stikkrennen. I tillegg må det legges en ekstra stikkrenne av mindre dimensjon i bunnen av dalsenkningen. Denne stikkrennen skal fange opp smeltevann og flomvann som kan føre til erosjon under fyllingen. Dette er spesielt viktig under steinfyllinger på grunn som består av silt eller fin sand. Se fig.2.7.6.



Figur 2.7.6 Ekstra stikkrenne i laveste punkt.

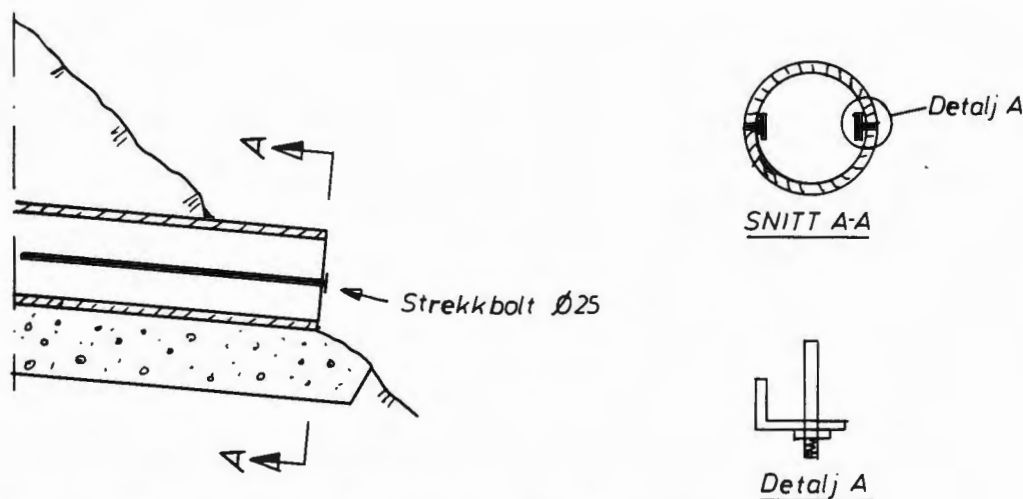
For at stikkrennerøret skal være selvrensende for sand og grus, bør stikkrennen ha minimum fall på 4 promille. I tilfeller hvor erosjonsproblemer ventes å kunne oppstå med for stor vannhastighet, bør maksimalt fall ikke overstige 10 promille.

2.7.5.4 Innløp og utløp.

Innløpet må utformes på en slik måte at stikkrennen kan oppfylle sin funksjon : å føre vannet samlet gjennom fyllingen uten at undervasking finner sted. Det må anlegges fallkum eller fundament- og vingemurer for å hindre at vannet tar veg gjennom fyllingen utenom stikkrennen. Om nødvendig kan det eventuelt også spuntes. Dette er spesielt viktig ved steinfyllinger som ligger på finkornet, lett eroderbar grunn. Dersom vannet ved flom ventes å føre rekved, vindfall, is o.l. som helt eller delvis kan blokkere innløpet, må det anlegges rist / varegrind.

Utløpet må sikres mot erosjon hvis fallet er større enn anbefalt maksimalverdi og grunnen ved utløpet ellers er erosjonsfarlig. I sterkt sidehellende terreng kan det være nødven-

dig å sikre utløpet ved å bygge en fallkum. Ved stort fall kan det ellers være påkrevet med frontmur for å hindre at det ytre rørelementet glir ut. Dette gjelder i særlig grad stikkrenner av korte betongrør. Frontmuren må fundamenteres frostfritt. Der hvor frontmur eller kum ikke blir lagt, skal de ytre rørelementene være sammenknyttet, f.eks. med forankringsjern som vist på fig.2.7.7.



Figur 2.7.7 Forankring av stikkrenne.

Stikkrennen bør gjøres så lang at endene helt blir liggende utenfor fyllingsskråningen. Hvis ikke må det anlegges frontmur. Ved bruk av skrå endestykker bygges stikkrennen så lang at ca. 150 mm stikker utenfor skråningen. Dette er en kurant utførelse ved anvendelse av korrugerte stålrør.

2.7.5.5 Fundamentering.

Felles for alle godkjente rørtyper er at det før stikkrennen kan legges, må graves en grøft som er så bred at det blir minst 0.75 m fritt rom mellom stikkrennen og grøfteveggen. For rør med $d < 1.0$ m, reduseres avstanden til 0.5 m.

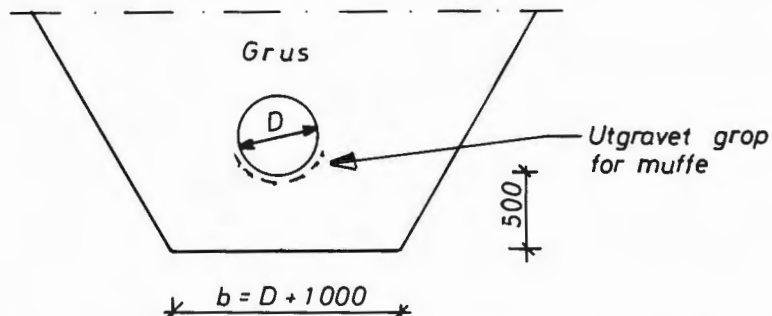
Selve fundamenteringen er avhengig av grunnen sin bæreevne. På fast grunn som fjell, grus, sand eller tørrskorpeleire, legges stikkrennen direkte på grøftebunnen med et tynt avrettingslag av grus eller finpukk. Ved bløt grunn er det nødvendig å foreta geotekniske undersøkelser. Tiltak som masseskifting, peling, forbelastning eller bruk av lette fyllmasser, kan bli nødvendig.

Hvis grunnen er telefarlig, og man må regne med at stikkrennen går tørr og fryser om vinteren, må det foretas frostsikring som angitt i kap.2.5.2.4, fig 2.5.4.

På middels fast grunn fundamenteres stikkrennen på en 0.5 m

tykk pute av grus eller singel. Puten gis en bredde som er minst 1.0 m bredere enn røret sitt største tverrmål. Se fig. 2.7.8.

Istedet for grus kan det benyttes en flåte av gamle sviller som overdekkes med et tynt lag grus. Tykkelsen på gruslaget skal være tilstrekkelig til å grave ut spor for muffene. Svillene kan kappes i to og legges tvers på rørretningen.



Figur 2.7.8 Fundamentering av stikkrenne med $d < 1.0$ m på middels fast grunn.

2.7.5.6 Omfylling, omstøping og overfylling.

Omfylling og overfylling skal utføres i henhold til gjeldende forskrifter og etter rørleverandøren sin monterings- og leggeanvisninger. Felles for alle aktuelle rørtyper er at ved lave fyllinger og moderate rørdimensjoner, kan leggingen skje med omfylling av materialer i grus/pukkfraksjonen. Største kornstørrelse inntil plastrør skal ikke overskride 22 mm. Omfyllingen skal foregå samtidig og likt på begge sider av røret. Den utføres lagvis under god, men forsiktig komprimering. Det må spesielt påaktes at fyllmassene rundt røret sin nedre halvdel kommer inn under røret og blir godt pakket. Overfyllingen legges ut i jevntykkede lag og komprimeres forskriftsmessig. Nærmest over røret skal det kun pakkes med lett utstyr. Tyngre maskinell komprimering tillates først når overdekningen er min. 0.5 m.

2.8 Rørkryssinger.

Se Trykk 340. Bruhåndboken.

2.9 Bruer.

Kulverter og rør med lysåpning (diameter) større enn 2.0m defineres som bruer. Se Trykk 340. Bruhåndboken.

2.10 Tunneler.

Dette kapittelet vil ikke omfatte alle detaljer vedrørende tunneldrift, men gi en innføring i de viktigste elementene. Ytterligere detaljer kan finnes i annen litteratur, hvor bl.a. håndbok 018 "VEGBYGGING" utgitt av Statens Vegvesen kan benyttes som tilleggsdokument.

2.10.1 Innledning.

På det norske jernbanenettet er det i dag ca 770 tunneler, med lengder varierende fra 10 m til 10.723 m.

Fremtiden sitt krav til høyere kjørehastighet vil på de fleste banestrekninger bl.a. nødvendiggjøre bedre kurvatur på linjen. For å oppnå dette i vårt svært så kupert land, vil tunneler ofte være eneste mulighet. Tunneler vil dessuten i mange tilfeller gi innkorting av linjen, og dermed kortere reisetid.

Driftsmessige forhold ved togframføringen kan også gi grunnlag for anlegg av tunnel. Eksempelsvis kan dette være rasfarlige områder, partier med store snøproblemer eller partier med store stigningsforhold.

Miljømessige forhold kan også være årsaken til valg av tunnel framfor åpen linje.

2.10.2 Fjelltunneler.

2.10.2.1 Innledning/forutsetninger.

Ved nyanlegg skal minimumsprofiler som angitt i kapittel 2.2.2 figur 2.2.8 og 2.2.9 for henholdsvis enkelt- og dobbeltspor, legges til grunn ved prosjekteringen. Kfr. forøvrig Trykk 305 og Trykk 302.1.

Hvis fullprofilboret sirkulært tverrsnitt er aktuelt, må dette ha diameter på ca.8 m og 11 m for henholdsvis enkelt- og dobbeltsporet tunnel.

2.10.2.2 Forundersøkelser.

Ved tunnelprosjektering er det nødvendig å utføre geologiske undersøkelser i området. Undersøkelsene skal ta sikte på å kartlegge grunnforholdene for å avgrense områder med ulik kvalitet. Spesiell vekt legges på undersøkelser i områder der byggetekniske vanskeligheter ventes.

I de forskjellige planfaser kreves forskjellig grunnlagsmateriale, undersøkelsesomfang og rapportering. Noe forenklet kan følgende retningslinjer trekkes opp som et verktøy ved planleggingen av nye tunneler:

- Som grunnlagsmateriale må foreligge flyfoto med stereoskopisk dekning, samt topografiske kart. Kartene må dekke et tilstrekkelig stort område til at de geologiske strukturer kan stadfestes i tillegg til at detaljeringsnivået må kunne ivaretas på vanskelige partier. Det bør videre legges vekt på å fremskaffe resultater fra tidligere undersøkelser og fjellanlegg i området.
- Det må foretas en geologisk befaring av området, med spesiell vekt på de områdene som har skilt seg ut under kart- og flyfototolkningen. Hensikten med befaringen er å registrere og notere forhold som ikke går klart fram av grunnlagsmaterialet. Fjell av forskjellig kvalitet klassifiseres og kartlegges. Retning, strøk og fall på svakhetszone måles inn i flere punkter for å kunne bestemme forløpet i dypet. I mange tilfeller vil også grunnundersøkelser være nødvendig.
- Forhold som berører grunneiere eller andre interesserte i området, må vurderes. Det gjelder særlig forhold som kan gi lekkasjer eller drenasje fra brønner eller vannmagasin.
- Det utarbeides en geologisk rapport på grunnlag av markarbeidet og det øvrige grunnlagsmaterialet. Rapporten skal inneholde oversikt over geologiske forhold som har teknisk og økonomisk betydning for prosjektet.

2.10.2.3 Forskjæring og påhugg.

Forskjæringen må gå så langt inn at tunnelpåhugget får god fjelloverdekning i hengen og utenfor tunnelveggene. Ved forsiktig sprengning av forskjæringen vil vanligvis sikringsarbeidene ved inngangen til tunnelen kunne reduseres.

Ved påhugget er det ofte fjell av dårligere kvalitet (dagfjell) enn ellers i tunnelen. Svakhetssoner i eller like innefor påhugget, bør derfor vies spesiell oppmerksomhet.

Det er som regel nødvendig med en fjelloverdekning lik tunnelen sin spennvidde. Men i enkelte tilfeller har det vist seg å være tilstrekkelig med fjelloverdekning som ikke er større enn halve spennvidden av tunnelen.

2.10.2.4 Drivemetoder.

Ved valg av drivemethode er totalkostnadene avgjørende. De forskjellige metodene har sine fordeler og ulemper, og i det etterfølgende vil disse bli kommentert nærmere.

Vanligvis vil *konvensjonell drift* med sprengning være den beste og billigste drivemethode. I tettbebygd strøk med strenge krav til vibrasjoner, støy, støv etc. kan konvensjonell drift ha sine ulemper. I dag har man imidlertid utviklet systemer

for sprengning som kan overholde meget strenge rystelseskrav. Drivemetoden er fleksibel og injeksjons- og sikringsarbeider utføres ofte enklere og med mindre driftsforstyrrelse enn andre metoder.

Fullprofilboring har sine fordeler ved et lavt vibrasjons- og støynivå, og egner seg således bl.a. til tunneldrift i tettbebygd strøk. Ved fullprofilboring av jernbanetunneler (relativt stort tverrsnitt) kreves en viss tunnellengde for optimal utnyttelse av fullprofilmaskinen. Ellers er denne type drivemetode endel brukt i både vannkraft- og avløpstunnelbygging p.g.a at disse tunnelene har bedre hydrauliske egenskaper. Disse egenskapene kan også ha en viss betydning for jernbanetunneler i form av mindre luftmotstand og muligens også noe mindre støy for passasjerene.

Fresing er en metode som kun er aktuelt i relativt bløte bergarter. Harde gangbergarter kan være svært ødeleggende på frese-verktøyet.

Ved drift gjennom svært vanskelige partier eller ved en eventuell utvidelse i eksisterende tunnel, kan *utstrossing* være aktuelt. Dette er en sprengningsmetode der en starter med et mindre bergrom for så å utvide dette.

2.10.2.5 Stabilitetssikring.

I tunneler skilles det generelt mellom arbeidssikring og permanent sikring.

Arbeidssikring.

Med arbeidssikring eller midlertidig sikring som den også kalles, forstås de sikringstiltak som må iverksettes for å gjøre arbeidsplassen trygg slik at utrasing og nedfall unngås under drivefasen.

De vanligste metodene her er rensk med vanlig håndholdt renskespett og bolting. Spesielt viktig er det at stoffen renskes godt da stein og blokker lett løsner og faller ned, særlig under ansett. På steder med avskalling som følge av bergtrykk, må fjellet sikres snarest mulig ved bolting. Ekspansjonsbolter er vanligvis brukt til arbeidssikring p.g.a. rask montering og mulighet for gjenvinning. De kan også støpes inn, eventuelt ved senere permanent sikring. Til dette er enkle kamstålbolter som regel både rimeligere og bedre egnet.

Om arbeidssikring kan generelt sies at det bør velges metoder som på kort tid gir en tilfredsstillende sikkerhet, slik at drivingen kan fortsette mest mulig uavbrutt. Likeledes bør en hovedregel være at arbeidssikringen kan inngå som en del av den senere permanente sikringen.

Permanent sikring.

Kravene til langtidsstabilitet, eller den permanente sikringen, vil variere med typen av anlegg. I en jernbanetunnel hvor mennesker skal fraktes og vedlikehold utføres, må en ha mye større sikkerhet enn f.eks. en tunnel som i hele sin levetid bare skal frakte vann. Det må derfor sikres slik at nedfall mot tog og vedlikeholdspersonell unngås.

Det er fjellet sine egenskaper, vannlekkasjeforhold og frostmengder i tunnelen som fra den bergtekniske side, bestemmer valget av sikringsmetoder. Informasjonen om de enkelte forhold systematiseres ved at de tegnes inn på et kart over tunnelen, slik at en får oversikt over hvor de enkelte problemer kan forventes å oppstå.

Stabilitetsmessig har en i dag erfaring for at tunneler, bortsett fra i ekstreme tilfeller, kan sikres med bolter og stålfiberarmert sprøytebetong. Bare i områder med svært liten fjelloverdekning og svakhetssoner med dårlig stabilitet, vil full utstøpning være påkrevd. I mange tilfeller har et alternativ til utstøpning vært prefabrikerte betonglameller. Disse består av vegg- og hvelvlameller som enkeltvis blir boltet sammen i tunnelen sin lengderetning. De mellomliggende fugene må tettes med sementmørtel.

De boltetypene som er mest aktuelle ved permanent sikring er forøvrig galvaniserte polyesterforankrede og mørtelinnstøpte kamstålbolter. De polyesterforankrede boltene skal forspennes ved at det påføres et strekk mellom forankringen inne i fjellet og underlagsplaten i overflaten. Ved systematisk bolting vil man da få en forspent sone over fjellrommet som vil virke som en bue. Denne kan dermed ta opp en betydelig last ovenfra.

2.10.2.6 Vanntetting/Injeksjon.

Normalt vil berggrunnen inneholde store vannmengder. Overflatevannet siger ned gjennom sprekker før det innstiller seg på et grunnvannsnivå som er avhengig av fjellet sitt tilsigs- og avløpsforhold. Der tunnelen blir liggende under grunnvannsnivået, er lekkasjene normalt konstante året rundt. I tillegg til at lekkasjer skaper problemer i hele anleggsfasen, vil vannet som følge av oppbløting og utvasking, medvirke til svekkelse av stabiliteten.

Der tunneler går under tett bebyggelse som ligger på løsmasser, kan følgene av for stor innlekkasje bli betydelige. En senkning av grunnvannsnivået kan nemlig gi betydelige setninger på den overliggende bebyggelsen. Grunnvannsnivået må i slike tilfeller overvåkes med piezometere. Det bør i tillegg utføres setningsnivellement på bygninger, ledningsanlegg m.m. For å få kontroll på disse problemene vil injeksjon være påkrevet. Dette består i å stoppe eller redusere lekkasje ved å presse en væske, sementbasert eller kjemisk, inn i sprekken fra separate borhull.

Før injeksjonsarbeidene starter, må det foretas en vurdering av sprekker, vannføring, strømretning m.m. i fjellet rundt tunnelen, eventuelt med støtte i sonderboringer og vanntapsmålinger. På dette grunnlaget settes det så opp en plan for injeksjonsarbeidene. Injeksjon vil gjerne bli utført i flere stadier av byggefasen, fra forinjeksjon under den midlertidige sikringen til etterinjeksjon i den permanente sikringen.

Vanskelighetsgraden på dette arbeidet vil være avhengig av fjellet sin struktur og oppsprekking. Der fjellet er relativt homogent og bare få steder avskåret av en enkel sleppe eller smal avgrenset sleppesone, lar lekkasjene seg relativt enkelt stoppe. Er fjellet derimot tett oppsprukket, kan det være vanskelig å få til en fullgod tetting ved injeksjon.

2.10.2.7 Frostsikring.

De største problemene med vannlekkasje oppstår i forbindelse med frost. Gjennom tidene er det benyttet et utall metoder for å få kontroll på vannet og frysemekanismen. Den mest vanlige måten å frostsikre tunnelene på i dag, er å montere PE-skumplater i heng og vegger. Disse leder lekkasjevann frostfritt ned i drengroft. Der vann og frost opptre sammen med ustabilit fjell, kan full ustøpning løse begge problemene. En annen metode er å stenge tunnelen med automatisk manøvrerbare porter. Disse plasseres i henhold til de rådende klimatiske forhold i området, slik at frostproblemene elimineres mest mulig inne i tunnelen.

2.10.2.8 Ventilasjon.

Sammenlignet med en vegtunnel, vil kravene til ventilasjon i en jernbanetunnel under drift være minimale. Dette har naturlig nok sin forklaring i at toget skaper en ensrettet luftstrøm som i de fleste tilfeller er tilstrekkelig til at lufta inne i tunnelen stadig skiftes ut. Den trekken som på denne måten skapes, viser seg å være kraftig nok selv for lange dobbeltsporede tunneler. I tillegg kan naturlig ventilasjon som følge av vind- og temperatureffekter, være medvirkende for retningen av luftstrømmen. Eneste ventilasjonsproblemet under drift vil normalt oppstå der dieseldrevne skiftelokomotiv til stadighet blir stående stille inne i tunnelen.

2.10.3 Jordtunnel.

2.10.3.1 Innledning/forutsetninger.

Minimumsprofiler som angitt under kap.2.2 skal legges til grunn også for jordtunneler, kfr. kap.2.10.2.1.

Jordtunneler kan også være kombinasjoner av fjellskjæring og overliggende løsmasser.

Det må stilles krav til vanntetthet av jordtunnelene, både ut fra brukskrav, frostproblematikk og grunnvannsforholdene. Dersom tunnelene ikke kan utføres drenert (f.eks. p.g.a. fare for grunnvannsenkning i bebygde områder), må konstruksjonene sikres mot oppdrift (vekt eller forankring).

2.10.3.2 Forundersøkelser.

Forundersøkelsene for en jordtunnel skiller seg lite fra en åpen linje med skjæringer og fyllinger. Geotekniske undersøkelser generelt er behandlet i kapittel 2.2.3.

I de tilfellene der permanente stålkonstruksjoner vil inngå i tunnelen, må korrosjonforholdene på stedet kartlegges i tillegg til de ordinære undersøkelsene.

Forundersøkelsene må gi underlag til å vurdere både bygge- og ferdigtilstanden.

2.10.3.3 Drivemetoder.

Det er to hovedprinsipper for jord- og løsmassetunneler. Det ene er ren tunneldrift og det andre er åpen graving eller graving innenfor støttekonstruksjoner med tilbakefylling over og eventuelt på siden ("Cut and Cover").

De forskjellige metodene vil kort bli beskrevet nedenfor:

Tunneldrift.

Skjolddrift består i å presse/skyve et skjold (formet som tunnelprofilen) av stål eller betong suksessivt inn i løsmassene, for deretter å grave ut løsmassene innvendig. Stabiliteten av stoffen under utgravingen er ofte kritisk og må vurderes spesielt.

Åpen graving med graveskråninger.

Superspennkonstruksjon (fleksible stålrør). Store fleksible stålrør har etter hvert fått økende anvendelse i vegbygging og er også benyttet ved jernbanebygging i Norge (ved Hønefoss). Stålrørene kan brukes som alternativ til bruer, kulverter, rasoverbygg og jordtunneler der disse kan graves åpent. Konstruksjonene har i mange tilfeller vist seg å være tekniske og økonomiske gunstige løsninger med kort byggetid. Konstruksjonene er fleksible og utnytter styrken i omfyllingsmassene. De har meget stor lastkapasitet p.g.a. samvirke mellom jord og konstruksjon, og p.g.a. den såkalte arching-effekten (hvelv-virkningen) som gir en omfordeling av jordtrykket. Det må

stilles strenge krav til utlegging og komprimering av omfyllingsmassene.

Betongkonstruksjon. I en åpen utgravd skjæring som det på grunn av miljø- eller andre hensyn, er aktuelt å lukke til tunnel/kulvert, er en plasstøpt betongkonstruksjon det mest vanlige. Men også prefabrikerte kulvertelementer kan være aktuelle. Stabilitet under utgravingen må sikres, se kap 2.4.

Utgraving innenfor støttekonstruksjoner ("CUT AND COVER").

Dersom åpen utgraving ikke er mulig p.g.a. stabilitet, tilgjengelig plass, ømfintlige nabobygg m.m. eller at løsningene er fremdriftsmessig eller økonomisk ugunstige, må det etableres en støttekonstruksjon som sikrer utgravingen.

Som regel vil økonomi og fremdriftsmessige konsekvenser, være de viktigste kriterier for valg av sikringsmetode. Men også krav til deformasjoner, støy, vibrasjoner, vanntetthet og utseende er viktige faktorer.

Nedenfor er aktuelle sikringsmetoder kort beskrevet:

Spunt.

Spunt finnes både som stål, betong og tre, men stort sett er stål enerådende som sikringskonstruksjon.

Spunt rammes med spesialutstyr til nødvendig dybde for å sikre utgravingen, i noen tilfeller til fjell. Spunt kan brukes både som midlertidig og permanent sikring og dimensjoneringen skjer etter geotekniske prinsipper.

Spunten må sikres under utgravingen enten med stag (i løsmasser eller til fjell), innvendige stivere eller permanente dekker (tak- og bunnplate). Ved bruk av takplaten som avstivning, kan man dersom dette er ønskelig, fylle tilbake over taket og ta dette arealet i bruk på et tidlig tidspunkt. Utgravingen kan deretter foregå under takplaten.

Ved bruk av midlertidig spunt, støpes en plasstøpt konstruksjon innenfor spunten. Denne kan enten støpes i kontakt med spunten eller som dobbeltforskalet vegg i en avstand minimum 0.75m fra spuntkonstruksjonen. Mellom spunt og betongveggen må det tilbakefylles og komprimeres.

Permanent spunt må bare brukes dersom korrosjonsforholdene på stedet er vurdert og funnet akseptable. Det må alltid legges på ekstra godstykkelse i stålspunt, for å ivareta eventuell korrosjon i konstruksjonen sin levetid.

Slissevegg.

Slissevegg er en betongvegg utstøpt i en oppgravd grøft (sliss) i bakken. Gravingen foregår med spesialredskap mens grøfta holdes væskefylt (slurry som er tyngre enn vann for å holde grøfta stabil). Støpingen foregår som "undervannstøp" etter at en prefabrikkert armeringskurv er senket ned i grøfta. Slisseveggen vil alltid inngå som en del av den permanente ytterveggen.

Slisseveggen er særdeles stiv og egner seg godt der det stilles strenge krav til deformasjoner på naboterrenget (bygninger).

Metoden er relativt støy- og vibrasjonssvak. Utgravings- og sikringsprinsipper blir som for spunt. Metoden er relativt tidkrevende og kostbar.

Frostvegg.

Metoden er teknisk gjennomførbar, men kun aktuell i spesialtilfeller. Eksempelvis der spunting ikke er mulig på grunn av konstruksjoner i bakken. Frostveggen lages ved å bore rør med en viss avstand ned i bakken, for deretter å sirkulere en frostvæske (saltoppløsning eller nitrogen) i rørene. Frostveggen vil vanligvis være en gravitasjonsvegg uten forankring eller annen forstøtning.

Veggen må isoleres etter utgraving. Det etableres en plasstøpt betongkonstruksjon innefor frostveggen. Deretter tilbakefylles det mellom frost- og betongveggen og frostprosessen avsluttes.

NB! Det må forventes store deformasjoner i tineprosessen.

Pilarvegg.

Dette er en lite brukt metode i Norge som består i å lage en støttevegg av grovhullspilarer som "griper" i hverandre. Bruksområde som for slissevegger.

Jetpel.

Også dette er en lite brukt metode i Norge. Metoden består i å lage peler eller pilarer ved å benytte en jetstråle (vann og luft) til bortspyling av løsmassene for deretter å pumpe inn en sementvelling i hulrommet. Pelene får noe lavere fasthet enn ordinære betongpeler og har relativt lav frostbestandighet. De må frostisoleres i frostsonen av tunnelen.

KAP.3

**EKSISTERENDE
JERNBANEANLEGG**

3 EKSISTERENDE JERNBANEANLEGG.

3.1 Innledning.

De fleste norske jernbaner er teknisk sett relativt gamle anlegg. De bærer fortsatt preg av opprinnelige standard- og kvalitetskrav. Ikke minst gjelder dette linjen sin underbygning som gjennom skiftende tider, neppe har vært prioritert mot samme standardheving som sporet for øvrig.

Det er et spenn i tid på over 100 år mellom det første og siste stamlinjeanlegg ved NSB. Dette må nødvendigvis komme til uttrykk ved betydelige kvalitetsmessige variasjoner og et mangfold av gode og mindre gode tekniske løsninger. Mange av underbygningen sine komponenter, vil etter normale levetidsbetraktninger, være modne for sanering (utskifting, utbedring, forsterkning, fornyelse). Dette gjelder viktige kunstbyggverk som bruer, forstøtningsmurer, kulverter, tunnelutmuringer, dreosanlegg m.m. Men det gjelder også de egentlige basisanlegg slik som traue, fyllinger og skjæringer.

Underbygningen sin generelle standard henger ellers nøye sammen med banelegemet sin stabilitet, som i stor grad er påvirket av naturbestemte faktorer knyttet til topografi, hydrologi og geoteknikk.

Det vil nærmest være en kontinuerlig prosess å oppdatere underbygningen på eksisterende baner til den tekniske standard som bl.a. defineres og kreves gjennom Trykk 305 og Trykk 380. I denne prosessen må det inngå omfattende tilstandsundersøkelser og ikke minst rutinemessige vedlikehold for å opprettholde ønsket standard og sikkerhet.

3.2 Geotekniske undersøkelser.

Et godt kjennskap til grunnforhold og hydrologiske forhold langs sporet, er viktig for å kunne oppnå og opprettholde påkrevet sikkerhet for togtrafikken og dessuten for å treffe tiltak som kan redusere banen sitt vedlikeholdsbehov.

Omfattende grunnundersøkelser er utført både for nyanlegg og ved systematiske undersøkelser for stabilitetssikring av eksisterende baner. Det foreligger et betydelig geoteknisk arkivmateriale som oppbevares i Hk. Svært mye av disse grunnundersøkelsene er utført etter oppdrag fra baneregionene, og det er en forutsetning at kopi av disse undersøkelser også skal være arkivert ved de respektive regioner. Arkivet skal inneholde grunnboringstegninger og rapporter, registrert på banestrekning og km (eventuelt også på koordinater). Arkivmateriale forutsettes ajourført sentralt i Hk.

3.3 Planering.

Planeringen sin geometri og oppbygging er fortsatt preget av de opprinnelige standardkrav, gitt på grunnlag av tidligere tiders forskrifter med hensyn til aksellaster og kjørehastigheter, og ellers av de rådende anleggstekniske forutsetninger og muligheter den gang banen ble bygget. Det er derfor sjelden at det på eldre jernbaner er planert i henhold til de nå gjeldende planeringsprofiler som vist i kap.2.2.2. Mange baner er også bygget for smalspor og senere utvidet til normalspor. Planeringsbredden for enkeltsporet bane variere derfor fra 4.2 m til 5.7 m.

6b 4,40m

Manglende eller for knapp planeringsbredde skaper problemer når infrastrukturen på gamle baner skal rehabiliteres/fornytes. Dette gjelder f.eks. ved anlegg av nye kabler og mastefundamenter for kontaktledningen. Av hensyn til linjevedlikeholdet skal kabelen eller kabelkanalen ikke legges nærmere enn 2.5 m fra senterlinje spor, og mastefundamentet må ikke anlegges slik at linjegrøften blokkeres eller eventuell drensledning kuttes. Hvis det ikke er mulig å unngå plassering av mastefundamentet i linjegrøften, må grøften utvides forbi fundamentet. Eventuelt legges rør av min. diameter 500 mm hvis det er problemer i forhold til skråningen. Drensledning må skjøtes forbi fundamentet, eventuelt føres gjennom utsparing i selve fundamentet.

Planeringsbredden har generelt stor betydning for sporet sin sidestabilitet, og spesielt for sidemotstanden mot solslyng. Strekninger som er utsatt for stor solslyngfare, bør derfor prioriteres i arbeidet med å utvide planeringen i henhold til gjeldende normalprofil for nyanlegg. Full planeringsutvidelse på alle strekninger er et langsiktig mål. Dette er i mange tilfeller kostbart å oppnå pga nærliggende bebyggelse, elver som ikke tåler innsnevring, stort masseforbruk ved høye fyllinger m.m. Stabilitetshensyn kan også være begrensende. Retningslinjer for planeringsutvidelser er gitt i kap.3.3.1.

3.3.1 Fyllingsutvidelse.

Der sporet ligger på smale fyllinger med begrenset plass til ballast på sidene, er det ofte tilfeller av solslyng. Her må sikkerheten økes. Dette gjøres ved at minimumskravene til bredden på formasjonsplanet tilfredstilles.

Det må ikke bli foretatt større sideforskyvning av sporet som vil medføre at en større del av belastningen blir forskjøvet over på den utvidede delen av fyllingen. Denne belastningen er ikke ivaretatt i dette kapitelet.

3.3.1.1 Geoteknisk vurdering.

Den ansvarlige prosjektledelsen må foreta en vurdering av de

geotekniske forhold på stedet før fyllingsutvidelsen kan iverksettes. Dersom denne vurderingen gir grunn til å anta at grunnforhold og topografi kan medføre bæreevne og stabilitetsproblemer, skal geoteknisk kompetanse konsulteres for å vurdere prosjektet sin utforming og planlagte utførelse. Forholdene bør spesielt vies stor oppmerksomhet ved fyllingsutvidelser i vann.

For fyllingsutvidelser vil det generelt ikke være noe krav til nærmere geoteknisk vurdering dersom grunnen og eksisterende fylling består av friksjonsmasser, morene eller fast leire og det forøvrig ikke er indikasjon eller klare tegn på eksisterende stabilitetsproblemer.

3.3.1.2 Fyllingsprofil.

Fyllingen sin skråningshelning skal ikke være brattere enn 1:1.5. Skråningshelningen til den utvidede fyllingen skal ikke være brattere enn til den eksisterende fyllingskråningen.

Fyllingsutvidelsen sin bredde må heller ikke på noen plass være mindre enn 0.5m målt vinkelrett på eksisterende skråning.

3.3.1.3 Materialtyper.

Det skal fortrinnsvis benyttes friksjonsmasser i fyllingsutvidelsen, dvs. velgradert, godt drenerende og ikke telefarlig grus, velgradert pukk eller sprengstein (inkl. tunnelstein).

Det kan også benyttes mindre drenerende grus/subbus. Slike masser må kun brukes dersom forholdene ellers er slik at tilfredstillende drenering av fyllingen ikke hindres.

Fronsten fanga også inn fra siden!

Ned til en dybde under formasjonsplanet tilsvarende maksimal frostnedtrengningsdybde på stedet, skal det bare benyttes ikke telefarlige materialer.

3.3.1.4 Utførelse.

Fyllingen bør legges ut og komprimeres i horisontale lag fra bunnen av. Følgende minimumskrav gjelder:

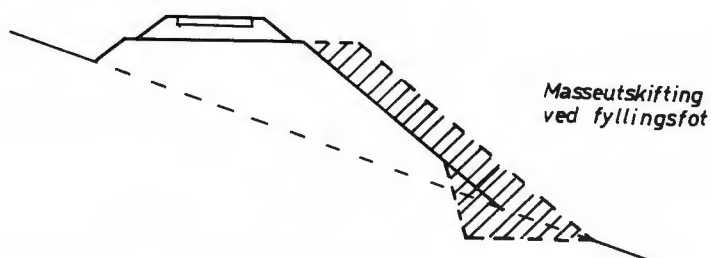
- Evt. vegetasjonsmasser i skråningen fjernes.
- Fyllmassene jevnes ut og dras ned slik at den nye fyllingen får tilstrekkelig fot, se fig.3.3.1. Ved fylling på skrånning, bør fyllingsfoten i tillegg forsterkes ved masseutskifting som vist i fig.3.3.2.
- Den øverste delen av fyllingen skal komprimeres. På formasjonsplanet FP, utføres normal komprimering med tung vibroplate etter NS 3420 (Se kap.2.3.3.4)

*Reve
avsette del?*

*Hva menes med
avsette del (1m? 2m?)*



Figur 3.3.1 Minimumskrav til planering av utfylt masse.



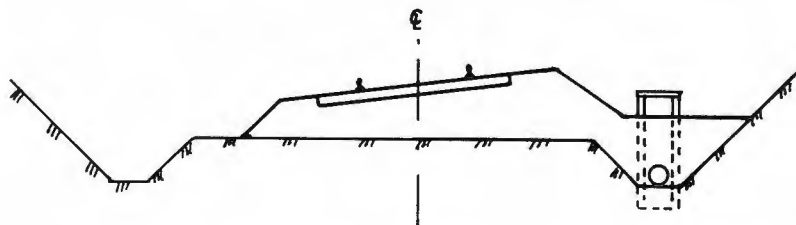
Figur 3.3.2 Forsterkning av fyllingsfot.

3.3.2 Skjæringsutvidelse.

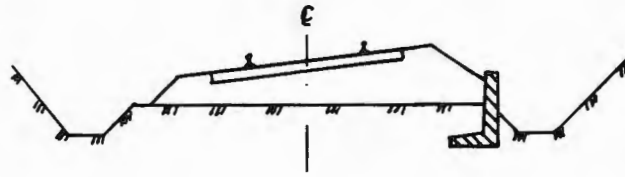
I trange skjæringer kan man få et tilstrekkelig ballastprofil ved å erstatte de åpne grøftene med rør eller å anordne forstøtninger.

3.3.2.1 Jordskjæring.

I jordskjæringer med for liten planeringsbredde på en side, kan åpen grøft erstattes av rør med kummer (Se fig.3.3.3). I trange jordskjæringer hvor åpen grøft vil beholdes, må det brukes forstøtninger, se fig.3.3.4.



Figur 3.3.3 Åpen grøft erstattes av rør med kummer.

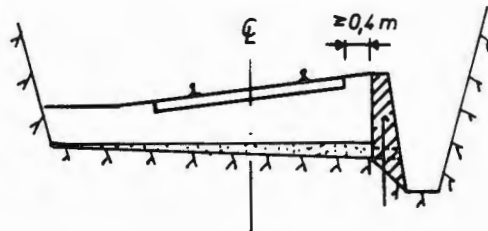


Figur 3.3.4 Åpen grøft beholdes, forstøtninger brukes.

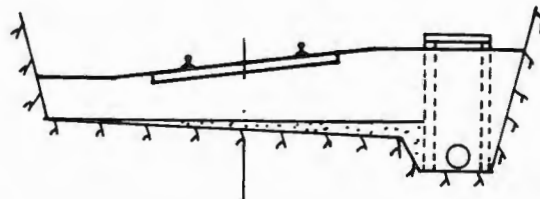
3.3.2.2 Fjellskjæring.

I trange fjellskjæringer med for små planeringsbredder, kan man enten beholde åpen grøft og bruke f.eks. forankret betongmur, eller man kan ha lukket grøft med rør og kummer. Se fig.3.3.5 og 3.3.6.

Obs!
Bensveik kan
ikke brukes her!



Figur 3.3.5 Åpen grøft med forankret betongmur.



Figur 3.3.6 Åpen grøft erstattes med rør og kummer.

3.4 Stabilitet og setning.

3.4.1. Generelt.

Det er svært mange faktorer som har avgjort og påvirket den stabilitet og sikkerhet planeringen på eksisterende jernbaneanlegg i dag ligger med. Ikke minst har de skiftende anleggstekniske forutsetninger spilt en vesentlig rolle, spesielt i kombinasjon med at kompetansen på jordanlegg og geoteknikk til tider har vært noe mangelfull. Forståelsen for etablering av filter mot finkornet grunn har f.eks. ikke alltid vært til stede. Dette betyr at man på de fleste baner har hatt et betydelig rehabiliterings- og sikringsbehov for å bringe anlegget opp på tilfredsstillende sikkerhetsmessig standard.

3.4.2 Fylling.

3.4.2.1 Stabilitet.

Stabiliteten av fyllinger, målt ved sikkerheter mot grunnbrudd og utglidning (se kap 2.4.2), vil vanligvis bli bedre med tiden, i hvert fall når det gjelder fyllinger utlagt på leire. Grunnen til dette er den konsolidering (styrkeøkning) som finner sted gjennom utpressing av porevann over tid. Det er derfor relativt sjelden at det oppstår alvorlige stabilitetsproblemer på gamle fyllinger, hvis forutsetningene forøvrig ikke har endret seg i ugunstig retning, f.eks. ved lastøkninger i form av sporløfting, øket aksellast, breddeutvidelse eller ved inngrep i naboterrenget. Det finnes imidlertid fortsatt fyllinger som ligger med beregningsmessig lav sikkerhet. Men de fleste av fyllingene som etter anlegget ble liggende nær labil likevekt, er nå stabilisert. Dette er i stor utstrekning utført i forbindelse med de systematiske grunnundersøkelsene fra 1960-årene (kap.3.2).

Mange gamle fyllinger er bygget opp av tette jordmasser (silt /leire) tatt fra nærliggende skjæringer. Stabiliteten av slike fyllinger, spesielt når de ligger i skrattereng, kan fort bli truet når forholdene ligger til rette for oppbygging av større poretrykk (vanntrykk) i fyllmassene og i kontaktflaten fylling/terreng. På gamle baner har dette vært den hyppigste årsak til større fyllingsutglidninger.

3.4.2.2 Setning.

Setninger kan skyldes at fyllingen fremdeles ligger med lav sikkerhet mot grunnbrudd, og at det både er konsolidering og skjærdeformasjoner på gang. I så fall kan dette være en svært alvorlig situasjon for sikkerheten. Slike tilfeller er ikke helt uvanlig for gamle fyllinger som slår ut i vann og sjø, og som ligger og "rir" på bløte leire- og gytjeavsetninger.

Kahrju?

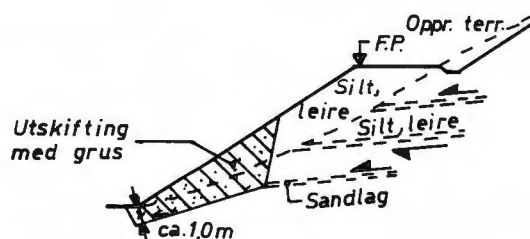
De mest **vanlige setningsårsaker** er knyttet til erosjon som følge av **ukontrollert vanngjennomløp** på tvers av linjen. De ukontrollerte vanngjennomløpene er som regel vann som skulle ha vært fanget opp av det opprinnelige dreosanlegg og ledet trygt igjennom stikkrennen. Disse setningene er gjerne sesongbetonte og størst vår og høst, dog kan årsak og virkning være noe faseforskjøvet i tid ettersom hvelvvirkinger kan gjøre seg gjeldende i steinfyllinger og en tid bære over erosjonspartiene. Ved steinfyllinger og andre permeable fyllinger hvor vannet slipper lett igjennom, resulterer dette normalt bare i øket vedlikehold pga. de setninger terrengerosjonen fører til. Setningene kan imidlertid fort gå over i stabilitetsproblem hvis fyllingene består av tett, finkornet materiale hvor større vanntrykk kan bygge seg opp, eller også ved grove steinfyllinger lagt ut over skrått jordterreng hvor langvarige setninger og sideforkyvningsener kan utvikle seg mot kritisk stabilitet.

En annen ikke uvanlig setningstype er den nærmest uendelige setningssyklus som foregår på gamle fyllinger som ligger på torv/gytje. Her vil selv en mindre oppjustering av sporet ved komplettering av ny ballast, gjerne føre til nye setninger som det senere på nytt må justeres for osv. Dette kan pågå over meget lang tid, avhengig av tykkelsen av det torvlaget som ligger under fyllingen.

3.4.2.3 Stabiliserende tiltak.

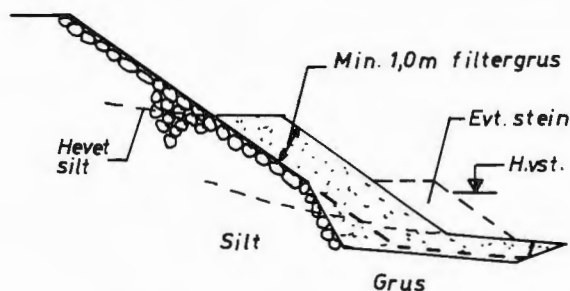
De vanligste tiltak for å stabilisere eksisterende fyllinger, er i prinsippet behandlet under kap.2.4, som f.eks. utlegging av motfylling, innskifting av lette masser, etablering av forstøtninger m.m. Tiltak av denne type vil både kunne øke sikkerheten mot grunnbrudd og redusere eventuelle setninger.

For å sikre stabiliteten av utsatte jordfyllinger på skråterreng, hvor kritisk poretrykk kan føre til utglidninger, kan det være aktuelt å foreta masseutskifting med grus i fyllings-skråningen, se fig.3.4.1.



Figur 3.4.1 Utskifting med filtergrus.

Hvis setningene skyldes erosjon pga. ukontrollert vann gjennom linjen, kan det mest riktige tiltaket være å legge på en filterfylling utenfor og mot fyllingen på nedstrømsside, se fig. 3.4.2.



Figur 3.4.2 Filter- og støttefylling.

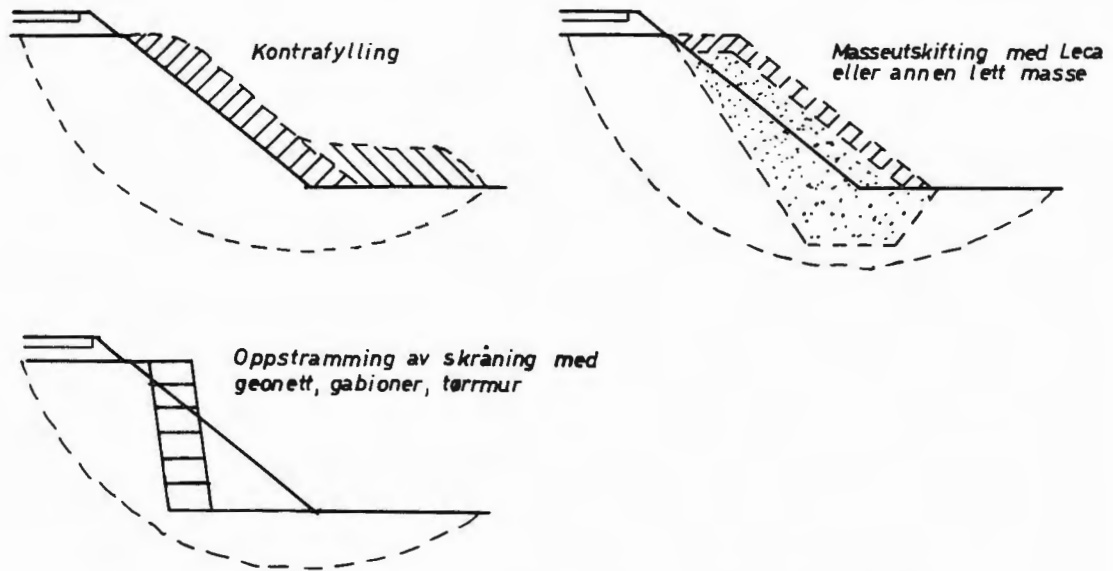
Hvis forholdene ligger til rette for det, vil det være en fordel om det også her kan masseskiftes noe ved fyllingsfoten, se fig.3.3.2 (kap.3.3.1.4). Ved steinfyllinger bør filtergrusen spyles ned i hulrommene for å få større effekt. Filteret virker i prinsippet slik at massetransporten stanses, og erosjonsmassen bygger seg etter hvert opp bakover i fyllingen. Samtidig vil setningene avta. Hvis terrenget nedenfor fyllingsfoten er bratt, må det vurderes å anlegge lukket drengroft nedover dalen.

Fyllingsutvidelse.

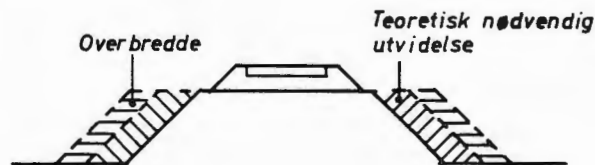
Ved likevekts- eller bæreevneproblemer pga breddeutvidelse, er den enkleste og ofte rimeligste løsningen å legge ut kontrafylling (Se fig.3.4.3). Masseutskifting/oppfylling med Leca eller annen lett masse, er et alternativ hvis forholdene ligger til rette for det. Er der så trangt at siden på fyllingsfoten ikke kan flyttes videre utover, kan oppstramming av skråningen med geonett, gabioner eller tørrmur være et alternativ (Se fig.3.4.3).

Ved setningsproblemer pga breddeutvidelse kan et annet alternativ være å gjøre fyllingen symmetrisk bredere enn teoretisk nødvendig, med "overbredde" som vist i fig.3.4.4. Den symmetriske tilleggslasten vil da gi tilnærmet jevn setning som igjen etter avsluttet setning, gir tilstrekkelig bredde på formasjonsplanet uten at det må foretas ny fyllingsutvidelse.

Vil ikke
fyllingen bli
fyll og det
bale. for for
sett vanntrykk



Figur 3.4.3 Mulige løsn. på fyll.utv. ved stab.prob.



Figur 3.4.4 Symmetrisk utvidelse på setningsfarlig grunn.

3.4.3 Jordskjæring.

3.4.3.1 Stabilitet.

~~Skjæringsstabiliteten vil vanligvis avta med tiden.~~ Dette er som regel forårsaket av poretrykksoppbygging og grunnvannsutbrudd i skjæringssskråningen. Forholdet forsterkes gjerne over tid hvis linjen sin drenering etter hvert forfaller. Skjæringsstabiliteten vil ellers være påvirket av tele og teleløsning, som i spesielt frostaktive jordarter lett kan føre til overflateglidninger. Mange av jordskjæringene på eksisterende baner har for bratte skråninger, og det har oppstått problemer med langtidsstabiliteten.

3.4.3.2 Stabiliserende tiltak.

Prinsippene for stabilisering av skjæringer er behandlet under kap. 2.4.3. Aktuelle tiltak vil være :

- Utslaking av skråning. Terreng-og naboforhold må ligge til rette.
- Masseskifting med stabile grusmasser i skråningen. Vanlig tykkelse: 0.5 - 1.0 m.
- Anlegg av lukkede drengrofter i skråningen og eventuelt overvannsgrøft på toppen av skjæringen.
- Grunnforsterkning (f.eks.kalkpeler) og forstøtninger (støttemurer, spuntvegger).

3.4.4 Fjellskjæring.

3.4.4.1 Stabilitet.

Skjæringsstabiliteten vil også her vanligvis avta med tiden, primært som følge av vann og frost. Tilsig av vann i sprekker og påfølgende frostsprengning vil over tid kunne utløse steinsprang og nedfall av løse blokker. Ellers vil fjellstabiliteten også påvirkes både av vegetasjonen ved rotsprengning og av generell forvitring.

3.4.4.2 Stabiliserende tiltak.

I fjellskjæringer vil det vanligvis være sikrere å foreta forsterkning av eksisterende fjelloverflate enn å utføre nye sprengningsarbeider som kan medføre nye svekkelser av fjelloverflaten. De mest benyttede sikringsmetoder vil være :

- *Rensk av fjellsiden.* Rensken skal helst utføres lett for ikke å risikere fjerning av løsblokker. Det skal utføres systematisk rensk om våren umiddelbart etter at frostnettene har opphørt. Ekstra visitasjon foretas også til andre årstider i perioder med vekslende ± temperaturer. Til rensken hører også med fjerning av vegetasjon, spesielt med tanke på å unngå rotsprengning.
- *Bolting.* I skjæringer hvor fjellet er oppsprukket og kvaliteten generelt er dårlig, kan systematisk bruk av bolter være nødvendig, se kap.2.4.4.2.
- *Sikringsnett.* Bruk av nett er aktuelt i skjæringer hvor det er uoverkommelig å feste alle løse blokker ved bolting, se kap.2.4.4.2.
- *Fiberarmert sprøytebetong.* Se kap.2.4.4.2.

3.4.5 Tiltak mot iskjøving.

Under bestemte klimatiske forhold kan overflatevann, sigevann og/eller grunnvann som renner på skjæringen, forårsake isdannelse. Isen kan ofte vokse ut fra skjæringen, over grøften og ut i sporet. I mildvær vil is som tiner fra skjæringen, forårsake nedfall. Ulempene med iskjøving kan reduseres ved sprenging av smale nisjer i skråningen eller å bruke sikringsnett.

3.4.5.1 Nisje.

Nisjene bør være ca en meter dype og må sprenges helt ned til bunnen av drenggrøften. De kan dekkes med en enkelt vegg og isoleres. Ofte har det vist seg at man kan spare veggen, spesielt hvis nisjen har v-formet tverrsnitt. Det vil da danne seg en issvull i nisjen, men vannet får avløp bak isen.

Er der problemer over en større lengde, kan det sprenges flere nisjer i passe avstand. Avstanden mellom nisjene må ikke være over 10 meter. Er avstanden riktig valgt, vil vannsaget samle seg i nisjene. Grunnen er at enten følger vannet sprekker i fjellet som har oppstått under sprenging av nisjene, eller så følger vannet korteste og letteste vegen ut. Linjegrøftene må alltid holdes åpen slik at det er avløp for vannet.

3.4.5.2 Sikringsnett.

Man kan dekke fjelloverflaten med netting (Se kap.2.4.4.2 fig.2.4.9). Isen vil henge seg fast i nettet og danne en isolerende kappe. Kappen sørger for at vannsaget kan holde seg åpent mot fjellet. Når smeltingen setter inn om våren, vil isen henge seg fast i nettet og ikke falle ut i sporet. Metoden kan benyttes ^{Som} til supplement til sprenging av nisjer.

3.4.6 Støttemurer.

Langs eksisterende baner er det et mangfold av støttemurtyper. De fleste er anlagt i foten av skjæringer og fyllinger for å sikre planeringen sin stabilitet. Vedrørende nyere støttemurtyper som kan anvendes ved rehabilitering og fornyelse, vises til beskrivelse under kap.2.4.5.2.

For å unngå forfall av gamle støttemurer, er et visst rutinemessig vedlikehold nødvendig. Det er bl.a. viktig at muren sin ytterflate holdes ren for grasvekster og busker som ofte slår rot i åpne fuger. Dessuten må alle drenasjeveier, både gjennom og bak muren, holdes åpne. Fortetning av dreneringen er en hyppig årsak til at murdefekter oppstår, som regel pga at bakfyllmassene forurenses og økt tele-og vanntrykk presser muren ut.

3.4.7 Elveforbygninger.

Se kap.2.4.6.

3.4.8 Stabilitet av naboterreng.

Det vises til kap.2.4.7 vedrørende stabilitet og sikrings-tiltak. Prinsippene vil være de samme også for eksisterende anlegg. Det er viktig at personalet ved linjen gjøres kjent med at eventuell eier- eller inngrepsrett foreligger, slik at nødvendig vedlikehold kan opprettholdes i naboterreng.

Det er viktig at den rutinemessige linjevisitasjonen også fanger opp risikofylt virksomhet som foregår i naboterreng. Nedenfor følger en fortegnelse over en del inngrep, risiko og sikkerhetstiltak vedrørende slike naboforhold :

Generelt ang. anleggsarbeider.	Det skal foreligge nabovarsel og godkjennelse i henhold til plan- og bygningslov.
Utlegging av fylling.	Vurderes ut fra grunnforholdene. Hvis bløt leire, forlanges geoteknisk undersøkelse.
Utgraving av mindre byggegrop.	Ved alle slags grunnforhold, vurderes endring av vannløp og dreneringsforhold. Ved kvikkleire forlanges geotekniske undersøkelser. Forøvrig en geoteknisk vurdering.
Utgraving av større byggegrop.	Uttalelse fra geoteknisk sakkyndig må foreligge.
Bakkeplanering	Uttalelse fra geoteknisk sakkyndig må foreligge.
Endring av bekkeløp eller dreneledninger.	Endringen må ikke føre til overbelastning på jernbanen sitt drene-system eller stikkrenner. Endringen må ikke føre til ukontrollert oppbløting av nabogrunn eller skjæringer.
Tilførsel av spillvann til jernbanen sitt drene-løp eller stikkrenner.	Nektes med hjemmel i plan - og bygningsloven.
Grøfting av myrer i jernbanen sitt nedslagsfelt.	Tillates ikke hvis det fører til overbelastning av jernbanen sine dreneledninger eller stikkrenner.

OBS
Viktig

Hogstfelter langs jernbanen.	Ved større hogstfelt (over 50 mål), må risiko for øket vanntilsig eller utglidning (også snøskred) vurderes.
Nyanlegg av veger	Godkjennelse må foreligge i henhold til plan- og bygningsloven. Geoteknisk undersøkelse må foreligge for større planeringsarbeider.
Øket vanntilførsel ved nyanlegg eller utvidelse av veger.	Det må undersøkes om jernbanen sitt drensssystem kan motta de mere konsentrerte vannmengder som må forventes. Spesiell oppmerksomhet rettes mot økning av vannmengder ved stormflo som følge av fast dekke på vegene.
Utlegging av steinfyllinger langs linjen.	Sikkerheten må foreligge for at ikke stein skal falle på sporet.
Spengning langs linjen.	Sikkerhet mot steinsprut på linjen.
Graving av grøfter.	Det må påses at arbeidstilsynets bestemmelser vedrørende graving og avstivning av grøfter, blir overholdt. Direktoratet sine forskrifter, best.nr.151

2
 → Sikkerhet for personale eller for jernbanen. Ikke NSB's plikt å sørge for at arbeidstilsynets bestemmelser følges.

3.5 Frost.

3.5.1 Planlegging av frostsikring.

Det er viktig å skaffe seg opplysninger om størrelsen og utstrekningen av telehivingen og grunnforholdene i underbygningen. Det skal derfor som forundersøkelse for planlegging av frostsikring, utføres telenivellement og grunnundersøkelser. Opptegningen av observasjonene er standardiserte. De utføres som et lengdeprofil med angivelse av linjen sin kilometrering (pelenr.). Følgende data presenteres:

- Telehiving opptegnes i målestokk 1:5 for en eller flere vintre registrert ved nivellement.
- Eventuell skoring angis i mm som høyeste skore innenfor hvert skoringsfelt.
- *Horisontal? bunn?* Undersøkelse av ballast og undergrunn. Resultatet opptegnes i høydemålestokk 1:20.
- Angivelse av skjæring eller fylling.
- Karakteristiske tverrprofiler i målestokk 1:200.

Valg av utførelsemåte blir fastlagt av en geoteknisk sakkyndig sammen med baneregionen sitt personale.

De gamle jernbanene er bygget med grusbullast. Ved senere overgang til puk, er vanligvis linjen løftet slik at det ligger et filterlag av grus under pukken. Innlegging av grus er som regel uaktuell som frostsikring p.g.a store masseutskiftninger og driftsforstyrrelser.

3.5.2 Tresviller som frostfundament.

Brukte impregnerte sviller har i nedgravet tilstand, lang levetid i sporet. Trykkfastheten og deformasjonsegenskapene er tilfredstillende hos tresvillene. Svillene legges på tvers under midtre del av sporet. På sidene legges langsgående sviller. For å unngå oppressing av finmateriale mellom svillene, legges fiberduk under svilllaget.

Svilletrauet kan virke som drengroft, og det kan oppstå grunnbrudd. Grunnbruddet oppstår p.g.a. vanntrykket på traueggene ved overgang fra skjæring til fylling. For å unngå dette, legges det inn tverrgående sperresjikt av 0.15 mm plastfolie for hver 10.m hvor banen ligger i større stigning enn 10 promille. Se fig.3.5.1.



Figur 3.5.1 Sperresjikt av plastfolie.

Frostfundamentet sin bredde skal ved bruk av sviller være minimum 4.0 m. Tykkelsen på frostfundamentet dimensjoneres etter tab.12.

Dimensjonerende frostmengde [h°C]	Antall lag sviller
5000 - 15000	1
15000 - 25000	2
25000 - 40000	3

Tabell 12. Frostfundamentet sin tykkelse.

3.5.3 Frostsikring med isolasjonsmaterialer.

De første kunstige isolasjonsmaterialene var plater av ekspandert polystyren. I de senere årene er det ekstrudert polystyren som er mest brukt. Dette materiale har imidlertid inntil 1987 vært produsert på basis av klorfluorkarboner (KFK-gass) som av miljømessig hensyn ikke lenger er tillatt å bruke. Kravet er nå KFK-frie plater av ekstrudert polystyren. Kvalitetskravet fremgår av tab.13.

Aksellast [kN]	< 200	200 - 220	> 220
Densitet [kg/m ³]	30 - 35	35 - 40	40 - 50
Tillatt deformasjon	< 1% ved 0 kPa < 5% ved 350 kPa	< 1% ved 0 kPa < 5% ved 400 kPa	< 1% ved 0 kPa < 5% ved 450 kPa
Bruddspenning [kPa]	> 250	> 350	> 450

$$1 \text{ kPa} = 1000 \text{ N/m}^2 = 0.1 \text{ N/cm}^2$$

Tabell 13. Kvalitetskrav til plater av ekstrudert polystyren.

Det forutsettes min. 0.3 m avstand mellom underkant sville og overkant plate.

Kravene til deformasjonsegenskaper og bruddspenninger, kan reduseres ved større avstand mellom sviller og plate.

Fiberduk
mulig

Anvendelse av polystyrenplater til frostisolasjon, er i almin- lighet mest aktuelt i forbindelse med ballastrensing og bruk av ballastrenseverk. Det vil med denne arbeidsmetoden ikke være mulig å legge filterlag hverken av grus eller fiberduk under isolasjonsplatene for å hindre oppressing av finmateri- ale mellom platene. Det er derfor en forutsetning at det under platene vil ligge igjen pukk, grus eller sand i minst 0.1 m tykkelse. I motsatt fall må det velges en arbeidsmetode som tillater grusfilter eller fiberduk innlagt under platene.

Minimumskravet for platetykkelsen er 60 mm. Dim. tykkelse regnes 10 mm mindre enn platetykkelsen p.g.a pukknedtrengning og sammentrykking. Bilag 4 viser dimensjoneringskurver for kombinasjonen isolasjon og grus. Diagrammene angir tykkelsen på underliggende gruslag. Det er forutsatt at varmelednings- tallet er 0.037 h/mK. For isolasjonsmaterialer av ekstrudert polystyren, tilsvarer dette et fuktopptak på 5-10 volumpro- sent.

Frostdybden vil være avhengig av akkumulert sommervarme. Det er derfor svært forskjellige dimensjoneringskurver for Øst- Norge og det vest- og nordenfjellske.

Nødvendig gruslag under 60 mm skumplate, tas ut fra bilag 4. Hvis gruslaget er tynnere enn dette, må det legges 100 mm plate, bilag 4. Dette vil i de aller fleste tilfellene være tilstrekkelig forutsatt et minimum filterlag under platene.

For ekstremt kalde strøk må det velges spesialløsninger. Man kan kombinere isolasjon og sviller eller underdimensjonere. Hvis man underdimensjonerer, må man være forbredt på at det blir gjennomfrysing enkelte vintre.

3.5.4 Sporløfting.

Sporløfting er et effektivt middel mot telehiving. Telehiv- ingen blir redusert p.g.a. :

- Frostfundamentet sin tykkelse øker slik at det kreves større frostmengde for gjennomfrysing.
- Topplaget, ballasten, får bedre drenering, blir tørrere og får dermed bedre isolasjonsevne.
- Større avstand til grunnvannsspeilet.

Smale fyllinger på eldre baner er en vesentlig årsak til solslyng. En løfting av sporet må derfor ikke foretas, uten samtidig utvidelse av fyllingsprofilen (Se kap.2.2.2 fig. 2.2.4 og kap.3.3.1).

Profil

Nødvendig løfting av sporet for eliminering av telehiving, kan bestemmes av bilag 3. På eksisterende baner må det imidlertid vurderes om det er økonomisk å dimensjonere etter F_{100} .

3.5.5 Ballastrensing.

Ballastrensing er i mange tilfeller en effektiv og tilstrekkelig forebygging mot telehiving. Dette er tilfelle der hvor telehivingen vesentlig skyldes forurenset ballast. Karakteristisk ved dette er oppumping av finmateriale rundt svillene (vaskasviller). Dette kan ofte være tilfelle ved lite elastisk underbygning, som fjellskjæringer og bruer med betongtrau.

3.6 Snø.

3.6.1 Generelt.

For snøskjermer og snøoverbygg gjelder det samme for eksisterende baner som for nye baner. Se kap.2.6.

3.6.2 Brøyting.

Til snø- og isrydding anvendes forskjellige typer mekanisk utstyr, både skinnegående og ikke skinnegående.

Det viktigste skinnegående utstyr for snørydding på linjen er:

- Frontplog
- Sporrenser
- Roterende snøplog
- Snøskrape

Det finnes to hovedtyper av frontplog. Disse er stor frontplog og underhengt frontplog. Av sporrenser finnes det også to hovedtyper, nemlig underhengt og etterhengt sporrenser.

også etterhengt per Lant
Høye brøytekanter øker faren for at linjen på utsatte steder kan fyke igjen. Det er derfor viktig at man har snøryddingsredskap som kaster snøen godt til siden og ikke unødig forhøyer brøytekanter.

3.7 Drenering og stikkrenner.

3.7.1 Apen og lukket drenering.

De fleste forhold omtalt i kap.2.7, vil også gjelde ved eksisterende baner. Det vil imidlertid være begrensede muligheter for å oppnå den dybde og bredde på linjegrøfter som er angitt i kap.2.2.2. Det må utvises et forsiktig skjønn ved rehabilitering av grøfter, slik at man ikke sårer foten av skråningen og dermed utløser utglidning.

P.g.a. utette linjegrøfter, har det mange plasser oppstått problemer med vann gjennom linjen. Tiltak som er beskrevet under kap.2.7.2.1 kan da settes i verk.

3.7.1.1 Vedlikehold.

Dreneringen skal opprettholdes. Det er derfor nødvendig at vegetasjonen blir ryddet for å hindre igjengroing av linjegrøfter og overvannsgrøfter. Også når grøftene blir blokkert av lokale utglidninger og ras, skal opprydding foretas. Ved lukkede drensledninger, skal regelmessig kontroll av inspeksjonskummer og slamkummer gjøres. Kummene skal tømmes hvis det er nødvendig.

Det skal foretas nøye kontroll med at drenssystemet ikke tilføres uforutsette vannmengder fra jernbanen sine egne arbeider eller fra tiltak som foretas på nabogrunnen. Spillvann må under ingen omstendigheter tilføres jernbanen sitt drensssystem, innbefattet stikkrenner.

Større arbeid med grøfting av myrer, kan medføre overbelastning av drenssystemet. Arbeidet skal varsles vedkommende landbruksnemnd for vurdering.

Byggearbeider som kan medføre økning av vannføringen, skal godkjennes av NSB. Uanmeldte tiltak skal varsles bygningskontrollen.

Man skal også være på vakt ovenfor andre forhold som kan medføre endring av avrenningsfaktoren som anlegg av veier, asfaltering og opparbeidelse av idrettsbaner.

Drenssystemet skal vies særlig oppmerksomhet ved konsentrerte regnskyll etter langvarige nedbørsperioder. Den offentlige værvarslingen skal gi påminnelse om ekstaordinære tiltak.

Direktoratet for arbeidstilsyn har fastsatt forskrifter for graving av alle typer grøfter. Disse forskriftene må følges nøye. De trykte forskriftene kan fås hos arbeidstilsynet på stedet. Forskriftene har bestillingsnummer 151.

Det er viktig både for bæreevne og telesikring at ballastlaget hele tiden holdes godt drenert. Linjegrøftene må holdes åpen

ned til minst 0,3m under FP, og det må påaktes at ballastkanten ikke fortettes slik at fri drenerasje ut mot linjegrøften hindres.

Også i fjellskjæringer må det jevnlig kontrolleres at eksisterende åpen eller lukket drenering fungerer som forutsatt. Mangelfull drenering resulterer gjerne i telehiving selv om det ikke forekommer særlig telefarlige masser under sporet.

3.7.2 Stikkrenner.

Stikkrenner bygget av bruddstein og fundamentert på kult med bakfyll av stein, er etter 75 - 100 år vanligvis i god stand når rennen har svakt fall. I bratt terreng har det ofte oppstått skader fordi vannet har tatt seg vei ved siden av eller under rennen. Erosjon i underliggende jord har ført til deformerte renner og urolige fyllingspartier. En fullstendig ombygging av stikkrennen er da den beste løsningen. Hvor dette er umulig, må det foretas en reoperasjon.

3.7.2.1 Vedlikehold.

Minneliste for vedlikehold av stikkrenner.

Feil ved stikkrenne	Sikring mot skader
Tilstopping	Arlig opprensning, fortrinnsvis senhøstes.
Hyppig tilstopping	Oppsetting av varegrind foran innløpet.
Igjenfrysing	Inn- og utløpet dekkes med granbar eller isolasjonsmatter. Mattene må lett kunne fjernes, og de fjernes alltid før snøsmeltingen om våren.
Telehiving i tørr stikkrenne	Overdekning av inn- og utløp som foregående.
Kjøving utenfor stikkrennen	Overdekning av inn- og utløp med tresviller 5-7 m utenfor stikkrennen. Høyde minst over overkant stikkrenneinnløp. Svillene dekkes med granbar eller isolasjonsmatte
Stikkrennen ikke klar til å ta imot vårflommen	Alle stikkrennene kontrolleres før vårflommen setter inn. Løpet rengjøres for is. Opptining foretas med damp eller elektrisk strøm fra tinetransformator.

Risiko for sørpeskred	Ekstra overvåkenhet. Tiltak for å stanse eller avlede skredmasser før de når sporet.
Hyppig igjenfrysing	Innlegging av permanent varmekabel.
Underdimensjonert stikkrenne	Overløpsstikkrenne etableres mellom F.P. og eksisterende stikkrenne.
Økning av vannføring fører til underdim.	Oppmerksomhet rettes mot arbeider og tiltak som kan føre til øket vannføring: - Veganlegg - Utbygging av byggefelt - Myrgrøfting - Flatehogst
Utett stikkrenne som fører til vannsig gjennom fylling	Vanlig forekommende feil. Se kap.3.7.2.3, fig.3.7.1
Utløpet av stikkrennen er forskjøvet	Vanlig forekommende feil. Se kap.3.7.2.3, fig.3.7.1

3.7.2.2 Igjenfylling av bekkeløp.

Jernbanen sitt ansvar ovenfor nabogrunneier er begrenset til å føre vannet på en sikker måte igjennom fyllingen. Jernbanen har derimot ikke ansvaret for hvorledes vannet føres utenfor egen grense.

Av sikkerhetsmessige grunner er det imidlertid av avgjørende betydning at vannet til enhver tid har fritt løp også utenfor jernbanen sine fyllinger.

I forbindelse med bakkeplanering for jordbruksformål, forekommer ofte behovet for igjenfylling av vannløpet på oppstrøms og nedstrøms side av jernbanen.

For å sikre at endringer av de bestående forhold på nabogrunnen ikke skal føre til fare for linjen sin sikkerhet, avkreves grunneieren en erklæring om ansvaret for tilstrekkelig dimensjonering og forsvarlig vedlikehold av det nye lukkede løpet.

Under enhver omstendighet skal kum med diameter ≥ 1000 mm brukes ved tilslutning mellom NSB sin kulvert og naboen sin forlengelse av lukket vannløp.

3.7.2.3 Reparasjon.

Defekter og skader på stikkrenner åpner muligheten for lek-

kasjer og dermed undervasking av fyllingen. Dette er en vanlig forekommende feil som ofte fører til setninger, av og til også innsynkninger og utglidninger.

Innløp og utløp er sårbare punkter. Hvis vannet får anledning til å grave her, kan det fort oppstå store ødeleggelser. Særlig omhyggelig må man være ved stikkrenner som ligger i sterkt fall i jordterreng. Vanlige sikringsmetoder her er:

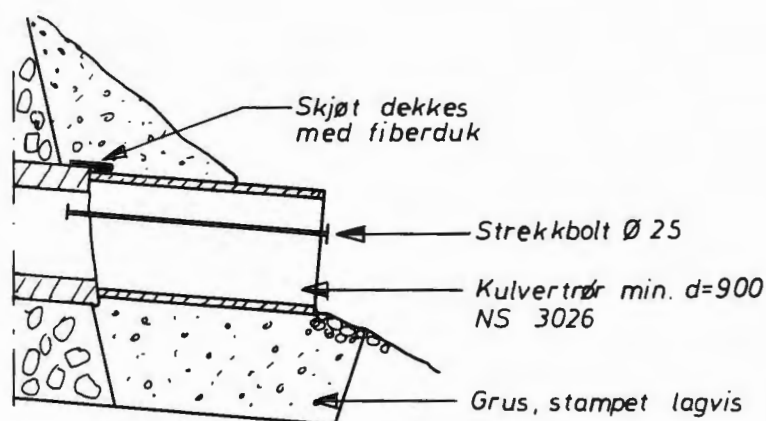
- Stampe en voll av myrtorv og stein utenfor enden av stikkrennen.
- Ramming av spuntvegg (trykkimpregnert tre eller stål) foran innløp og utløp (hvis det ikke er for mye stein).
- Utforing av eksisterende renne ved innstikking av plastrør (bare hvis stikkrennen har stort nok tverrsnitt).

Hvis utløpet av stikkrennen er forskjøvet og skadet, eller hvis en fyllingsutvidelse nødvendiggjør en forlengelse, er det flere mulige måter for rehabilitering og påskøting av den gamle stikkrennen. Plasseres nye rørdeler, er det et generelt krav at det må foretas en pålitelig tilpasning til den eksisterende rennen. Det skal også etableres et stampet frostfundament (Se kap.2.5.2.4) under rørforlengelsen. Noen eksempler på typeløsninger er gitt nedenfor:

Forlengelse med betongrør, fig.3.7.1.

Vanlig anbefalt utførelse er at det første røret skal tilpasses ved meisling slik at fugen ikke noe sted blir større enn 50 mm. Røret skal forbindes med den gamle stikkrennen ved strekkstag. Skjøtefugen skal dekkes med fiberduk før filtergrus fylles på, evt. omstøpes.

Ved denne metoden er det viktig at de tunge og stive rørene får tilnærmet setningsfritt underlag, slik at utette fuger ikke oppstår. Strekkboltene krever ettersyn og vedlikehold (korrosjon).

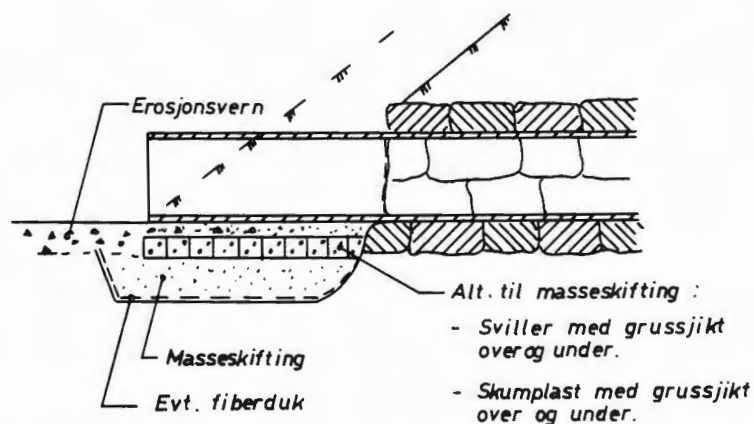


Figur 3.7.1 Forlengelse med betongrør.

Forlengelse med innstikkrør av plast (utforing), fig.3.7.2.

Denne metoden innebærer at stikkrennearealet i forhold til et kvadratisk tverrsnitt, teoretisk reduseres med ca. 25 %, og i praksis antakelig enda mer pga. demningseffekter. Metoden anbefales derfor bare i de tilfeller hvor det kan påvises (dokumenteres) at kapasiteten fortsatt vil være tilstrekkelig.

Det må stilles strenge krav til tettingen, spesielt på innløpssiden.



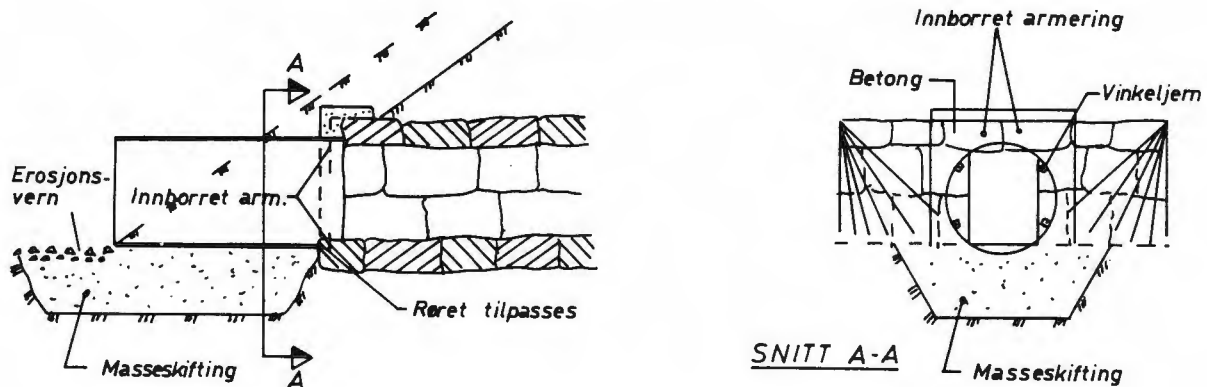
Figur 3.7.2 Forlengelse med innstikkrør av plast.

Forlengelse med korrugerte stålrør, fig.3.7.3.

Stålrøret skjæres til slik at god tilpassing til stein rennen oppnås. Røret festes ved at det bores inn og injiseres bolter. Skjøten omstøpes med armert betong. Både rør, festebolter og plater skal være korrosjonsbeskyttet.

Tilkoplingsdelen kan også utformes som en rektangulær seksjon, skreddersydd for å passe inn i eksisterende steinrenne og

ellers fastsveiset til den korrugerte rørdelen.

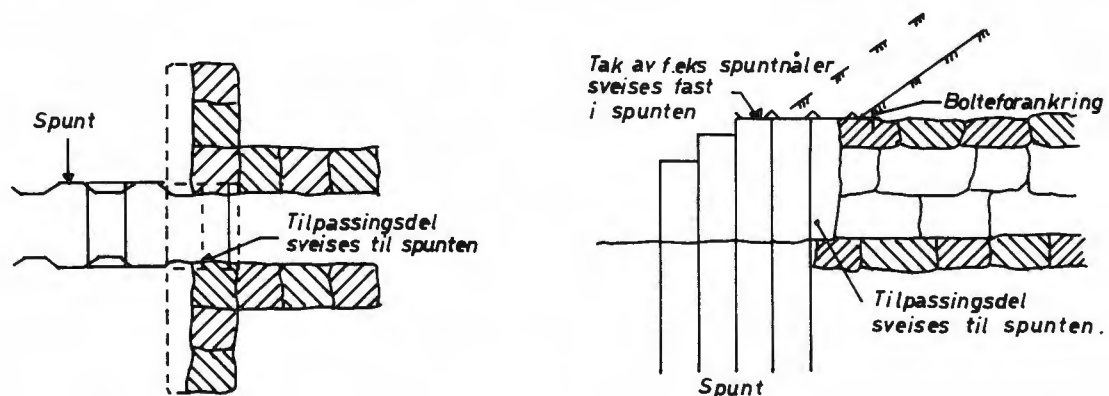


Figur 3.7.3 Forlengelse med korrugerte stålrør.

Forlengelse med spunt og ståldekke, fig.3.7.4.

Stålspunt av passe lengder for å oppnå tilstrekkelig bæreevne, rammes på begge sider av vannløpet. Spuntveggene tjener som opplegg for et "tak" av påsveisede spuntnåler.

Metoden er relativt kostbar og bør antakelig i første rekke brukes ved forlengelser ut over svak grunn, hvor det ved rørløsninger kan være problematisk å oppnå tilstrekkelig bæreevne.



Figur 3.7.4 Forlengelse med spunt og ståldekke.

Bekketunneler i fjell erstatter ofte stikkrenner. Bekketunnelene er i seg selv vanligvis likeholdsfriske, men det oppstår ofte lekkasje problemer ved innløpet når bekketunnelen sitt innløp ligger høyere enn dalsenkningen sitt laveste punkt. Det vil da bli vannsig gjennom fyllingen og dette vil føre til setninger. Innløpet til bekketunnelen må derfor sikres ved betongutstøpt innløpstrakt. Se også kap.2.7.5.4 og fig.2.7.7.

3.8 Rørkryssninger.

Se Bruhåndboken, Trykk 340.

3.9 Bruer.

Se Trykk 340, del 15.

3.10 Tunneler

Etter at en tunnel er satt i drift, vil behovet for organisert fjellsikring raskt melde seg. Dette vil gjerne være arbeider som rensk, bolting, vanntetting og eventuelt ytterligere utstøpning.

*Ikke
Bred*
I baneregionene er det egne renskelag som i sommerhalvåret bare har til oppgave å utføre fjellsikring. I vinterhalvåret foretar de vedlikehold i de lengste frostfrie tunnelene foruten annet forefallende arbeid.

3.10.1 Formål

Formålet med en slik organisert fjellsikring er følgende:

- Oppnå størst mulig sikkerhet for togtrafikken.
- Hindre skader på jernbanetekniske anlegg.

I tillegg skal arbeidet drives effektivt og økonomisk. Kravet til sikkerhet er det absolutt viktigste, og stiller strenge betingelser til en effektiv fjellsikring. Dette arbeidet må utføres svært grundig, idet nedfall av blokker eller utrasing som forårsaker avsporing kan være katastrofal. Vedlikeholdsstrategien bør derfor være å oppnå så stor sikkerhet at slike uhell ikke skal inntreffe.

3.10.2 Rutiner

Erfaringen har fram til idag ført til innarbeidelse av følgende rutiner:

- Det gås systematisk gjennom tunnelene i løpet av en 4-5 årsperiode
- Rasfarlige/rasutsatte partier kontrolleres hvert år.
- Tunnelene blir forøvrig kontinuerlig overvåket ved linjevisitasjon og eventuelle nedfall av stein blir straks nærmere undersøkt.
- Mannskapet på renskelagene har gjennom årene opparbeidet meget god lokalkjennskap, og er derfor spesielt oppmerksom på utsatte partier.

3.10.3 Maskinelt utstyr

I regionene med flest tunnelstrekninger, disponerer renskelagene selvgående renskebukk med maksimalhastighet på 80 km/t. Det er helt avgjørende at denne har stor transporthastighet ut til arbeidsstedet da mesteparten av arbeidet må foregå i togpausene. Forøvrig er renskebukken utstyrt med luftdrevet kompressor til drift av bore- og hjelpeutstyr. Det er utskyv-

bar plattform på hver side til rensk av vegger og på toppen til rensk av tak. Noen av regionene har i tillegg en etterhengt arbeidsplattform som kan beveges vertikalt og roteres. Den er påmontert hydraulisk boreutstyr som kan dreies både horisontalt og vertikalt. Dette vil spesielt forenkle boring og setting av bolter i øvre del av tunnelvegg og hvelv. Arbeidsplattformen kan også kobles fri og flyttes i liten hastighet med egen motor.

3.10.4 Sikringstiltak

De fleste av våre tunneler ligger i dagfjellet. Vanligvis er dette meget oppsprukket med tildels åpne slepper slik at overflatevann trenger inn i tunnelen. Varierende med årstiden vil en således få vannlekkasjer eller isdannelse og frostsprengning med de uheldige virkninger dette medfører. Lekkasjevannet er således medvirkende årsak til steinsprang, iskjøyving, rustdannelse på skinner og befestigelse, forurensning av ballasten osv. En betydelig del av sikringsarbeidene har derfor gått ut på å fjerne eller lede bort dette vannet. Der vannet allerede har issprengt eller vasket ut materialet i sleppene og dermed løst forbindelsen mellom steinblokkene, er tunnelpartiet blitt forsterket.

Forsterkningsarbeidet vil variere med skadetypen. Ved rutinemessig rensk blir løse flak og blokker fjernet. Større blokker eller partier som har mulighet for å løsne, blir sikret med permanent bolting. Til denne sikringen er vanligvis mørtelinnstøpte bolter, enten perfobolter eller gyste bolter, blitt brukt. I den senere tid er polyesterinnstøpte bolter også blitt benyttet.

Der fjellet er svært oppsprukket eller hvor det er knusningssoner, vannlekkasjer eller bergtrykksproblemer, er utstøpning foretatt. Denne er gjerne utført som en uarmert betongkappe. Opprinnelig skulle betongen være 40 cm tykk. Men etter som tiden går, har betongen blitt dårligere flere plasser og tykkelsen er blitt redusert. På disse plassene må betongen enten forsterkes eller fjernes helt.

En metode for rehabilitering av eksisterende tunneler under trafikk har vært å støpe ut etter lamellmetoden. Dette er både gjort på tunneler som ikke ble tilstrekkelig sikret under byggefasen og i en del tilfeller hvor det har vært nødvendig å foreta etterutstøpning for å oppnå god nok trafikksikkerhet. Metoden går ut på å støpe betonglameller som prefabrikerte elementer på betongfabrikk. Således kan både betongkvalitet og avdekking bestemmes og kontrolleres etter ønske. Arbeidet i tunnelen innskrenker seg til støping av fundament og vederlag, foruten montering og fuging av lamellene. Denne metode er innført som norm ved NSB. En spesiell utførelse kan også anvendes i dobbeltsporet tunnel.

Sprøytebetong er en annen ettersikringsmetode som har vært en del anvendt. Metoden er relativt lett å bruke og ser ut til å

bli meget aktuell ved kommende arbeid. Kvalitetsmessig er sprøytebetongen blitt forbedret i de senere år, særlig etter at fiberarmeringen ble tatt i bruk. Fjellet hvor sprøytebetongen skal påføres må være rent og ha en rimelig hvelvform. Løse blokker må være fjernet eller sikret med bolter. Vannlekkasjer av betydning bør være tettet ved injeksjon eller samlet og ledet bort i rør.

Som nevnt tidligere er vannlekkasjer i jernbanetunneler et problem som fører til mange skader. I årenes løp er det brukt store ressurser for å hjelpe på dette. Tidligere er det utført betydelige injiseringsarbeider som utvilsomt har gitt forbedringer. I frostfrie tunneler brukes idag galvaniserte stålplater som henges opp i taket med bolter og fører vannet ut til sidene. Konstruksjonen er enkel, men oppfyller sitt formål. Betingelsen er at fjellet bak platene er godt eller sikret med bolter.

I tunneler med frost vil vannlekkasjer gi et betydelig driftsproblem. Isdannelser på elektrisk kjøreledning og i sporet fører her til store vedlikeholdskostnader. I senere tid er det tatt i bruk plater av polyetylen som festes til fjellprofilen med bolter og fjellbånd. Platene er normalt 5 cm tykke og dekkes over partier med vannføring. Det er helt nødvendig at platene føres ned til frostfri dybde i grøft. Platene monteres fra plattform på renskebukk eller mobil plattform. Det er en betingelse at fjellet er godt eller sikret, før slike plater settes opp. Platene kan også festes direkte på utstøpte partier. Erfaringen med denne isoleringsmetoden er så langt meget positiv. I tunneler hvor dette er utført, er arbeidet med kostbar isfjerning helt eliminert. Tiltaket er således personalbesparende og vil derfor sikkert intensiveres i de kommende år.

3.10.5 Ventilasjon.

Under større vedlikeholdsarbeider i lange tunneler vil det selvsagt kunne oppstå problemer hvis ikke avgassene fra trekkaggregater og arbeidsmaskiner luftes ut. Egnede ventilasjonsutstyr må derfor anskaffes før slike arbeider iverksettes. Slikt utstyr kan være en flypropell montert på vogn. Spesielt i perioder med ugunstige trekkforhold har det vist seg at dette utstyret ikke har fungert tilfredsstillende. I senere tid er det tatt i bruk en ny type ventilator som har fungert bra. Denne er slik utformet at all luft som blir blåst inn mot eller sugd ut fra arbeidsstedet, blir kanalisert gjennom viftene (4 stk). I ytterkantene i tunnelprofilen ligger en luftpølse som blir blåst opp ved hjelp av trykkluft. Dermed blir profilet tettet til.

KAP.4

FEILSØKING

4 FEILSØKING.

Skjemaene i dette kapitlet brukes for å prøve å finne årsaken til feil som oppstår regelmessig på samme sted etter gjentatte sporjusteringer. Feil som representerer dramatiske endringer i sporleiet, er ikke medtatt her. Ved slike feil skal geoteknikker bli kontaktet hvis feilen ikke er åpenbar og kan rettes av eget personale.

4.1 Stadig gjentatte sporhøydefeil.

Har feilen sin årsak i dårlige sviller eller befestigelse ?	Problemet ligger ikke i underbygningen. Overbygningens feil må rettes.
Er ballasten nedslitt ? Indikert ved svillvasking.	Ballastrensing utføres.
Er ballastlaget for tynt og består underlaget av bløte masser ?	Løfting av sporet hvis fyllingsbredden er tilstrekkelig.
Skyldes feilen telehiving ?	Kontrolleres ved telenivellment. Teleforebyggende tiltak gjennomføres.
Oppstår setningen etter langvarig tørke ?	Sjelden forekommende. Ingen grunn til andre tiltak enn pakking og justering.
Er innløpet eller utløpet til stikkrennen i dårlig forfatning.	Innløp og utløp forbedres. Se kap.3.7.2.3
Er stikkrennen sin bunn uttett slik at vannet går under stikkrennen og eroderer ?	Muligheter for utforing av stikkrennen undersøkes.
Kan ukontrollert vann gå igjennom fyllingen og føre til erosjon ?	Vannet bortledes ved grøfting eller eventuelt tetting av grøftebunnen. Se kap.2.7.2.2
Ligger ikke stikkrennen i dalsenkningens laveste punkt ? I så fall kan vannet med erosjon føre til setninger.	Grusfilter på nedstrøms side kan være aktuelt. Se kap.2.7.5.3
Består fyllingen eller undergrunnen av leire, kan setninger skyldes konsolidering.	Setningen vil med tiden avta. Vanligvis ingen andre tiltak aktuelt enn gjentakende pakking og justering.
Ingen av ovenforstående årsaker aktuelle ?	Geotekniker konsulteres.
Foreslåtte tiltak komplisert å gjennomføre.	Geotekniker konsulteres.

4.2 Stadig gjentatte pilhøydefeil som indikerer sideforskyvning av sporet.

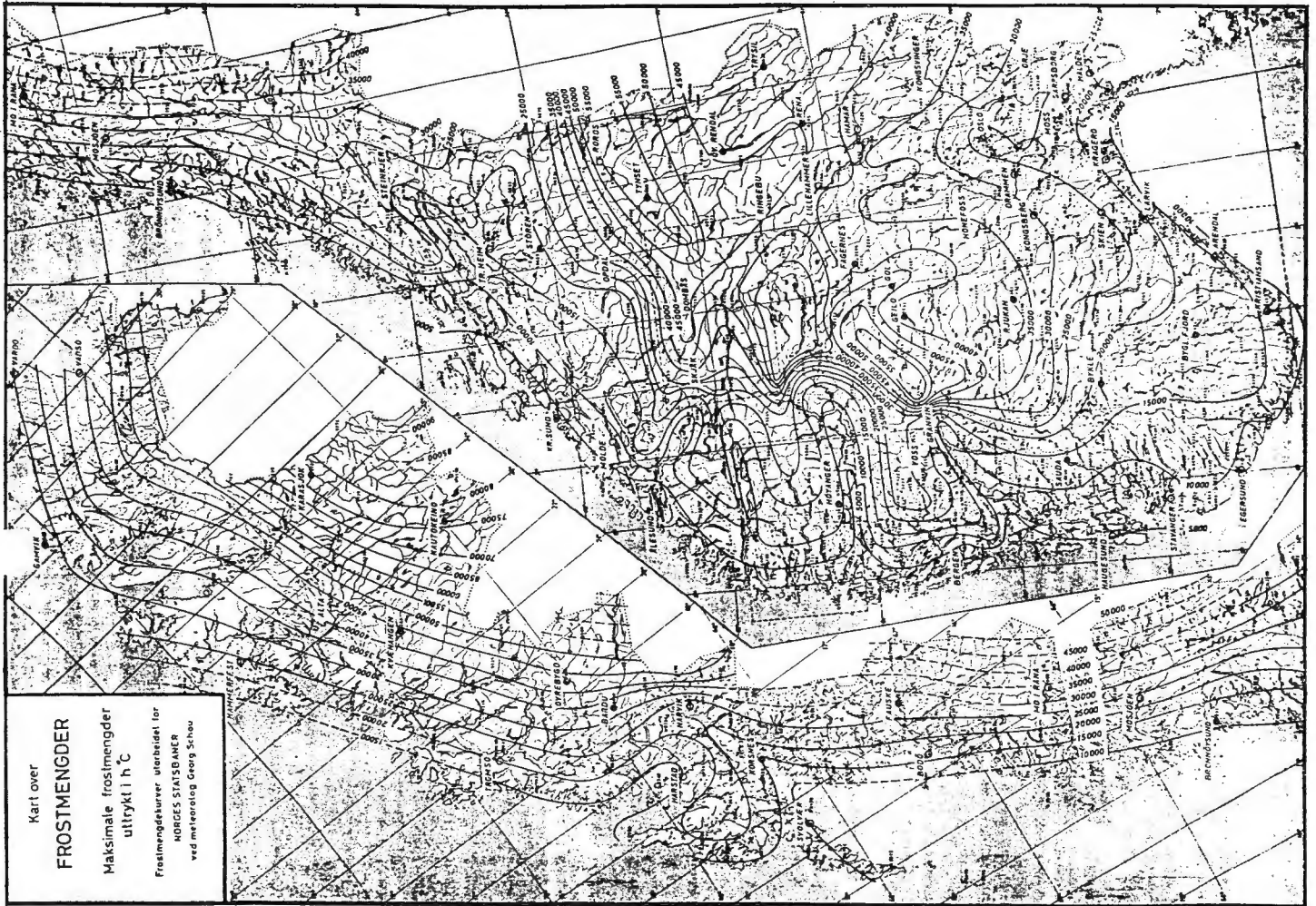
Forholdet som gjelder feil vedrørende skinnegangen er ikke medtatt her. Det henvises til Trykk 302.1.

Har feilen sin årsak i manglende ballastbredde eller manglende ballastbankett ?	Se Trykk 302.1 , C-1.1
Er manglende bredde på F.P. en medvirkende årsak til pilhøydefeilen ?	Fyllingen utvides eller sporet senkes. Teleforebyggende tiltak kan bli nødv.
Er ballasten nedslitt, indikert ved svillevasking ?	Ballastrensing utføres.
Er ballastlaget for tynt og består underlaget av bløte masser ?	Løfting av sporet hvis fyllingsbredden er tilstrekkelig. Ballastbankett som profil 3 eller 4 i Trykk 302.1, bilag 15.
Linjen ligger i skrattereng utsatt for jordsig (Solifluksjon).	Drenernde tiltak i sideterrenget.
Linjen ligger langs elv eller sjø.	Sideforskyvning kan skyldes erosjon, evt. i forbindelse med manglende filterlag i forbygningen.
Sideforskyvning av sporet er akselererende.	Fare for utglidning eller skred. Geoteknikker varsles.

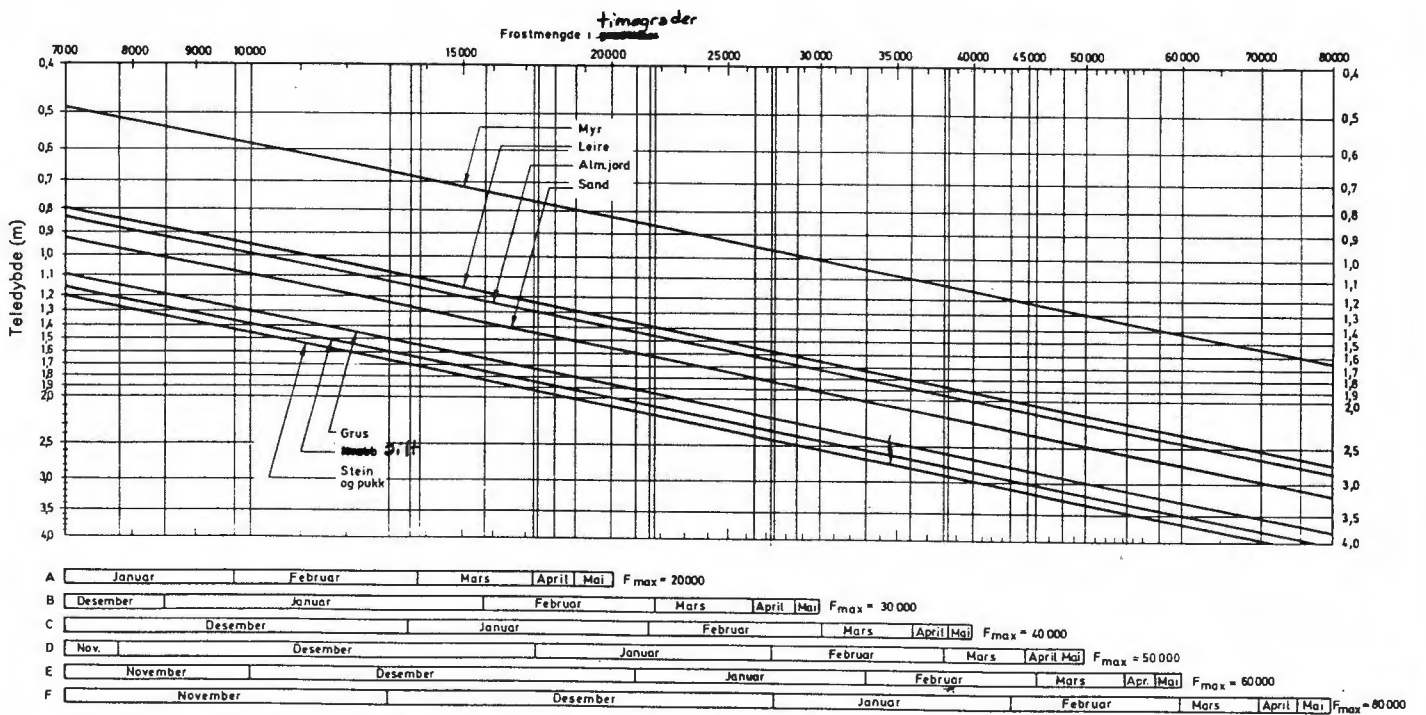
4.3 Stadig gjentatte vindskjevheter.

Har feilen sin årsak i dårlige sviller eller befestigelse ?	Problemet ligger ikke i underbygningen. Overbygningssfeil rettes.
Skyldes feilen ujevn telehiving ?	Kontrolleres ved telenivelement. Teleforebyggende tiltak gjennomføres.
Er ballastlaget for tynt ved indre skinnestreng og består underlaget av bløte masser.	Løfting av sporet hvis fyltingsbredden er tilstrekkelig. Ellers masseskifting.
Er ballasten ujevnt nedslitt indikert ved svillevasking på den ene siden ?	Ballastrensing utføres.
Er det opptykkende stein under en del av svillen ?	Ballastrensing utføres.
Er det opptykkende fjell på den ene siden ?	Løfting eller bortsprengning
Er der mangler ved linjegrøften som kan føre til erosjon på en side av sporet ?	Linjegrøften utbedres, evt. med innlegg av betongutforing. Se kap.2.7.2.2
Er stikkrennen sitt utløp i dårlig forfatning ?	Utløpet utbedres. Se kap.3.7.2.3
Er stikkrennen uttett i bunnen, slik at vannet renner inn i stikkrennen men ut på et annet sted enn i utløpet?	Muligheter for utforing av stikkrennen eller omlegging inn til lekkasjestedet undersøkes.
Flere av de feilkildene som kan gi sporhøydefeil eller pilhøydefeil, kan også medføre vindskjevhet.	Se kap.4.1 og 4.2

BILAG



Kart med inntegnede kurver over midte maksimale frostmengder.

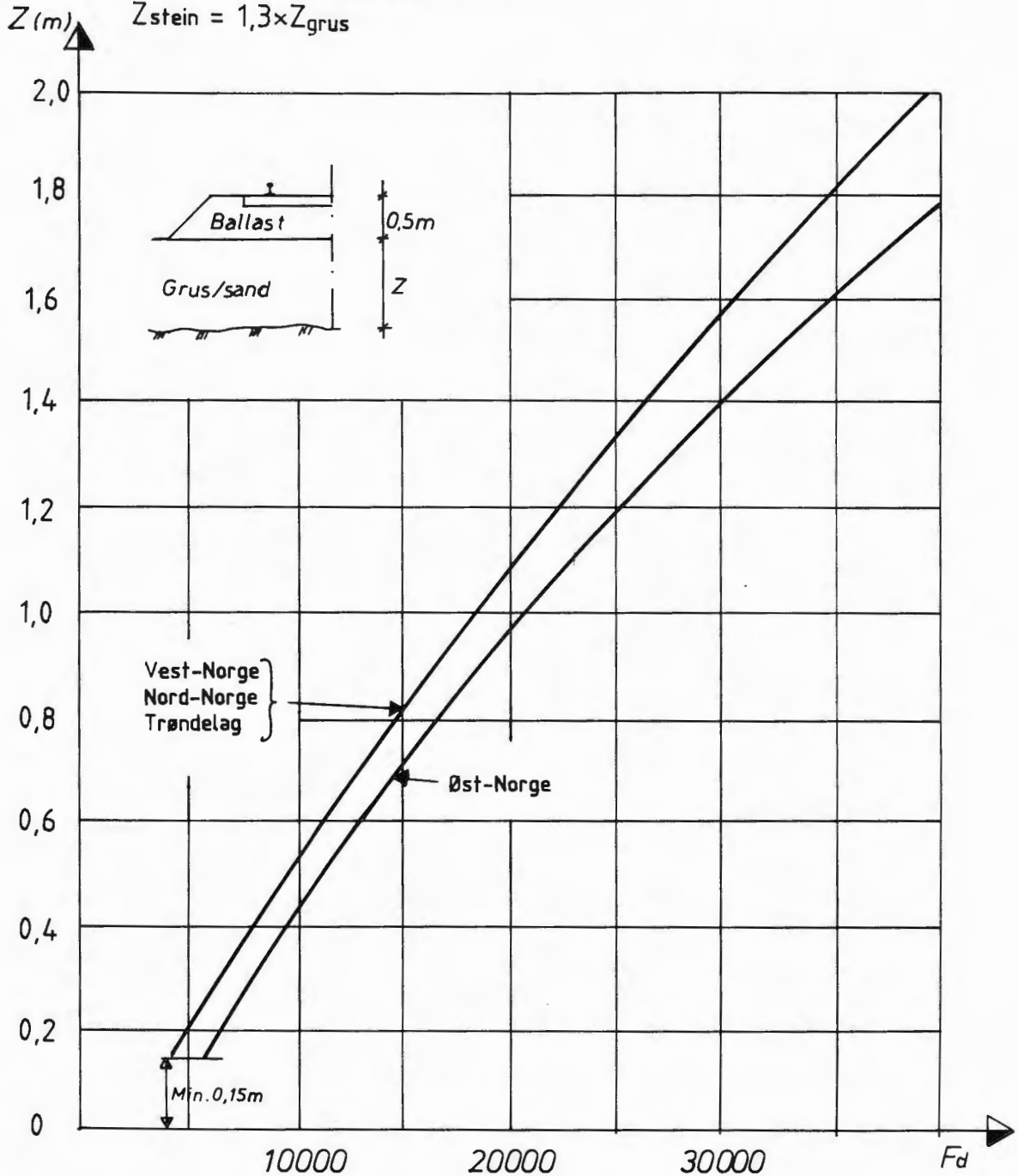


Datodiagram for prognose av teledyp.

TYKKELSE AV FROSTFUNDAMENT.

Frostfundament av grus eller stein.
 For stein korreksjonsfaktor 1,3

$$Z_{\text{stein}} = 1,3 \times Z_{\text{grus}}$$



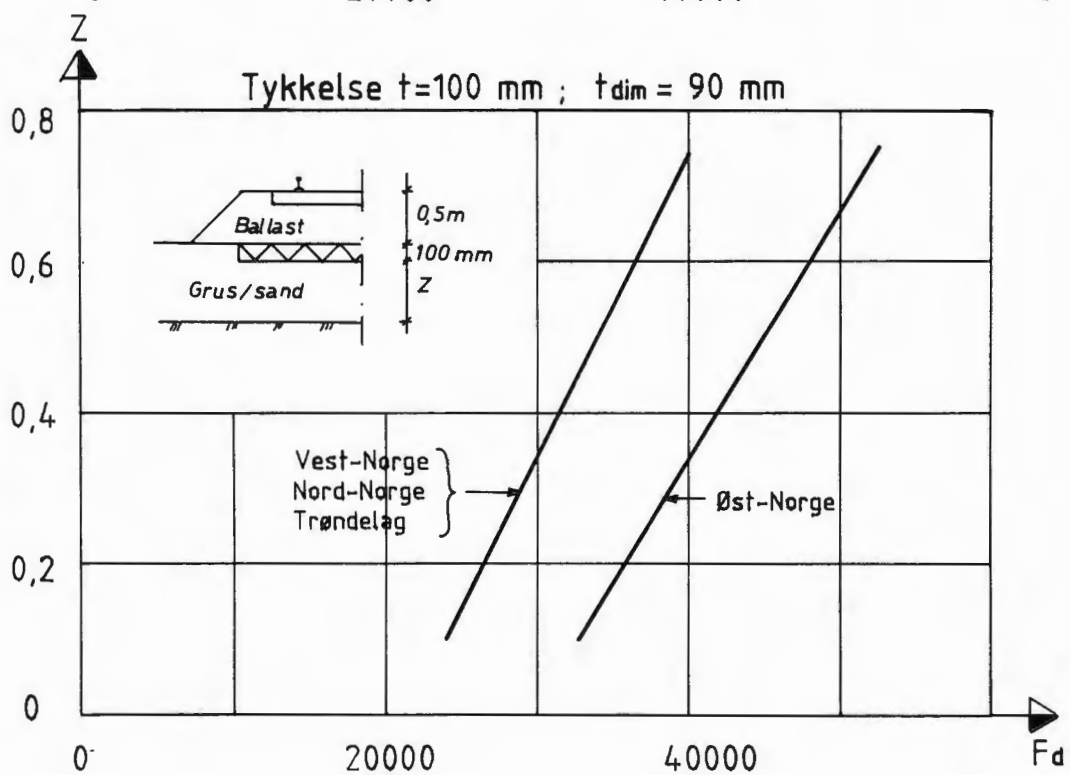
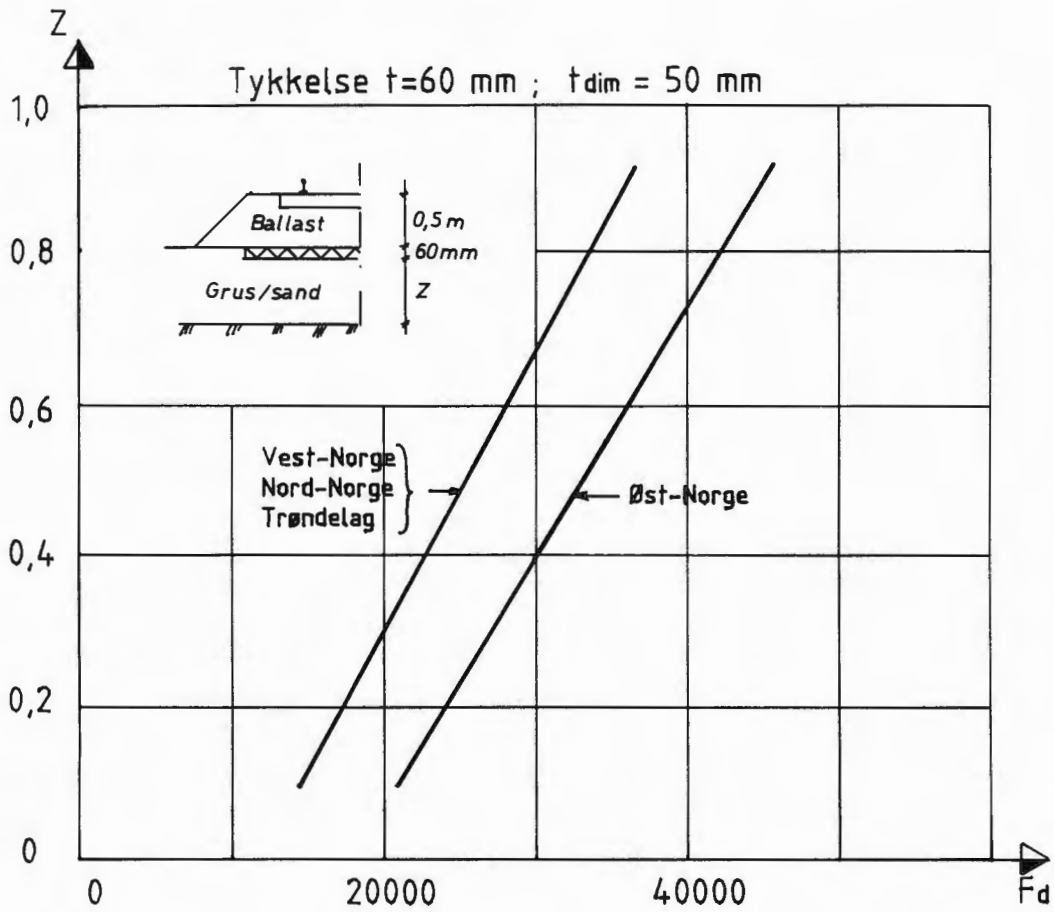
F_d = Dimensjonerende frostmengde [h°C]

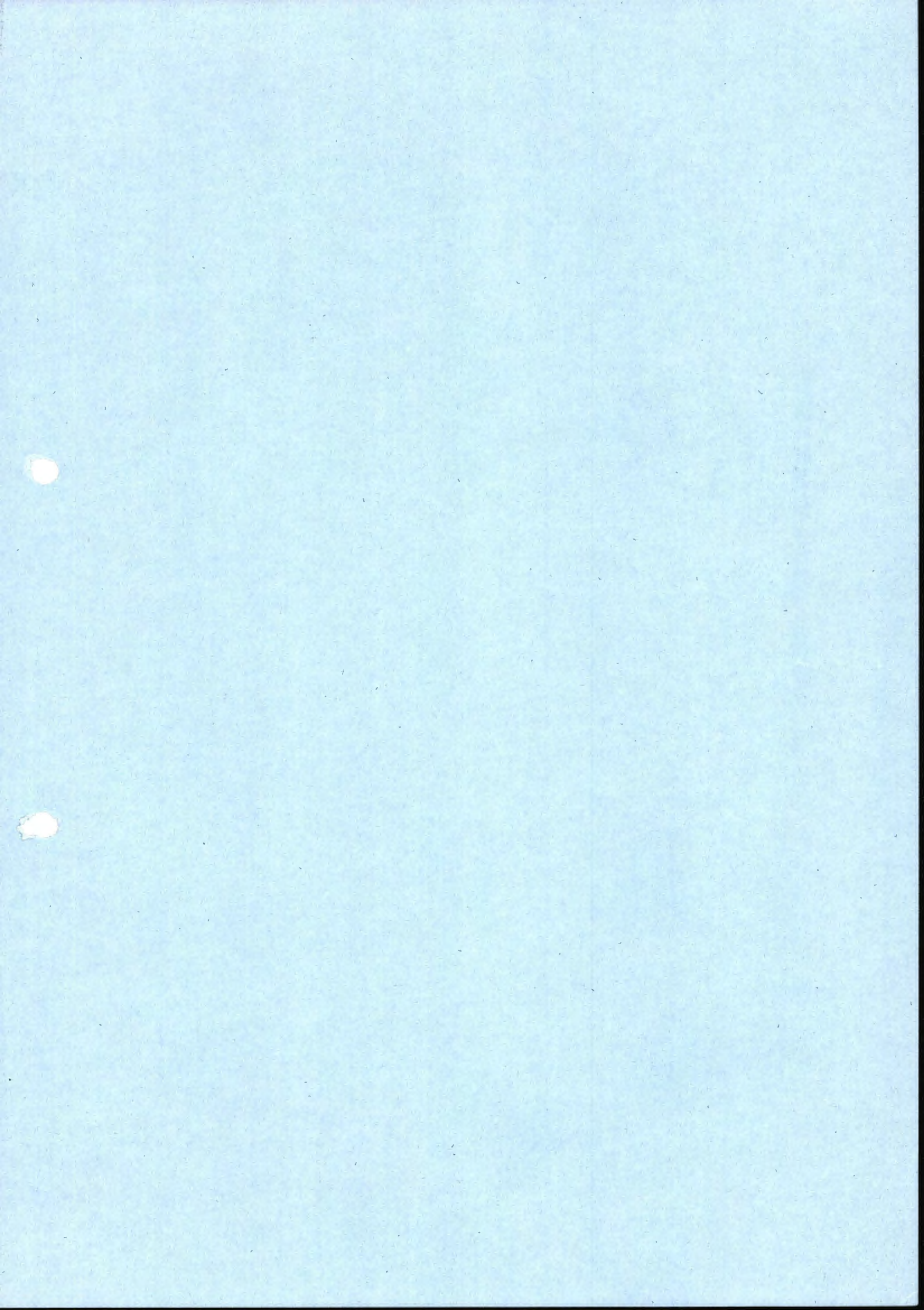
$F_d = F_{100}$ for baner med hastighet > 160 km/h

$F_d = F_{20}$, $0,85 \times F_{100}$ for baner med hastighet < 160 km/h

Tykkelse av gruslag under isolasjon.

Isolasjonslag med varmeledningstall 0,037 W/mK
 Tykkelse av grus eller sandlag Z i m.
 Dimensjonerende frostmengde F_d i h°C.





KOMMENTARER TIL REGISTRERINGSKJEMAENE.

Utfyllende kommentarer om tiltak og beskrivelse av hva feilen består i, kan skrives under merknader. Forklaring til de enkelte skjemaene følger:

GRØFTER.

- Fra km : er km-en der feilen begynner.
- Til km : er km-en der feilen slutter.
- Side : v=venstre side, h=høyre side. Kryss av.
- Ant.meter : antall meter som det er feil på.
- Type : hvilken type grøft det er (ÅL=åpen linjegrøft, LL=lukka linjegrøft, O=Overvannsgrøft, LD=lukka drenggrøft)
- Tiltak : hvilke type tiltak som bør settes i verk (M=maskinrensk, S=spyling, R=reparasjon, N=skogrydding, A=andre)
- Merknader : Her kan det beskrives om det skal foretas rensk av grøft, rensk av skråning, massetransport, tetting av bunn, reparasjon av rør, osv.

STIKKRENNER.

- km : er km-en der feilen er.
- Feil : hvor feilen er (R=renna, I=innløp, U=utløp)
- Tiltak : hvilke type tiltak som bør settes i verk (S=spyling, R=reparasjon, O=overdekning, A=andre)
- Merknader : Her kan omfanget av feilen beskrives, utfyllende kommentarer om tiltak, osv.

OVERVANNSLEDNING.

- Fra km : er km-en der feilen begynner.
- Til km : er km-en der feilen slutter.
- Lengde : lengden av feilen
- Tiltak : hvilken type tiltak som bør settes i verk (S=spyling, R=reparasjon, A=andre)
- Merknader : Utfyllende kommentarer om tiltak, osv.

KUMMER.

- km : er km-en der kummene er.
- Tiltak : hvilke type tiltak som bør settes i verk (T=tømming, R=reparasjon, A=andre)
- Merknader : Utfyllende kommentarer om tiltak, osv.

REGISTRERINGSKJEMA FOR GRØFTER.

Baneregion:
Banenummer:

Bane:
Ansv.sted:

Dato:

Reg. av:

Fra km	Til km	Side		Ant. meter	Type	Tiltak	Merknader
		v	h				

Type: ÅL=Åpen linjegrøft LL=Lukka linjegrøft O=Overvannsrøft LD=Lukka drenggrøft

Tiltak: M=Maskinrensk S=Spyling R=Reparasjon N=Skogrydding A=Andre

REGISTRERINGSKJEMA FOR STIKKRENNER.

Baneregion:
Banenummer:

Bane:
Ansv.sted:

Dato:

Reg. av:

Km	Feil	Tiltak	Merknader

Fell: R=Renne I=Innløp U=Utløp
Tiltak: S=Spyling R=Reparasjon O=Overdekning A=Andre

REGISTRERINGSKJEMA FOR OVERVANNsledninger.

Baneregion:
Banenummer:

Bane:
Ansv.sted:

Dato:

Reg. av:

Fra km	Til km	Lengde	Tiltak	Merknader

Tiltak: S=Spyling R=Reparasjon A=Andre



KOMMENTARER TIL FORELØPIG UTGAVE AV TRYKK 360

Generelt:

Hovedinntrykket av trykket er meget bra. Andre kapitler er nyttig for de som planlegger nyanlegg, mens kap. 3 er nyttig for oss (baneingeniører, banemestere og andre) andre som driver med vedlikehold.

Trykket er lagt opp med sikte på å komme med praktiske løsninger og tips på problemer som det også er gitt en sansynlig årsak for. Denne formen med både beskrivelse av årsak og forslag til løsning synes jeg gjør trykket meget anvendelig.

Det er imidlertid en del mindre forhold som jeg synes at det bør ses nærmere på;

Den omfattende oppdelingen i små underpunkt med opptil 4 siffer i koden gjør at det kan være vanskelig å huske hvilket hovedpunkt man er under, når man kommer til de siste underpunktene. Jeg synes at man burde begrense oppdelingen til maks 3 siffer i koden.

Bruken av eieformen sin/sitt er veldig utpreget. Dette virker meget uvant i en del sammenhenger. På s 60 står det f.eks " ...,kan linjegrøften sitt overflatevann...." Jeg synes at det er bedre å skrive ".... kan overflatevannet i linjegrøften..". Det kan også med fordel brukes mer "...s" i stedet for sin/sitt.

Det er også en del uheldige delinger av ord som bør rettes opp. I mange linjer er det også unødvendig stor avstand mellom ordene.

Nedenfor har jeg gjort noen kommentarer til en del punkt. En del kommentarer er til innholdet, mens de fleste er korrigerer av ordfeil. Kommentarene nedenfor kommer i tillegg til de generelle kommentarene ovenfor.

2.2.2.4 Fjellskjæring

Bredden på FP er angitt til min 2x3.5 m. Under kap. 2.2.2.2. (Fylling og jordskjæring) er det angitt min. bredde B (4.0) på den siden kontaktledningsmasten blir montert. Det bør vel kanskje sies i teksten at samme mål gjelder i fjellskjæring, eventuelt ta dette med på en figur? Hva med eventuell sti i fjellskjæring?

2.2.3.2 Geotekniske undersøkelser.

Ordfeil i linje 10 nedenfra - for undersøkelser - skal være i ett ord.

2.2.4.2 Frostfarlighet

Mangler et ord i 4. avsnitts 4. linje. På grunn av overskudd **på** porevann

2.2.4.4. Regn

Ordfeil i 2. avsnitt **-bebyggelse**.

2.3.3.5 Kontroll av fyllmaser.

Første ord i siste avsnitt side 21 - Materialtak - et vanligere ord er vel **massetak?**

2.4.2.1 Stabilitet

Ordfeil i teksten til tabell 7 - **Fyllingsstabilitet**.

2.4.3.1. Stabiliserende tiltak.

I første avsnitt står det at tiltakene kan sorteres i to **hovedgrupper**, mens de i 4. avsnitt er benyttet **kategori 1**. Det bør benyttes samme benevnelse.

2.4.4.2 Stabiliserende tiltak.

I andre setning under "bolting" er det brukt ordet "rastruede", mens det nok er bedre å bruke "rasfarlige"

2.6.2.1\ Fast skjerm.

Er resultatet klart frå testing av ny type snøskjerm som skulle testes på Saltfjellet vinteren 1990/91?

2.6.3 Snøoverbygg

I 3. setning bør "som oftest" komme før blåser, slik at setningen blir "Formen på bygget gjør at taket som oftest blåser rent for snø"

2.7.3.2 Drenering i fjellskjæring og tunnel.

Er formelen i siste linje korrekt? Dess større verdi på z, dess mindre mindre frostsikker dybde!

2.7.5.6 Omfylling, omstøping og overfylling.

Det står ingenting i teksten om omstøping.

2.10.2.2. Forundersøkelser.

Ordfeil i 7. linje i 2. avsnitt på side 75 "punkter".

2.10.2.5 Stabilitetssikring.

I 2. avsnitt, 6. linje under "Arbeidssikring" mangler det en d i arbeidssikring.

2.10.2.8 Ventilasjon.

Det er ikke bare dieseldrevne skiftelokomotiv som til stadighet står stille i tunnelen som kan medføre ventilasjonproblemer. De største problemene oppstår når man bruker dieseldrevne arbeidsmaskiner i forbindelse med vedlikholdsarbeider (renseverk, SPOT, lastetraktorer, etc).

3.1. Innledning.

Siste avsnitt. Trykk 380 hverken definerer eller setter krav til **under**bygningen.

3.3.2.2 Fjellskjæring.

Et mellomrom på bare 40 cm mellom svillende og betongmur, som er vist i fig. 3.3.5, umuliggjør kjøring av renseverk og SPOT(?).

3.4.2.3\ Stabiliserende tiltak.

Avsnitt midt på s 89. Vil ikke en tetting av fyllingen kunne medføre at poretrykket blir høyt i fyllingen hvis det ikke er en drenering på oversiden av fyllingen som virker etter hensikten?

3.4.5.2 Sikringsnett.

Den første "til" i siste linje må byttes ut med "som".

3.4.8 Stabilitet av naboterreng.

Angående grøfting av myrer og hogstfelter langs jernbanen så kjenner ikke jeg til at vi har fått melding på forhånd om slike tiltak. Hvilke varslinger skal gis etter loven og etter hvilken lov? Vi har imidlertid hatt tilfeller hvor hogstfelt, da spesielt hjulspor etter hogstmaskiner, har endret avrenningen til våre linjegrøfter.

Angående graving av grøfter, så kan ikke jeg skjønne at vi skal påse at firmaer/grunneiere som graver grøfter på nabogrunn skal følge arbeidstilsynets bestemmelser. Vi skal bare vurdere om arbeidet kan medføre fare for sporets stabilitet eller om arbeidet på annen kan gjøre skade på vår grunn.

3.5.1 Planlegging av frostsikring.

Angående undersøkelse av ballast; foreligger det noen enkel metode for undersøkelser av ballasten uten å foreta tungvinte prøvegravinger? Jeg vet at danskene har noe enkelt prøveutstyr.

3.5.3 Frostsikring med isolasjonsmaterialer.

I forbindelse med innlegging av polystyrenplater så har vi lagt filterlag av fiberduk under isolasjonsplatene i forbindelse med kjøring av renseverk uten spesielt store problemer. Det er derfor ikke riktig at det ikke er mulig, slik som det står i teksten øverst på s. 97.

3.5.5 Ballastrensing.

Ordfeil; (vaskesviller)

3.6.2 Brøyting.

På lastetraktorene er vi nå begynt å montere etterhengt plog (sporrenser). Denne går vel under begrepet "sporrenser" selv om det ikke er en egen enhet slik de gamle sporrenserne er.

3.7.1 Åpen og lukket drenering.

Ordfeil i første setning; eksisterende.

3.7.1.1 Vedlikehold.

Under pkt. 3.4.8. så har jeg nevnt at vi ikke bruker å få noen melding om grøfting av myrer. Kan landbruksnemden godkjenne grøfting av myrer uten å innhente uttalelse fra berørte grunneiere nedenfor? Er det Vassdragsloven som gjelder?

3.7.2.1 Vedlikehold.

Ordfeil i høyre kolonne midt i tabellen; eksisterende.

3.7.2.2 Igjenfylling av bekkeløp.

Er bakkeplanering meldingspliktig etter Plan og Bygningsloven, er det landbruksnemda som skal varsle NSB, eller er det Vassdragsloven som kommer til anvendelse. Hvilken hjemmel har vi til å avkreve erklæring fra grunneieren hvis det ikke dreier seg om en ren tilknytning til NSB's stikkrenne? Det kan jo hende at grunneieren velger å la bekken gå åpen noen meter fra utløpet av vår stikkrenne til han/hun lukker bekken på egen grunn. Det bør stå noe om eventuell henvisning til lovregler.

3.7.2.3 Reparasjon.

Ordfeil midt i siste avsnitt; rehabilitere.

Ordfeil i første linje i nest siste avsnitt s 104; steinrennen.

Ordfeil i andre linje i siste avsnitt s 105; **ved**likeholdsfrie.

Det bør vel også stå noen linjer om utskifting av stikkrenner. Metode (pressing/oppgraving) o.a. selv om det under pkt. 3.8 "Rørkrysnings" henvises til trykk 340.

3.10 Tunneler.

Det er ikke eget renskelag i Brø. Så har vi da heller ikke mange tunneler.

3.10.4 Sikringstiltak.

I siste avsnitt er det bruk formuleringen "elektrisk kjøreledning". Ordet "elektrisk" er unødvendig da de fleste(?) forutsettes å vite hva som er kjøreledningens funksjon!

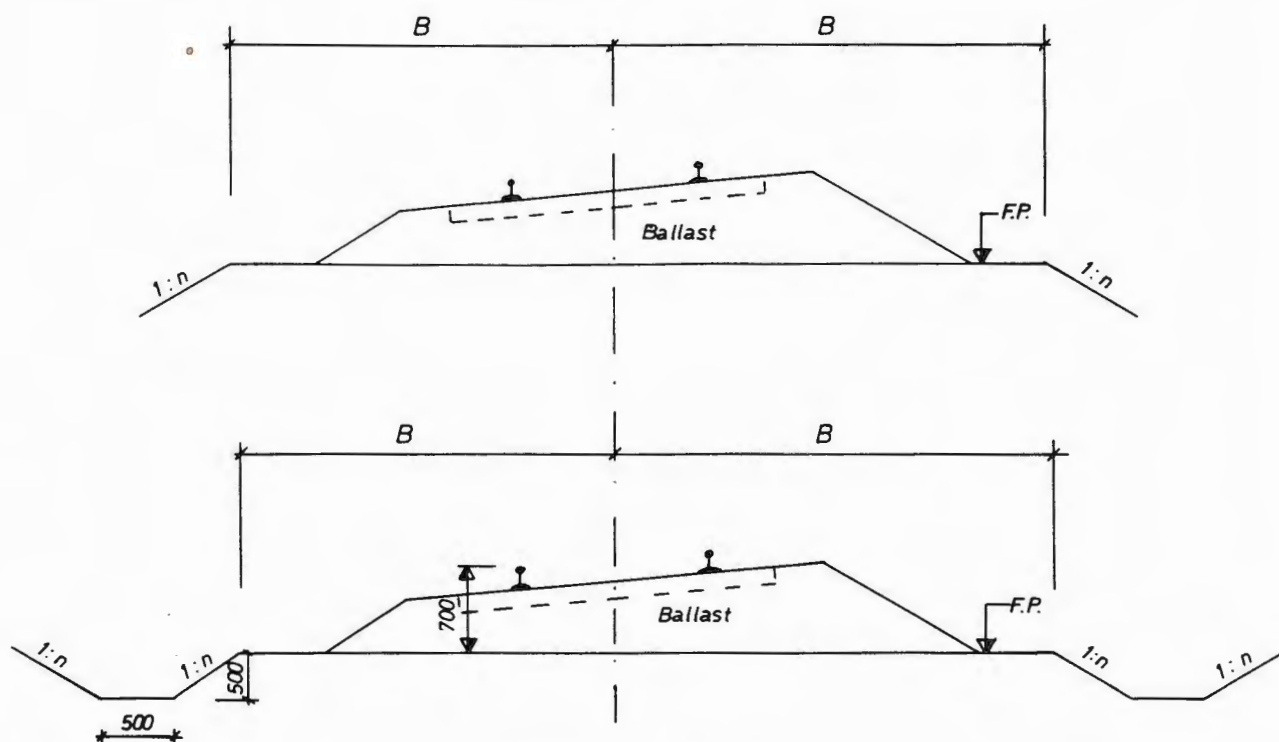
4 Feilsøking.

Ordfeil oppe i venstre kolonne på s 111; svillevasking.

Ordfeil oppe i høyre kolonne på s 111; tilstrekkelig.

Ordfeil midt på siden i høyre kolonne s 111; ukontrollert.

08.04.92 T. Brækkan



Figur 2.2.4 Planeringsprofil på enkeltsporet bane.

Hvor det er kontaktledningsmast forutsettes en ytterligere utvidelse, se fig.2.2.5. Profilet skal gi plass til kabelkanalen, evt. sti, og kontaktledningsmast. I skjæringer må derfor FP sin bredde B være minst 4.0 m. Trenges en gjennomgående sti, må FP sin bredde B på stedet økes ytterligere 750 mm. Stien føres forbi på ytre side av mastefundamentet (Se fig.2.2.5).