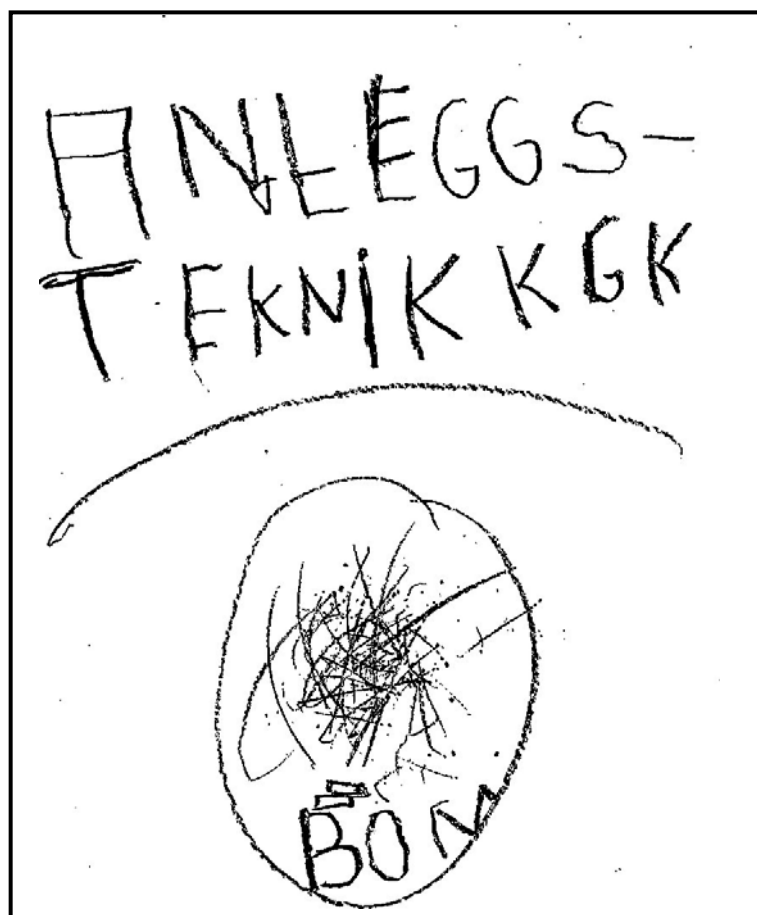


Anleggsteknikk GK

Kompendium - del I

Trondheim, 19.08.2016



Del I	I	INTRODUKSJON
	II	FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK II.1 Generell sprengningsteori II.2 Sivile sprengstoff II.3 Tennmidler II.4 Kontursprengning II.5 Boring i fjell II.6 Borbarhet
	III	TUNNELDRIFT - Sprengning og masseflytting under jord III.1 Bruk av undergrunnen III.2 Drivemetode og utstyr III.3 Planlegging og styring III.4 Sprengningsplaner III.5 Framdriftsplanlegging III.5 Vedlegg – skinnedrift III.6 Kostnader
Del II	IV	KOSTNADSREGNING IV.1 Kostnadsregning anleggsmaskiner IV.2 Vedlegg – Kostnadsindeks anleggsmaskiner
	V	FULLPROFILBORING AV TUNNELER V.1 Fullprofilboring av tunneler
	VI	HMS I ANLEGGSDRIFT VI.1 Arbeidsmiljø og ventilasjon i tunneldrift
Del III	VII	SPRENGNING OG MASSEFLYTTING I DAGEN VII.1 Generelt VII.2 Steinbrudd VII.3 Sprengningsplaner VII.4 Pallboring VII.5 Lasting VII.6 Transport VII.7 Utlegging
	VIII	SPRENGNING MED RESTRIKSJONER
	IX	LANDSKAPSPLANLEGGING



Anleggsdrift

Kompendium i anleggsteknikk

Introduksjon

Institutt for bygg, anlegg og transport, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet NTNU Trondheim

INTRODUKSJON
Kapittel I

August 2016
Amund Bruland

INTRODUKSJON

ANLEGGSTEKNIKK

Emnet Anleggsteknikk grunnkurs omfatter:

- Generell fjellsprenningsteknikk
- Sprengning og masseflytting over jord
- Driving av tunneler, sjakter og haller i fjell.

Sentrale emner som behandles er teknikk, drivemetode og utstyr, metode og data for tid- og kostnadsregning, yrkeshygiene og ventilasjon, samt landskapspleie.

Et planleggingsfag

Faget retter seg ikke bare mot utførelse - anleggsdrift, men er like mye et hjelpefag for teknisk planlegging (veger, jernbane, flyplasser, kraftanlegg, osv.).

Dette er en følge av at hovedideen bak den forskning og utvikling som drives på fagområdet ved instituttet, har som mål å føre erfaringer fra anleggsdrift tilbake til plan og prosjektering.

Valg av alternative konstruksjoner og løsninger kan da skje basert på systematiske erfaringstall for tidforbruk og kostnader. Her ligger avgjørende muligheter for kostnadsoptimalisering.

Kompendiet

Kompendiet er bygd opp med en kombinasjon av stoff skrevet spesielt for kompendiet og av prosjektrapporter om sentrale emner. Dette sikrer fornyelse av stoffet i takt med utviklingen og bidrar til at øvingsoppgavene blir aktuelle og realistiske. Ellers er det verd å merke seg at alt det vesentlige av stoffet bygger på instituttets egen forskning og utvikling.

Kompendiet har gjennomgått en hovedrevisjon i 2006 og mindre årlige revisjoner etter det.

Trondheim, 19. august 2016



Amund Bruland



Anleggsdrift

Kompendium i anleggsteknikk

Fjellsprengningsteknikk

Institutt for bygg, anlegg og transport, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet NTNU Trondheim

GENERELL SPRENGNINGSTEORI
Kapittel II.1

Revidert juli 2002
Vegard Olsen

	Side
1 INNLEDNING	1
2 SPRENGSTOFF	2
2.0 Generelt	2
2.1 Detonasjon	3
2.10 Generelt	3
2.11 Sprengstoffets detonasjon	3
2.12 Detonasjonen i borhull	3
2.13 Fjelllets reaksjon	4
3 BRUK AV SPRENGSTOFF	7
3.1 Sprengningsplaner	7
3.10 Generelt	7
3.11 Oppbygging	7
3.12 Ladeplan	11
3.2 Innspenning	13
3.20 Generelt	13
3.21 Sideinnspenning	13
3.22 Innspenning i bunn	14
3.3 Beregning av ladning	15
3.30 Generelt	15
3.31 Langefors formler	15
3.32 Forenklete formler	17
APPENDIKS	19
A. Referanser	19

1. INNLEDNING

Fjellsprengere blir stadig stilt overfor store utfordringer når det gjelder:

- Oppfylle krav til de steinmasser som sprenges ut. Fragmenteringen/stykkefallet må tilpasses lasteutstyr og det formål steinen skal nyttes til.
- Etterlate det gjenstående fjell mest mulig uskadd, og så nær opptil prosjektert tverrsnitt som mulig.
- Krav til sikkerhet (rystelser og steinsprut).
- Begrense miljøforstyrrelser som støy, støv og gasser.
- Forutsi "dårlig" fjell (knusningsoner, svelleleire, bergtrykk, osv.)
- Gjennomføre arbeidet til lavest mulig kostnad.

Økte kvalitetskrav krever en dypere forståelse for de grunnleggende prosesser. Videre framskritt må bygge på økt kunnskap.

Oppgaven er vanskelig, men samtidig fascinerende, fordi materialet (fjellet) i seg selv viser et mangfold i sin variasjonsrikdom. Ennå har ikke fjellet blottet alle sine reaksjoner på detonerende sprengstoff for forskerne.

Det "sprengningsbilde" som blir gjengitt i det følgende er det i store trekk enighet om blant forskerne. Framstillingen er imidlertid forenklet og ufullstendig underbygd. En klarlegging av det som skjer er naturlig nok vanskelig fordi prosessen skjer svært hurtig, og fordi prosessen i sin natur er destruktiv.

Fjellets material- og mekaniske egenskaper behandles i faget Ingeniørgeologi fjell. Vi minner om at fjell tåler vesentlig mer trykk enn strekk. Strekkfastheten er ca. 1/20 av trykkfastheten.

2.0 GENERELT

Det er evnen til å utvikle konsentrert kraft som gjør sprengstoff til et velegnet hjelpemiddel ved sprengning av fjell.

Denne evnen skyldes ikke energiinnholdet. Dette varierer fra 1,35 - 6,0 MJ/kg, eller omlag en tidel av den energi som finnes i kull eller olje.

I motsetning til kull og olje er imidlertid sprengstoff selvforsynt med det oksygen (O₂) som trengs under energiomsetningen. Dette gjør at energien kan frigjøres på et minimum av tid. Resultatet av dette er en enorm effekt (utviklet arbeid pr. tidsenhet), $P = W/t$.

2.1 DETONASJON

2.10 Generelt

Energien i sprengstoff frigjøres ved kjemisk spalting. Ved spaltingen dannes store gasmengder med høy temperatur (opp til 4500° C).

Reaksjonen utløses (initieres) ved et kraftig støt og brer seg videre som en støtbølge. Den blir opprettholdt av frigjort kjemisk energi.

2.11 Sprengstoffets detonasjon

Detonasjon er en svært rask, eksoterm (varmegivende) kjemisk reaksjon (spalting). Detonasjon foregår i et sjikt som sprer seg utover som et kuleskall fra ett initieringspunkt.

Detonasjonen forplanter seg med en hastighet på 2000 - 8000 m/s, avhengig av sprengstofftype og ytre betingelser. Detonasjonshastigheten i sprengstoffet er høyere enn lydhastigheten i fjellet.

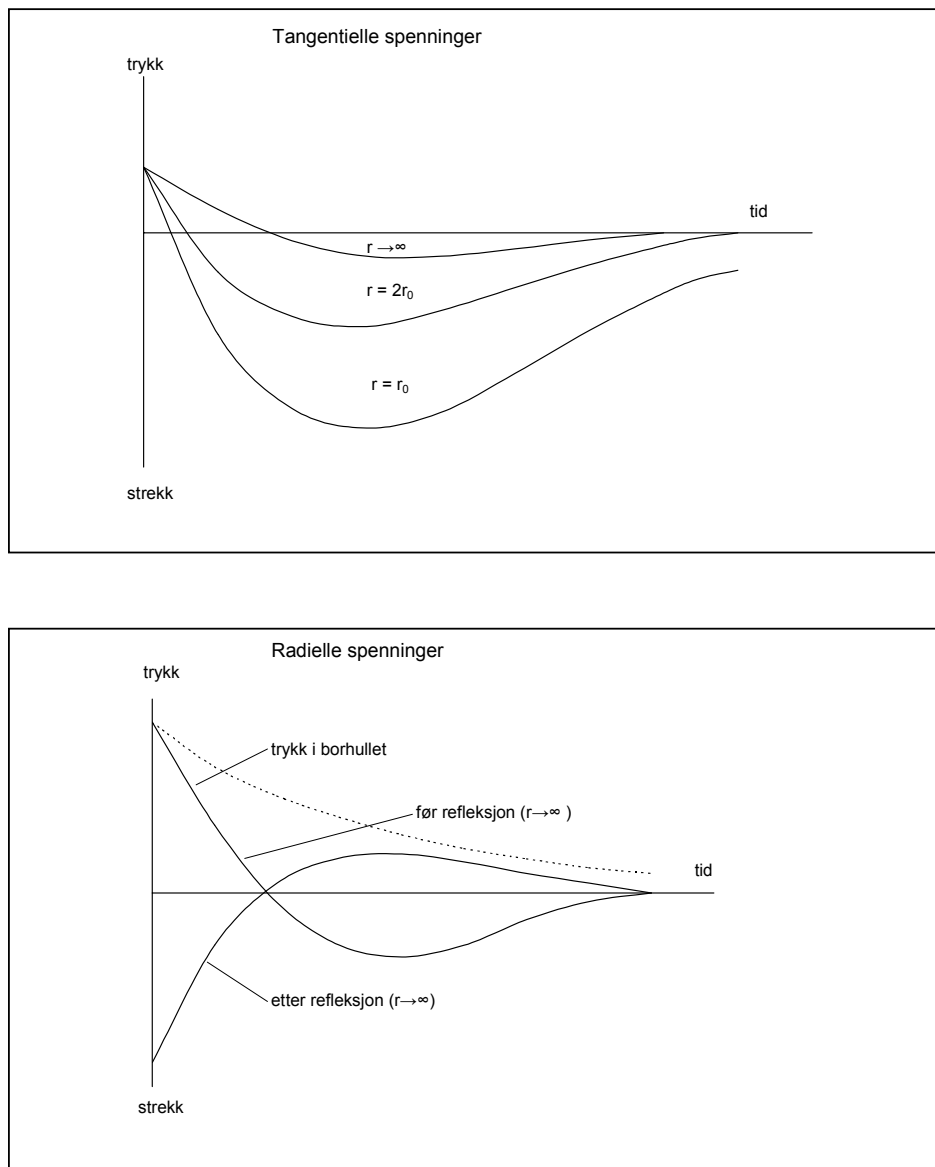
2.12 Detonasjonen i borhull

Når sprengstoff pakket i borhull detonerer blir den frigjorte gassen hindret fra å ekspandere, slik at det oppstår et meget høyt trykk mot borhullets vegger (opp til 250000 atm).

Trykkstigningen er så rask at det dannes en støtbølge som brer seg med en hastighet av 2000 - 6000 m/s (lydhastigheten i fjellet).

Støtbølgen brer seg konsentrisk rundt borhullet (utover et plan loddrett på borhullets lengdeakse). Den forårsaker en deformasjon av fjellet, først en sammentrykking og deretter en utvidelse. Dette gir radielle og tangentielle trykkspenninger som umiddelbart etterfølges av strekkspenninger idet støtbølgen passerer.

De tangentielle spenninger avtar raskt med avstanden fra borhullet (økende krumningsradius). Figur 2.1 viser spenningen i støtbølgen fra et sylindrisk borhull.



Figur 2.1 *Spenningen i støtbølgen fra et sylindrisk borhull med radius r_0 . Øverst vises de tangentielle spenninger før støtbølgen reflekteres. Nederst vises de radielle spenninger støtbølgen skaper under utbredelse og refleksjon.*

Hvis det er en fri fjellflate i nærheten av den detonerende ladningen, blir støtbølgen reflektert fra denne flaten som en strekkbølge. Den gir først strekk, deretter trykkspenninger, se figur 2.1.

Den første fasen av sprengningsforløpet med dannelse av støtbølgen skjer meget raskt. Det er her snakk om mikrosekunder.

2.13 Fjellets reaksjon

Støtbølge

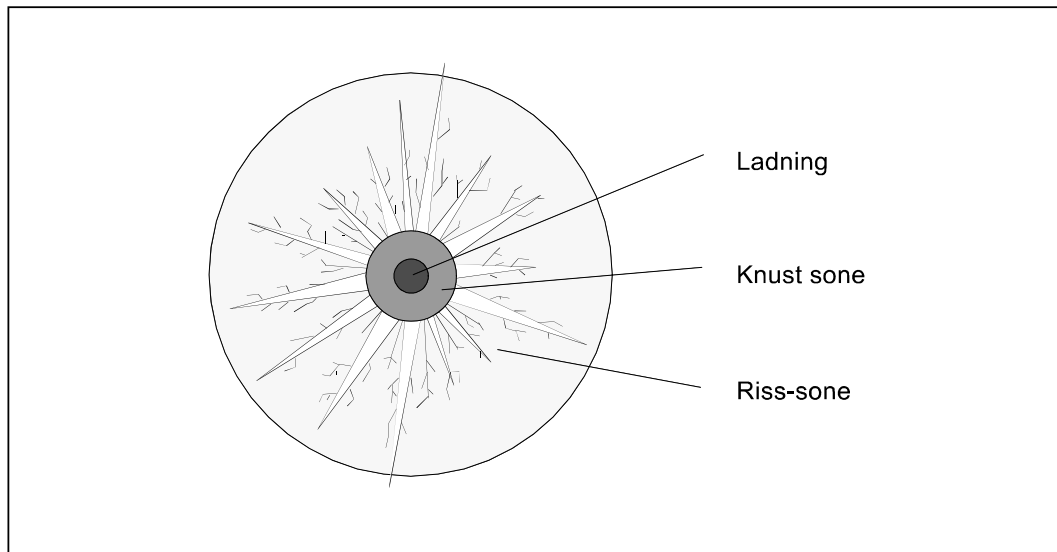
Hvordan reagerer så fjellet på de påkjenninger det utsettes for i denne fasen?

1. Omkring borhullet medfører trykkspenningene en knusing og plastisk deformasjon av fjellet, inntil en radius av $2 \cdot r_0$, se figur 2.2.
2. Utenfor dette området fører tangentielle strekkspenninger til dannelse av radielle riss - den såkalte "sprekkerosen". Sonen som blir kalt riss-sonen er i størrelsesorden $4 - 5 \cdot r_0$.
3. Dersom en har en fri flate i rimelig nærhet, vil det mellom borhullet og den fri flate dannes riss og sprekker som følge av de strekkspenninger som dannes av den reflekterte støtbølgen. Ved fri flate kan det oppstå avskallinger av fjellet.

Gasstrykk

Neste fase i sprengningsforløpet skjer vesentlig saktere (ms). Da trenger den varme ekspanderende gassen inn i de riss og sprekker som støtbølgen har skapt, og utvider disse. Er avstanden til den fri flate rimelig i forhold til størrelsen på ladningen, brytes fjellet løs og knuses, for deretter å kastes fram.

Figur 2.2 viser sprengstoffets påvirkning på fjellet rundt borhullet. Ved detonasjon pulveriseres knusesonen (fra trykkspenninger). Deretter utvikles det riss i riss-sonen (fra tangentielle strekkspenninger). Rissene blir dannet av støtbølgen og utvikles videre av den reflekterte støtbølgen. Neste stadium er bryting av fjellet.



Figur 2.2 Sprengstoffets påvirkning på fjellet rundt borhullet.

Dersom en ikke har en fri flate i nærheten, begrenser virkningen av gassen seg til en utvidelse av sprekkene i "sprekkerosen" før den blåser ut gjennom borhullet.

Fjellet er i støtbølgefasen utsatt for dynamiske krefter, mens påkjenningen i gassfasen er av mer statisk natur.

Det har vært en viss uenighet blant forskere om betydningen av den reflekterte støtbølgen. Enkelte har tillagt den avgjørende vekt, mens andre er kommet til at den bare er av sekundær betydning i forhold til "sprekkerosen".

3.1 SPRENGNINGSPLANER

3.10 Generelt

I praktisk fjellsprengning skytes det normalt salver som består av flere borhullsladninger. En får da mer eller mindre samvirke mellom de forskjellige ladningene. Samvirke mellom borhullene bestemmes ved en sprengningsplan som består av bor-, lade-, og tennplan. Dette samvirke utnyttes til å oppnå bestemte effekter. Fragmenteringsgrad, røysprofil, lastbarhet og kvalitet på gjenstående kontur er resultat av anvendt sprengningsplan.

En sprengningsplan omfatter bl.a. valg av:

- salvestørrelse
- borhulldiameter
- borhullsplassering
- skyteretning
- lengde og retning/helning av borhull
- sprengstofftype og mengde
- tennmidler/tennplan

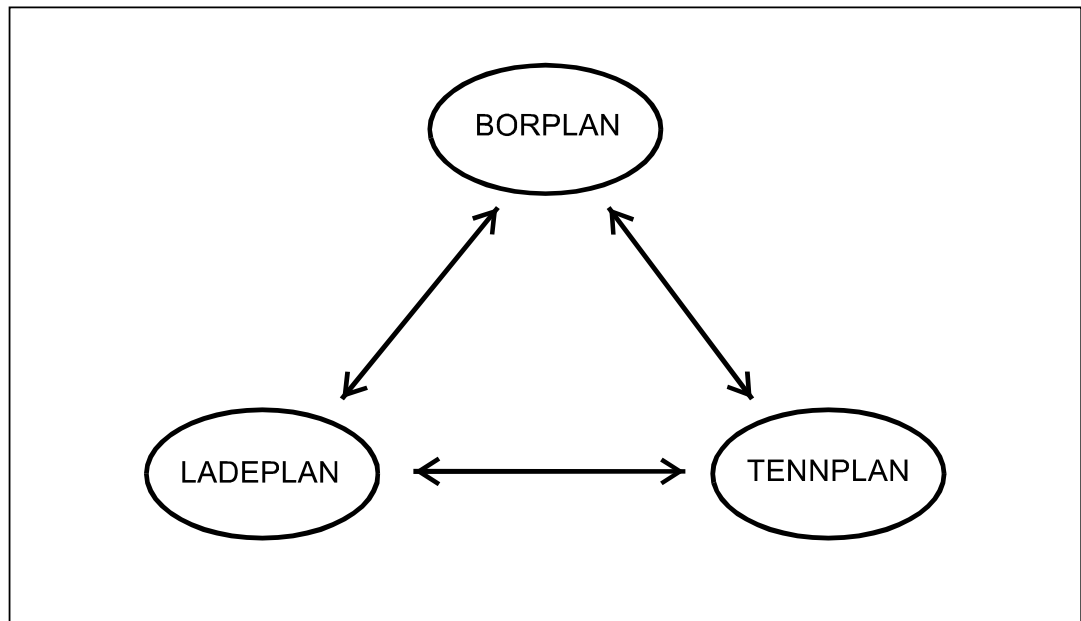
3.11 Oppbygging

Vi vil her introdusere begrep og grunnleggende prinsipp ved sprengning av flere hull samtidig. Detaljert oppbygging av sprengningsplan blir behandlet i kapitlene om tunneldrift og sprengning over jord (kapitlene III-3 og VI-2).

Generelt kan en sprengningsplan deles i tre separate deler:

- borplan
- ladeplan
- tennplan.

Disse tre delene griper gjensidig inn i hverandre og utgjør det som betegnes sprengningsplan. Figur 3.1 viser sprengningsplanens tre deler.



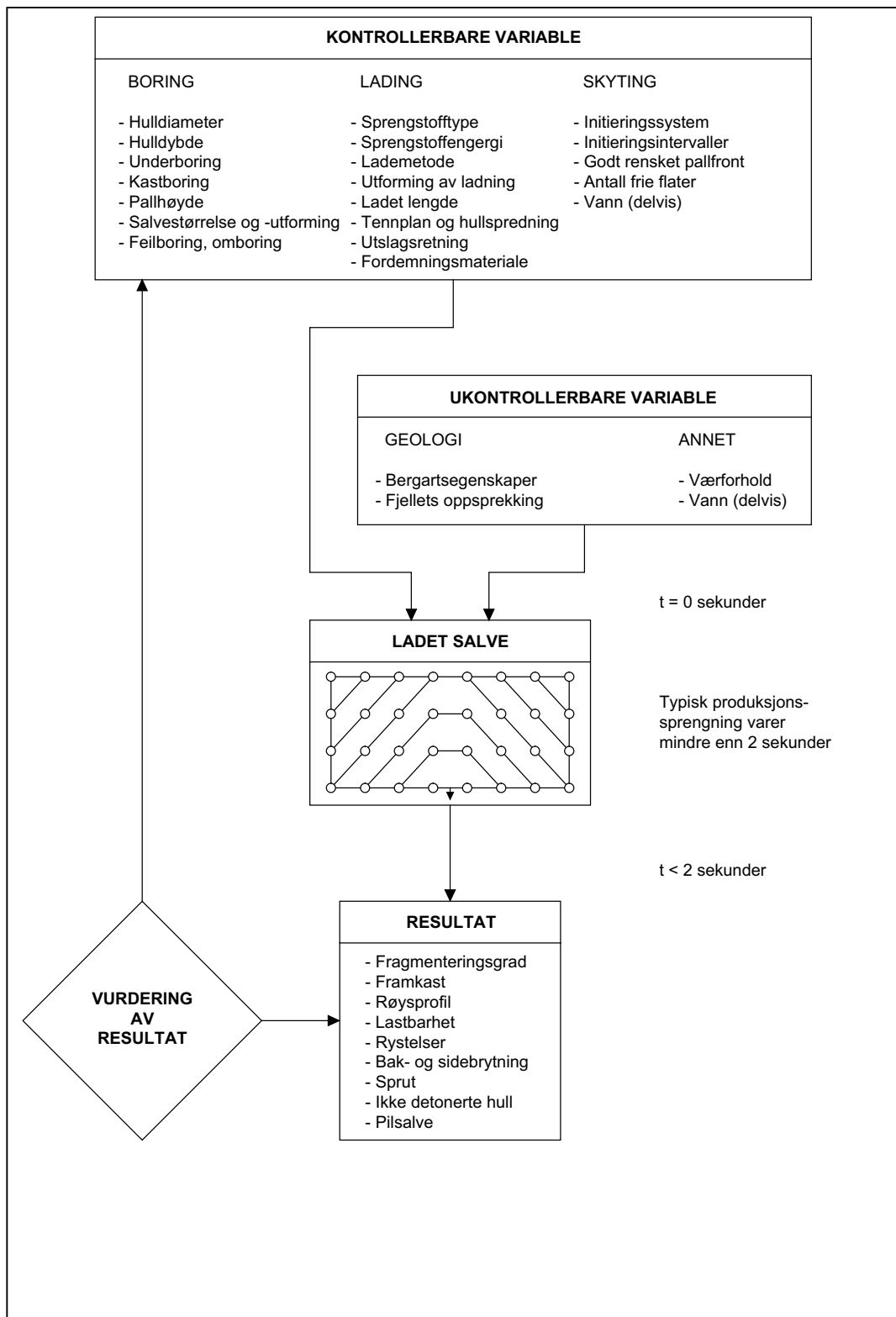
Figur 3.1 Sprengningsplanens tre deler.

En oversikt over de variable som inngår i sprengningsprosessen er vist i figur 3.2. Figuren tar utgangspunkt i en typisk produksjonssprengning i et steinbrudd.

For et optimalt resultat er det spesielt viktig å ta hensyn til:

- bergartens oppbygging og struktur
- de ulike sprengstoffers virkelige yteevne i den aktuelle bergart
- tennsystem og intervalltider (sprengningsopplegg).

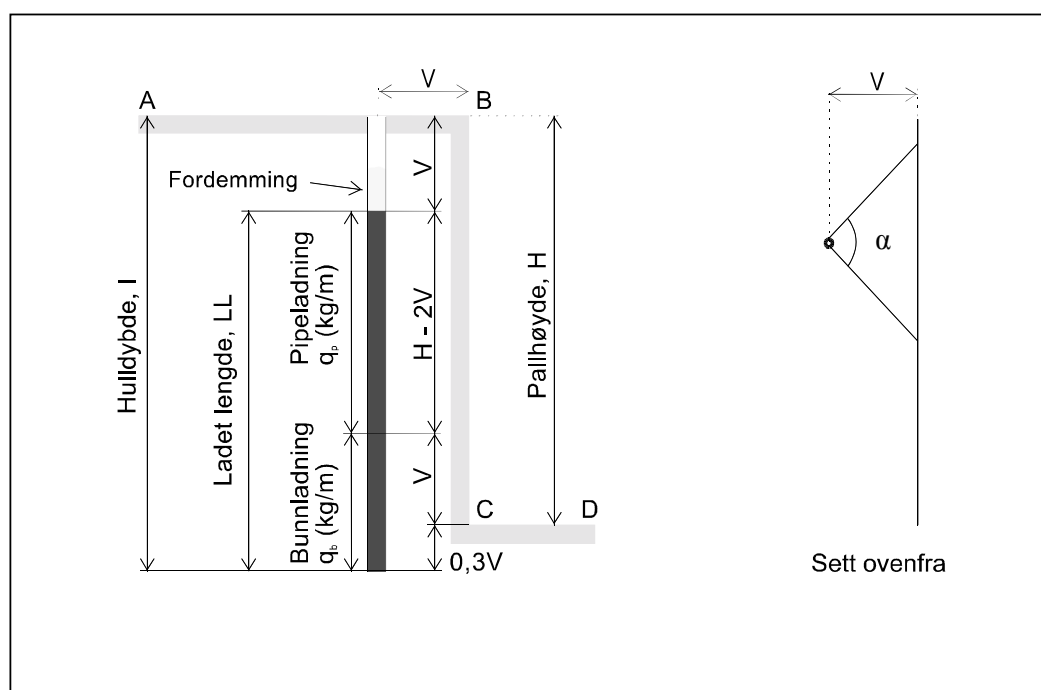
Et optimalt resultat er ikke mulig å oppnå uten å ta hensyn til samvirket mellom disse tre forholdene.



Figur 3.2 Kontrollerbare og ikke-kontrollerbare parametere i sprengningsprosessen

Svensken Ulf Langefors utførte på 50-tallet et banebrytende arbeid med hensyn til utvikling av sprengningsteorien. Hans resultater er publisert i boka "The Modern Technique of Rock Blasting" av U. Langefors og B. Kihlstrøm. Boka som utkom i 1963, er fortsatt en slags "bibel" i fjellsprengningsteknikk, selv om en del av teknikkene som er beskrevet i boka nå er foreldet.

Figur 3.3 viser en prinsippskisse med de viktigste parametrene ved pallsprengning. Figuren viser det klassiske sprengningsbildet utviklet av svensken Ulf Langefors på 1960-tallet.



Figur 3.3 Prinsippskisse som viser de viktigste parametrene ved pallsprengning. Skissen viser de størrelsene som inngår som funksjon av forsetning (V). Det skal sprenges ned til planet CD .

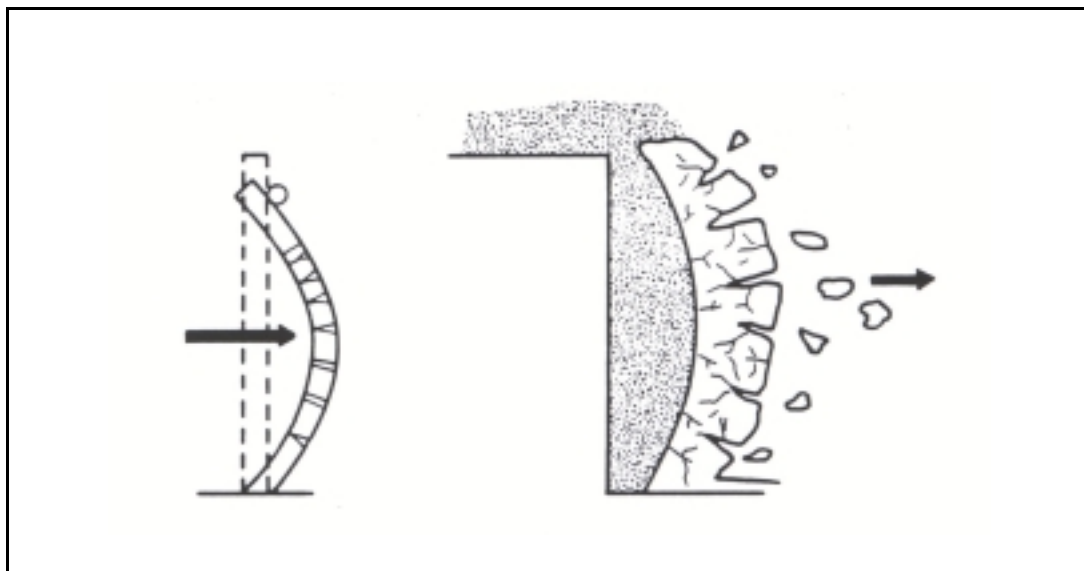
- V = forsetning (m)
- H = pallhøyde (m)
- LL = ladet lengde (m)
- l = hulldybde (m)
- q_b = bunnladning (kg/m)
- q_p = pipeladning (kg/m)
- $l-LL$ = uladet lengde (m)

3.12 Ladeplan

Det skilles vanligvis mellom bunnladning og pipeladning (avhengig av type sprengstoff). Begge uttrykkes i kg pr. meter borhull (kg/m). Pipeladningen skal rive løs, knuse og kaste fram det fjellet som ligger innenfor vinkelen α . Bunnladningen skal frigjøre fjellet langs sålen i planet C - D. Se figur 3.3 for illustrasjon av pipe- og bunnladning.

For å få plass til nødvendig bunnladning bores det under det planlagte sprengningsplanum $0,3 \cdot V$ (underboring). I tillegg benyttes det ofte et kraftigere sprengstoff i bunn enn i pipa (når fjellforholdene gjør dette mulig).

Det er vanlig å avslutte pipeladningen i avstand V fra toppen av borhullet. Dersom det lades helt opp, kan en få kraftig sprut på grunn av slepper og stikk nær overflaten. På grunn av innspenning i bunnen og uladet lengde oppnås en effekt tilsvarende lastpåføring på en bjelke ved avfyring. Dette gir en karakteristisk "buling" av pallfronten ved avfyring. Prinsipielt er dette skissert i figur 3.4.



Figur 3.4 "Bjelkebøynings-effekt" ved pallsprengning.

Sprengstyrken i bunnladningen bestemmer maksimal forsetning med tanke på å bryte løs fjellet. Sprengstyrken er avhengig av borhulldiameter, sprengstofftype og pakningsgrad.

Det klassiske bormønster setter hullavstanden E mellom hull i samme rast til å være $1,25 \cdot V$.

3.2 INNSPENNING

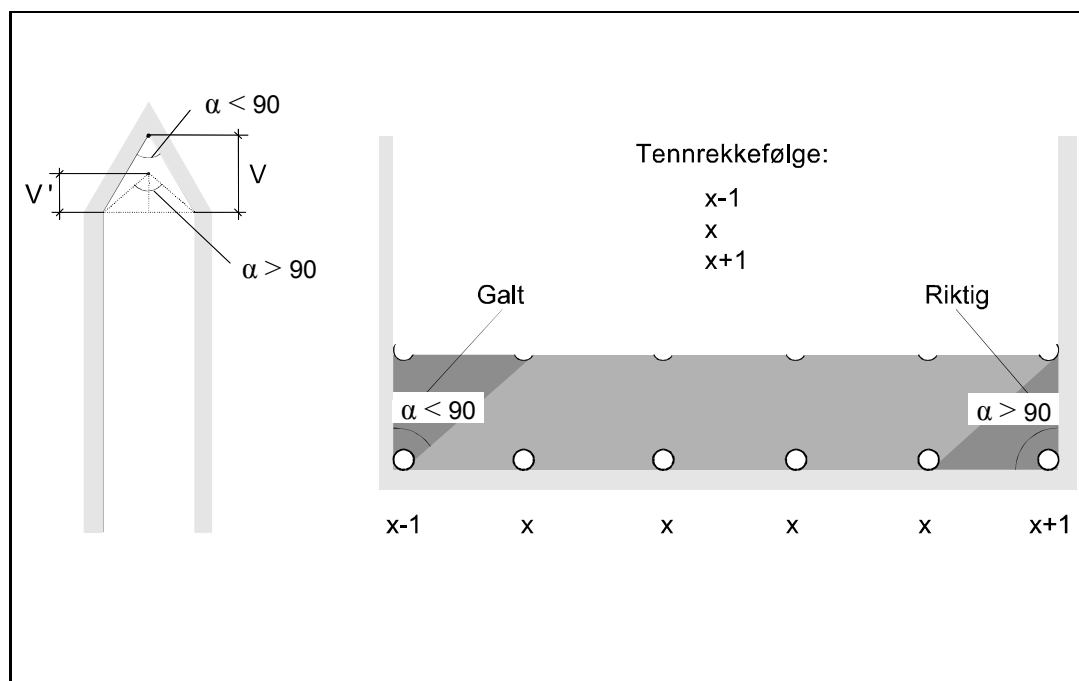
3.20 Generelt

I noenlunde homogent fjell vil utslagsvinkelen α være i overkant av 90° , se figur 3.3. Dersom den fri fjellflate er så liten (begrenset) at α blir mindre enn 90° hindres fritt utslag. Vi sier da at fjellet er innspent.

Innspent fjell krever større sprengstyrke for å oppnå tilfredsstillende brytning.

3.21 Sideinnspenning

Når utslagsvinkelen α parallelt borhullsaksen er mindre enn 90° karakteriseres fjellet som sideinnspent. Eksempel på sideinnspent fjell er vist i figur 3.5.

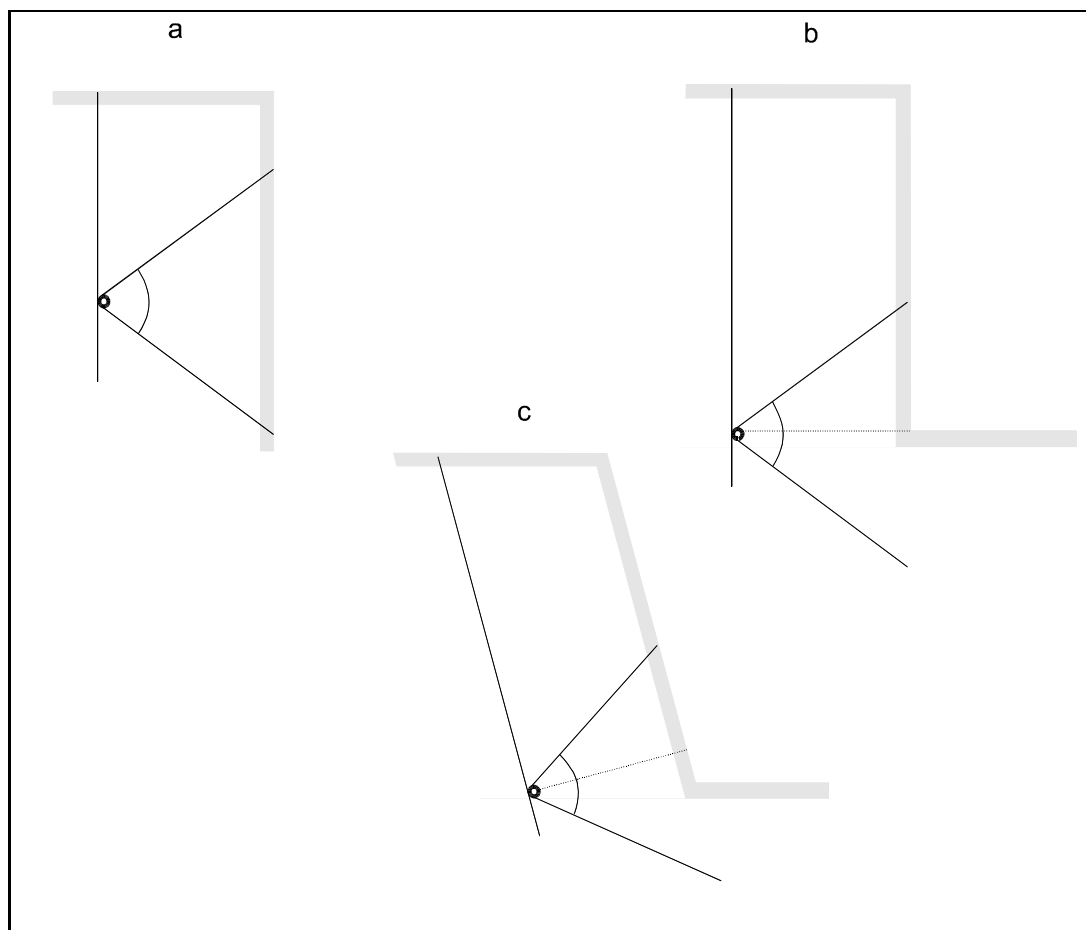


Figur 3.5 Eksempel på sideinnspente borhull.

3.22 Innspenning i bunn

Når utslagsvinkelen α normalt på borhullsaksen er mindre enn 90° er fjellet innspent i bunnen. I bunnen av salva er det vanligvis ikke mulig å unngå en viss innspenning, se figur 3.6.

Graden av innspenning kan bedømmes ut fra hvor stor del av den fri utslagsvinkel som beskjæres. Innspenningen i bunnen reduseres ved å bore på kast (helning).



Figur 3.6 Eksempler på borhull som er innspenne i bunnen.
Ved a) er det fritt utslag (ingen innspenning). Dette forekommer meget sjelden. b) viser den normale situasjon. Innspenningen kan reduseres ved å sette borhullene på kast i forhold til sprengningsplanet som vist i c).

3.3 BEREGNING AV LADNING**3.30 Generelt**

Hvis sprengningsteorier for fjell skal ha praktisk anvendelse innen fjellsprengningsteknikken utover det å forklare fragmenteringsprosessen, må de gi retningslinjer for utforming av salver - eller kort sagt ladingformler. Ladingformler for utforming av salver kan uttrykkes på to måter:

- bormønster, eller indirekte som nødvendig boring (liter/fm³)
- spesifikt sprengstoff-forbruk (kg/fm³)

3.31 Langefors formler

Noen av ladingformlene Langefors utviklet gjengis nedenfor. Utgangspunktet er pallsprengning som vist i figur 3.3.

$$q_b = 1,1 \cdot \frac{a \cdot f}{s} \cdot (0,07 \cdot V + (c \cdot V^2)) \quad [3.1]$$

$$q_p = 0,4 \cdot \frac{a}{s} \cdot ((0,07 \cdot V + (c \cdot V^2))) \quad [3.2]$$

$$Q_t = Q_b + Q_p = 1,3 \cdot V \cdot q_b + (H - 2 \cdot V) \cdot q_p \quad [3.3]$$

- | | | |
|-------|---|--------|
| q_b | = bunnladning | (kg/m) |
| q_p | = pipeladning | (kg/m) |
| Q_t | = totalladning | (kg) |
| Q_b | = bunnladning pr. borhull | (kg) |
| Q_p | = pipeladning pr. borhull | (kg) |
| V | = forsetning | (m) |
| c | = bergkonstant | |
| f | = innspenningsgrad | |
| a | = samtidighetsfaktor = $0,8 \cdot E/V$ når det er minst 4 ladinger i en hullrekke parallell med en plan stoff som sprenges samtidig. | |
| s | = sprengstoffets vektstyrke ($s = 1,0$ for det svenske sprengstoffet LFB med 35 % nitroglyserin, dette tilsvarer norsk Dynamit og $s = 0,85$ for ANFO/Anolit). | |

Når det gjelder bergkonstanten c , kan den variere innen vide grenser fra 0,2 - 1,6. 0,4 er representativt for "svensk granitt".

For borhull loddrett på sprengningsplanet er $f = 1,0$. Med helning 3:1 er $f = 0,9$. Helning 2:1 gir $f = 0,85$. Med fritt utslag i bunnen settes $f = 0,75$.

For enkeltladninger er samtidighetsfaktoren $a = 1,0$.

Innspenning i side eller bunn er ikke med som inngangsparameter i formlene. Ved innspenning må ladningene økes.

Langefors formler gir de ladningsmengder som er akkurat store nok til å løsne og bryte i stykker den aktuelle fjellmassen. Alternativt kan det med utgangspunkt i en bestemt bunnladning, beregnes den forsetning V som gir et slikt "marginalt" sprengningsresultat. Denne forsetningen kalles gjerne den "maksimale" forsetning V_{maks} .

For framkast av massen har Langefors beregnet et nødvendig tillegg til bunn- og pipeladningen i størrelsesorden $0,004 \cdot V^3$ (kg/m).

For å oppnå en bestemt ønsket fragmentering kan det være nødvendig med atskillig større ladninger enn det Langefors formler angir. I tillegg må det tas hensyn til unøyaktig boring, og til eventuelle hindringer for at fjellmassene skal kunne utvide seg fritt. Er dette siste tilfelle, kan en tilstrekkelig volumutvidelse bare skje ved at tyngdepunktet til salva løftes, noe som kan kreve betydelig ekstra ladning.

3.32 Forenklete formler

Dersom flere av de variable faktorer som inngår i Langefors formler er kjent, kan det utvikles forenklete formler for avhengigheten mellom ladning og forsetning.

Eksempel på forenkling med typiske verdier

vektstyrke	$s = 1,0$
innspenningsgrad	$f = 1,0$
hullavstand	$E = 1,25 \cdot V$
ladetetthet	$P = 1,25 \text{ kg/dm}^3$
samtidighetsfaktor	$a = 0,8 \cdot E/V$
bergkonstant	$c = 0,45$

Dette gir det forenklete uttrykket

$$V_{\text{maks.}} = \frac{d}{22} = 0,045 \cdot d \quad [3.4]$$

d = borhulldiameter

Med en feilboring på $0,1 + 0,03 \cdot H$ (m) der

0,1 m er ansettsfeil

$0,03 \cdot H$ m er retningsfeil (H = pallhøyde)

blir den praktiske forsetningen

$$V_1 = V_{\text{maks.}} - 0,05 \cdot H \quad \text{n} \hat{a} \text{r} \quad 0,1 + 0,03 \cdot H \approx 0,05 \cdot H \quad [3.5]$$

Bunnladningen blir tilsvarende lik

$$q_b = 0,001 \cdot d^2 \quad (\text{kg/m}) \quad [3.6]$$

Ulempen med Langefors formler er at de spesielt ved grove borhull og store pallhøyder, gir betydelige avvik fra det som gir best resultat i praksis. Avviket skyldes vesentlig at Langefors tar som utgangspunkt at nødvendig ladningsmengde (eller utboret volum) er uavhengig av sprengstoffets fordeling i pallen og dermed uavhengig av borhulldiameteren.

A. REFERANSER

Lislerud, Arne: Fjellsprenningsteknikk

Institutt for anleggsdrift, NTH 1990. 229 sider.

Langefors, U & Kihlstrøm, B: The Modern Technique of Rock Blasting Almqvist og Wiksells boktryckeri Aktiebolag, Uppsala 1963. 405 s.



Anleggsdrift

Kompendium i anleggsteknikk

Fjellsprengningsteknikk

Institutt for bygg, anlegg og transport, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet NTNU Trondheim

SIVILE SPRENGSTOFF
Kapittel II.2

Revidert juli 2002
Vegard Olsen

	Side	
1	INNLEDNING	1
2	EGENSKAPER	2
2.1	Fysiske egenskaper	2
2.10	Generelt	2
2.11	Sprengeffekt	2
2.12	Eksplosjonsenergi	3
2.13	Detonasjonshastighet	4
2.14	Følsomhetsgiver	5
2.15	Sprengeffekt og materialeegenskaper	5
2.16	Kvantifisering av sprengeffekt	6
2.17	Initiering	7
2.18	Fordeling av energi i sprengstoff	8
2.2	Detonasjonsstabilitet	9
2.20	Generelt	9
2.21	Overslagsprøven	9
2.22	Håndteringssikkerhet	9
2.23	Lagringsbestandighet	10
3	SPRENGSTOFF	11
3.0	Generelt	11
3.1	Nitroglyserinbaserte sprengstoff	12
3.10	Generelt	12
3.11	Patronert sprengstoff	12
3.2	ANFO	15
3.20	Generelt	15
3.21	Bruk av ANFO	16
3.3	Slurry- og emulsjonssprengstoff	17
3.30	Generelt	17
3.31	Watergels (slurry)	18
3.32	Emulsjoner	19
3.33	ANFO i blanding med emulsjon	19
	APPENDIKS	20
A.	Sprengstoffdata	20
B.	Referanser	23

1. INNLEDNING

Sprengstoff er det primære hjelpemiddel for nedknusing av fjell. Hovedbestanddelene i sprengstoff er blant de vanligste grunnstoffene på jorda. Dette er hydrogen (H), nitrogen (N), karbon (C) og oksygen (O).

I eldre tider ble norsk fjell brutt ved fyrsetting. På midten av 1600-tallet kom kruttet til norsk bergverksindustri. Først i forrige århundre oppfant Alfred Nobel dynamitten. Her er en kort oppstilling av sprengstoffhistorien:

1831 William Bickford oppfant en sikker svartkruttlunte.

1846 Ascanio Sobrero (Italia) oppdaget nitroglyserin.
Chr. F. Schönbein (Sveits) oppdaget nitrocellulose.

ca. 1860 Alfred Nobel oppfant en sikker og effektiv fenghette.

1866 Alfred Nobel (Sverige) blandet nitroglyserin med kiselgur til dynamitt.

1868 Start for norsk produksjon av dynamitt ved Nitroglycerin Compagniet, Lysaker.

1875 Alfred Nobel oppdaget sprenggelatin ved å oppløse nitrocellulose i nitroglyserin og introduserte gelatindynamitt.

1950 Ammoniumnitrat (AN) kombinert med ulike følsomhetsgivere begynte å erstatte store mengder av nitroglyserindynamitt.

1956 Dr. Melvin Cook oppfant emulsjonssprengstoff (slurry).

1968 Emulsjonssprengstoff tas i bruk i Norge (pallsprengning).

2001 Utviklingen går mot å erstatte patronerte NG-baserte sprengstoff med NG frie sprengstoff. Av det totale sprengstoff-forbruket i Norge har nitroglyserinbaserte sprengstoff ca. 17 %, ANFO ca. 40 % og ulike slurry-produkter ca. 43 % (tall fra Dyno). (1992 hhv. 23%, 30% og 47%).

I løpet av de siste 10 - 20 år har det foregått en rivende utvikling når det gjelder sprengstoff i forbindelse med dagbruddsdrift. Patronert sprengstoff er blitt byttet ut med bulksprengstoffene ANFO og slurry. Det samme har skjedd ved sprengningsarbeid under jord. ANFO er mye brukt under jord, men pga. forurensende og giftige avgasser tar slurry mer og mer over.

2.1 FYSISKE EGENSKAPER

2.10 Generelt

De viktigste egenskaper for sprengstoff er:

- sprengningseffekt
- initieringsfølsomhet og detonasjonsstabilitet
- håndteringssikkerhet
- lagringsbestandighet.

Disse egenskapene er nærmere beskrevet i dette kapitlet.

Ladetetthet

Ladetetthet er definert som vekt av sprengstoff pr. volumenhet borhull. Ladetettheten bestemmes av sprengstoffets densitet (egenvekt) og pakning. Ladetettheten er et mål på energiinnhold pr. volumenhet i ferdig ladet sprengstoff.

Gassvolum

Detonasjon av sprengstoff produserer 800 - 1000 dm³ gass pr. kg ved 0°C og 1 atm. trykk. Temperaturen er mellom 2000 og 4500 °C i detonasjonsøyeblikket.

2.11 Sprengeffekt

Med sprengeffekt menes sprengstoffets evne til å utføre ønsket arbeid.

Sprengeffekten er avhengig av:

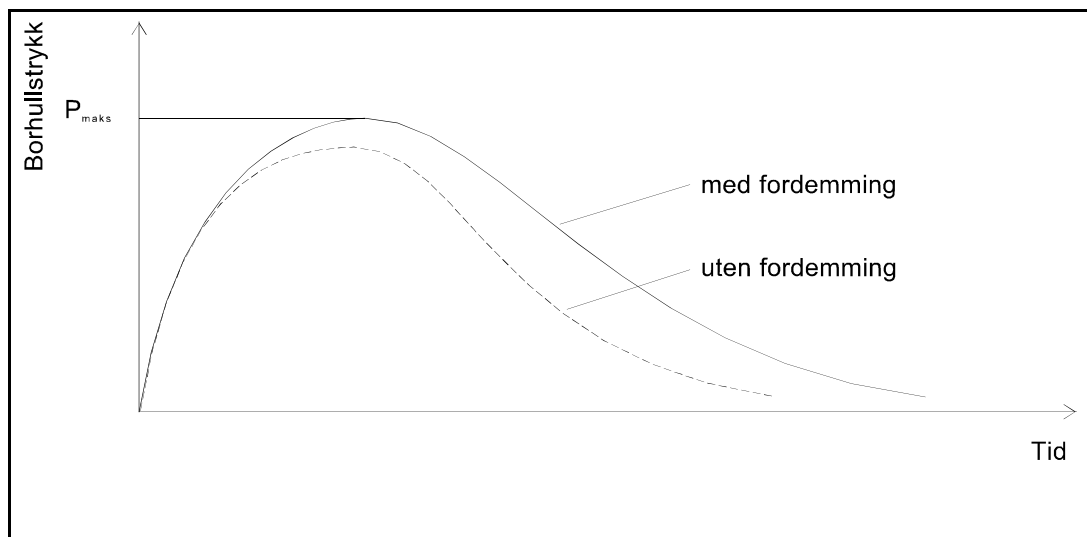
- egenskaper hos sprengstoffet
- detonasjonsbetingelsene
- fysiske egenskaper hos det materiale som skal sprenges.

2.12 Eksplosjonsenergi

Eksplosjonsenergien uttrykker sprengstoffets arbeidsevne eller evne til ekspansjonsarbeid i fjell. Energien i sprengstoffet fordeles på:

- støtbølge-energi
- gassenergi.

Eksplosjonsenergien kan beregnes eller måles på ulike måter, og angis i MJ/kg. Eksplosjonsenergi (her: borhullstrykk som funksjon av tid) er vist på figur 2.1.



Figur 2.1 Borhullstrykk som funksjon av tid for en detonerende ladning.

Støtbølge-energien er arealet under gasstrykkets trykk/tid-kurve. Maksimalt gasstrykk kan uttrykkes tilnærmet:

$$P_{\text{maks}} = 1,23 \cdot 10^{-4} \cdot \rho \cdot C_d \quad [2.1]$$

ρ = sprengstoffets densitet (kg/dm^3)

C_d = sprengstoffets detonasjonshastighet (m/s)

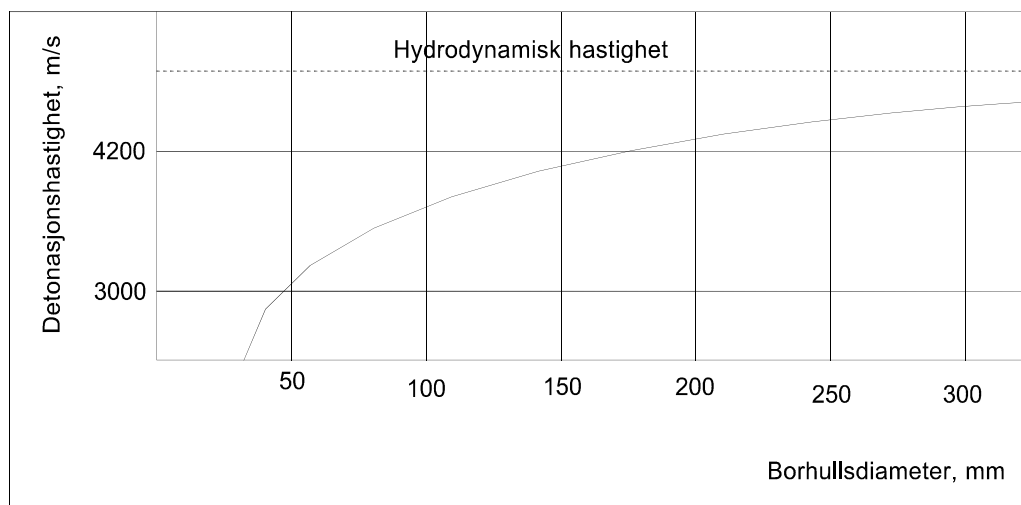
2.13 Detonasjonshastighet

For sivile sprengstoff varierer detonasjonshastigheten i området 2000 - 8000 m/s avhengig av ytre betingelser som

- pakningsgrad
- diameter på ladestreng
- initiering.

Detonasjonshastigheten øker med pakningsgraden. Dersom ladetettheten (pakningsgraden) overskrider en bestemt grense, vil sprengstoffet ikke initieres. Dette kalles dødpressing. Ladningens diameter er også avgjørende for detonasjonshastigheten, se figur 2.2. Krittisk diameter er den minste diameter som sprengstoffet har sikker overføring av detonasjonsstøtet.

Generelt er detonasjonshastigheten høyere i lukkede rom (borhull) enn i friluft. Et sprengstoff med stor detonasjonshastighet (støtbølgeenergi) kalles høybrisant.



Figur 2.2 Detonasjonshastighet for ANFO som funksjon av borhulldiameter.

Detonasjonshastighet måles oftest i stålrør eller i borhull vha. elektroniske "tellere" og målesonder som kortslutter en elektrisk krets.

Initieringen spiller en vesentlig rolle for den detonasjonshastighet som oppnås.

2.14 Følsomhetsgiver

Følsomhetsgiveren er den komponent i sprengstoffet som sikrer en stabil energi-omsetning gjennom hele sprengstoffstrengen ved detonasjon. Følsomhetsgivere for sivile sprengstoff kan være; nitroglyserin i dynamitt, aluminiumspulver i watergels og emulsjoner eller mikroporer (porøsitet i ANFO, gassblærer og hule glasskuler i Dynex 300).

2.15 Sprengeffekt og materialegenskaper

Materialegenskaper og geometriske forhold hos det materiale som skal sprenges innvirker på sprengeffekten. Enkle kriterier er vanskelige å gi, men generelt gjelder:

- Ved sprengning av konstruksjoner og ved påleggsskyting har sprengstoff med stor støtbølgeenergi størst effekt
- I fjell der støtbølgen har høy forplantingshastighet (lydhastighet) gir sprengstoff med høyt energiinnhold og stor støtbølgeenergi det beste resultatet.
- Fjell med lav lydhastighet har liten evne til å gjøre seg nytte av stor støtbølgeenergi, mens kravet til gassenergi her er stort.
- Anisotrope bergarter er generelt tungsprengte. Bergartens anisotropi gir en retningsavhengig sprengvirkning som reduserer sprengstoffutnyttelsen sterkt, se tabell 2.1.

Bergart	Midlere tørr lydhastighet (CTM)	Anisotropi (I_a)	Sprengbarhet
Glimmerskifer	2000 - 3000 m/s	1,5 - 3,0	dårlig
Gneis	2500 - 4500 m/s	1,0 - 2,0	middels
Granitt	3000 - 4500 m/s	1,0 - 1,3	god
Kalkstein	2800 - 5000 m/s	1,0 - 1,2	god / meget god

Tabell 2.1 Parametre for vanlige bergarter.

2.16 Kvantifisering av sprengeffekt

Flere metoder er vanlige for å angi sprengstyrke. Vi gir her en kort presentasjon av de vanligste.

Vektstyrke (WS - Weight Strength)

Vektstyrken er gitt etter Langefors ladningsformler.

$$WS = \frac{5}{6} \cdot \left(\frac{Q}{Q_{LFB}} \right) + \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{V}{V_{LFB}} \right) \quad [2.2]$$

- Q = eksplosjonsenergien til sprengstoffet (MJ/kg)
- V = teoretisk gassvolum til sprengstoffet (dm³/kg)
- Q_{LFB} = eksplosjonsenergien til LFB-dynamit = 5,5 MJ/kg
- V_{LFB} = teoretisk gassvolum til LFB-dynamit = 850 dm³/kg

Vektstyrken er et mål på ekspansjonsarbeid i forhold til referansesprengstoffet, en såkalt LFB-dynamitt. LFB-dynamitt er en gelantinbasert AN-dynamitt (ammonium-nitrat-dynamitt) med 35 % nitroglykol. Vektstyrken er i hovedsak basert på eksplosjonsenergien. Metoden brukes av Dyno Industrier.

Undervannstesting

En ladning på inntil 8 kg detonerer under vann, og støttrykket som sendes ut fra detonasjonen måles.

Blyblokkprøve

En måler det ekspansjonsarbeid en gitt mengde sprengstoff gjør i en blyblokk.

Empiriske sprengstyrkeindekser

Empiriske formler basert på sprengstoffets detonasjonshastighet og egenvekt, samt fjellets anisotropi, lydshastighet og egenvekt. Formler for sprengeffekt har begrenset verdi, fordi sprengeffekt er avhengig av mediet som skal sprenges.

2.17 Initiering

Sprengstoff initieres med

- fenghette
- elektrisk tenner
- ikke-elektrisk tenner (Nonel)
- elektronisk tenner
- detonerende lunte
- primer (som igjen initieres med tenner).

Et sprengstoff som lar seg initiere tilfredsstillende med fenghette eller tenner (styrke nr. 8) kalles fenghettefølsomt.

Nitroglyserinbaserte sprengstoff er fenghettefølsomme, og lar seg også initiere med detonerende lunte.

Bulksprengstoff som ANFO, slurry- og emulsjonssprengstoff er vanskelige å initiere, og primer må benyttes. Primer kan være et spesial sprengstoff, eller man kan benytte dynamitt.

For små borhulldiametre kan ANFO initieres direkte med tenner. Det tar en viss tid før full detonasjonshastighet oppnås. For best mulig resultat bør denne tiden være kortest mulig. Tiden avhenger av sprengstofftype og størrelsen på primeren.

Primeren må ha en høyere akustisk impedans ($\rho \cdot c$) enn sprengstoffet for å få opp tilstrekkelig detonasjonshastighet og gasstrykk til at hele ladningen kan initieres. Primere kan i tillegg til initiering brukes til å øke sprengstyrken i en ladestreg. Dette gjøres ved å plassere primere med jevne mellomrom oppover i borhullet.

2.18 Fordeling av energi i sprengstoff

Fordelingen av sprengstoffenergi er omtrent som følger:

- nyttig energi:
 - ca. 5 % - potensiell energi (kommer i tillegg til eksplosjonsvarmen)
 - ca. 10 % - kinetisk energi til røysa
 - ca. 15 % - energi til primær fragmentering

- tapt energi:
 - ca. 10 % - støtenergi som ikke gir fragmentering
 - ca. 5 % - støtenergi til luft
 - ca. 7 % - varme overført til fjell
 - ca. 53 % - restvarme i sprenggassen.

2.2 DETONASJONSSTABILITET

2.20 Generelt

Detonasjonsstabiliteten (evne til sikker overføring av detonasjonsbølgen) avhenger av ladningens diameter. Nitroglyserinbaserte sprengstoff kan nyttes med diameter ned mot 15 mm. ANFO, slurry- og emulsjonssprengstoff har større kritisk diameter. For slurry varierer den kritiske diameter med sammensetning og mengde av følsomhetsgiveren.

2.21 Overslagsprøven

Ved overslagsprøven måles minste avstand detonasjonsbølgen kan overføres mellom to ladninger som ikke er i kontakt med hverandre. Nitroglyserinbaserte sprengstoff har en overføringsavstand på 10 - 30 cm i luft, mens ANFO, slurry- og emulsjonssprengstoff har enn overføringsavstand på 2 - 3 cm.

2.22 Håndteringssikkerhet

Med håndteringssikkerhet menes hvor mye sprengstoffene tåler av slag, friksjon og statisk elektrisitet under transport og bruk. Fallhammertesten er en vanlig metode for å karakterisere håndteringssikkerhet.

Fallhammersikkerhet

Fallhammersikkerhet er et mål for håndteringssikkerhet, og måles ved at et 2 kg lodd slippes ned på sprengstoffet som er plassert mellom to metallplater. Den minste høyde som gir detonasjon kalles fallhammersikkerhet. Eksempel på fallhammersikkerhet:

- nitroglyserin	2-4	cm
- Dynamit	30	cm
- Glynit	60	cm
- ANFO	200	cm

Sprengstoff med fallhammersikkerhet > 60 cm kalles sikkerhetssprengstoff. Sikkerhetssprengstoffene har redusert risiko ved håndtering i forhold til dynamittene. De er derfor underlagt mer lempelige regler for lagring og transport.

2.23 Lagringsbestandighet

Under forskriftsmessig lagring vil sprengstoffene holde seg kjemisk stabile. For patronert sprengstoff avtar initierbarhet, detonasjonshastighet og overslagsevne noe med tiden. Generelt er nitroglyserinbaserte (NG) sprengstoff lite lagringsbestandige. For dynamittene avtar smidighet og initierbarhet med temperaturen. Ved høye temperaturer, dvs. fra 32 °C og oppover, kan det skje en omvandling av saltene i sprengstoffene slik at dynamitt-patronene blir hardere.

Vannbestandigheten til et sprengstoff varierer med sammensetning. For dynamittene øker vannbestandigheten med NG-innholdet, og avtar med AN-innholdet.

ANFO har svært dårlig vannbestandighet, og egner seg bare i tørre borhull. Emballering i form av parafinert papir eller plast beskytter bare mot fuktighet når emballasjen holdes helt tett.

Slurry-sprengstoff er meget vannbestandige.

Forskrifter

Forskrift om håndtering av eksplosjonsfarlig stoff er fastsatt av Direktoratet for brann- og elsikkerhet 26. juni 2002, med hjemmel i lov av 14. juni 2002 nr. 20 om vern mot brann, eksplosjon og ulykker med farlig stoff og om brannvesenets redningsoppgaver.

Forskriften er fastsatt av Arbeids- og administrasjonsdepartementet.

For å kunne bruke sprengstoff, krutt og tenmidler til sprengningsformål må bruker være godkjent av Direktoratet for brann- og elsikkerhet (DBE).

3.0 GENERELT

Sprengstoff brukt på norske anlegg i dag kan klassifiseres i tre hovedgrupper:

- Nitroglyserinbaserte sprengstoff (konvensjonelle sprengstoff)
- ANFO
- Slurry- og emulsjonssprengstoff.

Nitroglyserinbaserte sprengstoff leveres i patroner. Patronene leveres i flere ulike diametre for varierende borhulldiameter. ANFO, slurry- og emulsjonssprengstoff leveres i bulkform. ANFO lades enten ved helling fra sekk eller ved hjelp av mekanisk ladeutstyr. Slurry- og emulsjonssprengstoff lades som regel med mekanisert ladeutstyr (ladetruck), og leveres ofte direkte i borhullene hos brukeren. Slurry- og emulsjonssprengstoff leveres også som patronert sprengstoff.

Alle nitroglyserinbaserte sprengstoff er molekylære sprengstoff. Det vil si at oksidasjonsmiddel og reduksjonsmiddel er bundet til ett og samme molekyl med kovalente bindinger. Ved detonasjon spaltes molekylene.

Bulksprengstoff er som regel ikke-molekylære sprengstoff. Oksidasjonsmiddel og reduksjonsmiddel er adskilte molekyl. Et eksempel er ANFO der ammoniumnitrat og dieselolje reagerer.

Utviklingen de siste ti-åra har gått i retning av

- økt sikkerhet i framstilling og bruk
- bedre utnyttelse av utboret volum
- sprengstoff egnet for mekanisert lading
- sprengstoff som kan tilpasses fjellets egenskaper og den aktuelle borhulldiameter
- billigere sprengstoff.

Dette har ført til nye sprengstoff hvor følsomhetsgiveren består av TNT og/eller aluminiumoksid. Disse sprengstoffene har fått fellesnavnene slurry- og emulsjonssprengstoff. Disse sprengstoffene har en tilnærmet flytende konsistens, og fyller hele borhullsvolumet. Sprengstoffene kan pumpes. Mengden av følsomhetsgiveren bestemmer kritisk diameter og er avgjørende for prisen.

3.1 NITROGLYSERINBASERTE SPRENGSTOFF

3.10 Generelt

Hovedkomponenten i nitroglyserinbaserte sprengstoff (Dynamit, Glynit o.l.) er en blanding av nitroglyserin, nitroglykol og nitrocellulose. I Dynamit og Glynit består følsomhetsgiveren av nitroglyserin (NG).

For spesielle formål leveres ofte nitroglyserinbaserte sprengstoff etter spesialbestilling. F.eks. ved undervannssprengning kreves god vannbestandighet. For å oppnå spesifiserte krav, varieres innholdet av sprengolje og sprenggelatin.

Sprengolje

Sprengolje er en flytende blanding av nitroglyserin og nitroglykol (ca. 25 %). Glykolens hovedmisjon er å senke frysepunktet.

Sprenggelatin (sprenggummi)

For å få en hensiktsmessig konsistens på NG-baserte sprengstoff tilsettes 2 - 7 % nitrocellulose (skytdebomull) i sprengoljen. Denne blandingen kalles sprenggelatin. Sprenggummi er handelsbetegnelsen på sprenggelatin. Den er uoppløselig og har ubegrenset holdbarhet i vann. Dette er et velegnet sprengstoff til undervannsarbeid hvor ladningen blir stående lenge under vann før sprengning. Sprenggummi er det kraftigste av anleggssprengstoffene, og det farligste å håndtere, med en fallhammer-sikkerhet på 12 cm.

3.11 Patronert sprengstoff

Nedenfor er handelsbetegnelsen på de viktigste nitroglyserinbaserte sprengstoff listet opp med opplysninger om spesielle egenskaper og bruksområde.

Extra Dynamit

Extra Dynamit inneholder ca. 56 % sprengolje og har en fallhammersikkerhet på 15 - 20 cm. Extra Dynamit har plastisk konsistens og god vannbestandighet. Dette gjør den godt egnet til undervannsarbeid der ladningene ikke blir stående for lenge. Stor støtbølgeenergi gjør sprengstoffet velegnet til bruk i harde bergarter.

Dynamit

Dynamit inneholder ca. 32 % sprengolje. Dette sprengstoffet er velegnet til de fleste sprengningsarbeid både i dagen og under jord. Dynamit har en fallhammersikkerhet på 30 cm.

Bjønnet

Bjønnet er en spesiell hurtigdetonerende dynamitt, beregnet til påleggsskyting ("bjønning") for å knuse steinblokker o.l.

Grøftedynamit

Grøftedynamit er et ekstra ømfintlig sprengstoff som brukes til grøftesprengning i fuktig og vannsyk grunn. Når ladningene plasseres i grøftetraséen i 20 - 60 cm avstand vil alle ladningene detonere når en av dem initieres.

Glynit

Glynit inneholder 8 % sprengolje. Resten er i det vesentligste ammoniumnitrat (AN). Sprengstoffet er meget hygroskopisk, har en pulveraktig konsistens og må lagres tørt. Fallhammersikkerheten er over 60 cm. Liten tetthet kombinert med høyt energiinnhold gjør det spesielt egnet som pipeladning ved små borhulldiameterer.

Koronit

Koronit er et spesialsprengstoff utviklet for parallellhullskutt i tunnelsprengning. Sprengstoffet har lav egenvekt og pulveraktig konsistens. Den lave skytegass-temperaturen reduserer faren for sintring av fjellet i kutten.

Rørladninger

Rørladninger er NG-baserte sprengstoff tilpasset kontursprengning og forsiktig sprengning. Rørladningene har begrenset vannbestandighet, og forutsettes brukt bare i tørre borhull. Det leveres flere typer rørladninger til ulike bruksområder.

- Hvite rør - tilpasset sprengning av kontur, forsplitt og slettsprengning i borhull 64 mm og større.
- Gule rør - tilpasset sprengning av tunnelkontur med 45 mm borhull.
- Oransje rør - tilpasset sprengning av kontur, forsplitt og slettsprengning i borhull mindre enn 64 mm.
- Blå rør - egnet til forsiktige sprengningsarbeid som krever ekstra energi.
- Larvikitt - utviklet for uttak av bygningsstein i Larvikitt og er det svakeste sprengstoff på det norske marked.

3.2 ANFO

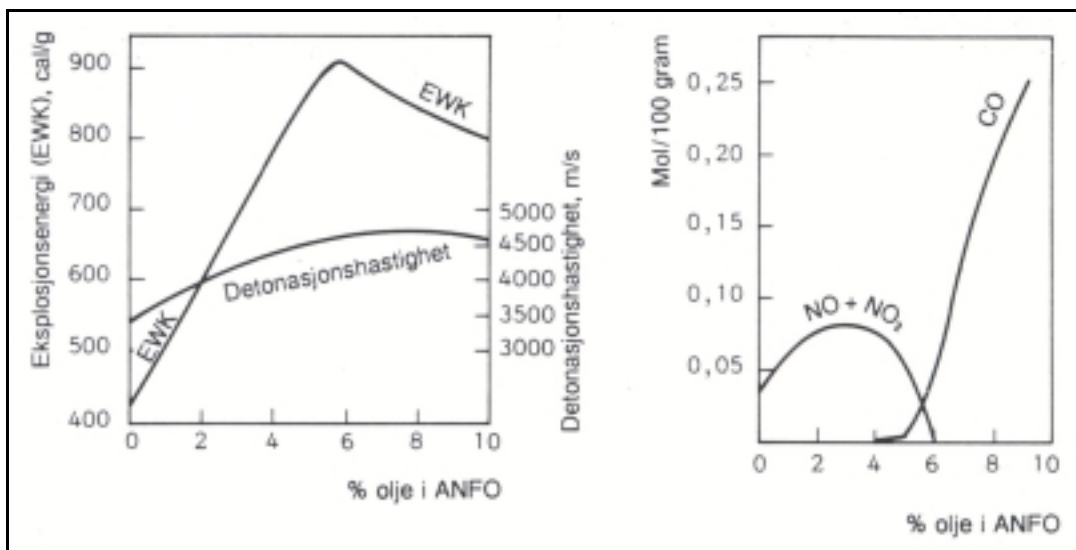
3.20 Generelt

ANFO (Ammonium Nitrate - Fuel Oil) er et sikkerhetssprengstoff. ANFO har en fallhammersikkerhet som er vesentlig høyere enn for NG-baserte sprengstoff. Handelsbetegnelse for ferdigblandet ANFO er Anolit.

Ved blanding av ammoniumnitrat (NH_4NO_3) og dieselolje/fyringsolje får en et sprengstoff. En blanding av 94,4 vekt % AN og 5,6 vekt % olje er oksygenbalansert. Oksygenoverskuddet i AN er da stort nok til å oksidere CH-komponenten i oljen til karbondioksid (CO_2) og vann (H_2O).

Det ovennevnte blandingsforholdet gir sprengstoffet et maksimum av eksplosjonsenergi og detonasjonshastighet, og et minimum av de skadelige gassene CO, NO og NO_x . Spesielt ved sprengning under jord er det viktig å blande nøyaktig slik at det blir et minimum av giftige sprenggasser.

Figur 3.1 viser beregnet eksplosjonsenergi, detonasjonshastighet og gassutvikling som funksjon av oljeinnholdet i ANFO.



Figur 3.1 Beregnet eksplosjonsenergi (EWK), detonasjonshastighet og gassutvikling som funksjon av oljeinnholdet i ANFO. Effekten av for lite olje er mye større enn for mye olje når det gjelder tap av eksplosjonsenergi.

ANFO er meget hygroskopisk, og derfor uegnet i hull med gjennomstrømmende vann. For hull med stående vann, blåses vannet ut før lading.

3.21 Bruk av ANFO

Kvaliteten på ammoniumnitrat som benyttes til ANFO har betegnelsen sprengstoff-prills. Det er altså ikke vanlig kunstgjødsel som benyttes. Prills er små porøse kuler av varierende størrelse med klebefri overflate. Bulktettheten kan styres ved å endre siktekurven til prillsblandingen.

Hvis blanding av AN og olje skal utføres av brukeren, må det innhentes tillatelse fra DBE (Direktoratet for brann og eksplosjonsvern) og det må betales blandeavgift til Staten. Selve blandingen er enkel å utføre. AN kan f.eks. helles i en plastbøtte, kar e.l. Deretter tømmes korrekt mengde olje over. Etter ca. 4 timer er sprengstoffet klart til bruk. Alternativt kan det benyttes godkjent blandemaskin. Selvblandet ANFO bør brukes samme dag som det er blandet, ellers kan separasjon oppstå.

Eksplosjonsenergien i ANFO kan økes ved tilsetning av inntil 13 % aluminiumpulver. Aluminisert ANFO har fått liten respons i Norge. Interessen for ANFO med redusert styrkegrad har derimot blitt viet en del oppmerksomhet, bl.a. som erstatning for rørladninger ved kontursprengning.

Ladetetthet for ANFO avhenger av lademetoden. Helling fra sekk gir enn ladetetthet på $0,95 \text{ kg/dm}^3$, mens lading med overtrykksapparat gir en ladetetthet på $1,0 \text{ kg/dm}^3$. Dødpresing vil kunne inntreffe som følge av sjokkpåvirkning fra nabohull. Fenomenet inntreffer som oftest i tunge skifrige bergarter som f.eks. fyllitt. Anolit kan lades med spesielt lademunnstykke for å redusere ladetettheten. Ladetettheten kan da varieres mellom $0,15 - 1,0 \text{ kg/dm}^3$.

Handelsbetegnelse på ferdigblandet ANFO- sprengstoff:

- Anolit
- Anolit F, spesielt beregnet for lading av oppadrettede hull. Sprengstoffet er litt "kramt" slik at det låser seg ved mekanisk lading.
- Anolit Lett, ANFO- blanding med redusert vekt- og volumstyrke i forhold til vanlig ANFO. Sprengstoffet egner seg bra til sprengning med restriksjoner.
- Anolit A, er en forsterket Anolit for bunnlading.
- Anolit Extra, har evnen til å motstå vann over noe lengre tid (inntil 1 døgn), men anbefales sprengt umiddelbart.

3.3 SLURRY- OG EMULSJONSSPRENGSTOFF

3.30 Generelt

Emulsjonssprengstoff er en blanding av to væsker som ikke er løselige i hverandre, f.eks. som olje og vann. I emulsjonssprengstoff er den ene væsken flytende brennstoff (diesel) og den andre en vandig løsning av nitrogenrike salter som f.eks. ammoniumnitrat og kalsiumnitrat.

Av emulsjonssprengstoff finnes det en stor mengde varianter med ulik densitet og energiinnhold. Emulsjonene deles inn i to hovedgrupper. Emulsjonssprengstoff karakteriseres av hvilken fase som er den kontinuerlige:

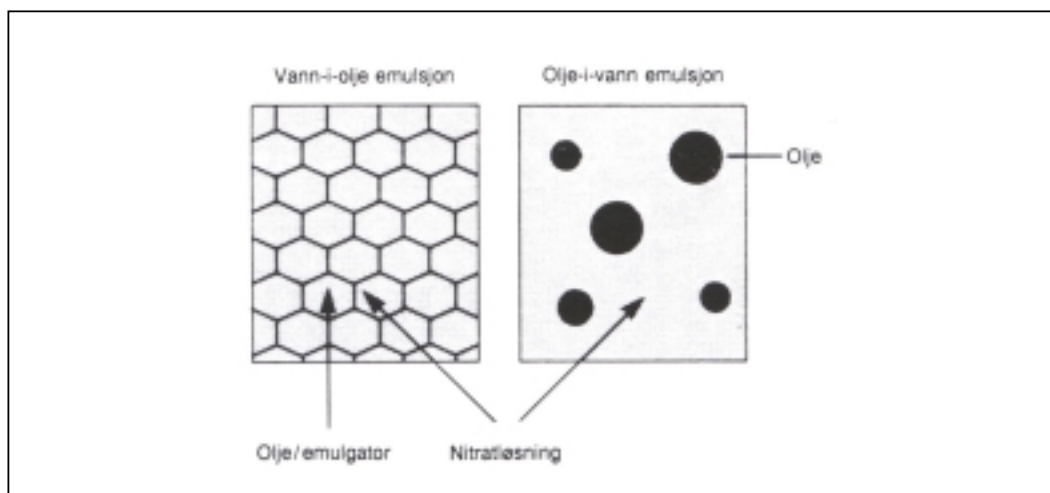
- Watergels/slurry (Slurrit 10- og 110-seriene).
Olje-i-vann-emulsjon der oljen er dispergert inn i en kontinuerlig nitratløsning. (Slurry = oppslemming, grøt. Watergel = vann + stivnet, frosset).
- Emulsjoner (Slurrit 50-, 310- og 410-seriene).
Vann-i-olje-emulsjon der nitratløsningen foreligger som små dråper dispergert inn i en kontinuerlig oljefase. (Emulsjon = blanding av væsker som ikke er løsbare).

Selv om råvarene i de to emulsjonstypene er svært like, vil de fysiske egenskapene være forskjellige. Se figur 3.2 for oppbygging av emulsjon og watergels.

Forholdet mellom væskene er slik at det oppstår tilnærmet oksygenbalanse ved detonasjon. Ved hjelp av overflateaktive stoff (emulgatorer) er det mulig å få blandet stoffene slik at de ikke separerer. Energiinnholdet for emulsjonssprengstoffet kan reguleres ved tilsetning av aluminiumspulver.

Sammenlignet med ANFO har slurry- og emulsjonssprengstoff generelt høyere densitet og energiinnhold. Slurry- og emulsjonssprengstoffene er meget vannbestandige. Sprengstoffet blandes på brukerstedet og er ikke fenghetefølsomt. Initiert foregår derfor ved bruk av kraftige primere (Maxi Boost 250 g eller 360 g). Ved riktig ladeteknikk vil sprengstoffet fortrenge vannet i borhullene, og lensing av hullene før lading er derfor ikke nødvendig.

Slurry- og emulsjonssprengstoff er utviklet for effektiv lading og sprengning av pallsalver i steinbrudd og gruver med borhulldiameter 76 - 380 mm med ladekapasitet 50 - 200 kg/min.



Figur 3.2 *Prinsippskisse som viser forskjell i oppbygging for emulsjon (venstre) og wargels (høyre). /Dyno undervisningsperm/.*

3.31 Wargels (slurry)

Ved lading tilsettes wargels fortykningsmidler som sikrer at sprengstoffet størkner til en fast masse omlag 30 minutt etter innblanding. Denne stivelsesprosessen gjør sprengstoffet svært vannbestandig. Når sprengstoffet har størknet er salva klar til å skytes.

Ved å endre tilsetningen av aluminiumpulver under lading kan sprengstyrken i ladestrengen styres. Dette gir mulighet for bruk av bunnladning:

- Slurrit 116 som bunnladning (6 % aluminiumpulver)
- Slurrit 110 som pipeladning (0 % aluminiumpulver).

I tillegg tilsettes det gassblærer under ladning. Gassblærene reduserer ladetettheten slik at dødpressing unngås.

Ikke-elektrisk tenning som Nonel må brukes, da wargels er en god elektrisk leder.

TNT-slurry

TNT-slurry består av ca. 20 % TNT, 65 % AN og 15 % vann og fortykningsmidler. TNT (trinitrotoluol) er et militært universalsprengstoff. Tilsetning av TNT reduserer kritisk ladediameter. Prisen på sprengstoffet stiger med tilsetning av TNT.

3.32 Emulsjoner

Vann-i-olje-emulsjonen kalles som regel bare for emulsjon. Emulsjoner har en konsistens som smørefett, og beholder denne konsistensen i borhullet. I emulsjoner oppnås en noe mer intim kontakt mellom brennstoff og oksyngengivere enn i watergels. Vannbestandigheten er bedre for emulsjoner enn for watergels. Den vann-avstøtende hinnen av olje som legger seg rundt saltpartiklene sørger for dette.

For å hindre dødpresing, reduseres ladetettheten ved tilsetning av mikroskopiske (hule) glass- eller plastkuler (Slurrit 310) eller kjemisk gassing (Slurrit 410). Det produseres emulsjoner med densiteter 0,8 - 1,35 kg/dm³.

3.33 ANFO i blanding med emulsjon

ANFO er et av de billigste og mest anvendbare sivile sprengstoff. Hovedinnvendningene mot bruk av ANFO er dårlig vannbestandighet og lavere energiinnhold enn dynamitt og enkelte slurry-typer.

Ved å blande ANFO med et emulsjonssprengstoff kan disse ulempene reduseres. Bulk-ANFO har en densitet på 0,95 kg/dm³, mens densiteten for et enkelt ANFO prill er 1,47 kg/dm³. Ved å erstatte luftvolumet helt eller delvis med emulsjon vil ladetettheten på sprengstoffet øke med opptil 50 %.

En mer vanlig løsning er å tilsette AN-prills eller ANFO til emulsjon eller watergel for å redusere detonasjonshastigheten, samtidig som en oppnår økt gassutvikling. Denne blandingen kalles HANFO (Heavy ANFO). HANFO er et stivere sprengstoff enn ANFO, og renner ikke ut i sprekker i fjellet under lading. Sprengstoffet er pumpbart. Sprengstoffet er nært kritisk densitet og det er fare for dødpresing.

A. SPRENGSTOFFDATA

Vi viser her eksplosivdata for ulike sprengstoff. Tabell A.1, A.2, A.3 og A.4 viser eksplosivdata for sprengstoff.

Sprengstoff	Densitet (kg/dm ³)	Energi (MJ/kg)	Gass- utvikling dm ³ /kg	Vektstyrke, Dynamit = 100 %	Volumstyrke, Dynamit = 100 %	Detonasjons- hastighet* (m/s)
Extra Dynamit	1,50	4,90	600	110	115	6000
Bjønnit	1,50	5,09	585	106	110	6000
Dynamit	1,40	4,50	890	100	100	3000
Glynit	1,20	4,10	940	90	75	2700
Koronit	1,15	3,41	732	66	50	2300
Carbonit	1,20	1,89	564	50	40	2300
Larvikitrør	1,30	1,30	210	30	25	1400
Blå rør	1,25	1,69	370	35	30	1600
Gule rør	1,10	2,80	700	65	30	2200
Orange rør	1,00	3,40	930	75	50	2400
Hvite rør	1,00	3,40	930	75	50	2400

Tabell A.1 Eksplosivdata, dynamitter og pulversprengstoff /A. Fauske, 1991/.

* avhengig av borhulldiameter og innspenningsforhold.

Sprengstoff	Ladetetthet (kg/dm ³)	Energi (MJ/kg)	Gass- utvikling (dm ³ /kg)	Vektstyrke, Anolit = 100 %	Volumstyrke, Anolit = 100 %	Detonasjons- hastighet (m/s)
Anolit	0,85	4,0	970	100	100	2200
Anolit F	1,05	4,0	970	100	100	3000
Anolit Lett 30	0,40			64	30	1500
Anolit Lett 40	0,50			73	40	1700
Anolit Lett 50	0,56			80	50	1800

Tabell A.2 Eksplosivdata for ANFO-sprengstoff /A. Fauske, 1991/.

Sprengstoff	Ladetetthet kg/dm ³ 1)	Energi MJ/kg	Vektstyrke, ANFO = 100 %	Volumstyrke, ANFO = 100 % 2)	Detonasjons- hastighet m/s 3)
Watergels					
Slurrit - 110		2,88	76	91	
Slurrit - 112		3,23	85	103	
Slurrit - 114	1,15	3,58	95	115	4300-5000
Slurrit - 116		3,94	104	126	
Slurrit - 118		4,29	113	137	
Slurrit - 120		4,64	122	148	
Bulkemulsjon					
Slurrit - 410		2,84	75	99	
Slurrit - 412		3,20	84	111	
Slurrit - 414	1,25	3,56	94	124	4000-5000
Slurrit - 416		3,90	103	136	
Slurrit - 418		4,26	112	147	
Slurrit - 420		4,61	122	161	
Bulkemulsjon					
Slurrit 50-10		3,1	80	110	
Slurrit 50-20		3,5	85	120	
Slurrit 50-30	1,2	3,8	95	130	4000-5000
Slurrit 50-45		4,2	105	145	
Slurrit 50-55		4,5	115	155	

Tabell A.3 Eksplosivdata for emulsjonssprengstoff/A. Fauske, 1991/.

- 1) Ladetetthet er beregnet ved 15 m ladesøyde
- 2) Ladetetthet Anolit = 0,95 kg/dm³
- 3) Detonasjonshastigheten er avhengig av borhulldiameter.

Sprengstoff	Densitet kg/dm ³	Energi MJ/kg	Gass- utvikling dm ³ /kg	Vektstyrke, Dynamit = 100 %	Volumstyrke, Dynamit = 100 %	Detonasjons- hastighet m/s *
Dynex 300	1,20	3,10	930	70	60	4000
Dynex 400	1,30	3,10	930	80	70	5500

Tabell A.4 Eksplosivdata for patronert emulsjon Dynex /A. Fauske, 1991/.

*Avhengig av borhulldiameter og innspenningsforhold.

Sammensetning av Dyno Industriens slurrtypen i vektprosent er vist i tabell A.5. Av forskjellige årsaker kan ikke Dyno Industrier oppgi eksakte resepter på sprengstoff.

Sprengstoff	Slurrit 50-serien 1)	Slurrit 110-serien 2)	Slurrit 410-serien 3)
Ammoniumnitrat	50-70	40-60	40-60
Kalsiumnitrat	10-30	10-30	10-30
Natriumnitrat	0-20	0-20	0-20
Aluminiumpulver 4)	0-10	0-10	0-10
Dieselolje	3-8	3-8	3-8

Tabell A.5 Sammensetning av slurry- og emulsjonssprengstoff.

- 1) Slurrit 50 - emulsjon
- 2) Slurrit 110 - watergels
- 3) Slurrit 410 - emulsjon
- 4) Tilsetningen av aluminiumpulver gir sprengstoffet navn. For hver prosent Al-pulver økes nummeret i navnet med en. F.eks. Slurrit 50 inneholder 0 % Al-pulver, mens Slurrit 55 inneholder 5 % Al-pulver.

B. REFERANSER

Lislerud, Arne: Fjellsprenningsteknikk.

Institutt for anleggsdrift, NTH 1990.

Fauske, Arve: Diverse foredrag og annet materiale fra Dyno Industrier AS.

Dyno industrier AS: Dyno produktkatalog.

Dyno industrier, 1999.



Anleggsdrift

Kompendium i anleggsteknikk

Fjellsprengningsteknikk

Institutt for bygg, anlegg og transport, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet NTNU Trondheim

TENNIDLER
Kapittel II.3

Revidert juli 2002
Vegard Olsen

	Side	
1	INNLEDNING	1
1.0	Generelt	1
1.1	Svartkruttlunte - fenghette	2
2	TENNERE	3
2.1	Elektriske tennere	3
2.10	Generelt	3
2.11	Momenttennere	5
2.12	Intervalltennere	6
2.13	Trege tennere	6
2.14	Spredning/variasjon av tennertider	8
2.2	Ikke-elektriske tennere	9
2.21	Innledning	9
2.22	Detonerende lunte	9
2.23	Nonel-tennere	10
2.24	Elektroniske tennere	13
3.	KOBLING	15
3.1	Kobling av strømkrets	15
3.10	Generelt	15
3.11	Koblingsmåter	15
3.12	Serie-parallellkobling	18
3.2	Andre koblingsdeler	20
3.21	Skyteledning	20
3.22	Tennapparat	20
3.23	Kontroll av elektrisk strømkrets	20

1.0 GENERELT

Med tennmidler menes det utstyr som trengs for å fremskaffe den initialimpuls som gjør at sprengstoffet detonerer.

Det skiller mellom to metoder for initiering:

- ikke-elektrisk tenning
- elektrisk tenning.

Tidligere ble detonerende lunte og svartkruttlunte brukt som ikke-elektrisk tennmiddel, men i dag blir de i hovedsak bare brukt som hjelpemiddel for initiering av Nonel-systemet

I 2001 var markedsfordelingen i Norge (tall fra Dyno):

- 49 % elektriske tenner
- 51 % Nonel

Utviklingen går mot økt bruk av Nonel-systemet (i 1990 var forholdet henholdsvis 70 –30 i favør elektrisk). Dette har sammenheng med systemets fleksibilitet og gode bruksegenskaper mht. koblingsarbeid, vibrasjoner og sikkerhet mot utilsiktet tenning. Nonel-tennerne er noe dyrere enn de elektriske tennerne.

Ved sprengning under jord er Nonel-systemet nesten enerådende. Også ved sprengning i dagen har systemet utstrakt anvendelse, men her er elektrisk tenning fortsatt mest brukt.

For sprengstoff som ikke er fenghetfølsomme, må en såkalt primer kobles inn mellom tenneren og sprengstoffet. Primeren kan enten være et spesialsprengstoff (f.eks. Pentolit) eller en patron med vanlig sprengstoff (f.eks. Dynamit).

Tenneren plasseres slik i tennpatronen at sekundærladningen detonerer i retning mot hovedmassen av ladningen.

1.1 SVARTKRUTTLUNTE - FENGHETTE

Fra Nobel oppfant fenghetta i 1864 til etter den andre verdenskrig var kombinasjonen svartkruttlunte og fenghette omtrent enerådende. Eksempelvis endret andelen av fenghetter og elektriske tennere seg fra 95/5 i 1944 til 17/83 i 1970. I dag brukes fenghette bare som initieringsmiddel for detonerende lunte eller Nonel. Da fenghetta blei tatt i bruk økte sikkerheten ved sprengninger dramatisk.

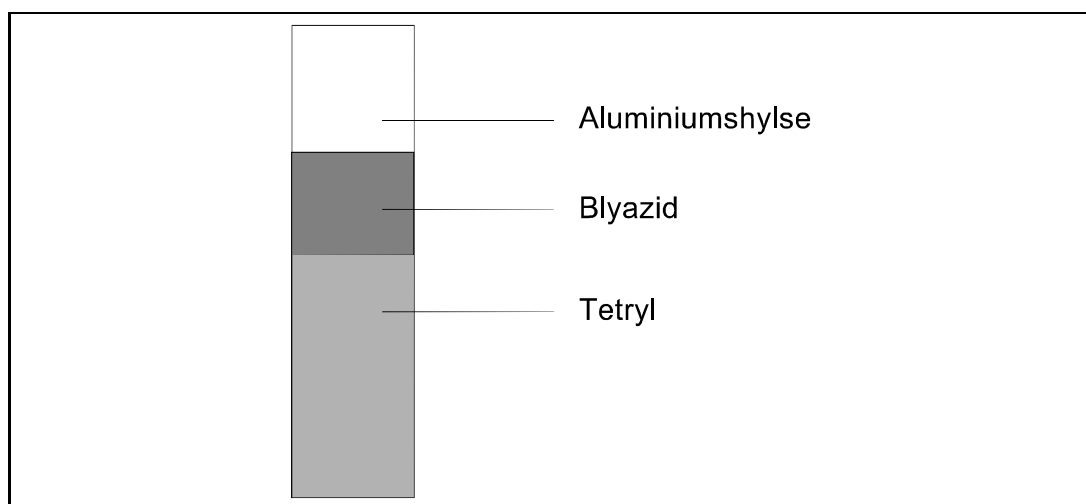
Svartkruttlunte har en kjerne av finkornet svartkrutt. Brenntid for norsk lunte er 105 - 130 sekund/meter.

Når svartkruttlunta er tent, brenner den langsomt innover til ilden kommer fram til fenghetten. Primærladningen eksploderer straks og initierer sekundærladningen, som får sprengstoffet til å detonere.

Tiden fra lunta tennes til sprengstoffet detonerer reguleres av luntelengden. Når flere ladninger skal skytes i en bestemt rekkefølge, kappes luntene i ulike lengder. Tiden mellom hvert skudd skal være så lang at det er lett å telle dem.

Kortere lunte enn 1 meter er forbudt å bruke. Lunta skal stikke minst 10 cm utenfor borhullsåpningen.

For å detonere vanlige sprengstoff må lunta kobles sammen med en fenghette, se figur 2.1. Fenghette med styrke nr. 8, som brukes i Norge, inneholder ca. 0,2 g av primærladningen (blyazid) og ca. 0,8 g av sekundærladningen (Tetryl eller Pentrit).



Figur 2.1 *Fenghette.*

2.1 ELEKTRISKE TENNERE

2.10 Generelt

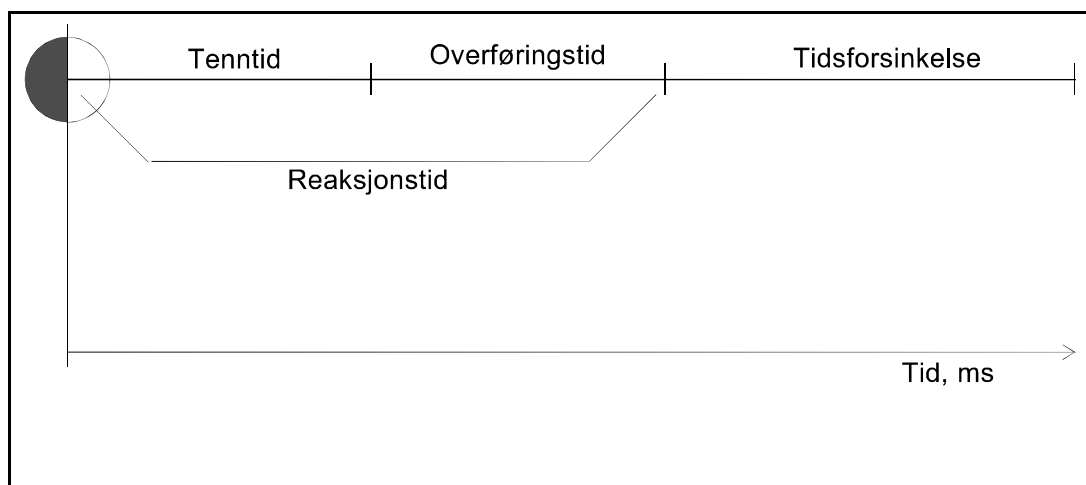
De elektriske tennerne er bygd opp på samme måte som fenghetter, med en primær-sats og en sekundær-sats. Forskjellen ligger i at lunta er erstattet med to elektriske ledninger, som inne i tenneren er forbundet med en tynn glødetråd (platina, wolfram eller lignende). Omkring denne glødetråden er det så en brennbar masse (tennsats).

Når motstandstråden blir varmet opp av den elektriske strømmen, antennes tennsatsen, og den glødende massen blir kastet fram mot primærladningen (momenttenner) eller forsinkersatsen (intervalltenner). Tennsatsens antennelsestemperatur er ca. 300 °C, og smeltetemperaturen til glødetråden er ca. 1200°C.

Ved bruk av elektriske tenner er det to hovedhensyn å ta i forbindelse med valg av tenner, koblingsmåte og strømkilde (tennapparat):

- sikker tenning av samtlige tenner
- sikkerhet mot utilsiktet (også kalt utidig) tenning.

For å unngå at en strømkrets brytes må tenntiden for alle sammenkoblede tenner være kortere enn reaksjonstiden for den mest følsomme tenneren (dvs. den som eksploderer først og dermed bryter strømkretsen). Figur 2.2 viser fordeling av tid.



Figur 2.2 Fordeling av tid ved initiering av elektriske tenner.

Tenntid er tiden fra strømmen slutes til glødetråden er blitt så varm at tennpillen begynner å brenne. Tenntiden øker med avtagende strømstyrke. Overføringstid er tiden fra tennsatsen begynner å brenne til tenneren eksploderer (momenttenner) eller forsinkersatsen antennes (intervall-tenner). Den varierer for vanlige tennere fra 0,1 til 4,0 millisekund. Reaksjonstid er summen av tenntid og overføringstid.

For å oppnå høy sikkerhet mot utilsiktet tenning dimensjoneres tennere slik at de må tilføres stor energimengde for å kunne tennes. For at transportable tennapparat ikke skal bli for tunge og uhåndterlige, kan tennimpulsen heller ikke være for stor.

Varmeutviklingen i glødetråden bestemmes av den elektriske strømpulsen. Strømstyrken bestemmes for et gitt tennapparat av samlet motstand i strømkretsen (tennere og skyteledninger). Strømstyrken må ha tilstrekkelig varighet til at glødetråden antenner tennsatsen.

Elektriske karakteristika for tennere er

- motstand
- kritisk strømstyrke
- tennimpuls
- bestandighet mot elektrostatisk energi m.m.

Kritisk strømstyrke er den strøm som ved seriekobling gir 99,9 % sannsynlighet for tenning. Tennimpuls er den energimengde pr. ohm (mJ/ohm) som gir tenning. Det skilles her mellom

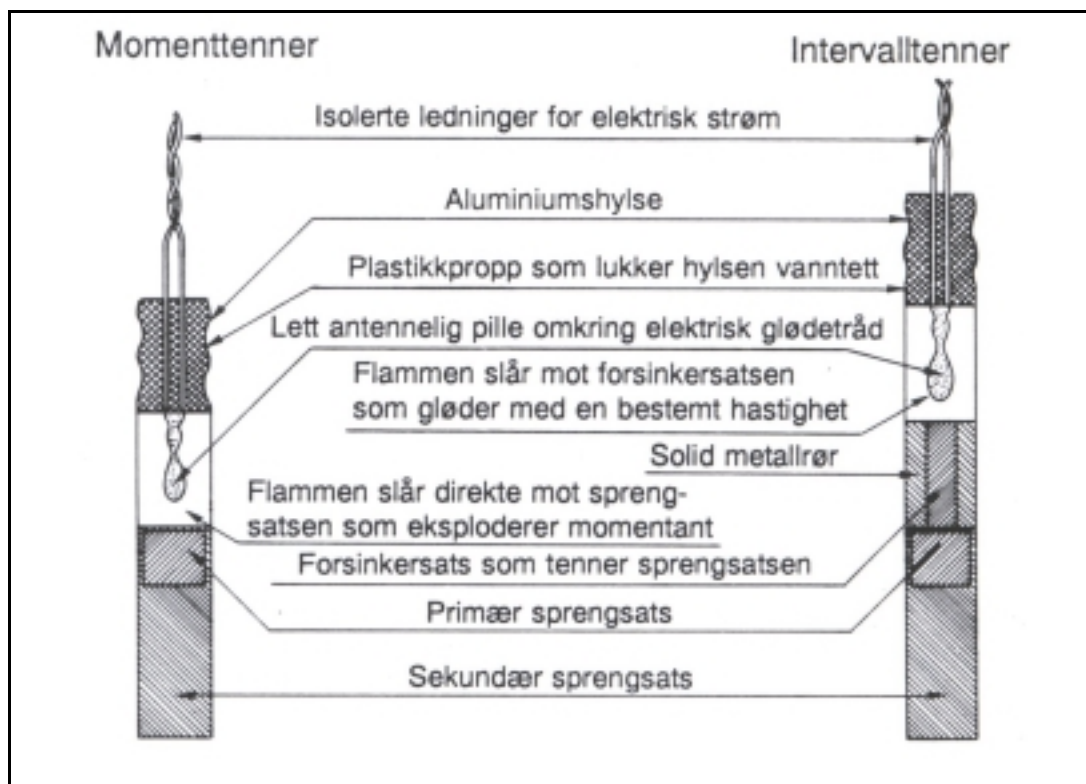
- minste tennimpuls som gir tenning
- tennimpuls som gir garanti for sikker tenning.

Bestandighet mot elektrostatisk energi vil si sikkerhet mot utilsiktet tenning ved elektrostatiske utladninger.

Av elektriske tennere er det to hovedgrupper:

- momenttennere, tennere uten forsinkersats
- intervalltennere, tennere med forsinkersats.

Figur 2.3 viser en prinsippskisse av elektriske tennere. Figuren viser oppbygging av både momenttenner og intervalltenner.



Figur 2.3 Prinsippskisse av elektriske tennere. Momenttenner til venstre og intervalltenner til høyre.

2.11 Momenttennere

En momenttenner initieres straks den har fått sin strømpuls. Den kalles derfor momenttenner. Også momenttennere har en viss spredning i reaksjonstid. Forskjellen i detonasjonstidspunkt for flere momenttennere er svært liten, men er likevel av en viss betydning, når den sees i sammenheng med den tid støtbølgen bruker mellom to nabohull.

2.12 Intervalltenner

Moderne sprengningsteknikk bygger på at de enkelte ladninger kan initieres i en bestemt rekkefølge. Dette oppnås ved at strømpulsen gis samtidig til tennerne, men slik at det blir en forsinkelse mellom antenning av tennsatsen og eksplosjon av primærsatsen. Forsinkelsen oppnås ved at det mellom tennhodet (glødetråd med tennsats) og primærsats plasseres en såkalt forsinkersats. Forsinkersatsen består av et metallrør fylt med et sakteglødende stoff (se figur 2.3).

Lengden av forsinkersatsen økes for hvert intervalltrinn. Ved de høyeste intervalltrinn reguleres også sammensetningen av forsinkersatsen, slik at tennertengden ikke blir upraktisk lang. Det er denne pyrotekniske forsinkersatsen som medfører at standardavviket i nominell forsinkertid er størst for de høyeste tennernumrene.

Avhengig av intervalltidens lengde, deler en videre intervalltennerne inn i tre grupper: 1) halvsekund- 2) kvartsekund- og 3) millisekund-tenner.

2.13 Trege tenner

Foruten de vanlige intervalltenner er det tenner med ekstra høy tennimpuls (trege tenner) å få kjøpt. Det er de tyske HU- og de svenske VA-tennerne. Begge disse trege tennertypene krever tennapparat med høy tennimpuls.

I følge forskrifter fra Direktoratet for brann og el-sikkerhet (DBE) er elektriske tenner klassifisert i tre grupper:

- Gruppe 1: vanlige tenner
- Gruppe 2 og 3: trege tenner.

Oversikt over elektriske egenskaper til elektriske tenner er vist i tabell 2.1.

2. TENNERE

2.1 Elektriske tennere

Elektriske egenskaper	Gruppe 1	Gruppe 2 (VA-tennere)	Gruppe 3 (HU-tennere)
Motstand, 4 m ledning	1,7 ohm	3,6 ohm	0,58 ohm
Minste tennstrøm	0,28 A	1,2 A	4,0 A
Kritisk strømstyrke	1,1 A	3,5 A	25,0 A
Tennimpuls: Minste energi for tenning	2,5 mJ/ohm	80 mJ/ohm	1100 mJ/ohm
Nødvendig energi for sikker tenning	4,5 mJ/ohm	140 mJ/ohm	2500 mJ/ohm

Tabell 2.1 Elektriske egenskaper for tennere.

$$1 \text{ mJ/ohm} = 1 \text{ mWs/ohm} = 1 \text{ ohm} \cdot \text{amp}^2 \cdot \text{ms/ohm}$$

VA = Vacromium C00 (dvs. glødetråd kvaliteten)

HU = hoch-unempfindlich = "høy-uømfintlig"

Tabell 2.2 viser intervall og intervalltider for ulike tennere. Det er viktig å merke seg at tennere levert av forskjellige produsenter ikke kan blandes. Tennere fra ulike produsenter har noe forskjellig utseende. Ledningene har dessuten forskjellige fargekombinasjoner, for lettere å kunne skille ulike produsenters tennere fra hverandre. Dynos produktkatalog gir nærmere opplysninger om ledningslengder, motstand pr. tenner, m.m.

Type tenner	Produsent	Intervall	Intervalltid
Halvsekund gruppe 2	-	12	500 ms
Kvartsekund gruppe 3	-	22	250 ms
Millisekund gruppe 1	ICI (britisk)	19	25 og 30 ms
	Dynamit Nobel AG	19	30 ms
Millisekund gruppe 2	-	20	25 ms
Millisekund gruppe 3	-	19	30 ms

Tabell 2.2 Oversikt over intervalltider for forskjellige tennere.

2.14 Spredning/variasjon av tennertider

Forsinkede elektriske tennere i en salve detonerer ikke med 100 % nøyaktighet i forhold til den nominelle forsinkertid. Tennertidene fordeler seg om en middelvei, med et standardavvik som mål på denne variasjonen/spredningen. Overlapping med nabotennernummer kan også forekomme, selv om sannsynligheten er liten. Spredningen i forsinkertid kan observeres i filmopptak av salvesprengninger (eller filming av tennere i friluft) gjort med hurtigfilmkamera. Institutt for bygg- og anleggsteknikk har utført hurtigfilming (500 bilder pr. sekund) av Nonel-tennere i friluft. Et hurtigfilmkamera kan ta opptil 10000 bilder pr. sekund.

Detonerer tennernummer $(x + 1)$ tidligere enn nummer (x) , vil sprengningsresultatet ikke bli som forutsatt for vedkommende del av salven.

I DBEs forskrifter er det bl.a. krav for typegodkjenning og kvalitetskontroll av tennere. For forsinkertider (fra strømmen slutes til bunnladningen i tenneren detonerer) er det følgende krav for millisekundtennere:

$$t_{mx} + 1,5 \cdot S_{mx} \leq t_{\emptyset x} \quad (\text{ms})$$

[2.1]

$$t_{mx} - 1,5 \cdot S_{mx} \geq t_{ux} \quad (\text{ms})$$

t_{mx} = målt middelvei av forsinkertid for tennere med intervallnummer x

S_{mx} = standardavvik for tennere med tennernummer x

$t_{\emptyset x}$ = tiden midt mellom nominell forsinkertid for tennernummer x og $(x + 1)$

t_{ux} = tiden midt mellom nominell forsinkertid for tennernr. $(x - 1)$ og x .

Det er 86,6 % sannsynlighet for at en tenner skal ligge i området $t_{mx} \pm 1,5 \cdot S_{mx}$. For halvsekundtennere gjelder følgende krav:

$$t_{mx} + 1,5 \cdot S_{mx} + 50 \leq t_{\emptyset x} \quad (\text{ms})$$

[2.2]

$$t_{mx} - 1,5 \cdot S_{mx} - 50 \geq t_{ux} \quad (\text{ms})$$

2.2 IKKE-ELEKTRISKE TENNERE

2.21 Innledning

Det mest brukte ikke-elektriske tennmiddel i dag er Nonel.

Ikke-elektriske tennere egner seg til alle typer sprengningsoppgaver. I motsetning til elektriske tennmiddel, kan ikke-elektriske tennmiddel brukes nær høyspentlinjer, radio- og radaranlegg og ved fare for tordenvær.

2.22 Detonerende lunte

Detonerende lunte har en kjerne av pentritt, et meget kraftig og brisant sprengstoff, med fallhammersikkerhet ca. 20 cm. Detonasjonshastighet er 6000 - 7000 m/s (jfr. med detonasjonshastighet til sprengstoff, kap. II-2). Sikkerhetsmessig regnes den i samme klasse som dynamitt, og lagres og transporteres etter de samme regler. Den høye detonasjonshastigheten gjør at flere atskilte sprengstoffladninger detonerer så å si samtidig. For å initieres trengs fenghette med styrke nr. 8. Den initierer sikkert alle nitroglyserinbaserte sprengstoff.

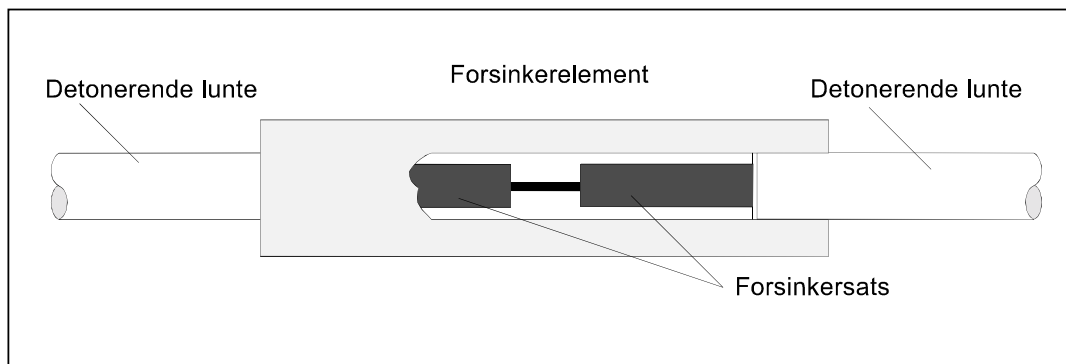
Detonerende lunte brukes ved større pallsprengninger. Den brukes til kobling oppå pallen i kombinasjon med Nonel-tennere. Tidligere ble detlunte brukt i borhull kombinert med primere. Bruk av detlunte i borhull sammen med ikke-fenghettefølsomt sprengstoff kan føre til dødpresing. Detonerende lunte brukes også ved sprengning av kontur, både ved fersplitting og konvensjonell slettsprengning.

Detonerende lunte brukes også ved kontursprengning i kombinasjon med ANFO. Hensikten er da å redusere effekten av ANFO ved radiell tenning.

Intervalltenning oppnås ved å sette inn forsinkerelement på lunta. Forsinkerelement for detonerende lunte er vist i figur 2.4.

Avstanden mellom to parallelle greiner med detonerende lunte som skal forsinkes i forhold til hverandre, må minst være 45 cm for å hindre overslag.

Detonerende lunte kan brukes under vann. Lunteendene må da isoleres vanntett.



Figur 2.4 Forsinkerelement for detonerende lunte. Vanlig forsinkertid er 20 ms.

2.23 Nonel-tennere

Nonel (non-electric) er et ikke-elektrisk tennsystem. Det kan brukes for alle typer sprengningsarbeid.

Nonel-tennere initieres av et støt som overføres gjennom en spesiell støtbølgeleder kalt Nonel-slange. Denne består av en plastslange med 3 mm ytre og 1,2 mm indre diameter. Innsiden av slangen er belagt med et tynt sjikt av sprengstoff (20 mg pr. meter) som forplanter støtbølgen med en hastighet på 2000 m/s. Sprengstoffet i borhullet påvirkes ikke ved initiering. Det er bare tennpatronen som sørger for detonasjon (i motsetning til f.eks. detonerende lunte).

Nonel-slangen er i seg selv ikke klassifisert som sprengstoff. Den kan ikke initieres av slag og mekanisk påvirkning, brann eller elektrisitet.

Initiering av Nonel-salver kan skje på flere måter:

- med fenghette og svartkruttlunte
- med elektrisk tenner
- med startpistol.

En Nonel-tenner består av en forsinket tenner og en avpasset lengde Nonel-slange, der enden er forseglet. Slangelengder for Nonel leveres fra 2 til 100 meter. Nonel leveres i Norge i tre forskjellige varianter:

- Nonel GT/MS er en serie med 18 intervalltenner, 25 ms intervall.
- Nonel Unidet er en system med 5 typer intervalltenner og 7 typer koblingsblokker. Koblingsblokk med forsinkerelement plasseres på overflaten. Prinsipielt kan det lades med ett tennerintervall, og flere koblingsblokker.
- Nonel GT/T er en serie med 25 intervall for tunnelsprengning. Forsinkelsen varierer fra 100 til 500 ms. Nonel GT/T kan brukes i kombinasjon med Nonel GT/MS.

For sammenkobling av tenner i en salve brukes koblingsblokker eller detonerende lunte. Koblingsblokkene inneholder et forsinkerelement (eller en momenttenner), og er festet til en Nonel-slange med den frie enden forseglet. Figur 2.5 viser koblingsblokker i Nonel Unidet-serien. Til hver koblingsblokk kan det festes opptil 4 Nonel-slanger, dvs. 3 tenner plus koblingsenhet.



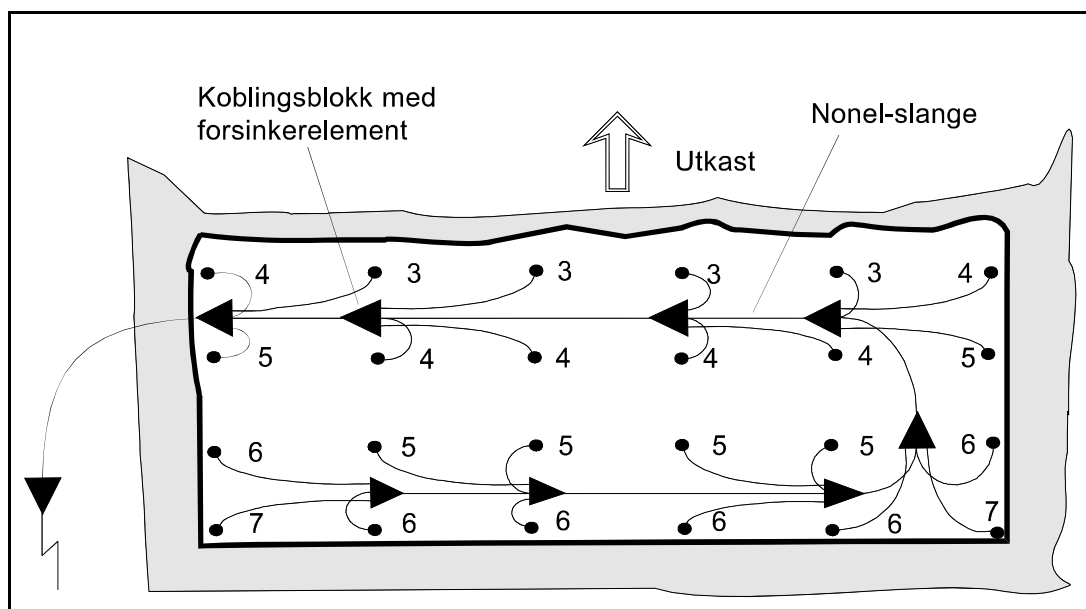
Figur 2.5 *Nonel Unidet-systemet. /Dynos produktkatalog/.
Øverst er det 7 koblingsblokker med forsinkertid på 0, 17, 25, 42, 67, 109 og 176 millisekund.
Nederst er det 5 intervalltenner med forsinkertid på 400, 425, 450, 475 og 500 millisekund. Nonel-slangen ligger i bunter.*

For å initiere Noneltennere brukes en koblingsblokk som kalles starter. Denne koblingsblokken er uten forsinkerelement og leveres med spesielt lange slanger (30 - 100 m). Starteren avfyres med startpistol (evt. fenghette eller elektrisk tenner).

Støtbølgen i Nonel-slangen får tenneren i koblingsblokken til å detonere, og dermed initieres de innkoblede Nonel-slangene. Tennimpulsen overføres dels til tennere og dels til neste koblingsblokk. Prosessen gjentar seg til alle tennere er initiert.

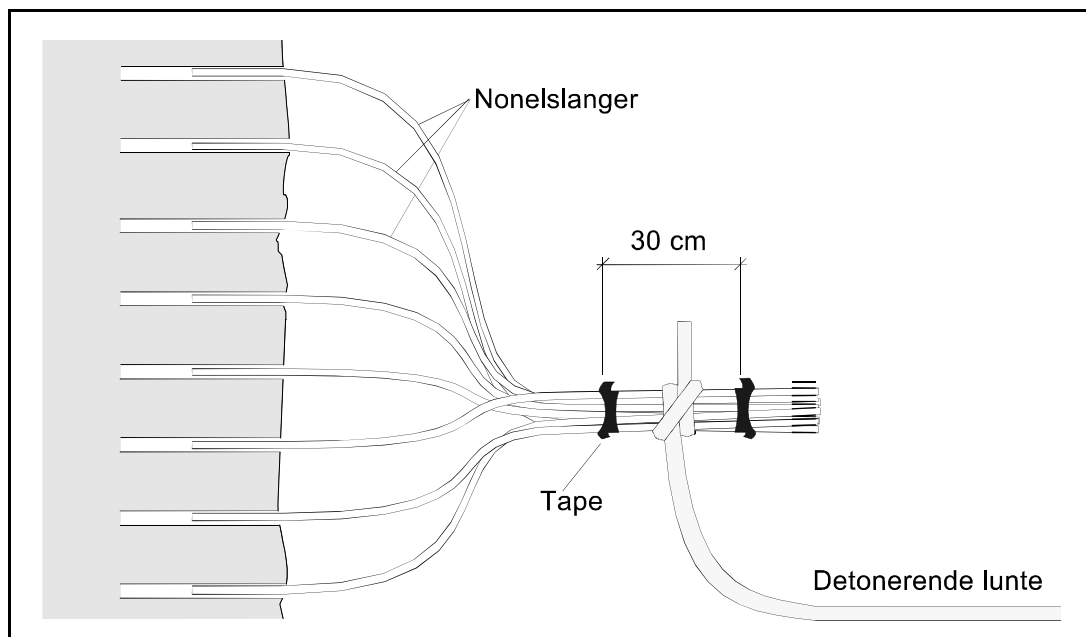
Nonel-slanger må av sikkerhetshensyn ikke kappes eller utsettes for mekanisk påkjenning. Enhver skade på Nonel-slanger kan føre til tenningsbrudd. Dekningsmaterialer må derfor legges på med varsomhet.

Kobling av Nonel-systemet kan i motsetning til elektriske tennere ikke kontrolleres med måleinstrument. Feilkobling må derfor unngås. Selve koblingen utføres ved at Nonel-slangen tres gjennom koblingsblokkens forside og knyttes på baksiden.



Figur 2.6 Eksempel på kobling av pallsalve med Nonel-tennere.

Når Nonel-tenner brukes ved tunnelsprengning, kan de enten kobles med koblingsblokker eller med såkalt buntopptenning. Ved buntopptenning initieres tennerne av en detonerende lunte som er koblet i en ringkobling av opptil 20 Nonel-slanger. Buntene sikres med tape. Detonerende lunte festes til buntene med et stramt dobbelt halvstikk. Det brukes en detonerende lunte med maksimalt 10 g sprengstoff pr. meter.



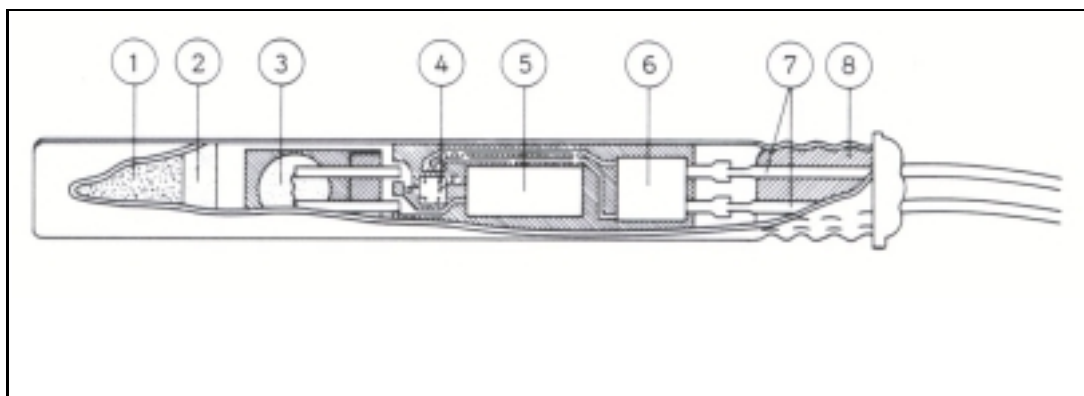
Figur 2.7 Kobling av tunnelsalve med buntkobling av inntil 20 Nonel-tenner.

2.24 Elektroniske tenner

For å oppnå mest mulig nøyaktig tenntidspunkt, er det utviklet elektroniske tenner. Disse tennerne har bedre tenn-nøyaktighet enn konvensjonelle tenner. Kostnaden ved bruk av elektroniske tenner er ennå for stor til at de blir allment brukt. I dag sprenges kun prøvesalver og noen helt spesielle salver med elektroniske tenner.

Elektroniske tenner egner seg godt til f.eks. kontursprengning. Samvirket mellom borhullene blir bedre når tenn-nøyaktigheten øker. Tennerne ble brukt med godt resultat i deler av konturen på den olympiske fjellhallen på Gjøvik.

Figur 2.8 viser oppbyggingen av en elektronisk tenner. Tenneren har samme ytre mål og sprengstoffmengde som elektriske tennere. En elektronisk tenner er styrt av en integrert krets (chip) som styrer klokkefunksjonen og opp- og utlading av en kondensator.



Figur 2.8 Prinsippskisse av oppbygging av elektronisk tenner.

1) sekundærsats, 2) primær tennsats, 3) tennhodet, 4) integrert krets, 5) kondensator, 6) sikkerhetskrets, 7) strømledning, 8) isolator.

Tenneren parallellkobles til en bussledning. Energi tilføres gjennom et datastyrt tennapparat. Ved hjelp av en bærbar PC legges ønsket forsinkertid inn for hver enkelt tenner. Rett før sprengning overføres disse fra tennapparatet til tennere. Totalt er 250 intervall tilgjengelig. Korteste tid mellom to intervall er 1 ms og lengste forsinkertid er 6,25 sekund. Spredningen ligger i μs -området.

3.1 KOBLING AV STRØMKRETS

3.10 Generelt

Ved kobling av elektriske tennere, kobles tennledningene som stikker ut fra hvert borhull sammen i strømkretser, kontrolleres og kobles til tennapparatet (strømkilden).

Solide og godt isolerte skjøter er en avgjørende forutsetning for en vellykket sprengning. Dynos produktkatalog gir nærmere opplysninger om dette.

3.11 Koblingsmåter

Kobling av tennere kan skje ved

- seriekobling
- parallellkobling
- serie-parallellkobling.

Valg av koblingsmåte (og tennapparat) er et spørsmål om å sikre seg at tennerne får den nødvendige strømpuls. Ved kobling av mange tennere gjelder generelt:

- lav tennimpuls bør kobles i flere parallelle serier, eks. gruppe 1 tennere
- middels tennimpuls bør kobles i få serier, eks. gruppe 2 tennere
- stor tennimpuls bør bare kobles i en serie, eks. gruppe 3 tennere

De elektriske data for en strømkrets beregnes etter de elementære elektriske lover.

Ohms lov

$$U = R \cdot I$$

[3.1]

U = spenning (volt)

R = motstand (ohm)

I = strømstyrke (ampere)

Effekt

$$P = U \cdot I = R \cdot I^2 \quad [3.2]$$

P = effekt (watt)

Energi

$$E = U \cdot I \cdot t = R \cdot I^2 \cdot t \quad [3.3]$$

E = energi (wattsekund eller Joule)

t = tid (sekund)

Serier koblet i parallell

$$R = \frac{R_s}{N} \quad [3.4]$$

R = resultantmotstanden (ohm)

R_s = motstand pr. serie (ohm), lik for alle serier

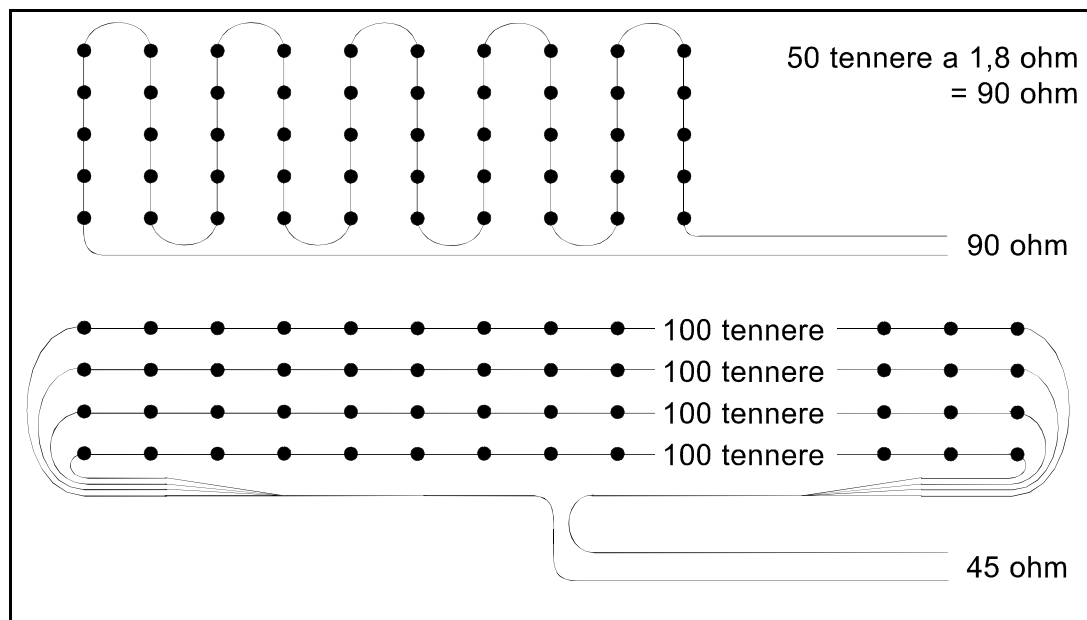
N = antall serier

$$I_{\text{tot}} = I_1 + I_2 + I_3 + \dots + I_n \quad [3.5]$$

I_{tot} = totalstrøm/hovedstrøm

I_i = delstrøm

Seriekobling er det enkleste for opptil 150 tennere. Da går samme strøm gjennom alle tennere, og det kreves en spenning som er tilstrekkelig høy i forhold til samlet motstand i kretsen. Summen av motstanden i tennere og strømledninger multiplisert med kritisk strømstyrke gir minste tennspenning. Et eksempel på kobling i serie og parallell er vist i figur 3.1.



Figur 3.1 Kobling av elektriske tennere. Seriekobling er vist øverst, mens parallellkobling er vist under.

Parallellkobling

$$R = \frac{R_t}{n} + R_s \quad [3.6]$$

- R = totalmotstand
- R_t = motstand pr. tenner
- n = antall tennere
- R_s = motstand i skyteledning

Parallellkobling krever liten spenning og stor strømstyrke, idet den resulterende motstand alltid blir mindre enn den minste enkeltmotstand.

Eksempel 3.1

Vi ønsker å beregne totalmotstanden i en salve på 10 tennere. Alle tennerne skal kobles i parallell.

Motstand pr. tenner: 2 ohm

Motstand i skyteledningen: 10 ohm

$$\text{Totalmotstanden} = 2/10 + 10 = 10,2 \text{ ohm} \quad [3.6]$$

Motstanden for de 10 tennerne tilsvarer en enkeltmotstand lik 0,2 ohm.

3.12 Serie-parallellkobling

Ved salver på omlag 150 tennere eller mer, vil en gå over til serie-parallellkobling. Parallellkoblede serier har liten samlet motstand. Den samlede motstanden blir motstanden pr. serie dividert med antall parallelle serier.

Her er det viktig at de parallelle greinene får samme motstand. Det vil i praksis si like mange tennere pr. serie. Maks. tillatt avvik: $\pm 5\%$ (motstand pr. serie). Større avvik kan føre til at en serie har mindre tennimpuls enn en annen. Strømkretsen kan da bli kuttet før alle seriene har tent.

Tennimpulsen til en strømkrets er

$$TI = \frac{E}{R} = \frac{R \cdot I^2 \cdot t}{R} = I^2 \cdot t \quad [3.7]$$

TI = Tennimpuls

Eksempel 3.2

Vi ønsker å beregne motstand og tennspenning for en pallsalve på 400 tennere. Salven kobles i 4 serier à 100 tennere. Seriene kobles så i parallell.

Motstand pr. tenner: 1,8 ohm

Motstand i skytekabelen: 5 ohm

Leveret spenning fra skyteapparat: 700 volt

Tennimpuls: 5 mJ/ohm

Forklarende tekst	Beregning		Ref.
Maks. tillatt avvik ($\pm 5\%$)	$0,05 \cdot 100 \cdot 1,8 \text{ ohm}$	9 ohm	
Resulterende motstand	$100 \cdot 1,8/4$	45 ohm	[3.4]
Total motstand	$45 \text{ ohm} + 5 \text{ ohm}$	50 ohm	[3.5]
Strøm gjennom skytekabel	$700 \text{ volt}/50 \text{ ohm}$	14 amp	[3.1]
Spenningsfall over hver enkelt serie	$45 \cdot 14$	630 volt	[3.1]
Spenningsfall over skytekabel	$5 \cdot 14$	70 volt	[3.1]
Strøm gjennom hver serie	$630 \text{ volt}/180 \text{ ohm}$	3,5 amp	[3.1]
Nødvendig energi for sikker tenning	$5 \text{ mJ/ohm} \cdot 1,8 \text{ ohm}$	9 mJ	[3.3]
Nødvendig tid for sikker tennimpuls	$9 \text{ mJ}/(1,8 \text{ ohm} \cdot 3,5^2 \text{ amp}^2)$	0,41 ms	[3.7]

100 tennere pr. serie regnes som en passende størrelsesorden ved serie-parallellkobling, med ca. 4 m ledning pr. tenner. I et tilfelle som dette er det arbeidsteknisk mest hensiktsmessig først å seriekoble hele salven, for deretter å dele salven opp i like del-serier.

3.2 ANDRE KOBLINGSDELER

3.21 Skyteledning

For skyteledninger mellom salve og tennapparat skilles det mellom hoved- og mellomledning. Den delen av skyteledningen som ligger nærmest salven (mellomledning), blir ofte skutt i stykker. Tennapparat leverer strøm med spenning opp til 3000 volt. Dette setter høye krav til isolasjonskvaliteten hos skyteledningene.

3.22 Tennapparat

Som strømkilde til elektriske tennere må det brukes tennapparat som leverer likestrøm med tilstrekkelig strøm og spenning. Tennapparat beregnet på gruppe 1 tennere, leverer strøm med spenning i området 500 - 900 volt. Tennapparat beregnet på gruppe 2 og 3 tennere, leverer strøm med spenning på 1000 - 3000 volt.

Å bruke 220 volt vekselstrøm fra det alminnelige strømmnett for tenning av salver er risikabelt og ulovlig. En kan da komme til å slutte strømkretsen når spenning eller strømstyrke er i nærheten av 0, noe som inntreffer 100 ganger pr. sekund. Resultatet kan bli mislykket salve.

Tennapparat kan enten være dynamo- eller kondensator-apparater. Dynamoapparat egner seg bare for et mindre antall tennere, og følgelig er det kondensatorapparat som er mest brukt. Med en hånddrevet dynamo lades en kondensator opp til høy spenning.

For det enkelte sprengningsarbeid må valg av tennapparat avpasses etter tennertype, antall tennere, type og lengde av skyteledning, og av koblingsmåten (serie eller serie-parallell).

3.23 Kontroll av elektrisk strømkrets

En av de største fordelene ved elektriske tennere er at hver enkelt tenner, skyteledning og hele salven kan kontrolleres mot ledningsbrudd eller kortslutning.

En annen fordel med elektriske tennere er at en har fullstendig kontroll med selve avfyringstidspunktet.

De ohmmetre som brukes til å kontrollere enkelttennere, skyteledninger eller strømkretser, må være spesielt konstruert for dette formålet. De leveres enten med vanlig tørrelement som strømkilde, eller også med sølvkloridelement. Begge typer gir en svak målestrøm, som er langt svakere enn det som skal til for å tenne en tenner. Likevel skal kontroll av strømkretsen for de fleste typer ohmmeter foregå fra en dekket plass, pga. eventuell overledning fra batteriet.

Bare når ohmmetret har sølvkloridcelle som strømkilde kan kontrollen utføres like ved selve sprengningsstedet (salven/stuffen).

Ohmmetre finnes både med visere og i digital utførelse. Foruten disse ohmmetrene finnes det jordfeilmålere på markedet, som en kan lokalisere jordfeil med, dvs. isolasjonsbrudd slik at strømmen ledes gjennom jord mellom to punkter i strømkretsen.

Isolasjonsbrudd, feilkobling, brudd i tennkabel eller ledninger, for lav kapasitet på tennapparat og feil i tennere kan være årsak til at en eller flere tennere ikke detonerer. Mest problematisk er det når kobbertråden i en ledning er blitt skadet, slik at tverrsnittet er blitt redusert. Da kan en risikere at den svake målestrømmen fra ohmmeteret passerer uten at noe kan merkes, mens strømmen fra tennapparatet får en så stor overgangsmotstand på bruddstedet at strømmen blir for svak, og hel eller delvis pilsalve blir resultatet. Ledningen kan også brenne av på det skadede stedet når tennstrømmen kommer.

Trege tennere (gruppe 2 og 3 tennere) krever høy spenning og derfor ekstra god isolasjon av ledninger og skjøter.



Anleggsdrift

Kompendium i anleggsteknikk

Fjellsprengeteknikk

Institutt for bygg, anlegg og transport, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet NTNU Trondheim

KONTURSPRENGNING
Kapittel II.4

Revidert juli 2002
Vegard Olsen

	Side
1. INNLEDNING	1
1.0 Generelt	1
1.1 Samvirke mellom borhull	2
1.11 Bakgrunn	2
1.12 Initialriss	2
2. METODER	6
2.1 Konvensjonell slettsprengning	6
2.2 Forsplitting	8
2.20 Generelt	8
2.21 Forsplitting og bergtrykk	8
2.3 Virkemidler	9
2.31 Tennere	9
2.32 Sprengstoff	9
2.33 Erfaringsdata	10

1.0 GENERELT

Med kontursprengning menes spesielle sprengningsmetoder som anvendes når siktemålet er å etterlate det gjenstående fjell så nær opptil planlagt profil som mulig, med minst mulig skade på det gjenstående fjell.

En godt utført kontur gir mindre overmasse og redusert rensk og sikring. Ved godt utført kontursprengning, oppnås redusert falltap i vanntunneler, mens en i veg- og jernbanetunneler får mindre vedlikehold og økt sikkerhet. Det er i dag en klar tendens mot å utnytte det gjenstående fjell som byggemateriale. Dette stiller store krav til utført kontursprengning.

De to viktigste kontursprengningsmetodene er:

- konvensjonell slettsprengning
- forsplitting.

En forutsetning for begge metodene er nøyaktig utført boring. Unøyaktig boring lar seg ikke kompensere.

Geologien er viktig for resultatet av kontursprengning. I dårlig eller sterkt oppsprukket fjell kan det være vanskelig å få til et godt resultat.

I en avtale mellom byggherre og entreprenør er det ofte aktuelt å ta med kvalitetskrav til kontur av det gjenstående fjell.

Norsk standard (NS 3420) gir normer for tillatt boravvik, både med hensyn til ansett og retningsavvik. Sprengning skal utføres slik at skader unngås, omgivelsene sjeneres minst mulig og slik at unødig svekkelse av den endelige fjellkontur unngås. Ved enhetsprisentrepriser kan det også stilles detaljerte krav til utførelsen av arbeidet, f.eks. salvelengde, hull diameter, bruk av sprengstofftype, osv.

Der det er mulig å måle kvaliteten på utførelsen f.eks. ruhet (falltap) i vanntunneler, kan det være riktig å stille krav til produkt istedenfor krav til utførelse.

Det leveres i dag profileringsutstyr som kan måle profil fortløpende i tunnelen under boring.

1.1 SAMVIRKE MELLOM BORHULL

1.11 Bakgrunn

Ved kontursprengning utnyttes samvirket mellom flere ladninger systematisk for å oppnå ønsket resultat. Dette forhold belyses nærmere, da det er med på å forklare grunnleggende forhold ved sprengning i fjell. Vesentlig i denne sammenheng er:

- Under det statiske gasstrykket vil de lengste av de radielle sprekkene utvide seg først.
- En på forhånd eksisterende radiell sprekk i borhullsveggen vokser vesentlig mer enn en sprekk som dannes og utvikles ved samme impuls.
- En slik eksisterende sprekk fungerer som en spenningsavlaster for resten av borhullsveggen og hindrer ny sprekkdannelse.
- Utvidelse av to diametralt motsatte sprekker krever minst kraft.

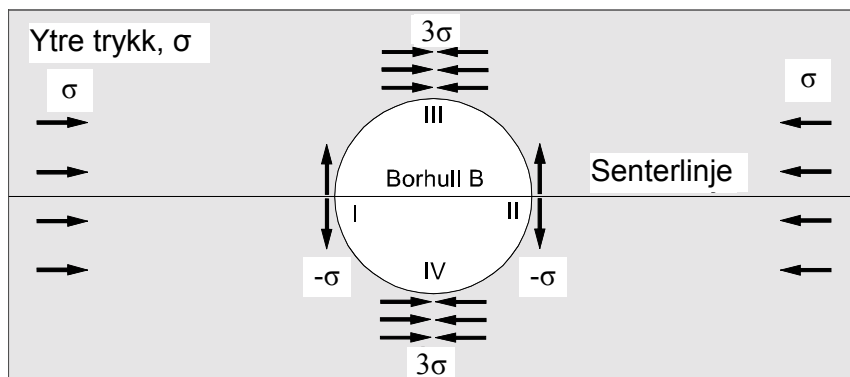
Ved skyting av konturhull er det ønskelig å oppnå mest mulig samtidig tenning. Samtidig detonasjonstidspunkt er praktisk umulig med de tennmidler som er til disposisjon. For å kunne oppnå samtidig detonasjon måtte tenn-nøyaktigheten ha vært i 10^{-4} sekund (jfr. hastigheten til støtbølgen).

1.12 Initialriss

Når et borhull i homogent fjell settes under trykk fra støtbølge eller gasstrykk fra et nabohull, blir det induert tangentielle strekkspenninger i borhullsveggen. Figur 1.1 viser situasjonen i borhullet påvirket av et ytre trykk. De tangentielle strekkspenningene blir induert langs senterlinja mellom borhullene (ved I og II). Normalt på senterlinja blir det trykkspenning (ved III og IV).

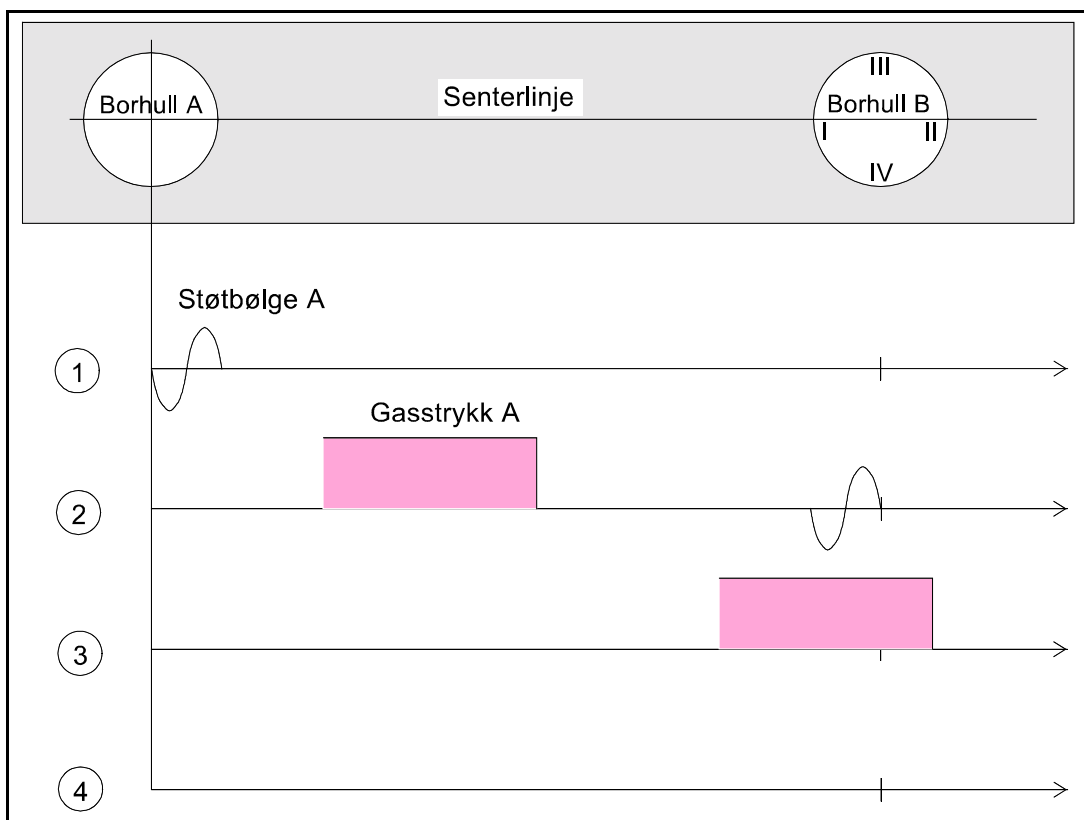
Hvis borhullet settes under et ytre trykk σ , induseres det strekkspenninger lik σ . Trykkspenningene normalt på strekkspenningene blir i størrelsesorden $3 \cdot \sigma$.

Strekfastheten til fjell er mye mindre enn trykkfastheten. Derfor danner de induerte strekkspenningene riss eller sprekker langs senterlinja. Trykkspenningene normalt på senterlinja motvirker rissdannelse normalt på senterlinja. Disse trykkspenningene beskytter dermed den flaten som skal bli konturen.



Figur 1.1 Spenning rundt et borhull påvirket av et ytre trykk σ .

For å belyse samvirke mellom borhull ved kontursprengning, viser figur 1.2 fire typiske tilfelle av tidsforsinkelse mellom to naborhull.



Figur 1.2 Tidsforsinkelsens innvirkning på samvirke mellom borhull.

Figurtolking

Tilfelle 1

Samtidig initiering er den minst sannsynlige situasjon. Rissdannelse oppstår uavhengig rundt A og B i alle retninger, men støtbølgen fra motsatt hull utvider sprekken langs senterlinja, og skaper gunstig angrepsretning for gasstrykket.

Tilfelle 2

Støtbølgen fra A induserer strekkspenning i I og II, og trykkspenning i III og IV når hull B detonerer.

Støtbølgen fra B virker så sammen med de induserte spenninger, og det dannes riss fortrinnsvis langs senterlinja. Gasstrykket fra A og B angriper deretter effektivt langs denne linje.

Tilfelle 3

Gasstrykket fra A danner et spenningsfelt rundt B som induserer konsentrerte spenninger i borhullsveggen.

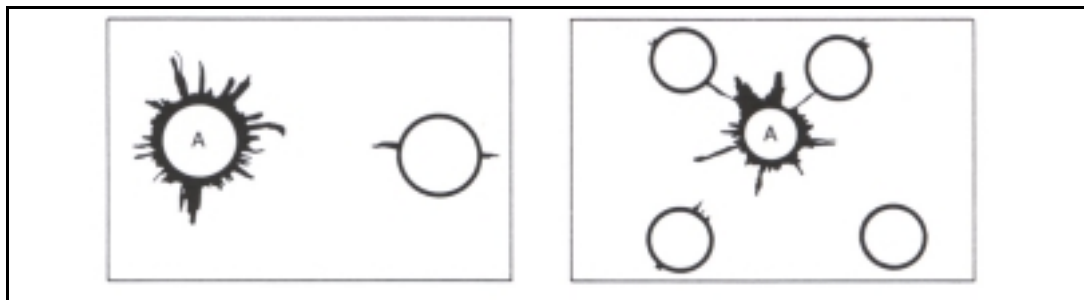
Fjellet rundt borhullet er forspent, og støtbølgen fra B danner dermed lettest riss ved I og II, mens rissdannelsen rundt resten av borhullet blir minimal. Gasstrykket fra B forsterker denne virkning.

Tilfelle 4

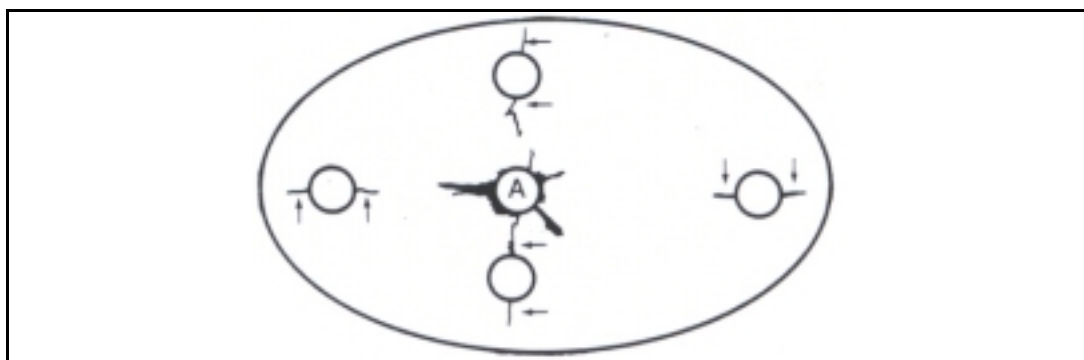
Samvirke mellom borhullene er avhengig av avstanden mellom dem. Er avstanden for stor, blir detonasjonen i borhullene uavhengig. Er avstanden liten, vil støtbølgen og gasstrykket fra A forårsake riss rundt B. Når støtbølgen fra A passerer, oppstår det spenningskonsentrasjoner rundt B. Det induseres strekkspenning ved I og II og trykkspenning ved III og IV.

Dersom bergartens strekkfasthet overskrides, dannes det initialriss ved I og II. Når B detonerer, vil disse sprekkenes utvides. Gasstrykket fra B vil utvide disse sprekkenes.

For å vise riss- og sprekkeutvikling, er det på figurene 1.3, 1.4 og 1.5 vist riss-utvikling rundt borhull i pleksiglass.



Figur 1.3 Rissdannelse rundt nabohull som følge av støtbølge utløst i A. Nabohullene er uladete. Til venstre er situasjonen vist prinsipielt. Til høyre er det vist rissutvikling som funksjon av avstand fra ladet hull A.



Figur 1.4 Figuren viser hvordan støtbølgen fra et hull utvider eksisterende sprekker i nabohull. Pilene viser hvor langt de på forhånd framkalte sprekkenene nådde før støtbølgen blei utløst (hull A ladet).



Figur 1.5 Sprekkdannelse rundt to nabohull ved samtidig utløsning av støtbølge i begge hull.

2.1 KONVENSJONELL SLETTSPRENGNING

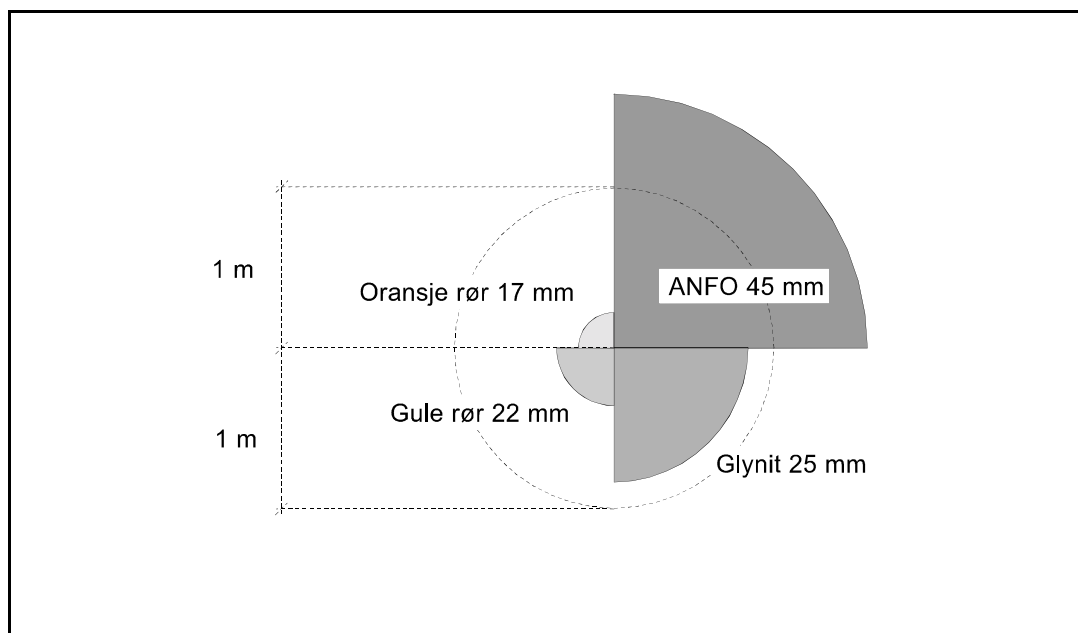
Konvensjonell slettsprengning er den vanligste framgangsmåte for å oppnå en jevn kontur. Slettsprengning er kontursprengning som utføres med liten hullavstand og forsetning. Konturhullene (og nærliggende hull) lades med svake ladninger og sprenges forsiktig. Når både konturrasten og rasten nærmest konturen lades og sprenges forsiktig, kalles det dobbel slettsprengning.

Slettsprengning bygger i prinsippet på at redusert ladningskonsentrasjon gir redusert knusing og oppsprekking av fjellet rundt borhullet. Metoden forutsetter:

- nøyaktig boring
- redusert og riktig fordelt ladning
- redusert hullavstand (E) og forsetning (V)
- samtidig tenning (initiering)
- fritt utslag for konturhullene.

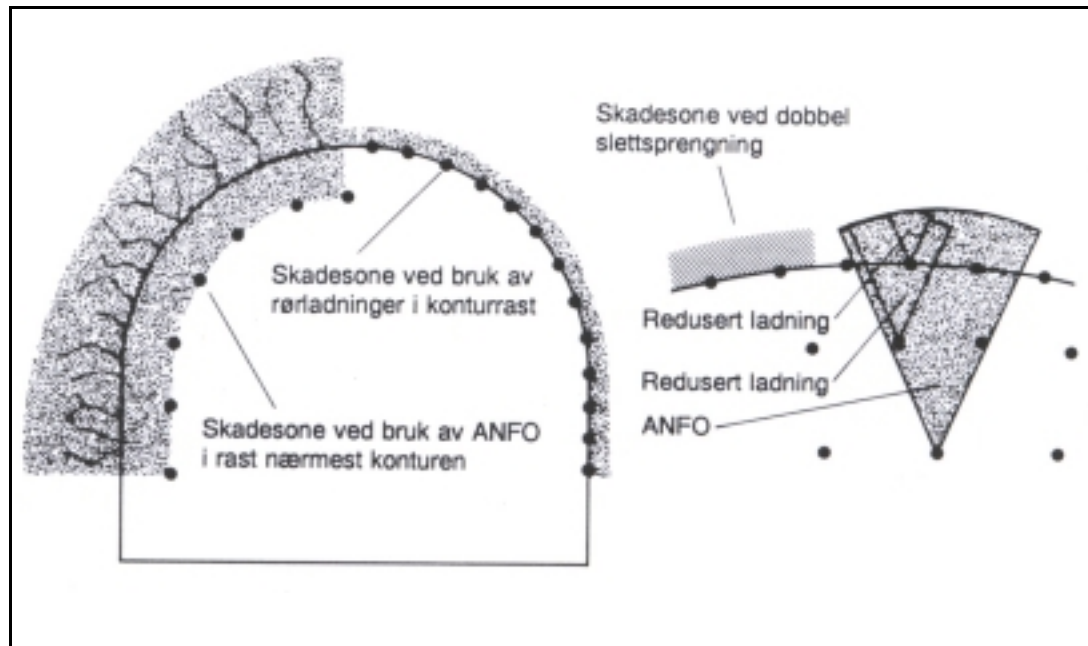
Hullavstand, forsetning og ladningsmengde må vurderes samlet. Fjelllets egenskaper spiller en avgjørende rolle ved bestemmelse av hullavstand, forsetning og ladningsmengde. Forholdet E/V velges vanligvis lik 0,8.

Det er verdt å merke seg at strossehull nærmest konturhull ikke må lades for hardt. Effekten ved reduserte konturladninger kan da reduseres. Figur 2.1 viser skadesoner for borhull ladet med ulike sprengstoff.



Figur 2.1 Skadesone for 45 mm borhull ved bruk av ulike sprengstofftyper.

Figur 2.2 viser reduksjon av skade på kontur ved redusert ladning i hullrast (strossehull) nærmest konturen.



Figur 2.2 Tunnelkontur med skadesone rundt et full-ladet borhull. For 45 mm borhull ladet med ANFO er skadesonen målt opptil 1,75 m. Med 17 mm rørladning er sonen målt til 0,3 m. Figuren viser hvor viktig det er med riktig ladningsmengde i hullene nær konturen.

2.2 FORSPLITTING

2.20 Generelt

Ved forsplitting initieres konturhullene før resten av salva, og det dannes en gjennomgående sprekk i fjellet mellom konturhullene. Konturen kan forsplittes separat, eller på det første tennernummer i salva. Det siste går under betegnelsen "modifisert forsplitt".

Etter at forsplitt-hullene er skutt, initieres resten av salva. Sprekken fra forsplittingen tjener som energisperre. Dvs. mye av støtbølgeenergien reflekteres ved slissen, og det gjenstående fjell skånes. Fjellet mellom nest ytterste rast og konturen knuses ned ved sprengning av nest ytterste rast.

Ved forsplitting er det meget viktig å tilpasse hullavstand og ladning til det aktuelle fjell. Avstanden fra konturen til de nærmeste strossehullene settes vanligvis til halvparten av den forsetning som nyttes.

Det er vanlig å lade forsplitt-hullene med rørladninger med sperrehytser. Hullene lades nesten helt ut.

For å oppnå det tilsiktede samvirke mellom borhullene, benyttes enten momenttenner eller detonerende lunte.

2.21 Forsplitting og bergtrykk

De betraktninger som er gjengitt foran forutsetter at fjellet på forhånd ikke er påvirket av bergtrykk (anisotrope spenninger) i betydelig grad. Dersom bergtrykket er høyt, er fjellet forspent. Dette virker inn på de spenninger som induseres ved forsplittingen.

Virkningen er gunstig ved forsplitting av flater som står loddrett største hovedspenningsretning. Når det gjelder flater som danner en spiss vinkel med største hovedspenningsretning, så er disse meget vanskelige å forsplitte. Det kreves da så store ladningskonsentrasjoner at gjenstående fjell skades, eller det må bores så tett at metoden blir ulønnsom.

2.3 VIRKEMIDLER

2.31 Tennere

For å oppnå et godt sprengningsresultat er det viktig at ladningene detonerer i forutbestemt rekkefølge. Dette sikres med tennere med god tenn-nøyaktighet.

Det skilles mellom salver der konturhullene detoneres før resten av salva (forsplitting) og salver der konturhullene detoneres til slutt i salva (slettsprengning).

Momenttenning

Ved valg av tennere er det viktig å velge tennere som initierer mest mulig samtidig. Nærmest momenttenning kommer detonerende lunte. Avviket i tenntid er avhengig av luntelengden. Detonasjonshastigheten er ca. 6,8 meter pr. millisekund.

Momenttennere er også brukbare. Disse har et standardavvik på ca. 0,5 millisekund. Tennere med lave intervallnummer blir brukt en del, men sprengningsresultatet blir dårligere enn med lunte eller momenttennere.

Intervalltenning

Elektroniske tennere er de mest nøyaktige tennere med høye intervallnummer som finnes på markedet i dag. Forsøk har vist gode resultat med bruk av elektroniske tennere til kontursprengning.

Ved bruk av tennere med høye intervallnummer (over 100 ms), vil tennere i praksis gå av som enkeltladninger. Ved bruk av unøyaktige tennere, må det bores tettere enn ved bruk av f.eks. detonerende lunte.

2.32 Sprengstoff

For kontursprengning produseres det spesialladninger med tilpasset sprengstyrke. Rørladningene fordeler sprengstoffet likt over hele hullet, og danner en sammenhengende ladningsstreng.

Med samme ladningsmengde pr. bormeter gir hull med stor diameter bedre resultat enn hull med mindre diameter (gjelder for praktisk anvendbare borhullsdiametre). Dette skyldes den demping av detonasjonsstøtet som luften mellom sprengstoff og borvegg gir.

ANFO og emulsjon kan også brukes til konturladninger. Sprengstoffet lades da med et spesielt munnstykke slik at ladningen reduseres betraktelig. Det blir ved dobbel slettsprengning brukt ladetetthet på 0,15 - 0,25 kg/dm³ i konturrasten og 0,40 - 0,60 kg/dm³ i rasten nærmest konturen.

ANFO Lett kan også brukes. I andre land brukes også patronert emulsjon som kontursprengstoff (f.eks. Emulet i Sverige). Detonerende lunte med 40 eller 80 gram sprengstoff pr. meter kan også brukes.

2.33 Erfaringsdata

Tabell 2.1 viser erfaringsdata for sammenheng mellom borhullsdiameter, ladningsmengde, sprengstofftype og hullavstand. Vi ser av tabellen at det må bores med tettere bormønster ved forsplitt enn ved slettsprengning.

Borhullsdiameter mm	Ladningsmengde kg/m	Sprengstoff	Hullavstand (m)	
			Forsplitt	Slettsprengning
28	0,18	Gurit 17 mm	0,3 - 0,5	0,6 - 0,8
50	0,18	Gurit 17 mm	0,3 - 0,5	0,6 - 0,8
50	0,35	Glynit 20 mm	0,5 - 0,8	1,0
62	0,35	Glynit 20 mm	0,5 - 0,8	1,0
62	0,43	Glynit rør 22 mm	0,6 - 0,9	1,1
75	0,55	Glynit rør 22 mm	0,7 - 1,0	1,2

Tabell 2.1 Forhold mellom ulike variable ved kontursprengning.
Erfaringsverdiene forutsetter nøyaktig boring, redusert og riktig fordelt ladning og samtidig tenning.

Kompendium i anleggsteknikk

Fjellsprengningsteknikk

BORING I FJELL
Kapittel II.5

August 2013
Amund Bruland

	Side
1. INNLEDNING	1
2. BORBARHET	3
2.0 Generelt	3
2.1 Prøvemethoder	4
2.10 Generelt	4
2.11 Direkte prøvemethoder	4
2.12 Indirekte prøvemethoder	4
3. BOREMOTODER	5
3.0 Generelt	5
3.1 Konvensjonelle boremetoder	6
3.10 Generelt	6
3.11 Slagboring	6
3.12 Roterende boring	12
3.14 Boring av store hull	15
3.2 Andre boremetoder	21
3.20 Generelt	21
3.21 Turbindrevet slitebor	21
3.22 Kulesprutbor	21
3.23 Gnistbor	22
3.24 Sprengkapselbor	23
3.25 Brennboring	23
3.26 Laserbor	23
3.27 Kjernereaktorbor	24
3.3. Borenøyaktighet	25
3.30 Generelt	25
APPENDIKS	27
A. Litteraturliste	27

INNLEDNING

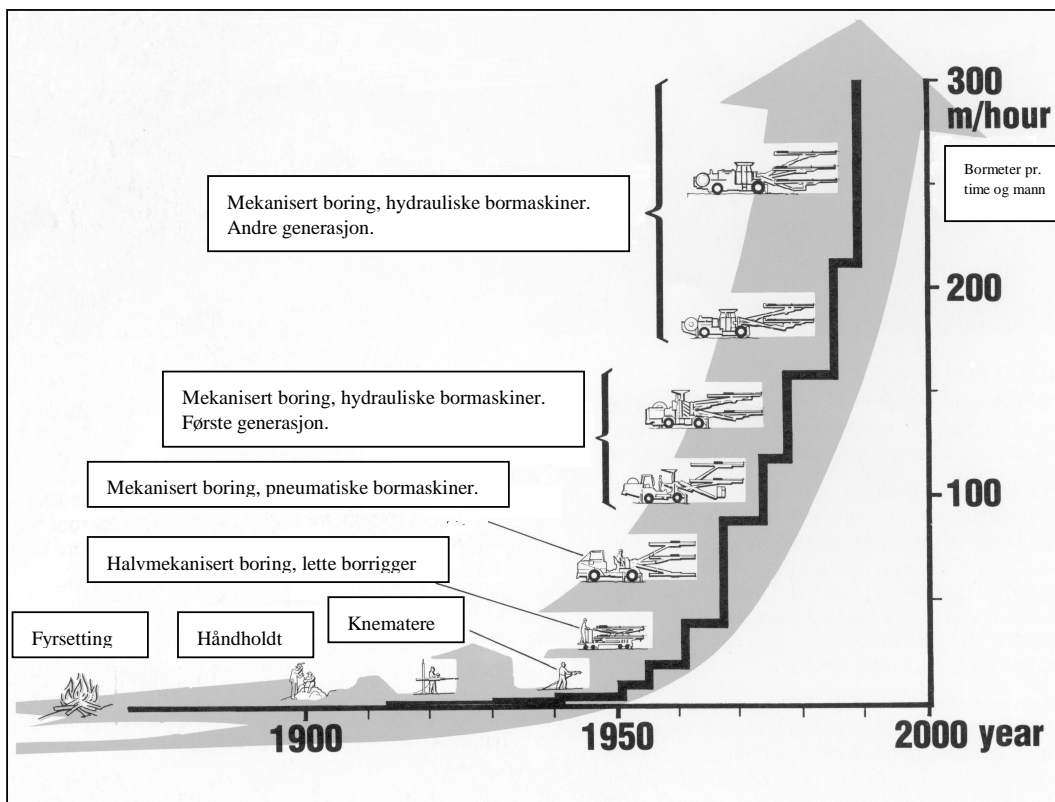
Boring av hull for bygge- og anleggstekniske formål har sin opprinnelse fra bygging av pyramidene i Egypt (ca. 2500 år f.Kr.) og ved brønnboring i Kina (ca. 2000 år f.Kr.).

Til sammenligning har fjellboring en relativt kort historie i Norden. Fjellboring ble første gang tatt i bruk ved gruvedrift i Sverige midt på 1600-tallet, der håndboringsmetoden (boring for hånd med bor og slegge) ble innført samtidig som kruttet ble tatt i bruk som sprengstoff. Før denne tid ble fjellet eller malmen brutt løs ved bruk av kiling eller oppvarming.

I 1856 ble trykkluftdrevne bormaskiner tatt i bruk. I Norden ble likevel håndboring benyttet i stor utstrekning fram til 1940-tallet.

Borene som ble benyttet ved håndboring var laget av vanlig karbonstål. Ved overgang til maskinboring økte kravene til borstenger og borskjær. Dette førte til utvikling av hardmetall(skjær) - en av de viktigste oppfinnelser innen fjellboring.

Utviklingen har gått fra håndholdte trykkluftdrevne bormaskiner til dagens datastyrte borrygger. Dette har medført høyere kapasitet og effektivitet og dermed reduserte kostnader for boring i fjell.



Figur 1.1 Effektivitetsutvikling ved boring i fjell.

INNLEDNING

Boring i fjell benyttes i dag innen mange ulike områder. Her kan nevnes:

- Mineralutvinning i gruver og dagbrudd.
- Anleggsvirksomhet (tunneler, veier, skjæringer).
- Steinindustri.
- Oljeboring og brønnboring.

Boreprosessen benyttes enten direkte eller indirekte ved uttak av fjell. Ved for eksempel oljeboring, brønnboring og fullprofilboring er boreprosessen den direkte metoden som benyttes for å fjerne ønsket fjellmasse. Ved indirekte bruk benyttes boreprosessen bare til å skaffe plass til sprengstoffet, som da vil være den direkte årsak til løsbryting av bergmassen

Generelt sett er fjell et hardt materiale med stor motstand mot nedbryting. Derfor kreves forholdsvis mye energi for å bryte det løs. Den energimengde som kreves for nedbryting av fjell avhenger av fjellets egenskaper, maskintype og borhullsdiameter. Det finnes spesialtilpasset utstyr for de ulike bruksområdene, og det foregår hele tiden en utvikling av utstyr og metoder. Målet er å utvikle utstyr og metoder med høyest mulig effektivitet til lavest mulig kostnad.

2.0 GENERELT

En bergarts borbarhet defineres som den netto inndrift (borsynk) som oppnås ved boring av et hull med en bestemt diameter under bestemte arbeidsbetingelser, samt den slitasje som bergarten forårsaker på borverktøyet.

Borbarhet er et relativt begrep, da ulike arbeidsbetingelser, f.eks. borutstyr, borhullsdiameter, lufttrykk, matetrykk, spylekapasitet osv, gir forskjellige resultat mhp. inndrift og slitasje for samme bergart.

De viktigste bergartsforhold som påvirker borbarheten er:

- enkeltkornenes styrke og sliteevne
- bindingskraften mellom kornene
- elastisitetsegenskaper
- sprøhet
- porøsitet
- i tillegg bergmassens oppsprekking og skifrihet.

Ved fjellarbeid har borbarheten vesentlig betydning for

- kostnader og tidforbruk
- valg av drivemetode og utstyr.

2.1 PRØVEMETODER

2.10 Generelt

Prinsipielt skilles det mellom direkte og indirekte prøvemethoder.

2.11 Direkte prøvemethoder

Direkte prøvemethoder forutsetter prøveboring i full skala med aktuelt borutstyr. Dette kan enten skje i felten under kontrollerte betingelser, eller i laboratoriet i en representativ prøveblokk under sammenlignbare forhold. Direkte prøvemethoder vil stort sett bare være aktuelt der det allerede er drift på stedet.

2.12 Indirekte prøvemethoder

Av indirekte prøvemethoder skilles det mellom:

1. Prøveboring i laboratoriet med standardisert utstyr.
2. Testing av representative bergartsprøver som korreleres med boreresultat fra felten.
3. Erfaringsmateriale fra tidligere boring.
4. Generelle klassifikasjonssystem.

Prøveboring i laboratoriet er i likhet med direkte prøvemethoder upraktisk og lite benyttet. Mest anvendt er metode nr. 2, som benyttes i kombinasjon med erfaringsmateriale fra tidligere boring. Generelle klassifikasjonssystem har størst verdi ved illustrasjon og dokumentasjon av de geologiske forholdene, og mindre verdi ved praktisk valg av metoder og overslag.

For korrelasjon av registrert borbarhet er det utviklet mange ulike laboratorietester og borbarhetsindekser. Indeksene prøver å simulere de destruksjons- og slitasjemekanismer som fjellet og borverktøyet utsetter hverandre for under boring. Laboratorietester som brukes for å bestemme borbarhetsindekser er gitt i prosjektrapport *13A-98 BORBARHET Borbarhetsindekser*.

3.0 GENERELT

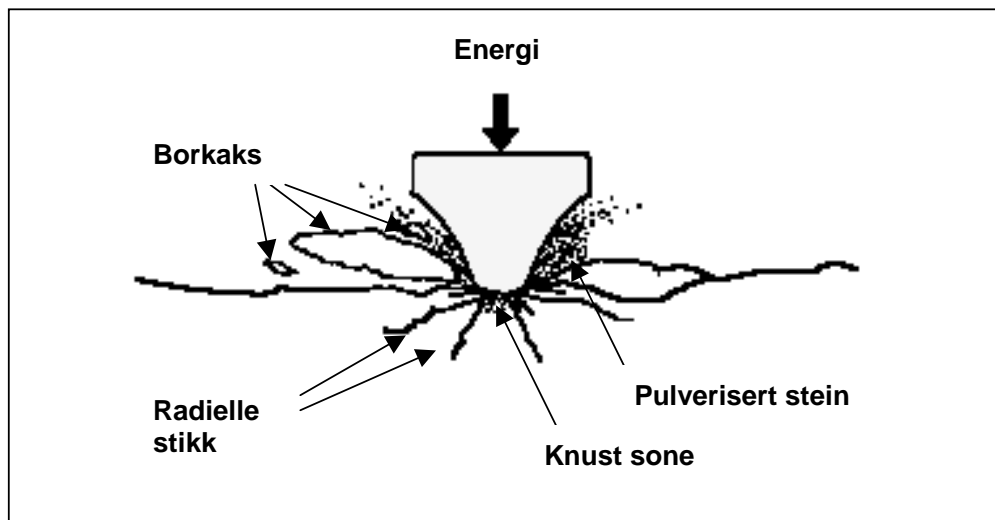
Boring i fjell skjer etter ulike metoder. Felles for metodene er at fjellet brytes ned ved tilførsel av energi. Hvor effektiv en boremetode er sammenlignet med en annen, kan uttrykkes ved spesifikt energiforbruk (MJ/m^3).

Nedbryting av fjell i forbindelse med boring kan skje ved følgende destruksjonsmekanismer:

1. Mekanisk indusering av spenninger
2. Termisk indusering av spenninger
3. Smelting og fordamping.
4. Kjemisk nedbryting.

Av disse mekanismene brukes stort sett bare mekanisk indusering av spenninger ved boring i fjell i dag.

Destruksjonsmekanismene i punkt 2, 3 og 4 har liten anvendelse da de krever mye energi og er kostbare.



Figur 3.1 *Prinsipp for løsbryting av borkaks ved mekanisk indusering av spenninger. Figur hentet fra fullprofilboring.*

3.1 KONVENSJONELLE BOREMETODER

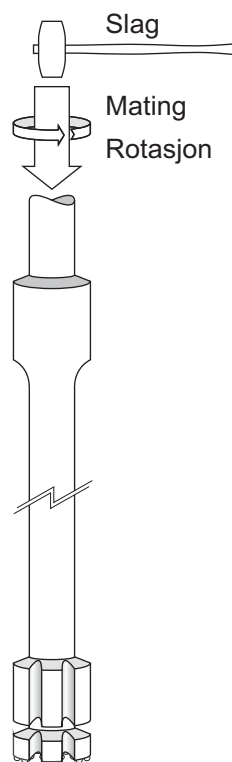
3.10 Generelt

Etter virkemåte deles konvensjonelle boremetoder inn i:

- slagboring
- roterende boring

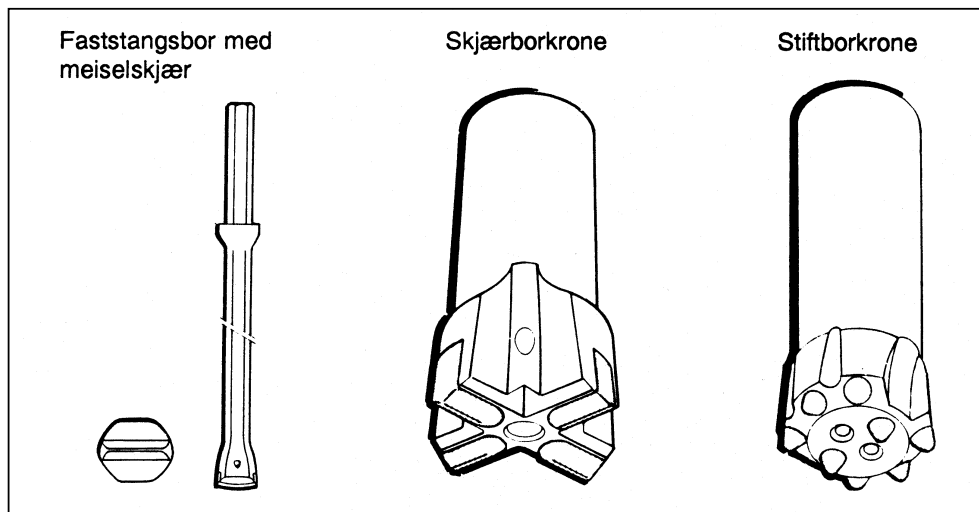
3.11 Slagboring

En slagbormaskin består i prinsippet av et stempel som beveger seg fram og tilbake i en sylinder og slår på bornakken. Mellom hvert slag roteres borstanga en viss vinkel slik at borkrona slår an mot nytt fjell. For å oppnå energioverføring fra stempel til borstang og fra borstang til fjell, må bormaskinen presses mot bornakken under boring. Det trengs matekraft. Se figur 3.2.



Figur 3.2 *Prinsippet ved slagboring. Figuren illustrerer topphammerboring.*

Det løsgjorte materialet (borkakset) transporteres bort ved luft- eller vannspyling. Spylemediet transporterer ut borkakset i mellomrommet mellom borstang og borhullsvegg.



Figur 3.3 Ulike borkroner for slagboring.

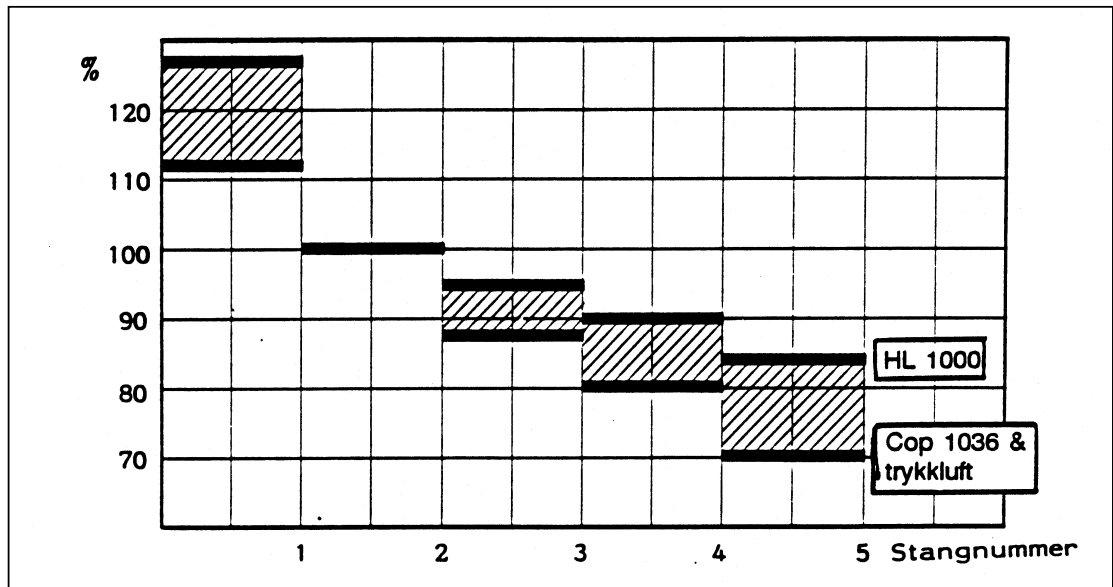
Energioverføring

Det dannes støtbølger i borstanga når stemplet slår mot bornakken. Formen på støtbølgen er bestemt av bormaskinas oppbygging og karakteristikker:

- stempelvekt
- stempelform
- sylindrelengde
- slagfall
- anslagshastighet
- form på nakke.

Ved topphammerboring vil støtbølgen, som initieres ved at stempelet treffer nakken, miste noe av sin energi på veien gjennom borstrengen. Ved tverrsnittsendring reflekteres noe av støtbølgen og går bort som tap. Noe energi tapes også i friksjon mellom stang og fjell og i selve borstanga, som elastiske bølger og varme. Av den energien som når fjellet, tapes noe i form av elastiske bølger i fjellet. Energitalpene gjør at bare en del av den energien som tilføres stemplet virker til å knuse fjellet.

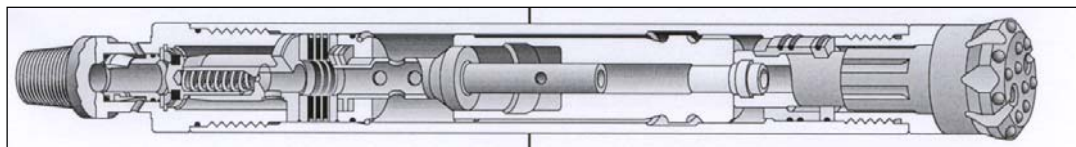
For å illustrere energitalpet er netto borsynk vist som funksjon av borhullsdybde i figur 3.4.



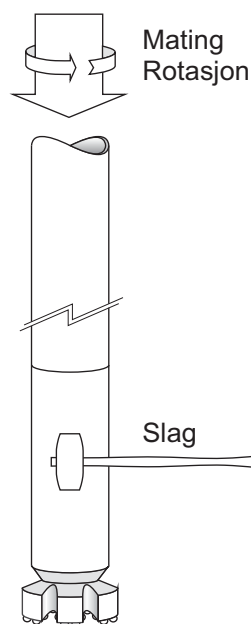
Figur 3.4 *Netto borsynk som funksjon av hulldybden.*

Senkboring

Det store energitapet i borstrengen ved topphammerboring begrenser muligheten til å bore lange og grove hull. Ved senkboring er bormaskin og borkrone sammenkoblet slik at bormaskinen følger med ned i hullet. Energitapet i borstreng er da eliminert. Rotasjon og mating overføres til borrør og krone via en rotasjonsmotor på borvogna, mens trykkluft eller vann for drift av bormaskin og spyling av borhull tilføres gjennom borrørene. Figur 3.6 viser prinsippet ved senkboring.



Figur 3.5 Oppbygging av senkborkrone.

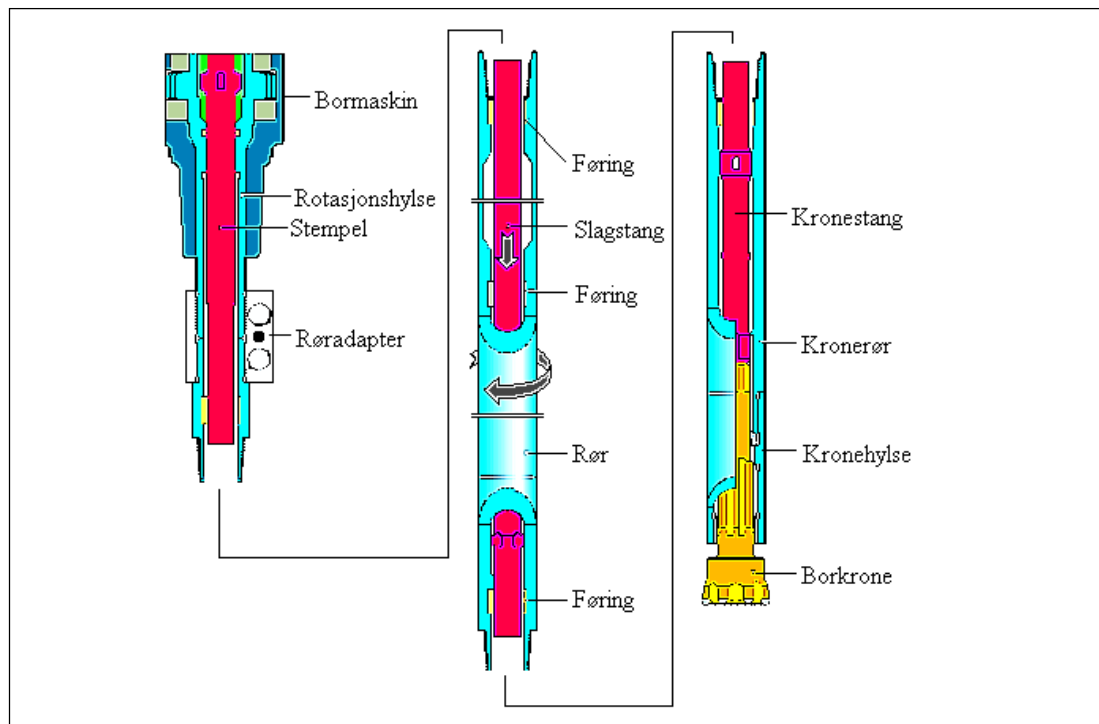


Figur 3.6 Prinsipp for senkboring.

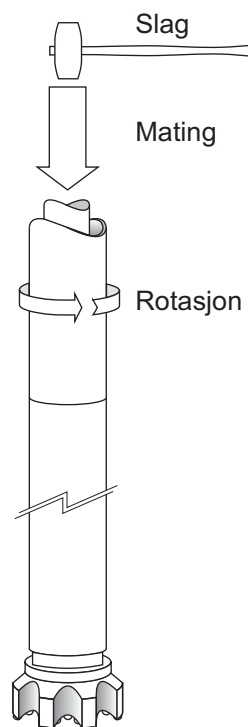
Coprod

Coprodsystemet separerer energioverføringen i borstrengen. Matekraft og slagenergi overføres via gjengeløse stenger. Stengene styres av det ytre røret som overfører rotasjonen. I enden av strengen er Coprod-hodet som samler alle kreftene til borkrona. Kronas virkemåte mot fjellet er det samme som for topphammer- og senkboring. Figur 3.8 viser prinsippet.

Coprodsystemet bidrar til økt overføring av slagenergi til borkrona. Lite energi går tapt i stengene og slitasjen er lav. Røret er stift og gir rette hull. Gjengene i røret er skånet mot slag og det medfører lengre levetid.



Figur 3.7 Oppbygging av Coprodrillingssystemet



Figur 3.8 Prinsippskisse av Coprodrillingssystemet.

Drivmiddel

Drivmiddel for slagbormaskiner er trykkluft, (olje)hydraulikk eller vann.

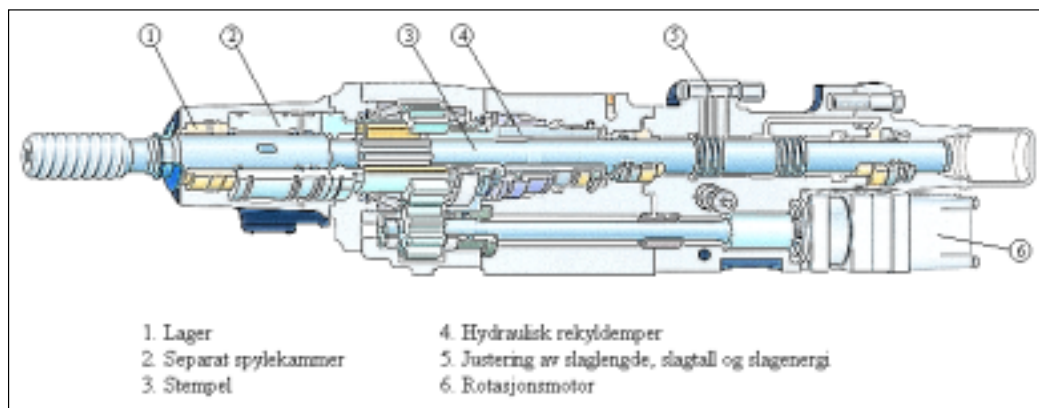
Bruk av trykkluft som energioverfører gir svært lav virkningsgrad. Av den energi som forbrukes til produksjon av trykkluft, blir bare ca. 20 % utnyttet til slagenergi i bormaskinen.

Fordelene med trykkluftdrevne bormaskiner er at de er lette, robuste og driftssikre.

Vandrevne maskiner blir hovedsakelig benyttet ved senkboring. Vann er inkompressibelt og benyttes derfor ved boring av meget lange hull.

I dag er hydraulikk dominerende som drivmiddel for slagbormaskiner. I land der billig og ufaglært arbeidskraft dominerer, selges ennå mange pneumatiske bormaskiner.

Prinsippet for hydraulisk boring er at en pumpe drevet av en elektro- eller forbrenningsmotor, pumper hydraulikkolje under høyt trykk i en lukket krets. Hydraulikktrykket overfører energi til både rotasjon, mating og slag.



Figur 3.9 Prinsippkisse av en hydraulisk bormaskin.

At hydraulikk har overtatt som drivmiddel i forbindelse med boring skyldes bedre virkningsgrad (ca. 60 %), økt borsynk og bedre arbeidsmiljø (mindre støy, bedre sikt og økt automatisering). Hydraulikk gir bedre mulighet for å tilpasse bormaskinen til fjellet, borhullsdiameter og borhullslengde.

Hydrauliske bormaskiner utvikler mye støy med høy frekvens (over 1000 Hz). Frekvensene over 1000 Hz er i den øvre delen av det hørbare området og medfører ikke samme fysiske ubehag som støy ved lavere frekvenser. Menneskets øre er imidlertid mest ømfintlig for støy i de høye frekvensområdene. Bruk av hørselvern er derfor viktig (hørselvern har størst effekt på høye frekvenser).

Hydrauliske maskiner drevet av elektromotorer har en svakhet ved energitilførselen. Strømtilførsel skjer via kabel og lengden fra transformator til borested blir derfor begrenset. Over jord benyttes så og si kun maskiner med dieselmotorer problemet blir derfor eliminert.

3.13 Roterende boring

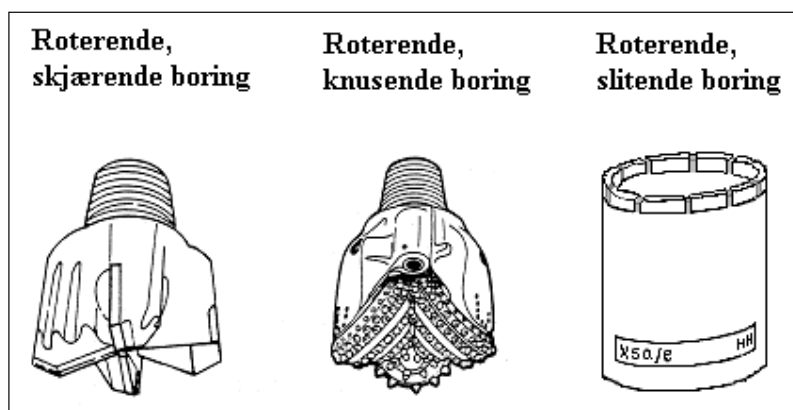
Ved roterende boring skjer energioverføring fra borutstyr til fjell ved direkte trykk og rotasjon. Det skilles mellom tre former for roterende boring:

- Roterende, skjærende boring.
- Roterende, knusende boring.
- Roterende, slitende boring.

Roterende, skjærende boring

Ved roterende, skjærende boring skjer destruksjonen ved avskyving av fjellet på samme måte som for metall- eller trespiralbor. Boringen utføres med relativt høy matekraft og lavt omdreiningstall.

Metoden er begrenset til lett borbart og lite slitende fjell. Vanlige anvendelsesområder er ortdriving i kalk- og kullgruver (borhullsdiameter 40 - 50 mm), samt kalkbrudd i dagen (borhullsdiameter 80 - 165 mm).



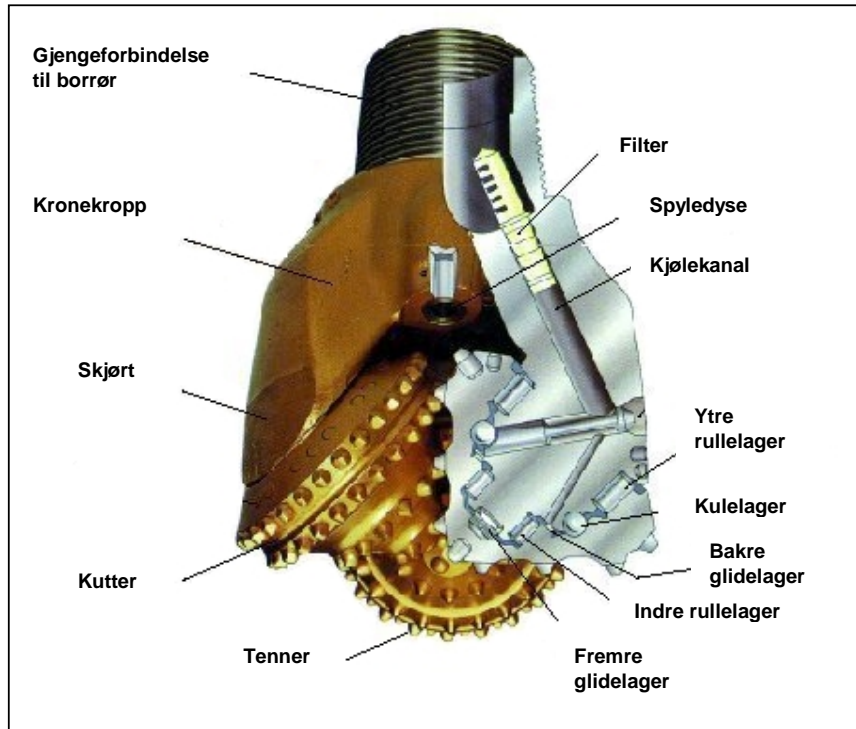
Figur 3.10 Borkroner for roterende boring.

Roterende, knusende boring

Metoden er utviklet i forbindelse med oljeboring, altså lange hull med relativt stor diameter i løsere bergarter.

Borkrona er vanligvis utstyrt med tre konformede ruller. Figur 3.11 viser oppbyggingen av en rulleborkrone. Rullene er lagret på akseltapper som utgjør en del av selve

kronekroppen. De radielle kreftene blir tatt opp av et rullelager ved akseltappens fot og et glidelager ved akseltappens ytre ende. Kulelageret holder rullen på plass samtidig som det sammen med glidelageret tar opp de aksielle kreftene rullen utsettes for.



Figur 3.11 Oppbygging av rulleborkrone.

Under boring roterer hele borkrona om sin egen akse. De tre rullene roterer individuelt om sine akser, samtidig som de trykker så hardt mot fjellet at det knuses.

Virkemåten er en kombinasjon av knusing ved inntrenging av tennene og avskyving ved rotasjon. Roterende, knusende boring krever høy matekraft og lavt omdreiningstall.

For å oppnå best mulig resultat (borsynk og kostnader) ved boring, må borkronene tilpasses fjellet det skal bores i. I harde og slitende bergarter nyttes rulleborkroner med stifter av hardmetall, mens tannkroner nyttes i middels til lett borbart fjell.

Foruten slitasje på borkronene, er lagerslitasje et problem ved rulleborkroner. Ønsket om små kronediametre gir små lagre som ikke tåler påkjeningen fra store matekrefter. En praktisk nedre grense for kronediameter er derfor 150 - 200 mm.

Energien overføres fra bormaskin til borkrone via borrør. Borrøret har til oppgave å overføre matekraft og rotasjon, samt å lede fram spylemediet.

Roterende, slitende boring

Ved roterende, slitende boring utnyttes diamantens overlegne hardhet sammenlignet med alle bergarter ved at en borkrone utstyrt med diamanter sliper fjellet i stykker. Det kreves stort omdreiningstall og lite matetrykk.

Det skilles mellom to typer kroner:

- Steinsatte kroner. Relativt store diamanter (0,5 - noen mm) plasseres en for en på borkrona. Kronene anvendes først og fremst i løsere bergarter.
- Impregnerte kroner. Skjærkanten består av et matrisemateriale der mindre diamanter i stort antall er iblandet. Kronene anvendes i harde og oppsprukne bergarter.

Ved diamantboring blir borkakset slipt ned til støv. Borsynken er derfor lav.

Diamantboring benyttes ved prøveboring i forbindelse med malmleting, grunnundersøkelser, henting av prøvekjerner, osv. Metoden brukes også i forbindelse med mikrotunneler, og da i form av retningsstyrte pilothull.

2.14 Boring av store hull

Store hull kan enten bores direkte eller ved opprømming. Det kan skje ved:

- fullprofilboring med TBM (Tunnelboremaskin)
- sjaktboring
- delsnittemaskiner (Roadheaders, continuous miners, mobile miners).

De to førstnevnte metodene benytter prinsippet roterende, knusende boring, mens det sistnevnte benytter en kombinasjon av prinsippene for både roterende, skjærende boring og roterende, knusende boring.

Fullprofilboring

Fullprofilboring er beskrevet i kapittel VII FULLPROFILBORING.

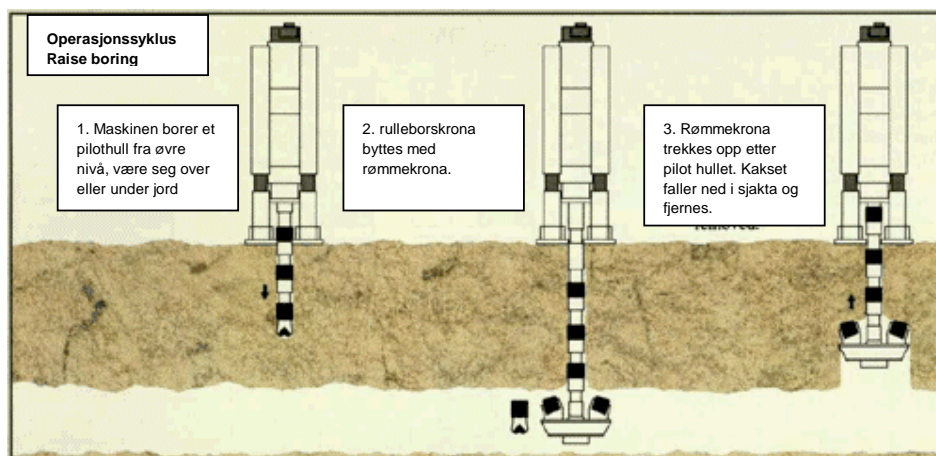


Figur 3.12 Tunnelboremaskin fra Raron i Sveits. Diameter 9,6 m.

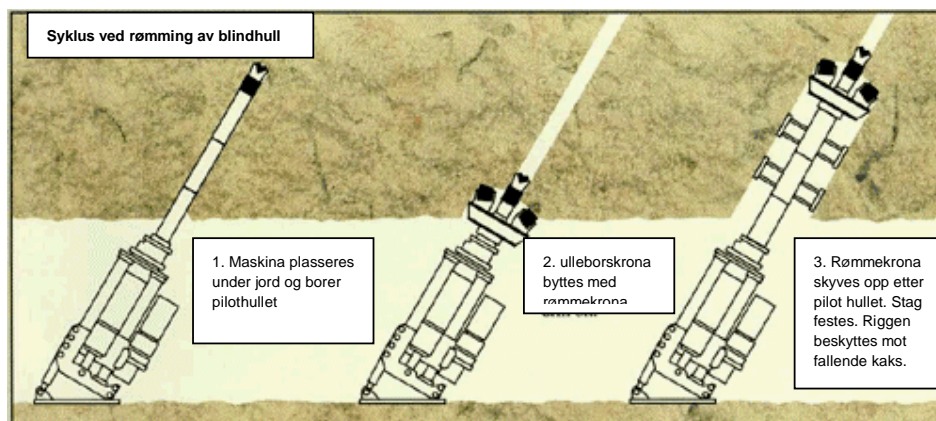
Sjaktboring

Ved sjaktboring borer man først et pilot hull som etter gjennomslag opprømmes med en rømmekrone. Pilothullet blir som regel boret med rulleborkrone. Rømmekrona trekkes eller skyves gjennom pilot hullet, se figur 3.13 og 3.14. Rømmekrona er formet etter samme prinsipp som en TBM. Ved rømming på stigning over ca. 20° fjernes kakset bare med gravitasjonskraft. Under denne vinkelen vil det være behov for spyling med vann for å fjerne løstrutt materiale.

Ved liten eller ingen tilgang til øvre nivå tilfører man rømmekrona matekraft nedenfra. Dette prøver man å unngå da det krever montering av stabilisatorstag på borstrengen for å redusere svingninger og bøyninger. I tillegg må man beskytte riggen med et skjold mot de nedfallende massene.



Figur 3.13 Prinsippskisse for sjaktboring med matekraft på øvre nivå og trekking av rømmekrone gjennom pilot hull.



Figur 3.14 Prinsippskisse for sjaktboring med blindhull. Matekraft på nedre nivå og skyving av rømmekrone gjennom pilot hull.

Delsnitemaskiner

Det er laget flere typer delsnitemaskiner. Felles for de alle er at de ikke bryter løs hele tverrsnittet i en bevegelse. Maskinene har bevegelige bommer som flyttes over tverrsnittet i løpet av en syklus. Massen faller ned foran maskina, og blir ført gjennom riggen på transportbånd for videre frakt. Massen samles på en flat skuffplate med bevegelige armer og føres med disse inn på transportbåndet, se figur 3.15. Felles for alle maskintypene er at matekraften genereres fra friksjon mellom maskin og såle.

Roadheaders betegnes ved at de kan bevege bommen både horisontalt og vertikalt. Hodet er vesentlig smalere enn tunnelbredden. De benyttes for det meste i gruvedrift i svake bergarter til driving av orter (eng. road). Nedbrytning av fjellet skjer ved en roterende, skjærende boring. Det finnes i prinsippet to typer roadheaders:

- Longitudinalt roterende
- Transversalt roterende



Figur 3.15 Skisse av roadheaderbom med longitudinal rotasjon fra Herrenknecht (t.v.) Roadheader (Alpine Miner) med transversalt roterende trommel fra Sandvik Voest-Alpine Bergtechnik (t.h.).

Continuous Miners betegner maskiner som driver tunnelen i hele sin bredde. Hodet er litt bredere enn selve maskinen og bommen kan bare bevege seg opp og ned eller fram og tilbake. Det er ulike prinsipper som er utviklet:

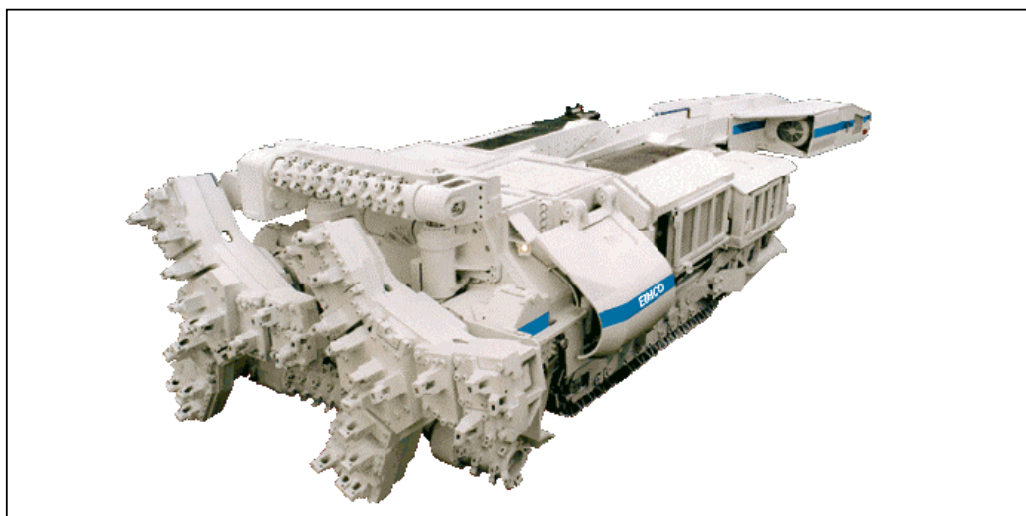
- Roterende trommel (figur 3.16)
- Roterende rotor, Marietta miner (figur 3.17)
- Roterende armer (figur 3.19)

Continuous miners med roterende trommel (figur 3.16) driver i prinsippet på samme måte som Roadheaders med roterende skjærende boring. De har større kapasitet på grunn av bredden på trommelen, og fordi de kan operere med større matekraft da denne hele tiden går parallelt med senteraksen til maskinen. Metoden brukes som produserende maskin i gruver med kull, salt og andre svake bergforhold.



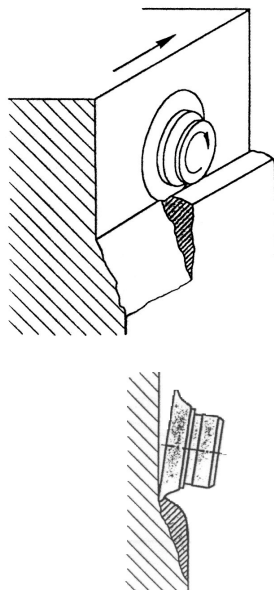
Figur 3.16 *Continuous miner med transversalt roterende trommel fra Tamrock.*

Continuous miners med rotorsystem, også kalt Marietta miner, har front bestående av 2 eller 4 rotorer som roterer longitudinalt i forhold til tunnelaksen (se figur 3.17). Denne metoden benytter fordelene fra TBM drift hvor alle kutterne er i kontakt med stoffen til en hver tid. Dette gir mindre vibrasjoner på grunn av slag, og dermed mindre slitasje på riggen. Man kan dermed øke kreftene og produksjonskapasiteten vil økes. Bruksområdet er det samme som for metodene nevnt tidligere.



Figur 3.17 *Marietta miner med to rotorer fra Sandvik Eimco.*

Det er også laget én continuous miner med armer. Den har fire kuttere som er festet til hver sin arm. Disse armeene pendler radielt ut og inn mot midten mens hele hodet roterer. Fjellet brytes ved underkutting, og kan benyttes i hardt fjell. Det er kun én maskin som er laget, dette på grunn av dårlig stabilitet i borhodet og lav kapasitet.



Figur 3.18 Skisse av brytning ved under kutting.



Figur 3.19 Continuous miner med armer fra Wirth Maschinen.

Mobile miner benytter roterende, knusende boring på samme måte som TBM. Kutterne er plassert på et vertikalt roterende hjul som sveiper fram og tilbake og opp og ned på tvers av driveretningen. Metoden kan benyttes i både hardt og svakt fjell. Konstruksjonen medfører store vibrasjoner og kapasiteten er lav. Den er kun laget tre eksemplarer av maskinen og vil ikke produseres mer. Den er i første rekke tiltenkt som et alternativ i gruvedrift på grunn av stor mobilitet fleksibilitet i forhold til tverrsnitt.



Figur 3.20 *Mobile miner fra The Robbins Company.*

3.2 ANDRE BOREMETODER

3.20 Generelt

Med andre boremetoder menes boremetoder som har liten eller ingen praktisk anvendelse i dag. De metoder som er utprøvd i laboratorium eller felt blir omtalt kort i dette kapitlet. Noen av metodene eksisterer forøvrig bare som konsept og blir ikke nærmere omtalt.

Mekanisk indusering av spenninger	Termisk indusering av spenninger	Smelting og fordamping
Turbindrevet slitebor	Brennboring	Smeltebor
Kulesprutbor	Elektrisk knusing	Lysbuebor
Implosjonsbor	Elektrisk høyfrekvensbor	Plasmabor
Ultralydbor	Mikrobølgebor	Elektronstrålebor
Gnistbor	Induksjonsbor	Laserbor
Gniststøtbor		Kjernereaktorbor
Sprengkapselbor		
Erosjonsbor		

Tabell 2.1 Oversikt over ukonvensjonelle boremetoder.

Metoder basert på mekanisk indusering av spenninger synes mest lovende. De andre boremetodene er mer energikrevende (kostbare) eller har sin begrensning på grunn av lav borekapasitet.

3.21 Turbindrevet slitebor

Boret består av et diamant- eller wolframkarbidbelagt hjul som drives av en innebygget turbinskovelkrans. Turbinens energikilde er spylemediet som driver turbinen med et turtall opp mot 5000 - 10000 o/min.

Boremetoden har lav virkningsgrad (20 %) og målt borsynk ved forsøk er omtrent 50 % av borsynken for konvensjonell roterende boring med samme borhullsdiameter.

3.22 Kulesprutbor

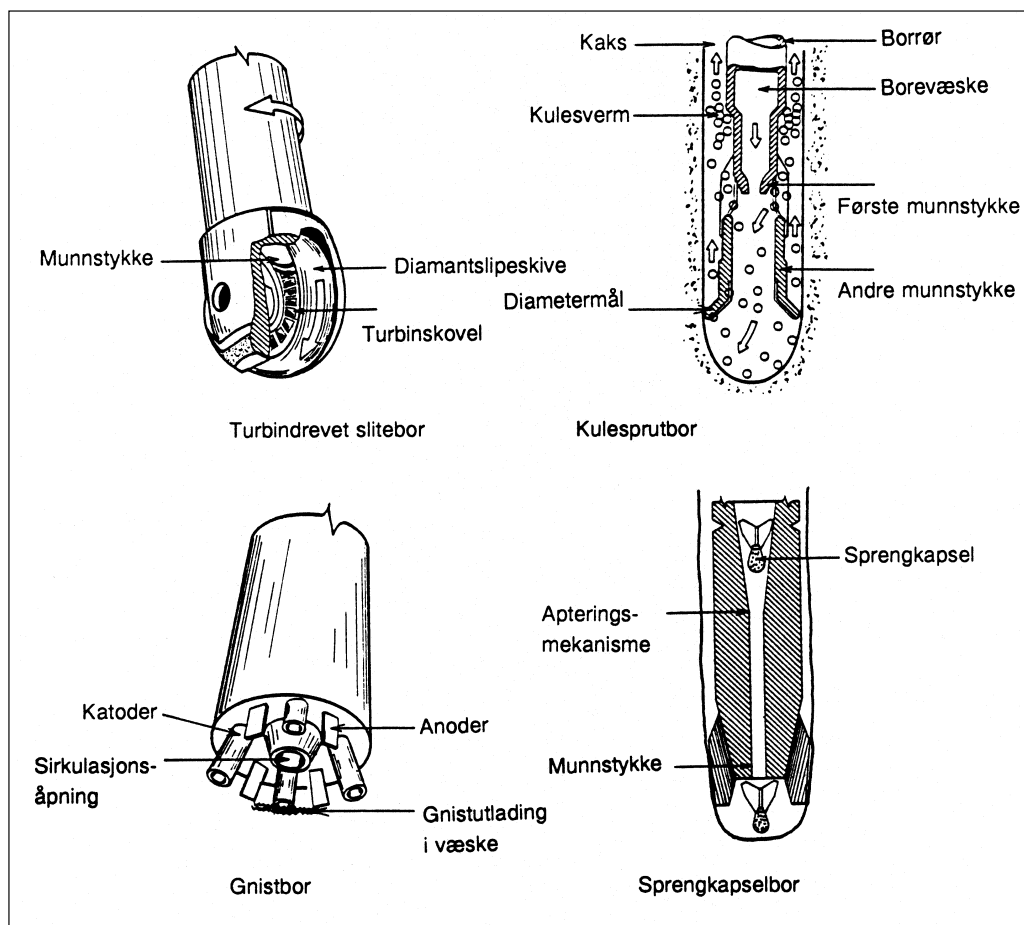
Prinsippet for denne boremetoden er små stålkuler som slynges mot fjellflaten med stor hastighet. Kulene pumpes ned i borhullet, akseleres til en hastighet av maksimalt 30 m/s og resirkuleres med spylemediet etter hvert slag til de er utslitt.

Fordelen med metoden er at stanghåndtering unngås pga. utslitte borkroner, noe som er meget tidkrevende ved oljeboring. Ulempene ved metoden er lav virkningsgrad (ca. 4 %) og lav borsynk (ca. 10 % av borsynk for konvensjonell roterende boring med samme borhullsdiameter).

3.23 Gnistbor

Borets virkemåte er at en gnist slår over mellom to elektroder ved hullbunnen og lager en kraftig trykkbølge i det vannfylte borhullet. Trykkbølgen knuser fjellet med opptil 20 000 atmosfærers trykk.

Spesifikt energiforbruk er omtrent dobbelt så stort som ved vanlig roterende boring men borsynken kan enkelt økes ved tilførsel av energi.



Figur 3.20 Ukonvensjonelle boremetoder - mekanisk indusering av spenninger.

3.24 Sprengkapselbor

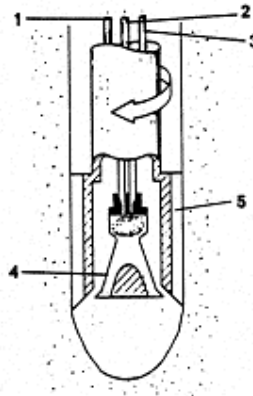
Prinsippet for boremetoden er små sprengkapsler som slippes ned i borhullet slik at de detonerer og knuser fjellet.

Metoden kan gi høy borsynk, men har sin begrensning på grunn av dyre sprengkapsler og vanskeligheter med tilpasning av optimal detonasjonsavstand fra hullbunn. Se figur 3.20.

3.25 Brennboring

Metoden ligger på grensen av konvensjonelle og ukonvensjonelle boremetoder. Prinsippet er å indukere spenninger i fjellet ved å tilføre varme. Fjelloverflaten oppvarmes med et brennermunnstykke, og det indukeres termiske spenninger på grunn av temperaturgradient, inhomogenitet og anisotropi (ulike korn eller mineraler utvider seg ulikt og i ulike retninger). Disse spenningene fører til brudd og oppsprekking.

1. Oksygen
2. Vann
3. Brennstoff
4. Brennermunnstykke
5. Opprømmer



Figur 3.21 Brennermunnstykke for brennboring.

Metoden er svært avhengig av fjellet, og anvendes i harde og kvartsrike bergarter (eksempel er kanalbrenning i granittindustrien).

3.26 Laserbor

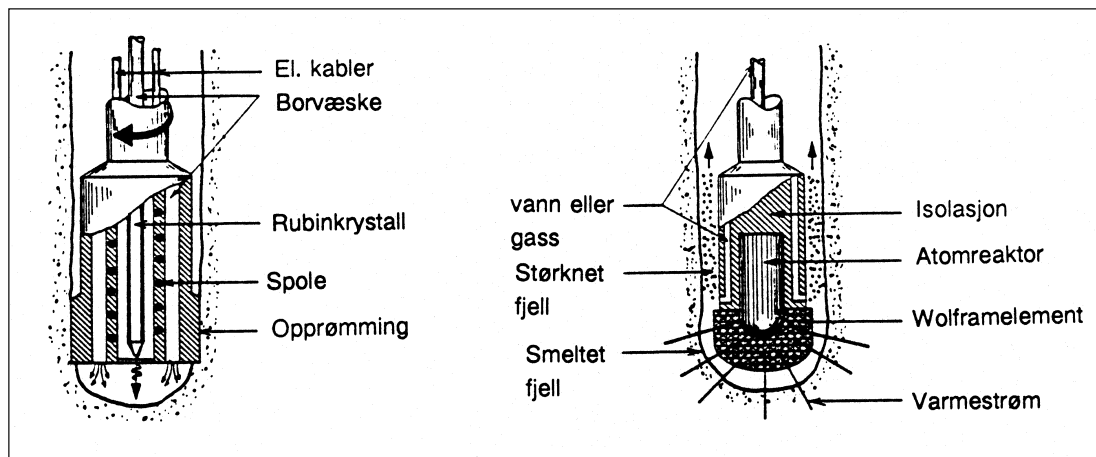
Boremetoden benytter seg av en laser som retter en intens stråle av monokromatisk, koherent lys mot fjellet. Laserstrålens energi smelter fjellet, som deretter fordampes.

Pulserende lasere gir høye effekter, men bare over meget korte tidsintervaller (0,001 μ s). Dette gir også meget lav borsynk. For å øke borsynken er en kontinuerlig karbondioksidlaser med mekaniske elementer mer realistisk.

3.27 Kjernereaktorbor

En atomreaktor brukes til oppvarming og smelting av fjellet. Pga. fjellets relativt lave varmeledningsevne må effektuttaket begrenses, noe som igjen gir lav borsynk.

Andre innvendinger mot metoden er at kjernereaktorborne har komplisert konstruksjon og bidrar til strålingsfare.



Figur 3.22 Ukonvensjonelle boremetoder - smelting og fordamping. (Laserbor t.v. Kjernereaktorbor t.h.)

3.3 BORENØYAKTIGHET

3.30 Generelt

Konsekvensene av borhullsavvik er avhengig av hva hullene skal brukes til. Ved tunneldrift kan konsekvensene av unøyaktig boring bli:

- økt overmasse
- økning i antall bormeter pr. m³ utsprengt masse
- økt sprengstoff-forbruk
- økt falltap
- mer rensk og sikring
- dårlig sprengningsresultat som hefter den videre drift.

Borhull som har direkte bruk, f.eks. langhull for overføring av vann og kloakk, kabeltrekking, gass, mm. kan i ulike tilfeller ha varierende krav til nøyaktighet. Strenge krav til nøyaktighet har man ofte ved ønske om selvføll, ved tilknytning til eksisterende nett og i tettbygde strøk.

I forbindelse med retningsstyrt kjerneboring for mikrotunneler er tillatt avvik ofte så lavt som 0,5 % av borhullslengden, både i horisontal- og vertikalplan.

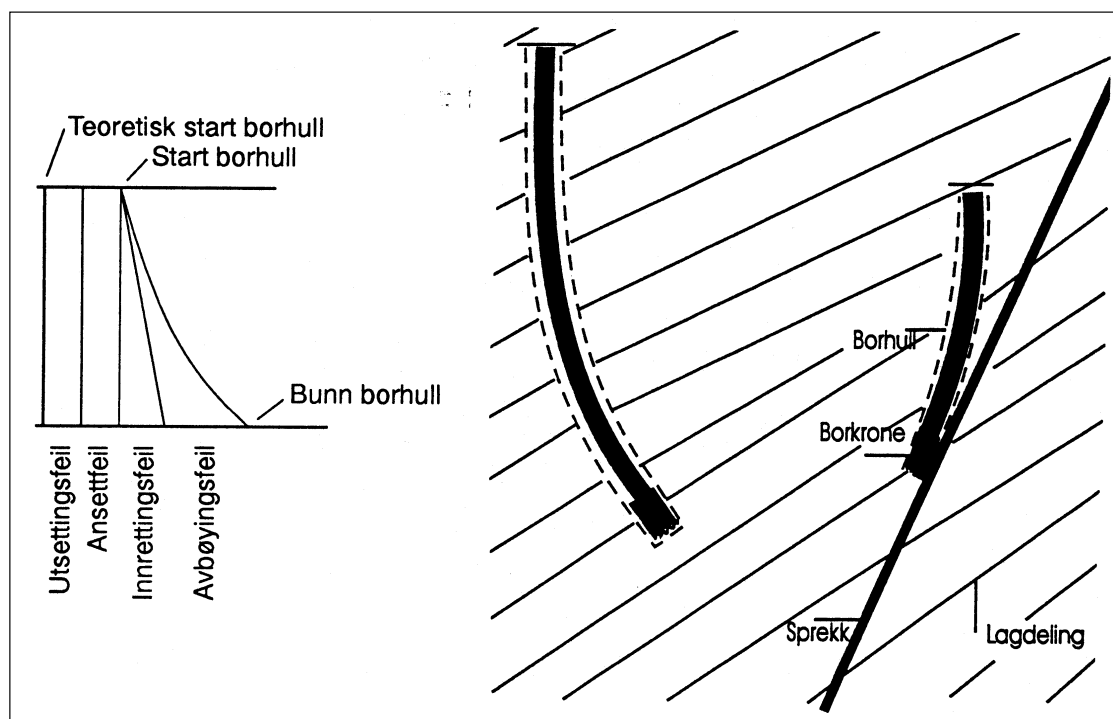
I forbindelse med beskrivelser vil det ofte stilles krav til borenøyaktighet.

Krav til borenøyaktighet (avvik fra teoretisk hullretning og endepunkt) er avhengig av hva borhullet skal brukes til. Avviket kan skyldes menneskelige faktorer, fjellets egenskaper, gravitasjon eller maskinelle faktorer. Det totale hullavvik deles inn i:

- utsettingsfeil
- ansettfeil
- innrettingsfeil
- avbøying under boring.

De tre første feilkildene kan knyttes direkte til menneskelig nøyaktighet og skyldes feil ved oppmåling og utsetting av borhull, avvik fra merket ansettsted, samt feilberegning av hullretning. Nøyaktigheten kan økes ved opplæring og motivasjon.

Avbøying under boring kan skyldes fjellet (diskontinuiteter eller lagdeling), gravitasjonskrefter og borutstyr (vekt av borstreng, matekraft, kronetype). Figur 3.23 viser fordeling av hullavvik, samt borhullsavvik avhengig av fjellforhold.



Figur 3.23 Ulike faktorer som har innvirkning på borenøyaktigheten.

Avbøyning under boring er vanskeligere å eliminere, men kan reduseres ved valg av riktig borutstyr og arbeidstrykk. Erfaringer viser at tyngre borutstyr og saktere boring øker borenøyaktighet enn lett utstyr. Det er også utviklet spesielt borutstyr (borkroner, styrerør, mm) som gir god retningsstyring.

I uoppsprukket og homogent fjell med borhullsretning avvikende fra loddrett, vil boret bare påvirkes av gravitasjonen. Er fjellet lagdelt eller har slepper, vil boret dreies vinkelrett mot lagdelingen eller skrense.

A. LITTERATURLISTE

Kompendium i bergborning - Atlas Copco (1969).

Underground rock excavation, Know-how and equipment – Atlas Copco (1991).

Surface Drilling, Know-how and equipment – Atlas Copco (1989).

Håndbok i bergborning – AB Sandvik Rock Tools (1989).

Rock Excavation Handbook – Sandvik Tamrock (1999).

CMM, Undercutting technique – Wirth Maschinen (1994)

Mechanical Mining in Hard Rock, Robbins Mobile Miner – The Robbins Company (1992).

Prosjektrapport 12C-00 Steinbruddsdrift, Pallboring – NTNU Inst. for bygg- og anleggsteknikk (2000).

Prosjektrapport 1-81 Sjaktdrift – NTNU, Inst. for bygg- og anleggsteknikk (1981).

Projectreport 1F-00 The Boring Proses– NTNU, Dep. Of Building and Construction Engineering (2000).

<http://www.matrans.ch>

<http://www.herrenknecht.de>

<http://www.atlascopco.com/rde>

<http://www.eimco.sandvik.com>

<http://www.vab.sandvik.com>

Kompendium i anleggsteknikk

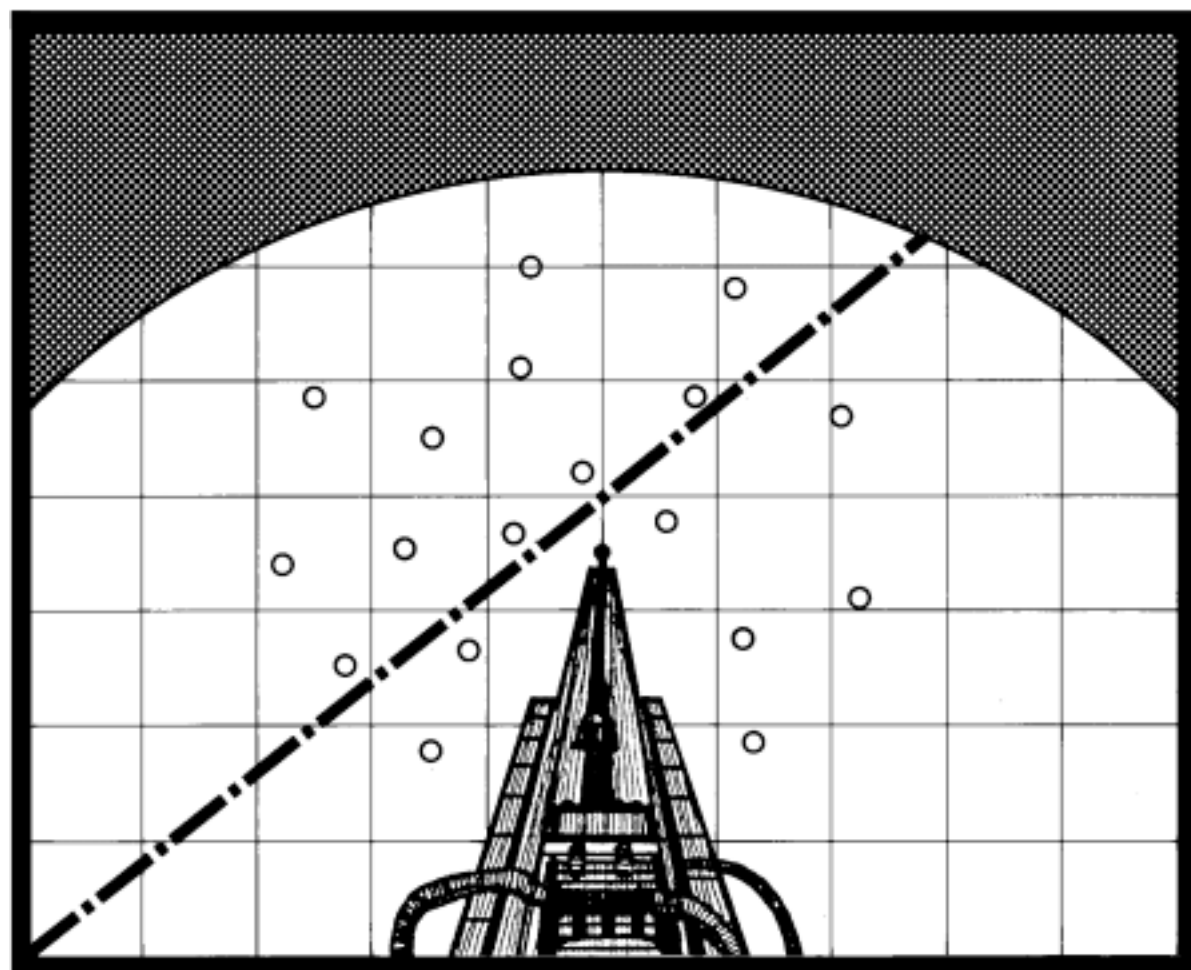
Fjellsprengningsteknikk

BORBARHET
Kapittel II.6

August 2013
Amund Bruland

Prosjektrapport anleggsdrift

13A-98



BORBARHET

Testmetoder



NTNU

Institutt for bygg-og anleggsteknikk

INNHOOLD

SIDE

	FORORD	1
0	GENERELT	3
	0.1 Prosjektrapporter om borbarhet	3
	0.2 Bakgrunn	4
1	BORBARHET	5
	1.1 Prøvetaking	5
	1.2 Borsynkindeksen DRI	6
	1.20 Generelt	6
	1.21 Fallprøven	6
	1.22 Sievers' miniatyrborforsøk	7
	1.23 Diagram for beregning av DRI	8
	1.24 Mini-DRI	9
	1.3 Borslitasjeindeksen BWI	11
	1.30 Generelt	11
	1.31 Slitasjeverdi AV	11
	1.32 Diagram for beregning av BWI	12
	1.4 Kutterlevetidsindeksen CLI	13
	1.5 Sliteevneparameteren VHNR	14
	1.6 Klassifisering av indekser	16
	APPENDIKS	
	A. Tidligere utgaver	17
	B. Samarbeidspartnere	18
	C. Laboratorietesting	19

BORBARHET Testmetoder Prosjektrapport 13A-98

Denne rapporten er en av tre rapporter om borbarhet av bergarter.

- 13A-98 BORBARHET Testmetoder**
- 13B-98 BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser
- 13C-98 BORBARHET Statistisk bearbeiding av testresultat
(under utarbeiding)

Sammen med de andre rapportene i prosjektrapportserien utgitt av Institutt for bygg- og anleggsteknikk, utgjør de et ajourført og systematisert materiale om fjellarbeider til bruk ved

- økonomisk dimensjonering
- valg av alternativ
- tidplanlegging
- kostnadsoverslag, anbudsregning, budsjettering og kostnadskontroll
- valg av drivemetode og utstyr.

Oppdatert liste over prosjektrapporter fås ved henvendelse til Institutt for bygg- og anleggsteknikk.

Borbarhetskatalogen foreligger også som digital database over testresultat (Excel-fil).

Rapporten er utarbeidet av Amund Bruland og er en del av hans doktor ingeniør-avhandling om fullprofilboring av tunneler. Rapporten inngår i avhandlingen som en nødvendig forutsetning for bruk og forståelse av prognosemodellen for fullprofilboring i hardt fjell.

Rapporten beskriver de metoder som brukes ved NTNU og SINTEF for testing av bergarters borbarhet og slitasjeegenskaper. Rapporten finnes også i engelsk utgave og blir utgitt i rapportserien ved Institutt for bygg- og anleggsteknikk pga. sammenhengen med de øvrige rapportene i serien.

FORORD

Rapporten er et resultat av et samarbeid mellom Institutt for geologi og bergteknikk, SINTEF Bergteknikk og Institutt for bygg- og anleggsteknikk.

Prosjektet er støttet økonomisk av våre samarbeidspartnere, se liste i Appendiks.

Ved referanse, registrering og liknende ber vi om følgende formulering:

NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 13A-98 BORBARHET
Testmetoder.

Ved kopiering fra rapporten skal kilde oppgis.

Trondheim, juli 1998

Odd Johannessen
professor

0.1 PROSJEKTRAPPORTER OM BORBARHET

13A-98

Borsynkindeksen DRI, borslitasjeindeksen BWI og kutterlevetidsindeksen CLI er indirekte mål for bergarters borbarhet.

Rapporten beskriver metodene for å bestemme DRI, BWI og CLI i laboratoriet. Testapparat og -prosedyrer beskrives ikke i detalj. Slik informasjon kan fås ved henvendelse til Institutt for geologi og bergteknikk eller Institutt for bygg- og anleggsteknikk ved NTNU.

Prosjektrapport 13A-98 er en videreføring og oppdatering av **Prosjektrapport 13A-94 BORBARHET Testmetoder**.

Appendiks A viser en oversikt over tidligere utgaver av rapporten.

Andre rapporter

Prosjektrapport 13B-98 BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser viser detaljerte prøveresultat fra ca. 2100 prøver. Rapporten oppdateres med jevne mellomrom, og finnes også som digital database.

I **Prosjektrapport 13C-98 BORBARHET Statistisk bearbeiding av testresultat** er det vist en del sammenstillinger og statistikk over prøveresultat. Bearbeidingen er gjort ved bruk av den digitale databasen BORBAR.

Sammenhengen mellom borbarhetsindekser og ytelse, kapasitet og kostnad for varierende borutstyr og drivemetode er vist i andre prosjektrapporter i serien fra Institutt for bygg- og anleggsteknikk.

Borbarhetskatalogen som digital database finnes foreløpig som en regneark-fil i EXCEL-format. Databasen er tilgjengelig for forskningsformål o.l. etter avtale. Den digitale databasen vil bli oppdatert betydelig oftere enn den trykte katalogen.

0.2 BAKGRUNN

Borsynkindeksen, kalt DRI (Drilling Rate Index), borslitasjeindeksen, BWI (Bit Wear Index), og kutterlevetidsindeksen, CLI (Cutter Life Index), bestemmes ved borbarhetstester i laboratoriet.

Ved fjellarbeider har borbarheten vesentlig betydning for

- tidforbruk og kostnader
- valg av drivemetode og utstyr.

DRI og BWI ble utviklet ved Geologisk institutt, NTH¹ i årene 1958 - 61 (Reidar Lien, Rolf Selmer-Olsen). Metoden ble utprøvd i praksis den neste tiårsperioden, deretter ble det foretatt mindre justeringer i beregningsmåten.

CLI ble utviklet ved Institutt for anleggsdrift, NTH² i perioden 1980 - 83.

Siden 1972 har Institutt for bygg- og anleggsteknikk foretatt systematiske registreringer av boring i tunneler og steinbrudd. Dataene er normalisert og sammenholdt med borbarhetsindeksene fra representative bergartsprøver. Resultatene er presentert i borsynkdiagram. De ulike rapportene i prosjektpakken viser aktuelle borsynkdiagram og hvordan en på dette grunnlag kan beregne kapasiteter og kostnader.

Registreringene viser at DRI og CLI gir et godt og reproduserbart mål for bergartenes borbarhet og sliteevne. BWI har vist seg å ha visse svakheter, bla. at DRI-verdien i stor grad påvirker BWI-verdien for en bergart (se kapittel 1.3 og figur 1.7). Vi er i gang med å erstatte BWI med VHNR, se kapittel 1.5.

Det er først når borbarhetsindeksene knyttes til ytelse gjennom borsynkdiagram og til kostnader ved varierende fjellforhold gjennom beregningsmodeller for borekapasitet og drivekostnader at indeksene får sin bruksverdi.

¹ Nåværende Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

² Nåværende Institutt for bygg- og anleggsteknikk, NTNU

1.1 PRØVETAKING

Det er viktig at prøvetaking for borbarhetstesting skjer på basis av en grundig ingeniørgeologisk kartlegging.

Nødvendig antall prøver for et anlegg er avhengig av variasjonen i bergartsegenskaper og bergartstype for det aktuelle området.

Det er viktig at de bergartsprøvene som undersøkes er representative, både med hensyn til petrografisk sammensetning og mekaniske egenskaper. Det er spesielt viktig at en unngår overflateforvitret materiale. Sprengsteinsblokker med riss etter sprengning og blokker som har vært sterkt spenningspåkjente bør også unngås.

For å oppnå pålitelige resultat for laboratorietestene, bør prøvene tas i form enkeltblokker eller av småblokker (minst 0,5 kg pr. blokk) på til sammen 15 - 20 kg for hvert prøvested. Dersom forsøkene må foretas på borkjernemateriale, bør en helst ha ca. 10 kg borkjerner og helst kjerner med diameter 32 mm eller større. Mindre prøvemengde kan også brukes, men det blir da anledning til færre parallelle sprøhetstall og dermed større usikkerhet i borbarhetsindeksene.

Dersom det er vanskelig eller kostbart å skaffe nok prøvemateriale til standard DRI-testing, kan det være et alternativ å foreta en Mini-DRI-test, se kapittel 1.24.

Hittil er det bare Ingeiørgeologisk Laboratorium ved NTNU/SINTEF som har utstyr for og lang erfaring med å bestemme DRI, BWI og CLI. Andre laboratorier planlegger å installere eller har i den senere tid installert utstyr for å kunne utføre de nødvendige testene.

Det tekniske universitetet i Helsinki har utviklet en modifisert DRI-test som er enklere å gjennomføre og krever mindre prøvemateriale. Nødvendig mengde er i størrelsesorden 25 cm borkjerne med diameter 32 mm.

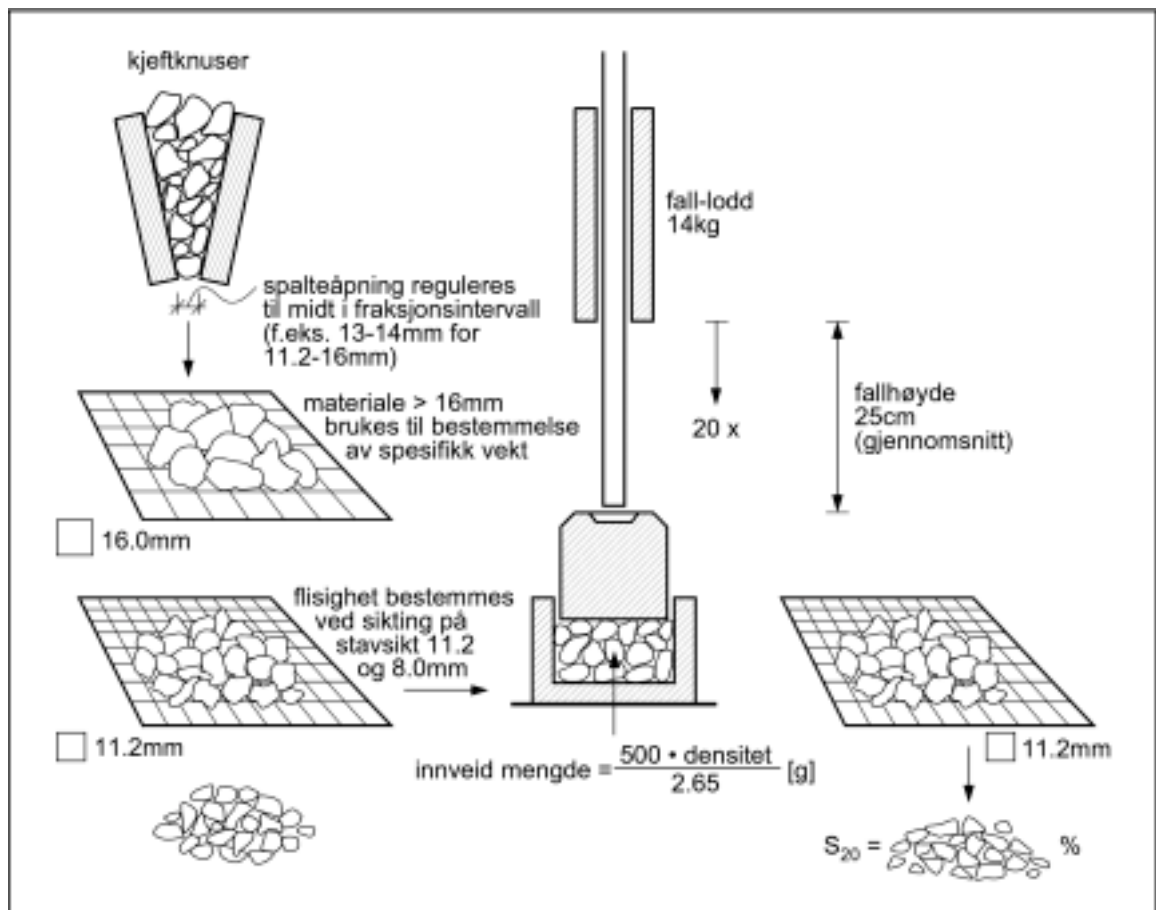
1.2 BORSYNKINDEKSEN DRI

1.20 Generelt

Borsynkindeksen beregnes ut fra resultatene av to laboratorietester, sprøhetstallet S_{20} og Sievers J-verdi SJ.

1.21 Fallprøven

Fallprøven gir et godt mål for bergarters motstandsevne mot nedknusing. Prøvemethoden ble utviklet i Sverige av N. von Matern og A. Hjelmér i 1943. Det finnes flere modifiserte utgaver av testen for ulike formål. Prinsippet for å finne sprøhetstallet S_{20} er vist under.

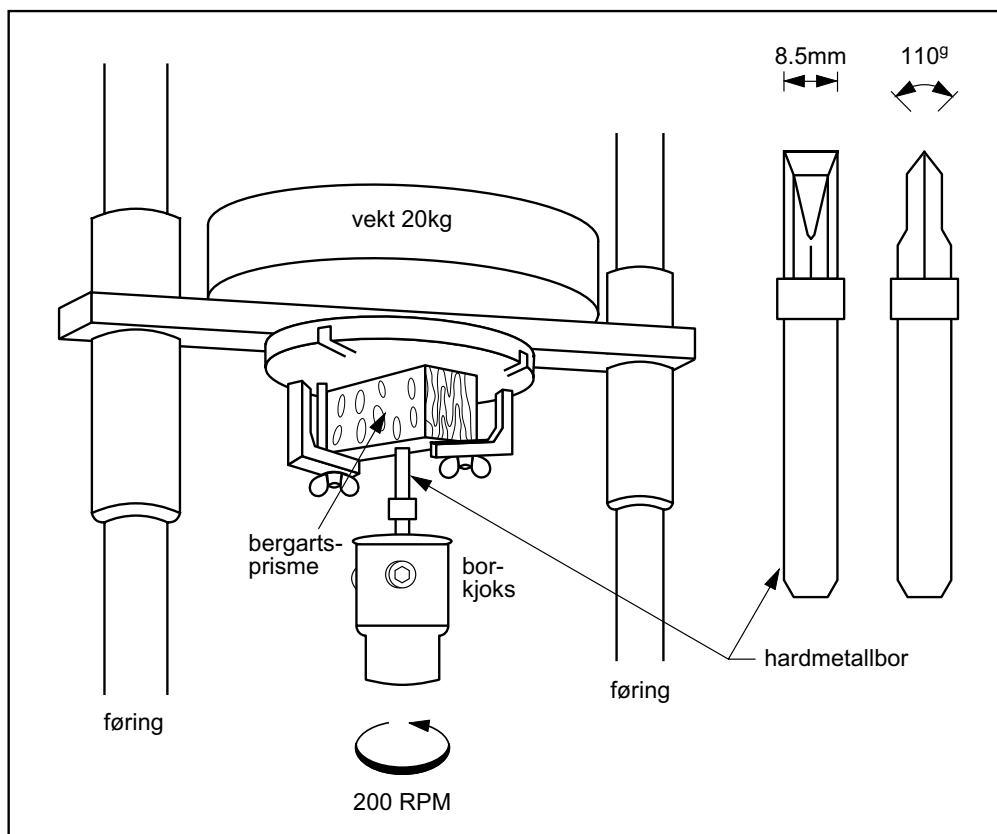


Figur 1.1 Prinsippskisse for fallprøven.

Prøvevolumet tilsvarer 500 g med densitet $2,65 \text{ g/cm}^3$ og er utsiktet i fraksjonen 16,0 - 11,2 mm. Sprøhetstallet S_{20} er vektprosent materiale som passerer 11,2 mm-siktet etter påkjenning av 20 slag i morteren, og bestemmes som middelverdi av 3 - 5 parallelle forsøk.

1.2.2 Sievers miniatyrborforsøk

Sievers miniatyrborforsøk gir et mål for bergartens overflatehardhet eller innpresingsmotstand. Testmetoden er utviklet av H. Sievers på 1950-tallet. Forsøket utføres på et tilsaget bergartsstykke og er vist prinsipielt i figur 1.2.



Figur 1.2 Prinsippskisse for måling av Sievers J-verdi.

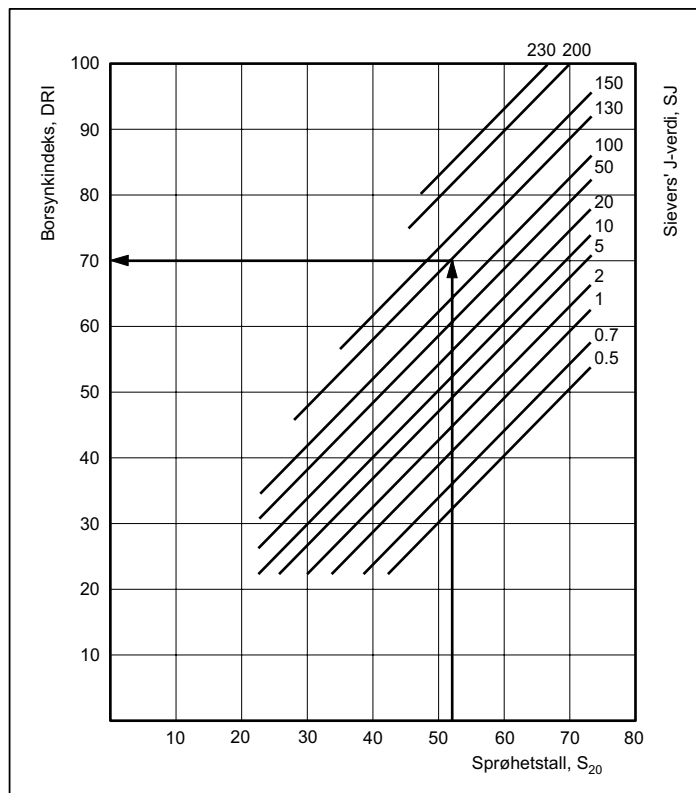
Sievers J-verdi er hulldybden målt i 1/10 mm etter 200 omdreininger av miniatyrboret. Verdien oppgis som middelverdi av 4 - 8 hull.

Prøvestykket tilsages orientert i forhold til en eventuell lagdeling i bergarten. Vanligvis brukes Sievers J-verdi oppnådd for boring parallelt lagdelingen ved beregning av borsynkindeksen. Dersom Sievers J-verdi ved boring normalt på lagdelingen er forskjellig, kan dette gi en indikasjon på at borsynken vil variere avhengig av boreretningen i forhold til lagdelingen.

1.2.3 Diagram for beregning av DRI

Figur 1.3 viser diagrammet som anvendes for beregning av borsynkindeksen DRI ut fra sprøhetstallet S_{20} og Sievers J-verdi SJ.

Borsynkindeksen kan oppfattes som bergartens sprøhetstall korrigert for overflatehardhet. For Sievers J-verdi $SJ = 10$, en verdi som er vanlig for f.eks. granitt, er DRI lik S_{20} .



Figur 1.3 Diagram for beregning av DRI.

1.24 Mini-DRI

I mange tilfelle er det vanskelig og kostbart å skaffe nok prøvemateriale til en full borbarhetstest. Det foregår for tiden forsøk ved NTNU/SINTEF for å modifisere standardtestene slik at borbarhetsegenskapene skal kunne testes selv med svært lite materiale tilgjengelig. Modifiseringen består i å skalere ned testapparatene for å kunne bruke mindre prøvevolum og en mindre kornfraksjon i de modifiserte testene enn i standardtestene.

Videre må det utføres et tilstrekkelig antall parallelltester for finne sammenhengen mellom de modifiserte testene og standardtesten.

Fallprøven

I den modifiserte testen er kornstørrelsen redusert fra fraksjon 11,2 - 16 mm til fraksjon 2 - 4 mm. Videre er prøvevekten redusert fra 500 g til 15 g (gjelder for bergarter med densitet $2,65 \text{ g/cm}^3$) vekten av morterlokket er redusert fra 4025 g til 115 g og vekten av fall-loddet er redusert fra 12 kg til 390 g. Høyde/bredde-forhold i prøvevolumet er beholdt. Andre testparametre er ikke endret.

Sievers miniatyrborforsøk

Nedskalering av denne testen består i å redusere diameteren på hardmetallboret fra 8,5 mm til 2,5 mm og vekten av overliggende lodd og prøveholder fra 20 kg til 5,9 kg. Andre testparametre er ikke endret.

Det er brukt flere varianter av prøvestykke: tilsaget bergartsstykke, bergartsfragmenter i sementmørtel, bergartsfragmenter i epoxy og bergartsfragmenter i gipsmørtel. Forsøkene med små bergartsfragmenter i en matriks har hittil ikke vært vellykket. Boring i tilsaget bergartsstykke og i bergartsfragmenter med $d \gg 2,5 \text{ mm}$ montert i en mørtel har vist seg å fungere godt.

Tilgjengelig prøvemateriale er som regel stort nok til at det kan utføres standard SJ-testing, som er å foretrekke. Den nedskalerte SJ-testen utvikles for å kunne finne bergartshardheten når det bare er tilgjengelig testmateriale som borkaks eller liknende.

Foreløpige resultat

Basert på et begrenset antall parallelle prøver, er resultatene lovende. Det er funnet middels til god korrelasjon mellom standardtestene og de modifiserte testene. For sprøhetstallet er korrelasjonen $R^2 = 0,8$ og for Sievers J-verdi er korrelasjonen $R^2 = 0,97$.

Det kan se ut som de nedskalerte testene er mer følsomme for kornstørrelse og lagdeling enn standardtestene, slik at nedskaleringsfaktoren kan variere med bla. bergart og kornstørrelse.

Borsynkindeksen Mini-DRI

Mini-DRI settes sammen av et beregnet sprøhetstall og standard SJ-verdi. Det beregnede sprøhetstallet skal tilsvare standard sprøhetstall, og finnes ved det normaliserte forholdet mellom nedskalert og standard sprøhetstall. Diagrammet i figur 1.3 for beregning av DRI brukes også for beregning av Mini-DRI.

De foreløpige resultatene viser at indeksen skiller godt mellom bergarters borbarhet. Men Mini-DRI må ennå anses som mer usikker enn standard DRI. Dette skyldes at antall parallelle prøver ennå er lavt.

Indeks basert på nedskalert sprøhetstall og nedskalert Sievers miniatyrbortest

Denne indeksen settes sammen av et beregnet sprøhetstall og en beregnet SJ-verdi, slik at diagrammet i figur 1.3 for beregning av DRI også brukes for beregning av denne indeksen.

De foreløpige resultatene viser at indeksen skiller godt mellom bergarters borbarhet. Indeksen må foreløpig anses som svært usikker. Det foregår bla. forsøk for å finne en godt egnet matriks å feste bergartsfragmentene i. Deretter må det kjøres et tilstrekkelig antall prøver for å finne sammenhengen mellom nedskalerte og standard tester.

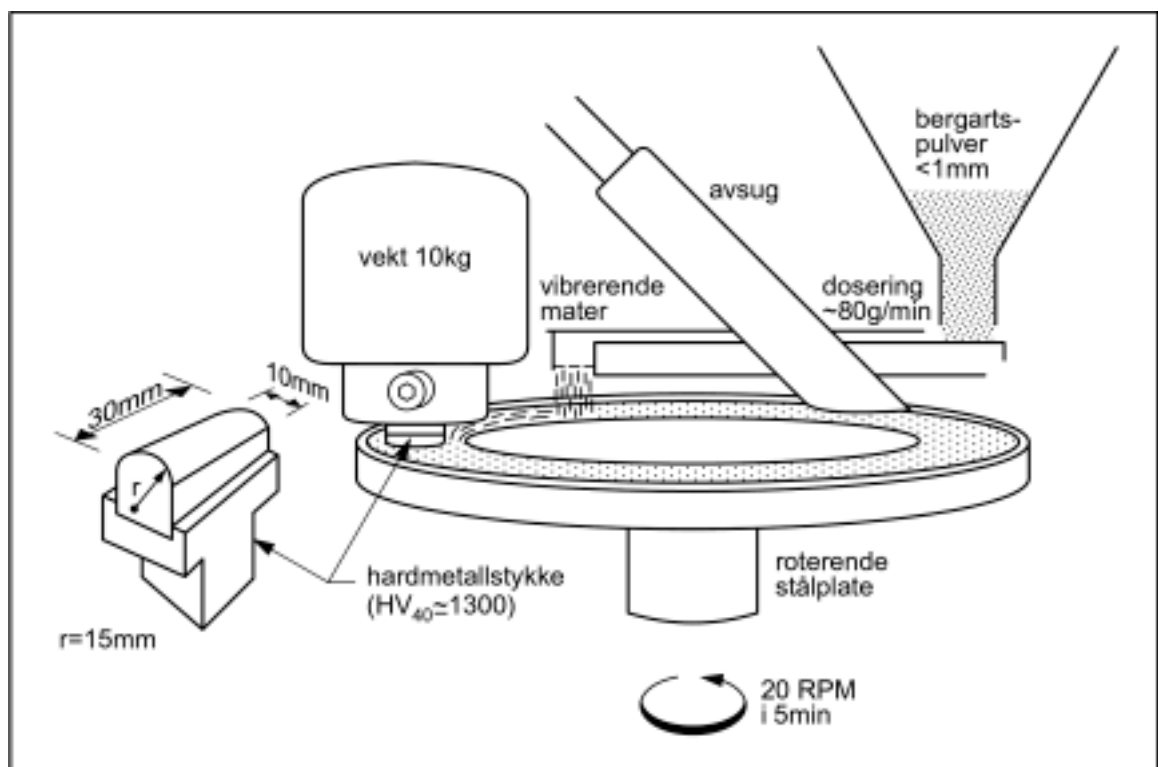
1.3 BORSLITASJEINDEKSEN BWI

1.30 Generelt

Borslitasjeindeksen BWI beregnes ut fra borsynkindeksen DRI og en målt slitasjeverdi AV.

1.31 Slitasjeverdi AV

Denne parameteren gir et mål for slitasjen fra nedknust bergartsmateriale på et hardmetallstykke. Testmetoden er utviklet ved Geologisk institutt, NTH¹ i årene 1958 - 61 (Reidar Lien, Rolf Selmer-Olsen). Prinsippet for slitasjetesten er vist i figur 1.6.



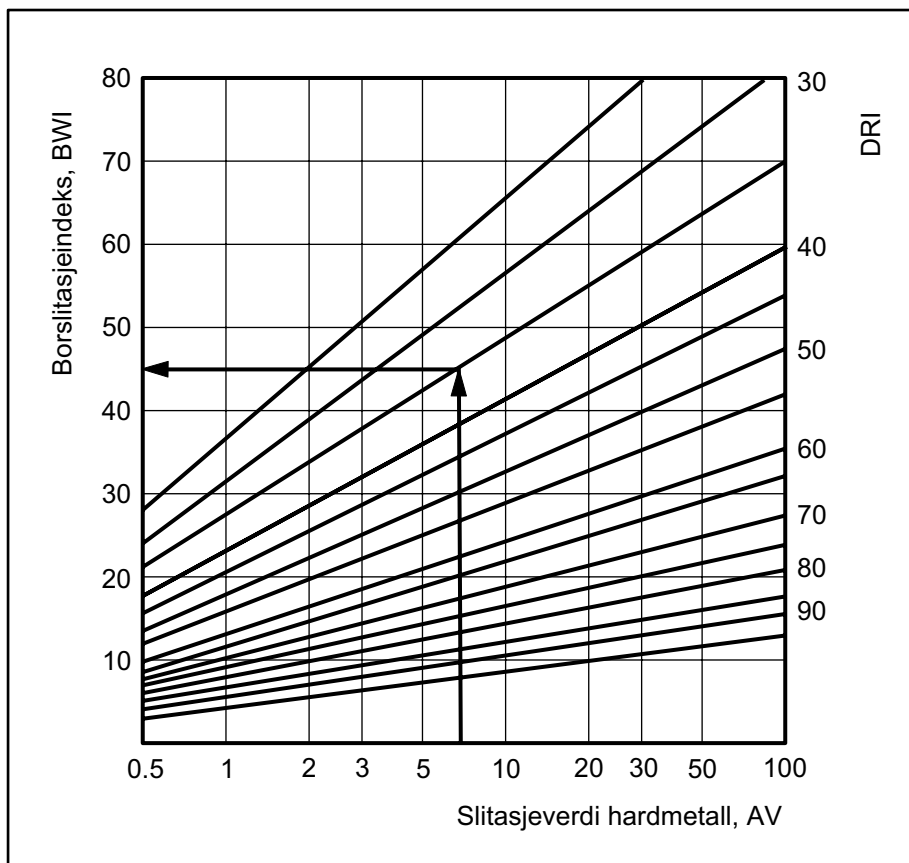
Figur 1.6 Prinsippkisse for måling av slitasjeverdi.

¹ Nåværende Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU

Nedknust bergartsmateriale mindre enn 1 mm mates under det belastede hardmetallstykket. Slitasjeverdien AV er lik hardmetallstykkets vekttap i mg etter 100 omdreininger av ståltallerkenen (5 minutt rotasjonstid).

1.32 Diagram for beregning av BWI

Figur 1.7 viser diagrammet som anvendes for beregning av borslitasjeindeksen BWI ut fra borsynkindeksen DRI og slitasjeverdien AV. Borslitasjeindeksen BWI nyttes som grunnlag for å bestemme levetid på borkroner, borruller, etc. BWI uttrykker levetid i bormeter eller utboret volum.



Figur 1.7 Diagram for beregning av BWI.

1.4 KUTTERLEVETIDSINDEKSEN CLI

Kutterlevetidsindeksen CLI beregnes ut fra Sievers J-verdi og slitasjeverdien AVS. CLI gir uttrykk for levetid i bortimer for kutterringer av stål ved fullprofilboring.

Slitasjeverdien AVS måles etter samme prinsipp som slitasjeverdien AV. Forskjellen ligger i at det brukes et prøvestykke av stål fra en ubrukt kutterring. Rotasjonstiden er 1 minutt, dvs. 20 omdreininger.

Sievers J-verdi og slitasjeverdien AVS uttrykker CLI vha. formelen

$$CLI = 13,84 \cdot \left(\frac{SJ}{AVS} \right)^{0,3847}$$

CLI er basert på normalisering av oppnådd levetid for ennings kuttere av stål mot testede bergartsparametre.

1.5 SLITEEVNEPARAMETEREN VHNR

Bergartens mineralsammensetning er med på å bestemme den "effektive" tidsavhengige sliteevnen nedknust bergartspulver har på borverktøy. Dette danner grunnlaget for utvikling av nye levetidsparametre for borkroner og kutterringer.

Bergartens mineralinnhold kan måles på flere måter. Mikroskopering av tynnslip og røntgendiffraksjon (XRD) av bergartspulver er vanlige metoder.

Som mål for det enkelte minerals sliteevne, benyttes Vickers hardhet (VHN, Vickers Hardness Number) for mineralet. Mineralhardheten settes sammen til et hardhetstall for bergarten (VHNR, Vickers Hardness Number Rock) etter de ulike mineralers prosentvise andel i bergarten. Beregning av VHNR for en gneis er vist under.

Mineral	Andel, %	Mineralhardhet, VHN	Andel samlet hardhet
Kvarts	30	1060	318
Plagioklas	63	800	504
Amfibol	2	600	12
Biotitt	5	110	6
Samlet hardhet, VHNR			840

Tabell 1.4 Eksempel på beregning av VHNR.

VHNR ser ut til å gi bedre sammenheng med levetid for borkroner enn indeksene DRI og BWI. Institutt for bygg- og anleggsteknikk er i gang med utvikling av nye sammenhenger for levetid av borstål, men tallmaterialet er ennå for lite til å gi sikre forløp for levetid som funksjon av VHNR for alle typer borkroner. For konvensjonell tunneldrift er levetid for borkroner som funksjon av VHNR vist i **Prosjektrapport 2B-95 TUNNELDRIFT Prognoser konvensjonell drift**.

Mineral	VHN [kg/mm ²]
korund	2300
kvarts	1060
granat	1060
olivin	980
hematitt	925
svovelkis (pyritt)	800
plagioklas	800
diopsid (klinopyroksen)	800
magnetitt	730
orthoklas (kalifeltspat)	730
augitt (klinopyroksen)	640
ilmenitt	625
hypersten (orthopyroksen)	600
hornblende (amfibol)	600
kromitt	600
apatitt	550
dolomitt	365
magnetkis (pyrrhotitt)	310
flusspat (fluoritt)	265
pentlanditt	220
sinkblende (sphaleritt)	200
kopperkis (chalcopyritt)	195
serpentin	175
anhydritt	160
kalkspat (kalsitt)	125
biotitt	110
blyglans	85
kopperglans (chalcositt)	65
kloritt	50
gips	50
talk	20
halitt (steinsalt, koksalt)	17
sylvin (kaliumklorid)	10

Tabell 1.5 Vickers hardhet VHN for vanlige mineraler.

Etter P. Salminen og R. Viitala 1985, A. Lislrud 1997.

1.6 KLASSIFISERING AV INDEKSER

Med bakgrunn i den opprinnelige inndelingen i kategorier gjort av Lien og Selmer-Olsen på 1960-tallet, og de over 2000 prøvene som senere er testet i laboratoriet, anbefales følgende intervall for kategoriene:

Kategori	DRI	BWI	CLI
Ekstremt lav	- 25	- 10	< 5
Meget lav	26 - 32	11 - 20	5,0 - 5,9
Lav	33 - 42	21 - 30	6,0 - 7,9
Middels	43 - 57	31 - 44	8,0 - 14,9
Høy	58 - 69	45 - 55	15,0 - 34
Meget høy	70 - 82	56 - 69	35 - 74
Ekstremt høy	82 -	70 -	≥ 75

Inndelingen tar hensyn til fordelingen av testresultatene i databasen. Denne inndelingen er gjort etter følgende forutsetninger:

Kategori	Kumulativ %-andel av totalt antall prøver
Ekstremt lav	0 - 5
Meget lav	5 - 15
Lav	15 - 35
Middels	35 - 65
Høy	65 - 85
Meget høy	85 - 95
Ekstremt høy	95 - 100

Videre er det tatt hensyn til at databasen trolig ikke er fullt ut representativ for den samlede bergmassen. Ved prøvetaking er det mer interessant å teste prøver med antatt dårlig borbarhet eller høy sliteevne enn prøver med god borbarhet eller lav sliteevne, siden de sistnevnte sjelden representerer en kostnadmessig utfordring. De anbefalte intervallgrensene for kategoriene er derfor skjøvet mot de opprinnelige grensene for klassifisering av DRI og BWI gjort av Lien og Selmer-Olsen.

A. TIDLIGERE UTGAVER

Tidligere utgaver av Borbarhetsrapporten med prosjektgrupper:

- 6-75 BORSYNKINDEKS DRI
(norsk utgave)
Bjørn Kielland
Halvdan Ousdal
O. Torgeir Blindheim
Odd Johannessen
- 8-79 BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser
(norsk og engelsk utgave)
O. Torgeir Blindheim
Erik Dahl Johansen
Arne Lislerud
Odd Johannessen
- 4-88 BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser
(norsk utgave)
Amund Bruland
Sigurd Eriksen
Astrid M. Myran
Rune Rake
Odd Johannessen
- 13-90 BORBARHET Katalog over borbarhetsindekser
(norsk og engelsk utgave)
Amund Bruland
Sigurd Eriksen
Astrid M. Myran
Odd Johannessen

B. SAMARBEIDSPARTNERE

Følgende eksterne samarbeidspartnere har støttet prosjektet økonomisk:

- Statkraft Anlegg AS
- Statens vegvesen Vegdirektoratet
- Statsbygg
- Scandinavian Rock Group AS
- NCC Eeg-Henriksen Anlegg AS
- Veidekke ASA
- Andersen Mek. Verksted AS
- DYNO Nobel
- Atlas Copco Rock Drills AB
- Tamrock OY
- Norges forskningsråd

C. LABORORIETESTING

Ved testing, må prøver som ønskes undersøkt merkes omhyggelig og sendes til

Ingeniørgeologisk Laboratorium
SINTEF Bergteknikk
7034 Trondheim

Det må gis utførlige opplysninger om

- prøvested
- hvilket prosjekt det gjelder
- aktuelle data knyttet til prøvene, f.eks. målt netto borsynk, borslitasje osv.
- hvilke labororientester som ønskes utført.

Opplysningene vil om ønskelig være konfidensielle.

Undersøkelse av en bergartsprøve mht. DRI, BWI, CLI og kvartsinnhold (DTA, differensialtermisk analyse) koster i dag (1998) kr 7600 for en enkeltprøve. For større serier kan det avtales pris på forhånd. De samme kostnader gjelder for tiden for Mini-DRI.

For å få best mulig oversikt over bergartens slitasjeevne på borkroner eller kuttere, anbefaler vi at det også utføres mineralanalyse av bergartsprøven. Ingeniørgeologisk laboratorium utfører semikvantitativ mineralanalyse vha. XRD (X-Ray Diffraction) for å mengdebestemme bergartens mineraler. Denne testen koster i dag (1998) kr 2000 inkludert tolkning.

Kontaktpersoner

SINTEF Bergteknikk

Filip Dahl	e-post	Filip.E.Dahl@civil.sintef.no	tlf	73 59 48 35
Torill Sørlokk	e-post	Torill.Sorlokk@civil.sintef.no	faks	73 59 47 78

Institutt for bygg- og anleggsteknikk

Amund Bruland	e-post	amund.bruland@bygg.ntnu.no	tlf	73 59 47 37
			faks	73 59 70 21

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

BRUK AV UNDERGRUNNEN

Kapittel III.1

August 2013
Amund Bruland

	Side
1. UNDERGRUNNSANLEGG	1
1.0 Generelt	1
1.1 Tunneler og bergrom	2
1.11 Kraftverk	2
1.12 Trafikkanlegg	2
1.13 Vann og kloakk	4
1.14 Andre anlegg	5
2. ORGANISERING OG OPPLEGG	8
2.1 Salverunden	8
2.2 Organisering av driften	10
2.20 Generelt	10
2.21 Rytmask drift	10
2.22 Flytende drift	11
2.23 Skiftrytmisk drift	11
2.3 Avlønningsform	12
2.4 Oppdelt drift	13
2.40 Generelt	13
2.41 Driving av 140 m ² tunnel	14
2.42 Driving av 390 m ² tunnel	15
2.43 Sprengning av haller	15
3. TILRIGGING	19
3.0 Generelt	19

1.0 GENERELT

Norge hører med til de store nasjoner når det gjelder tunneler i fjell. I løpet av tiårsperioden 1960 - 70 f.eks, var det bare fire land som sprengte flere meter tunnel enn vi gjorde. Regnet pr. innbygger drev vi omtrent ti ganger så mange meter som neste nasjon. Etter at utbyggingen av vannkraft har kuliminert, har vi fått sterk økning i byggingen av vegtunneler.

Det er vår omfattende kraftutbygging som har gitt oss denne plass blant tunnelbyggere i verden. Når det gjelder bruk av tunneler og bergrom i byer og tettbygde strøk, ligger vi på ingen måte i fremste rekke. Internasjonalt arbeides det for i større utstrekning å ta i bruk undergrunnen til stadig flere funksjoner i store befolkningskonsentrasjoner. Fra et natur-, miljø- og ressurssynspunkt er det viktig å begrense inngrepene over jord.

Kjennskap til dagens tunnelteknikk er av betydning langt utover tunnelbyggernes rekker. Politikere, planleggere og andre som er med på å forme den framtidige utvikling, bør ha kjennskap til muligheter og begrensninger innen tunnelteknikken.

Den økte anvendelse av tunneler, og i denne sammenheng forstås alle tunneler og rom under overflaten, har utløst en betydelig aktivitet på forsknings- og utviklingssiden. Det gjelder den grunnleggende bergmekanikk, anvendt ingeniørgeologi, og det gjelder undersøkelsesmetoder. Planleggerne trenger stadig sikrere grunnlag for å forhåndsbedømme hvordan fjellet vil reagere på stadig større og mer kompliserte inngrep. Den tendens som kan spores til å utnytte fjellet omkring det utsprengte rommet som byggemateriale, krever også mer viten.

Den grunnleggende filosofi bak den norske ingeniørgeologiske skole er at fjellet i Norge gjennomgående er velegnet til anlegg i fjell. Det vil si at det gir stabile fjellrom uten omfattende sikringstiltak. Enkelte avgrensede fenomen som stort bergtrykk, knusnings- og forkastningssoner, svelleleire og vanninnbrudd skaper problem som må møtes med individuelle sikringstiltak, eller aller helst unngås ved at de identifiseres på forhånd og planer om mulig endres.

Det er viktig å ha klart for seg at vår tunneltradisjon er knyttet til det som internasjonalt betegnes som "hard rock". Det vil si på den ene side si fjell som er krevende å bore, sprengte og laste på grunn av slitasje- og fasthetsegenskapene, men som på den andre side stort sett gir tunneler som er stabile uten utstøping.

1.1 TUNNELER OG BERGROM

1.11 Kraftverk

Det er som nevnt utbyggingen av våre vannkraftverk som i første rekke har ført til den rivende utvikling av tunnelteknikken her i landet. Etterhvert som vi har mestret stadig mer krevende tunnelarbeid, har dette i neste omgang virket tilbake og endret karakteren av våre vannkraftverkanlegg. Nedslagsfelt og fallhøyde konsentreres i stadig større utstrekning til få, store produksjonsenheter.

Rana kraftverk er et typisk eksempel i så måte. Et tunnelsystem med samlet lengde på ca. 100 km samler opp avløpet fra et vidstrakt, høytliggende nedslagsfelt som før hadde sin avrenning i ett utall bekker og elver fra Saltfjellet i nord til Korgen i sør. Hele fallhøyden på 500 m ned til havets overflate, utnyttes i en stasjon (500 Megawatt). Magasinene til kraftverket kan romme halvannet års tilsig. Figur 1.1 viser generalplan for Rana kraftanlegg.

Råsprengte trykksjakter er et eksempel på en dristig utnyttelse av fjellet. Mens de tradisjonelle trykksjaktene ble foret med innstøpte stålrør, tar fjellet direkte belastningene opp til fallhøyder på 1000 m.

Neste utviklingstrinn i denne sammenheng er at sjaktene sløyfes, og tilløpstunnelen føres direkte fram til maskinsal med et fall som tillater ordinær tunneldrift. Trykkstigninger som oppstår ved plutselige avslag av turbinene, tas opp i et trykk-kammer i fjell.

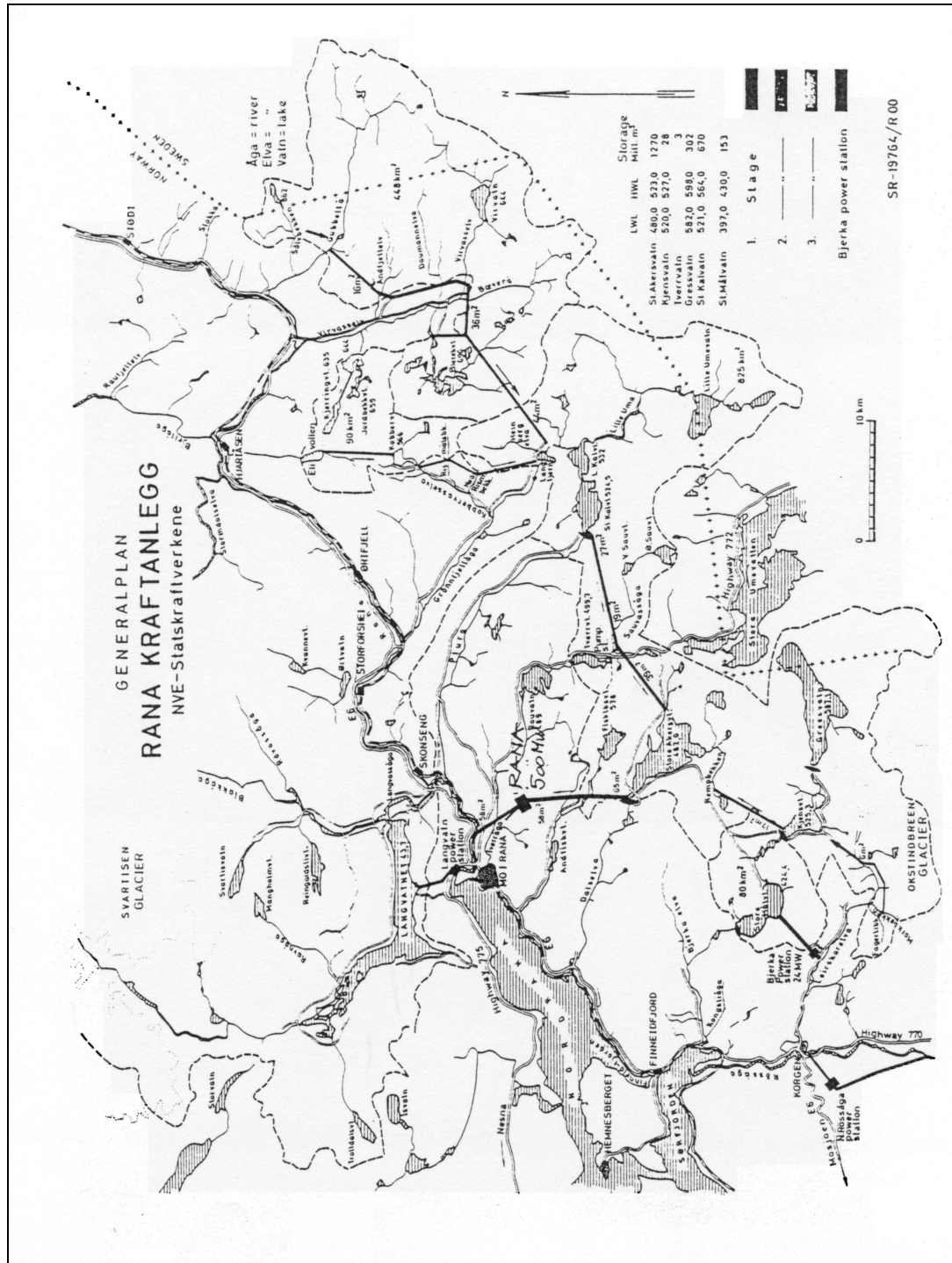
1.12 Trafikkanlegg

Trafikken stiller stadig større krav til vegenes sikkerhet, stigningsforhold og kurvatur. Med våre topografiske forhold fører dette til flere og lengre vegtunneler.

Vegtunnelene er vesensforskjellige fra vanntunnelene, idet den råsprengte tunnel bare er første steg mot den ferdige vegforbindelse. Sikring av fjell, grøfter, vegbane, belysning og ofte ventilasjonsanlegg hører til det ferdige produkt. Kombinasjonen av vann og frost representerer et betydelig problem i våre vegtunneler. Det krever særlige tiltak. Varslings- og overvåkingsanlegg kan være aktuelt i kombinasjon med ordinær vann- og frostsikring.

1. UNDERGRUNNSANLEGG

1.1 Tunneler og bergrom



Figur 1.1 Generalplan for Rana kraftanlegg.

Selve tunneldrivingen utgjør en vesentlig mindre del av totalkostnadene ved veg- enn ved vanntunneler. Dette forhold forsterkes ytterligere når vedlikeholdet også bringes inn i bildet. Drivingen må derfor i større utstrekning innordnes i helheten, og vurderes ut fra totaløkonomien.

Fjordkryssinger i tunnel har blitt utbredt i Norge. Siden 1980 er det drevet 18 (2001) undersjøiske vegtunneler. Den hittil dypeste er Hitratunnelen mellom Jøstenøya og Hemnskjel. Den 5600 m lange tunnelen har tre felt og går 265 m under havoverflata.

Det er flere faktorer som er spesielle for undersjøiske tunneler:

- Forundersøkelser. Området der det forventes å være dårligst fjell, dyprenna, er utilgjengelig for vanlig kartlegging. Seismiske undersøkelser må benyttes.
- Det må sonderbores og ofte forinjiseres under driving.
- Stigning og overdekking. Ved stigning 1:10 utgjør en meter overdekking 20 m tunnel. Stor stigning medfører stort ventilasjonsbehov grunnet transportarbeid.
- Lekkasjevannet er ofte salt. Korrosjon på utstyret kan være betydelig.

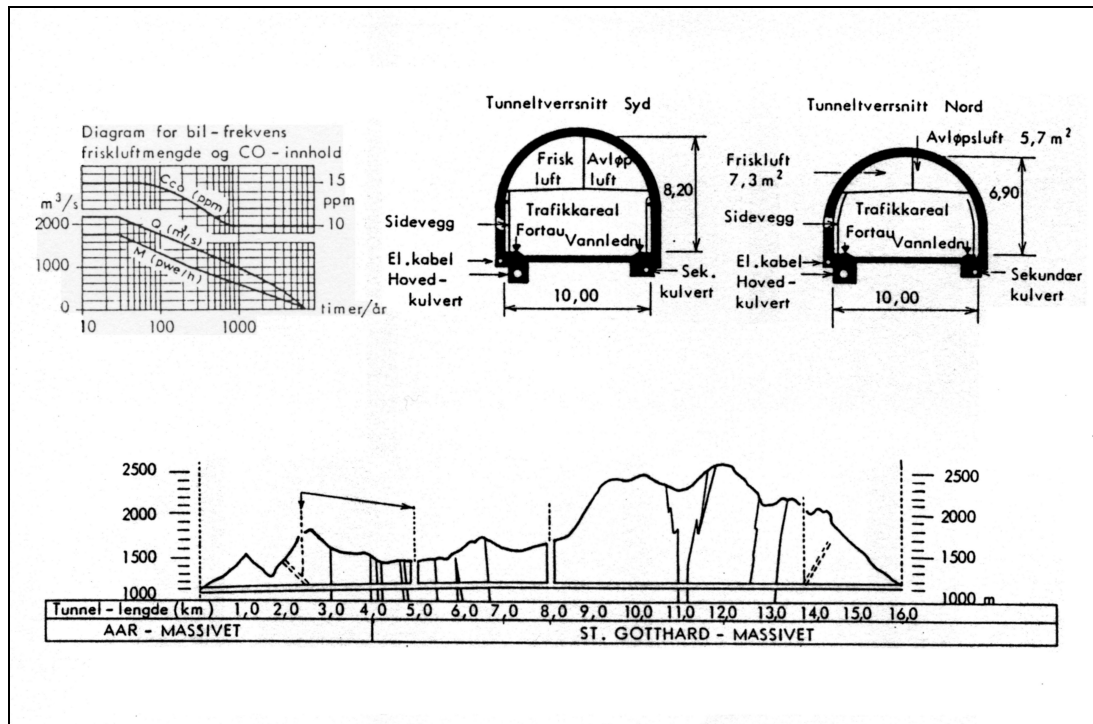
I Norge er den lengste vegtunnelen Lærdalstunnelen på 24,5 km, mellom Aurland og Lærdal som en del av stamvegen mellom Oslo og Bergen. Denne tunnelen er verdens lengste vegtunnel.

Verdens lengste vegtunnel var inntil november 2000 den 16 km lange tunnelen gjennom St. Gotthardt i Alpene. Figur 1.2 viser hva som kreves av et komplett transportanlegg i fjell.

Det er vedtatt kraftig opprusting av jernbanen, der de mest trafikkerte jernbanestrekningene skal bygges om til høyhastighetsbane. I denne forbindelse vil det bli bygget mange nye jernbanetunneler. I forbindelse med hovedflyplass på Gardermoen, ble den 13,9 km lange Romeriksporten med tverrsnitt på 105 m² bygd.

1.13 Vann og kloakk

Krav til vannkvalitet og rensing av kloakk vil føre til en økning av vann- og kloakk-tunneler i årene framover. Vann- og kloakktunneler har ofte små tverrsnitt.



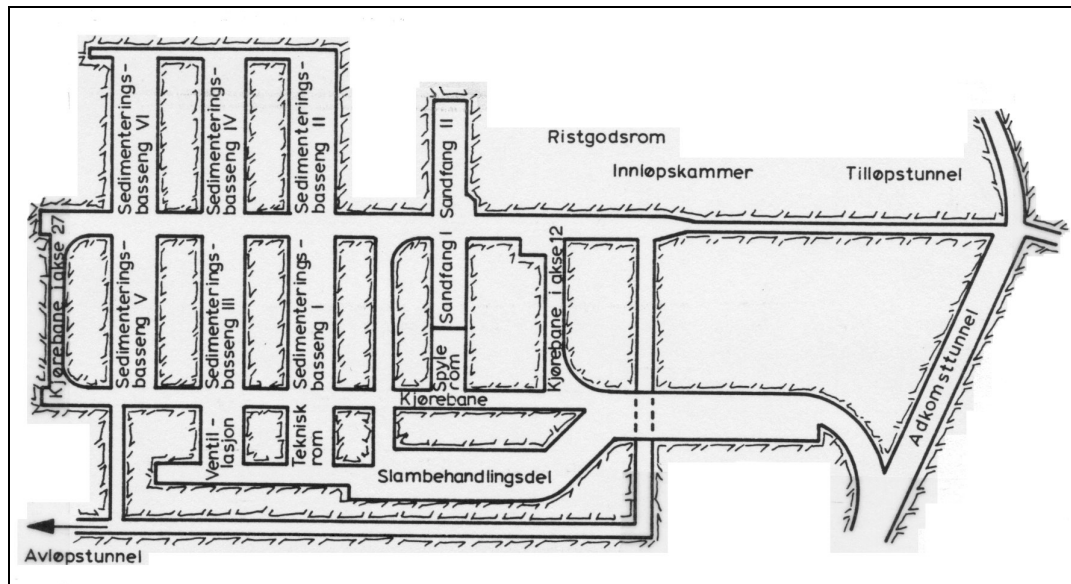
Figur 1.2 Vegtunnel gjennom St. Gotthardt.

Tunneler som skal føre spillvann har ofte liten overdekning, noe som byr på spesielle problem ved konvensjonell tunneldrift. Dette er derfor et potensielt marked for fullprofilmaskiner. I tillegg til overføringstunnelene, legges renseanleggene i fjell. Figur 1.3 viser renseanlegget ved Lillestrøm som er lagt i fjell. Renseanlegget renser kloakk fra store deler av Romerike.

1.14 Andre anlegg

I de største byene legges gjerne lagerhaller i fjell. Industrianlegg er unntaksvis lagt under dagen, men det er ennå mye som gjenstår før arbeidsplasser i fjell føles like attraktive som i dagen.

Grus, pukk og malm lagres ofte frostsikkert i siloer sprengt i fjell. Fryselagre bygges også i fjell.



Figur 1.3 Renseanlegg i fjell ved Lillestrøm.

Det er i Norge bygget flere store fjellhaller for lagring av olje og gass.

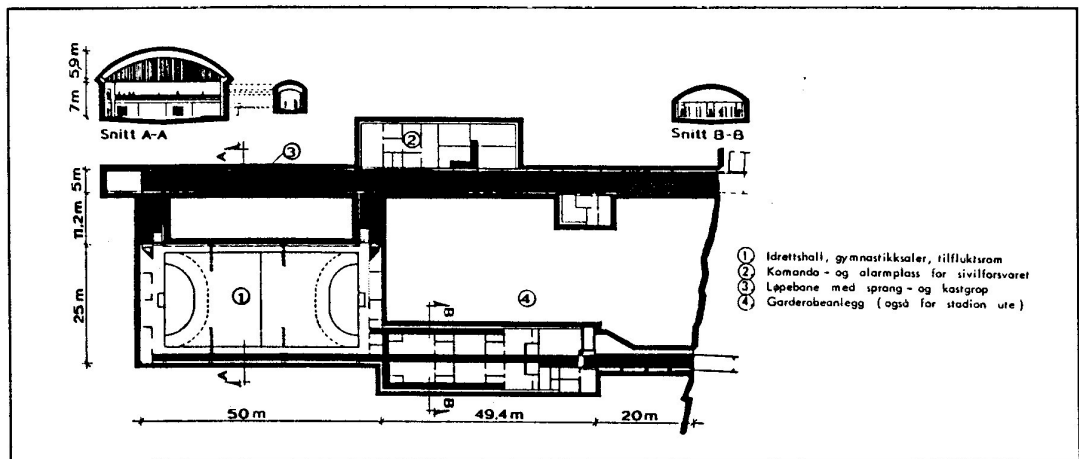
Ellers plasseres naturlig nok forsvarsanlegg av alle slag under dagen.

Oddahallen er et interessant fjellanlegg der en rekke bruksområder er kombinert. Den dekker stedets behov for

- tilfluktsrom
- kommandoplass og alarmplass for Sivilforsvaret
- idrettshall
- innendørs løpebane (100 m) med kastegrop
- garderobeanlegg for idrettsstadion.

Denne måten å utnytte beredskapstiltak på i fredstid, bør være et eksempel til etterfølgelse også for andre. Figur 1.4 viser utsnitt fra Oddahallen.

Gjøvikhallen som er verdens største publikumshall med et spenn på 61 m, er et annet eksempel på bygging av haller i fjell.



Figur 1.4 Oddahallen.

Omkring 600 tunnelutslag under vann er blitt sprengt i Norge i løpet av de siste 100 årene. I de fleste tilfelle i forbindelse med vannkraftutbygging - for å få en bedre utnyttelse av vannmagasin ved nedtapping under naturlig vannstand.

Vanddybden har variert fra noen få meter til 120 m ved Fossvatn (Kobbeltvannanleggene, 1987). I forbindelse med ilandføringen av gass fra Trollfeltet i Nordsjøen, ble det sprengt 3 utslag på 160 - 170 m dyp. Ved eventuelle framtidige fjordkryssinger ved rørbruer, må det også foretas utslag under vann.

Det har vært eksportert norsk tunnelteknologi, men i beskjedent omfang. Det Norge har å tilby på tunnelteknologisiden er en pakke inneholdende en kombinasjon av følgende faktorer:

- norsk tunnelteknikk
- høy produktivitet (høyest i verden)
- lav bemanning
- desentralisert organisering
- høy mekaniseringsgrad
- sikringsfilosofi (minst mulig sikring).

Det er kombinasjonen av alle disse faktorene som best kan eksporteres.

2.1 SALVERUNDEN

Professor Anton Brandtzæg har i sine forelesninger (ca. 1960) gitt en levende beskrivelse av arbeidet i en tunnel. Fritt gjengitt lyder hans skildring av salverunden:

"Detonasjon, fyringen av salven, er den sentrale begivenhet ved alt tunnelarbeid. Det er den som direkte frambringer resultatet av all innsats av mannskap og materiell ved stoff og utenfor, det resultat at sprengningsfronten - stoffen - flyttes et stykke framover i driftsretningen. Det er produktet av alle mangfoldige produktfaktorer som oppofres gjennom og for tunneldriften. Størrelsen av produktet måles entydig ved lengden av den strekning stoffen rykker fram ved salven - inndriften.

Samtidig kompliserer nettopp avfyringen av salven arbeidsdriften. Sprengning er nå en gang en destruktiv prosess. Og hovedarbeidet med salverunden foregår umiddelbart bak stoffen. Der må alle maskiner og annet som trengs for arbeidet, være for hånden. Trykkluft, vann og ventilasjonsluft må være ført fram. Lyset er oftest sparsomt og absorberes av de mørke fjellflatene, og enda sparsommere er gjerne plassen. Det må derfor være en fast orden i tingene ved stoffen om arbeidet skal gå greit.

Men denne vanskelige og krevende arbeidsplassen, den raseres hver gang salven går. Istedet for en velinnrettet arbeidsplass får en et rom fylt med støv og giftig røyk, med en rykende steinrøys innerst, med stein kastet langt bakover tunnelsålen, og med løssprengt fjell ennå hengende i tak og vegger klart til å falle ned uten varsel.

Selvsagt må alt materiell fjernes fra stoffen før dette skjer - kortere eller lengre etter hvor verdifullt og lettskadd den enkelte ting er. Og like selvsagt - ingen kan nærme seg stoffen etter salven før forholdene er bedret noe. Først må ventilasjonen drive røyken så mye utover at en kan oppholde seg uten fare og kan se noe ved stoff. Hvor lang ventilasjonstid som er nødvendig, avhenger av hvor effektiv ventilasjonen er. Kan denne tiden nyttes til spisetid eller plasseres ved skiftbytte, er det gunstig, men ofte er dette ikke mulig.

Det første som må gjøres når de kommer til stoffen, er å renske ned alt løst fjell i tak og vegger - også det som kan løsne utenfor selve salveområdet. Så kan man komme med redskap, laste opp eller samle til røys stein som er kastet utover, og deretter begynne utlasting av selve røysa. Den må spyles med vann for å slå ned sprenggasser som er innesluttet i steinmassene og støv som hvirvles opp under lasting.

Når lastingen er ferdig og stoffen rein, begynner boring av ny salve. Trykkluft og vann kobles til, og lys rigges opp. Samtidig merkes hullplasseringen opp på stoffen. Så kan boringen komme i gang. Ladingen begynner ofte mens boringen ennå går så langt gjeldene bestemmelser tillater.

Når alle hull er ladet, tennerne koblet, strømkretsen sjekket, og alt utstyr flyttet ut av fareområdet ved stoff, tennes salven. Dermed er en salverunde gjennomløpt. Og går alt som det skal, følger runde etter runde til gjennomslag er nådd.

Men helt uten avbrudd går arbeidet sjelden, og går det riktig ille, kan driften bli særlig uregelmessig og dermed særdeles kostbar.

Større endringer i fjellets sprengbarhet kan føre til forstyrrelser i den jevne drift inntil nødvendig omstilling er foretatt.

Bergtrykket kan bli så stort at det er nødvendig med bolting helt fram til stoff. Det kan bli rutine, men det krever tid og penger.

Der tunneltraseen skjærer knusnings- eller forkastningssoner, får en ofte alvorlige driftsavbrudd dersom disse må sikres med sprøytebetong eller støpes ut.

Vanninnbrudd skjer også med mellomrom. De kan være alvorlige - ofte må fjellet tettes med injeksjon før salvene sprenges.

I mange tilfelle ligger hovedårsaken til heft i tunnelarbeidet på det tekniske og organisatoriske plan. Det kompleks av maskiner, utstyr og forsyninger som skal til, gir mange muligheter for svikt, både tekniske og menneskelige. En i og for seg liten feil eller forglemmelse kan føre til at arbeidsrutinen går i stykker."

Det har skjedd mye innen tunneldrift siden 1960, men prinsippene er de samme, i alle fall innenfor konvensjonell drift. Det tekniske utstyret og metodene er stadig forbedret, ikke minst har det skjedd en betydelig og nødvendig forbedring innen arbeidsmiljø og sikkerhet.

Fullprofilboring har kommet som alternativ drivemetode, uten salvesyklusen beskrevet over, men også her er driften syklisk med boring, verktøybytte, boring,

verktøybytte. Fullprofilboring har også utvidet grensene for hvilke grunnforhold det kan drives tunnel gjennom. Løsmassetunneler under grunnvannstanden er i dag vanlig brukt ved framføring av infrastruktur i tettbygd strøk.

2.2 ORGANISERING AV DRIFTEN

2.20 Generelt

Lovbestemt arbeidstid for tunnelarbeid er for tiden (2002) 33,6 h/uke i gjennomsnitt. Det arbeides som regel to skift med 7,5 h/dag fem dager i uka (37,5 h/uke).

Nordsjøordningen er en annen vanlig arbeidsordning, spesielt på avsidesliggende anlegg. Det arbeides 10 h/dag i to uker (10 dager) i tillegg til 5 h en lørdag. Deretter har laget fri ei uke. Ukentlig driftstid blir da 105 timer. Hvert lag har i gjennomsnitt ukentlig arbeidstid på 35 h. Differansen mellom lovbestemt arbeidstid og reell gjennomsnittlig arbeidstid, blir avspasert i forbindelse med jul, påske og ellers.

Fordelingen av arbeidet mellom skiftene kan organiseres på forskjellige måte:

- rytmisk drift
- flytende drift
- skiftrytmisk drift.

2.21 Rytisk drift

En spesialisering gjennomføres slik at et lag foretar rensk, sikring, boring, lading og skyting i løpet av et skift. Lasting og utkjøring utføres av et annet lag på neste skift.

Denne driftsformen gjør det mulig å velge passende bemanning for de to vesensforskjellige hovedoperasjoner uavhengig av hverandre. Den enkelte maskin kan betjenes av en og samme person. Det gir god behandling av utstyret og økonomisk drift.

En avgjørende ulempe er at det bare oppnås fem salver i uka, og det er bare unntaksvis tilstrekkelig.

2.22 Flytende drift

Ved flytende drift utfører det enkelte lag samtlige arbeidsoperasjoner. Ved skiftbytte overtar neste lag der foregående slapp, uansett hvor i salvesyklusen de befinner seg.

Flytende drift gir størst inndrift, og er derfor nesten enerådende i dag enten i ren form eller som såkalt skiftrytmisk drift.

2.23 Skiftrytmisk drift

Ved flytende drift vil det ofte innarbeide seg en viss rytme som vanligvis følges, men som man ikke er bundet av. Det kan være en, halvannen eller to salver i løpet av skiftet. En slik rytme gir lik arbeidsfordeling mellom lagene, og virker gunstig på innsatsviljen. Den midlere framdrift blir høy.

2.3 AVLØNNINGSFORM

Det er krevende å være tunnelarbeider. Driften er intens i et arbeidsmiljø som karakteriseres av støv, støv og giftige gasser. Det er ofte dårlig belysning og vannsprut fra fjellet. Skaderisikoen er relativt høy, og representerer en psykisk belastning.

En skiller gjerne mellom de som deltar i selve driften på stoff og de som utfører hjelpefunksjoner bak stoff. Betegnelsene "stuffen" og "bakstuffen" nyttes om disse to gruppene.

Arbeid i tunnel stiller særlige krav til samarbeid og innsatsvilje. "Lagoppsettingen" er derfor en av ledelsens viktigste handlinger.

"Stuffen" er avhengig av at "bakstuffen" gjør sin del av jobben. Ventilasjon, elektrisitet, vann og eventuelt luft skal føres fram. Kjørebane eller skinnegang skal forlenges og vedlikeholdes. Reparatørene har en særlig viktig oppgave, de skal holde utstyret i stand.

Tunnelarbeid går her i landet på akkord. Ved akkordbetaling gis det en meterpris som dekker stufflagets oppgaver. Eventuelt kan en kombinasjon av timebetaling og meterbetaling gis. Inndriften har da noe mindre betydning for arbeidernes lønn.

Bakstuffen lønnes med en varierende prosentdel av stuffens fortjeneste etter krav til dyktighet og belastning. Ordningen har den svakhet at fortjenesten for mannskapene bak stoff bare avhenger av størrelsen på produksjonen og stufflagets timeforbruk. Timeforbruket bak stoff influerer ikke på fortjenesten. Dette fører til et visst press mot uøkonomisk bemanning bak stoff for å sikre at arbeidet på stoff kan gå uhindret.

Vår tunneltradisjon gir rom for en betydelig grad av selvstyre og medbestemmelse for drivelaget. Organisasjonsformen ligger i prinsippet nært opp til det som i industrien betegnes som selvstyrte grupper. Denne organisasjonsformen passer norsk lynne meget godt, og ved siden av avlønningsformen danner den grunnlaget for de høye ytelsene vi har i vår tunneldrift.

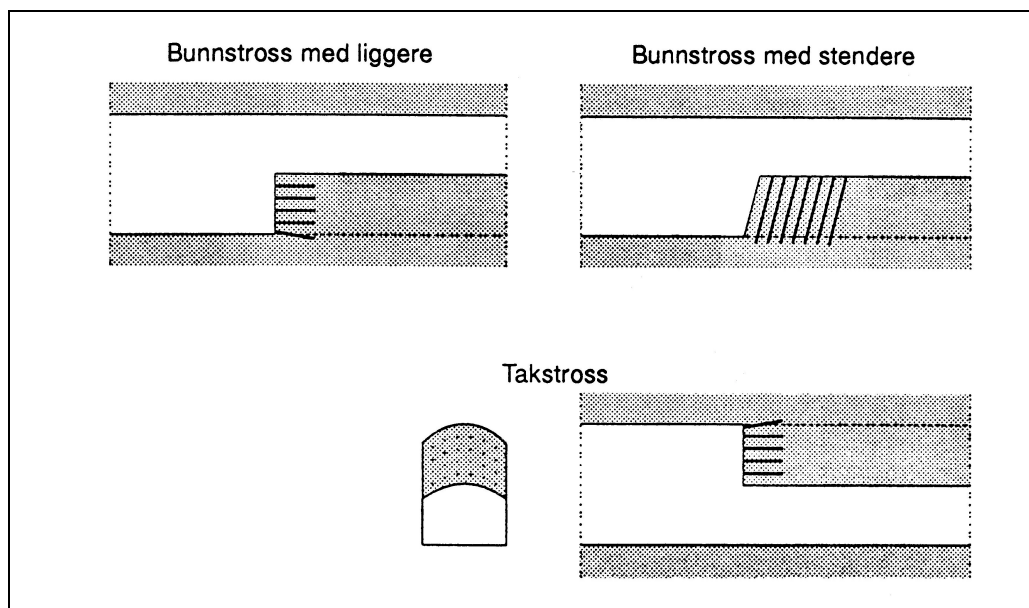
2.4 OPPDELT DRIFT

2.40 Generelt

Når en tunnel drives i en operasjon slik at hele tverrsnittet sprenges ut for hver salve, drives det "full face" ifølge det internasjonale fagspråket. Med dagens utstyr og drivemetoder vil det oftest være lønnsomt å gå fram med fullt tverrsnitt.

De aktuelle fjellforhold kan imidlertid sette grenser for hvor stort tverrsnitt det er mulig eller lønnsomt å drive i ett. Utstyret har også sin begrensing. I Sverige er det drevet opptil 160 m² "full face". Under våre fjellforhold vil det bare unntaksvis være aktuelt å drive så stort tverrsnitt i ett. Dersom tverrsnittet blir særlig større enn 90 - 100 m², er det naturlig med oppdelt drift. I dårlig fjell vil maksimalt tverrsnitt være vesentlig mindre.

Ved oppdelt drift deles tverrsnittet i høyden. Det kan da drives etter toppstoll - bunnstrossmetoden. Den øvre delen - toppstollen - drives da gjennom (til gjennomslag) først, deretter angripes den nedre delen - bunnstrossen. Alternativt kan det drives etter bunnstoll - takstrossmetoden. Figur 2.1 viser den prinsipielle forskjellen mellom de to metodene.



Figur 2.1 Oppdelt drift. Til venstre toppstoll - bunnstrossmetoden, og til høyre - bunnstoll - takstrossmetoden.

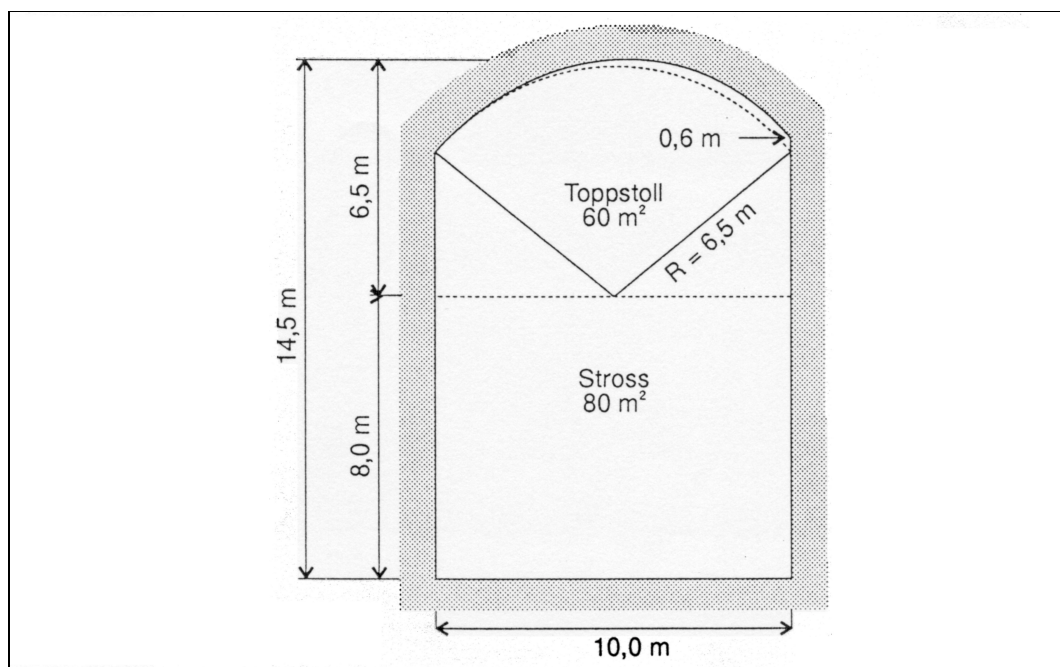
Den første metoden byr på den avgjørende fordel at det bare blir en takkontur som skal sprenges forsiktig, renskes og eventuelt sikres med bolter eller mer omfattende sikringstiltak. Disse sikringstiltakene kan her skje fra gunstig høyde. Metoden er da også enerådende ved oppdelt drift av tunneler av noe lengde. Bunnstoll - takstrossmetoden kan by på fordeler i forbindelse med sammensatte fjellanlegg.

Det blir her gitt noen eksempler på oppdelt drift.

2.41 Driving av 140 m² tunnel

Tilløpstunnelen ved Langvatn kraftverk har et tverrsnitt på 140 m² og er 3200 m lang. Den ble drevet etter toppstoll - bunnstrossmetoden.

Fjellet, glimmerskifer med tilnærmet horisontal lagdeling, gjorde det ønskelig med begrenset bredde på grunn av stabiliteten av hengen. For stabiliteten til hengen var det imidlertid gunstig med hensyn til de høye veggene. "Full face" var ikke et realistisk alternativ. Figur 2.2 viser skisse av tunnelen.



Figur 2.2 Oppdelt drift for 140 m² tunnel.

Tverrsnittet på toppstollen (60 m²) var minimum for den lastemaskinen som ble brukt (gravemaskin) ved den valgte bredde. Driften av toppstollen var rutinepreget. Det ble imidlertid utført et omfattende sikringsarbeid i form av bolting i hengen, med tanke på den store høyden det ville bli under drift av bunnstrossen.

Bunnstrossen ble boret med stendere fra sålen i toppstollen. De viktigste argumenter for dette valget var følgende:

- Kravet til framdrift var så stort at det bare kunne oppfylles dersom lasting og utkjøring kunne foregå uavhengig av boringen og kun avbrutt av salveskyting.
- Hullene ble boret med 64 mm diameter som gjorde det mulig å bruke ANFO. (Konturen ble boret med serie 11 og ladet med patronert sprengstoff).

For å hindre at løsmasser i toppstollens såle skulle rause ned i borhullene, skråmet en på med 89 mm borkrone og boret ned til fast fjell med denne. Et rør ble så satt ned, og boringen kunne fortsette med 76 mm borkrone.

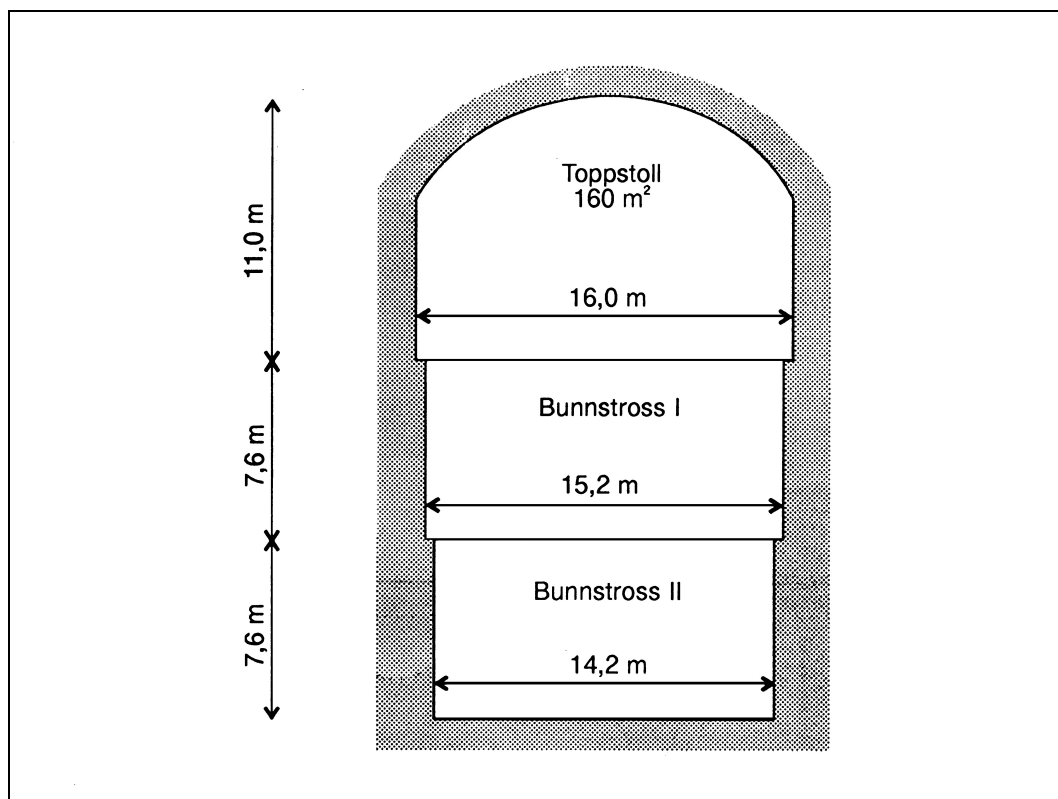
2.42 Driving av 390 m² tunnel

Avløpstunnelen ved Stornorrfors kraftverk i Sverige er et av de mest omfattende tunnelarbeid som noen gang er utført. Tverrsnittet er 390 m², og tunnelen er over 4 km lang. Den ble drevet med toppstoll på hele 160 m². Resten ble fordelt på to stross-seetapper som blei drevet med stenderboring. Fjellet, en homogen granitt, ble sagt å variere mellom god og utmerket. Figur 2.3 viser en skisse av tunnelen.

2.43 Sprengning av haller

Kraftstasjonshaller

Kraftstasjoner i fjell betinger et utsprengt rom med bredde 15 - 20 m, høyde ca. 35 m og lengde varierende med antall aggregat fra 50 m og oppover. Sprengningen av slike fjellrom er etterhvert blitt standardisert. Sprengning av haller er nokså forskjellig fra ordinær tunneldrift. Kravene til nøyaktighet og kvalitet er meget store. Nøyaktig boring og forsiktig sprengning er her en nødvendighet.



Figur 2.3 390 m² tunnel ved Stornorrfors.

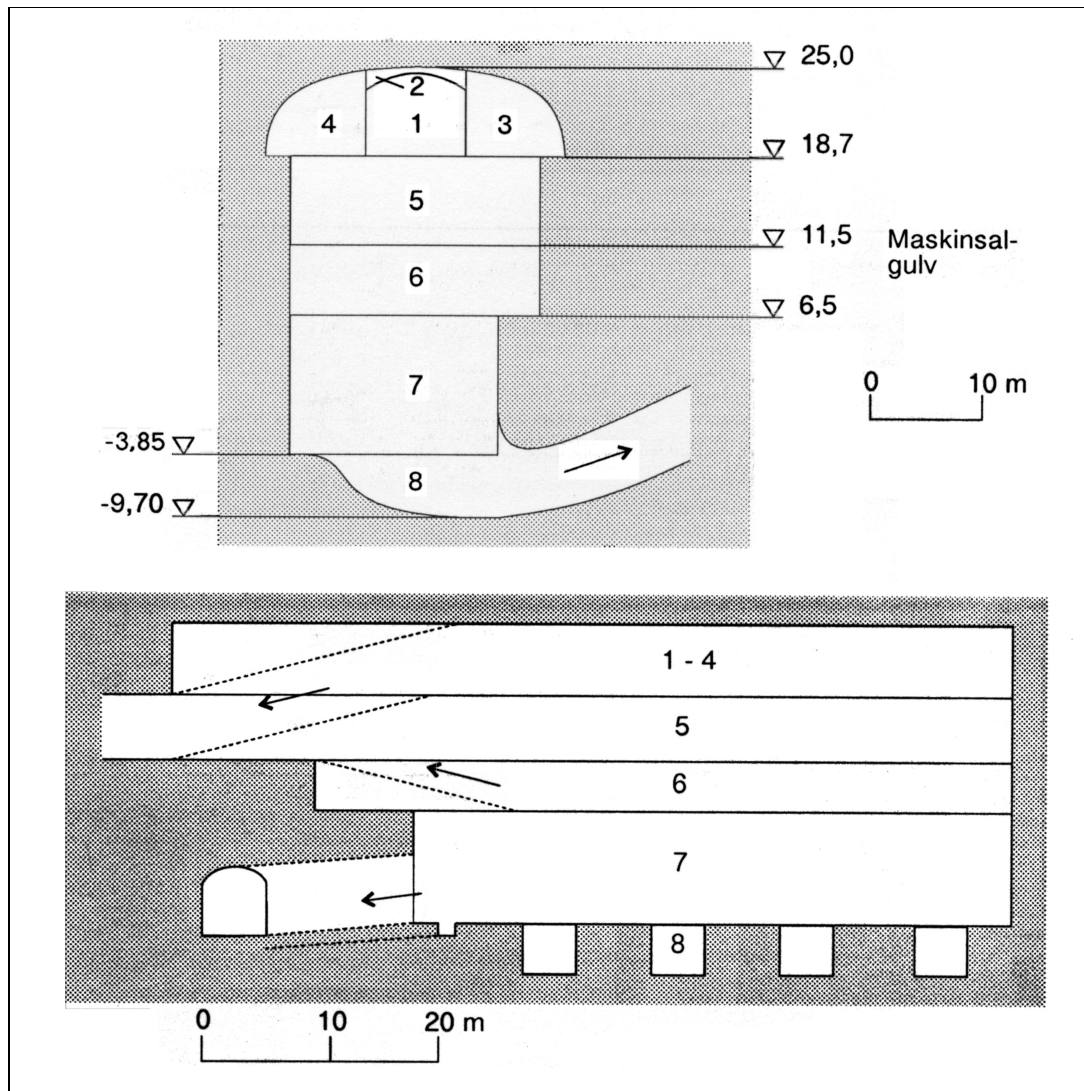
Erfaringsmessig er det vanskelig å oppnå den samme høye ytelse som i den mer rutinepregede tunneldriften.

Først sprenges hvelvseksjonen. Denne sikres permanent før strossingen begynner. Sikringen skjer vanligvis med innstøpte bolter etter et forutbestemt mønster, deretter påføres et armert sprøytebetonglag med tykkelse ca. 10 cm. Hensikten med disse sikringstiltakene er å holde fjellet på plass. Fjellet danner selv den bærende konstruksjonen. En forutsetning for å oppnå slik virkning, er at sprengningen blir så nøye utført at det gjenstående fjell får en form som ligger så nær opptil det prosjekterte som mulig.

Under strossingen videre nedover i hallen legges det stor vekt på å oppnå så gode veggflater som mulig. Forsplitt eller slettsprengning anvendes.

Nødvendig bolting utføres for hver etappe en går nedover.

Bunnseksjonen har en uregelmessig form. Her anvendes i stor utstrekning kontaktstøp. Hver m³ som fjernes utenfor profilet, må erstattes med kostbar betong. Det er derfor viktig med et nøyaktig sprengningsarbeid også her. Figur 2.4 viser sprengning av kraftstasjon i fjell. Sprengning av alle haller i fjell følger stort sett samme mønster som for kraftverkshaller.



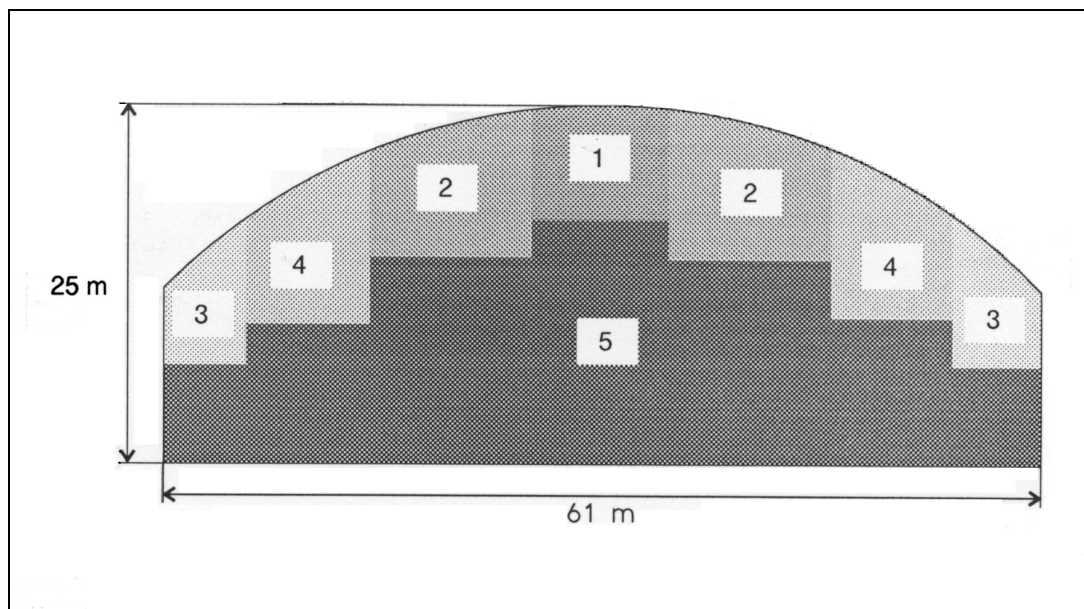
Figur 2.4 Sprengning av kraftstasjonshall. Pilene viser angrepspunkt og tallene rekkefølge.

Andre fjellhaller

I tillegg til kraftstasjonshaller er det i Norge bygget lagerhaller, olje- og gasslagre, forsvarsanlegg og idrettsanlegg med betydelige spenn. Gjøvikhallen er den fjellhallen i Norge som har den største spennvidden.

Det store spennet, nærhet til televerksinstallasjoner i fjell og beliggenheten i Gjøvik sentrum, stilte store krav til sprengningsarbeidene. Sprengningsarbeidene ble gjennomført med høy produksjon, "normalt" ressursforbruk og strenge krav til rystemer (maksimal vertikal svingehastighet). Figur 2.5 viser rekkefølgen Gjøvikhallen ble drevet.

Gjøvikhallen er ellers verdens største publikumshall i fjell, med lengde 91 m, høyde varierende fra 12 til 25 m og et spenn på 61 m. Et slikt spenn er mulig på grunn av det spesielt store horisontale bergtrykket i fjellet. Sprøytebetong og bolting ble brukt til sikring.



Figur 2.5 Skisse av Gjøvikhallen. Tallene viser rekkefølgen på drivingen: (1) pilot-tunnelen 80 m², (2) område som er strosset ned, (3) vederlagstunneler, (4) pilarer som er strosset, (5) bunnstross.

3.0 GENERELT

Tunneldrift krever hjelpeanlegg av forskjellige slag.

Anleggets beliggenhet og omfang avgjør om det skal føres veg fram, og om den kan holdes åpen om vinteren. Sommerveg og vegløs transport om vinteren er en vanlig kombinasjon. Andre ganger velges det vegløs transport hele året. Slik transport er imidlertid kostbar, og kan fort overskride kostnadene til bygging av veg. En effektiv og sikker forbindelse betyr mye for driften, og er av stor betydning for de mennesker som har sitt virke på plassen.

Der terrengforholdene er særlig vanskelig, er taubane et brukbart alternativ.

Transportforholdene kan virke begrensende ved valg av utstyr og drivemetode.

Et sikkert telesamband er en nødvendighet, og i de aller fleste tilfelle føres elektrisk kraft fram til arbeidsstedet. Der det ikke er lønnsomt, velges dieseldrift til maskinene og dieselaggregat til strømforsyning. Dieseldrift kompliserer imidlertid driften i vesentlig grad.

Mannskapsforlegninger må i de fleste tilfelle etableres på stedet. Til forlegning nyttes prefabrikerte, ferdig innredede seksjoner. De er flyttbare og kan monteres sammen til komplette brakker på meget kort tid når fundamentet står klart.

Stadig kortere byggetid har gjort det nødvendig å redusere riggetidene. I tillegg til prefabrikerte forlegninger, er også hjelpeanlegg for driften som lager og verksted utført i standardkonstruksjoner av stål.

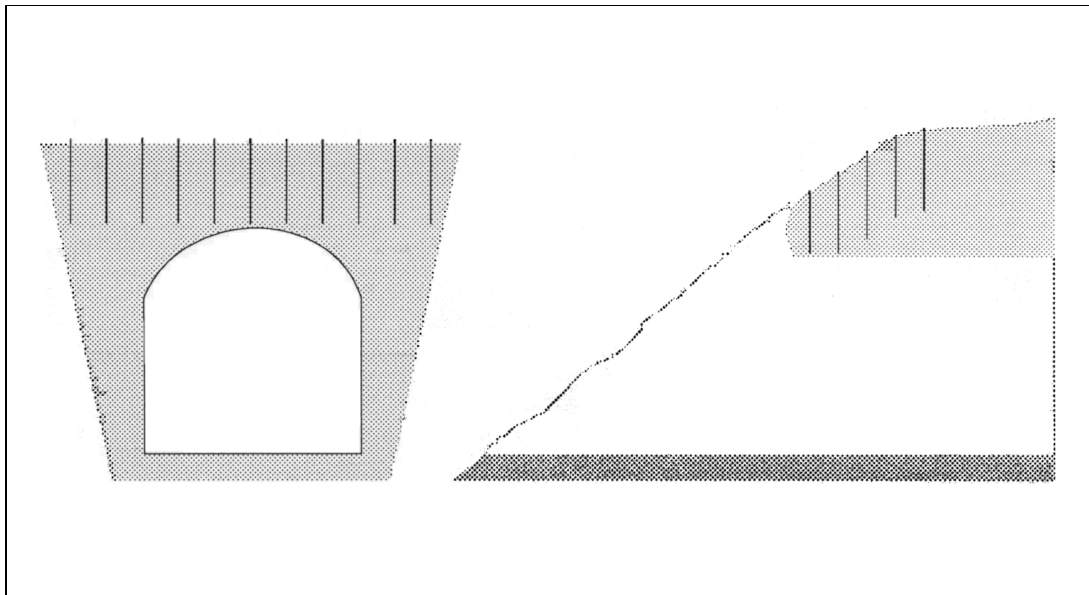
Enkelte tunnelanlegg ligger så utsatt til, eller plassen er så begrenset, at hjelpeanleggene helt eller delvis blir lagt i fjell. De blir da gjerne lagt i en sidestoll til tverrslaget.

Faren for snøskred må vurderes nøye før brakker og hjelpeanlegg plasseres.

Avløpsvann og oljesøl kan ikke slippes direkte ut i vassdrag. En løsning som kan godkjennes av Statens Forurensningstilsyn, må planlegges.

Forskjæring og noen salver må som regel sprenges før hjelpeanleggene kan reises.

Selve påhugget kan by på problem på grunn av dagfjellet. I slike tilfelle kan en "fordyble" fjellet over tunnelen ovenfra ved hjelp av innstøpte bolter. De første salvene må sprenges særlig forsiktig, gjerne ved at bare kuttene sprenges først og resten av tverrsnittet stresses ut.



Figur 3.1 "Fordybling" av fjellet over forskjæring.

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

DRIVEMETODER OG UTSTYR Kapittel III.2

	Side
1. INNLEDNING	1
1.0 Generelt	1
2. ARBEIDSOPERASJONER PÅ STUFF	2
2.1 Boring	2
2.10 Generelt	2
2.11 Borhulldiameter	3
2.12 Borutstyr for grovhull	4
2.13 Bormaskiner	6
2.2 Lasting	7
2.20 Generelt	7
2.21 Gravemaskin	7
2.22 Belte- og hjullaster	8
2.23 Skrapelaster	8
3. UTKJØRING	9
3.0 Generelt	9
3.1 Sporfri transport	11
3.11 Vegbane	11
3.12 Lastebiltransport	12
3.13 Trucktransport	12
3.2 Sporbunden transport	13
3.20 Generelt	13
3.21 Skinnegang	14
3.22 Lokomotiv	15
3.23 Vagger	15
3.24 Tipp og omlasting	16
3.3 Transportband	17

1.0 GENERELT

I dette kapitlet skal vi gi en oversikt over det viktigste utstyr som brukes i norsk tunneldrift i dag. Vi vil også vise korte trekk av utviklingen fram mot dagens situasjon.

Maskiner og utstyr som brukes i tunnel, har særlig krevende arbeidsbetingelser. Driftstempoet ved akkordarbeid er høyt og forsterker kravene til utstyret. Det samme gir de store svingningene i anleggsbransjen som fører til at en ofte må starte tunnelarbeider med delvis uvante folk.

Utstyret må derfor være enkelt, robust og rikelig dimensjonert dersom det skal gi nødvendig driftssikkerhet. Det må vises tilbakeholdenhet med hensyn til tekniske finesser som kompliserer utstyret. Gammelt og slitt utstyr, spesielt nøkkelmaskiner (borrigg og lastemaskin), er heller ikke å anbefale.

Vi har siden den andre verdenskrig vært gjennom en periode med sterk øking av mekaniseringsgraden, der hovedvekten har vært lagt på økt effektivitet. I dag blir nytt utstyr utviklet for å gi et bedre arbeidsmiljø for de som skal arbeid under jord. Støy, støv og giftige gasser søkes redusert samtidig som en ved automatikk prøver å gjøre det mulig å betjene maskinene fra avskjermede førerhytter.

I kapitlet om planlegging og styring blir datagrunnlag som er nødvendig for et fornuftig valg av drivemetode og utstyr beskrevet.

2.1 BORING

2.10 Generelt

Den lette håndholdte bormaskinen med knemater overtok sammen med hardmetallboret alt borarbeid i våre tunneler etter siste krig. Dette utstyret var effektivt og smidig, men det er arbeidskrevende og vibrasjonene fra maskinene har gitt mang en tunnelarbeider varige skader i form av "hvite fingre".

Omkring 1960 begynte tungt amerikansk borutstyr å vinne innpass i norsk tunneldrift etter at tilsvarende utstyr med betydelig gevinst var prøvet ved større sprengningsarbeid i dagen.

Importen begrenset seg imidlertid til utstyrskomponenter. Den omfattet ikke amerikansk drivetradisjon. Oppbyggingen av de ferdige borrygger ble utført her i landet og tilpasset våre forhold og behov for en særegen norsk tunnelteknikk. Den kan karakteriseres ved tungt borutstyr, lav bemanning, høy produktivitet og lave enhetskostnader. Drivehastigheten var moderat i internasjonal sammenheng.

Denne utfordring ble av den svenske produsent av det lette borutstyr møtt med forsøk på effektivisering av den "svenske metode". Vi fikk stigemater. Stigematerne ble videreutviklet, vi fikk den såkalte klatremater der knemateren ble erstattet av en spesialbygget mater og automatiseringen ble økt. Bruk av stigemater krever en borbukk med utstyr i form av svingarmer og løfteanordning for å bringe stigen i riktig posisjon for boring etter den aktuelle borplan.

Den lette og enkle metoden ble etterhvert både tung og komplisert. Denne utviklingslinje ble derfor snart forlatt.

I dag er tungt utstyr omtrent enerådende i Norge. Der lett utstyr anvendes, har en stort sett gått tilbake til håndholdte bormaskiner.

Hydrauliske borrygger slo først igjennom i de store og midlere tverrsnitt, men anvendes nå i alle tverrsnitt. Riggene kan i stor utstrekning bygges opp av de samme komponenter enten de skal betjene et stort eller lite tverrsnitt. Det eneste som varierer er understell, materlengde og bomtype (teleskopisk eller fast). Dette er en betydelig

fordel med hensyn til reservekomponenter og reservedelslager. Det gir også maksimalt utbytte for opplæring av reparatører og operatører.

Riggene utstyres med hydraulisk manøvrerbar ladekorg. Den brukes ved påmerking av salve, ved lading og når det må utføres reparasjoner under salveboringen. En fire-maskiners rigg betjenes av to personer pluss basen, som foruten å organisere arbeidet, skaffer til veie sprengstoff og tennere, merker på stuff og lader samtidig med boringen når dette er tillatt. Den tredje personen er også reserve ved fravær.

Eget framdriftsmaskineri er vanlig, fordi dette sparer riggetid, og fordi en da ikke binder en hjullaster eller annen maskin til noen minutters innsats to ganger hver salve.

Rigger bygget opp av amerikanske utstyrskomponenter dominerte opprinnelig markedet. Dette utstyret var dyrt i anskaffelse. Kvaliteten var imidlertid meget god, og ga stor driftssikkerhet og funksjonsevne. Vedlikeholdskostnadene var lave til tross for de høye reserveprisene. Det var rigger i drift som hadde mer enn 800000 bormeter bak seg. I dag dominerer nordiske produsenter riggmarkedet i Norge og resten av verden.

2.11 Borhullsdiameter

Ved boring etter den lette metode ble det her i landet nesten utelukkende brukt borserie 11. Borhullsdiameteren varierer da mellom 28 - 32 mm, avhengig av salvelengden.

Da de første hydrauliske borrygger ble satt inn, valgte en 2" krone, som gir borhullsdiameter på 51 mm. Det var imidlertid vanskelig å utnytte så grove hull effektivt. Borhullsdiameteren ble derfor redusert til 47 mm, seinere har en gått videre ned til 45 mm, eventuelt 43 mm der diameterslitasjen ikke er for stor. Mindre borhullsdiameter gir større borsynk og oftest redusert sprengstoff-forbruk fordi antall borhull ikke øker, eller øker relativt mindre enn reduksjon i diameter skulle tilsi. Valg av borhullsdiameter avhenger sterk av hvor kraftig bormaskin det brukes, av stålqualiteten og av dimensjon på borstang og nakke. I dag nyttes det nesten utelukkende 45 mm eller større bordiameter. I tabell 2.1 er det vist levetider på 45 mm borkroner.

Ved driving av små tverrsnitt (mindre enn ca. 15 m²), er det ofte vanskelig å utnytte en borhullsdiameter på 45 mm effektivt. For å redusere sprengstoff-forbruk og kostnader, har det vært brukt faste bor med meisel- eller kryss-skjær med diameter på 38 mm.

Kronetype	Levetider (bm)		Antall slip pr. krone
	God sprengbarhet	Dårlig sprengbarhet	
Kryss-skjær	380	290	15
Stiftkrone	400	300	3

Tabell 2.1 *Levetider for 45 mm borkroner.*

Når en skal redusere sprengstoff-forbruket i forbindelse med små tverrsnitt, må også salvelengden vurderes. Sprengstoff-forbruket øker med salvelengden.

Nå går utviklingen mot lengre salver. For å kunne drive lange salver må borenøyaktigheten økes. Borenøyaktigheten økes ved bruk av stivere borstenger med stangskjøt. Grovere og stivere stenger krever større borhullsdiameter. Borhullsdiameter på 64 mm gir plass til borstenger som gjør det forsvarlig å drive opp mot 7 - 9 meter lange salver.

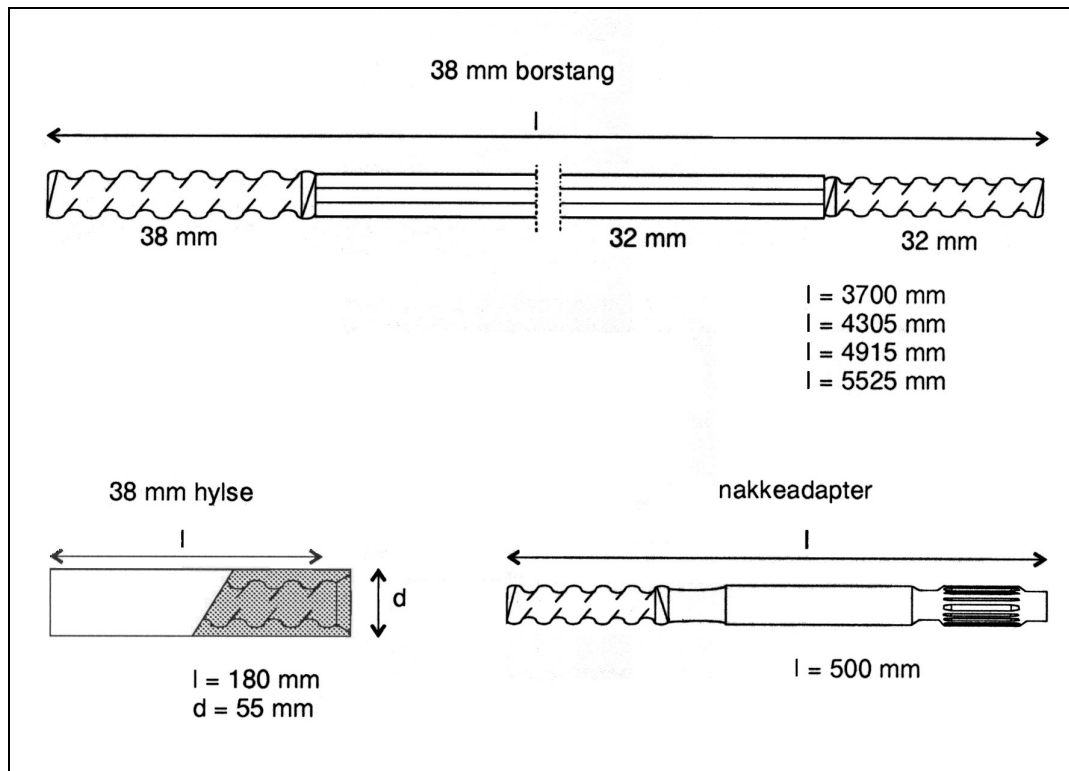
Større borhullsdiameter gir også større effekt av sprengstoff (ANFO og emulsjon). Se figur 2.2 i kapittel II.2 Sivile sprengstoff.

2.12 Borutstyr for grovhull

Da det tunge borutstyret ble introdusert, benyttet en 102 mm (stempeldiameter) bormaskiner med sperreakselrotasjon. Det tilgjengelige borutstyret ga akseptabel økonomi. Etterhvert gikk en over til tyngre maskiner - 114 mm med uavhengig rotasjon - uten at kvaliteten på borstålet fulgte med. Levetiden sank, og økonomien forverret seg betenkelig.

Dette representerte en utfordring for produsentene av borstål. Det kan trygt sies at de har svart på denne utfordringen, i det stenger, hylser og nakker har gjennomgått en betydelig kvalitetsforbedring og tilpassing til mer effektive bormaskiner. Borkroner har vært under jevn utvikling.

I dag nyttes settherdede, sekskantede stenger som går under betegnelsen 1½" lett. Stangen er 32 mm (1¼"), men gjengepartiet mot bornakken er stuket opp til 38 mm (1½"), fordi en tidligere hadde størst gjengeslitasje her. Hylse og nakke har større dimensjon, og levetiden har økt vesentlig. Nakkene utstyres med fire gjenger mot før to. Figur 2.1 viser borstang, hylse og nakke for 1½" lett.



Figur 2.1 Borstang, hylse og nakke for 1½" lett.

Det kan trygt sies at kvaliteten på borstålet ligger på et høyt nivå, men kostnadene viser likevel betydelig variasjon. Det er mange måter å forkorte levetiden på.

Riggens stabilitet og vedlikeholdsmessige tilstand, samt betjeningen, influerer i avgjørende grad på levetiden og kostnadene.

Levetiden på borstålet er en av de store utfordringer for videre forbedring av økonomien i konvensjonell tunneldrift.

2.13 Bormaskiner

Riggdrift i tunnel startet med bruk av 102 mm bormaskiner med sperreaksel-rotasjon. Ønsket om høyere utnyttelse førte til overgang til 114 mm bormaskiner med uavhengig rotasjon.

De nye maskinene ga økt netto borsynk på 60 %, men fikk som motpost en dyrere borrhigg og økt trykkluft-installasjon. Bruk av trykkluftdrevne bormaskiner i tunnel har en rekke ulemper, bl.a:

- * dårlig energiutnyttelse (20 % virkningsgrad)
- * kostbart ledningsnett fram til brukerstedet
- * små effektiviseringsmuligheter uten å øke maskinstørrelsen
- * arbeidsmiljøet er ekstra belastet med
 - høyt støynivå
 - tåkedannelse på stuff (vanndamp)
 - oljetåke som følge av smøremiddel i trykkluft.

Fordelen med trykkluftdrevne maskiner er at de er enkle, robuste og driftssikre.

Kravet om bedre arbeidsmiljø (og større effekt) førte til en radikal overgang til hydraulisk drevne bormaskiner. De har et lavere støynivå (for hørbare frekvenser), og problem med tåkedannelse på stuff forsvinner. Oljepumpene drives oftest elektrisk, og dermed får en eliminert trykkluftnettet. Det erstattes med en kraftkabel (660 V).

Hydraulisk boring gir langt bedre energiutnyttelse (60 % virkningsgrad) enn boring med trykkluft. Ved overgangen til hydraulisk drift (startet på 70-tallet) økte netto borsynk med 100 %. Dagens hydrauliske bormaskiner har tre ganger større netto borsynk enn 114 mm driftere.

Overgang til hydraulisk drift representerer både en kvalitetsmessig forbedring av arbeidsmiljøet og en effektivitetsøkning.

Kostnadmessig bores det rimeligere med hydrauliske borrhigger enn med trykkluftdrevne. I tillegg ligger det også en gevinst i å sløyfe trykkluftopplegget, spesielt kombinert med elektrisk lastemaskin i lengre tunneler.

2.2 LASTING**2.20 Generelt**

Prinsipielt er det tre forskjellige lastemaskintyper. Det er gravemaskin, belte- og hjullaster og skrapelaster. Valg av lasteutstyr avhenger i første rekke av tunnelverrsnitt og av transportmetode. Tabell 2.2 viser tunnelverrsnitt og lastekapasitet for ulike lastemaskiner.

Type lastemaskin	Tverrsnitt, m ²	Lastekapasitet
Gravemaskin	42 →	Høy
Hjullaster, liten	16 →	Lav
Hjullaster, stor	36 →	Middels
Beltelaster, liten	24 →	Lav
Beltelaster, stor	30 →	Middels
Skrapelaster	6 →	Lav - middels

Tabell 2.2 Tunnelverrsnitt og lastekapasitet for ulike lastemaskiner.

2.21 Gravemaskin

Av gravemaskiner i tunnel er det norskproduserte Brøyt som er stort sett enerådende. Brøyt er en kortbommet forgraver som egner seg spesielt godt for tunnellasting. Brøyt leveres i 3 størrelser fra 40 til 60 tonn. Gravemaskinen leveres i både elektrisk- og dieselsversjon. I tunnel nyttes fortrinnsvis den elektriske versjonen.

Lastekapasiteten for gravemaskiner i tunnel er stor (130 - 250 vfm³/h). Ulempen med gravemaskiner er at de trenger hjelpemaskin for å samle røysa. Det nyttes ofte en liten eller mellomstor hjullaster til dette. Når gravemaskinen leveres uten egen framdrift, brukes hjullasteren til å slepe gravemaskinen til røys for lasting, og bort fra røys etter avsluttet lasting.

Arbeidsmiljøet i tunnelen bedres betraktelig ved elektrisk lasting. Ved driving av lange tunneler gir kombinasjonen reduserte kostnader til ventilasjon. Gravemaskin egner seg også til stuffrensk.

2.22 Belte- og hjullaster

Både beltelaster og hjullaster er frontlastere. Begge karakteriseres av stor lastekapasitet i forhold til maskinvekt. Bryte- og løftekraften er stor. Dette tillater bruk av stor skuffe. Frontlastere er ikke avhengig av hjelpemaskiner til å samle røys.

Belte- og hjullastere i tunnel brukes som regel med sidetippende skuffe. Fordelene med sidetippende skuffe er kortere flyttetid under lasting og reduksjon av minste mulige tverrsnitt.

Botelaster

Botelaster er beltegående frontlaster. Vanlige maskinvekt er 20 - 30 tonn, og vanlig lastekapasitet er lav til middels (50 - 100 vfm³).

Hjullaster

Hjullaster er hjulgående frontlaster. Vanlige maskinvekt er fra 15 - 45 tonn, og vanlig lastekapasitet varierer mellom 50 og 160 vfm³. Hjullaster i forskjellig størrelse er den mest brukte lastemaskinen i tunnel i dag. Dette skyldes den store bevegeligheten sammen med allsidige anvendelsesmuligheter. Store hjullastere har stort ventilasjonsbehov. Hjullastere kan ved små tverrsnitt bruke last- og bærteknikken. Hjullasteren rygger da fra stuff til nærmeste nisje (0 - 140 m) med fylt skuffe.

2.23 Skrapelaster

Skrapelastere laster ved hjelp av fire hydraulisk bevegelige armer som skraper tunnelsteinen inn på et transportbånd. Fra transportbåndet går massene enten i vagger eller i lastebiler. Ved små tunneltverrsnitt er skinnegående skrapelaster enerådende. Forløperen til dagens skrapelastere var kastlastemaskinen.

Skrapelastere leveres enten skinnegående eller hjulgående. Skrapelastere har maskinvekt fra 10 til 28 tonn. Skrapelastere har liten lastekapasitet (20 - 50 vfm³).

Hjulgående skrapelastere kan også laste på sterk stigning eller synk (inntil 1:6).

3.0 GENERELT

Sporbunden eller sporfri transport er en problemstilling som stadig er gjentatt i tunneldrift. I dag drives bare tunneler med svært små tverrsnitt og fullprofilborede tunneler med sporbunden transport. Oppsummering av sporbunden transport:

Ulemper ved sporbunden transport:

- * Større rangeringstider og dermed dårligere utnyttelse av lastemaskin.
- * Avhengig av gode tippforhold eller omlasting til hjultransport.
- * Meget bunden med hensyn til stigningsforhold.
- * Lite smidig.
- * Arbeidskrevende.
- * Større skadefrekvens.
- * Mer komplisert, vanskelige å få til å fungere enn hjuldrift.

Fordelene med sporbunden transport:

- * Kan nyttes i små tverrsnitt.
- * Relativt gunstig ved stor transportlengde.
- * Mindre krav til ventilasjon.
- * Robust utstyr, egner seg godt til flytende drift.

Sporbunden transport var enerådende i tunnelhistoriens første dager. På 50- og 60-tallet kom trucker med stor lasteevne inn som konkurrent. Etterhvert som tiden har gått, har mer og mer av tunneltransporten foregått med lastebiler. Grunnen til denne utviklingen er økning av lasteevnen på vanlige lastebiler, overkapasitet på lastebiler i markedet over jord og lave priser på leietransport.

Vanlige lastebiler kan brukes ned til et tverrsnitt 22 m² uten sprengning av lastenisjer. Semier og trucker krever noe større tverrsnitt. Ved bruk av lastenisjer kan lastebiler brukes ned til 15 m². Ved tverrsnitt under 15 m² må sporbunden transport nyttes.

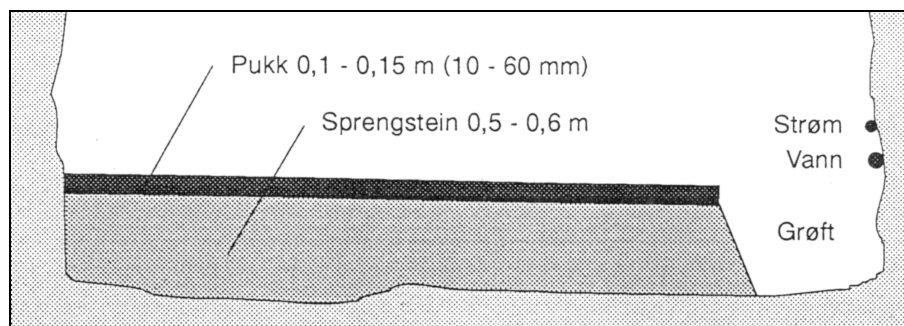
Ved fullprofilborede tunneler er sporbunden transport mest vanlig. For tunneler over ca. 7 - 8 m diameter, er sporfri transport også et alternativ. For tunneler over ca. 8,4 m er ikke møtenisjer nødvendig. For tunneler som går på stigning eller synk større enn ca. 15 promille, er sporfri transport det eneste økonomiske alternativ i dag.

For tiden pågår de første forsøk med transportband i konvensjonell tunneldrift.

3.1 SPORFRI TRANSPORT

3.11 Vegbane

Rasjonell hjuldrift er avhengig av god vegbane. Å lage en god vegbane byr ofte på problem, da særlig der bergarten gir lite slitesterkt vegdekkemateriale. Mye vann i tunnelen setter store krav til dreneringen. Vi vil her vise en framgangsmåte som gir gode resultat under krevende forhold. Figur 3.1 viser oppbygging av vegbanen.



Figur 3.1 Oppbygging av vegbane.

Vegbanen bygges opp av sprengstein fra salvene i et lag på 0,5 - 0,6 m. Deretter legges det ut et lag med 10 - 15 cm sortert pukk. Graderinger under 10 mm er frasortert og maksimal steinstørrelse er 60 mm. Den utlagte sprengsteinen bør trafikeres en tid før pukklaget legges på. Vegbanen høvles relativt ofte med veghøvel. Sår lappes med pukk.

Grøft sprenges ikke, men etableres ved at vegbanen ikke fylles i full bredde. Grøften må med mellomrom renskes for subbus.

Skal resultatet bli vellykket både driftsmessig og økonomisk, må det lykkes å lage en fullgod vegbane straks. Begynner vegbanen først å bryte sammen blir vedlikeholdsarbeidet meget kostbart. Dette fører til redusert framdrift eller behov for flere kjøretøy. Ventilasjonsbehovet øker med økende rullemotstand fordi drivstoffforbruket øker.

I slitesterke bergarter kan en redusere steinlaget noe, og det kan være riktig å ikke sortere ut alt finstoff under 10 mm. Bergarten tunnelen drives i, kan være så uegnet til vegdekkematerial at pukk må tilkjøres ("masseutskifting").

Det har vært gjort forsøk med betong- og asfaltdekke i løpende tunneldrift. Resultatene har vært noe blandede. Et godt pukkdekke gir best veggrep og minst gummislitasje. Asfaltdekke gir lav rullestand og mindre ventilasjonsbehov.

3.12 Lastebiltransport

Vanlige lastebiler i tunnelkjøring er ofte lastebiler med tandemdrift, forsterket fjæring og ekstra kraftig kasse. Ellers er tunnellastebiler lik lastebiler som brukes over jord. I tillegg til vanlige lastebiler med tre aksler (20 t lastevne), brukes også lastebiler med fire aksler (32 t lastevne) og semier (39 t lastevne) i tunnel. Det er verdt å merke seg at semi ikke krever større plass til sving enn vanlige lastebiler.

For de minste tverrsnittene (15 - 22 m²), må det foretas utspregning av lastenisjer utenfor profilet. For tverrsnitt mindre enn ca. 15 m² stiger kostnadene for nisjesprengning til nivået til sporbunden transport. Små tverrsnitt kan lastes med last og bær eller skrapelaster. I fullprofilborede tunneler med diameter over 8 m kan lastebiler snus på ei svingskive montert bak bakriggen.

3.13 Trucktransport

Trucker brukes til en viss grad i større tunneltverrsnitt. Trucker brukt i norske tunneler har lastevne fra 20 til 40 tonn. Spesialkjøretøy av typen Kirunatruck har også vært brukt. Kirunatruck kan brukes ned til 12 - 13 m² tunneltverrsnitt, og brukes en del i gruver. Kirunatruck kan holde like stor hastighet bakover som framover.

Fordelen med truck er stor lastevne og god framkommelighet. Store hjul og trekk på alle hjul, gjør trucker aktuelle ved driving på sterk synk.

Grunnen til at trucker blir lite brukt, er at truckkostnadene ofte overstiger lastebil-kostnadene.

3.2 SPORBUNDEN TRANSPORT

3.20 Generelt

Sporbunden transport er i dag ikke aktuell i tverrsnitt over 22 m². 22 m² er det minste tverrsnitt der det kan lastes direkte i gummihjulskjøretøy uten å spreng lastenisjer. Skinnedrift kan være et alternativ ved driving av ekstremt lange stuffer. Det er redusert ventilasjonsbehov som kan gjøre skinnedrift aktuelt. På grunn av de omtalte forhold, er det i fullprofilborede tunneler skinnedrift brukes mest i dag. Det er kombinasjonen av små tverrsnitt, lange stuffer og det runde tverrsnittet som favoriserer skinnedrift.

Dersom tverrslaget går på stor synk eller stigning, må det foretas omlasting ved tverrslaget. Ved omlasting tippes gjerne innholdet i vaggene ned i en silo eller sjakt. Fra omlastingsstasjonen fraktes massene ut med lastebiler eller trucker.

Gunstigste stigning på skinnegangen ligger på 5 - 7 %. Det har vært drevet rasjonelt opptil 20 %. Minste stigning det kan drives på uten særlige problem, er avhengig av hvor mye vann det er i tunnelen. Det blir regelmessig problem når stigningen kommer ned mot 1,5 %.

Skinnedriften må planlegges omhyggelig. Utstyret fra lastemaskin, vagger, lokomotiv, rangerings- og tipparrangement til skinnegang og system for forlengelse av denne må tilpasses et rasjonelt og funksjonssikkert opplegg. Like viktig er det at utstyret er tilstede til riktig tid og i god stand før driften skal starte opp. Mannskap som er vant til skinnedrift er også viktig for at innkjøringsperioden ikke skal bli for lang.

Det er vanlig å dimensjonere et vaggsett slik at det kan ta hele salven. Det kan da spares investeringskostnader til ekstra vaggsett. Det blir da heller ikke behov for møtesløyfer i tunnelen.

3.21 Skinnegang

En god skinnegang er en forutsetning for en vellykket skinnedrift. Underdimensjonert, dårlig lagt og vedlikeholdt skinnegang medfører redusert kjørehastighet og hyppige avsporinger med kostbare driftsavbrudd som følge. En solid avsporing i et psykologisk uheldig øyeblikk kan tære på både arbeidslyst og gåpåhumør.

Skinnedrift er vesentlig mer komplisert enn sporfri transport. De mange komponentene som inngår, må fungere hver for seg og samtidig på en harmonisk måte gli inn i helheten.

Vanlig sporvidde er i dag 900 mm. Det nyttes som regel skinner som veier 35 kg/m. Underlagsplater eller sviller av stål har tatt over for de før brukte tresvillene.

Skinnegangen må forlenges mot stoffen i takt med framdriften. Når skinnegående lastemaskin nyttes, må forlengelsen skje i løpet av salvelastingen. Forlengelse av skinnegangen kan enten skje ved en kombinasjon av løslenk og skyvelenk, eller ved bruk av omegaskinne. Omegaskinnene er så lange at de gjør det mulig å sløyfe stadiet med løslenker og å gå direkte på "permanent" skinnegang.

Den vanskeligste delen av skinnegangen er den som er utenfor tunnelen. Skinnegangen på tipp må stadig flyttes, og når tippen setter seg må skinnegangen rettes opp. Setningene er særlig store om våren når snø og is smelter. Om vinteren kan det by på problemer å holde tippsporet fritt for snø der snø og vindforhold er ugunstige. Omlasting til bil ved tverrslag eller ved påhugg er da et godt og mye brukt alternativ.

Det er normalt med ett spor i tunnelen. Lokomotiv, vagger og eventuelt lastemaskin er bundet til dette sporet. En vagg som er under lastning vil derfor blokkere sporet for neste vagg som skal lastes. Dette løses ved å skifte en og en tomvagg forbi de vaggene som allerede er lastet. Den tomvagg som skal lastes fjernes fra hovedsporet og togsettet kjører forbi. Tomvaggen kan skyves ut på en sidespor, skyves ut av en travers eller fjernes med skiftebukk som løfter vaggene opp slik at togsettet kan passere under.

3.22 Lokomotiv

Det nyttes både dieseldrevne og elektriske (oftest batteridrevne) lokomotiv. En vanlig og god løsning er å bruke elektrisk drift ved stuff til rangering, både på grunn av ventilasjonsbehov og på grunn av hyppige start og stopp, akselerasjoner og nedbremsinger.

Batteridrevne lokomotiv er dyre i anskaffelse og krever ladestasjon med løftearrangement for skifting av batterikasser.

Diesellokomotivene er vesentlig billigere i anskaffelse. Mange tunnelanlegg har vært drevet med bare diesellokomotiv. Vanlig størrelse på lokomotiv er 10 og 22 tonn. I planleggingsfasen må nødvendig motorkraft (og veggrep) fra lokomotivet kontrolleres mot vekten av togsettet, stigning og rullemotstand. Dette gjøres med en betraktning av kjørearbeidet (se prosjektrapport *17-91 TUNNELDRIFT Ventilasjon*).

3.23 Vagger

Vanlige vagger som laster fra 5 til 10 fm³ er som regel selvtippende. Når vaggene kjøres forbi tippet, åpnes ei luke i bunnen av vaggene slik at massene raser ut. Det finnes også andre typer tippsystem.

Ved bruk av skyttelvagger lastes bakerste vagg fra enden, og et kraftig luftdrevet transportbånd i bunnen fører massene over i neste vagg. Det samme transportsystemet tømmer vaggene. Ved bruk av skyttelvagger er det ikke behov for å sprengje nisjer til rangering av vaggsettet. Skyttelvaggene har ingen rangeringstid. Et togsett av skyttelvagger på 40 m har en lasteevne på 40 til 50 fm³.

3.24 Tipp og omlasting

Det kan by på problemer å få tømt vaggene. Vinterstid kan den fuktige tunnelmassen fryse fast ved utendørs tipping. Tunnelmasse med mye finstoff og fuktighet, kan bli hard som betong under transport og dermed vanskelige å tippe også ved temperaturer over null.

I dag foregår omlasting fra vagger til sporfri transport i overgangen tverrslag-tunnel. Omlastingsarrangementet kan gjøres enkelt, men det er nødvendig med ekstra utsprengning og noe bygningsmessig arbeid. Vedlikeholdet av skinnemateriellet må også foregå nede i tunnelen. Verksted innredes også her. Kostnadene og tidforbruket til omlastingsstasjonen er betydelig. Fordelen er forenklet tipparbeid, og mange ganger kan denne fordelen være av vesentlig betydning.

3.3 TRANSPORTBAND

Transportband har to store fordeler :

- * elektrisk drift (dvs. redusert ventilasjonsbehov).
- * mulig å utføre arbeid bak stuff under lasting av salve.

Hittil har ikke transportband vært økonomisk gunstig i konvensjonelt drevne tunneler. I fullprofilborede tunneler har transportband vært i bruk i ca. 20 år, men i liten utstrekning.

Hovedårsakene til dette er flere:

- * Store basisinvesteringer uavhengig av lengde.
- * Høy investeringskostnad pr. meter band.
- * Behov for knusing av sprengsteinen ved stuff.

I dag brukes transportband bla. ved driving av Base- tunnelene i Sveits.

Transportband for tunneldrift består i hovedsak av tre deler:

- * Basestasjon med bandmagasin for 150- 200 m tunnel. Plasseres oftest i dagen eller i tverrslag. En kan altså drive 150- 200 m tunnel før bandmagasinet er oppbrukt og 300- 400 m må skjøtes inn.
- * Individuelle oppheng med bandruller innover i tunnelen. Typisk avstand 2- 3 m.
- * Kontinuerlig flyttbar laste- og vendestasjon ved stuff.
- * Ved konvensjonell drift kreves det i tillegg en steinknuser mellom lastestasjonen og stuffen for å redusere steinstørrelsen og dermed nødvendig bandbredde.

Et slikt system med transportband kalles gjerne continuous conveyor.

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

PLANLEGGING OG STYRING Kapittel III.3

August 2013
Amund Bruland

	Side
1. DATAINNSAMLING	2
1.0 Generelt	2
1.1 Arbeidsstudier	3
1.10 Generelt	3
1.11 Resultat- og prognosemodell	3
1.12 Videre utvikling	3
1.13 Resultat fra arbeidsstudier	4
1.14 Normalytelser	6
1.15 Forholdet til de ansatte	6
1.16 Arbeidsrapport	7
1.17 Kostnadsregistrering	8
2. PROGNOSE	10
3. KOSTNADER	11

1.0 GENERELT

I perioden etter siste krig har det skjedd en rivende utvikling av tunnelteknikken her i landet. Resultatet av denne utviklingen er:

- Meget betydelig produktivitetsøkning og tilsvarende relativ kostnadsreduksjon.
- Øking av drivehastigheten.
- Vesentlig øking både av den teknisk mulige og den økonomisk riktige drive-lengde fra ett og samme angrepspunkt.

Utviklingen er en følge av økt mekanisering og industrialisering av selve drive-prosessen, men framgangen kan i like stor grad føres tilbake til bedre planlegging og styring.

Behovet for presise og ajourførte data meldte seg tidlig. Disse dannet grunnlag for

- økonomisk dimensjonering og utforming av prosjektene
- valg av drivemetode og utstyr
- målsetting i tid og penger (framdriftsplan og kostnadsoverslag) samt resultat-vurdering
- akkordsetting.

Data kunne bare skaffes ved en systematisk teknisk økonomisk kartlegging av anlegg under arbeid. Tunneldrift ble også et spørsmål om dataregistrering og systematisk behandling av data.

Den teknisk-økonomiske kartleggingen skjer ved:

- * Arbeidsstudier av ytelser og kapasiteter.
- * Arbeidsrapporter gir sprengningstekniske data, framdrift og kartlegging av driftsforstyrrelser, borutstyrstatistikk og kvalitet på utført arbeid (tverrsnitt, ruhet).
- * Kostnadsregnskap. Timefordeling og kostnader spesifisert på de forskjellige arbeidsoperasjoner. Særregnskap for materialer og de viktigste maskiner.

1.1 ARBEIDSSTUDIER

1.10 Generelt

Arbeidsstudier ble introdusert i tunneldrift omkring 1950 ved byggingen av de store statskraftverkene Aura og Røssåga. Institutt for fjellsprenningsteknikk (IFF, under NFR, som først het Fjellsprenningsutvalget og seinere Kontor for fjellsprenningsteknikk) spilte en aktiv rolle i denne fasen, blant annet som formidler av erfaringer fra Sverige. IFF ble nedlagt i 1982.

Studiene var preget av improvisasjon og forsøk den første tida. Studiene var først og fremst registrerende, og i mindre grad anvendt planleggings- og styringsverktøy. Materialet fra disse studiene danner imidlertid det nødvendige grunnlag for den videre utvikling.

1.11 Resultat- og prognosemodell

For å systematisere bearbeidelse og bruk av kapasitets- og ytelsesdata fra studiene, ble det satt opp en resultat- og prognosemodell. Modellen ble i sin tid laget av Statskraftverkernes Rasjonaliseringskontor. Den er videreutviklet av Institutt for bygg- og anleggsteknikk.

Salvesyklusen og hovedoperasjonene i salvesyklusen danner basisen for modellen. Hovedoperasjonene deles inn i tre vesensforskjellige deloperasjoner

- faste tapstider (riggetider)
- proporsjonale tider
- tilfeldige tapstider.

Modellen er beskrevet i prosjektrapport *2B-95 TUNNELDRIFT Prognoser konvensjonell drift*.

1.12 Videre utvikling

Ser en tilbake på de første studieresultatene fra 50-tallet, slår det en at utviklingen på ingen måte bare kan tilskrives økt maskininnsats.

Framgangen er minst like stor når det gjelder riggetider og tilfeldige tapstider. Utviklingen av tidforbruk til deloperasjoner har vært:

- * Faste tapstider eller riggetider er redusert vesentlig. Dette tilskrives forbedret organisasjon og mer mobilt utstyr. Eksempel er borrhiger med eget framdriftsmaskineri og lastemaskiner som ikke er avhengig av bulldoser eller hjullaster for å samle røysa, noe gravemaskiner er.
- * Proporsjonale tider er redusert som følge av økt effekt og mekaniseringsgrad på maskinene. Boroperasjonen har dessuten endret karakter som følge av overgangen til hydraulisk opererte rigger.
- * De tilfeldige tapstider er også redusert betydelig. Når det gjelder personlig tid, må det forklares med kortere arbeidsuke (fra 48 til 45 i 1959, til 40 i 1962, til 38 i 1974, til 36 i 1976 og til 33,6 timer pr. uke i 1987), redusert bemanning og økte krav. Reduksjon i driftsteknisk tapstid som maskinstopp og drifts-avbrudd er en følge av bedre utstyr, bedre planlegging og ikke minst mer forebyggende vedlikehold. De tilfeldige tapstider viser likevel også i dag betydelig spredning, og kvaliteten til en drift avspeiler seg først og fremst her.

1.13 Resultat fra arbeidsstudier

Registreringsstudier

Registreringsstudier foretas under stabil innkjørt akkorddrift. Studieresultatene normaliseres, bearbeides og lagres i samsvar med prognose- og resultatmodellen. Hensikten er å bygge opp normaldata for planlegging, målsetting og resultatvurdering.

Datastyrt maskiner gir mulighet til kontinuerlig logging av maskinens arbeid. Slike muligheter finnes i dag på hovedmaskiner i produksjonen, som for eksempel borrhiger, fullprofilmaskiner og lastemaskiner.

Studier og prognose

Grunnlaget for prognosen er normaliserte studiedata, eventuelt supplert med studier fra andre foretak eller fra prøvedrift når det dreier seg om utstyr som den enkelte entreprenør eller etat ikke har erfaring fra.

En kartlegging av de aktuelle fjellforhold med hensyn til bor- og sprengbarhet inngår også.

Prognosen har følgende oppgaver:

- * Sammen med kostnadstall og statistisk bearbeiding av arbeidsrapporter danner den grunnlag for beregning av alternative drivemetoder og utstyrs-kombinasjoner.
- * Grunnlag for akkordforhandlinger.
- * Prognosen sier oss hvordan framdriftskrav i tidsplanen skal oppfylles, eventuelt vil prognosen bestemme tidsplanen dersom tunneldriften er bestemmende.

Leveringstid på nytt utstyr kan være lang, prognosen må derfor settes opp i god tid før aktuell drift skal igangsettes.

Studier i innkjøringsfasen

Studiene foretas i startfasen og resultatene settes opp i prognosens form og sammenlignes med denne. Hensikten er å etterprøve prognosens forutsetninger med hensyn til fjell, kapasiteter og utstyr. Studiene avdekker mangler ved driften og til hvilke aktiviteter disse kan henføres. Manglene tas deretter opp til drøfting og utbedring i samarbeid med driverne.

Akkordgrunnlaget blir eventuelt justert etter slike studier.

Metodestudier

Registreringsstudier, utarbeiding av prognoser og studier i innkjøringsfasen representerer mer rutinepreget bruk av arbeidsstudier. Metodestudier nyttes i tillegg ved tunnelarbeid som ved andre arbeid, for å avdekke svikt i etablert drift og for å skaffe grunnlag for metodeforbedring og rasjonalisering.

Virksomheten bak stoff studeres også.

1.14 Normalytelser

Normalytelser svarer til normalt god drift som det kan regnes å holde gjennom lengre tid.

Mulighetene til å oppnå mer enn normalytelser ligger først og fremst i å redusere de variable tapstider. Noe kan også hentes fra proporsjonale tider med særlig dyktige folk. Total mulighet ligger i området 15 - 20 %.

Av og til oppnås det større inndrift, men da er fjellet gjerne mer medgjørlig enn forutsatt, og driverne bruker på eget initiativ matpausene til produksjon ved at de spiser under ventilasjonspausene, eller at utstyret holdes i gang og det spises på "skift".

Det er grunn til å advare mot å presse sitronen for hardt. Svært intensiv drift fører gjerne til økt slitasje på folk og utstyr som i neste omgang kan gi store tilbakeslag.

1.15 Forholdet til de ansatte

Arbeidsstudier er blitt akseptert blant de ansatte som et naturlig hjelpemiddel for planlegging, akkordsetting og for effektivisering av driften.

Spillereglene må imidlertid følges nøye og det er en ufravikelig regel at de impliserte gis tilfredsstillende orientering før studier settes i gang og at resultatene legges fram i full åpenhet.

Studiene rettes mot metode, utstyr og organisasjon. Det er gruppens samlede innsats som måles. Detaljstudier av den enkelte arbeider gjennomføres ikke. En kan si at studiene retter søkelyset mer mot ledelsen enn mot arbeiderne.

Akkordprognosene danner det objektive grunnlag for akkordene, men disse fastsettes etter fri forhandling mellom laget og ledelsen i det enkelte tilfelle.

Det er viktig at det i forbindelse med opptak og bruk av studier søkes å dra nytte av erfaringer og ideer som driverne selv har. Dette virker stimulerende på samarbeidet mellom ansatte i produksjonen og ansatte i lederposisjon.

1.16 Arbeidsrapport

Arbeidsrapporter er den eldste form for kartlegging av tunneldrift. De har sin plass i helhetsbildet også i dag.

Den primære rapportering utføres dels av basene og dels av oppsynsmann. Opplysningene brukes direkte eller bearbeides videre alt etter behov.

De forhold som kartlegges på denne måte er i første rekke:

- * Produksjon eller framdrift pr. uke.
- * Driftsforstyrrelser og deres årsak (maskinstopp, sikringsarbeid, osv.).
- * Sprengningstekniske data som boret salvelengde, inndrift pr. salve, sprengstoff-forbruk, spesifikt bormeterantall, levetider og kostnader for borutstyret.
- * Utført tverrsnitt ifølge profilering.

Dataene kan registreres manuelt på f.eks. standardiserte skjema, eller automatisk ved bruk av datastyrt borrhogg.

Driftsdataene har trefoldig anvendelse:

- * Uten bearbeiding nyttes de for umiddelbart å føle driften på pulsen.
- * Etter bearbeiding danner de sammen med kostnadstall og normaldata grunnlag for en inngående periodisk overvåking av den aktuelle drift.
- * Etter avsluttet bearbeiding og normalisering går de inn i erfaringsbanken.

1.17 Kostnadsregistrering

Ajourførte kostnadstall er av avgjørende betydning for både prosjektering og for planlegging og styring av anleggsdrift.

Med mer eller mindre bearbeiding skal regnskapene gi kostnadstall. Dette forutsetter en kontoplan som gir hensiktsmessig spesifisering av kostnadene.

En tunnel forutsetter hjelpeanlegg som også kan være felles for flere arbeid. Drift av en brakkerigg eller en verkstedsrigg, kan f.eks. være felles for flere anleggsarbeid. Dette øker omfanget av kontoplanen vesentlig, idet kostnadene i første omgang må henføres til kostnadsstedene og seinere fordeles på kostnadsbærerne etter en fornuftig fordelingsnøkkel.

På samme måte fungerer det særregnskap en ønsker å føre for viktige maskiner.

Kostnadene spesifiseres også i kostnadsart som lønn, materialer, transport og avskrivning. I integrerte regnskap lar en gjerne timene følge lønn. Materialforbruk på den enkelte kostnadsbærer kan spesifiseres ut fra et materialnummersystem.

Det er vel allerede klart at det å registrere kostnader med ønskelig spesifisering, er en oppgave som stiller store krav til organisasjon. Dette er regningssvarende for entreprenører og etater med betydelig og kontinuerlig virksomhet på feltet. Ved drift i mindre målestokk må kostnadsoppfølgingen være tilpasset driftens omfang og kontinuitet. Enkle datasystem kan være et godt hjelpemiddel.

1. DATAINNSAMLING

1.1 Arbeidsstudier

Tabell 1.1 viser eksempel på løpende kostnadsrapport fra en tunnel. Etterkalkylen følger samme opplegg.

Anlegg: RANA III							Arbeidssted: LEIRBOTN H + V 6,6 m ²						Pr. 4 kv/71	
	Kostnader (1000 kr)							Enhetskostnader						Merknad
	I perioden	Til dato						kr/m ³			kr/lm			
		Lønn	Mat	Transport	Avskrivning	Øvrige utg.	Sum	I perioden	Til dato	Norm	I perioden	Til dato	Norm	
1. Boring, lading, skyting, løpende rensk	292	467	668	2	167	5	1.300				397	413	412	
2. Lasting	82	270	64	1	54	1	390	16,90	18,80	14,50	112	124	96	Mye rep.
3. Utkjøring														
Transport	154	324	102	13	187	1	627	29,90	30,30	23,30	197	199	154	Skyttel-
Skinnegang	52	131	87	22	-	9	249				71	79	97	vagger
Tipp	17	95	5	-	-	3	103				23	33	38	
4. Øvrige kostnader														
Ventilasjon	36	59	50	-	4	1	114				49	36	45	
El. anlegg	8	29	22	-	-	3	51				11	16	25	
Diverse	14	41	36	1	2	-	48				19	26	16	
	646	1.417	1.034	39	404	23	2.917	133	140	134	879	926	883	
5. Sikringsarbeid	10	20	4	1	-	-	25				14	8		
m ³ / lm / m ³ i per. / i per. / til dato	lm	oppr. overslag		Rev. 1970	I per.	Til dato			Gjenstår					
4852 / 735,2 / 20.760	3145,5	890 + 50		890 + 30	879 + 14	926 + 8			2.568 m			(+ sikring)		

Tabell 1.1 Tunnelkostnadsrapport fra RANA III.

2. PROGNOSE

Prognoser

Prosjektrapport 2B-95 TUNNELDRIFT Prognoser konvensjonell drift gir nødvendige data og metode for beregning av prognoser samt valg av utstyr og drivemetode ved konvensjonell drift.

Rapporten gir en beskrivelse av selve prognosemodellen, dens bakgrunn og oppbygging.

Prognoser - sporbunden transport

Nødvendig grunnlag for beregning av transportkapasitet for sporbunden transport er gitt i prosjektrapport *1-88 FULLPROFILBORING AV TUNNELER kapittel 7. Transport*. Kapitlet er her gitt som vedlegg. Kapitlet gir nødvendig grunnlag for dimensjonering av transportutstyr for fullprofilborede tunneler. Modellen kan også brukes til dimensjonering av sporbunden transport i konvensjonelt drevne tunneler. Inndrift erstattes da av brutto lastekapasitet.

Prognoser - sporfri transport

Nødvendig grunnlag for beregning av transportkapasitet med sporfri transport er gitt i prosjektrapport *15A-92 ANLEGGSMASKINER Kostnad, ytelse og driftskontrol, kapittel 5. Kapasiteter*. Modellen brukes både over og under jord. Ved tunneldrift er tidforbruket større på grunn av redusert kjørehastighet og mer tidkrevende rangering (blant annet rygging til stuff).

3. KOSTNADER

Prosjektrapport *2C-95 TUNNELDRIFT Kostnader konvensjonell drift* gir nødvendige data og metode for beregning av kostnader samt valg av utstyr og drivemetode ved konvensjonell drift.

Rapporten er delt i tre hoveddeler:

- **Normalkostnader**

Tunnelkostnadene er gitt som funksjon av tverrsnitt, sprengbarhet, drivemetode og stofflengde. Kostnadene er utjevnet og normalisert.

- **Delkostnader**

Kostnadene blir spesifisert på de enkelte arbeidsoperasjoner for forskjellig utstyr og drivemetode.

- **Samlede kostnader**

Her er samlede kostnader for alternative utstyrskombinasjoner vist.

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

SPRENGNINGSPLANER Kapittel III.4

August 2013
Amund Bruland

Doctoral Thesis

Doctoral Theses at NTNU, 2007:129 (2)

Shokrollah Zare

Drill and Blast Tunnelling Blast Design

NTNU
Norwegian University of
Science and Technology
Thesis for the degree of
philosophiae doctor
Faculty of Engineering Science and Technology
Department of Civil and Transport Engineering

	PREFACE	1
1	CROSS SECTION DESIGN	3
	1.0 Introduction	4
	1.1 Road tunnels	5
	1.2 Railway tunnels	10
	1.3 Water tunnels	11
2	GEOLOGY	12
	2.1 Rock blastability	13
3	DRILLING	18
	3.0 Introduction	19
	3.1 Angle cut	21
	3.2 Parallel cut	23
	3.3 Specific drilling	29
	3.4 Drilling pattern	34
4	CHARGING	42
	4.0 Introduction	43
	4.1 Basis	44
	4.2 Necessary charging	48
	4.3 Practical experience	49
5	FIRING	50
	5.0 Firing pattern	51
	5.1 Examples	53
6	EXAMPLES OF APPLICATION	56
	6.1 Round with cartridge explosives	57
	6.2 Round with ANFO	63
	APPENDICES	66
	A. Parameters	67
	B. Previous Reports	68
	C. Project reports and PC programmes	70

PREFACE

DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design REPORT 2A-05

This report is one of three reports about drill and blast tunnelling.

2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design
2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate
2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs

In addition, **Prediction Model and Simulation Tool for Time and Costs of Drill and Blast Tunnelling** gives background and discussion about the above reports.

A considerable amount of information on tunnelling has been systematised and brought up to date through the reports to be used for:

- Economic dimensioning
- Choice of alternative
- Time planning
- Cost analysis, tender, budget and cost control
- Choice of excavation method and equipment

The blast design, advance rate and excavation cost models also exist as PC programmes.

The basis for the reports is mainly work-studies and statistics from tunnelling in Norway. The reports include recent advances in equipment and methods, the data are normalised and representative for well organised tunnelling.

The report is prepared by Shokrollah Zare as part of his PhD thesis entitled “Prediction Model and Simulation Tool for Time and Costs of Drill and Blast Tunnelling”, financed by a scholarship from the Ministry of Science, Research and Technology of Iran.

Economic support for field data collection has been provided by:

- The Norwegian Public Road Administration
- Atlas Copco Rock Drills AB
- Dyno Nobel

PREFACE

For reference, registration and similar, we ask for the following:

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2006):
Report 2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design.

Trondheim, May 2006

Amund Bruland
Professor

	Page
1.0 INTRODUCTION	4
1.1 ROAD TUNNELS	5
1.11 Cross Section Design	5
1.12 Cross Section Area	9
1.2 RAILWAY TUNNELS	10
1.3 WATER TUNNELS	11

1.0 INTRODUCTION

Tunnels are built for different purposes. This affects the choice of cross section design.

Geometrically, the main categories of cross sections are divided into

- **Cross sections with circular contour**
 - Cut-off circle
 - Cut-off circle with three circular arcs.

- **Cross sections with vertical walls**
 - Circular crown
 - Three circular arcs in the crown.

Most cross section types are symmetrical about a vertical axis and based on the two main categories above.

Cross sections normally used for Norwegian road and railway tunnels will be introduced in the following.

1.1 ROAD TUNNELS

1.11 Cross Section Design

The chapter is based on "Manual 021, Road Tunnels ", published by the Norwegian Public Roads Administration in 2004* .

Based on the density of traffic and the tunnel length, tunnels are divided into different classes. This is the basis on which to decide the number of tunnel tubes, cross section design, spacing and design of turning niches, the need for emergency lay-bys and safety systems.

The tunnel cross section must provide enough space to allow specified vehicles to pass each other with sufficient clearance, and space for necessary road equipment and technical installations. The cross section has to be designed in accordance with standards for roads in the open. Tunnels are classified as high cost terrain, and the width of the shoulder should therefore be reduced in the tunnel.

The general road tunnel cross section is shown in Figure 1.1. The specifications for road tunnels define in seven different tunnel cross sections from T4 to T12.5, see Figure 1.2 for examples.

The tunnel profiles are specified with a T for tunnel and a number for the total tunnel width. The cross section of tunnel T4 has vertical walls. Tunnel cross sections T5.5-T12.5 have a circular contour above the road surface.

The dimensions of the different cross sections according to the specifications for road tunnels are shown in Figure 1.3, Figure 1.4 and Table 1.1.

With a view to practical tunnelling, the semi-circular cross section seems unfavourable without computerised drilling. An alternative is to use a cross section with vertical walls and circular crown. Tunnel profile T4 is designed in compliance with this principle.

* http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/021/021_e_05_w.pdf

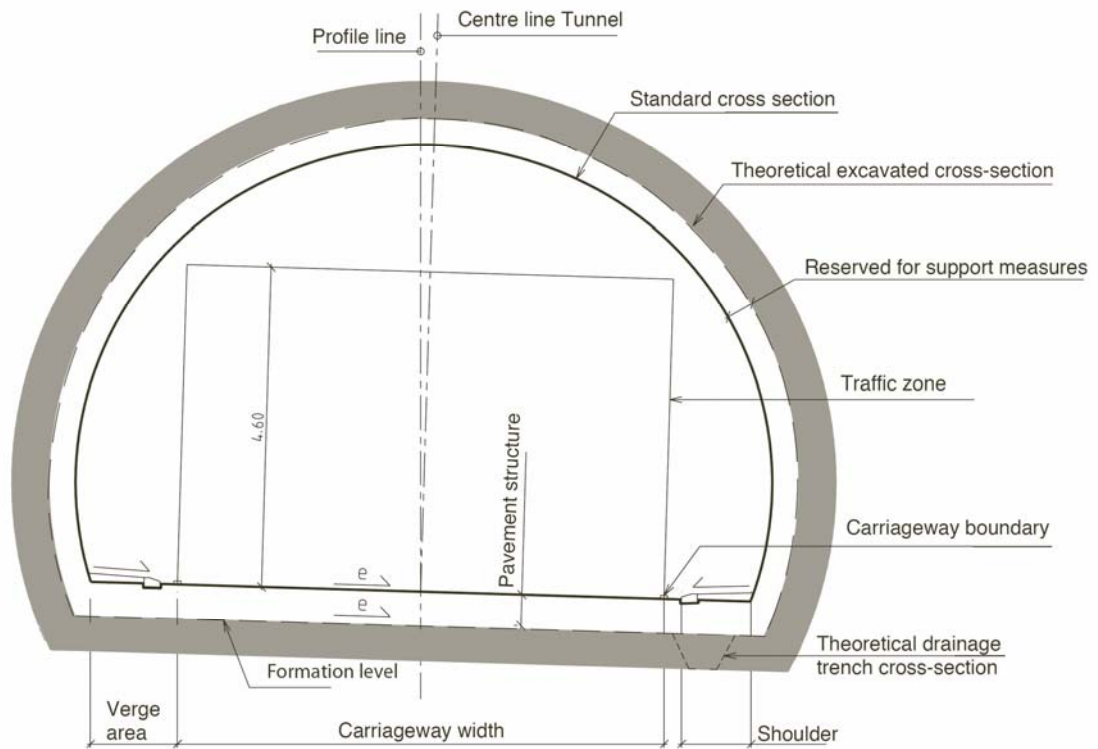
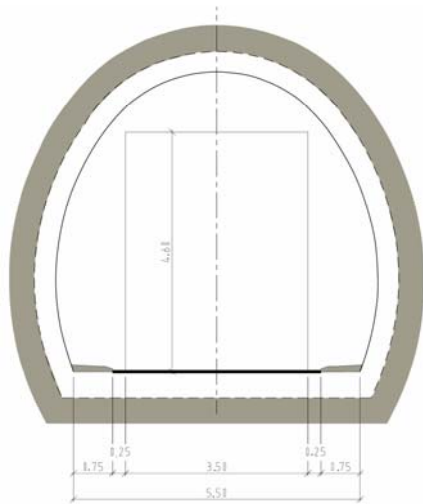


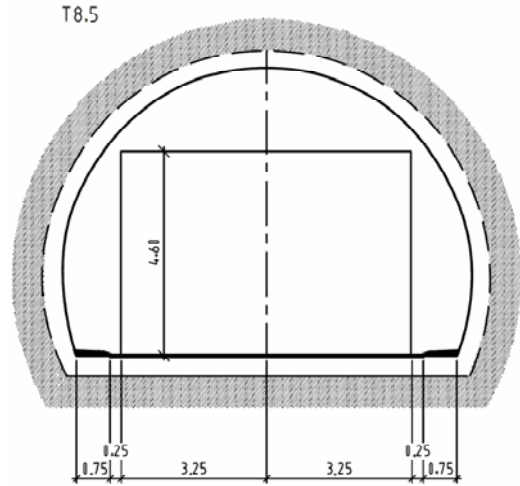
Figure 1.1 Norwegian road tunnel cross section.

Table 1.1 Dimensions of different tunnel profiles (in metres)

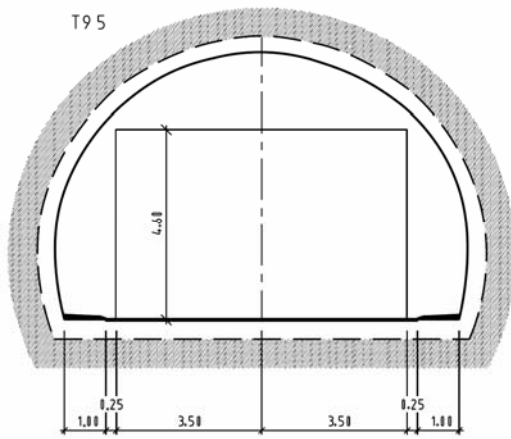
Tunnel Profile	Total Width B_T	Traffic Width B_k	Centre Point Wall Radius X	Centre Height Wall Radius Y_v	Wall Radius R_v	Centre Height Lining Radius Y_H	Lining Radius R_H
T4	4.0	3.0	-	-	-	1.33	2.40
T5.5	5.5	3.5	3.40	1.77	4.79	3.17	2.59
T7	7.0	5.0	2.06	1.57	4.79	2.78	3.20
T8.5	8.5	6.5	0.40	1.77	4.79	1.98	4.50
T9.5	9.5	7.0	0.44	1.57	4.79	1.22	5.20
T11.5	11.0	9.5	2.60	1.77	4.79	- 0.26	7.20
T12.5	12.5	10.0	3.44	1.57	4.79	- 0.46	7.45



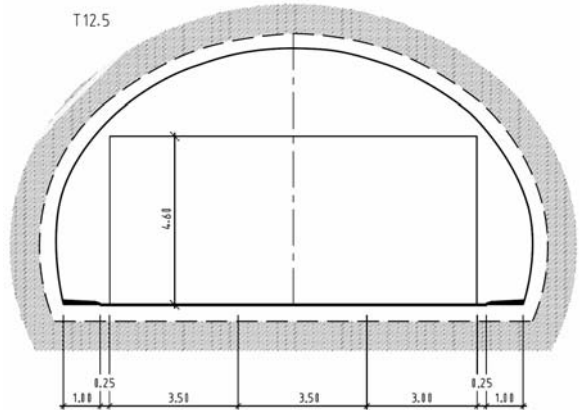
Tunnel profile T5.5



Tunnel profile T8.5



Tunnel profile T9.5



Tunnel profile T12.5

Figure 1.2 Design of Norwegian road tunnels.

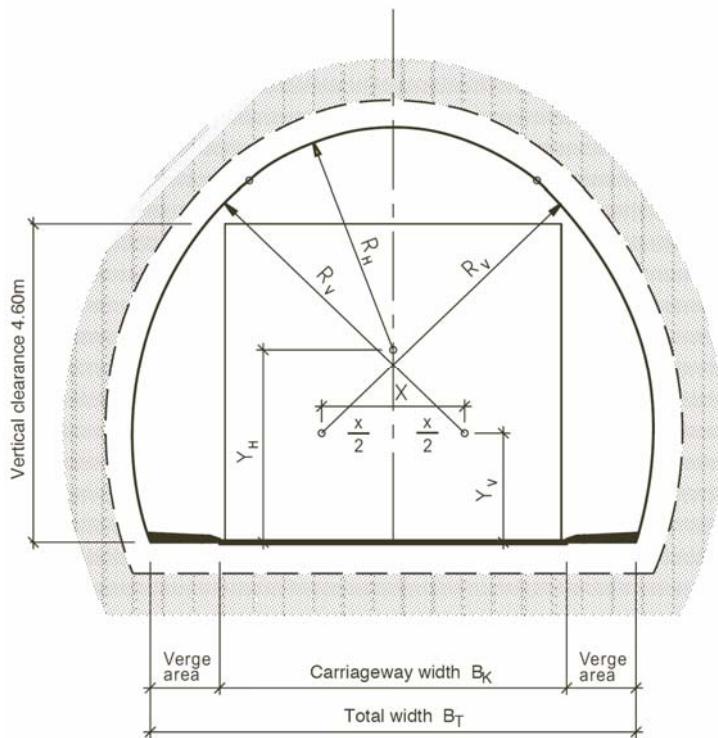


Figure 1.3 Dimension parameters of Norwegian road tunnel profiles T4 to T8.5.

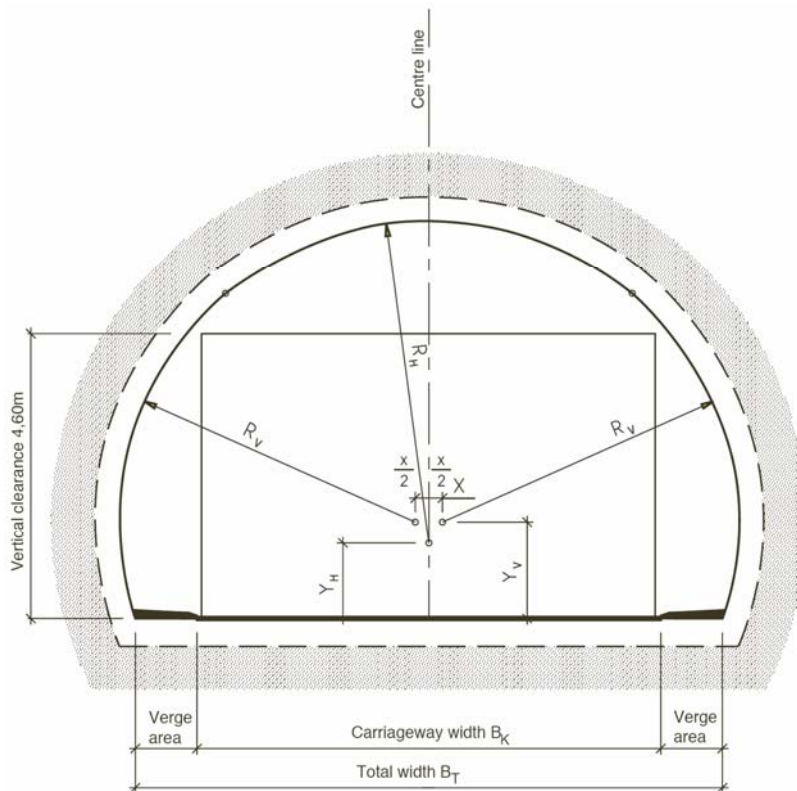


Figure 1.4 Dimension parameters of Norwegian road tunnel profiles T9.5 to T12.5.

1.12 Cross Section Area

Cross section data for standard and excavated cross sections are given in Table 1.2.

Table 1.2 Cross section data for different tunnel profiles.

Tunnel Profile	Standard Cross Section		Theoretical Excavated Cross Section	
	Arc Length B_N , m	Area A_N , m ²	Arc Length B_S , m	Area A_S , m ²
T4	10.04	13.65	12.31	20.31
T5.5	14.90	28.77	17.12	39.11
T7	16.01	37.23	18.32	47.85
T8.5	18.24	49.66	20.56	61.92
T9.5	18.71	53.53	21.02	66.53
T11.5	21.43	70.89	23.76	85.95
T12.5	21.99	75.41	24.30	91.23

Specifications will be dependent upon the pavement design and area reserved for support. The following specifications apply to the table :

A_N = Area of the standard cross section above the road surface and verge area assuming a 5% decline on the shoulder.

B_N = Arc length of the standard cross section above the level for the road surface.

A_S = Area of the theoretical excavation cross section. The pavement has been determined at 0.5 m and reserved space for support at 0.4 m.

B_S = Arc length based on the theoretical excavation cross-section down to the formation level assuming 0.5 m for the pavement and 0.4 m for support.

Rock protruding within the theoretical profile is not allowed for road tunnels.

The contractors may need to increase the theoretical profile with around 0.15 m in the contour to ensure a sufficiently large cross section.

1.2 RAILWAY TUNNELS

There has not yet been published updated standard cross sections by the Norwegian State Railway.

The cross section will depend on

- Single track or double track
- Diesel or electric traction
- Tunnel length
- Design speed.

Figure 1.5 shows examples of cross sections with single track and double track respectively. For necessary excavated area, see Section 1.12.

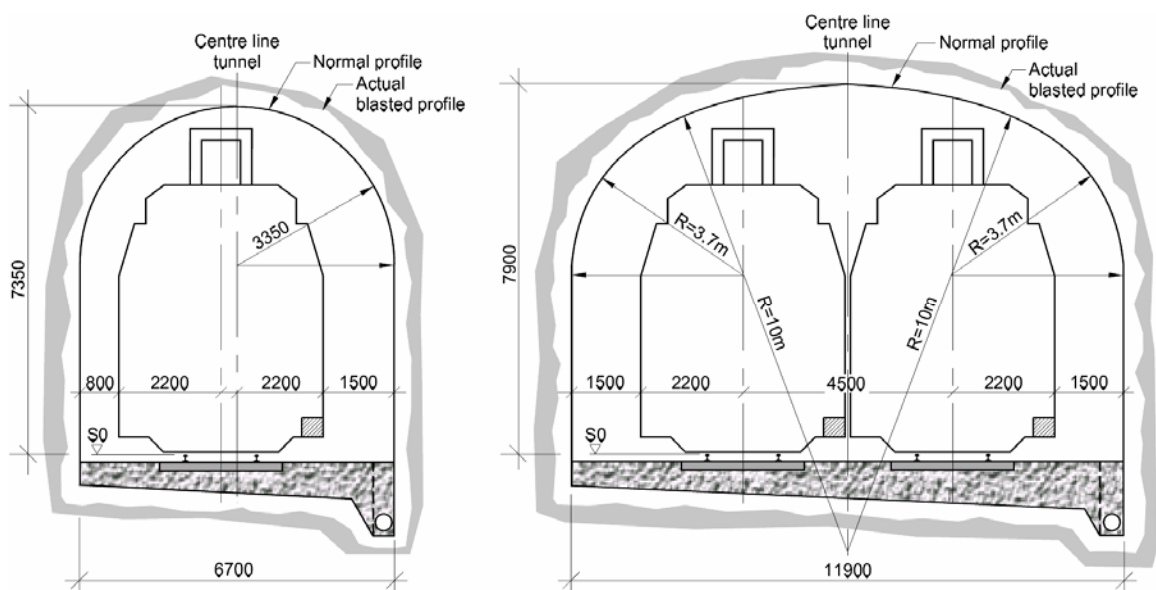


Figure 1.5 Norwegian standard profile for single track and double track tunnel. Design speed is 200 km/h.

1.3 WATER TUNNELS

For water tunnels, the transmission capacity depends on size and shape of the cross section. Because of this, one are more free as to adapt the cross section shape to tunnelling method and rock mass conditions.

When rock is allowed to protrude into the cross section, there is normally no need of additional area in the contour. For unlined tunnels additional area for rock support is normally not required.

A typical drill and blast water tunnel cross section is shown in Figure 1.6. The height to width ratio for small, medium and large cross sections are recommended as follows:

- Small cross section $h/w > 1$
- Medium cross section $h/w \approx 1$
- Large cross section $h/w < 1$

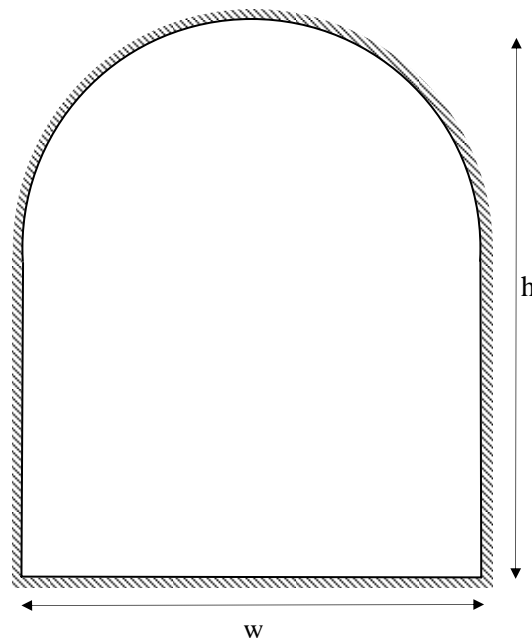


Figure 1.6 Typical drill and blast water tunnel cross section.

	Page
2.1 ROCK BLASTABILITY	13

2.1 ROCK BLASTABILITY

The rock blastability is given by the rock blastability index *SPR*, which is “ the amount of explosives (kg/m^3) are needed to break the rock to a certain degree of fragmentation, where 50% of the blasted rock size is under 250 mm ($d_{50} = 250 \text{ mm}$)”.

Based on blasting experience in surface rock blasting operations with bulk and cartridged explosives and one inch drillhole diameter, the rock blastability index *SPR* is determined as follows:

$$SPR = \frac{0.736 \cdot I_a^{0.6} \cdot LT^{0.7}}{\left(\frac{c}{1000}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{w}{c}\right)^{0.25} \cdot \rho^{0.2}} \quad [2.1]$$

c_n = dry sonic velocity normal to foliation (m/s)

c_p = dry sonic velocity parallel to foliation (m/s)

$I_a = c_p/c_n$ = anisotropy

$c = (c_p + c_n)/2$ = dry sonic velocity (m/s)

w = detonation velocity of explosive (m/s)

ρ = density of rock (g/cm^3)

LT = charging density of explosives (amount of explosives per volume unit of drillhole, g/cm^3)

The blastability index *SPR* describes the blastability of the rock and is influenced by

- Anisotropy
- Density
- Sonic velocity
- Mineralogy and grain binding
- Charging density of the explosives
- Detonation velocity of the explosives

A classification of blastability of different rocks is shown below.

Good blastability $SPR = 0.38$	Coarse grained homogeneous granites, syenites and quartz diorites. For example "Swedish granite".
Medium blastability $SPR = 0.47$	For example gneiss.
Poor blastability $SPR = 0.56$	Metamorphic rocks with schistose structure, often with high content of mica and a low compressive strength. For example mica schist in the Rana region in Norway.

In this report, the classification of rock blastability is simplified, distinguishing between good and poor blastability. For intermediate values, the relevant curves may be interpolated.

The equation [2.1] is simplified for emulsion explosives ($w = 4250 \text{ m/s}$, $LT = 0.9 \text{ g/cm}^3$). The simplified equation for calculating the blastability index is shown in [2.2]. The index is meant to aid the evaluation of blastability and assumes access to laboratory data from a representative sample of the particular rock. The index does not take into consideration the variation of the rock mass fracturing and orientation of fractures.

$$SPR = \frac{1.342 \cdot I_a^{0.6}}{c^{0.15} \cdot \rho^{0.2}} \quad [2.2]$$

Below is an example of calculation of blastability for a given tunnel.

Input data:

$$\begin{aligned}c_n &= 3991 \text{ m/s} \\c_p &= 4854 \text{ m/s} \\I_a &= c_p/c_n = 4854/3991 = 1.2162 \\c &= (c_p + c_n)/2 = 4422.5 \text{ m/s} \\\rho &= 2.72 \text{ g/cm}^3\end{aligned}$$

$$SPR = \frac{1.342 \cdot 1.2162^{0.6}}{4422.5^{0.15} \cdot 2.72^{0.2}} = 0.35 \quad [2.3]$$

The calculated *SPR* indicates a good blastability. The rock in the example is a limestone.

SPR values for samples tested in the Engineering Geological Laboratory at NTNU are shown in Figure 2.1.

The rock blastability index, *SPR*, is developed for surface blasting conditions. In a tunnel, the effect of the degree of fracturing and especially fracturing orientation may be different.

When the degree of fracturing is very high and/or the fractures are open, poorer blastability is expected. In a tunnel, when the orientation of fracturing is parallel or close to parallel of the tunnel axis, the rock mass blastability is reduced.

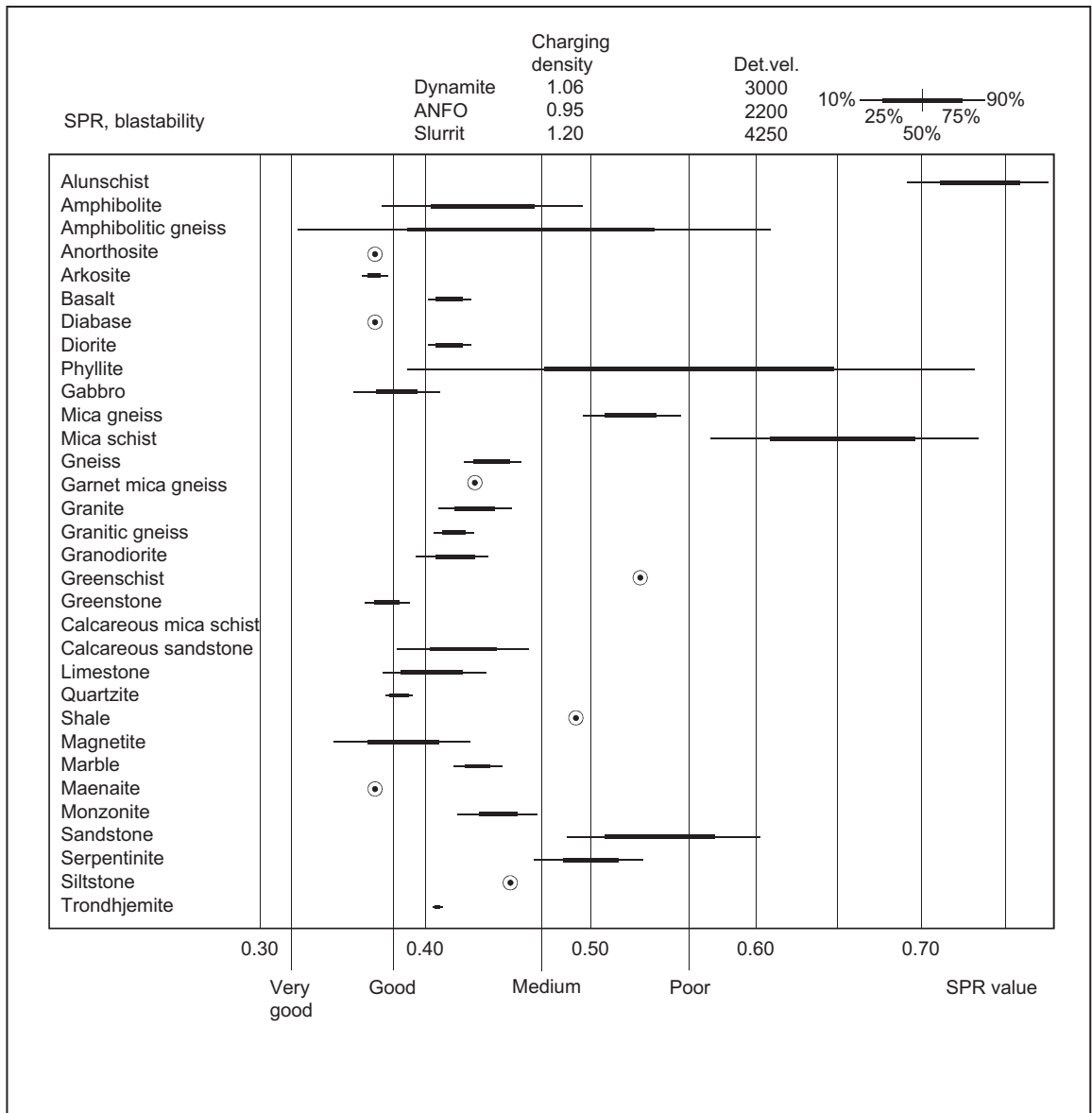


Figure 2.1 SPR values for samples tested in the Engineering Geological Laboratory at NTNU. The experience values are based on limited data.

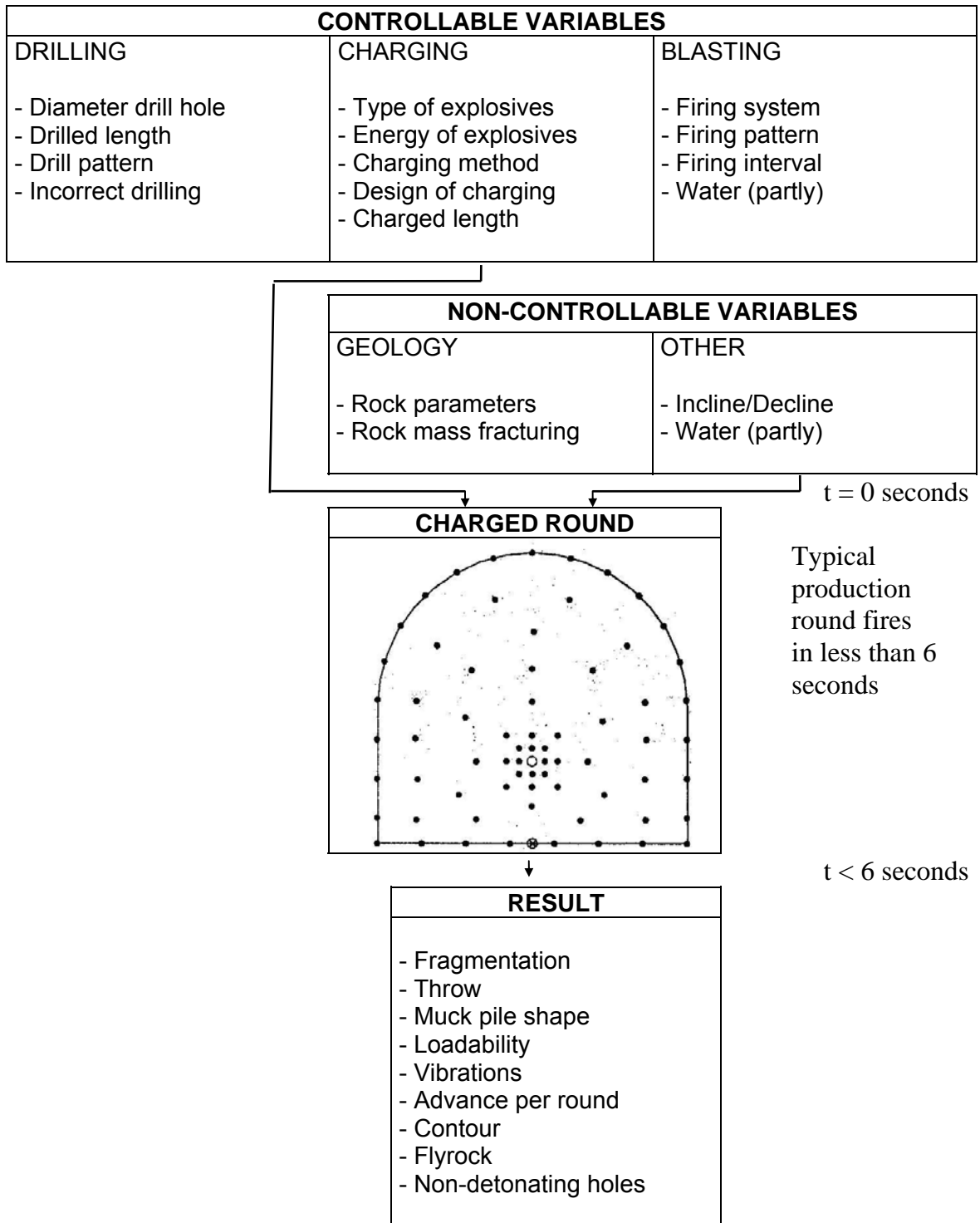


Figure 2.2 Controllable and non-controllable variables in the blasting process of tunnelling.

	Page
3.0 INTRODUCTION	19
3.1 ANGLE CUT	21
3.11 Fan Cut	21
3.12 V Cut	22
3.2 PARALLEL HOLE CUT	23
3.20 Introduction	23
3.21 Large Hole Cut	23
3.22 Necessary Large Hole Area	26
3.23 Design of Large Hole Cut	27
3.3 SPECIFIC DRILLING	29
3.30 Introduction	29
3.31 Assumptions	29
3.32 Necessary Number of Drill Holes	30
3.33 Specific Drilling, l/sm^3 and dm/sm^3	30
3.4 DRILLING PATTERN	34
3.40 Introduction	34
3.41 Placing the Cut	34
3.42 Contour	35
3.43 Row Nearest Contour	36
3.44 Invert Holes	36
3.45 Easers	37
3.46 Burden, Spacing and Stopping Area	37
3.47 Guidelines for Design of Drilling Pattern	39

3.0 INTRODUCTION

In surface blasting, the drilling is normally done parallel to the break-out or free surface. In a tunnel, the face is the only free surface. To achieve a satisfying blasting result, a suitable opening (the cut) has to be established, against which the rest of the round can break. Figure 3.1 indicates notations which are used when blasting tunnel rounds.

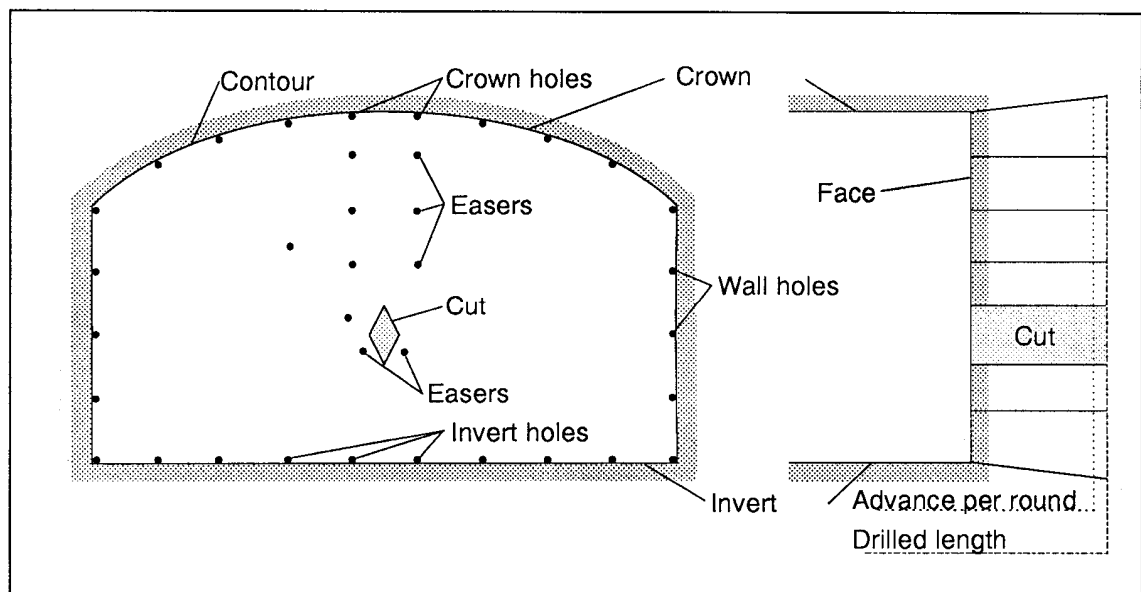


Figure 3.1 The most important notations when blasting in tunnels.

An effective cut is a basic condition for a successful round. Through the years, a number of cuts have been developed. They may be divided in two main categories:

- Angle cut (fan cut and V cut)
- Parallel hole cut.

In Norway, the parallel hole cut is the most commonly used cut. It is used for all cross section areas and for different drill hole diameters. The V cut is also used occasionally. Fan cuts are rarely used. The different cut types are presented in the chronologically order they were developed.

Eccentricity at the bottom of the holes

Eccentricity at the bottom of the holes denotes the deviation of a drill hole from a line parallel to the tunnel axis, see Figure 3.2.

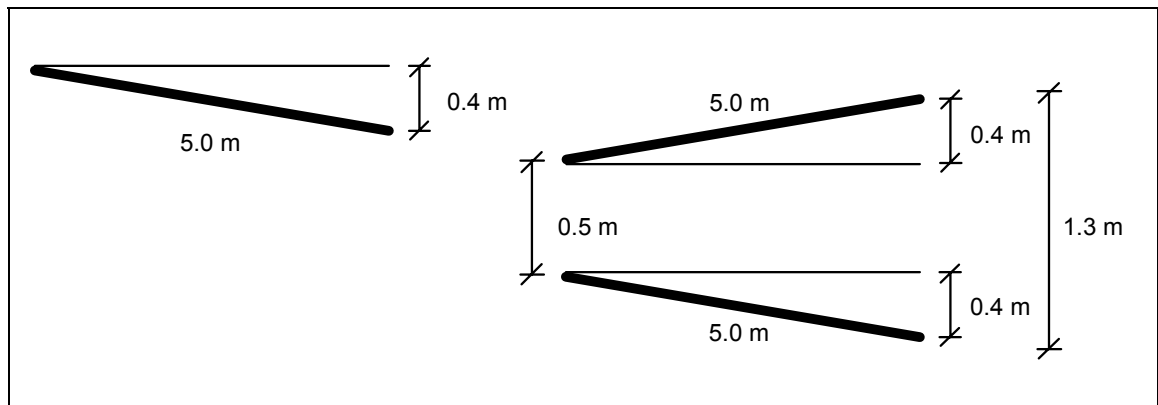


Figure 3.2 Drill holes with eccentricity at the bottom of the hole.

Left: One drill hole with eccentricity at the bottom of the hole of 0.4 m.

Right: Two drill holes with eccentricity at the bottom of the holes of 0.4 m and spacing at the face 0.5 m giving a spacing at the bottom of the round of 1.3 m.

Eccentricity at the bottom of the hole is necessary to give space for drilling of the contour holes for the following round. In some cases, the eccentricity is needed to drain the drill holes.

3.1 ANGLE CUT

3.11 Fan Cut

Fan cut is also called easer cut, because the principle is built on stopping towards a free surface (the face). The fan cut is favourable considering the consumption of explosives and necessary drilled metres. The fan cut attacks the rock the same way as blasting against a free face in surface blasting. The fan cut is shown in Figure 3.3.

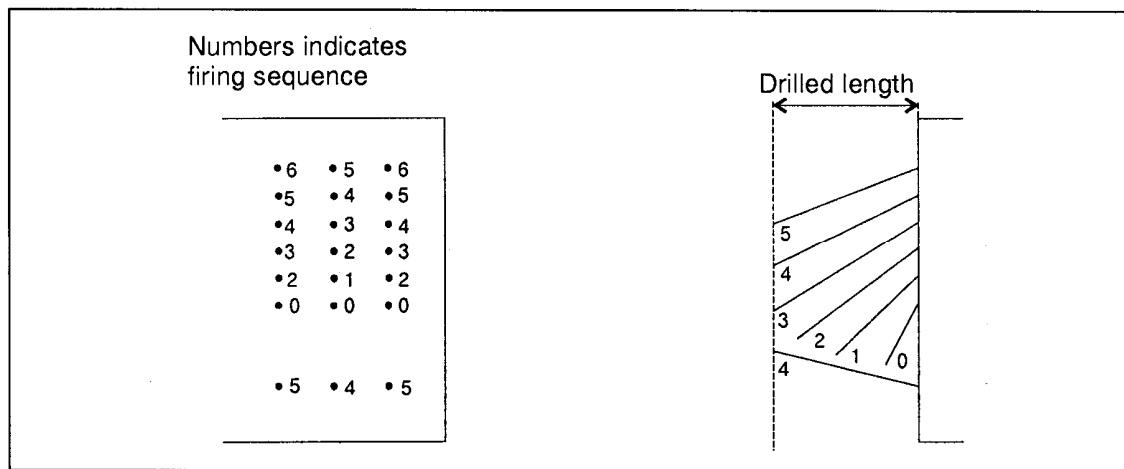


Figure 3.3 Fan cut, the right hand section is seen from above.

When there is a horizontal schistosity, the fan cut may be rotated 90° to be able to attack the rock mass perpendicular to the schistosity.

The fan cut requires large space and the non-parallel hole direction and varying hole length, and is favourable for drilling with a computerised drilling jumbo.

The possible round length is limited when using a fan cut.

3.12 V Cut

The V cut is designed according to its name. It has a symmetrical design. The marking and drilling of the cut is simple and the cut is suitable for drilling with a drilling jumbo. The V cut is shown in Figure 3.4.

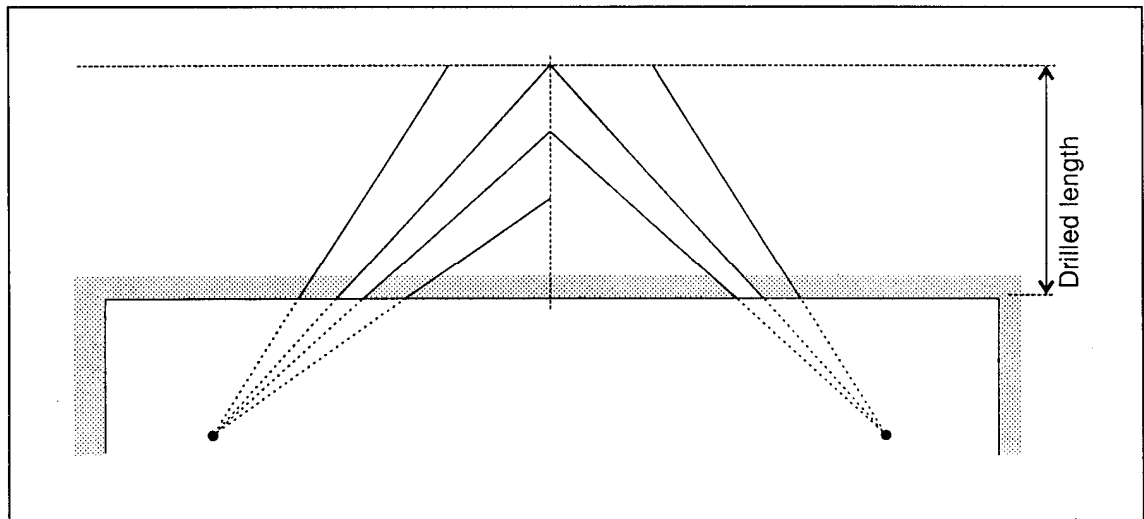


Figure 3.4 V cut.

The V cut requires more explosives and drilled metres than a fan cut, because of a larger confinement. The confinement increases as the V cut gets more pointed, i.e. ratio of the round length to the tunnel width increases. The V cut was, after the introduction of the drilling jumbo, for a long time the only cut type used because of the advantage of drilling with heavy drilling equipment.

The pull per round is normally limited to about half of the tunnel width.

The V cut gives a large throw. This is a considerable disadvantage as time for trimming of the muck pile before loading increases. The large throw can also damage the ventilation duct and other equipment. The ventilation duct should not be more than about 50 metres from the face to give acceptable working conditions when loading.

The V cut requires less drilling and explosives than parallel hole cuts, and has therefore sometimes been used for large cross sections during the recent years.

3.2 PARALLEL HOLE CUT

3.20 Introduction

There are two types of parallel hole cut

- Burn cut
- Large hole cut.

Today, the large hole cuts are dominating. The large hole cuts require heavy drilling equipment, and became usual in the 1960s.

3.21 Large Drill Hole Cut

The blasting starts against an opening that is established by drilling one or more large holes.

The drilled opening is enlarged as the charges in the other cut holes are detonated in an exact planned sequence, and throws the blasted rock out of the cut.

The large hole cut should be charged lightly over the whole length. Special explosives with high gas energy, that gives a low temperature in the blasting gases, may be used. Today, ANFO or emulsion is normally used as explosive in the cut. Too powerful charges may cause sintering and reduced blowout. A large hole cut gives a safer pull than a burn cut at considerable longer round lengths.

The Bodås cut was a predecessor to the large hole cut currently used in Norway. It can be drilled with light drilling equipment, which was the only available at the time the cut was introduced. Drilling the large holes had to be done in a special way, because light drilling machines do not allow large enough hole diameters. The large hole area is put together by two 57 mm holes that are drilled together as an eight hole. This is done by drilling hole number two along a casing. The casing is put in and fastened in the first hole (the lower hole).

The Bodås cut has been very much used in Norway when employing light drilling equipment. It has proved to give a very safe pull. Figure 3.5 shows a Bodås cut with the firing sequence of the cut holes.

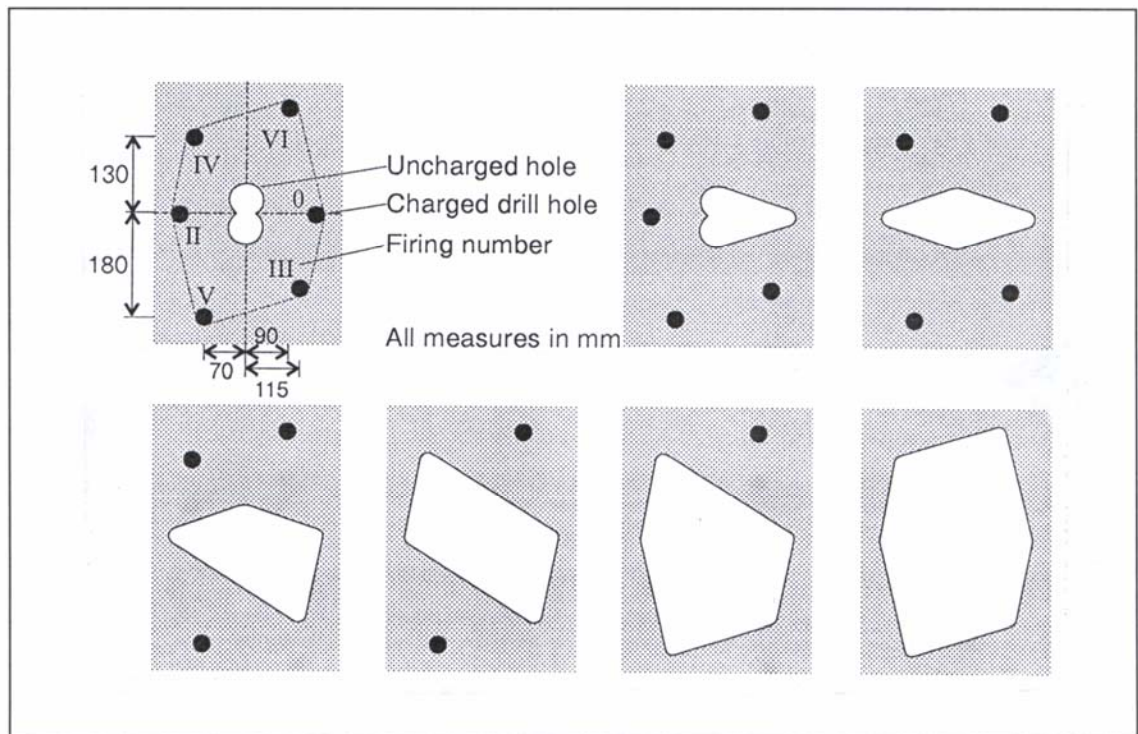


Figure 3.5 The Bodås cut shown in principle. The firing sequence shows the opening of the cut.

When using modern, heavy drilling equipment, it is possible to drill large holes up to 152 mm. Large holes are usually drilled with a pilot hole first (the same diameter as for the rest of the round).

Several large holes give a cut with safe pull for long rounds.

Figure 3.6 shows three standard large hole cuts.

The rock bedding/ fracturing and blastability, in addition to round length and drill hole diameter, are important factors which have to be considered.

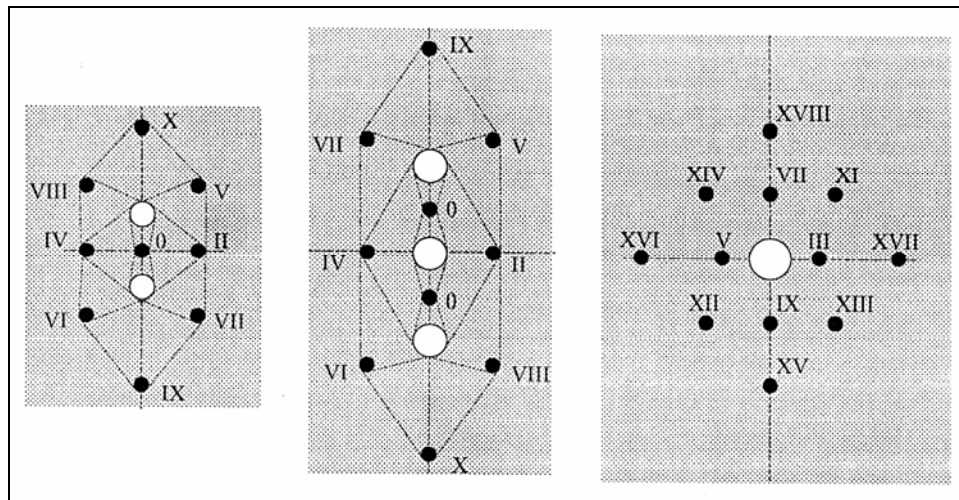


Figure 3.6 Large hole cut for 45 mm drill holes. The roman numerals indicate the detonation sequence.

To the left: Large hole cut with two 76 mm large holes.

In the middle: Large hole cut with three 102 mm large holes.

To the right: Large hole cut with one 127 mm large hole.

Advantages when Using Large Hole Cut

- Suitable for drilling with drilling jumbo.
- Possible to use long rounds.
- The round length is in principle not dependent on the tunnel cross section.
- Good pull.
- Less throw and spreading of the muck pile than for the angle cuts. This gives reduced loading time, and makes it possible to scale from the muck pile.
- Good fragmentation. The rock from each hole is thrown in the opposite wall of the central opening. This increases the crushing.

The large hole cut presupposes that the rock, which is blasted at each detonation interval, must have space for expansion (at least 80 %) to secure full throw out. This requires precise drilling and correct firing sequence.

3.2.2 Necessary Large Hole Area

Necessary large hole area is given in Figure 3.7.

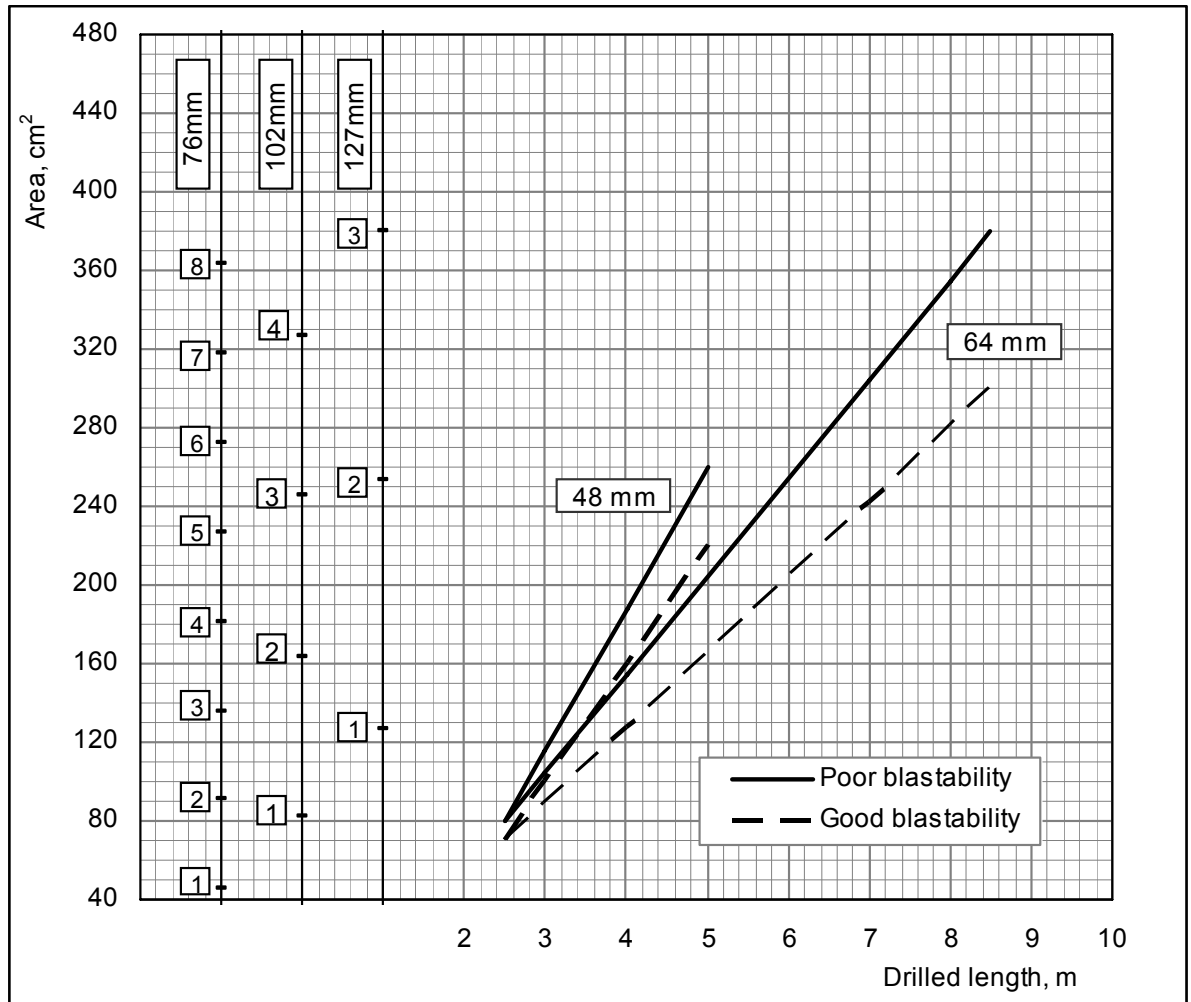


Figure 3.7 Necessary large hole area and number of large holes for parallel hole cut.

Experience shows that reduced large hole area may make it necessary to use more charged holes to achieve acceptable pull.

The curves in Figure 3.7 are used as a basis when designing the cut. After test blasting, the result must be evaluated and possible adjustments must be done.

3.2.3 Design of Large Hole Cut

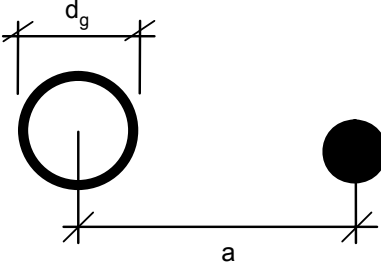
When designing cuts, there are two conditions which have to be fulfilled:

- There has to be enough space for expansion of the rock that will be blasted.
- The burden must be related to the established opening.

Large Hole - Charged Hole

Necessary area for large holes is given in Figure 3.7. The distance between a large hole and the first charged hole is shown in Table 3.1. When designing the cut, the possibilities for rock expansion must be checked.

Table 3.1 Guiding distance between a large hole and the first charged hole.

	Diameter Charged Hole, d_h	Diameter Large Hole, d_g	Distance, a
	48 mm	76 mm 102 mm 127 mm	1.5 - 2.0 · d_g
	64 mm	76 mm 102 mm 127 mm	2.0 - 2.5 · d_g

Other Cut Holes

When placing the other cut holes, the burden V is set in relation to the basic width W_b for the established opening. The guiding burden V as a function of established opening is given in Figure 3.8. The basic width is the width of the existing opening perpendicular to the direction of blasting, W_1 or W_2 in Figure 3.8, basic width for hole number one or two. The recommended burden in Figure 3.8 must be checked for enough expansion space, especially for hole number two in the cut, where Figure 3.8 may give too high value for the burden.

For each detonation interval, one has to control that the existing opening gives space for expansion of the rock that will be blasted. This must be done by detailed calculations for at least the first two detonation intervals; visual evaluation is usually adequate for the remaining holes.

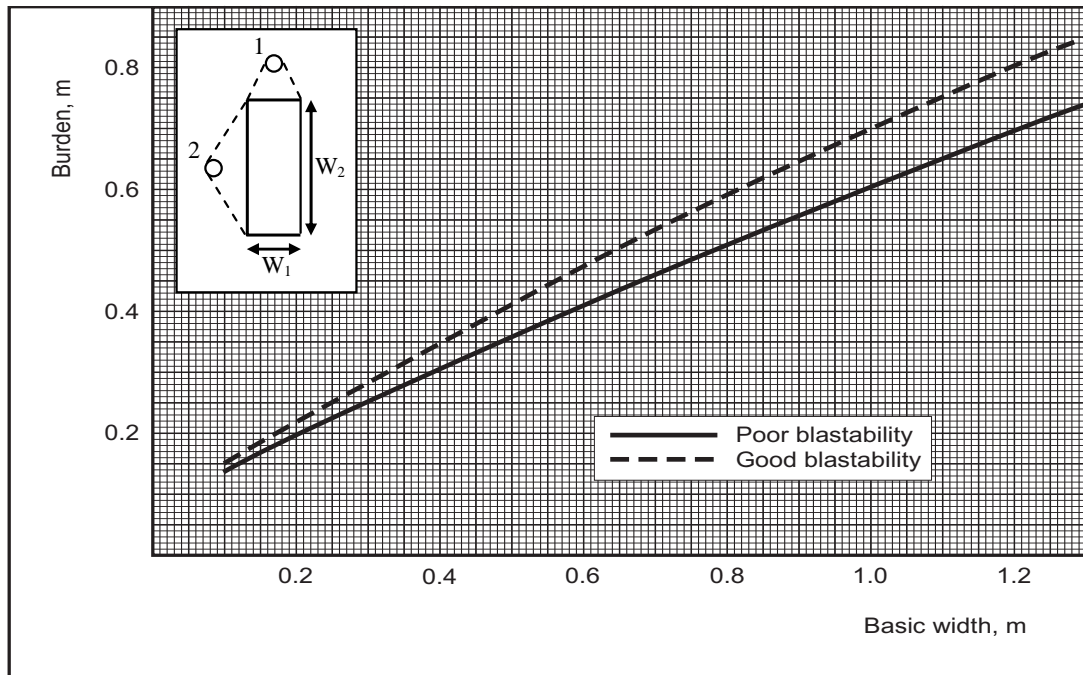


Figure 3.8 Guiding burden as function of basic width of existing opening.

Examples of Large Hole Cut

Figure 3.9 shows examples of large hole cuts for 48 mm and 64 mm blast hole diameter.

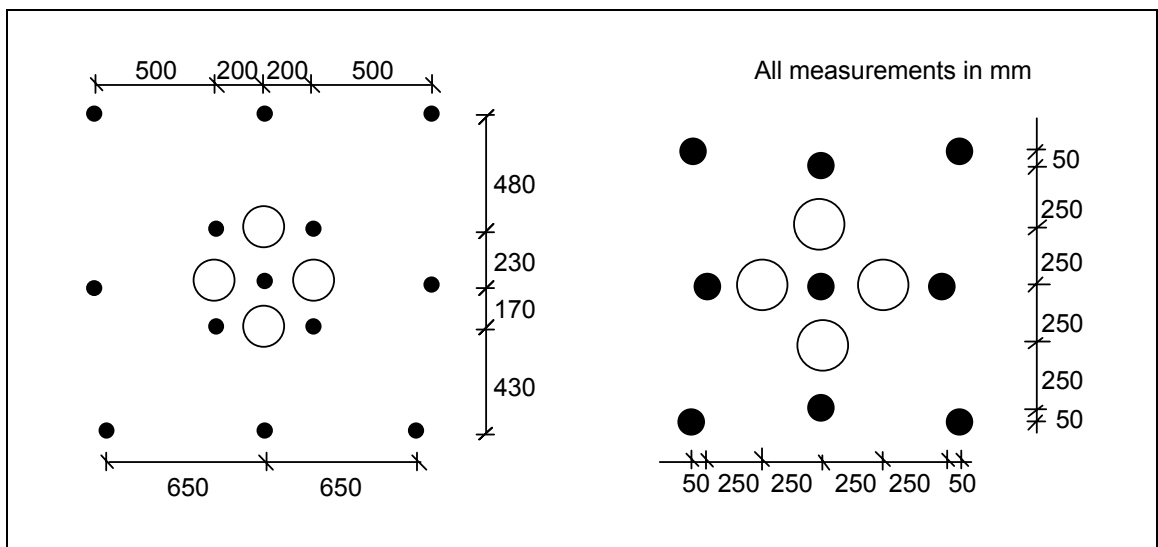


Figure 3.9 Examples of large hole cuts, 48 mm to the left and 64 mm to the right. The cuts are designed for 5 m drilled length.

3.3 SPECIFIC DRILLING

3.30 Introduction

Specific drilling is given by the number of drill holes per round for planned tunnel cross section. Number of drill metres per solid cubic metre (dm/sm^3) and drilled volume ($1/\text{sm}^3$) are also shown.

The most important factors that influence the specific drilling are:

- Rock mass blastability
- Tunnel cross section
- Drilled length
- Drill hole diameter
- Type of cut.

Tunnel cross section, drilled length, drill hole diameter and type of cut are clearly defined sizes and conceptions. This report gives data for 48 mm and 64 mm blast hole diameter and large hole cut. For drill hole diameter between these values, the curves can be interpolated.

For drill hole diameter less than 45 mm and other cut types, see **Report 2-75 TUNNELLING Prognosis** (Norwegian edition only).

3.31 Assumptions

The requirements to the tunnel alignment and the cross section are as for road and railway tunnels. The requirements to road and railway tunnels are linked to the contour blasting method where the hole spacing and quantity of explosives are specified.

By introducing product quality requirements, i.e. requirements to the blasted contour quality, one can adjust hole spacing to suit the tunnelling method and equipment as long as the product quality requirements are fulfilled.

The curves assume contour product quality requirements. If protruding rock is allowed within the theoretical cross section (e.g. water tunnels), the number of holes

may be reduced with up to 5 %. When contour blasting method is specified, the number of holes may be increased with up to 8 %.

Skill level

A high workmanship quality requires:

- Computer controlled drilling jumbo, automatic drilling
- Motivated and trained crew
- Motivated organization.

Rounds drilled with 64 mm drill hole diameter presupposes use of drill tubes.

3.32 Necessary Number of Drill Holes

Necessary number of drill holes is shown in Figures 3.10 and 3.11 for 48 mm and 64 mm drill hole diameter respectively.

3.33 Specific Drilling, l/sm^3 and dm/sm^3

Figure 3.12 gives necessary drilling in l/sm^3 and dm/sm^3 . The curves represent 45 mm and 64 mm hole diameter with large hole cut, excluding large holes.

The pull is presupposed to be 90 % of drillhole length for 48 mm drill hole diameter and 96 % for 64 mm drill hole diameter.

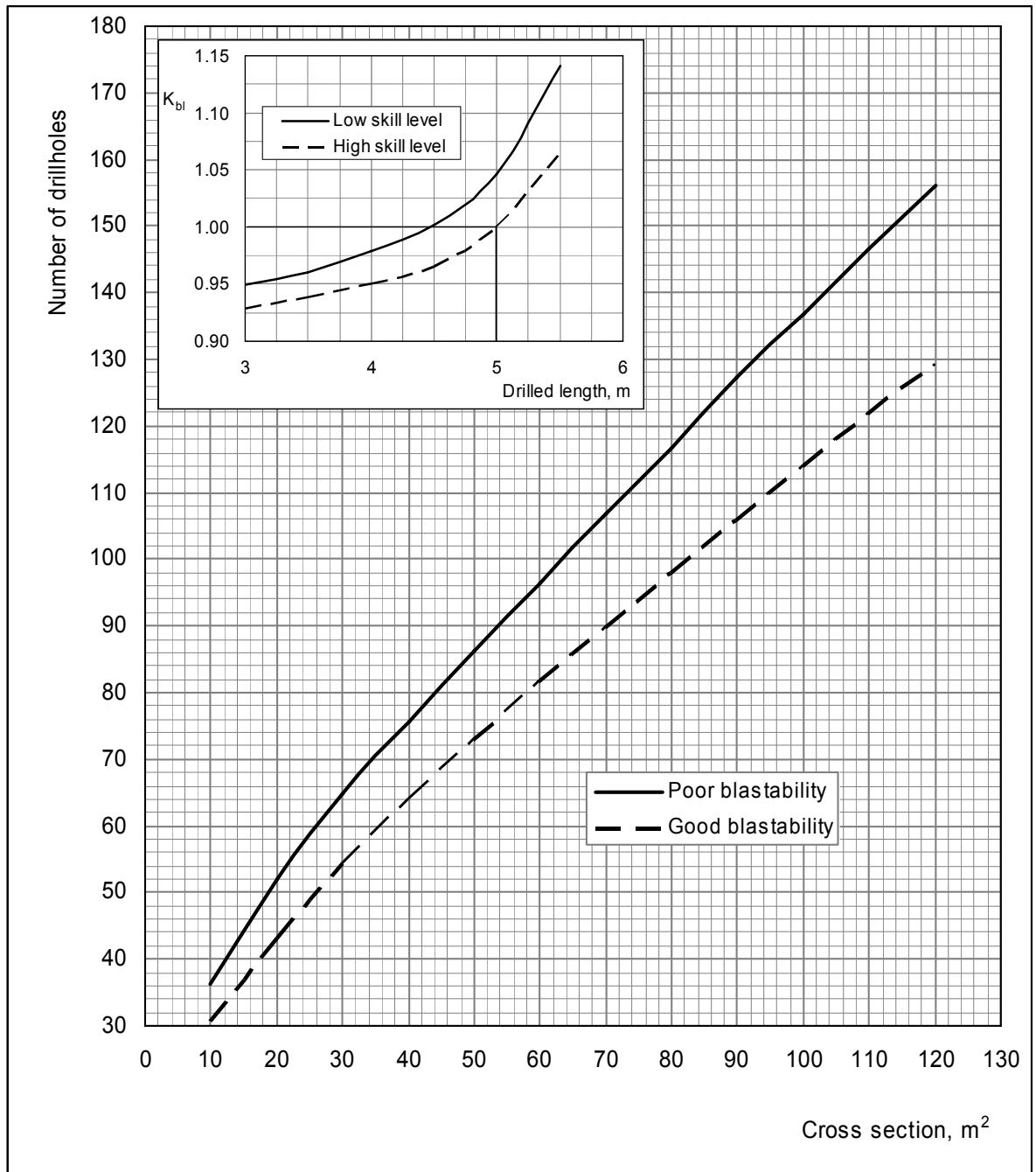


Figure 3.10 Necessary number of 48 mm drill holes, excluding large holes. Standard round length (drilled) 5.0 m. Correction factor for drilled length, k_{bl} . Other assumptions, see Section 3.31.

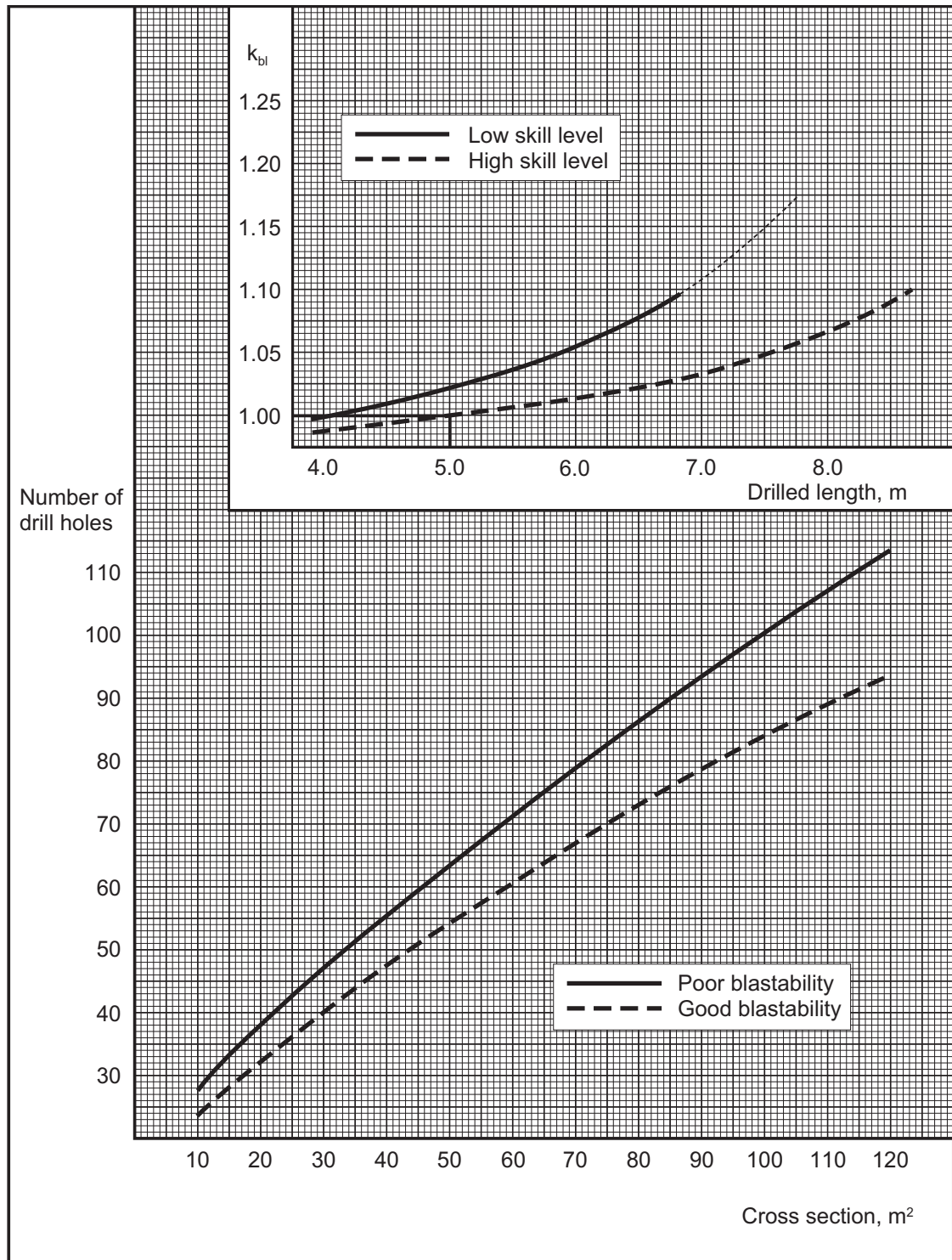


Figure 3.11 Necessary number of 64 mm drill holes, excluding large drill holes. Standard round length (drilled) 5.0 m. Correction factor for drilled length, k_{bl} . Other assumptions, see Section 3.31.

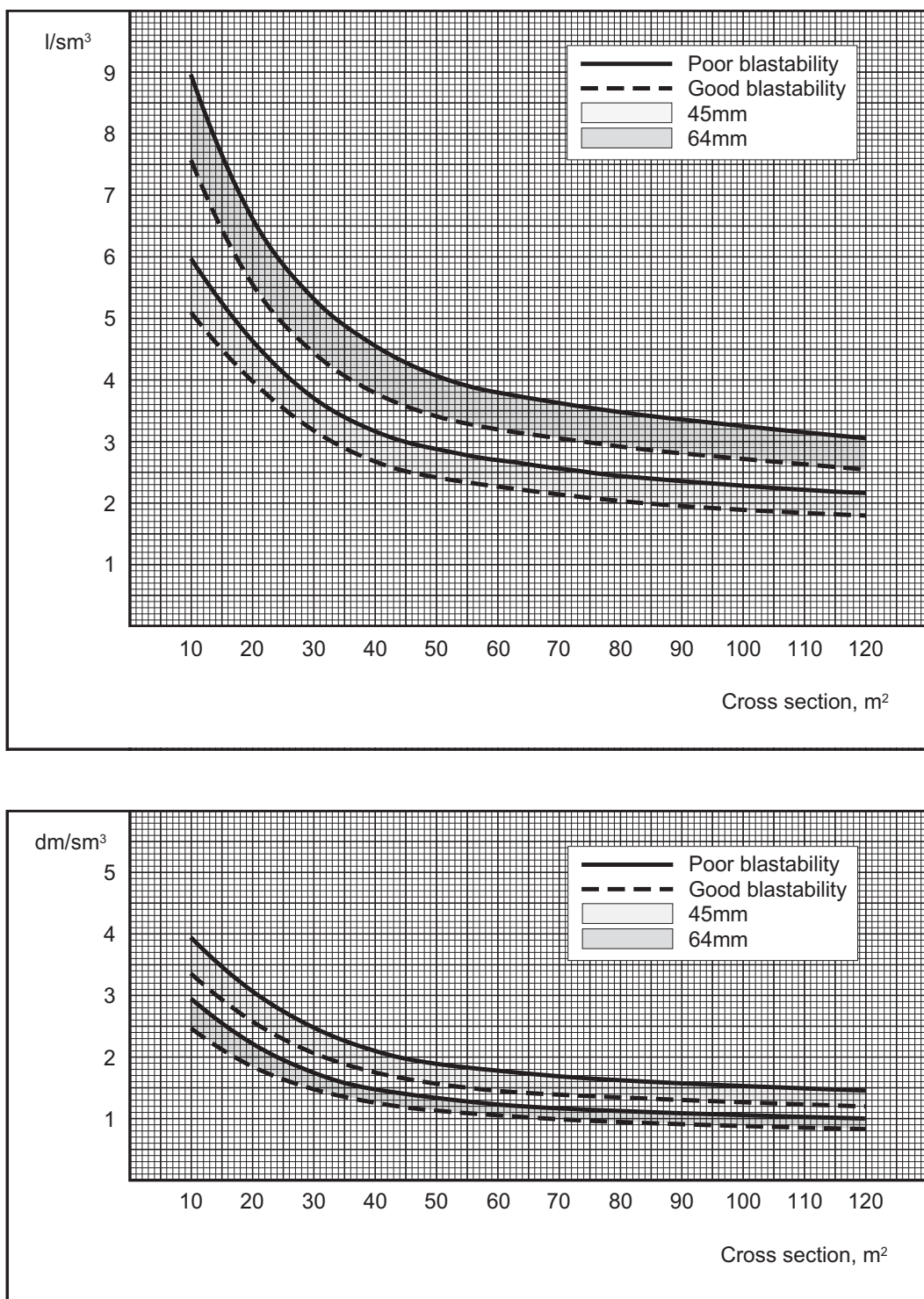


Figure 3.12 Specific drilling - 45 mm and 64 mm, excluding large drill holes. Standard round length (drilled) 5.0 m. Correction factor for drilled length, k_{bl} , is shown in Figures 3.10 and 3.11

3.4 DRILLING PATTERN

3.40 Introduction

When designing a drilling pattern, the cut and the contour holes are placed first. Then invert holes and the row nearest the contour are placed. Finally, the easers are placed. The easers closest to the cut must allow necessary rock expansion. Hence the maximum burden must not be exceeded.

The holes in the rest of the stoping area are then placed from the contour towards the cut.

The eccentricity at the bottom of the hole for the different holes must be taken into consideration when deciding burden and spacing. The confinement at the bottom of the holes must be checked.

3.41 Placing the Cut

Placing of the cut in the cross section has an influence on the fragmentation, consumption of explosives, the shape on the muck pile and loadability.

If the cut is placed high in the cross section, the throw will increase. The fragmentation is better, but the consumption of explosives increases.

A low placed cut results in poorer fragmentation and less consumption of explosives. The rock pile is well graded, but can be difficult to load because the rock is packed as most of the holes in the round throw downward.

It is common to put the cut symmetrical about the vertical tunnel axis. It is sometimes placed towards one of the walls because some drilling jumbos have blind sectors, where one cannot drill parallel to the tunnel direction. In the smaller cross sections, the cut may be placed unsymmetrical to save holes. Unsymmetrical also used to avoid drilling in remaining drill holes from the previous round.

Considering rational drilling is very important when the cut is placed and the drilling pattern determined. Distributing the drilling between each of the drilling machines is necessary to optimise the total drilling time. Rational charging implies that the cut can be reached from the invert.

Drainage of Large Holes

It is important that the large holes contain no water when the round is blasted. By giving the large holes an eccentricity at the bottom of the holes equivalent to 3 % upward slope, the holes will be self drained. Other cut holes are given the same eccentricity at the bottom of the holes.

3.42 Contour

Blasting of the contour must be given special attention, considering the quality of the finished opening and the drilling of the next round. The remaining rock must be left as close to the planned cross section as possible, and with as little damage as possible.

Precise drilling of the contour holes is decisive. If the eccentricity at the bottom of the contour holes are exaggerated, the result will be a characteristic "saw-toothed" contour with great damage to the remaining rock in the transition between the rounds. Figure 3.13 shows drilling of contour holes.

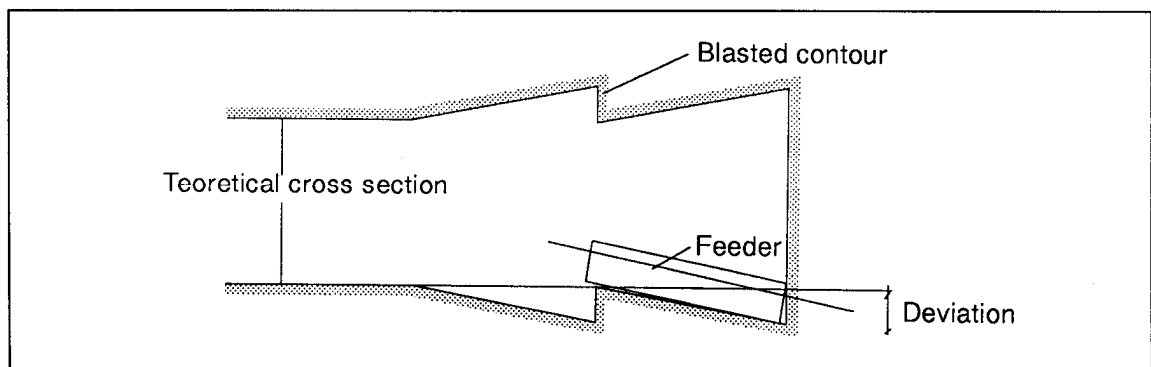


Figure 3.13 Drilling contour holes with a "saw-toothed" contour as result.

A poorly blasted contour gives unnecessary overbreak, increased scaling and rock support, and a poorer product. In water tunnels, the head loss increases. Road and railway tunnels get higher maintenance costs, and a higher risk that falling rocks will cause traffic hindrance and danger.

For systematic jointing or bedding in the rock mass, the burden and spacing of the contour holes should be reduced perpendicular to the bedding and increased parallel to the bedding.

The drilling equipment determines the necessary eccentricity at the bottom of the holes. For modern drilling jumbos, the necessary eccentricity is 0.2 - 0.4 m. For lighter drilling equipment, less eccentricity may be applicable.

3.43 Row Nearest Contour

The row nearest the contour is given the same eccentricity at the bottom of the holes as the contour.

3.44 Invert Holes

Invert holes should have the same eccentricity at the bottom of the holes as the contour holes.

The number of invert holes N_l is given by [3.1]. The spacing between holes is adjusted to correspond to an integer number of holes.

$$N_l = \frac{W_t + 2 \cdot e_k}{E_l} + 1 \quad [3.1]$$

W_t = tunnel width

e_k = eccentricity at the bottom of contour holes

E_l = spacing of invert holes

3.45 Easers

Guiding values for stoping area are given in Tables 3.2 and 3.3. The values must be corrected for drilled length.

Stoping area F_s , as function of burden and spacing is given in [3.2]. The spacing is normally set to 1.2 times the burden, but can vary (depending on the rock conditions and the geometry of the cross section).

$$F_s = \frac{E_s \cdot V_s}{k_{bl}} = \frac{(1.2 \cdot V_s) \cdot V_s}{k_{bl}} \quad [3.2]$$

E_s = spacing of stoping holes

V_s = burden of stoping holes

k_{bl} = correction factor for drilled length

To avoid water problems when using ANFO, the easers normally gets an upward eccentricity at the bottom of the holes of 0.1 - 0.2.

3.46 Burden, Spacing and Stopping Area

Tables 3.2 and 3.3 show burden, spacing and stoping area for 48 mm and 64 mm drill holes.

For the contour, the values are given as intervals. The lowest values are for 20 m² tunnels, the highest for 120 m² tunnels. For other cross sections, the values must be interpolated.

The burden and spacing are given at the bottom of the round. At the face, the eccentricity at the bottom of the holes must be subtracted.

For drilled length different from the basis (5.0 m), the values must be corrected by a correction factor for drilled length (k_{bl} in Figures 3.10 and 3.11). For correction, the inverse of k_{bl} should be multiplied with the area ($V \cdot E$).

Drill Hole Diameter 48 mm

Table 3.2 Guiding values for burden, spacing and stoping area for 48 mm drill holes.

Type of hole	Burden, V	Spacing, E
Contour	<i>Good blastability</i>	0.8 - 1.0 m
	<i>Poor blastability</i>	0.7 - 0.9 m
Row nearest contour	<i>Good blastability</i>	1.1 m
	<i>Poor blastability</i>	1.0 m
Invert hole	<i>Good blastability</i>	1.0 m
	<i>Poor blastability</i>	0.8 m
Easer	<i>Good blastability</i>	$F_s = 1.8 \text{ m}^2$
	<i>Poor blastability</i>	$F_s = 1.3 \text{ m}^2$

Drill Hole Diameter 64 mm

Table 3.3 Guiding values for burden, spacing and stoping area for 64 mm drill holes.

Type of hole	Burden, V	Spacing, E
Contour	<i>Good blastability</i>	0.9 - 1.2 m
	<i>Poor blastability</i>	0.8 - 1.0 m
Row nearest contour	<i>Good blastability</i>	1.4 m
	<i>Poor blastability</i>	1.2 m
Invert hole	<i>Good blastability</i>	1.3 m
	<i>Poor blastability</i>	1.1 m
Easer	<i>Good blastability</i>	$F_s = 2.6 \text{ m}^2$
	<i>Poor blastability</i>	$F_s = 1.8 \text{ m}^2$

3.47 Guidelines for Design of Drilling Pattern

1. The rock mass is evaluated with regard to blastability.
2. Determine round length. For hydraulic drilling, the round length is equal the total length of drilling rods minus 0.5 m (0.4 - 0.5 m).
3. Necessary number of drill holes and necessary drilling are determined from Figure 3.10 or 3.11.
4. The type of cut is chosen and the cut is designed.
5. Contour:
Burden, spacing and eccentricity at the bottom of the holes are determined for the contour and the row nearest the contour.
6. Invert:
Burden, spacing and eccentricity at the bottom of the holes are determined.
7. Easers:
Burden and spacing are determined. The area nearest to the cut is given extra attention. The placing of the cut is adjusted to the cross section geometry.
8. The number of holes in the round (excluding large holes) is controlled with regard to item 3 above. A deviation of maximum 5 % is acceptable.
9. Test blasting and necessary adjustments are performed.

Examples

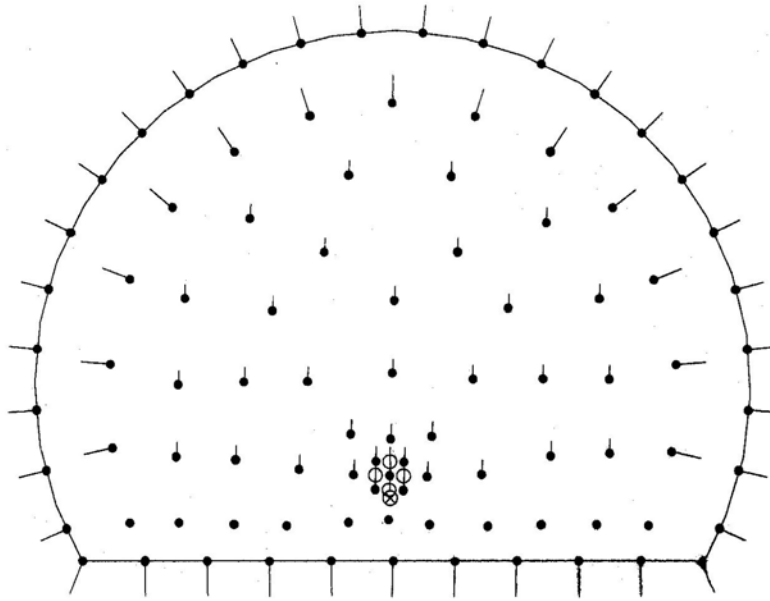
There is no general answer when designing a drilling pattern. We will therefore give some examples of drilling patterns that have proved to perform well in practice.

Figure 3.14 shows examples of drilling pattern for 45 mm and 64 mm drill hole diameter when the cross section is 59 m² .

Figure 3.15 shows examples of drilling pattern for 45 mm and 64 mm drill hole diameter when the cross section is 90 m² .

Number of 45 mm drill holes: 93
Number of 102 mm large holes: 4
Drilled length: 5.0 m

Cross section: 59 m²
Blastability: Medium
Scale: 1:100



Number of 64 mm drill holes: 67
Number of 127 mm large holes: 4
Drilled length: 5.0 m

Cross section: 59 m²
Blastability: Medium
Scale: 1:100

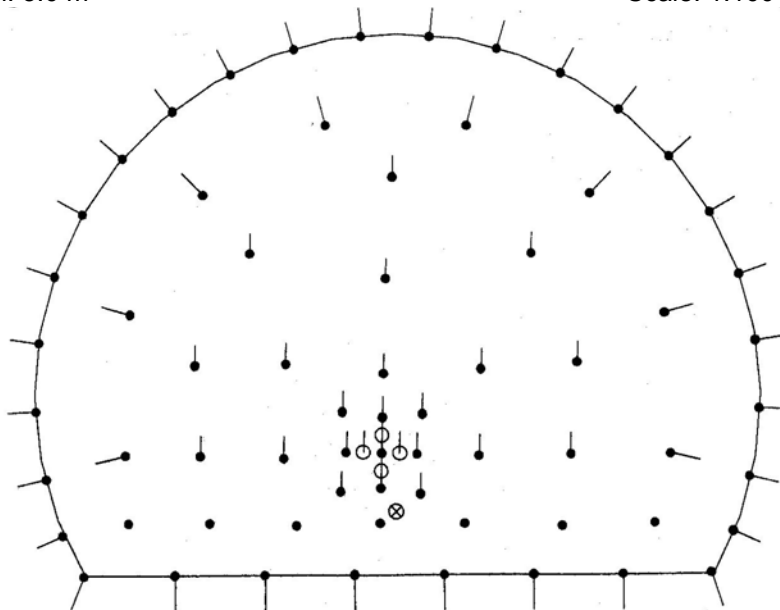
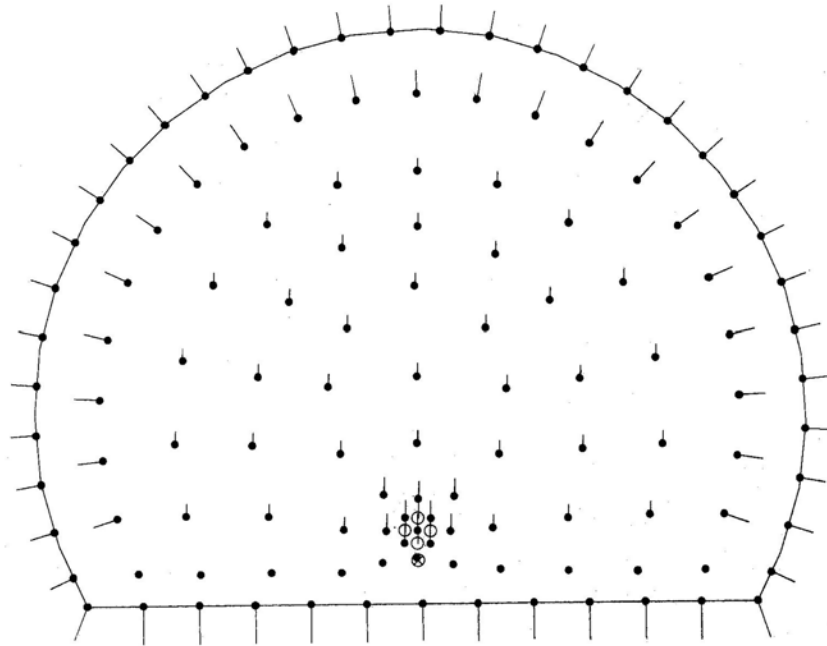


Figure 3.14 Drilling pattern for 45 mm and 64 mm drill hole diameter.

Number of 45 mm drill holes: 122
Number of 102 mm large holes: 4
Drilled length: 5.0 m

Cross section: 90 m²
Blastability: Medium
Scale: 1:100



Number of 64 mm drill holes: 87
Number of 127 mm large holes: 4
Drilled length: 5.0 m

Cross section: 90 m²
Blastability: Medium
Scale: 1:100

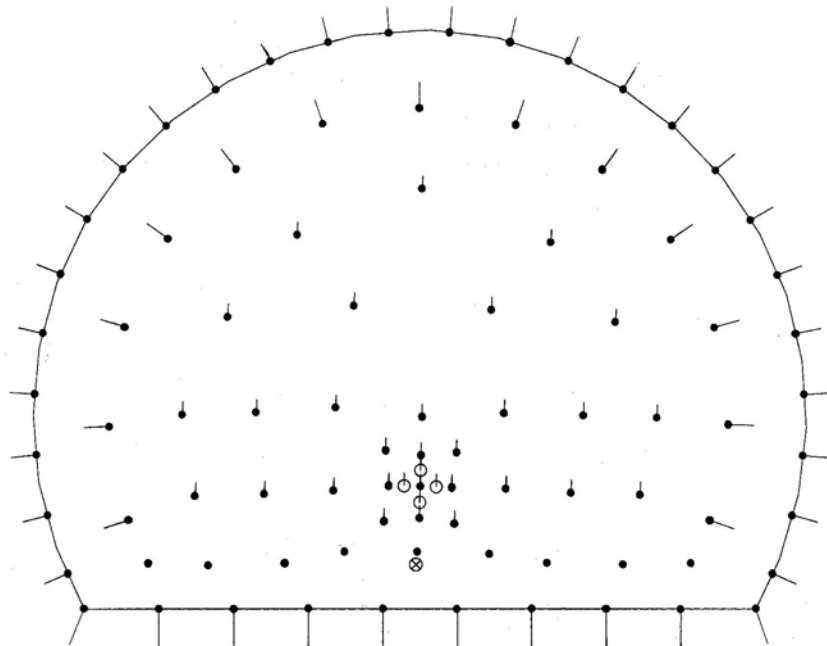


Figure 3.15 Drilling pattern for 45 and 64 mm drill hole diameter.

	Page
4.0 INTRODUCTION	43
4.1 BASIS	44
4.2 NECESSARY CHARGING	45
4.3 PRACTICAL EXPERIENCE	49
4.31 Countour Charging	49
4.32 Countour Charging in Walls	49
4.33 Water Problems	49

4.0 INTRODUCTION

Necessary consumption of explosives is given in kilograms per solid cubic metre (kg/sm^3) for planned tunnel cross section. The term specific consumption of explosives is also used.

The consumption of explosives for cartridge explosives is almost constant in kilograms per drilled metre (kg/dm) for 45 mm drill hole diameter and parallel hole cut (approximately 1 kg/dm). The total consumption of explosives is therefore proportional to the number of drilled metres.

Requirements to the occupational environment and additional optimisation of underground excavation promotes an increase in the use of emulsion explosives. Under the assumption of approximately the same charging density, the specific charging for emulsion explosives is the same as for ANFO.

Tunnel rounds are usually charged with ANFO or emulsion, cartridge explosives may also be used; when water is a problem, ANFO can not be used efficiently. The contour is normally charged with special contour charges, e.g. tube charges or detonating cord. ANFO or emulsion may also be used in the contour and the row nearest contour when mechanised charging systems are used. ANFO has wide use because the explosive has a low price and is easy to handle when using mechanical charging.

In Chapter 6, it is described how one can design a complete charging plan on the basis of the curves for specific charging. In the examples the Dyno Nobel product name for explosives is used.

4.1 BASIS

Emulsion and ANFO usually give higher charging density than cartridge explosives. Specific consumption of explosives when using emulsion or ANFO is therefore higher.

When using ANFO/emulsion, there will also be waste and unintentional consumption because of the charging method itself. This is not included in the curves for necessary charging, but must be included when calculating the costs of the explosives.

For charging with cartridge explosives, it is assumed that there is a normal ratio of 1/3 or less between dynamite and other cartridge explosives like Kemix A, Dynorex and Dynotex (special contour tube charges). Moreover, it is assumed that the explosives are packed properly in the hole, approximately 10 % reduced length for dynamite and other compressible cartridges.

The curves presuppose product quality requirements to the contour.

For 64 mm drill hole diameter, only curves for necessary charging with ANFO/emulsion are shown.

4.2 NECESSARY CHARGING

Necessary charging is shown in Figures 4.1 - 4.3 as a function of the rock mass blastability and the tunnel cross section for 48 mm and 64 mm drill holes and parallel hole cut.

The curves for necessary charging when using ANFO presuppose that easers, cut and invert holes are charged with a primer cartridge and ANFO, i.e. primers are included in the curves. Also tube charges that may be used in the contour are included in the curves. Extra bottom charging in addition to primer cartridge is not included in the curves.

As primer cartridge, one half dynamite cartridge with suitable diameter is used. When the drill hole diameter is 48 mm, one half 30x400 cartridge may be used while for 64 mm drill hole diameter, one half 40x400 cartridge can be used.

Uncharged length (UL) as a function of drilled length (l_h) should be :

- Invert and cut $UL = 0.1 \cdot l_h$
- Contour and easers $UL = 0.3 \cdot l_h$

It is very important to comply with the recommended uncharged length. Reduced uncharged length will result in increased explosives consumption, increased amount of undetonated explosives and poorer working conditions (fumes and particles). Increased uncharged length will result in poorer blasting result, fragmentation and loadability.

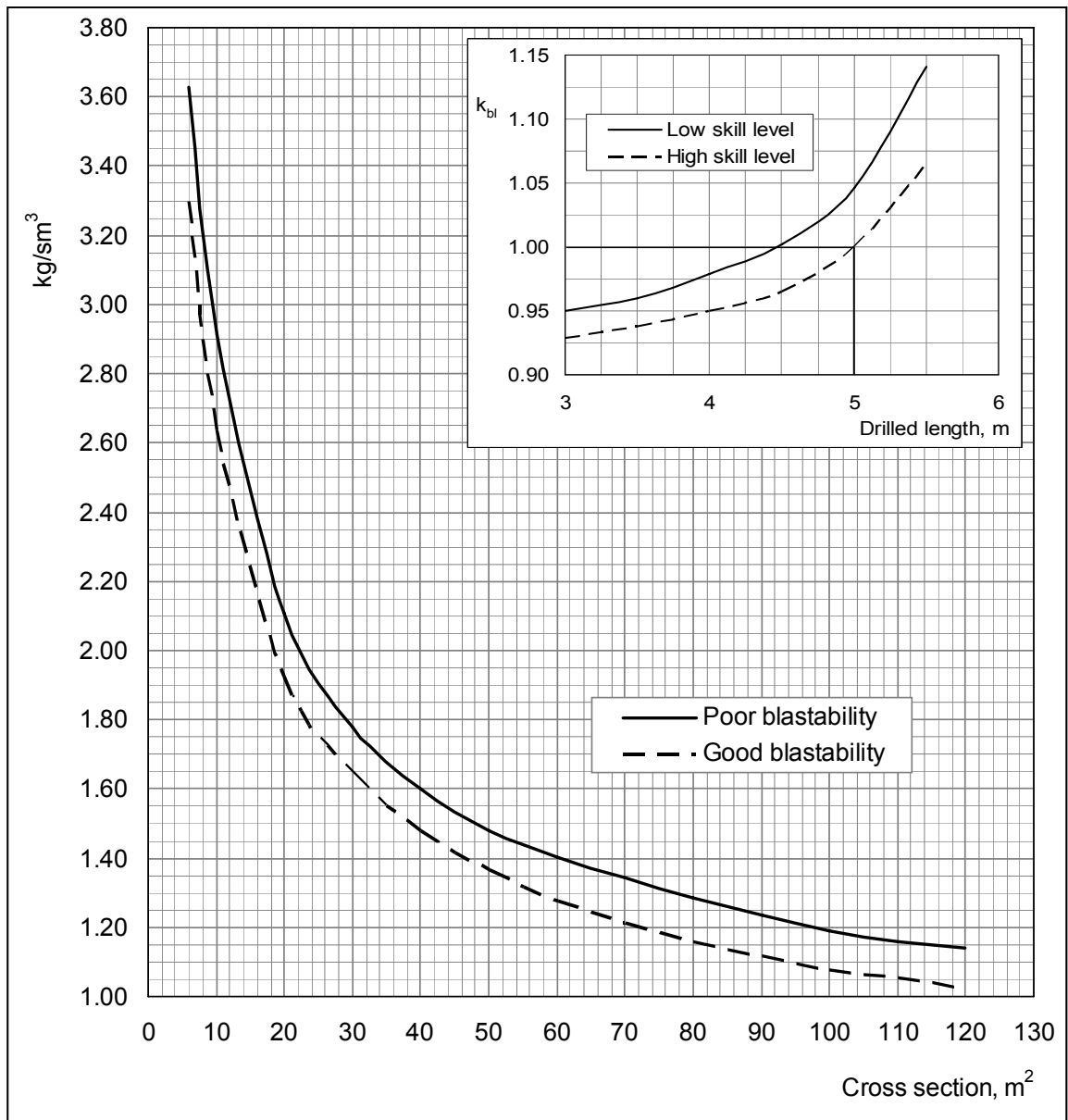


Figure 4.1 Necessary charging for 48 mm drill holes and parallel hole cut when using cartridge explosives. Standard round length (drilled) 5.0 m. Correction factor for varying drilled length, k_{bl} .

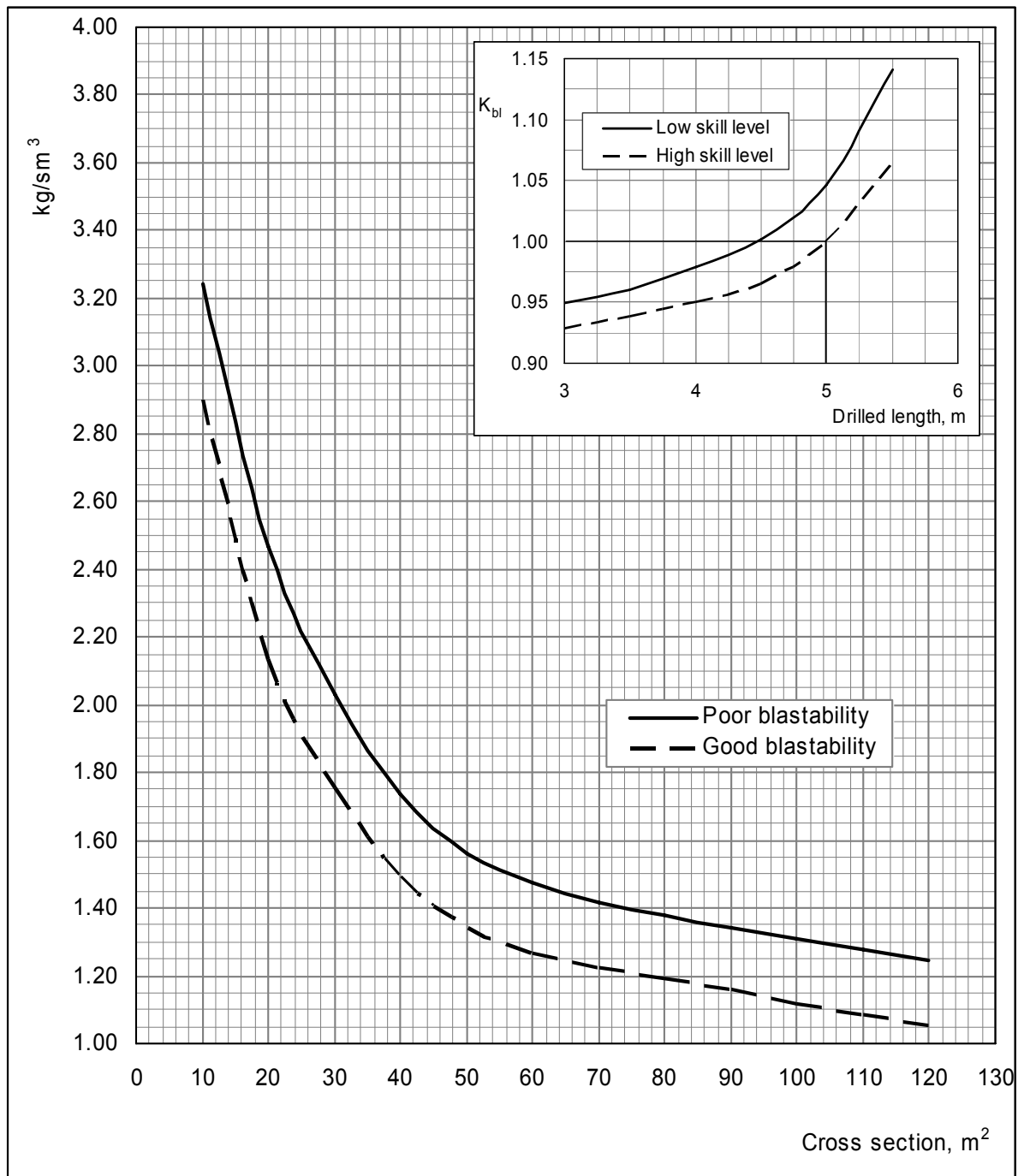


Figure 4.2 Necessary charging for ANFO in 48 mm drill holes and parallel hole cut. Standard round length (drilled) 5.0 m. Correction factor for varying drilled length, k_{bl} .

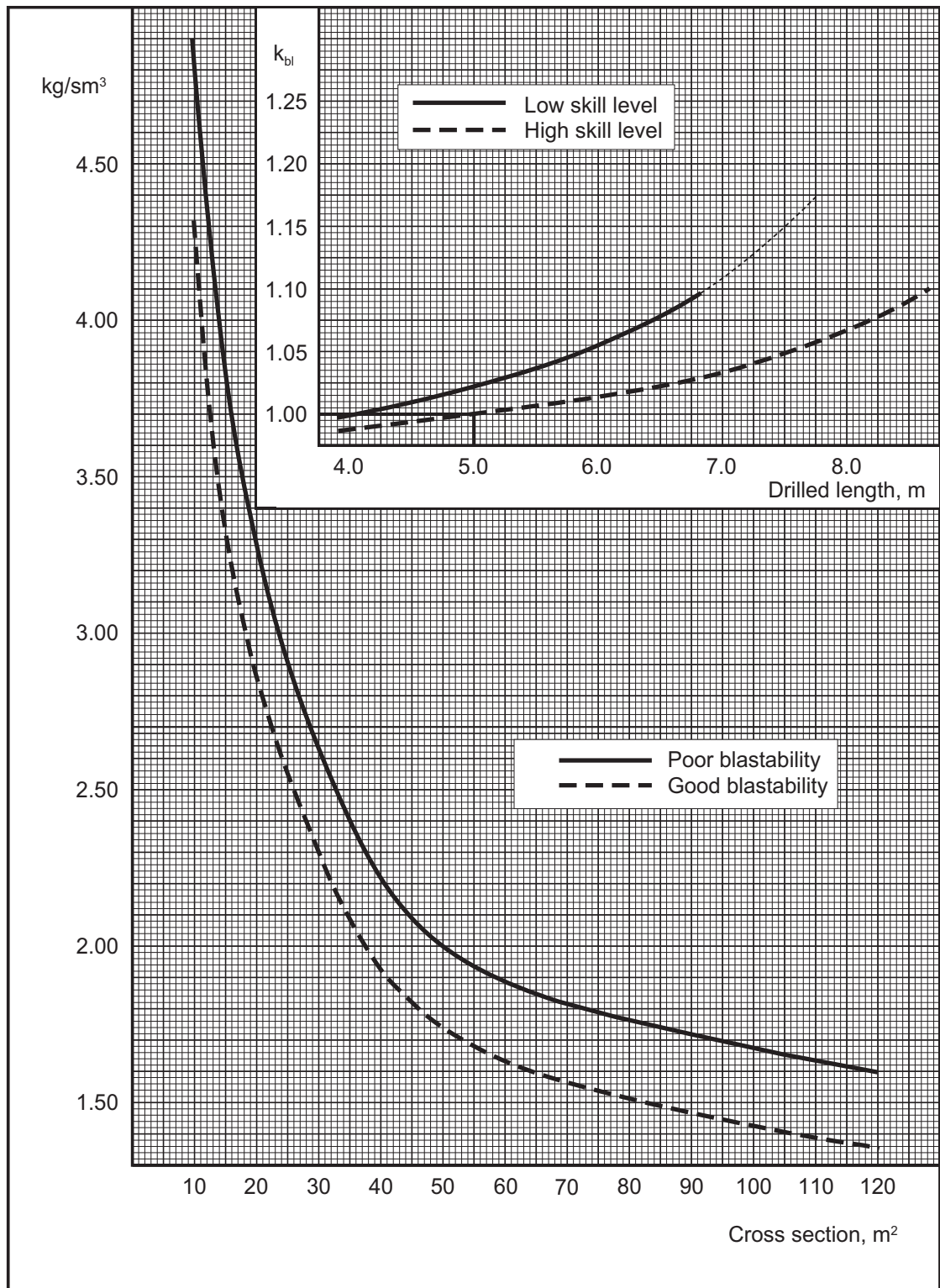


Figure 4.3 Necessary charging for ANFO in 64 mm drill holes and parallel hole cut. Standard round length (drilled) 5.0 meters. Correction factor for varying drilled length, k_{bl} .

4.3 PRACTICAL EXPERIENCE

4.31 Contour Charging

Detonating cord has proved to be a good contour explosive. For 64 mm drill holes, 80 g/m is used with good results. With reduced spacing, 40 g/m is an alternative. The result will vary with the rock conditions and hole spacing, and the optimum combination has to be found in each case. At the time being detonating cord is not allowed as contour explosive in Norway.

When mechanised charging systems are used, ANFO or emulsion may replace the tube charges or the detonating cord in the contour and possibly in the row nearest the contour. The charging density in the contour with double contour blasting, should be 20 - 25 % and in the row nearest the contour 40 - 60 % of normal charging density. The charging quantity will vary with the charging pressure, extracting velocity and the nozzle opening and shape. Charging nozzles may be custom made, adapted to site specifications.

4.32 Contour Charging in the Walls

It is not uncommon that contour holes in the walls are charged fully with ANFO. This leads to a higher consumption of explosives. Moreover, the quality of the finished product is reduced. This practice also contributes to overbreak and more extensive scaling of the walls.

Blasting experience advises that invert corner holes and the lowest contour hole in the walls are charged fully, the remaining wall holes are contour holes, and are charged accordingly.

4.33 Water Problems

When using ANFO, water can be a problem. Plastic tubes with ANFO could be used to replace cartridge explosives in the invert holes. The tubes can be pushed into the drill holes and thereafter charged the usual way. The tubes may also be charged in advance and then be put directly into the holes. The tubes must be longer than the drilled length. If the rock is of poor quality, it can be a problem to place the tubes properly in the drill holes.

	Page
5.1 FIRING PATTERN	51
5.10 Introduction	51
5.11 Cut	51
5.12 Contour	52
5.13 Easers	52
5.14 Invert Holes	52
5.2 EXAMPLES	53
5.21 Nonel Detonators	53
5.22 Electrical Detonators	55

5.1 FIRING PATTERN

5.10 Introduction

Of the detonators used underground in Norway, 95 % are non electrical detonators (Nonel) and 5 % electrical detonators (1994).

The firing pattern must be planned so that each single hole or group of holes, gets as favourable confinement and throw conditions as possible. That is ensured by trying to establish a smaller version of the final cross section shape around the cut, and then enlarging this shape. It is also essential that the rock blasted at every interval number has space for expansion. The general sequence is cut, stoping, row nearest the contour, contour, invert and finally corner holes of the invert.

One has to pay attention to the deviation in delay time of detonators with the same number. This is particularly important when firing several holes in one row simultaneously. Corner holes should be delayed in relation to the centre holes, otherwise the deviation in delay time causes a high possibility of the confined holes in the corners to detonate first. This will contribute to a poorer pull and a poorer total result.

Special firing patterns designed for blasting with restrictions are described in Report **14A-98 ROCK BLASTING TECHNIQUE Blasting with Restrictions**.

5.11 Cut

Interval times in the cut must give necessary time for throw of the rock from one hole before the next hole detonates.

Normal delay time in the cut is in the range of 50 - 100 ms. Electrical detonators (Class 4, HU) have a 25 ms interval time in the millisecond series. Normally, every second number is used (Figure 5.6).

Non-electrical detonators (Nonel LP) have 75 ms between no. 0 and no. 1 and thereafter 100 ms between each number from 1 to 12. For Nonel LP, all detonator numbers are used in consecutive order.

Examples of numbering of the cut with non-electrical detonators are shown in Figure 5.1.

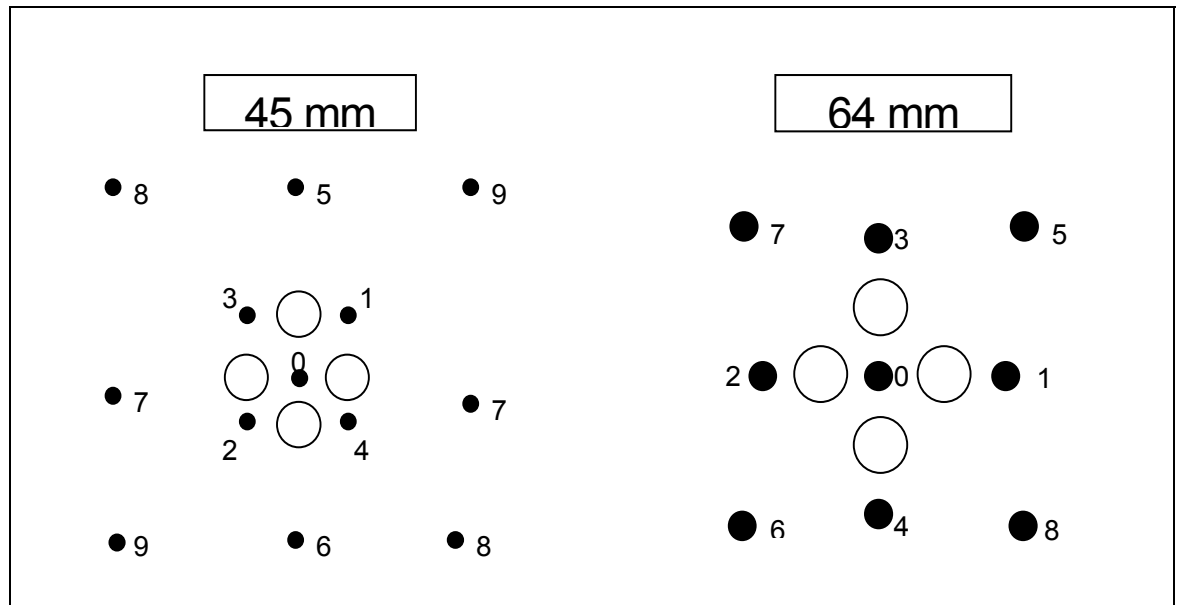


Figure 5.1 Examples of cut for 45 mm and 64 mm, Nonel LP detonators.

5.12 Contour

All crown holes are fired on the same number to achieve the best contour blasting effect. This also applies to contour holes in the wall, see Figures 5.2 - 5.6. If detonation cord is used as contour explosive, the deviation in the time of detonation can be reduced by connecting the cord ends, and in that way fire several holes with one detonator.

5.13 Easers

The firing pattern is designed to give as good conditions for loosening the rock as possible (confinement angle $> 90^\circ$) for each hole, see Figures 5.2 - 5.6.

5.14 Invert Holes

It is important that the corner holes of the invert are fired after the other invert holes and the lowest contour hole in the walls, see Figures 5.2 - 5.6. This is to avoid over-confined holes and poor pull. Invert holes are fired last because of the "lifting" of the muck pile, see Figures 5.2 - 5.6.

5.2.2 Electrical Detonators

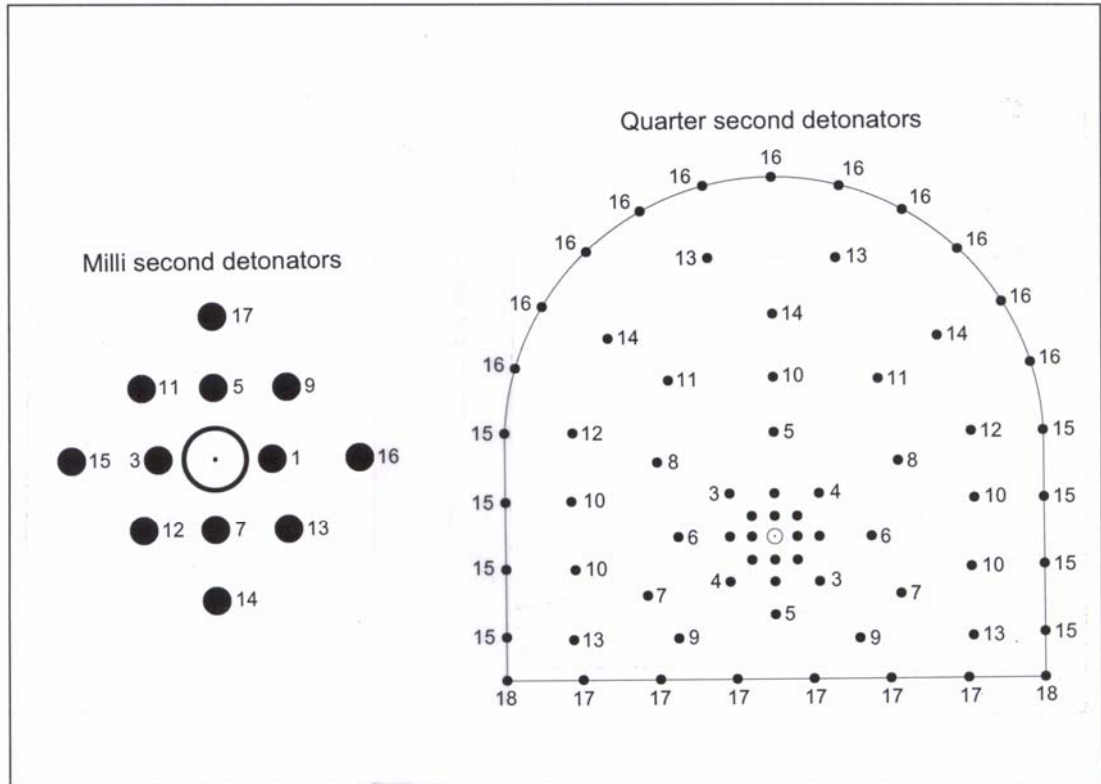


Figure 5.6 Firing pattern with Class 4, HU detonators, cross section 30 m², 45 mm drill holes.

	Page
6.1 ROUND WITH CARTRIDGED EXPLOSIVES	57
6.11 Assumptions	57
6.12 Cut	57
6.13 Drilling Pattern	60
6.14 Charging Pattern	60
6.15 Firing Pattern	62
6.2 ROUND WITH ANFO	63
6.21 Assumptions	63
6.22 Cut	63
6.23 Drilling Pattern	63
6.24 Charging Pattern	64
6.25 Firing Pattern	65

6. EXAMPLES OF APPLICATION 6.1 Round with Cartridged Explosives

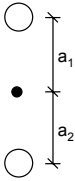
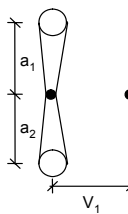
6.1 ROUND WITH CARTRIDGED EXPLOSIVES

6.11 Assumptions

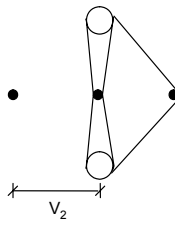
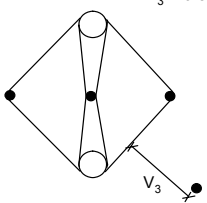
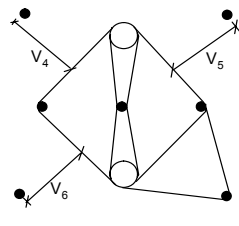
The following assumptions are the basis for drilling, charging and firing pattern:

- Cross section: 30 m²
- Blastability: Poor
- Drill hole diameter: 48 mm
- Drilled length: 4.3 m
- Skill level: Medium
- Quality: Product quality requirements

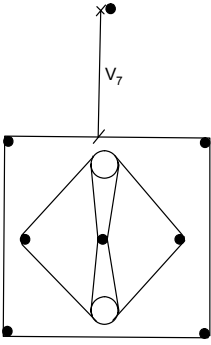
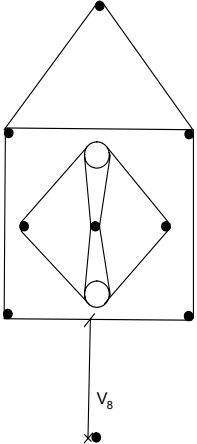
6.12 Cut

Design of cut	Ref.
Necessary large hole area	210 cm ² F 3.7
Number of large holes, 127 mm diameter	2 F 3.7
Distance between large hole and first charged hole. Control of expansion. Available area to blasted area > 1.8	 <p>$a_1 = a_2 = 1.75 \cdot 127 \text{ mm} = 220 \text{ mm}$</p> <p><u>Control of expansion</u></p> <p>To be blasted: $2 \cdot \left(\frac{127 + 45}{2} \cdot 220 \right) - \frac{2}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 127^2}{4} - \frac{2}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 45^2}{4} = 23.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p> <p>Necessary area (80 % expansion): $1.8 \cdot 23.6 \cdot 10^3 = 42.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p> <p>Available area: $2 \cdot \left(\frac{127 + 45}{2} \cdot 220 \right) + \frac{2}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 127^2}{4} = 50.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p>
Burden V_1 as function of basic width. Control of expansion.	 <p>Basic width $W_b = a_1 + a_2 + 127 \text{ mm} = 567 \text{ mm} = 0.57 \text{ m}$</p> <p>$V_1 = 0.40 \text{ m}$</p> <p><u>Control of expansion:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • To be blasted: $\left(\frac{570}{2} \cdot 400 \right) - \frac{1}{2} \cdot 50.5 \cdot 10^3 = 88.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ <p>Necessary area: $1.8 \cdot 88.8 \cdot 10^3 = 159.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p> <p>Available area: $\left(\frac{570}{2} \cdot 400 \right) + \frac{1}{2} \cdot 50.5 \cdot 10^3 = 139.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p>

6. EXAMPLES OF APPLICATION 6.1 Round with Cartridged Explosives

<p>Reducing V_1.</p> <p>Control of expansion.</p>	<p>Reducing V_1 to 0.30 m</p> <p><u>Control of expansion:</u></p> <p>To be blasted: $\left(\frac{570}{2} \cdot 300\right) - \frac{1}{2} \cdot 50.5 \cdot 10^3 = 60.3 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p> <p>Necessary area: $1.8 \cdot 60.3 \cdot 10^3 = 108.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p> <p>Available area: $\left(\frac{570}{2} \cdot 300\right) + \frac{1}{2} \cdot 50.5 \cdot 10^3 = 110.8 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$</p>	
<p>Burden V_2 as function of basic width.</p> <p>Control of expansion.</p>	<p>Basic width $W_b = a_1 + a_2 + 127 \text{ mm} = 567 \text{ mm} = 0.57 \text{ m}$</p> <p>$V_2 = 0.4 \text{ m}$</p> <p>For symmetric conditions $V_2 = V_1 = 0.3 \text{ m}$</p> <p><u>Control of expansion:</u></p> <p>OK according to control of V_1.</p> 	F 3.8
<p>Burden V_3 as function of basic width.</p>	<p>Basic width $W_b = \sqrt{2} V_1 = 1.41 \cdot 300 = 423 \text{ mm} = 0.4 \text{ m}$</p> <p>$V_3 = 0.3 \text{ m}$</p> <p><u>Control of expansion:</u></p> <p>OK by visual evaluation.</p> 	F 3.8
<p>Burden V_4, V_5 and V_6</p>	<p><u>For symmetric conditions:</u></p> <p>$V_4 = V_5 = V_6 = V_3 = 0.3 \text{ m}$</p> 	

6. EXAMPLES OF APPLICATION 6.1 Round with Cartridged Explosives

<p>Burden V_7 as function of basic width.</p>	 <p>Basic width $W_b = \sqrt{2} (V_3 + \sqrt{2} V_1/2)$ $= 1.41(300 + 211.5) = 721 \text{ mm}$ $= 0.7 \text{ m}$</p> <p>$V_7 = 0.45 \text{ m}$</p>	<p>F 3.8</p>
<p>Burden V_8</p>	 <p>For symmetric conditions: $V_8 = V_7 = 0.45 \text{ m}$</p>	

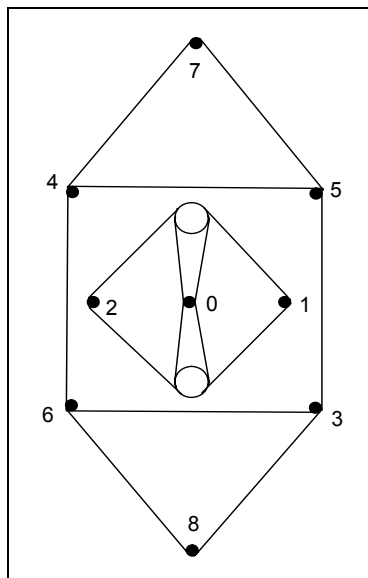


Figure 6.1 Cut.

6. EXAMPLES OF APPLICATION 6.1 Round with Cartridged Explosives

6.13 Drilling Pattern

The correction factor for drilled length different from basis is 0.97 (Figure 3.10). This will influence the spacing and burden in a limited degree. Correction for drilled length is therefore taken under consideration when controlling the necessary number of holes.

Design of Drilling Pattern		Ref.
Necessary number of drill holes	$65 \cdot 0.97 = 63$	Fig. 3.10
Drilling pattern contour	$E_k = 0.7 \text{ m} \quad V_k = 0.8 \text{ m}$	Table 3.2
Drilling pattern, row nearest contour	$E_{nk} = 1.0 \text{ m} \quad V_{nk} = 0.9 \text{ m}$	Table 3.2
Drilling pattern invert holes	$E_l = 0.8 \text{ m} \quad V_l = 0.8 \text{ m}$	Table 3.2
Drilling pattern easers	$F_s = 1.3 \text{ m}^2 \quad E_s = 1.2 \text{ m} \quad V_s = 1 \text{ m}$	Table 3.2
Control of number of holes	Actual number of holes = 62	
Deviation	-1 %	

The drilling pattern is shown in Figure 6.2. It is necessary to adjust the recommended burden and spacing to get an integer number of holes.

6.14 Charging Pattern

The round is charged with (Dyno Nobel product names):

- Dynamit in the invert holes
- Kemix A in the cut, the easers and in the row nearest contour
- Dynotex 2, yellow tube charges in the contour.

Uncharged length as defined in Section 4.2. The charging quantity is calculated in Table 6.1.

6. EXAMPLES OF APPLICATION 6.1 Round with Cartridged Explosives

Table 6.1 Charging pattern for a 30 m² tunnel in rock mass with poor blastability.

Type of hole		Cut	Invert	Contour	Row Nearest Contour	Easers	Total
Number of holes		9	8	22	13	10	62
Uncharged length, m		0.43	0.43	1.3	1.3	1.3	
Dynomit 35x380	Number	1/2	11	1/2	1/2	1	
	kg/hole	0.25	5.5	0.25	0.25	0.5	
Kemix A 36x530	Number	7			5	5	
	kg/hole	4.69			3.35	3.35	
Yellow tubes 22x1000	Number			3			
	kg/hole			1.2			
Sum kg/hole		4.94	5.5	1.45	3.6	3.85	
Sum kg/round		44.5	44	31.9	46.8	38.5	205.7
Dynomit, kg		2.2	44	5.5	3.2	5	60
Dynomit, %		5	100	17	7	13	29

Specific consumption of explosives:

$$(205.7 \text{ kg/round}) / (30 \text{ m}^2 \cdot 4.3 \text{ m} \cdot 0.90) = 1.77 \text{ kg/sm}^3.$$

Figure 4.1 gives $1.8 \text{ kg/sm}^3 \cdot 0.97 = 1.75 \text{ kg/sm}^3$.

Deviation from Figure 4.1 is +1 %.

6.15 Firing Pattern

The firing pattern for the round is shown together with the drilling pattern in Figure 6.2. The Nonel LP series of detonators is used.

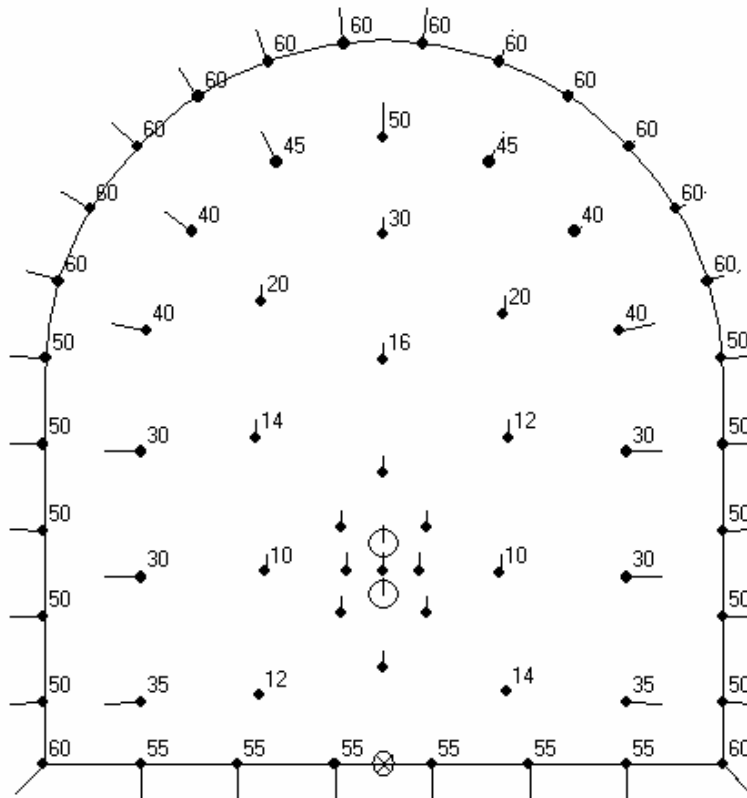


Figure 6.2 Drilling and firing pattern for a 30 m² tunnel in rock mass with poor blastability.

6.2 ROUND WITH ANFO

6.21 Assumptions

The following assumptions are the basis for drilling, charging and firing pattern.

- Tunnel cross section: 59 m²
- Blastability: Medium to poor
- Drill hole diameter: 64 mm
- Drilled length: 5.0 m
- Skill level: High
- Quality: Product quality requirements

There are no problems with water, and ANFO is used as the main explosive. Drilling is done with 5.4 m drill rods. Nonel LP detonators are used, and assumed pull is 96 %.

6.22 Cut

We have chosen the same cut as in Section 3.23, Figure 3.9. 4 large holes with a diameter of 102 mm are drilled. Total large hole area is 327 cm².

6.23 Drilling Pattern

Designing a Drill Pattern		Ref.
Necessary number of drill holes	$67 \cdot 1.0 = 67$	Fig. 3.11
Drilling pattern contour	$E_K = 1.1 \text{ m} \quad V_K = 1.0 \text{ m}$	Table. 3.3
Drilling pattern, row nearest contour	$E_{nk} = 1.3 \text{ m} \quad V_{nk} = 1.2 \text{ m}$	Table 3.3
Drilling pattern invert holes	$E_I = 1.2 \text{ m} \quad V_I = 1.2 \text{ m}$	Table 3.3
Drilling pattern easers	$F_S = 2.4 \text{ m}^2 \quad E_S = 1.4 \text{ m} \quad V_S = 1.7 \text{ m}$	Table 3.3
Control of numbers of holes	Actual number of holes = 67	
Deviation	0 %	

Table 6.2 Charging pattern for 59 m² tunnel in rock mass with medium – poor blastability.

Type of hole		Cut	Invert	Contour	Row Nearest Contour	Easers	Total
Number of holes		9	10*	20*	10	18	67
Uncharged length, m		0.5	0.5	1.5	1.5	1.5	81.5
Dynamit 40x400	Number	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	33.5
	Kg/hole	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	24.1
ANFO	kg/dm	3.0	3.0		1.8	3.0	
	Kg/hole	12.9	12.9		5.9	9.9	482.3
Yellow tubes 22x1000	Number			3			60
	Kg/hole			1.2			24
Sum kg/hole		13.26	13.26	1.56	6.26	10.26	
Sum kg/round		119.3	132.6	31.2	62.6	184.7	530.4
ANFO, kg/round		116.1	129		59	178.2	482.3
ANFO, %		97	97		94	96	91

* 22 contour holes are drilled, but the lowest hole in the wall is charged as an invert hole and counted as an invert hole.

Specific consumption of explosives :
 $(530.4 \text{ kg/round}) / (59 \text{ m}^2 \cdot 5.0 \text{ m} \cdot 0.96) = 1.87 \text{ kg/sm}^3$.

Figure 4.3 gives 1.85 kg/sm^3 .
 The deviation from Figure 4.3 is approximately + 1 %.

Charging density for ANFO is 0.93 kg/dm^3 .

6.25 Firing Pattern

The firing pattern of the round is shown together with the drilling pattern in Figure 6.3. The Nonel LP series of detonators is used.

	Page
A. PARAMETERS	67
B. PREVIOUS REPORTS	68
C. PROJECT REPORTS AND PC PROGRAMMES	70

A. PARAMETERS

The Appendix lists important parameters used in this Report.

Parameter	Description	Unit	Page
a	distance between large holes and the nearest charged hole	mm	27
c	dry sonic velocity of the rock	m/s	13
c_n	dry sonic velocity normal to the foliation	m/s	13
c_p	dry sonic velocity parallel to the foliation	m/s	13
d_g	diameter of large holes	mm	27
d_h	diameter of charged holes	mm	27
dm/sm^3	drilled metres per solid cubic metre of rock		30
E	spacing	m	38
E_k	spacing of contour holes	m	60
e_k	eccentricity at the bottom of contour holes	m	36
E_l	spacing of invert holes	m	36
E_{nk}	spacing of the row nearest the contour	m	60
E_s	spacing of easers	m	37
F_s	stopping area	m ²	37
I_a	rock anisotropy (c_p/c_n)		13
k_{bl}	correction factor for drilled length		31
l/sm^3	drilled volume in litre per solid cubic metre of rock		30
l_h	length of drill holes	m	45
LT	charging density of explosives (kg/litre drill hole)	kg/dm ³	13
N_l	number of invert holes		36
ρ	density of rock	g/cm ³	13
SPR	rock blastability index		13
UL	uncharged length	m	45
V	burden	m	38
V_k	burden of contour holes	m	60
V_l	burden of invert holes	m	60
V_{nk}	burden of the row nearest the contour	m	60
V_s	burden of easers	m	37
w	detonation velocity of explosives	m/s	13
W_b	basic width of the established opening	m	27
W_t	tunnel width	m	36

B. PREVIOUS REPORTS

Previous editions of the Report with project groups.

2-75 Norwegian edition

Erik Danielsen

Bjørn Hakvåg

Per Inge Henriksen

Paul B. Johannessen

Hallvard Stensby

Odd Johannessen

2-79 Norwegian and English editions

Morten Gullesen

Tor Inge Havrevoll

Knut Georg Nilsen

Rolf Risdal

Odd Johannessen

5-83 Norwegian and English editions

Johan Skutle

Bjarne Thorsen

Odd Johannessen

2-88 Norwegian and English editions

Svein Eirik Aune

Amund Bruland

Odd Johannessen

2A-95 Norwegian and English editions

Svein Eirik Aune

Krister Jacobsen

Jan Lima

Jørgen Moger

Pål-Egil Rønn

Odd Johannessen.

Previous editions of the Report VEGTUNNELER Sprengning –Fullprofilboring (ROAD TUNNELS Drill and Blast or Tunnel Boring), with project groups.

7-83 Norwegian edition

Pål Keyser Frølich
Tor Helge Handeland
Arne Lislrud
Bjørn I. Harsjøen
Tormod Sjøland
Tore Movinkel
Erik D. Johansen
Jon Steinar Baadstø
Odd Johannessen

8-88 Norwegian edition

Amund Bruland
Erlend Solberg
Bård Sandberg
Odd Johannessen

C. PROJECT REPORTS AND PC PROGRAMMES

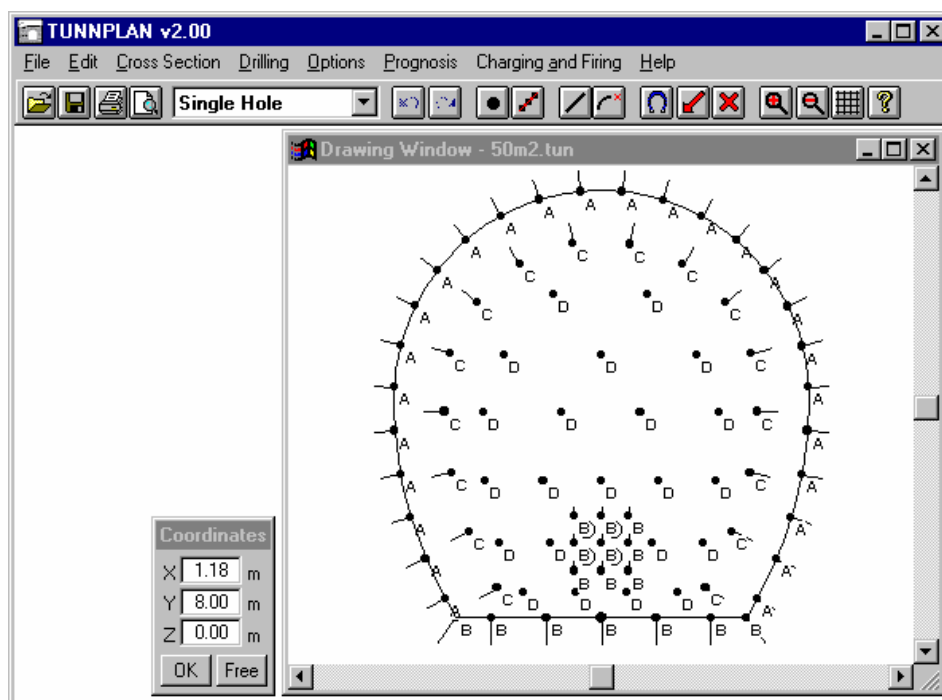
Project Reports

See following web page for current project reports:
<http://www.tunnel.no/index.cfm?id=50&tid=216>

PC programmes

- | | |
|---------------------|---|
| IBA Fullprof | - Prognosis and Costs for Tunnel Boring |
| IBA BlastDesign | - Blast design for Bench Drilling |
| KUTTER | - Programme package for follow up of cutter consumption for TBM tunnelling |
| BORBAR | - Data base for drillability parameters, including results from over 3,000 laboratory tests |
| IBA TunnPlan | - Graphic interactive design of drilling pattern for drill and blast Tunnelling. |

IBA TunnPlan is a program for making blast design for drill and blast tunnelling. The blast design includes drilling, charging and firing patterns. The program is designed to be used with computerised drilling jumbos.



Main window, example with drilling and charging pattern.

ISBN 978-82-471-2825-1 (printed version)
ISBN 978-82-471-2839-8 (electronic version)
ISSN 1503-8181

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

FRAMDRIFTSPLANLEGGING Kapittel III.5

Doctoral Thesis

Doctoral Theses at NTNU, 2007:129 (3)

Shokrollah Zare

Drill and Blast Tunnelling Advance Rate

NTNU
Norwegian University of
Science and Technology
Thesis for the degree of
philosophiae doctor
Faculty of Engineering Science and Technology
Department of Civil and Transport Engineering

	PREFACE	1
1	ESTIMATION MODEL	3
	1.1 Topic of the report	4
	1.2 Background	5
	1.3 Description of the model	6
2	DRILLING, CHARGING, BLASTING	7
	2.1 Rig time	8
	2.2 Drilling	10
	2.3 Charging	27
3	VENTILATION	30
	3.1 Ventilation break	31
4	LOADING AND HAULING	33
	4.1 Overbreak and niches	34
	4.2 Rig time	36
	4.3 Loading	38
5	SCALING AND ROCK SUPPORT	49
	5.1 Scaling	50
	5.2 Rock support	52
6	ADVANCE RATE	55
	6.0 Introduction	56
	6.1 Weekly advance rate	58
	6.2 Example of application	61
	APPENDICES	66
	A. Parameters	67
	B. Previous reports	69
	C. Project reports and PC programmes	71
	D. Estimation forms	72

PREFACE

DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate REPORT 2B-05

This report is one of three reports about drill and blast tunnelling.

2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design

2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate

2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs

In addition, **Prediction Model and Simulation Tool for Time and Costs of Drill and Blast Tunnelling** gives background and discussion about the above reports.

A considerable amount of information on tunnelling has been systematised and brought up to date through the reports to be used for:

- Economic dimensioning
- Choice of alternative
- Time planning
- Cost analysis, tender, budget and cost control
- Choice of excavation method and equipment

The blast design, advance rate and excavation cost models also exist as PC programmes.

The basis for the reports is mainly work-studies and statistics from tunnelling in Norway. The reports include recent advances in equipment and methods, the data are normalised and representative for well organised tunnelling.

The report is prepared by Shokrollah Zare as part of his PhD thesis entitled “Prediction Model and Simulation Tool for Time and Costs of Drill and Blast Tunnelling”, financed by a scholarship from the Ministry of Science, Research and Technology of Iran.

Economic support for field data collection has been provided by:

- The Norwegian Public Road Administration
- Atlas Copco Rock Drills AB
- Dyno Nobel

PREFACE

For reference, registration and similar, we ask for the following:

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2006):
Report 2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate.

Trondheim, September 2006

Amund Bruland
Professor

	Page
1.1 TOPICS OF THE REPORT	4
1.2 BACKGROUND	5
1.3 DESCRIPTION OF THE MODEL	6

1.1 TOPICS OF THE REPORT

The report is divided into six chapters. The first chapter gives a description of the estimation model, its background and structure.

The chapters 2 to 5 cover each sub-operation in the excavation cycle in detail. The chapters give information about

- Time consumption
- Capacities for different equipment combinations

In Chapter 6, use of the estimation model is shown through an example of application. This chapter also covers weekly advance rate for different equipment combinations as a function of the tunnel cross section area.

Subjects of blasting technique forming the basis of the estimation model are dealt with in Report 2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design.

The report is also an important basis for Report 2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs.

1.2 BACKGROUND

The estimation model was first developed by Statskraftverkene, Rasjonaliseringskontoret*. The model has later been further developed by The Department of Civil and Transport Engineering and was published for the first time in 1975. This edition, 2B-05, is the 6th version of the estimation model.

The intention of this model is to systematise the collection and use of data from work studies.

The structure of the model represents a certain degree of simplification of tunnelling realities. Yet, the model has proved to be appropriate and covering with regard to the required quality of estimation.

For older equipment that is not described in this report; see report 2B-95 or previous editions.

(*)The State Power Board.

1.3 DESCRIPTION OF THE MODEL

The model is based on the round cycle - the normal cycle for drill and blast tunnelling.

The round cycle is divided into four major operations:

- I DRILLING, CHARGING , BLASTING
 - II VENTILATION
 - III LOADING AND HAULING
 - IV SCALING AND ROCK SUPPORT
-

The operations I and III are divided into three different categories of time:

A. Fixed Lost Time (Rig Time)

All «unproductive» operations regularly repeated from round to round are collected here. Time consumption is also fixed in the sense that it is almost independent with regard to variations in round length, the number of crew members and the number of drilling hammers. *Example:* Driving the drilling jumbo to and from the face.

B. Proportional Operational Time

Proportional operational time is productive time, such as drilling or loading time. The time used is almost proportional to specific drilled meters or amount of broken rock and inversely proportional to the number and performance of the drilling hammers or the performance of the loader.

In other words, the proportional operational time is constituted by the factors which vary or can be varied systematically.

C. Incidental Lost Time

Incidental lost time covers the technically dependent lost time occurring at random during tunnelling operations, for example machine breakdown. Personal time and delays connected to change of shift are also included.

A lost time of 6 minutes per hour is regarded as normal for well organized tunnelling. This constitutes 11.1% of A + B, i.e. 10% of total time consumption.

	Page
2.1 RIG TIME	8
2.2 DRILLING	10
2.20 Introduction	10
2.21 Rock Drillability Index, DRI	10
2.22 Rock Type Drillability	11
2.23 Net Penetration Rate	12
2.24 Time for Moving	13
2.25 Rod Adding	14
2.26 Changing of Bits	15
2.27 Lack of Simultaneousness	15
2.28 Equations	20
2.29 Example of Application	22
2.3 CHARGING	27
2.31 Assumptions	27
2.32 Time-determinant Charging Time	28

2.1 RIG TIME

Use of Service Platform on Jumbo for Charging

The most important rig times when using service platforms are:

- Driving the drilling jumbo to the face
- Connecting and disconnecting power supply and water
- Positioning of the drilling jumbo
- Navigation (computer controlled drilling jumbo)
- Marking of drilling pattern at the face (manually controlled drilling jumbo)
- Demobilization
- Moving the drilling jumbo from the face

The rig times for use of service platform on the jumbo, imply that charging and connecting are finished before the drilling jumbo is removed.

Use of a Separate Charging Equipment

When using a separate charging equipment, the following activities will be added to the rig time:

- Driving the charging equipment to the face
- Possible connection of air and power supply
- Moving the charging equipment from the face

The rig times when using a charging equipment assume all charging to take place after drilling. I.e. the drilling jumbo is removed from the face and a suitable charging equipment is driven to the face, for example a wheel loader with charging platform, possibly with a pump for charging with ANFO.

No distinctions between rig time for track and trackless tunnelling have been made, due to a limited number of work studies for track tunnelling.

Rig time per round as a function of the cross section area is shown in Figure 2.1.

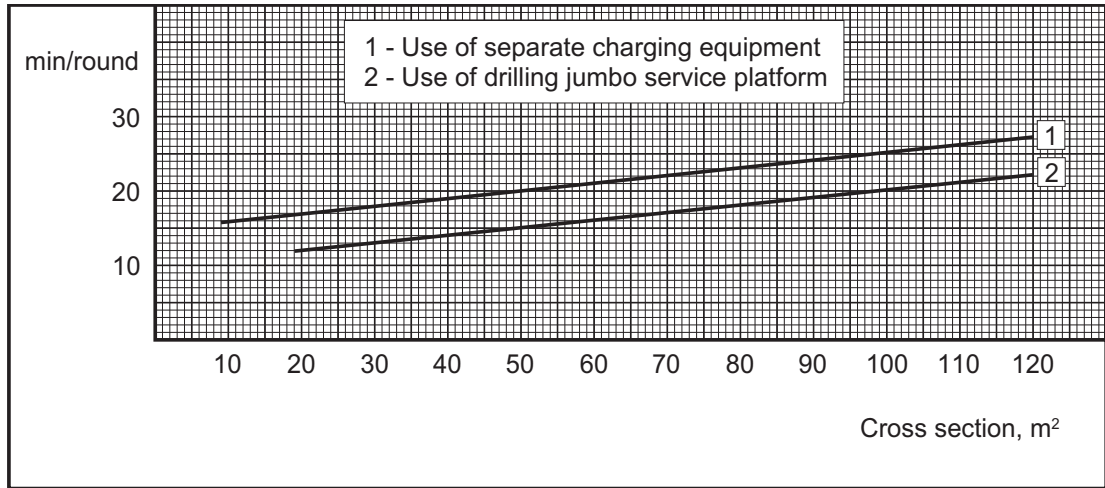


Figure 2.1 Rig time, T_{rb} , for drilling, charging and blasting as a function of the tunnel cross section area and charging method.

2.2 DRILLING

2.20 Introduction

To calculate the overall drilling time per round, it is necessary to know both the number of holes and the drilling rate.

Drilling time includes:

- Drilling
- Time for moving between holes
- Changing of bits
- Lack of simultaneousness
- Time for adding rods (for long rods)

The drilling rate may be recorded by doing work studies. If work studies are not possible, the Drill Rate Index can be determined by rock tests or it can be estimated from the Project Report 13B-98 DRILLABILITY Catalogue of Drillability Indices.

2.21 Rock Drillability Index, DRI

The rock drillability is given by the Drilling Rate Index. DRI is determined on the basis of the parameters Brittleness Value, S_{20} and Sievers J-value, SJ.

- The Brittleness Value is a measure for rock resistance to crushing from repeated impacts
- The Sievers J-value is a measure for rock resistance to miniature drill penetration (surface hardness)

Good drillability	DRI = 65	For example mica schist
Medium drillability	DRI = 49	For example granite
Poor drillability	DRI = 37	For example gneiss

For more information on the Drilling Rate Index, refer to the Report 13A-98 DRILLABILITY Test Methods.

2.22 Rock Type Drillability

Recorded variation areas for DRI for different types of rock are shown in Figure 2.2.

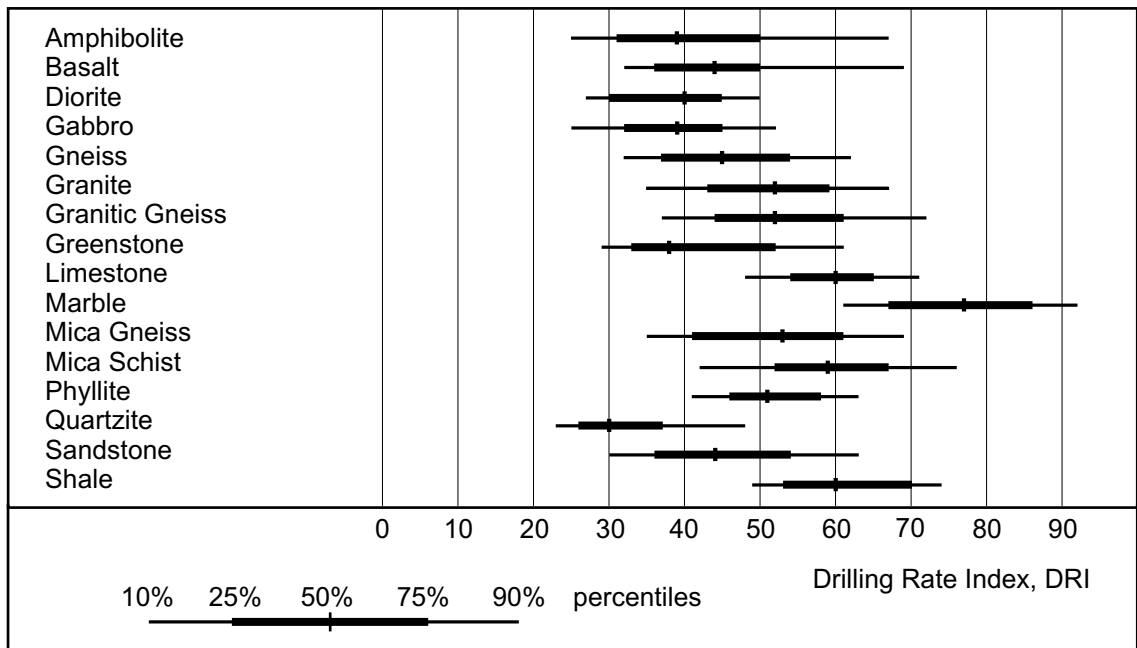


Figure 2.2 Recorded Drilling Rate Index, DRI for different rock types.

2.23 Net Penetration Rate

Figure 2.3 shows net penetration rate for different drilling hammers as a function of the Drilling Rate Index.

The penetration rate diagram is based on field registrations of net penetration rate for different drills and testing of corresponding rock samples from each site.

Figure 2.4 illustrates the relationship between the net penetration rate and the drillhole diameter.

The curves assume that the drilling hammers operate within their optimum working range with regard to drillhole diameter and operating pressures (feed, rotation, percussion and flushing).

The large drillholes (the empty holes in the cut) are either drilled directly or by reaming a pilot hole. The drilling time when implementing a pilot hole and reaming is approximately 1.25 times the drilling time when drilling directly.

When using extension rods, the penetration rate for the second rod falls with 3-5 % compared to the first rod.

Rock mass fracturing influences the penetration rate, in homogenous (non-fractured) rock mass the penetration rate may be reduced by up to 10 %, in more fractured rock mass, the penetration rate may be increased by up to 10 %.

Drilled hole length will be 0.3-0.5 m less than the rod length. It is recommended to use 0.5 m when designing drilling patterns.

2.24 Time for Moving

This includes time for alignment, collaring, retraction and moving from one drillhole to another. Time for moving is found to be almost independent of the rock conditions.

The time for retraction varies with the drilled length. The retraction speed for the rod is measured to be 0.5 m/s.

Time recordings suggest a total time for moving of 0.75 minutes per hole for drilled length of 5.0 m. Figure 2.5 shows the time for moving for varying drilled length.

The total time for moving varies with the number of holes, and is therefore dependent upon the large drillholes being drilled directly or by reaming.

2.25 Rod Adding

When drilling longer holes than approximately 6 m, one has to use two rods. Hence, it is necessary to add the second rod during the drilling of the hole.

Time for rod adding is assumed independent of the length of the rods.

Rod adding includes insertion before drilling and retraction of the second rod.

When inserting the 2nd rod, the following activities are included:

- Decoupling the shank adapter from the rod
- Retracting the drilling hammer
- Inserting the 2nd rod
- Coupling the shank adapter and the rods

When retracting the 2nd rod, the following activities are included:

- Retracting the 2nd rod
- Decoupling the shank adapter and the rods
- Moving the drilling hammer to the 1st rod
- Coupling the shank adapter to the rod

The total use of time for rod adding varies with the number of holes, and is therefore dependent on the large drillholes being drilled directly or by reaming.

Rod adding time, t_{st} , is measured to be 1.8 – 1.9 minutes per hole.

It is necessary to further improve the equipment for rod adding so that the use of time can be reduced.

Due to high time consumption for rod adding, it is more efficient to use longer drill rods without rod adding. 5 m drilled length is frequently used, but equipment for drilling up to 6 m hole length is available.

2.26 Changing of Bits

Time for changing of bits is measured to be 1.5 minutes. The frequency of changing bits depends on the rock wear quality. The correlation between the number of changed bits per drilled meter and rock wear quality is shown in Figure 2.6.

When all the drilling hammers have to be stopped while changing bits, the use of time for changing bits will be doubled, i.e. 3 minutes per change.

2.27 Lack of Simultaneousness

The expression simultaneousness includes the following lost time:

- Drilling stops due to lack of operator
- Loss of time because of unequal distribution of the drilling work between hammers
- Loss of time since the drilling hammers must be started in a sequence at the start of the round (similar to lack of operator)

The time for lack of simultaneousness depends on the tunnel cross section area, penetration rate and number of hammers per operator. The lack of simultaneousness is calculated as a percentage of drilling time and moving time. The lack of simultaneousness factor is shown in Figure 2.7.

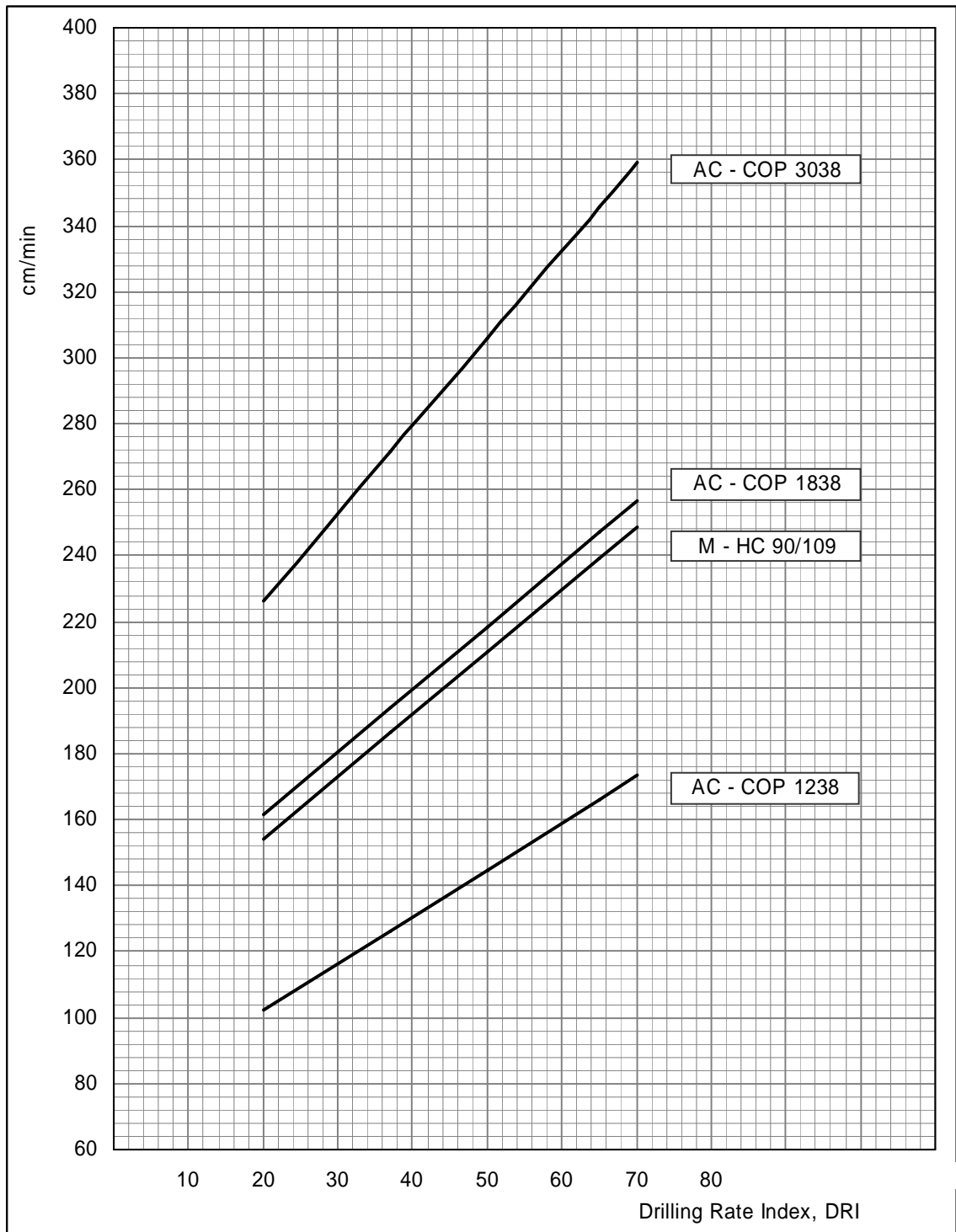


Figure 2.3 Net penetration rate.

Net penetration rate, v_b , as a function of Drilling Rate Index, DRI, measured in cm/minute for 48 mm drillholes.

The penetration rate has been recorded during standard round drilling. Not knowing if the drilling hammers are adjusted for maximum penetration or for optimum drill steel consumption.

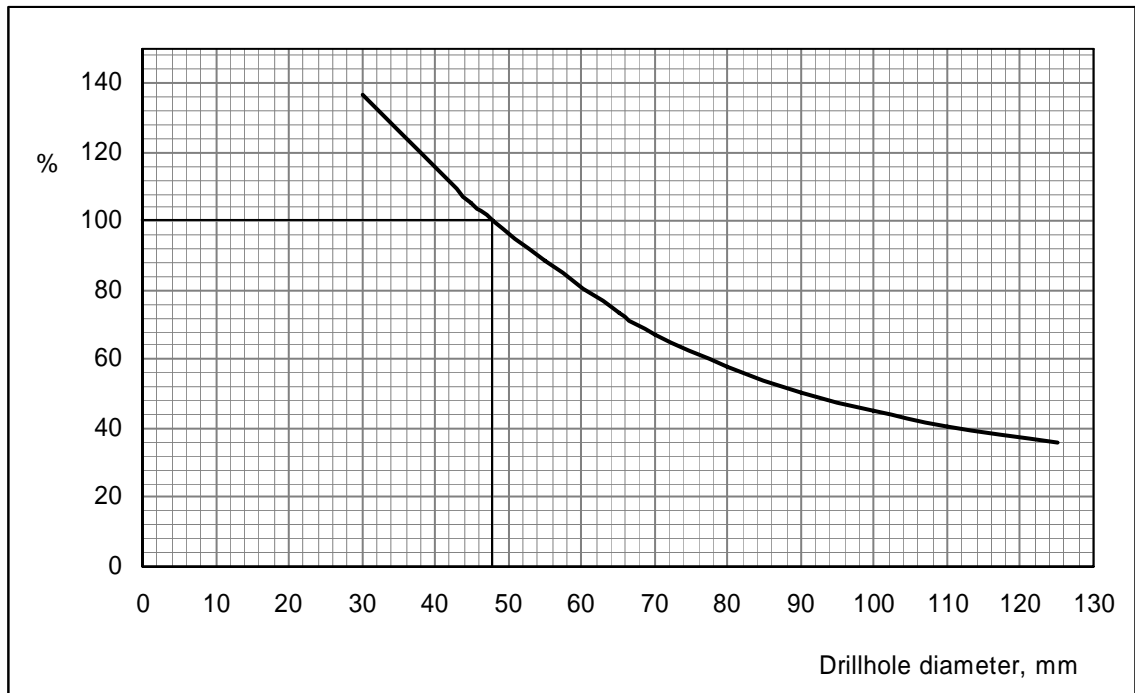


Figure 2.4 Net penetration rate (in % of penetration rate for 48 mm drillhole) as a function of drillhole diameter for hydraulic drilling hammers.

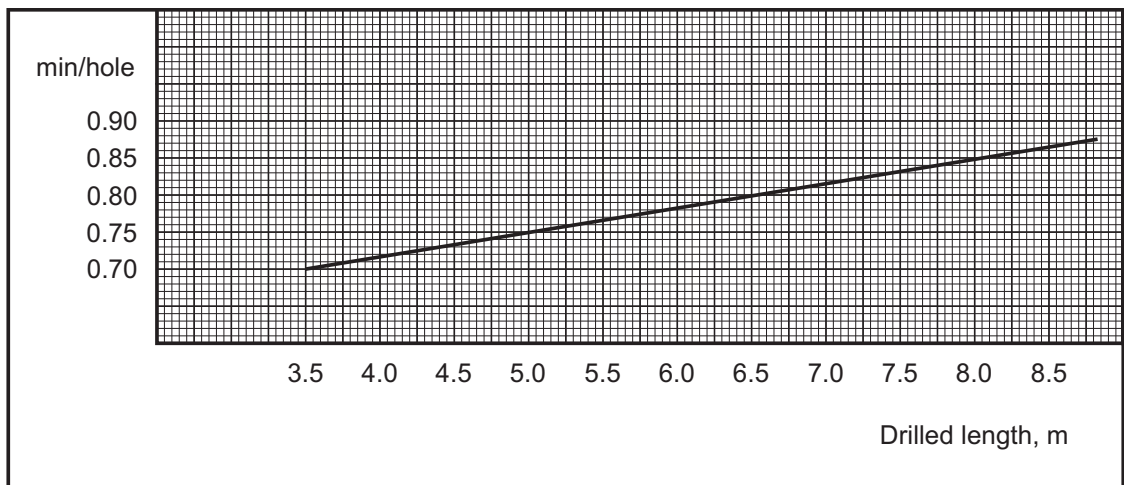


Figure 2.5 Time for moving, t_f , per hole.

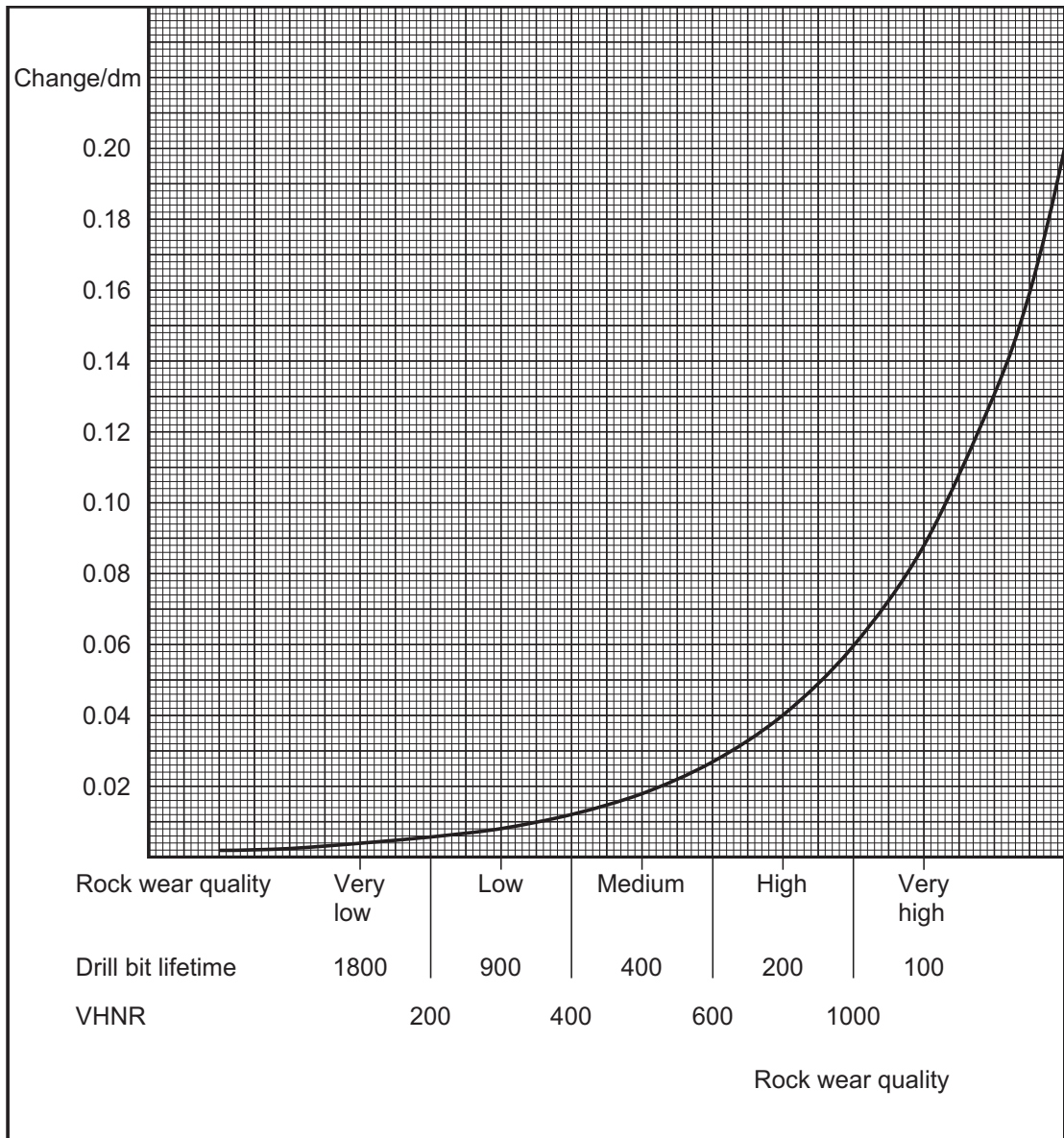


Figure 2.6 Frequency of bit changing per drilled metre, bit-changing factor f_k , as a function of rock wear quality. The curve refers to button bits.

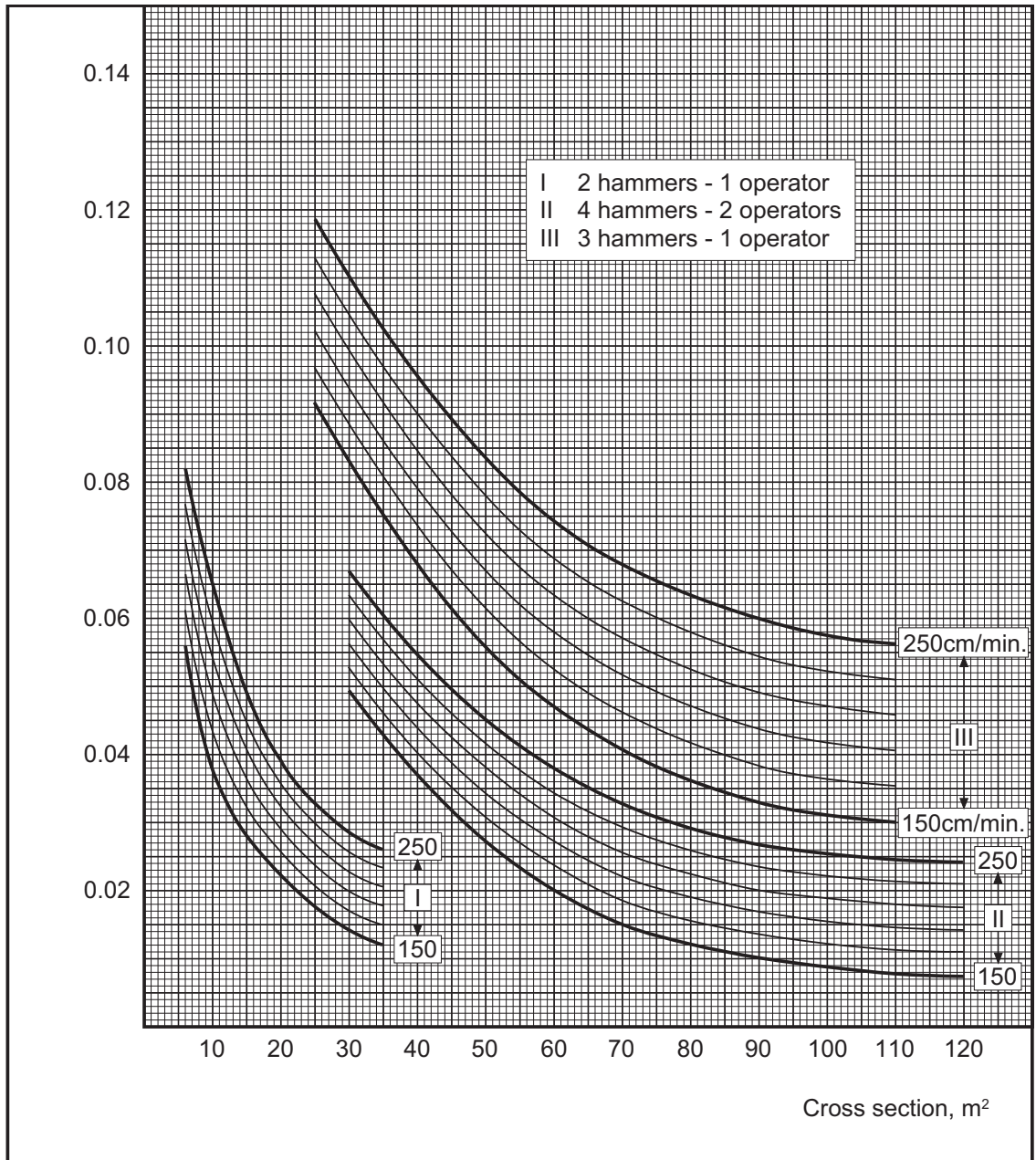


Figure 2.7 Factor for lack of simultaneousness, f_{sa} , as function of tunnel cross section area, net penetration rate and number of drilling hammers and operators.

2.28 EquationsDrilling Time

The drilling time for charged holes per round is calculated from Equation 2.1.

$$T_h = \frac{l_h \cdot N_h}{v_h \cdot N_m} \quad [2.1]$$

l_h = drilled length

N_h = number of charged holes

v_h = net penetration rate for charged holes

N_m = number of drilling hammers

The number of charged holes is given as a function of tunnel cross section area in Figure 3.10 and 3.11 in Report 2A-05. The penetration rate diagram, Figure 2.3 gives net penetration rate as a function of DRI for current types of drilling hammers. Penetration rate for various hole diameter is shown in Figure 2.4.

Large/empty drillholes with pilot hole has 1.25 times the drilling time compared to drilling directly. Drilling time for empty holes per round is calculated from Equation 2.2.

$$T_g = \frac{l_h \cdot N_g}{v_g \cdot N_m} \cdot 1.25 \quad [2.2]$$

N_g = number of empty holes

v_g = net penetration rate for empty holes

Time for Moving

Total time for moving between holes per round is calculated from Equation 2.3.

$$T_f = \frac{t_f \cdot (N_h + 2 \cdot N_g)}{N_m} \quad [2.3]$$

t_f = time for moving per hole, see Figure 2.5

Rod Adding

Time for rod adding per round is calculated from Equation 2.4.

$$T_{st} = \frac{t_{st} \cdot (N_h + 2 \cdot N_g)}{N_m} \quad [2.4]$$

t_{st} = unit time for rod adding

Unit time for rod adding is measured to 1.8-1.9 minutes.

Changing of Bits

Time for changing of bits per round is calculated from Equation 2.5.

$$T_k = \frac{l_h \cdot (N_h + 2 \cdot N_g) \cdot f_k \cdot t_k}{N_m} \quad [2.5]$$

f_k = frequency of bit changing per drilled metre

t_k = unit time for bit changing

The frequency for changing bits as a function of rock wear quality is shown in Figure 2.6. Time per bit change is set to 3 minutes due to current regulations.

Lack of Simultaneousness

Extra use of time due to lack of simultaneousness during drilling, is calculated from Equation 2.6.

$$T_{sa} = (T_h + T_g + T_f) \cdot f_{sa} \quad [2.6]$$

f_{sa} = correction factor for lack of simultaneousness

The correction factor for lack of simultaneousness as a function of the tunnel cross section area, net penetration rate and number of drilling hammers per operator is shown in Figure 2.7.

2.29 Example of Application

Calculation of drilling time for the following cross sections, drilled lengths and drillhole diameters is shown in the two following examples :

	Cross Section	Drilled Length	Drillhole Diameter
Example I	63 m ²	500 cm	48 mm
Example II	63 m ²	500 cm	64 mm

2. DRILLING, CHARGING, BLASTING

2.2 Drilling

Tunnel	Example I	Date	201005	Signature	ZS
Tunnel cross section	A_s	63	m ²		
Skill level		High		PR 2A-05	
Blastability	SPR	Medium		PR 2A-05	
Drillhole diameter	d_h	48	mm		
Number of drillholes for standard round length of 5.00 m	N_b	92		Figure 3.10 PR 2A-05	
Drilled length	l_h	500	cm		
Correction for drilled length	k_{bl}	1.00		Figure 3.10 PR 2A-05	
Number of drillholes excluding large holes (92·1.00)	N_h	92			
Diameter of large drillholes	d_g	102	mm		
Number of large drillholes	N_g	4		Figure 3.7 PR 2A-05	
Type of drilling hammers		COP 1838			
Number of drilling hammers	N_m	3			
Rock drillability	DRI	48			
Penetration rate 48 mm drillholes	v_b	215	cm/min	Figure 2.3	
Correction of penetration rate for d_h	k_{hv}	100	%	Figure 2.4	
Penetration rate charged holes	v_h	215	cm/min		
	$\frac{215 \cdot 100}{100}$				

2. DRILLING, CHARGING, BLASTING

2.2 Drilling

Correction of penetration for d_g	k_{gv}	44 %	Figure 2.4
Penetration rate large holes	$\frac{215 \cdot 44}{100}$ v_g	95 cm/min	
Drilling time charged holes	$\frac{500 \cdot 92}{215 \cdot 3}$ T_h	71.3 min	[2.1]
Drilling time large holes	$\frac{500 \cdot 4}{95 \cdot 3} \cdot 1.25$ T_g	7 min	[2.2]
Time for moving per hole	t_f	0.75 min	Figure 2.5
Time for moving	$\frac{0.75 \cdot (92 + 2 \cdot 4)}{3}$ T_f	25 min	[2.3]
Unit time for rod adding	t_{st}	0 min	
Time for rod adding	T_{st}	0 min	[2.4]
Rock wear quality		High	
Bit changing factor	f_k	0.04	Figure 2.6
Unit time for bit changing	t_k	3 min	Page 15
Time for changing bits	$\frac{0.04 \cdot 500 \cdot (92 + 2 \cdot 4)}{100 \cdot 3} \cdot 3$ T_k	20 min	[2.5]
Lack of simultaneousness factor	f_{sa}	0.062	Figure 2.7
Extra time for lack of simultaneousness	$0.062 \cdot (71.3 + 7 + 25)$ T_{sa}	6.4 min	[2.6]
Necessary drilling time	$(71.3 + 7 + 25 + 0 + 20 + 6.4)$ T_b	130 min	

2. DRILLING, CHARGING, BLASTING

2.2 Drilling

Tunnel	Example II	Date	201005	Signature	ZS
Tunnel cross section	A_s	63	m ²		
Skill level		High		PR 2A-05	
Blastability	SPR	Medium		PR 2A-05	
Drillhole diameter	d_h	64	mm		
Number of drillholes for standard round length of 5.00 m	N_b	68		Figure 3.11 PR 2A-05	
Drilled length	l_h	500	cm		
Correction for drilled length	k_{bl}	1.00		Figure 3.11 PR 2A-05	
Number of drillholes excluding large holes (68·1.00)	N_h	68			
Diameter of large drillholes	d_g	102	mm		
Number of large drillholes	N_g	3		Figure 3.7 PR 2A-05	
Type of drilling hammers		COP 1838			
Number of drilling hammers	N_m	3			
Rock drillability	DRI	48			
Penetration rate 48 mm drillholes	v_b	215	cm/min	Figure 2.3	
Correction of penetration rate for d_h	k_{hv}	75	%	Figure 2.4	
Penetration rate charged holes	v_h	161	cm/min		
	$\frac{215 \cdot 75}{100}$				

2. DRILLING, CHARGING, BLASTING

2.2 Drilling

Correction of penetration rate for d_g	k_{gv}	44 %	Figure 2.4
Penetration rate large holes	$\frac{215 \cdot 44}{100}$ v_g	95 cm/min	
Drilling time charged holes	$\frac{500 \cdot 68}{161 \cdot 3}$ T_h	70.4 min	[2.1]
Drilling time large holes	$\frac{500 \cdot 3}{95 \cdot 3} \cdot 1.25$ T_g	6.6 min	[2.2]
Time for moving per hole	t_f	0.75 min	Figure 2.5
Time for moving	$\frac{0.75 \cdot (68 + 2 \cdot 3)}{3}$ T_f	18.5 min	[2.3]
Unit time for rod adding	t_{st}	0 min	
Time for rod adding	T_{st}	0 min	[2.4]
Rock wear quality		High	
Bit changing factor	f_k	0.04	Figure 2.6
Unit time for bit changing	t_k	3 min	Page 15
Time for changing bits	$\frac{0.04 \cdot 500 \cdot (68 + 2 \cdot 3)}{100 \cdot 3} \cdot 3$ T_k	14.8 min	[2.5]
Lack of simultaneousness factor	f_{sa}	0.047	Figure 2.7
Extra time for lack of simultaneousness	$0.047 \cdot (70.5 + 6.6 + 18.5)$ T_{sa}	4.5 min	[2.6]
Necessary drilling time	$(70.4 + 6.6 + 18.5 + 0 + 14.8 + 4.5)$ T_b	115 min	

2.3 CHARGING

2.31 Assumptions

The charging time depends on the following factors:

- Amount of explosives used
- Type of explosives
- Charging capacity
- Number of charging lines
- Number of drillholes
- Drillhole diameter
- Drilled length

Charging is assumed to be carried out according to current regulations and in a safe manner.

Amount of Explosives Used

The amount of explosives used depends on rock blastability, tunnel cross section area, drilled length, drillhole diameter and type of explosives. Contour quality requirements also influences the amount of explosives used (see PR 2A-05).

Types of Explosives

A distinction is made between cartridged explosives (Dynamite, Kemix A, etc.) and emulsion and ANFO which are bulk explosives. For cartridged explosives the cartridge dimension is 10-15 mm smaller than the drillhole diameter.

Charging Capacity

Charging capacity is based on work studies. Time for wiring the round is included in the capacity.

Number of Charging Lines

A distinction is made between time-determinant charging time for 2 and 3 charging-lines. The number of charging lines is equal to the number of persons for charging.

Number of Drillholes

The number of drillholes determines the number of charging points.

Drillhole Diameter

For ANFO, a distinction is made between 48 and 64 mm drillhole diameter.

When using emulsion, the charging capacity may be regulated so that the charging time is independent of the drillhole diameter.

Drilled Length

The drilled length is decisive for the charged length in each hole.

2.32 Time-determinant Charging Time

Figure 2.8 shows time-determinant charging time as a function of number of holes, type of explosives and charging method. The curve applies to basis round length of 5.0 m (drilled). Correction factor for varying drilled length (k_{ll}) is shown in the same figure.

No distinction is made between time-determinant charging for cartridge explosives and ANFO, because the difference in charging capacity is compensated by the difference in specific charging.

Charging and drilling at the same time is not allowed, all charging must take place after drilling has finished.

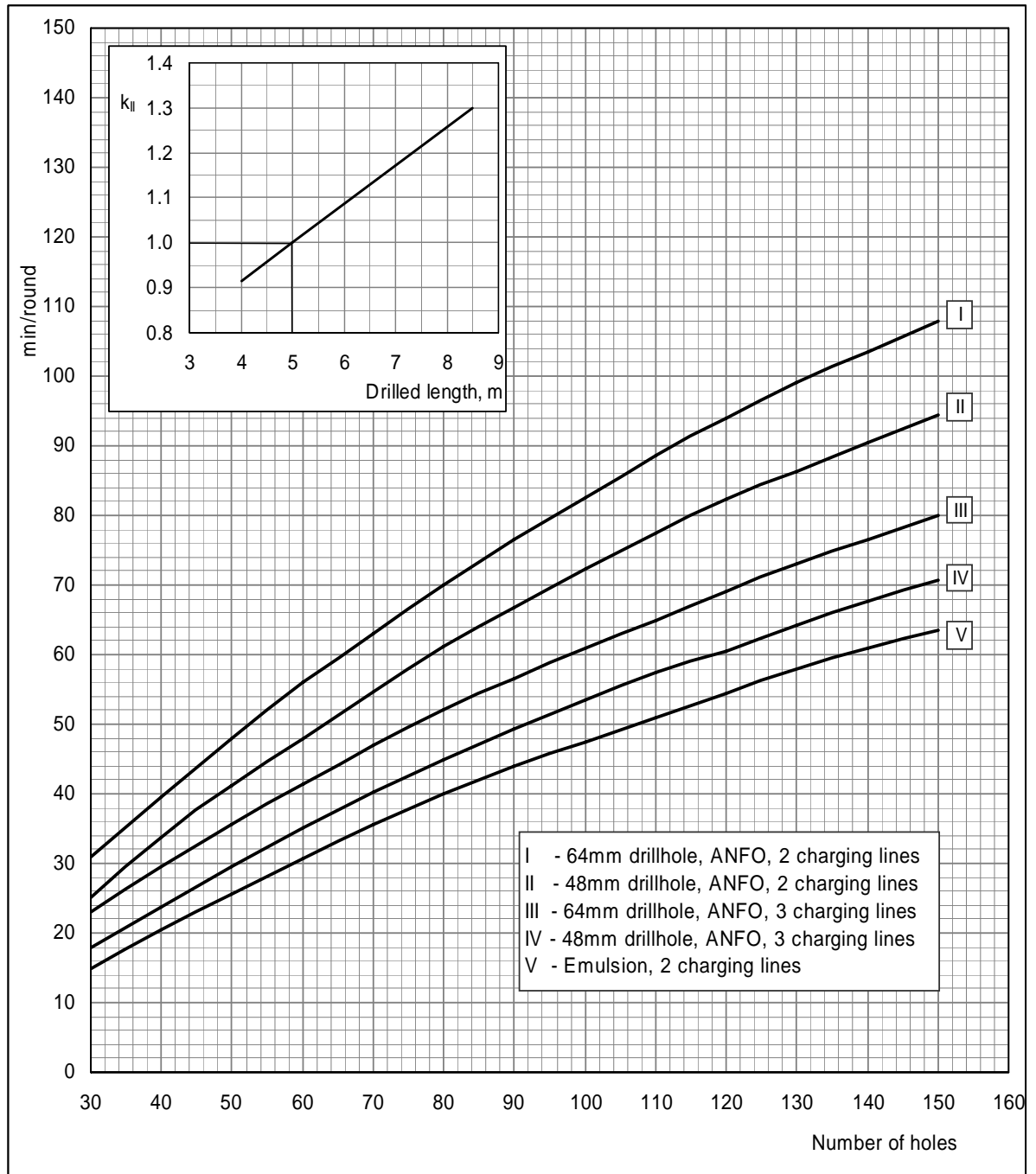


Figure 2.8 Time-determinant charging time, T_{lb} , as a function of number of drillholes, drillhole diameter, number of charging lines and type of explosives. ANFO represents cartridged explosives as well.

	Page
3.1 VENTILATION BREAK	31

3.1 VENTILATION BREAK

The necessary break in the round cycle for removing the blasting fumes is given in Figure 3.1 as a function of tunnel cross section area. This is the time from blasting of the round until the concentration of nitrous gases (NO_x) at the tunnel face is below the Threshold Limit Value, $\text{TLV} = 2$ ppm (parts per million).

Arbeidstilsynet¹ recommends two ways, i.e. blowing and exhausting ventilation in tunnel cross sections larger than 32 m^2 and lengths exceeding 1000 m.

The ventilation break depends on the fan capacity, the diameter of the duct(s), the number of ducts, quantity of explosives per round and distance between duct outlet and face.

The distance between the duct outlet and the face is assumed to be 30 - 70 m. When doubling the distance, the ventilation break will be nearly doubled too.

Dimensioning of the ventilation system is further described in the Project Report 17-91 TUNNELLING Ventilation (Norwegian edition only).

Figure 3.1 refers to ANFO, cartridged and emulsion explosives. When using emulsion explosives, studies show that the ventilation break or the capacity of the ventilation equipment may be reduced considerably. Emulsion explosives develop considerably less NO_x than ANFO does.

Kemix A is an example of cartridged emulsion explosives which produces less NO_x and should be preferred instead of dynamite even if the price is the same.

¹ The Norwegian Labour Inspection Authority

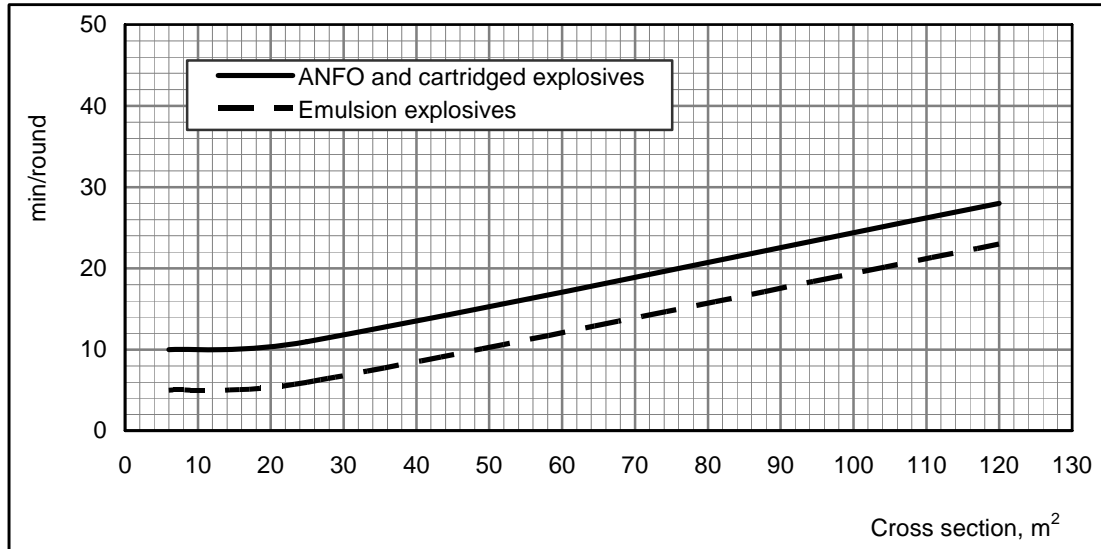


Figure 3.1 Time-determinant ventilation break as a function of tunnel cross section area.

	Page
4.1 OVERBREAK AND NICHES	34
4.11 Overbreak Factor	34
4.12 Niches	34
4.2 RIG TIME	36
4.3 LOADING	38
4.30 Introduction	38
4.31 Net Loading Capacity - Basic Capacity	38
4.32 Gross Loading Capacity	39
4.33 Normalized Gross Loading Capacity	39
4.34 Use of Diagram	41
4.35 Equations	47
4.36 Example of Application	48

4.1 OVERBREAK AND NICHES

4.11 Overbreak Factor

The volume of rock to be loaded and hauled differs from the planned volume. The ratio between actual solid cubic metre (asm³) and planned solid cubic metre (psm³), is termed as the factor of overbreak. For details regarding units of volume and volume change factors, see the Project Report 15A- 92 HEAVY CONSTRUCTION MACHINERY Costs, Performance and Maintenance (published in Norwegian only).

The factor of overbreak is given in Figure 4.1 as a function of tunnel cross section area and tunnelling method. The factor of overbreak, excluding niches, indicates the volume of broken rock which is to be added to the planned cross section due to look-out angle and drilling deviation. In addition, the geological conditions will influence the amount of overbreak. This overbreak is almost independent of the tunnelling method.

4.12 Niches

When the necessary niches for efficient tunnelling are included, the factor of overbreak will vary with the tunnelling method as shown for track transport, load and haul, and trackless transport in Figure 4.1.

The volume of the niches is estimated from the overbreak factor excluding and including the niches. The difference between the two factors multiplied with cross section area and distance between niches will give the volume of each niche. The volume of niches per metre of tunnel divided by tunnel cross section area and multiplied with net round cycle time gives the extra time for excavation of the niches.

E.g., for a 20 m² tunnel and 110 m distance between niches, the overbreak factors are 1.3 and 1.19 resulting in a niche volume of $(1.3-1.19) \cdot 20 \cdot 110 = 242 \text{ m}^3$.

The extra time for excavation of niches assuming 270 min/round net round cycle time will be $(242/110/20) \cdot 270 = 30 \text{ min/round}$.

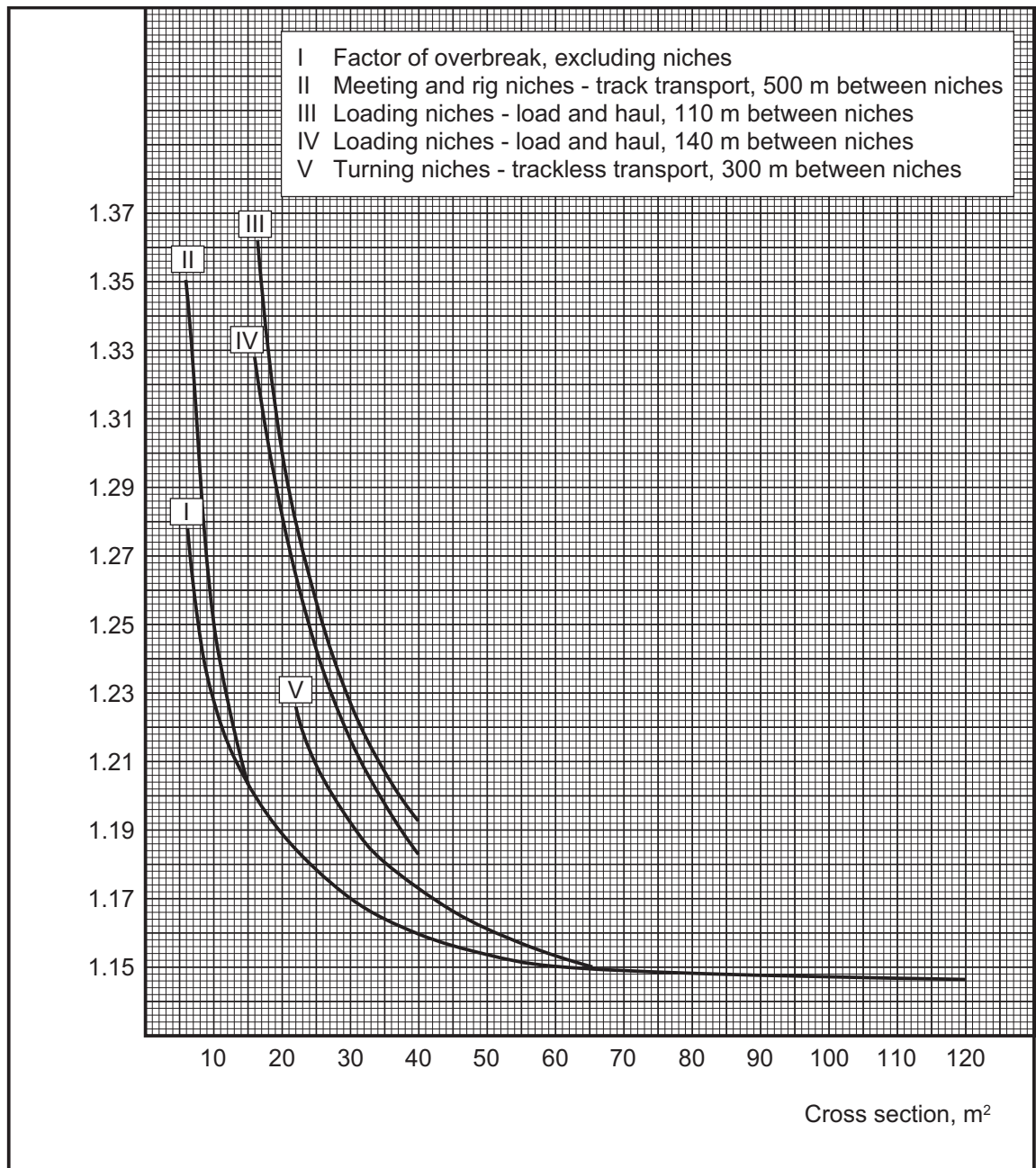


Figure 4.1 Factor of overbreak f_o , as a function of tunnel cross section area and tunnelling method.

The curves apply to computer controlled drilling. When using manually controlled drilling, studies suggest almost 6 per cent increase of the factor of overbreak. The curves refer, the invert being cleaned down to the horizontal excavated invert surface and not to solid rock. The curves do not include geological effects.

4.2 RIG TIME

The most important operations included in the rig time are:

- Driving the loader to and from the face
- If necessary, connecting and disconnecting power supply, compressed air and water
- Collecting of the rock pile
- Water flushing of the rock pile
- Laying of rails (for track transport)
- Collecting and loading of scaled rock
- Extra time when loading the first and the last trucks

Rig time per round is shown in Figure 4.2 as a function of tunnel cross section area and method of excavation. The curves are based on work studies.

Trackless Transport

Trackless transport and front loader is the most mobile equipment combination, and therefore has the shortest rig time (curve III). If the front loader is replaced by a hydraulic excavator (front shovel), the time for driving the excavator to and from the face and collecting the pile, will increase (curve II).

Track Transport

Rig time for track tunnelling includes laying of rails in addition to the other operations included in the rig time. For tunnel cross sections less than 30 m², rail mounted drilling jumbos are assumed. The extension of rails must be done after the loading and hauling operation, and can not be carried out simultaneously with other operations included in the round cycle (curve I).

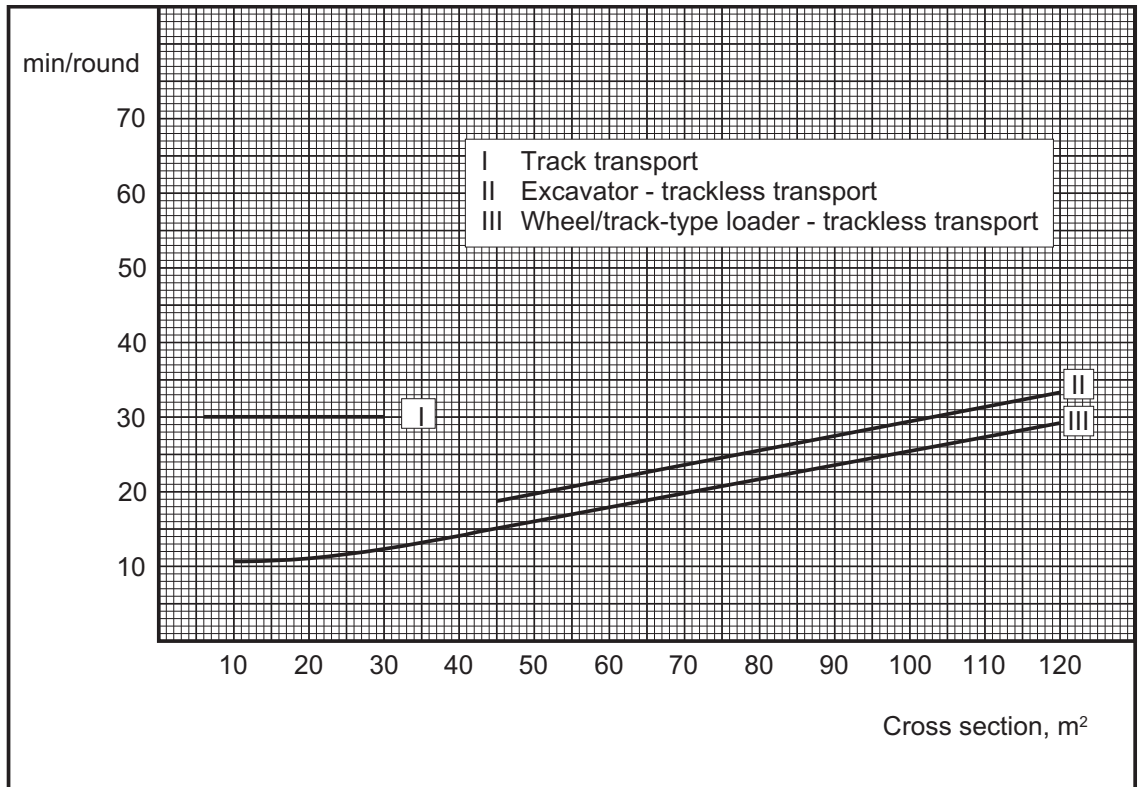


Figure 4.2 Rig time for loading and hauling, T_{rl} , as a function of tunnel cross section area and tunnelling method.

4.3 LOADING

4.30 Introduction

Loading capacities for different equipment combinations are based on work studies. The following capacities have been recorded:

- Net loading capacity
- Gross loading capacity

Both capacities are given in actual solid cubic metre (asm³) per unit of time.

All results have been normalized to:

- Normalized gross loading capacity

This is the loading capacity one may expect under normal conditions for a given equipment combination.

4.31 Net Loading Capacity - Basic Capacity

The net loading capacity includes time for:

- Filling of bucket
- Driving to truck
- Dumping of bucket contents
- Driving to pile

The net loading capacity will vary with loading conditions, type of loader and loader size, but is practically independent of type of truck and truck size.

Curves covering net loading capacities are not shown. These are of minor interest for time estimates.

For more details about net loading capacity, it is referred to the Project Report 1-78 **LOADING IN ROCK QUARRIES** (Published in Norwegian only).

4.32 Gross Loading Capacity

The gross loading capacity includes, in addition to the operations of net loading capacity:

- Changing of hauling unit
- Trimming of pile
- Levelling of tunnel invert

The gross loading capacity is dependent on type and size of the hauling equipment.

4.33 Normalized Gross Loading Capacity

The calculation of normalized gross loading capacity (Q_t) assumes that the hauling equipment is dimensioned so that the capacity of the loading machine can be fully utilised. The machine loads continuously, with the exception of necessary breaks for change of trucks, trimming of the pile and levelling of the tunnel floor.

The loading capacity cannot always be fully utilized, due to lack of ventilation capacity or number of hauling units available. In the latter case, the hauling capacity determines loading time. This may happen when the tunnel is long and/or the cross section area is small.

The normal variation range for utilization of loading capacity is 0.8 - 1.0.

Estimation of average normalized gross loading capacity for the load and haul method assumes that the hauling capacity is determinant for the shorter loading distances (distance between the rock pile and the loading niche). The hauling capacity is assumed large enough to handle up to 60 % of the difference between maximum and minimum loading capacity for the shortest and longest distance respectively.

This is illustrated graphically in Figure 4.3.

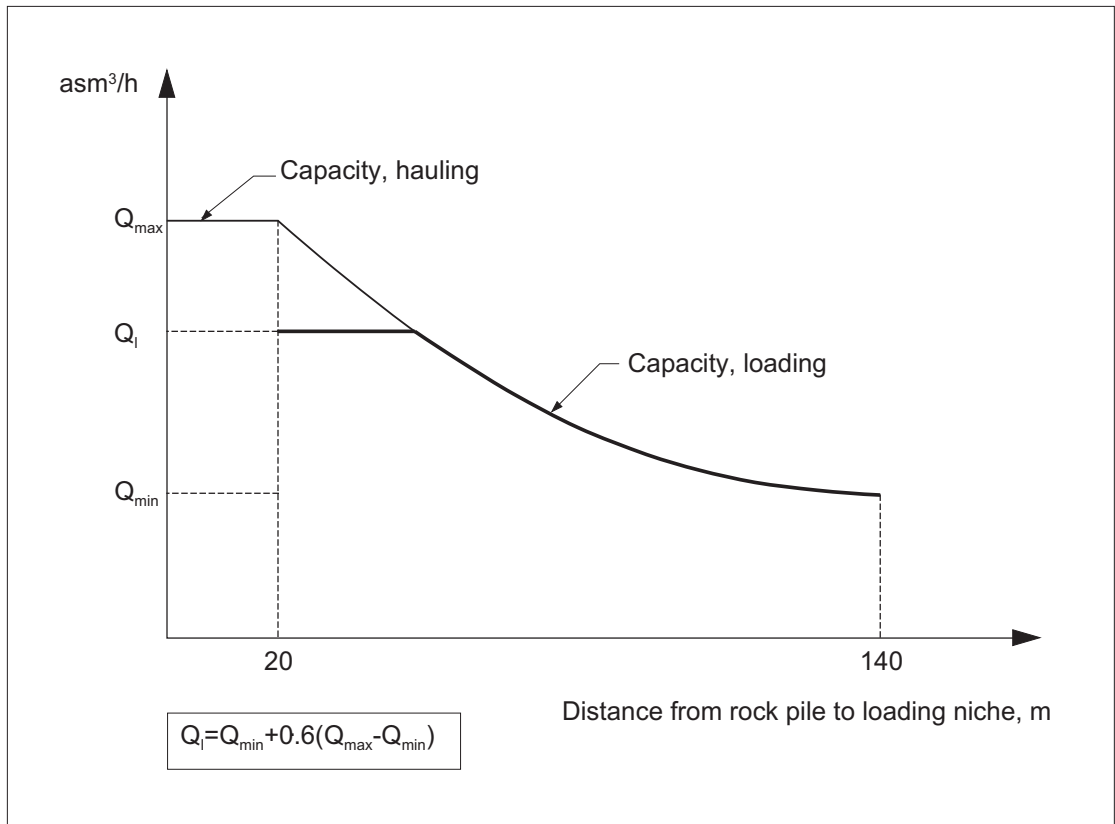


Figure 4.3 Loading capacity as a function of distance from rock pile to loading niche when using the load and haul method.

4.34 Use of Diagrams

Normalized gross loading capacities for trackless tunnelling are given in Figures 4.4 through 4.6 as a function of tunnel cross section area and various equipment combinations. The figures refer to wheel loaders, track-type loaders and hydraulic excavators (front shovels) respectively.

Figure 4.7 shows average normalized gross loading capacities for the load and haul method as a function of tunnel cross section area and equipment combinations for a given distance between niches. With an acceptable degree of accuracy, the curves may also be used to estimate loading capacities for other niche distances.

Normalized gross loading capacities for track tunnelling are given in Figure 4.8 as a function of tunnel cross section area and equipment combinations. Figure 4.8 covers two types of rail-mounted loaders.

The curves in Figures 4.4 through 4.8 also indicate the smallest tunnel cross section in which a given equipment combination may be used, assuming symmetrical cross section. Wheel loaders and track-type loaders assume use of side-dumping buckets for the smaller cross sections. Indication of reduced loading capacities for near-minimum cross sections is also given.

The loading capacity for excavators depends on how the loading equipment is positioned during loading. For the smaller cross sections in which this equipment combination can be used, it is assumed that the truck is positioned behind the excavator. Maximum loading capacity is obtained when the loading equipment is positioned beside the excavator.

The loading capacity may decrease when the tunnel cross section is increased. The reason for this is the change in rock fragmentation and the height of the pile and the reaching range of the loading machine.

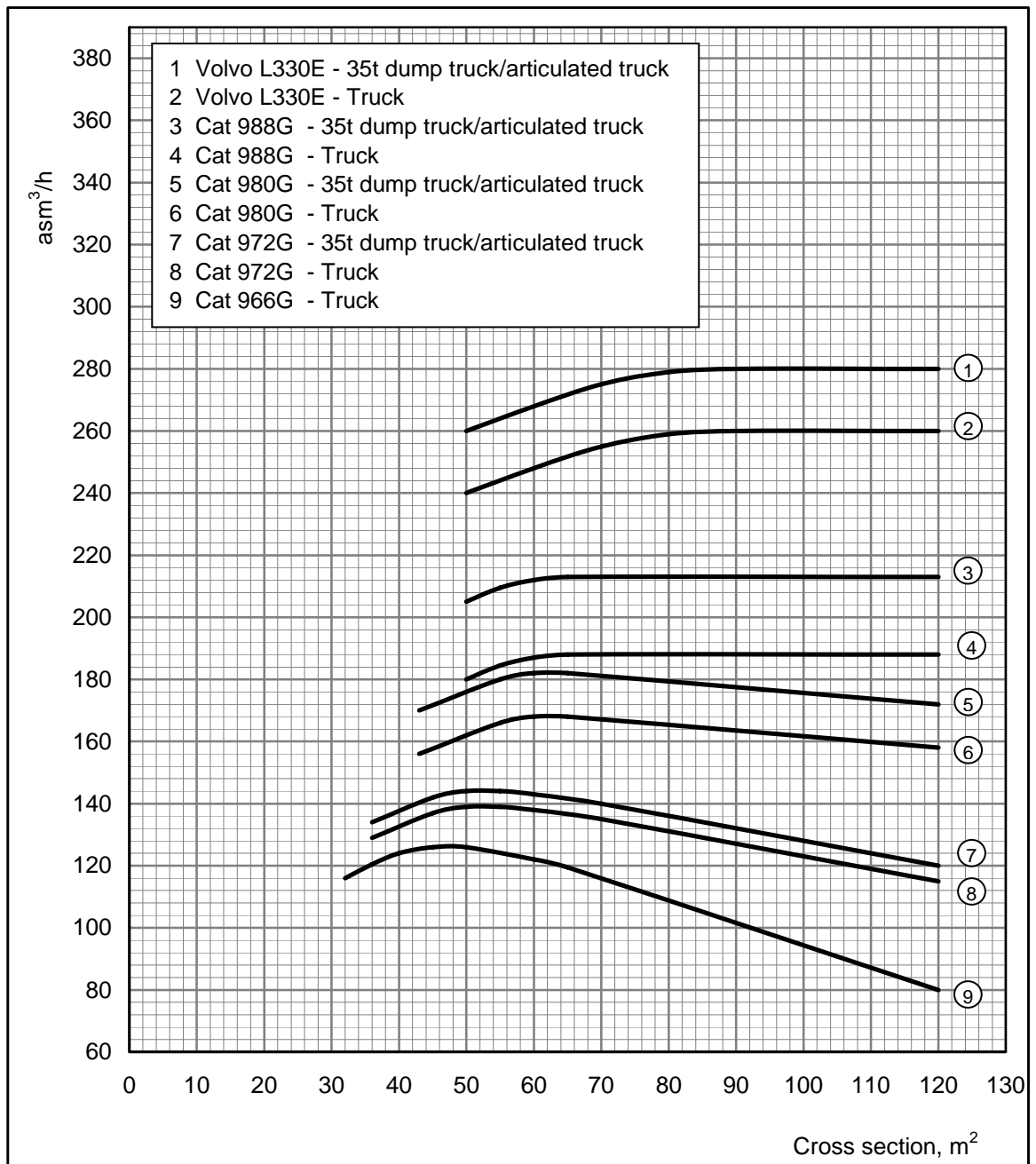


Figure 4.4 Normalized gross loading capacity, Q_l , as a function of tunnel cross section area. Wheel loader and trackless transport.

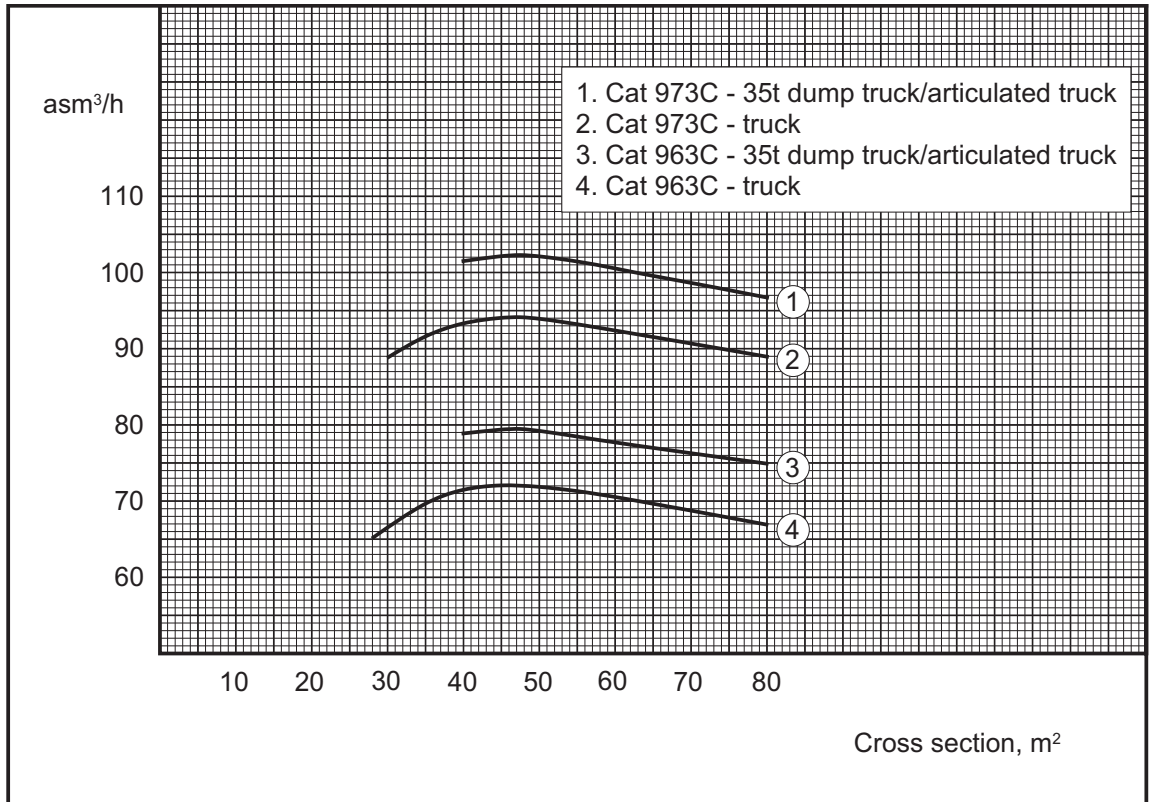


Figure 4.5 Normalized gross loading capacity, Q_l , as a function of tunnel cross section area. Track-type loader and trackless transport.

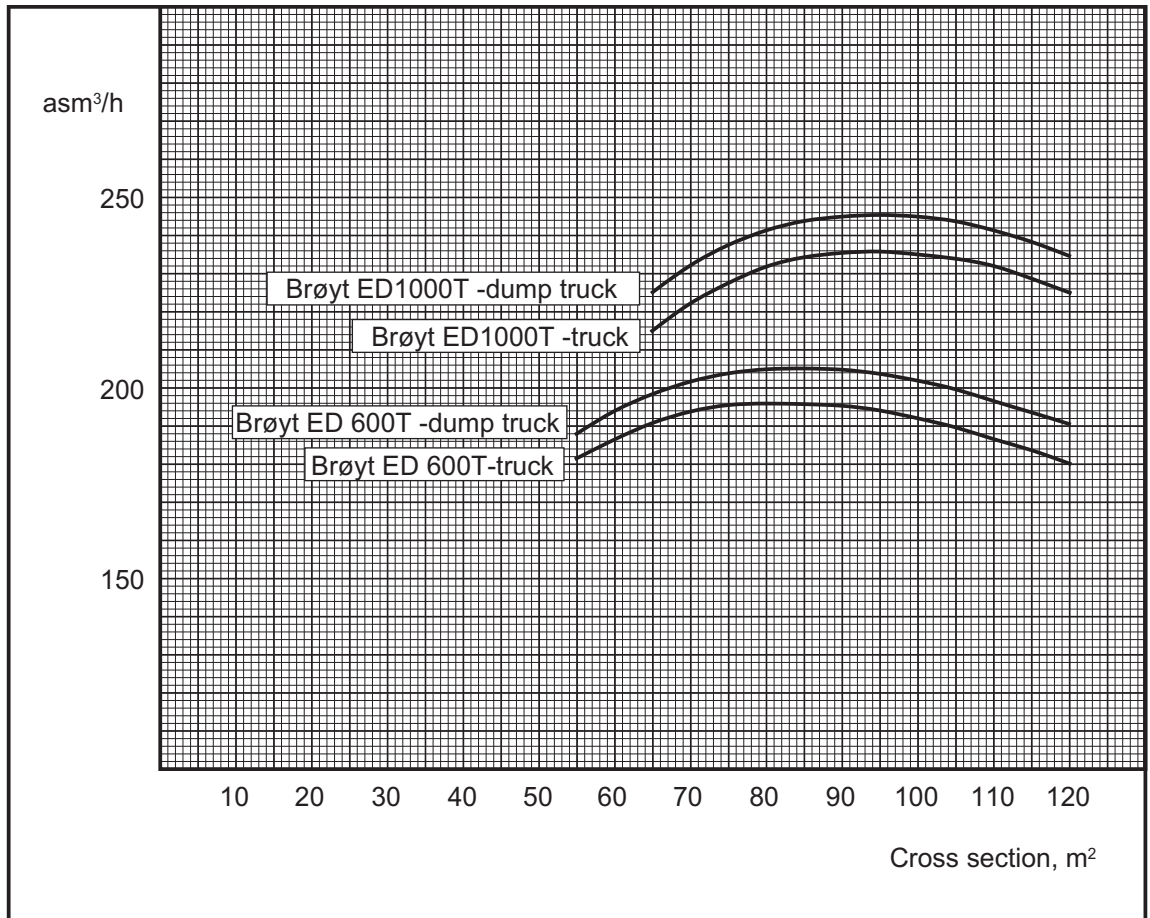


Figure 4.6 Normalized gross loading capacity, Q_b , as a function of tunnel cross section area. Excavator and trackless transport.

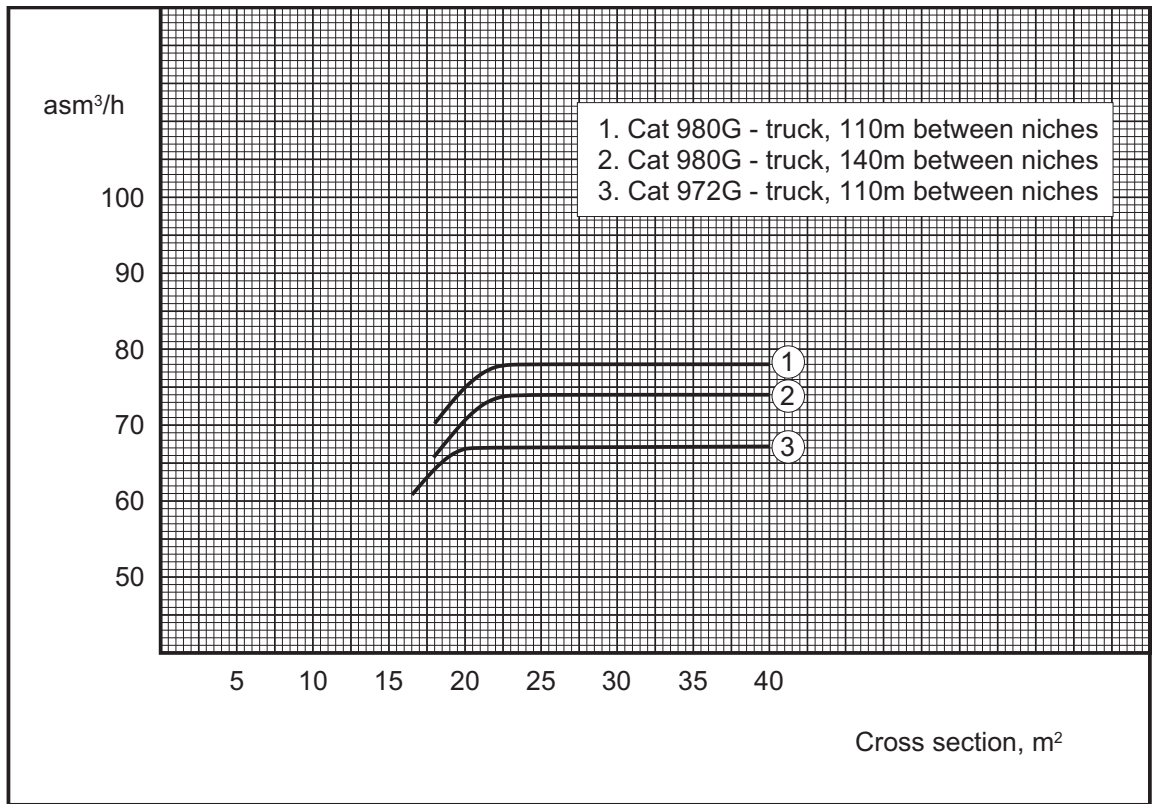


Figure 4.7 Average normalized gross loading capacity, Q_l , as a function of tunnel cross section area and distance between niches. Load and haul and trackless transport.

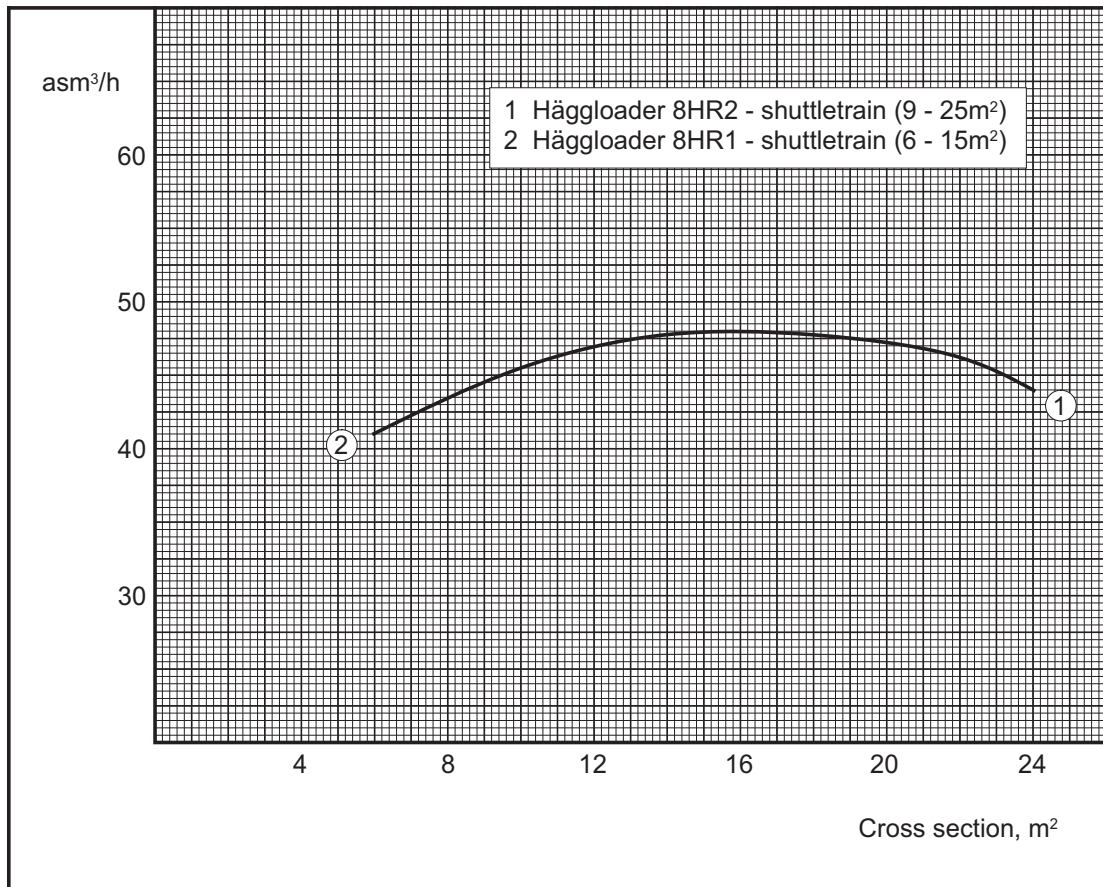


Figure 4.8 Normalized gross loading capacity, Q_l , as a function of tunnel cross-section area. Häggloader 8HR and track transport.

4.35 Equations

For calculation of the time-determinant loading time, the following equations have been used.

Volume of Blasted Rock per Round

The round volume inclusive overbreak is calculated from Equation 4.1.

$$V_r = A_s \cdot l_h \cdot p_r \cdot f_o \quad [4.1]$$

A_s = tunnel cross section area

l_h = drilled length

p_r = pull

f_o = overbreak factor

The overbreak factor is shown in Figure 4.1.

Loading Time

Time-determinant loading time is calculated from Equation 4.2.

$$T_{lr} = \frac{V_r}{Q_l} \cdot 60 \quad [4.2]$$

V_r = volume of blasted rock per round

Q_l = normalised gross loading capacity

$Q_l = Q_g \cdot f_{ul}$

Q_g = gross loading capacity

f_{ul} = utilization factor

In most cases $f_{ul} = 1.0$ but could vary 0.8-1.0.

4.36 Example of Application

Example of estimation of necessary loading time.

Tunnel cross section area	A_s	63 m ²	
Drilled length	l_h	500 cm	
Type of loader		CAT 980G	
Transport equipment		Truck	
Normalised gross loading capacity	Q_l	168 asm ³ /h	Figure 4.4
Factor of overbreak, excluding niches	f_o	1.15	Figure 4.1
Advance per round	p_r	90 %	Section 3.33 PR 2A-05
Actual volume per round	V_r	326 asm ³	[4.1]
		$\frac{63 \cdot 500 \cdot 1.15 \cdot 90}{100 \cdot 100}$	
Loading time per round	T_{lt}	116 min	[4.2]
		$\frac{326}{168} \cdot 60$	

	Page
5.1 SCALING TIME	50
5.2 ROCK SUPPORT	52
5.21 Introduction	52
5.22 Shotcrete	52
5.23 Bolting	53

5.1 SCALING TIME

The scaling time is given in Figure 5.1 per round as a function of tunnel cross section area, scaling method and rock blastability. The scaling time refers to drilled length 5.0 metres and must be corrected for round lengths differing from the basis. A correction factor for drilled length differing from the basis length, is shown in the same figure.

For small cross section area, scaling is assumed to be carried out directly from the pile. For cross sections greater than about 20 m², a separate scaling jumbo should be employed.

The scaling time covers time for scaling of the last round length and checking of the rock face to allow further work. Time for bolting or other rock support work is not included. Neither is weekly (periodical) nor any other additional scaling time included.

One should not use the term "normal" scaling time. The scaling time varies not only with rock conditions, but also with local tunnelling traditions. The given time is based on a large number of work studies in rock formations with few stability problems.

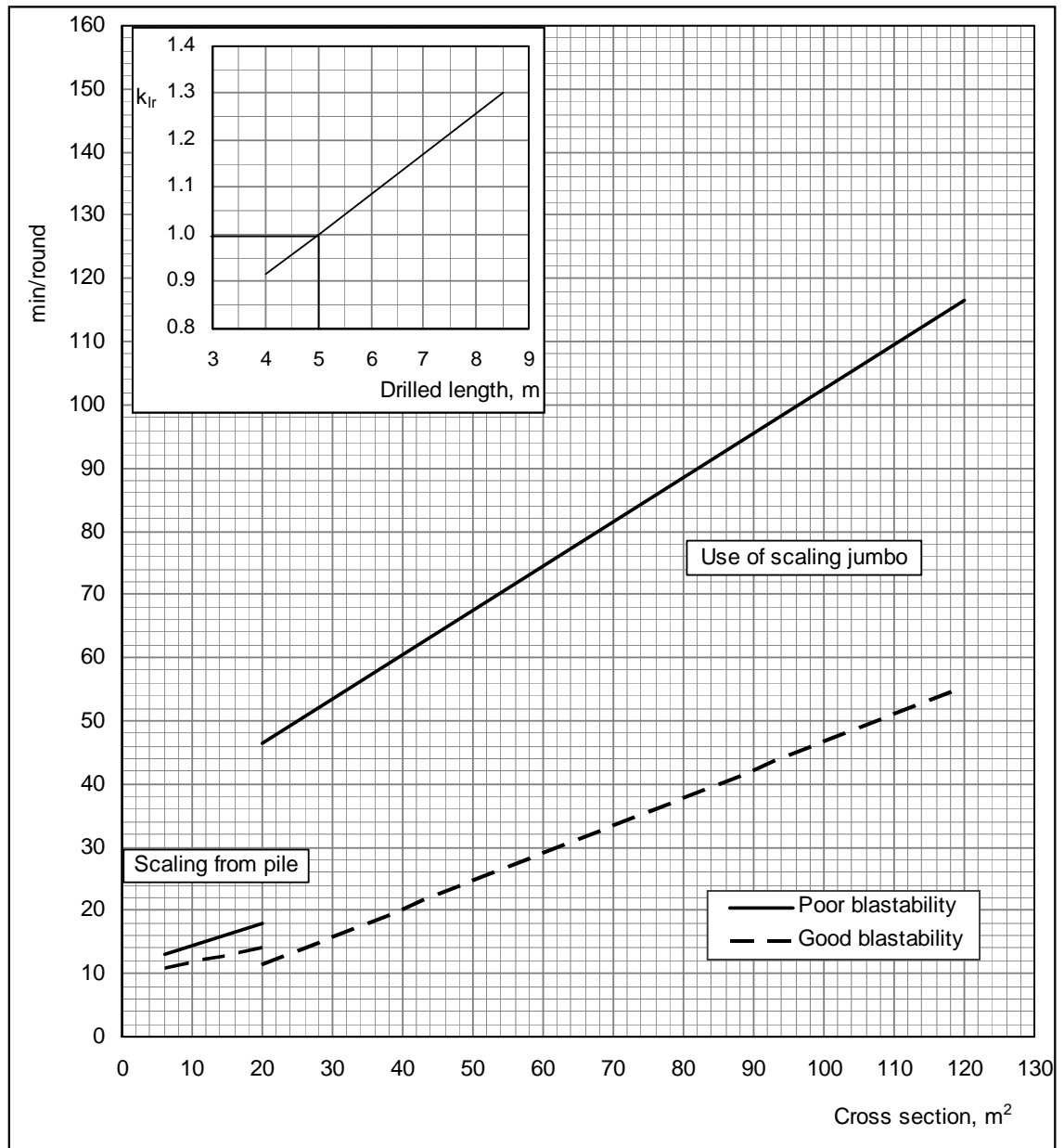


Figure 5.1 Scaling time per round, as a function of tunnel cross section area, scaling method and blastability. Standard round length (drilled) 5.0 m. Correction factor for round length k_{lr} .

5.2 ROCK SUPPORT

5.21 Introduction

Supporting of weakness zones is not included in the estimation model. Such rock support has to be estimated individually for each zone.

When using continuous rock support with bolts and/or shotcrete at the face, it is normal to include the time consumption in the round cycle.

5.22 Shotcrete

By utilizing the time when there is no excavation work, the shotcrete can be placed without being time-determinant. This means that shotcrete is placed up to the face one time per day. When the rock conditions are so poor that it is necessary to place shotcrete after every round and shotcreting is time-determinant.

For more details about shotcrete, it is referred to the Project Report 10B-91 TUNNEL ROCK SUPPORT Shotcrete (Norwegian edition only).

For more details about concrete lining, it is referred to Project Report 10C-91 TUNNEL ROCK SUPPORT Concrete Lining (Norwegian edition only) .

5.23 Bolting

When bolting is done by the excavation crew, the bolting becomes time-determinant for the round cycle. Figure 5.2 shows time for drilling for bolts and bolt installation per round as a function of number of bolts.

When the bolt installation occurs simultaneously with the drilling, time-determinant bolt time is given in Equation 5.1.

$$T_{sb} = \frac{T_{bb}}{N_m} \quad [5.1]$$

T_{bb} = bolt drilling time

N_m = number of drilling hammers

The bolt drilling time is found in Figure 5.2 curve I. The drilling time includes 1.0 min as time for moving between bolt holes.

If bolt installation is not allowed simultaneously with drilling, the time-determinant bolt time is calculated from Equation 5.2.

$$T_{sb} = \frac{T_{bb}}{N_m} + T_{bm} \quad [5.2]$$

T_{bm} = bolt installation time

Bolt installation time is found in curve II in Figure 5.2.

For more details about rock bolting, it is referred to the Project Report 10A-91 TUNNEL ROCK SUPPORT Bolting (Norwegian edition only).

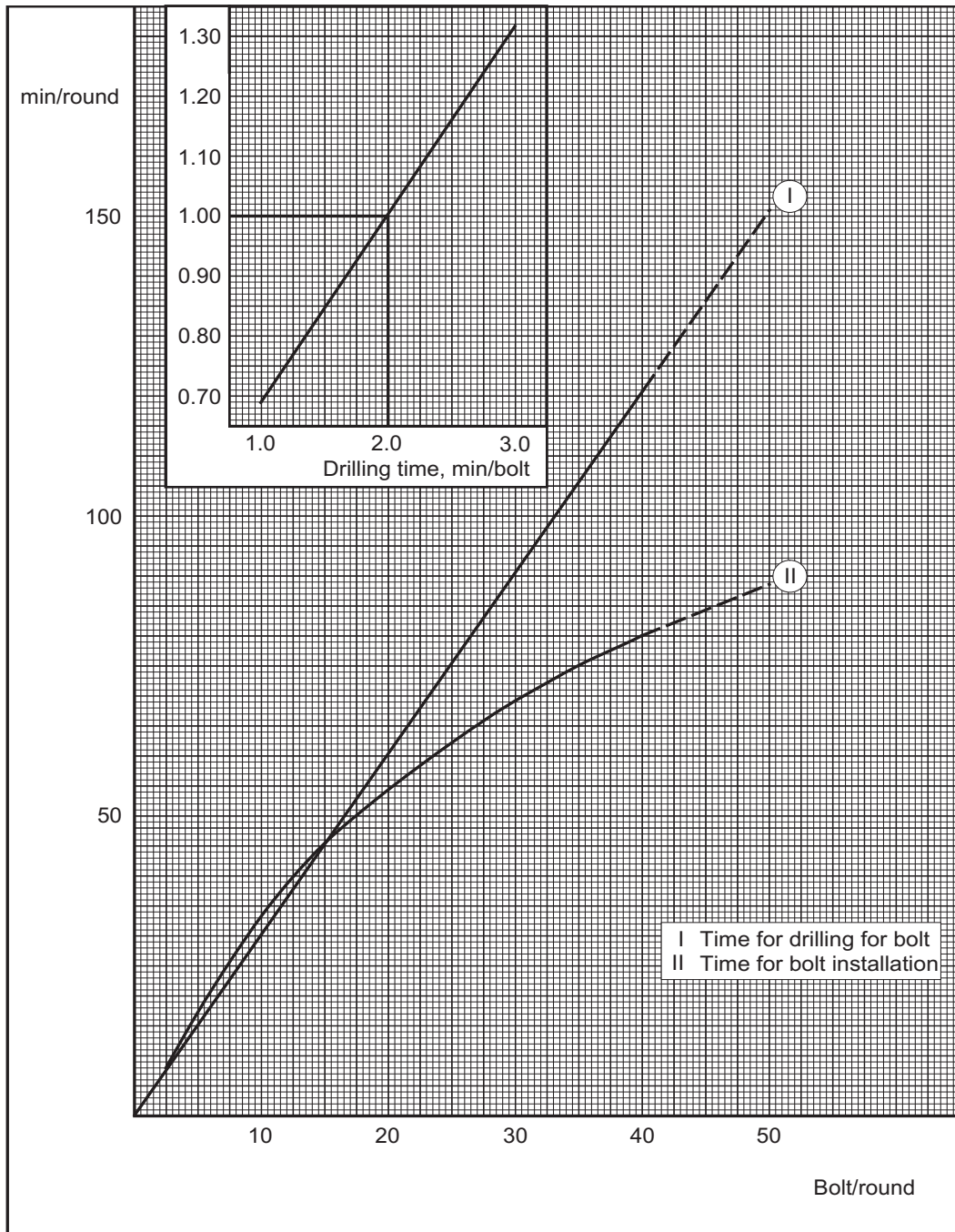


Figure 5.2 Time for bolting as a function of number of bolts per round.
 Correction for drilling time per bolt hole differing from 2.0 minutes.
 The curve applies to polyester anchored bolts.

	Page
6.0 INTRODUCTION	56
6.1 WEEKLY ADVANCE RATE	58
6.2 EXAMPLE OF APPLICATION	61

6.0 INTRODUCTION

Standard weekly advance rate (m/week) is calculated as a function of:

- Tunnel cross section area
- Equipment combination

For the weekly advance rate it is differentiated between net, standard and gross advance rate. The net advance rate is understood as the advance rate achieved for well organized tunnelling excluding time for blasting of niches, correction for job training and tunnel length, rock support etc.

The standard advance rate is based on net round cycle time with additional time consumption for blasting of niches and correction for tunnel length and job training effect. The correction factor for tunnel length and job training effect is shown in Figure 6.1.

The gross advance rate is determined on the basis of the standard round cycle with additional time consumption for rock support and unforeseen, depending on site conditions. It is recommended that the unforeseen time is at least 7 % of the standard round cycle time in favourable rock conditions.

The standard weekly advance rate for 48 mm drillhole diameter and 3 km tunnel length is presented in Figure 6.3. In the Project Report 2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs, the standard weekly advance rate is applied for cost estimations.

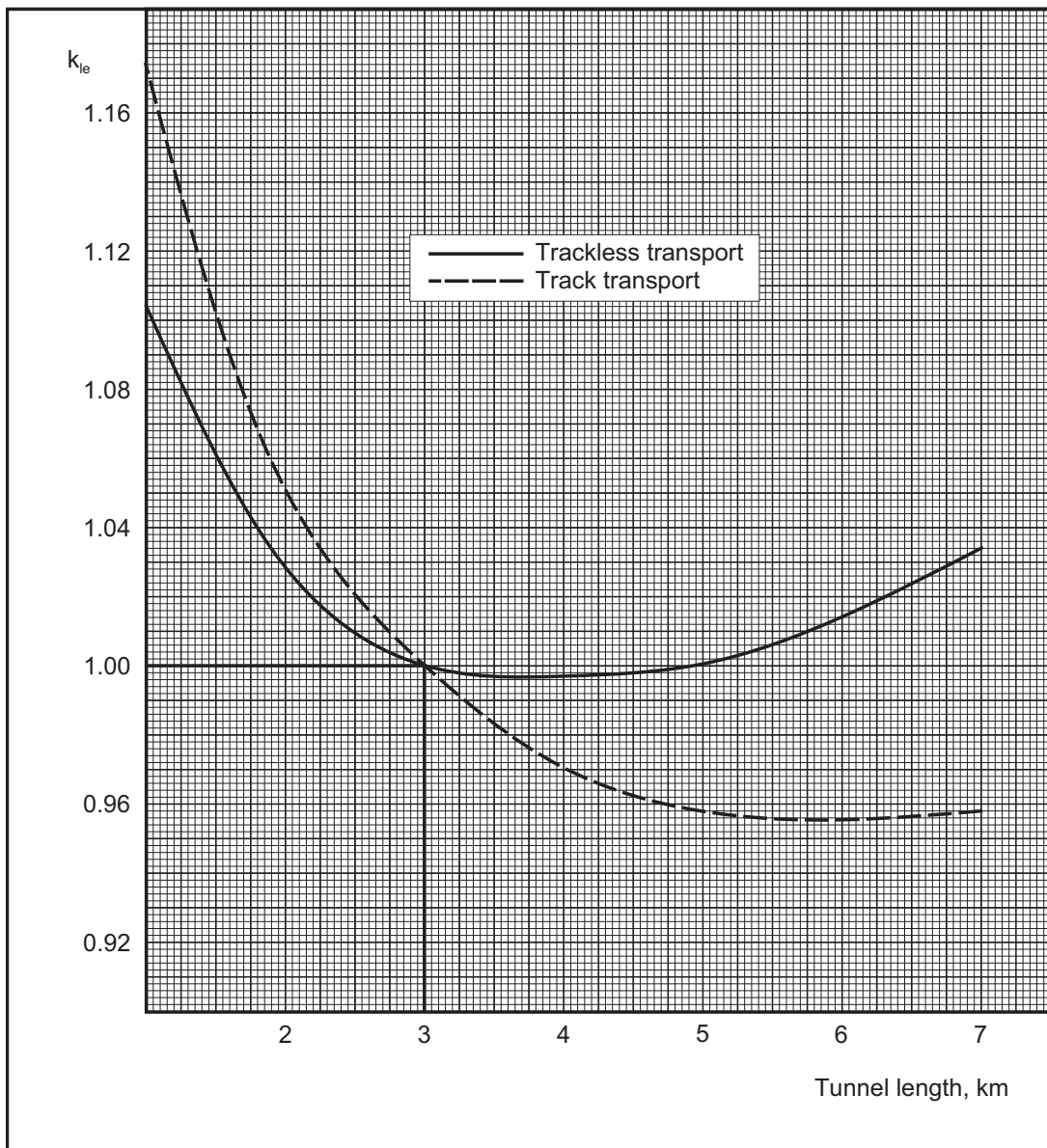


Figure 6.1 Correction factor for tunnel length and job training effect, k_{le} .

6.1 WEEKLY ADVANCE RATE

Estimation of weekly advance rate assumes continuous tunnelling, i.e. the tunnelling crew may carry out all the individual operations in the round cycle. At the time of change of shift the next crew continues where the preceding crew stopped, independent of where in the round cycle this occurs.

Standard weekly advance rate (m/week) is calculated based on assumptions given in the following.

Rock Conditions

- Medium blastability SPR = 0.47
- Medium drillability DRI = 49
- Medium rock wear quality VHNR = 550

Drilling, Charging, Blasting

Hydraulic drilling jumbo, button bits and parallel hole cut. Drilling hammers AC COP 1838. Drilled length 5.0 m, Diameter large drillhole 102 mm. 2 drilling hammers for cross sections less than 20 m², 3 drilling hammers for cross sections 20-80 m² and 4 drilling hammers for cross sections larger 80 m².

Charging after finished drilling with 2 charging lines for cross sections less than 80 m² and 3 charging lines for cross sections greater than 80 m². ANFO explosives for track tunnelling and emulsion explosives for trackless tunneling.

Ventilation

Blowing ventilation system, according to Figure 3.1.

Loading and Hauling

Hauling capacity must ensure that the loader is fully utilized. An exception for this is made for the load and haul method, see Section 4.33.

Scaling

Cross sections less than 20 m² assume scaling to take place from the pile, while 20 m² and upwards assume the use of a scaling jumbo.

Working Time per Week

Standard weekly advance rate for 101 hours per week is shown in Figure 6.3. when the weekly working hours is different the effective working time should be used in the model. The effective/available working time is given in Figure 6.2.

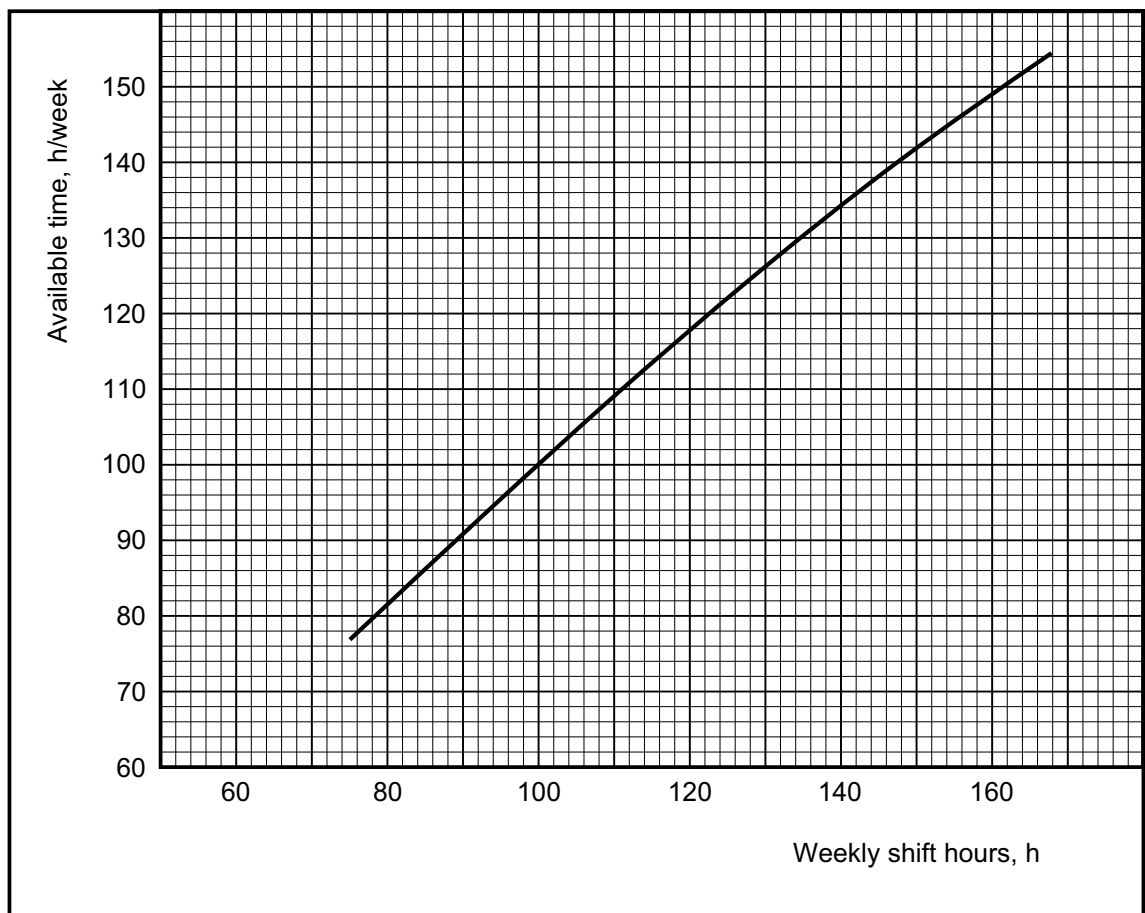


Figure 6.2 Effective working time per week.

6. ADVANCE RATE

6.1 Weekly Advance Rate

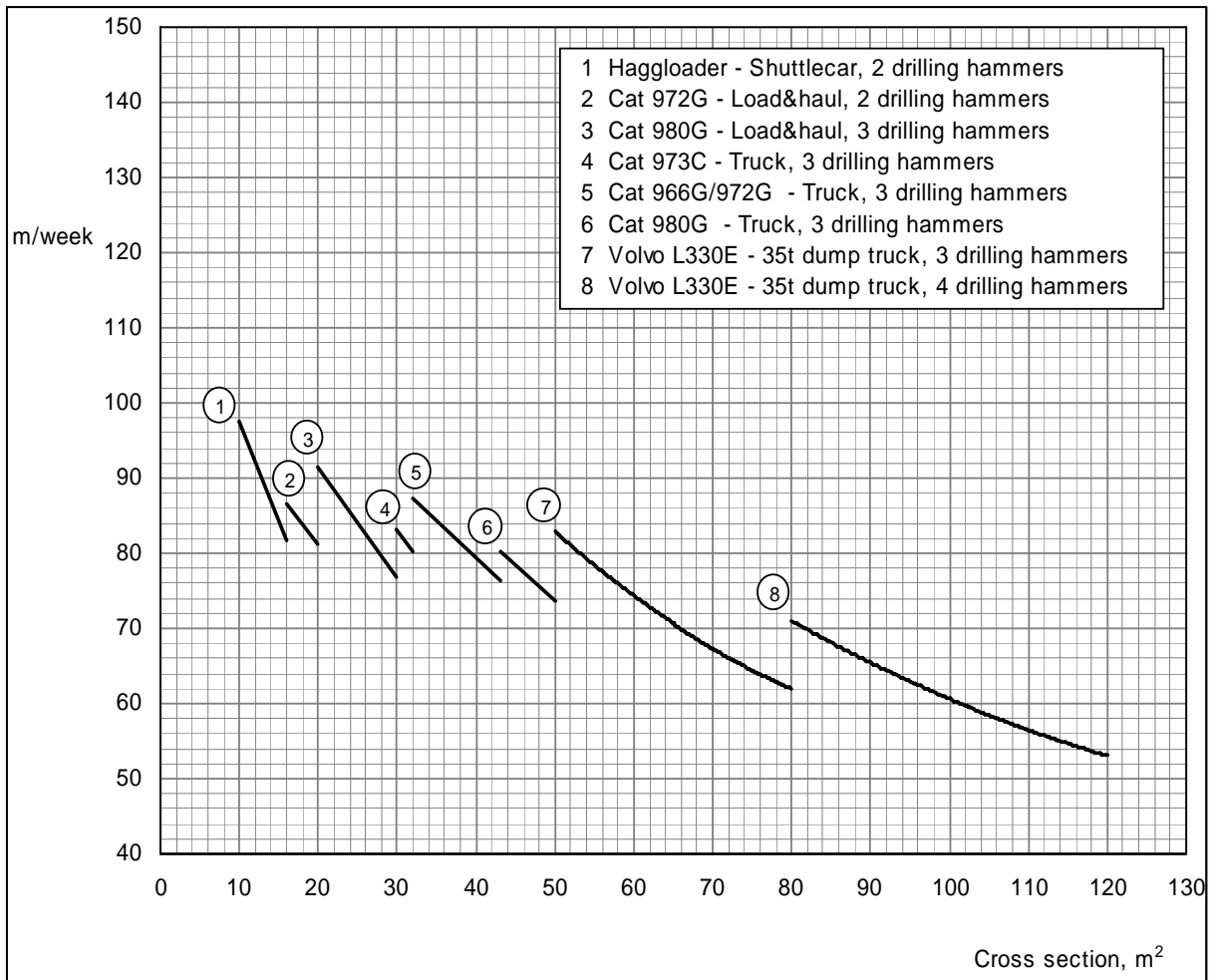


Figure 6.3 Standard weekly advance rate for best combination of loading and transport equipment as a function of cross section area for 48 mm drillhole diameter and 3 km tunnel length.

6.2 EXAMPLE OF APPLICATION

Chapter 6.2 shows how to use the estimation forms given in Appendix D. Estimation forms shows all the equations and procedure used in the estimations.

6. ADVANCE RATE

6.2 Example of Application

Tunnel	Example	Date	251005	Signature	ZS
Tunnel cross section	A_s		63 m ²		
Skill level			High		PR 2A-05
Blastability	SPR		Medium		PR 2A-05
Drillhole diameter	d_h		48 mm		
Number of drillholes for standard round length of 5.00 m	N_b		92		Figure 3.10 PR 2A-05
Drilled length	l_h		500 cm		
Correction for drilled length	k_{bl}		1.00		Figure 3.10 PR 2A-05
Number of drillholes excluding large holes (92·1.00)	N_h		92		
Diameter of large drillholes	d_g		102 mm		
Number of large drillholes	N_g		4		Figure 3.7 PR 2A-05
Type of drilling hammers			COP 1838		
Number of drilling hammers	N_m		3		
Rock drillability	DRI		48		
Penetration rate 48 mm drillholes	v_b		215 cm/min		Figure 2.3
Correction of penetration rate for d_h	k_{hv}		100 %		Figure 2.4
Penetration rate charged holes	v_h	$\frac{215 \cdot 100}{100}$	215 cm/min		

6. ADVANCE RATE

6.2 Example of Application

Correction of penetration for d_g	k_{gv}	44 %	Figure 2.4
Penetration rate large holes	$\frac{215 \cdot 44}{100}$	v_g	95 cm/min
Drilling time charged holes	$\frac{500 \cdot 92}{215 \cdot 3}$	T_h	71.3 min [2.1]
Drilling time large holes	$\frac{500 \cdot 4}{95 \cdot 3} \cdot 1.25$	T_g	7 min [2.2]
Time for moving per hole		t_f	0.75 min Figure 2.5
Time for moving	$\frac{0.75 \cdot (92 + 2 \cdot 4)}{3}$	T_f	25 min [2.3]
Unit time for rod adding		t_{st}	0 min
Time for rod adding		T_{st}	0 min [2.4]
Rock wear quality		High	
Bit changing factor		f_k	0.04 Figure 2.6
Unit time for bit changing		t_k	3 min Page 15
Time for changing bits	$\frac{0.04 \cdot 500 \cdot (92 + 2 \cdot 4)}{100 \cdot 3} \cdot 3$	T_k	20 min [2.5]
Lack of simultaneousness factor		f_{sa}	0.062 Figure 2.7
Extra time for lack of simultaneousness	$0.062 \cdot (71.3 + 7 + 25)$	T_{sa}	6.4 min [2.6]
Necessary drilling time	$(71.3 + 7 + 25 + 0 + 20 + 6.4)$	T_b	130 min

6. ADVANCE RATE

6.2 Example of Application

Type of explosives		ANFO	
Number of charging lines		3	
Time-determinant charging time for basic round length	T_{tb}	50 min	Figure 2.8
Correction for drillhole length	k_{ll}	1.0	Figure 2.8
Time-determinant charging time (50·1.0)	T_l	50 min	
Rig time drilling, charging, blasting	T_{rb}	16.0 min	Figure 2.1
Incidental lost time drilling, charging, blasting (130+50+16) · 0.111	T_{tb}	22 min	Page 6
Sum drilling, charging, blasting (130+50+16+22)	I	218 min	
Ventilation break	II	18 min	Figure 3.1
Type of loader		Cat 980G	
Transport equipment		Truck	
Normalised gross loading capacity	Q_l	168 asm³/h	Figure 4.4
Factor of overbreak, excluding niches	f_o	1.15	Figure 4.1
Advance per round	p_r	90 %	Section 3.33 PR 2A-05
Actual volume per round $\frac{63 \cdot 500 \cdot 1.15 \cdot 90}{100 \cdot 100}$	V_r	326 asm³	[4.1]

6. ADVANCE RATE

6.2 Example of Application

Loading time per round	$\frac{326}{168} \cdot 60$	T_{lt}	116.5 min	[4.2]
Rig time loading and hauling		T_{rl}	18.5 min	Figure 4.2
Incidental lost time for loading and hauling (116.5+18.5) · 0.111		T_{tl}	15 min	Page 6
Sum loading and hauling (116.5+18.5+15)		III	150 min	
Scaling time for basic round length		T_r	53 min	Figure 5.1
Correction for drilled length		k_{lr}	1.0	Figure 5.1
Scaling time (53·1.0)		IV	53 min	
Net round cycle time I+II+III+IV		T_{nr}	439 min	
Extra time for niches		T_n	0 min	Page 34
Tunnel length		L	3000 m	
Correction for tunnel length and job training effect		k_{le}	1.0	Figure 6.1
Standard round cycle time (439 + 0)·1.0		T_{sr}	439 min	
Effective working time per week		h_w	101 hr	Figure 6.2
Standard weekly advance rate $\frac{101 \cdot 60}{439} \cdot \frac{500}{100} \cdot \frac{90}{100}$			62.1 m/week	

	Page
A. PARAMETERS	67
B. PREVIOUS REPORTS	69
C. PROJECT REPORTS AND PC PROGRAMMES	71
D. ESTIMATION FORMS	72

A. PARAMETERS

The Appendix lists all parameters used in the report.

Parameter	Description	Unit	Page
A_s	Tunnel cross section area	m ²	23
d_g	Diameter large drillhole	mm	23
d_h	Diameter charged holes	mm	23
DRI	Drilling Rate Index		10
f_k	Bit changing factor	change/dm	18
f_o	Factor of overbreak		35
f_{sa}	Lack of simultaneousness factor		19
f_{ul}	Utilization factor of loading		47
h_w	Working time per week	hours	62
k_{bl}	Correction factor for drilled length - charged holes number		23
k_{gv}	Correction factor for penetration rate - large holes	%	24
k_{hv}	Correction factor for penetration rate - charged holes	%	23
k_{le}	Correction factor for job training effect and tunnel length - standard round cycle time		57
k_{ll}	Correction factor for drilled length - charging time		28
k_{lr}	Correction factor for drilled length - scaling time		51
L	Tunnel length	m	65
l_h	Drilled length	cm	20
N_b	Number of charged holes, basic round length		23
N_g	Number of large drillholes		20
N_h	Number of charged holes		20
N_m	Number of drilling hammers		20
p_r	Advance per round	%	47
Q_g	Gross loading capacity	asm ³ /h	47
Q_l	Normalized gross loading capacity	asm ³ /h	39
S_{20}	Brittleness value		10
SJ	Sivers J-value		10
SPR	Rock blastability index		23
T_b	Total drilling time	min	24
T_{bb}	Bolt drilling time	min	53
T_{bm}	Bolt installation time	min	53
t_f	Moving time per hole	min/hole	17
			67

T_f	Moving time per round	min	20
T_g	Drilling time large drillholes	min	20
T_h	Drilling time charged holes	min	20
T_k	Time for bit changing per round	min	21
t_k	Unit bit changing time	min	21
T_l	Time-determinant charging time	min	64
T_{lb}	Time-determinant charging time basic round length	min	29
T_{lt}	Loading time per round	min	47
T_n	Extra time for niches	min	65
T_{nr}	Net round cycle time	min	65
T_r	Scaling time basic round length	min	65
T_{rb}	Rig time drilling, charging, blasting	min	9
T_{rl}	Rig time loading and hauling	min	37
T_{sa}	Extra time due to lack of simultaneousness	min	21
T_{sb}	Time-determinant bolting time	min	53
T_{sr}	Standard round cycle time	min	65
t_{st}	Rod adding time per hole	min	14
T_{st}	Rod adding time per round	min	21
T_{tb}	Incidental lost time drilling, charging, blasting	min	64
T_{tl}	Incidental lost time loading and hauling	min	65
v_b	Penetration rate for 48 mm drillhole	cm/min	16
v_g	Penetration rate large drillholes	cm/min	20
v_h	Penetration rate for charged holes	cm/min	20
V_r	Actual solid cubic metre per round	asm ³	47

B. PREVIOUS REPORTS

Previous editions of the report with project groups are as follows:

- 2-75 Norwegian edition
 - Erik Danielsen
 - Bjørn Hakvåg
 - Per Inge Henriksen
 - Paul B. Johannessen
 - Hallvard Stensby
 - Odd Johannessen

- 2-79 Norwegian and English editions
 - Morten Gullesen
 - Tor Inge Havrevoll
 - Knut Georg Nilsen
 - Rolf Risdal
 - Odd Johannessen

- 2-83 Norwegian and English editions
 - Johan Skutle
 - Bjarne Thorsen
 - Odd Johannessen

- 2-88 Norwegian and English editions
 - Svein Eirik Aune
 - Amund Bruland
 - Odd Johannessen

- 2A-95 Norwegian and English editions
 - Krister Jacobsen
 - Pål Egil Rønn
 - Odd Johannessen.

Previous editions of the Report VEGTUNNELER Sprengning - Fullprofilboring (ROAD TUNNELS Drill and Blast or Tunnel Boring), with project groups.

7-83 Norwegian edition

Pål Keyser Frølich
Tor Helge Handeland
Arne Lislrud
Bjørn I. Harsjøen
Tormod Sjøland
Tore Movinkel
Erik D. Johansen
Jon Steinar Baadstø
Odd Johannessen

8-88 Norwegian edition

Amund Bruland
Erlend Solberg
Bård Sandberg
Odd Johannessen

C. PROJECT REPORTS AND PC PROGRAMMES

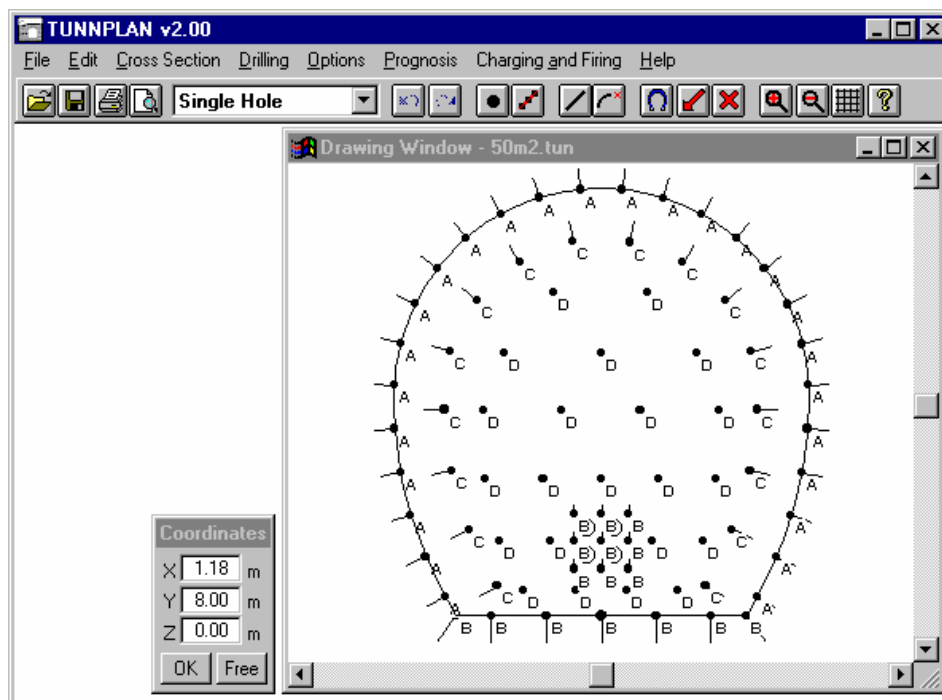
Project Reports

See following web page for current Project Reports:
<http://www.tunnel.no/index.cfm?id=50&tid=216>

PC Programmes

IBA Fullprof	- Prognosis and Costs for Tunnel Boring
IBA BlastDesign	- Blast design for Bench Drilling
KUTTER	- Programme package for follow up of cutter consumption for TBM tunnelling
BORBAR	- Data base for drillability parameters, including results from over 3,000 laboratory tests
IBA TunnPlan	- Graphic interactive design of drilling pattern for drill and blast Tunnelling

IBA TunnPlan is a program for making blast designs for drill and blast tunnelling. A blast design includes drilling, charging and firing patterns. The program is designed to be used with computerised drilling jumbos.



Main window, example of drilling and charging pattern.

Tunnel	Date	Signature
Tunnel cross section A_s	m ²	
Skill level		PR 2A-05
Blastability SPR		PR 2A-05
Drillhole diameter d_h	mm	
Number of drillholes for standard round length of 5.00 m N_b		Figure 3.10-3.11 PR 2A-05
Drilled length l_h	cm	
Correction for drilled length k_{bl}		Figure 3.10-3.11 PR 2A-05
Number of holes excluding large holes ($N_b \cdot k_{bl}$) N_h		
Diameter of large drillholes d_g	mm	
Number of large drillholes N_g		Figure 3.7 PR 2A-05
Type of drilling hammers		
Number of drilling hammers N_m		
Rock drillability DRI		Page 10
Penetration rate 48 mm drillhole v_b	cm/min	Figure 2.3
Correction of penetration rate for d_h k_{hv}	%	Figure 2.4
Penetration rate charged holes $\frac{v_b \cdot k_{hv}}{100}$ v_h	cm/min	

Correction of penetration rate for d_g	k_{gv}	%	Figure 2.4
Penetration rate large holes	$\frac{v_b \cdot k_{gv}}{100}$	v_g	cm/min
Drilling time charged holes	$\frac{l_h \cdot N_h}{v_h \cdot N_m}$	T_h	min [2.1]
Drilling time large holes	$\frac{l_h \cdot N_g}{v_g \cdot N_m} \cdot 1.25$	T_g	min [2.2]
Time for moving per hole		t_f	min Figure 2.5
Time for moving	$\frac{t_f \cdot (N_h + 2 \cdot N_g)}{N_m}$	T_f	min [2.3]
Unit time for rod adding		t_{st}	min Page 14
Time for rod adding	$\frac{t_{st} \cdot (N_h + 2 \cdot N_g)}{N_m}$	T_{st}	min [2.4]
Rock wear quality			
Bit changing factor		f_k	Figure 2.6
Unit time for bit changing		t_k	min Page 15
Time for bit changing	$\frac{l_h \cdot (N_h + 2 \cdot N_g) \cdot f_k \cdot t_k}{100 \cdot N_m}$	T_k	min [2.5]
Lack of simultaneousness factor		f_{sa}	Figure 2.7
Extra time for lack of simultaneousness	$f_{sa} \cdot (T_h + T_g + T_f)$	T_{sa}	min [2.6]

Necessary drilling time $(T_h+T_g+T_f+T_{st}+T_k+T_{sa})$	T_b	min	
Type of explosives			
Number of charging lines			
Time-determinant charging time for basic round length	T_{lb}	min	Figure 2.8
Correction for drillhole length	k_{ll}		Figure 2.8
Time-determinant charging time $(T_{lb} \cdot k_{ll})$	T_l	min	
Rig time drilling, charging, blasting	T_{rb}	min	Figure 2.1
Incidental lost time drilling, charging, blasting $(T_b+T_l+T_{rb}) \cdot 0.111$	T_{tb}	min	Page 6
Sum for drilling, charging, blasting $T_b+T_l+T_{rb}+T_{tb}$	I	min	
Ventilation break	II	min	Figure 3.1
Type of loader			
Transport equipment			
Normalised gross loading capacity	Q_l	asm ³ /h	Figure 4.4 - 4.8
Factor of overbreak, excluding niches	f_o		Figure 4.1
Advance per round	p_r	%	Section. 3.33 PR 2A-05

Actual volume per round $\frac{A_s \cdot l_h \cdot f_o \cdot p_r}{100 \cdot 100}$	V_r	asm ³	[4.1]
Loading time per round $\frac{V_r}{Q_l} \cdot 60$	T_{lt}	min	[4.2]
Rig time loading and hauling	T_{rl}	min	Figure 4.2
Incidental lost time loading and hauling $(T_{lr} + T_{rl}) \cdot 0.111$	T_{tl}	min	Page 6
Sum loading and hauling $T_{lr} + T_{rl} + T_{tl}$	III	min	
Scaling time for basic round length	T_r	min	Figure 5.1
Correction for drilled length	k_{lr}		Figure 5.1
Scaling time $(T_r \cdot k_{lr})$	IV	min	
Net round cycle time $\mathbf{I+II+III+IV}$	T_{nr}	min	
Extra time for niches	T_n	min	Page 34
Tunnel length	L	m	
Correction for tunnel length and job training effect	k_{le}		Figure 6.1
Standard round cycle time $(T_{nr} + T_n) \cdot k_{le}$	T_{sr}	min	

Effective working time per week	h_w	hr	Figure 6.2
Standard weekly advance rate	$\frac{h_w \cdot 60}{T_{sr}} \cdot \frac{l_h}{100} \cdot \frac{p_r}{100}$	m/week	
Time for rock support	T_s	min	Section 5.2
Unforeseen time	T_u	min	Page 56
Gross round cycle time	$(T_{sr} + T_s + T_u)$	T_{gr}	min
Gross weekly advance rate	$\frac{h_w \cdot 60}{T_{gr}} \cdot \frac{l_h}{100} \cdot \frac{p_r}{100}$	m/week	

ISBN 978-82-471-2825-1 (printed version)
ISBN 978-82-471-2839-8 (electronic version)
ISSN 1503-8181

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

PLANLEGGING SKINNEDRIFT

Kapittel III.5 Vedlegg

Prosjektrapport 1-88 FULLPROFILBORING AV TUNNELER, kapittel 7 Transport, er her gitt som vedlegg.

Kapittelet gir nødvendig grunnlag for dimensjonering av sporbunden transport for fullprofilborede tunneler. Dimensjoneringsmodellen kan også nyttes til dimensjonering av sporbunden transport i konvensjonelt drevne tunneler. Inndrift erstattes da av brutto lastekapasitet.

August 2013
Amund Bruland

7.1 SKINNEDRIFT

7.10 Skinnegang

En god skinnegang er en forutsetning for en vellykket skinnegangdrift. Underdimensjonert, dårlig lagt og vedlikeholdt skinnegang medfører redusert kjørehastighet og hyppige avsporinger med kostbare driftsavbrudd som følge.

Skinnedriften må derfor planlegges omhyggelig. Utstyret fra bakrigg, vagger, lokomotiver, rangerings- og tipparrangement til skinnegang og system for forlengelse av denne, må tilpasses et rasjonelt og funksjonssikkert opplegg.

Tunnelen bør legges på minst 2,0 ‰ stigning for å sikre god avrenning.

Skinnelegging foregår i området mellom TBM og bakrigg. Leggingen foregår med kran montert på løpekatt under transportøren.

Opplegg for skinnelegging og type skinnegang kan variere:

- ferdig lenk med stålsviller og spesielle tre- og stålklosser som anlegg, figur 7.1 A, C
- enkeltskinner som legges på tre- eller stålsviller
- enkeltskinner som boltes til salen med spesielle festesko*, figur 7.1 B
- skinnegang på betongelementer

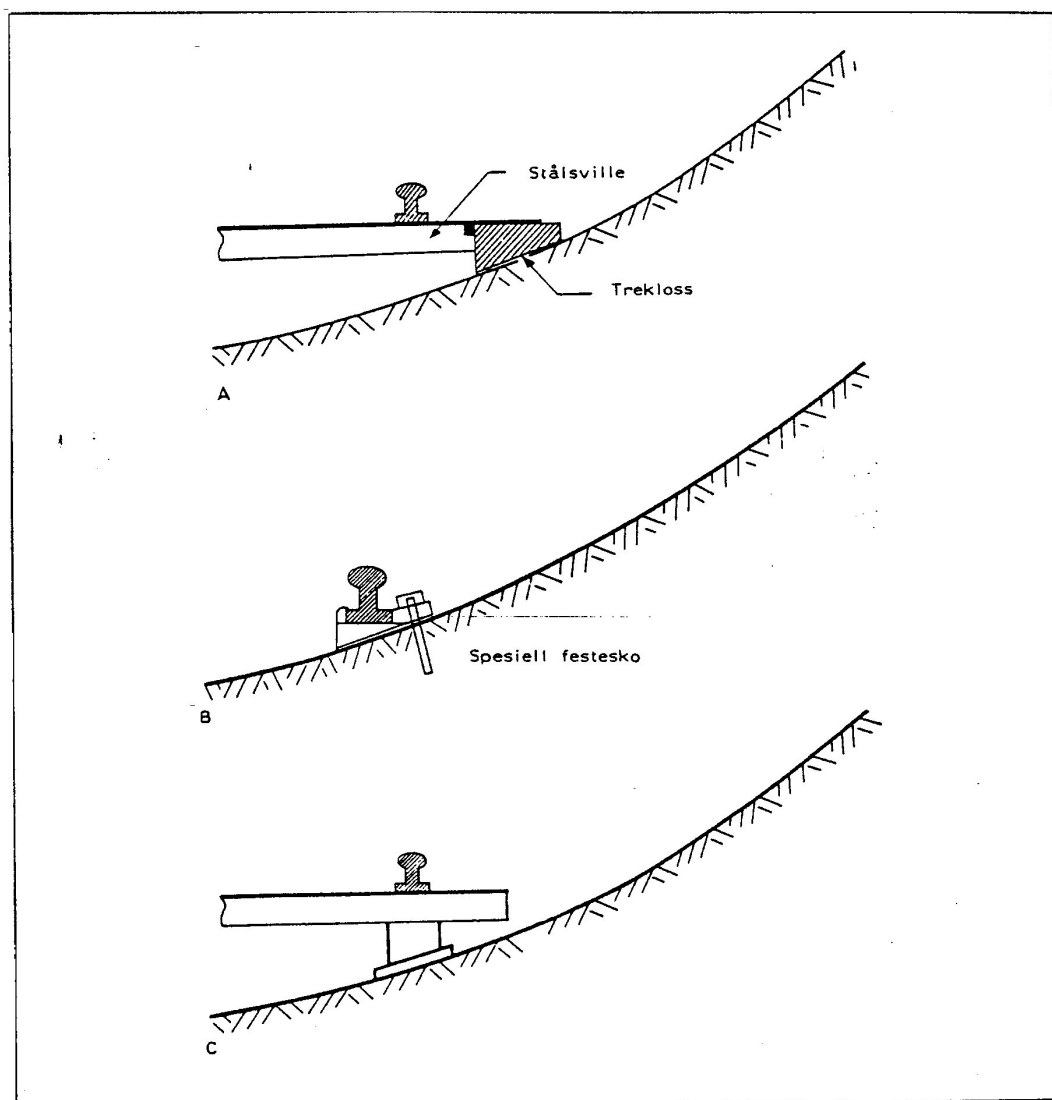
Valg av skinnegang må tilpasses aktuell bakrigg og transportmengde. Ved store tverrsnitt og transportbehov kan det være aktuelt å legge dobbel skinnegang.

Vanligste sporvidde i dag er 900 mm. Det benyttes skinner som veier 25 - 35 kg/m. Det anbefales å bruke 35 kilos.

- *) Egner seg bare i hardt fjell da boltene ellers har en tendens til å løsne. Skinner da det gir bedre driftsikkerhet. Lenklengden er som regel 12 meter.

Sløyfer for møting kan etableres ved:

- sprengning av møtenisjer
- oppbygging av sålen for å få tilstrekkelig bredde
- Californiaveksel
- flyttbar møtesløyfe montert på lave vogner som går på den permanente skinnegangen



Figur 7.1 Eksempler på feste av skinnegang.

7.11 Dimensjoneringsmodell

Modellen gjelder for utkjøring av TBM- masse fra maskiner med 2-spors bakrigg og minimum 2 vaggsett og 1 lok. Den kan også benyttes for 1-spors bakrigg med californiapens montert bak bakriggen.

Målet med modellen er å dimensjonere lastesystem og transportutstyr slik at en oppnår kontinuerlig produksjon på TBM.

Med andre ord må syklustiden for et vaggsett være mindre enn lastetiden til vaggsettet

$$t_{\text{syklus}} \leq t_{\text{lasting}}$$

$$t_{\text{syklus}} = \text{syklustiden for et vaggsett (min)}$$

$$t_{\text{lasting}} = \text{lastetid for et vaggsett (min)}$$

7.12 Lastetid

Generelt

Lastetid består av følgende deloperasjoner:

- boring (fylling av TBM-masse i vagger)
- takskifte
- rangering av vaggsett i bakriggen

Som regel benytter en vaggsett med en kapasitet som tilsvarer massen til en boret steglengde.

Tidforbruk til fylling av vagger

Tidforbruket for å laste ut en steglengde, t_{fylling} , er avhengig av nettoinndriften, I , og maskinens steglengde, L_s

$$t_{\text{fylling}} = L_s \cdot 60 / I \quad (\text{min})$$

Rangering av vaggsett

Når et vaggsett er fullastet, må dette byttes ut med et tomt vaggsett i bakriggen. På noen typer bakrigger vil dette medføre at lastingen må avbrytes. Når vaggsettet er dimensjonert slik at det rommer 1 eller 2 borede steglengder, vil rangering av vaggsett foregå under takskift. Som regel tar takskift lengre tid enn rangering av vaggsett, slik at denne operasjonen ikke vil forlenge lastetiden.

Takskift

Tidforbruk til takskift varierer fra maskin til maskin, men et gjennomsnitt er

$$t_{\text{tak}} = 5,5 \quad (\text{min})$$

Takskiftetiden vil øke under boring i kurve fordi korrigeringskurs som oftest skjer under takskift.

7.13 Større vaggantall

For å øke transportkapasiteten kan det være aktuelt å øke antall vagger i hvert vaggsett. Dette forutsetter at det er tilstrekkelig plass i bakriggen.

Dermed øker lastetiden for et vaggsett og en får mer tid til rådighet til utkjøring. Lastetiden blir da

$$t_{\text{lasting}} = (t_{\text{fylling}} + t_{\text{tak}} + t_{\text{rang}}) \cdot k \quad (\text{min})$$

k = økning i antall vagger utover det en trenger for å laste ut en borede steglengde

$$k = (n_{\text{steg}} + n_{\text{ekstra}}) / n_{\text{steg}}$$

n_{steg} = vaggantall for utlasting av en borede steglengde

n_{ekstra} = vaggantall utover n_{steg}

7.14 Utkjøring uten møtesløyfe, 2 vaggsett og 1 lok

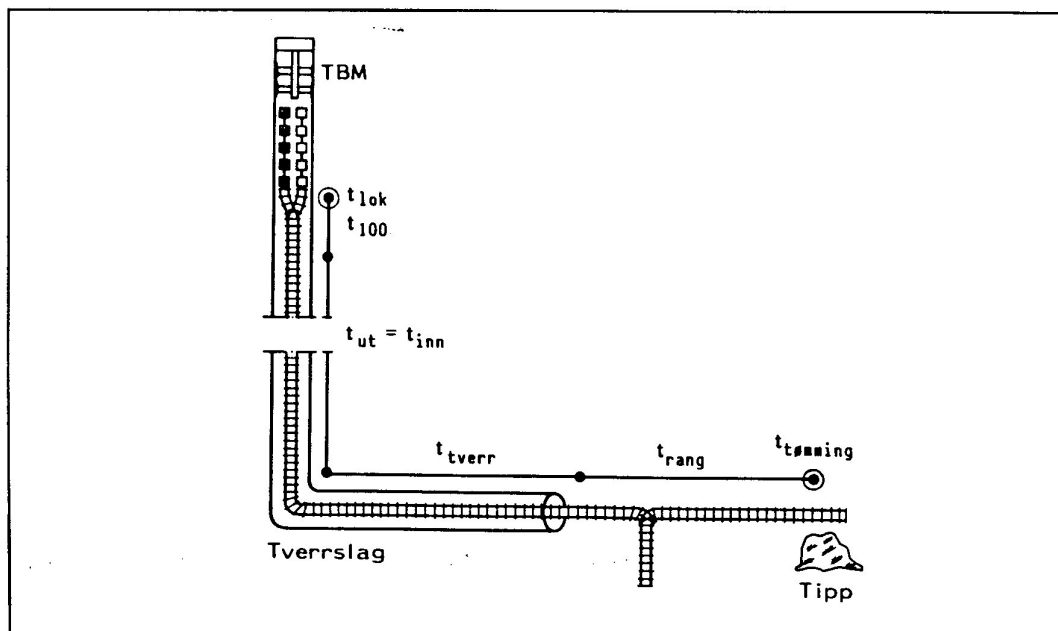
Med syklustid menes den tid det tar å frakte ut et fullastet vaggsett fra bakriggen og returnere med et tomt vaggsett til bakriggen, se figur 7.2.

Syklustiden, t_{syklus} består av følgende deltid

$$t_{\text{syklus}} = t_{100} + t_{\text{ut}} + t_{\text{tverr}} + t_{\text{rang}} + t_{\text{tømming}} + t_{\text{tverr}} + t_{\text{inn}} + t_{100} + t_{\text{lok}}$$

$$= 2 \cdot (t_{100} + t_{\text{ut}} + t_{\text{tverr}} + t_{\text{rang}}) + t_{\text{tømming}} + t_{\text{lok}}$$

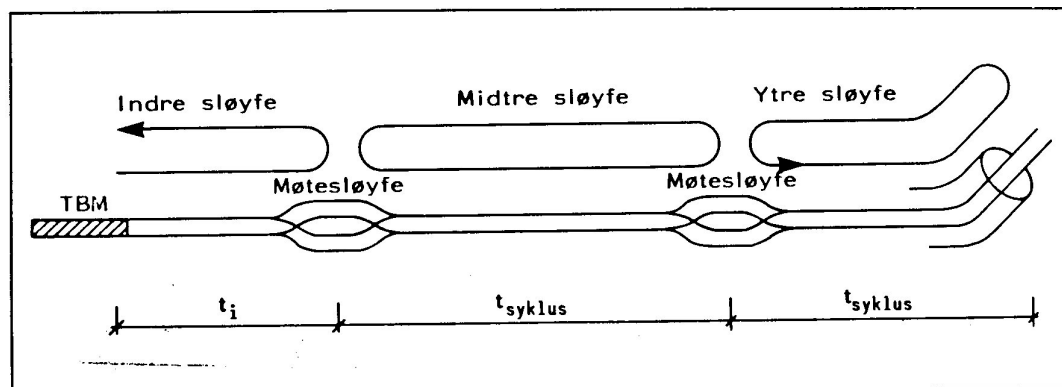
t_{100}	= inn- og utkjøring fra bakrigg til 100 m bak bakrigg
t_{ut}	= kjøring fra 100 m bak bakrigg til tverrslag
t_{inn}	= kjøring fra tverrslag til 100 m bak bakrigg
t_{tverr}	= kjøring i tverrslag
t_{rang}	= rangering på tipp før og etter tømming
$t_{\text{tømming}}$	= tømming av vagger på tipp
t_{lok}	= rangering av lok i bakriggen



Figur 7.2 Modell for uttransport uten møtesløyfe, 2 vaggsett og 1 lok.

7.15 Prinsipp for utkjøring med møtesløyfe

Når syklustiden for utkjøring overstiger lastetiden, er det aktuelt å anlegge møtesløyfe i tunnelen og anskaffe flere lokomotiv og vaggsett. I prinsippet vil utkjøringen bli slik som skissert i figur 7.3.



Figur 7.3 Modell for ut transport med møtesløyfer.

Kravet er fortsatt at syklustid må være mindre eller lik lastetid. Møtesløyfen plasseres optimalt ved å sette

$$t_{\text{syklus}} = t_{\text{lasting}}$$

I denne modellen installeres det ny møtesløyfe når syklustiden i indre sløyfe, t_i blir større enn lastetiden. Nødvendig antall lokomotiver, n_{lok} er

$$n_{\text{lok}} = n_{\text{møte}} + 1$$

og nødvendig antall vaggsett

$$n_{\text{vaggsett}} = n_{\text{møte}} + 2$$

$$n_{\text{møte}} = \text{antall møtesløyfer}$$

I tillegg er det vanlig å disponere et ekstra lokomotiv i reserve i tilfelle havari.

Indre sløyfe

I tillegg må tidforbruket i indre sløyfe, t_i heller ikke overstige lastetiden, t_{lasting}

$$t_i = t_{\text{lok}} + 2t_{100} + 2t_{\text{uti}} + t_{\text{møting}} \leq t_{\text{lasting}}$$

t_{lok} = rangering av lok i bakriggen

t_{100} = inn- og utkjøring fra bakrigg til 100 m bak bakrigg

t_{uti} = kjøring mellom bakrigg og møtesløyfe

$t_{\text{møting}}$ = kjøring på møtesløyfe (utgående vaggsett venter på inngående vaggsett)

Hvis tidforbruket i indre sløyfe overstiger lastetiden, er det nødvendig med flere møtesløyfer.

Plassering av møtesløyfe

For å unngå senere flytting av møtesløyfe, plasseres den ved et optimalt punkt som er definert ved

$$t_{\text{ytte sløyfe}} = t_{\text{syklus}} = t_{\text{lasting}}$$

$$t_{\text{møting}} + 2t_{\text{ut}} + 2t_{\text{tverr}} + 2t_{\text{rang}} + t_{\text{tømming}} = t_{\text{lasting}}$$

$$t_{\text{ut}} = l_{\text{cp}}/v_{\text{ut}} \cdot 1000/60 \quad (\text{min})$$

$$l_{\text{cp}} = 1/2 \cdot (t_{\text{lasting}} - t_{\text{møting}} - 2t_{\text{tverr}} - 2t_{\text{rang}} - t_{\text{tømming}}) \cdot v_{\text{ut}} 1000/60$$

$$l_{\text{cp}} = \text{avstanden mellom tunnelmunning og møtesløyfe} \quad (\text{m})$$

$$v_{\text{ut}} = \text{kjørehastighet mellom møtesløyfe og tverrslag} \quad (\text{km/h})$$

7.1 Deltider og kjørehastigheter

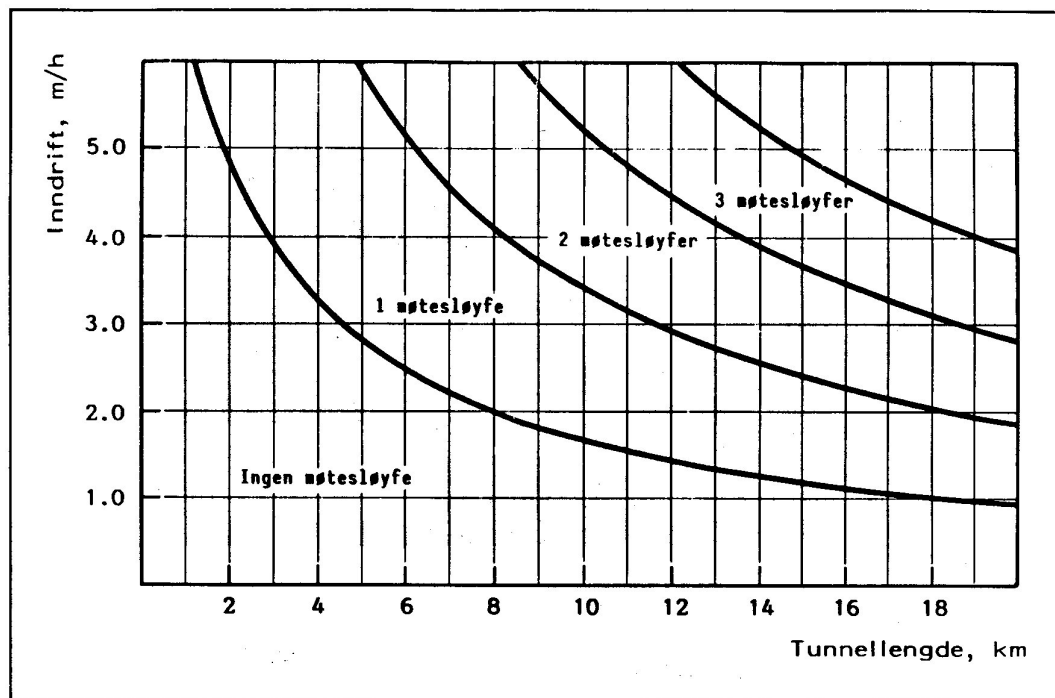
Kjørehastighetene og de faste deltidene varierer med type lokomotiv, bakrigg og tippanordning. Av den grunn er det viktig å foreta tidsstudier av utkjøringen for å oppnå optimal bruk av transportutstyret. I tabell 7.1 er det listet opp en del observerte gjennomsnittsverdier. Her kan en også se at det er samsvar mellom størrelse på lok, skinnevekt og kjørehastighet.

Deltider	Hastighet, km/h	Tidforbruk, min
Rangering av lok i bakrigg		2
Inn- og utkjøring i bakrigg	5	1,2
Kjøring i tunnel	15-30	
Kjøring i californiapens	5	
Kjøring i tverrslag	5-10	
Rangering på tipp		2
Tømming:		
sidetipp		0,3 min/vagg
rotatipp		1,0 min/vagg
gaffeltipp		1,2 min/vagg

Tabell 7.1 Deltider og kjørehastigheter

Lavest hastighet med 25 kg/m skinner og 10 t lok og høyest hastighet med 35 kg/m skinner og 22 t lok.

Figur 7.5 illustrerer når en trenger å installere møtesløyfe i tunne len, som funksjon av tunnallengde og nettoinndrift. Forutsetningene er de samme som er brukt i beregningseksemplet i kap. 7.18.



Figur 7.5 Behov for møtesløyfer med 35 kg/m skinner og 22 t lok. Øvrige forutsetninger er gitt i kapittel 7.18.

7.18 Beregningseksempel

Denne modellen foreligger også i form av et EDB-program som kan kjøres på IBM-kompatible mikromaskiner (PC). Som beregningseksempel er det benyttet en utskrift fra programmet.

Eksempel

OPPLYSNINGER OM TBM OG 2-SPORS BAKRIGG

Nettoinndrift	4,55 m/h
Pelnr bakrigg	5800 m
Tid pr takskift	5,5 min.
Steglengde	1,80 m
Volumforhold vaggsett / steglengde	1,00
Lastetid pr steglengde	29,2 min.

OPPLYSNINGER OM STØRRELSE OG ANTALL VAGGER

Diameter TBM	4,50 m
Masseutvidelsesfaktor	1,80
Vaggvolum	7,5 tfm ³
Antall vagger	4
Volum vaggsett	30,0 tfm ³
Volum steglengde	28,6 tfm ³

SYKLUSTID MED 1 MØTESLØYFE, 3 VAGGSETT OG 2 LOK

Ytre sløyfe	lengde (m)	hastighet (km/h)	deltid (min)
Kjøring til kryss tverrslag	2407	22,5	6,4
Kjøring ut tverrslag	600	7,2	5,0
Rangering før tipp			2,0
Tømming			2,4
Rangering etter tipp			0,0
Kjøring inn tverrslag	600	7,2	5,0
Kjøring fra kryss tverrslag	2407	22,5	6,4
Kjøring på møtesløyfe			2,0
Syklustid 3 vaggsett, 2 lok og 1 møtesløyfe			29,2

Indre sløyfe	lengde (m)	hastighet (km/h)	deltid (min)
Utkjøring 100 m fra bakrigg	100	5,0	1,2
Kjøring til møtesløyfe	3293	22,5	8,8
Kjøring på møtesløyfe			2,0
Kjøring fra møtesløyfe	3293	22,5	8,8
Innkjøring 100 m fra bakrigg	100	5,0	1,2
Rangering av lok			1,0
Netto syklustid 3 vaggsett, 2 lok og 1 møtesløyfe			23,0

Kompendium i anleggsteknikk

Sprengning og masseflytting under jord

KOSTNADER Kapittel III.6

August 2013
Amund Bruland

Doctoral Thesis

Doctoral Theses at NTNU, 2007:129 (4)

Shokrollah Zare

Drill and Blast Tunnelling Costs

NTNU
Norwegian University of
Science and Technology
Thesis for the degree of
philosophiae doctor
Faculty of Engineering Science and Technology
Department of Civil and Transport Engineering

	PREFACE	1
0	INTRODUCTION	3
	0.1 Topic of the report	4
	0.2 Price level	4
1	COST SUMMARY	5
	1.0 Introduction	6
	1.1 Basic costs	7
	1.2 Correction factor for tunnel length	11
	1.3 Correction factor for declined adit	14
	1.4 Marginal costs	15
	1.5 Cost distribution	16
	1.6 Example of application	17
2	ELEMENTAL COSTS	18
	2.0 Introduction	19
	2.1 Drilling, charging and scaling	20
	2.2 Loading	32
	2.3 Hauling	34
	2.4 Additional work	40
	2.5 Labour	46
	2.6 Niches	48
	2.7 Example of application	50
3	TOTAL CONSTRUCTION COSTS	52
	3.0 Introduction	53
	3.1 Rock support	54
	3.2 Example of application	56
	APPENDICES	58
	A. Parameters	59
	B. Previous reports	60
	C. Project reports and PC programmes	61
	D. Estimation forms	62

PREFACE

DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs REPORT 2C-05

The report is one of three reports about drill and blast tunnelling.

2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Blast Design
2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate
2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs

In addition, **Prediction Model and Simulation Tool for Time and Costs of Drill and Blast Tunnelling** gives background and discussion about the above reports.

A considerable amount of information on tunnelling has been systematised and brought up to date through the reports to be used for:

- Economic dimensioning
- Choice of alternative
- Time planning
- Cost analysis, tender, budget and cost control
- Choice of excavation method and equipment

The blast design, advance rate and excavation cost models also exist as PC programmes.

The basis for the reports is mainly work-studies and statistics from tunnelling in Norway. The reports include recent advances in equipment and methods. The data are normalised and representative for well organised tunnelling.

The report is prepared by Shokrollah Zare as part of his PhD thesis entitled “Prediction Model and Simulation Tool for Time and Costs of Drill and Blast Tunnelling”, financed by a scholarship from the Ministry of Science, Research and Technology of Iran.

Economic support for field data collection has been provided by:

- The Norwegian Public Road Administration
- Atlas Copco Rock Drills AB
- Dyno Nobel

PREFACE

For reference, registration and similar, we ask for the following:

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2006):
Report 2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Costs.

Trondheim, September 2006

Amund Bruland
Professor

	Page
0.1 TOPICS OF THE REPORT	4
0.2 PRICE LEVEL	4

0.1 TOPICS OF THE REPORT

The report is divided into three major sections:

1. COST SUMMARY

Tunnel excavation costs are given as a function of cross section area, method of excavation and tunnel length. The costs are normalised. The underlying curves will have several “jumps” as increasing cross section area allows other equipment combinations to be utilised.

The cost summary can be used for economic dimensioning, choice of alternative, cost estimates, budgets and for choosing between trackless, load and haul or track transport in the early phases of the project.

For time planning, refer to Report 2B-05, DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate.

2. ELEMENTAL COSTS

Elemental costs for separate work operations are specified for varying equipment and excavation methods.

Elemental costs can be used for choosing equipment, detailed cost estimates and evaluation of work results.

3. TOTAL CONSTRUCTION COSTS

An example of total construction costs is given. Total construction costs include items such as rock support, site operation, administration, planning and interest during construction.

0.2 PRICE LEVEL

The price level for the report is June, 2005.

	Page
1.0 INTRODUCTION	6
1.1 BASIC COSTS	7
1.11 Tunnel Length	7
1.12 Distance to Tip	7
1.13 Tunnel Grade	7
1.14 Rock Mass Properties	7
1.15 Advance per Round	8
1.16 Method of Excavation	8
1.17 Factor of Excavation Efficiency	8
1.18 Explosives and Detonators	9
1.19 Price Level	9
1.2 CORRECTION FACTOR FOR TUNNEL LENGTH	11
1.3 CORRECTION FACTOR FOR DECLINED ADIT	14
1.4 MARGINAL COSTS	15
1.5 COST DISTRIBUTION	16
1.6 EXAMPLE OF APPLICATION	17

1.0 INTRODUCTION

The excavation costs referred to in this chapter is a summary of the detailed cost analysis given in Chapter 2. The sum of the elemental costs has been increased by 10 % due to unforeseen costs.

The cost summary shows:

- Costs as a function of tunnel cross section and excavation method (trackless, load and haul or track transport)
- How the tunnel length influences the costs
- Correction for declined adit
- Marginal costs for a change of tunnel cross section
- Distribution of costs on different cost elements

The costs are representative for the most technically and economically favourable equipment combinations.

The costs include:

- Labour wages with an addition for social security costs
- Materials and spare parts, including freight and storage
- Depreciation of machines and equipment
- Interest on non-depreciated investments
- Costs for repairs carried out at a central workshop
- Fuel and power supply for the drilling jumbo, loader, ventilation or water pumps

The costs do not include:

- Administration and planning
- Roads, telecommunication and power transmission lines
- Housing, worksite move-in and auxiliary plants
- Worksite upkeep; such as roads, power transmission lines and housing
- Taxes, e.g. investment tax or value added tax (VAT)

1.1 BASIC COSTS

The cost curves in Figure 1.1 are based on assumptions given in the following sections.

1.11 Tunnel Length

Tunnel excavation length is 3 km, excavated at one tunnel face and excluding adit length. Correction factors for differing tunnel length are shown in Figure 1.2 and Figure 1.3.

The ventilation system for load and haul excavation (loading in niches) may limit the possible tunnel length, see Figure 1.4. Figure 1.4 is taken from the Project Report 3-88 TUNNELLING Costs for Drill and Blast.

1.12 Distance to Tip

The distance between the tunnel and the tip, including adit, is set to 600 m. Assuming 300 m adit and 300 m from adit to tip. If the distance is doubled the excavation costs will increase by approximately 4 %. The distance is independent of excavation method.

1.13 Tunnel Grade

The basic cost curves assume a horizontal adit and a tunnel with an inclination of 0.3 to 0.5 %. The correction factor for declined adit is shown in Figure 1.5.

If the tunnel itself is declined or much inclined, one has to correct for this as well.

1.14 Rock Mass Properties

The basic cost curves show costs for medium rock drillability and blastability. For differing rock conditions, the detailed costs in Chapter 2 should be used. Mainly, it is the costs related to drilling, charging, blasting and scaling that will vary with differing rock conditions.

1.15 Advance per Round

The advance per round, i.e. pull, varies with drillhole diameter and the round length. Based on experience, for a basic round length of 5 m, the pull varies from 90 % to 96 % for 45 mm to 64 mm drillhole diameter. In this report 48 mm drillhole diameter with 91 % pull is assumed.

1.16 Method of Excavation

Equipment combinations are chosen according to the tunnel cross section size and excavation method, i.e. track tunnelling for cross section up to 16 m² and trackless tunnelling for cross section 16-120 m².

Track Tunnelling

For cross sections between 6 m² and 16 m², track tunnelling is assumed. 2-boom rail-mounted jumbo is used for drilling. Loading and hauling is done with rail-mounted loader and shuttlecar.

Trackless Tunnelling

Load and haul (loading in niches) with wheel loader is used for cross sections between 16 m² and 30 m².

Direct loading into vehicles is done with a wheel loader or a hydraulic excavator (front shovel) for cross sections greater than 30 m².

A 2-boom wheel-mounted jumbo for cross sections less than 20 m², 3-boom wheel-mounted jumbo for cross sections between 20 m² and 80 m², and 4-boom wheel-mounted jumbo is used for cross sections larger than 80 m².

1.17 Factor of Excavation Efficiency

The factor of excavation efficiency, k_{ef} , is used to characterize separate worksites with regard to productivity and price level, unfavourable geographic situation or other

special conditions like climate that must be taken into consideration. The factor may vary from 0.95 to 1.20 or even more.

1.18 Explosives and Detonators

The basic curve assumes use of ANFO or emulsion explosives supplemented with 5 % Dynamite, ANFO for track tunnelling and emulsion for trackless tunnelling.

Nonel LP detonators are assumed for initiation system.

1.19 Price Level

The costs are based on the price level of June 2005 and must be adjusted for cost increase.

The Cost Index, k_p , for construction equipment is published by the Department of Civil and Transport Engineering every month. For short periods of time the cost increase given in the index can applied directly. For longer periods (5 - 10 years) only 2/3 of the cost increase is used. This is due to the increased efficiency and productivity that have taken place during such a period of time.

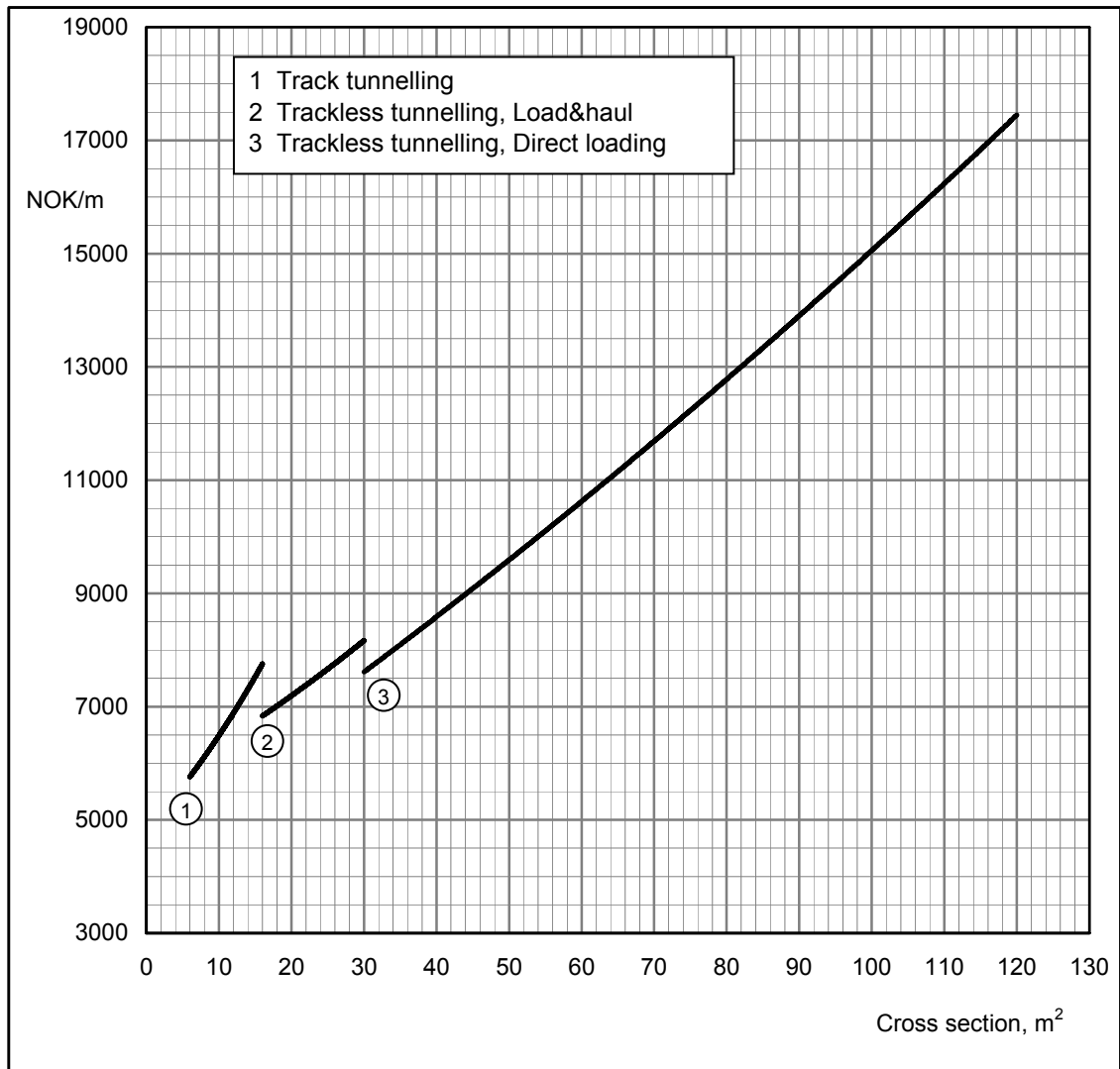


Figure 1.1 Basic costs c_b , as a function of tunnel cross section area.

Assumptions:

- Round length 5.0 m
- Tunnel length 3 km, horizontal adit
- 48 mm drillhole diameter
- ANFO/emulsion with 5 % Dynamite
- Medium drillability and blastability
- 10 % extra for unforeseen

1.2 CORRECTION FACTOR FOR TUNNEL LENGTH

The number of hauling units is assumed to be large enough to ensure full utilization of the loader capacity. The correction factor, k_L , given in Figure 1.2 and Figure 1.3 refers to the total tunnel length, *not* the marginal length.

Example:

A 120 m² tunnel, length 7 km, trackless transport, horizontal adit and medium blastability, will cost 1.13 times the basic costs. The corresponding costs for a length of 6 km are 1.09 times the basic costs.

Marginal costs for the tunnel from 6 to 7 km are:

$$\frac{7 \cdot 1.13 - 6 \cdot 1.09}{7 - 6} = 1.37 \text{ times the basic costs}$$

Costs that vary with the tunnel length are:

- Hauling
- Roadway/rails
- Ventilation
- Electrical installations and pumping of water
- Labour

The correction factor, k_L , also includes the effect of job training and increased logistic difficulties for long tunnels.

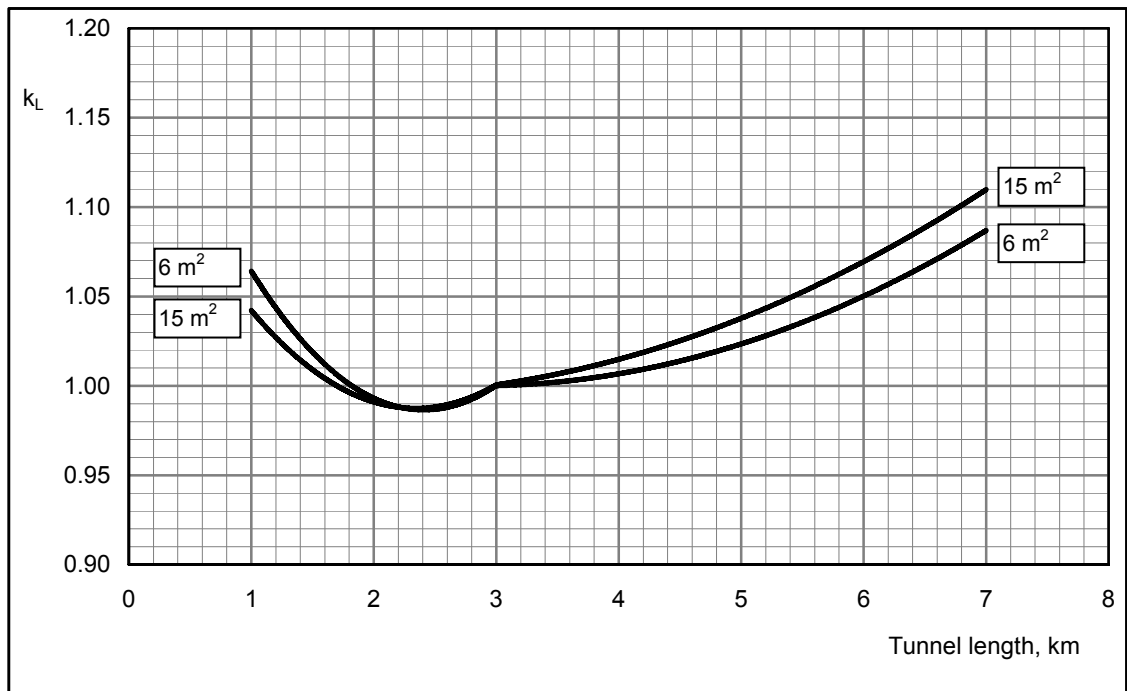


Figure 1.2 Correction factor for tunnel length, k_L , track tunnelling.

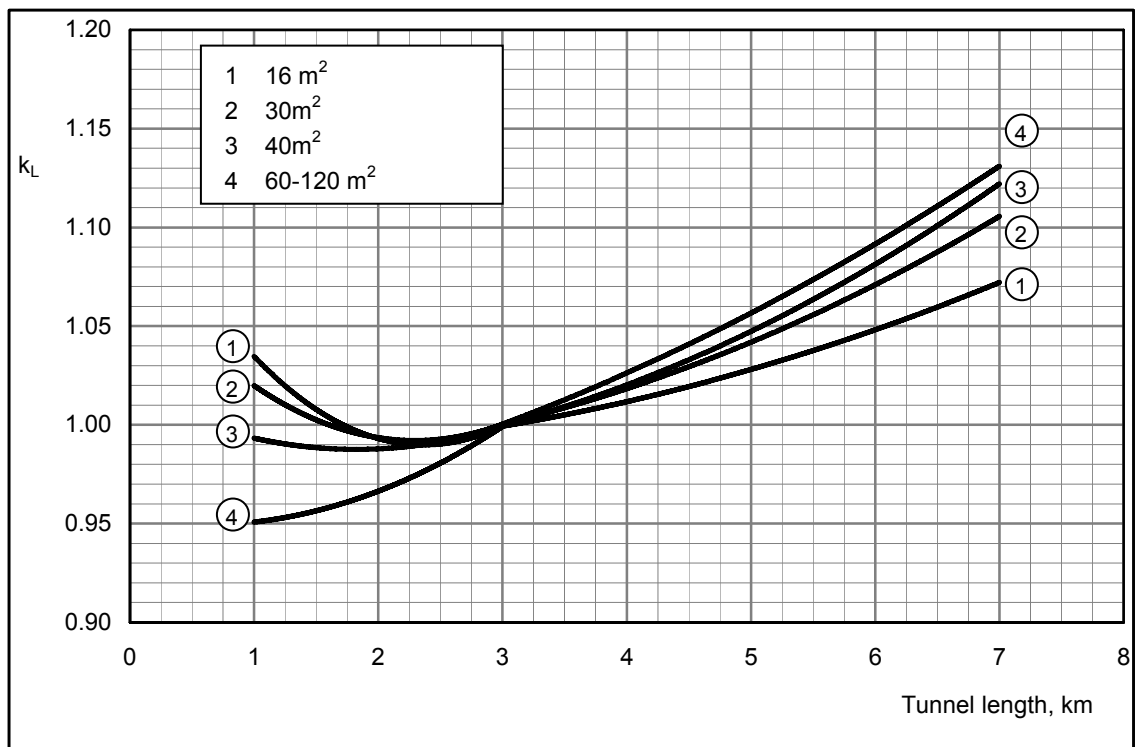


Figure 1.3 Correction factor for tunnel length, k_L , trackless tunnelling.

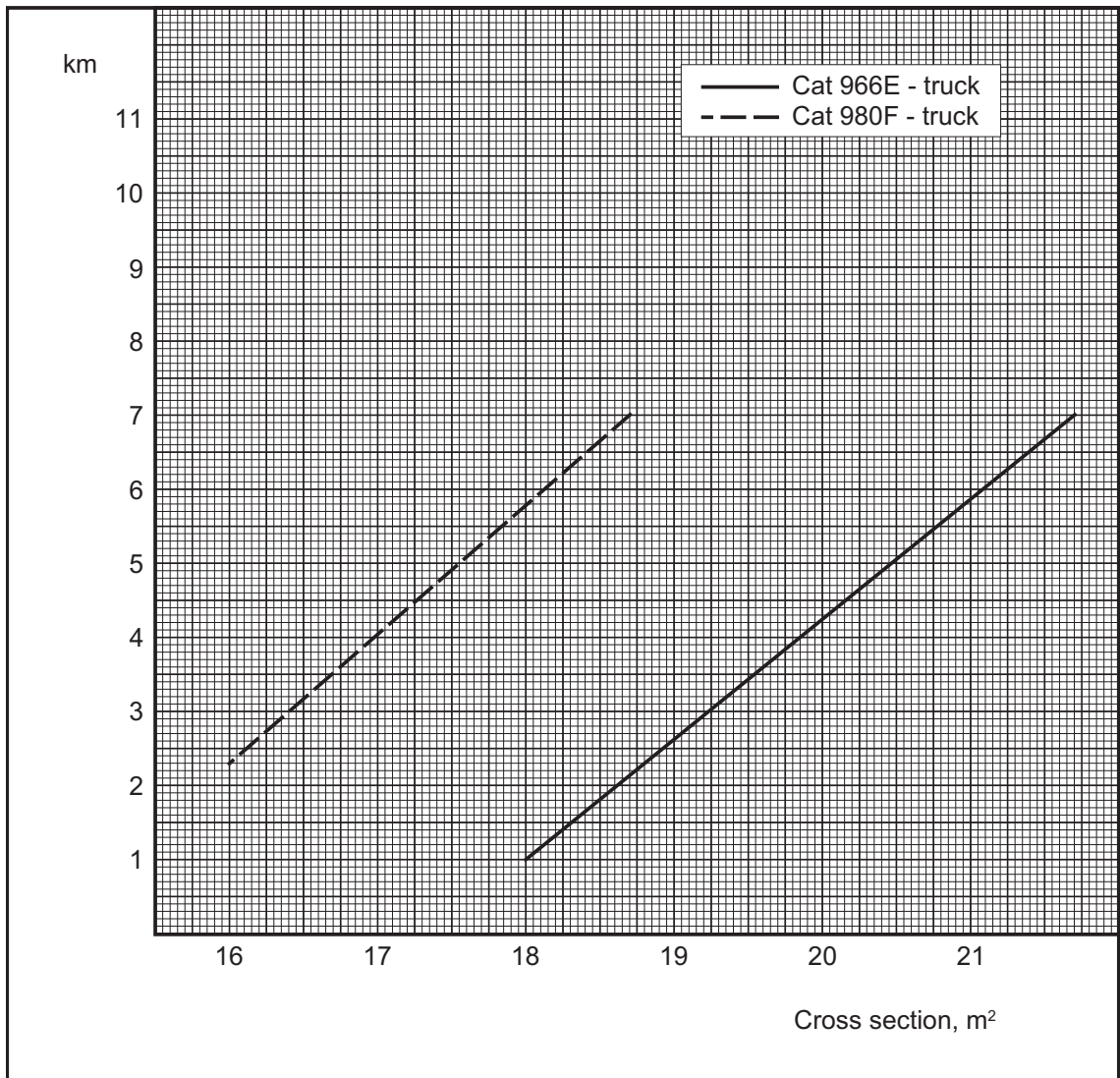


Figure 1.4 Possible tunnel lengths for load and haul excavation as a function of tunnel cross section (without additional air intakes along the tunnel).

1.3 CORRECTION FACTOR FOR DECLINED ADIT

The basic cost is given for horizontal adit. In case of declined adit, the correction factor, k_a , for trackless and track tunnelling is different. For trackless tunnelling $k_a=1.01$ and for track tunnelling, the correction depends on tunnel length and varies according to Figure 1.5.

The correction for track tunnelling covers cost for underground tip station and reloading of the blasted rock into trucks.

For horizontal adits: $k_a = 1.00$.

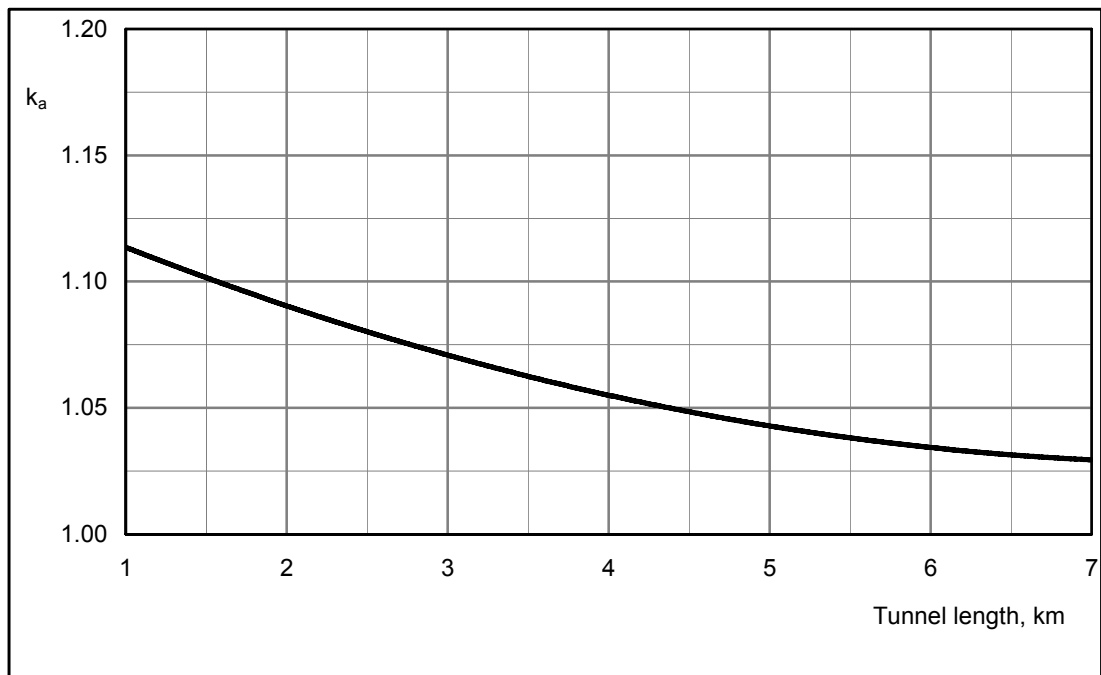


Figure 1.5 Correction factor for declined adit, k_a , as a function of tunnel length for track tunnelling.

1.4 MARGINAL COSTS

The marginal costs express the change in tunnel costs for one square metre change of the tunnel cross section. This is shown in Figure 1.6.

The curve is based on the basic costs (Figure 1.1) and smoothed to show general trend over all cross sections, and should not be used for specific cross sections.

The curve shows that, for economic reasons, heavy equipment should be chosen as long as the cross section is large enough.

For economic dimensioning of tunnels, it is necessary to relate the cross section area to available equipment combinations.

Figure 1.6 only includes excavation costs. For economic optimization, one should design a cost function for the total costs, including interest during construction, as a function of the range of possible cross sections. (See example in Chapter 3.)

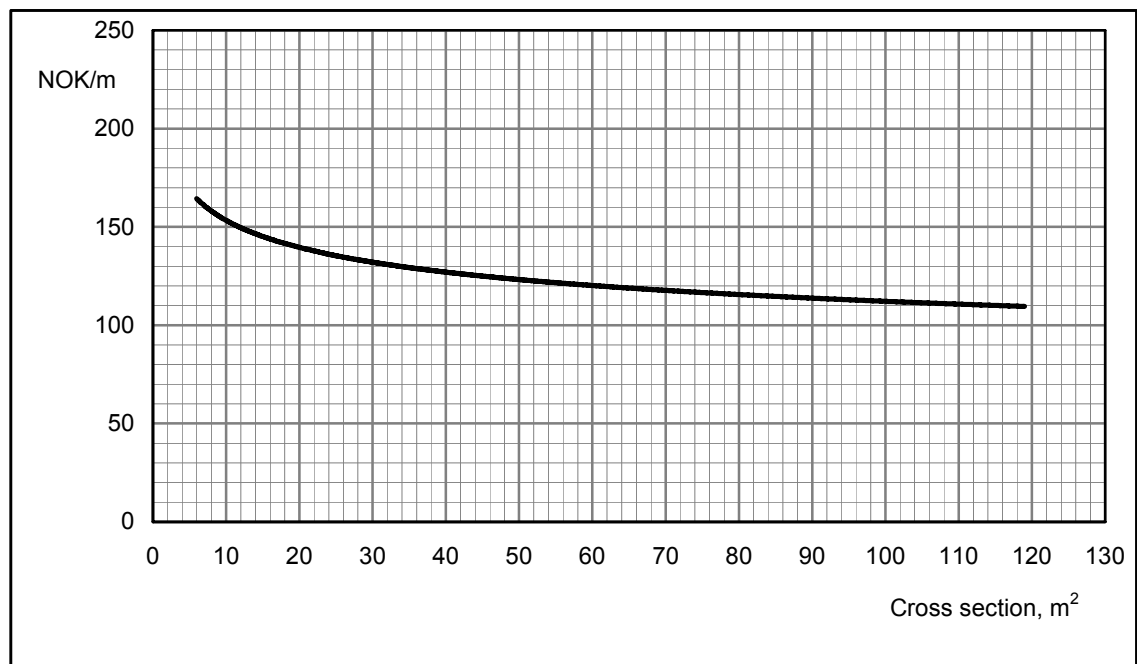


Figure 1.6 Marginal costs for a 1 m² variation of the tunnel cross section as a function of tunnel cross section area.

1.5 COST DISTRIBUTION

Figure 1.7 shows the distribution of excavation costs on cost elements for trackless and track tunnelling for characteristic cross sections.

Trackless tunnelling assumes that hauling is done by subcontractors with truck/dump truck, i.e. labour is included in the hauling costs. Hauling cost both for track and trackless tunnelling includes rail/roadway and tip costs.

The equipment combinations which are used as a basis for the basic costs (Figure1.1), are also used here.

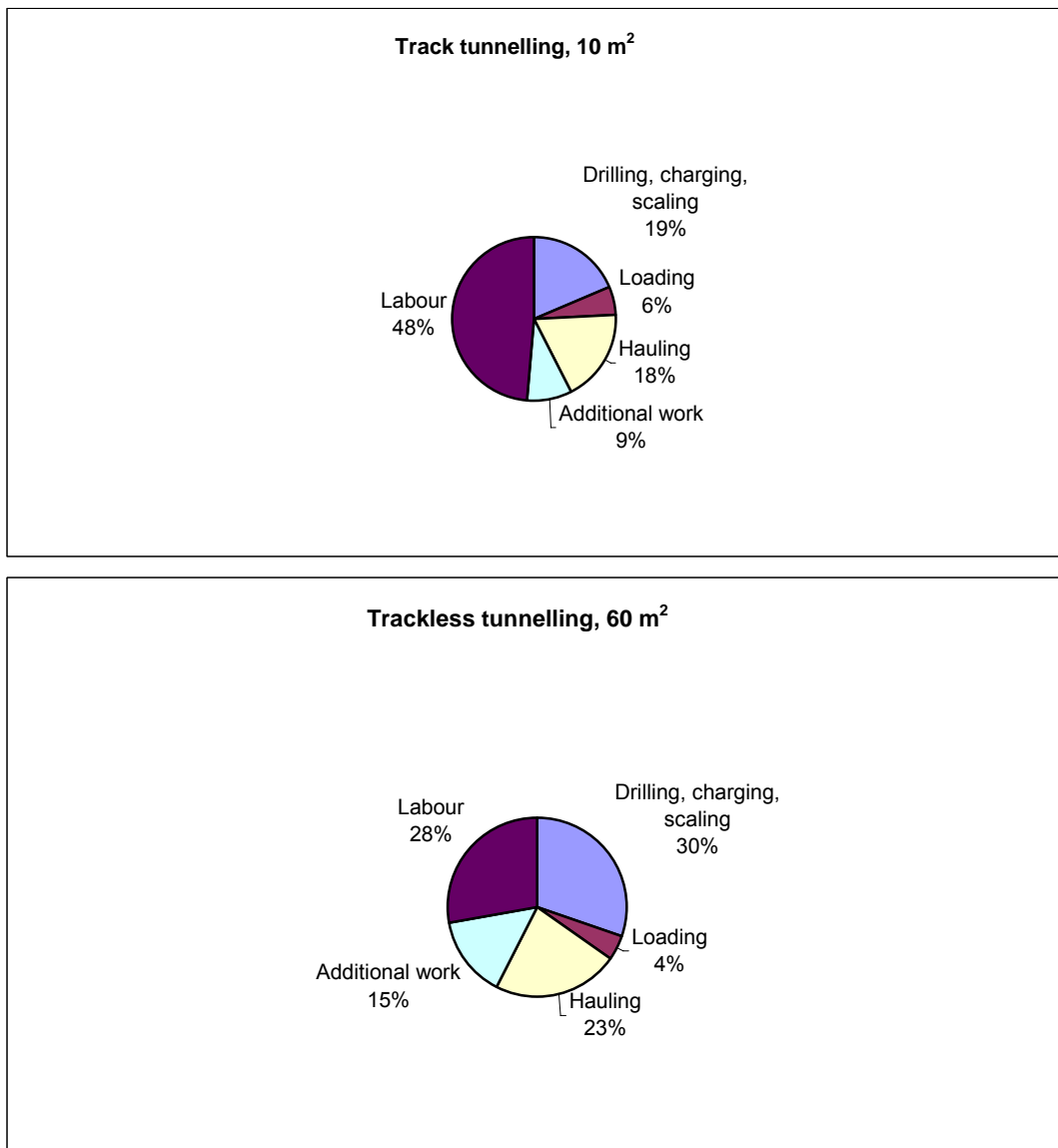


Figure 1.7 Distribution of excavation costs for track and trackless tunnelling.

1.6 EXAMPLE OF APPLICATION, STANDARD COSTS

Tunnel Road Tunnel «Straight through»	Date 20.02.06	Signature ZS
Cross section	60 m ²	
Tunnel length	5.0 km	
Excavation method	Trackless	Page 8
Drillability	Medium	Page 7
Blastability	Medium	Page 7
Adit	Horizontal	Page 14
Basic costs c_b	10650 NOK/m	Figure 1.1
Correction for excavation efficiency k_{ef}	1.00	Page 8
Correction for tunnel length k_L	1.06	Figure 1.3
Correction for declined adit k_a	1.0	Page 14
Correction for price level k_P	1.0	Page 9
Standard costs $c_{st} = c_b \cdot k_{ef} \cdot k_L \cdot k_a \cdot k_P$	11289 NOK/m	

	Page
2.0 INTRODUCTION	19
2.1 DRILLING, CHARGING AND SCALING	20
2.10 Introduction	20
2.11 Drilling Costs	20
2.12 Explosives and Detonators Costs	27
2.13 Scaling Costs	30
2.2 LOADING	32
2.20 Introduction	32
2.21 Loading Costs	32
2.3 HAULING	34
2.30 Introduction	34
2.31 Contract Transport	34
2.32 Roadway	36
2.33 Track Transport	37
2.34 Rails	37
2.35 Tip Costs	39
2.4 ADDITIONAL WORK	40
2.41 Ventilation	40
2.42 Electrical Installations	43
2.43 Water Supply	43
2.44 Miscellaneous Costs	43
2.5 LABOUR	46
2.50 Introduction	46
2.51 Labour Costs	46
2.6 NICHES	48
2.7 EXAMPLE OF APPLICATION	50

2.0 INTRODUCTION

The tunnel costs are divided into the following items:

- Drilling, charging and scaling
- Loading
- Hauling
- Additional work
- Labour
- Niches

The elemental costs for different operations are given for 48 mm drillhole diameter. The other assumptions when not specified are as follows:

- Medium blastability
- Medium drillability
- Drill hole length 5 m
- Tunnel length 3 km

The labour costs are given separately in Section 2.5 and is not included in the other operations.

The cost “jumps” resulting from use of heavier equipment are not shown as the curves have been smoothed.

2.1 DRILLING, CHARGING AND SCALING

2.10 Introduction

The costs are based on hydraulic drilling, 48 mm drillholes, use of button bits and parallel hole cut.

Use of emulsion or ANFO as explosives and Nonel detonators is assumed.

Normal round length is 5.0 m (5.5 m or 18 feet rod length).

2.11 Drilling Costs

Drilling costs include drill steel costs and drill rig (jumbo) costs. The drilling costs is presented as a function of tunnel cross section area and rock drillability properties.

The definitions of different terms of drillability are as follows:

Drillability	Good	Medium	Poor
Drilling Rate Index, DRI	65	49	37
Vickers Hardness Number Rock, VHNR	250	550	850

Drill Steel Costs

Total costs for drill steel as a function of rock mass properties are shown in Figure 2.2

The drill steel components are as follows:

- Drill bit
- Drill rod (5.5 m or 18 feet length)
- Shank adapter
- Coupling

In addition, the cost of regrinding of the bits is also included in the drill steel costs.

2. ELEMENTAL COSTS

2.1 Drilling, Charging, Scaling

Expected lifetime for rod, shank adapter and coupling for 48 mm drillhole diameter is assumed to be as follows:

Drillability	Good	Medium	Poor
Rod	4400 dm	3500 dm	2500 dm
Shank adapter	5100 dm	4200 dm	3200 dm
Coupling	4600 dm	3500 dm	2300 dm

The lifetime of drill steel is depending on several other factors in addition to the drillability of the rock:

- Rock mass fracturing
- Handling
- Number of drilled holes
- Type and size of the drilling machine

Expected lifetime for 48 mm drill bits is estimated based on Figure 2.1.

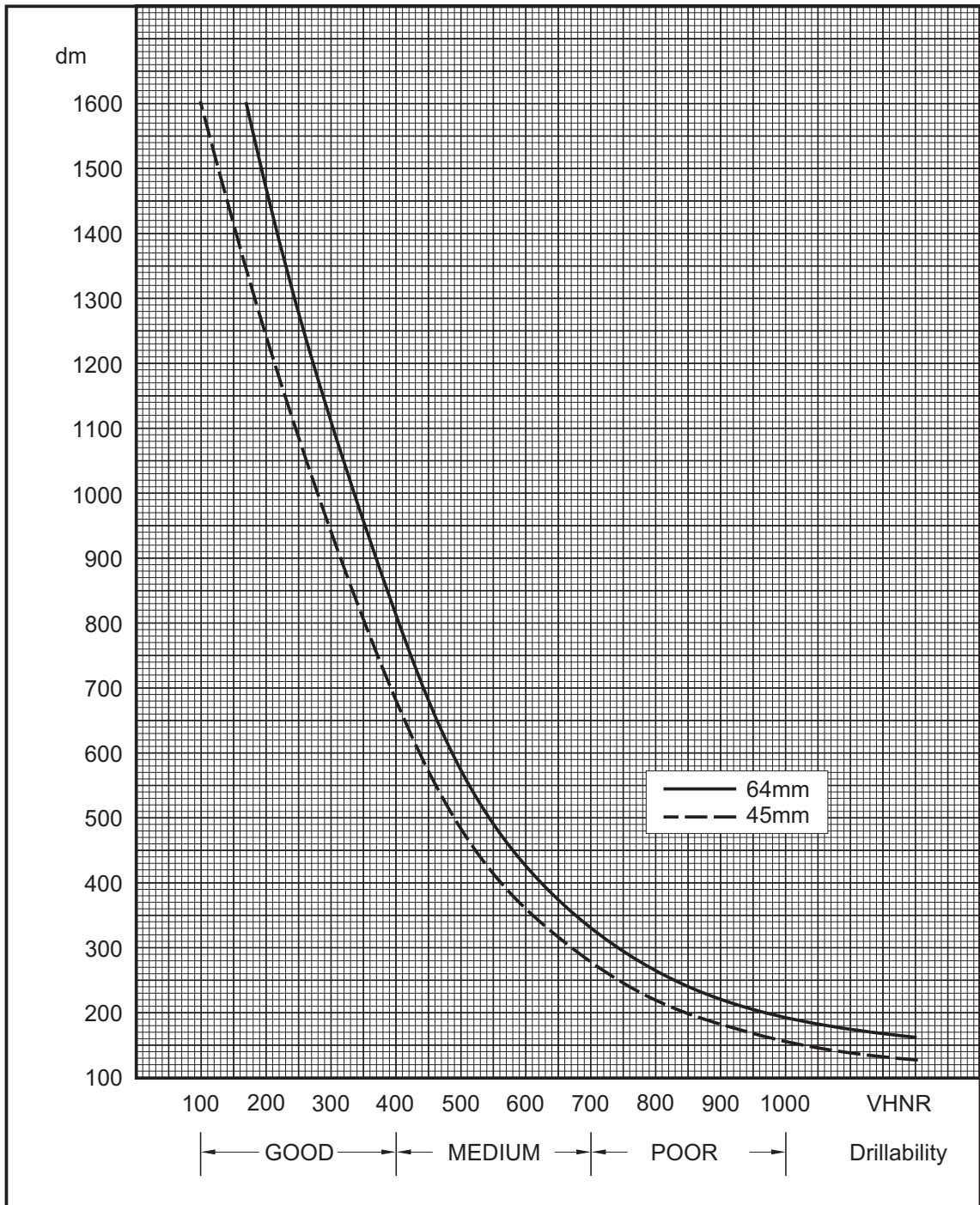


Figure 2.1 Lifetime for drill bits as a function of drillability or VHNR.

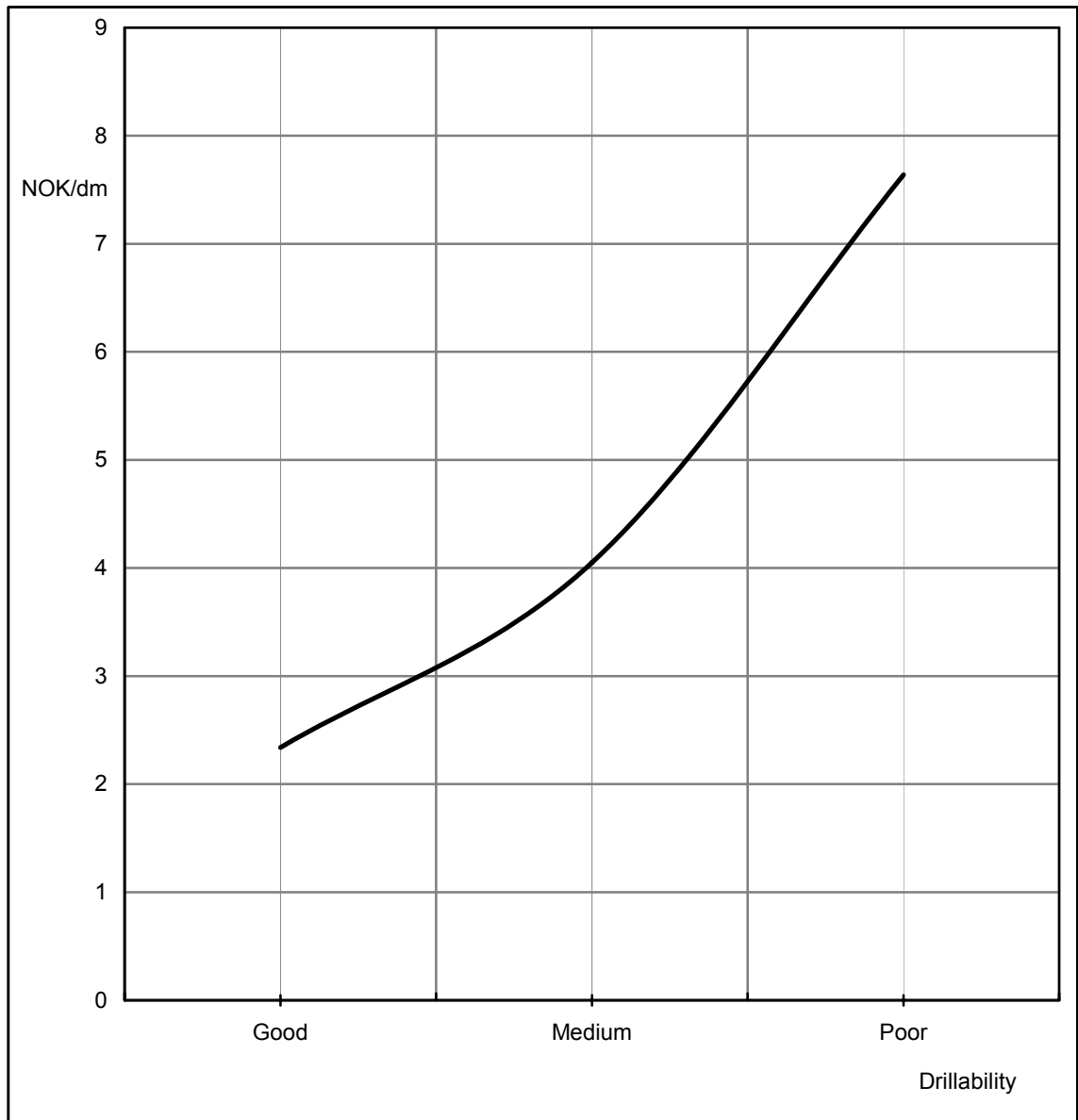


Figure 2.2 Total drill steel costs per drilled metre for 48 mm drillhole diameter as a function of drillability.

Drilling Rig Costs

The costs for the jumbo is shown in Figure 2.3 for rail-mounted jumbo and wheel-mounted jumbo. When the cross section is larger than 16 m², wheel mounted jumbo is assumed.

The costs include:

- Interest (interest rate = 5 % p.a.)
- Depreciation
- Fixed and variable repairs
- Downtime
- Electricity
- Maintenance

The drilling hammer type is assumed to be COP 1838 for all cross sections, the number of drilling hammer are as follows:

Cross section (m ²)	6 - 20	20 - 80	80 - 120
No. of hammers	2	3	4

Total Drilling Costs

Total drilling costs including drill steel and drilling jumbo costs are shown in Figure 2.4.

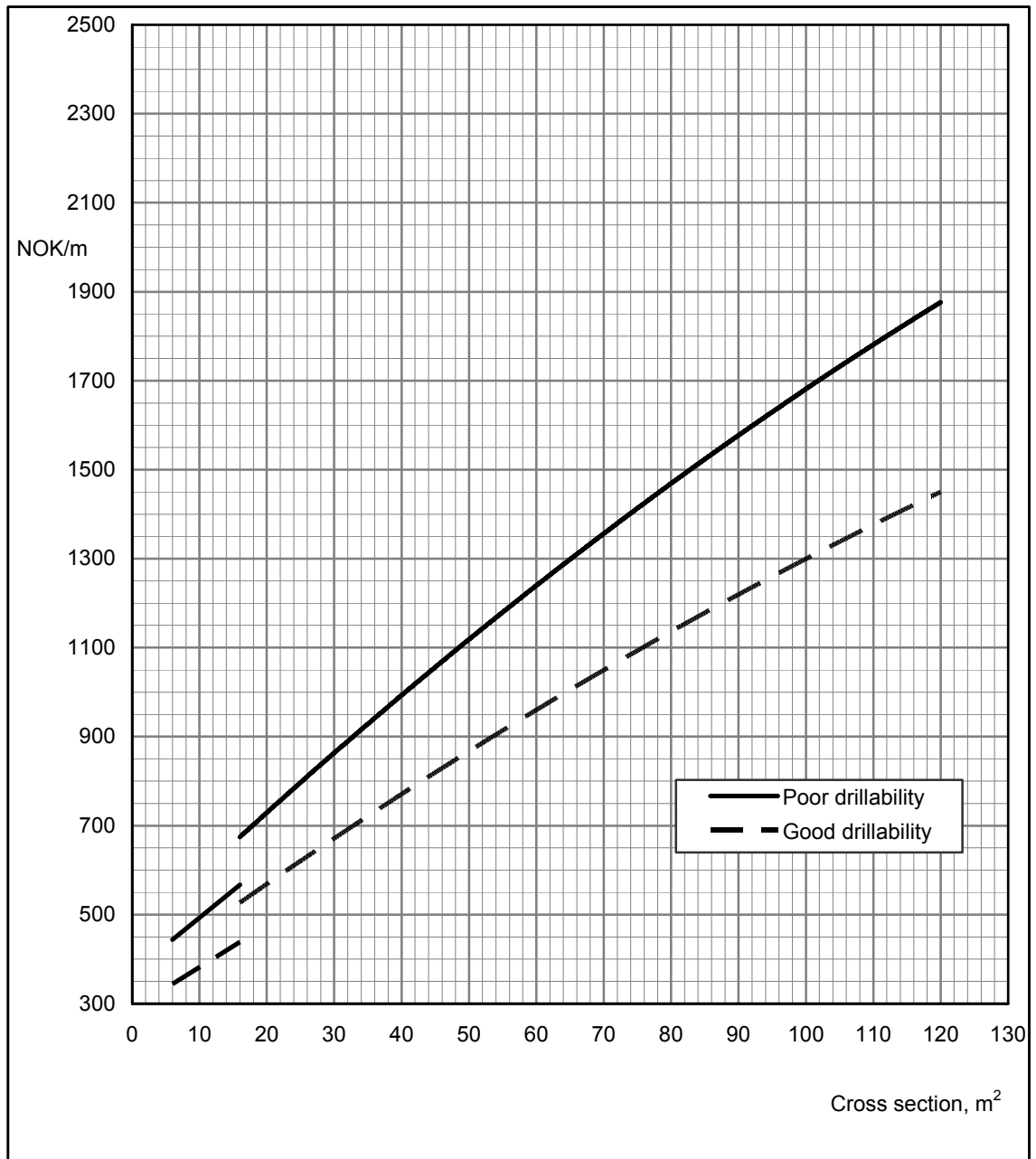


Figure 2.3 Drilling jumbo costs as a function of tunnel cross section area and drillability.

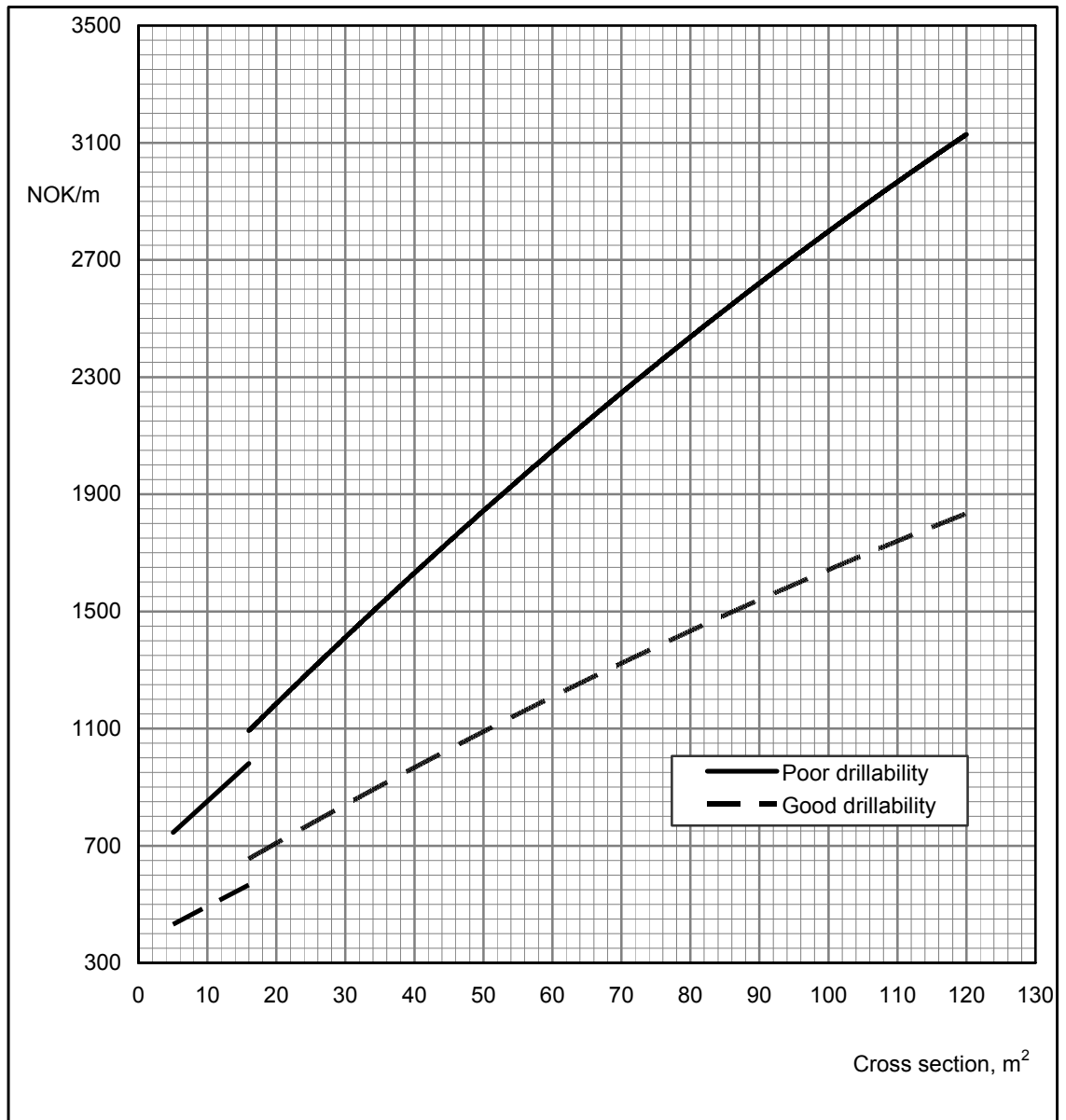


Figure 2.4 Total drilling costs as a function of tunnel cross section area and drillability.

2.12 Explosives and DetonatorsEmulsion

Figure 2.5 gives costs for explosives and detonators when using emulsion explosives. The portion of dynamite is assumed to be 5 %.

ANFO

Figure 2.6 gives costs for explosives and detonators when using ANFO. The portion of dynamite is assumed to be 5 %. For differing portion of dynamite, the following correction factor may be used.

Portion of dynamite	5%	20%	40%
Correction factor, k_{de}	1.00	1.2	1.35

The curves assume use of Nonel detonators.

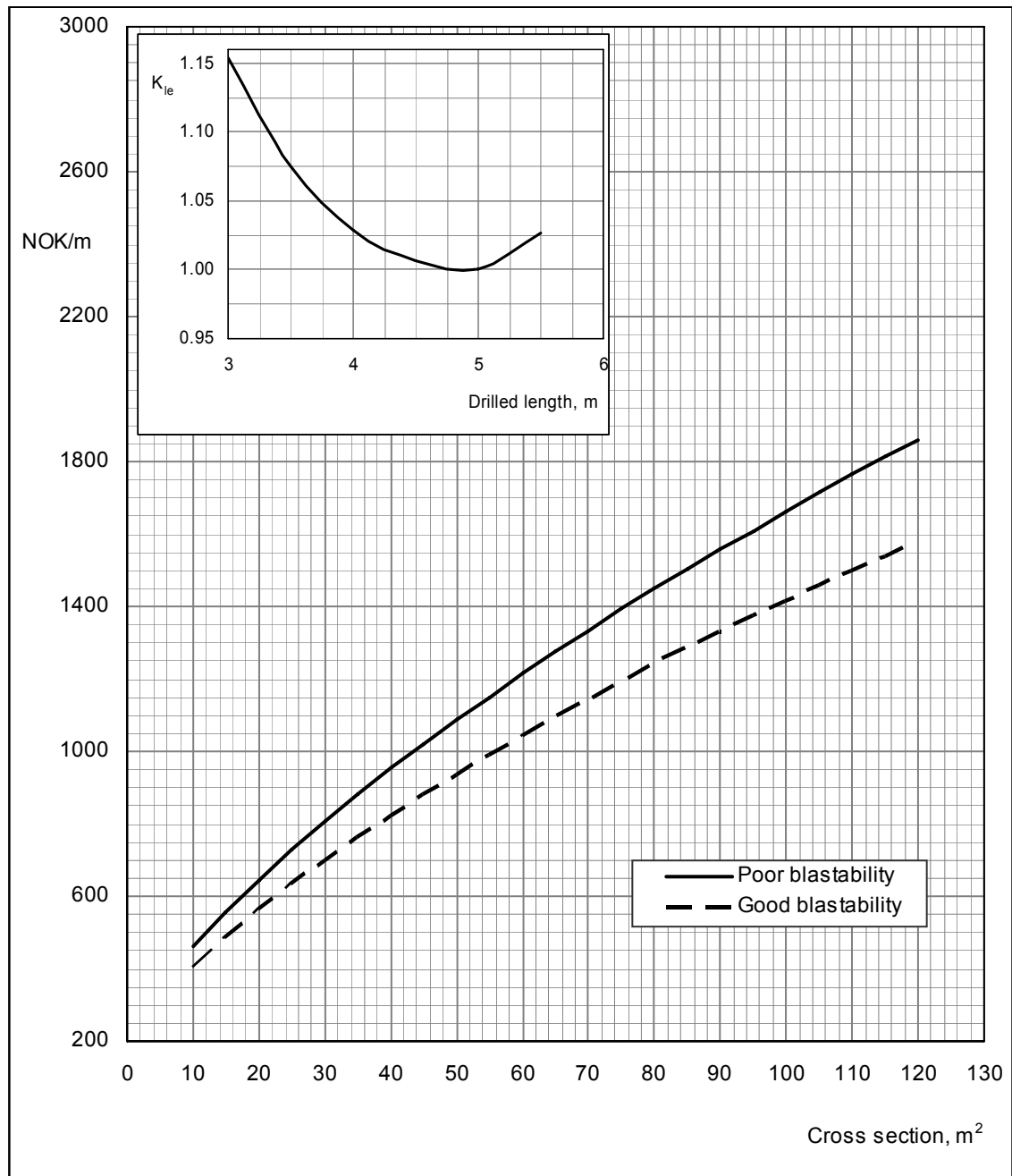


Figure 2.5 Costs for explosives and detonators as a function of tunnel cross section area and blastability when using emulsion explosives. Correction for drilled length.

Assumptions: - drillhole diameter 48 mm
 - 5 % dynamite portion
 - Nonel detonators

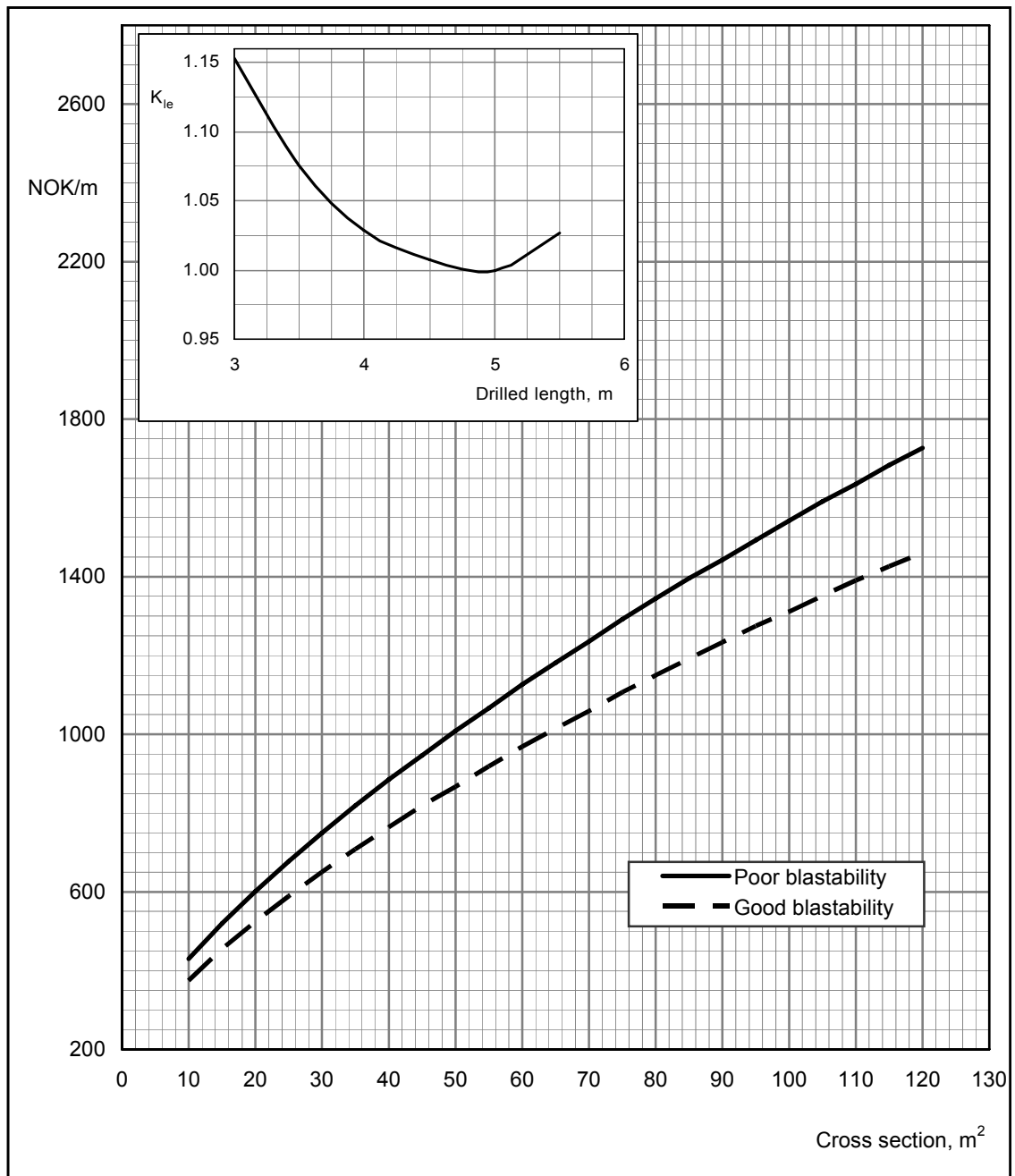


Figure 2.6 Costs for explosives and detonators as a function of tunnel cross section area and blastability when using ANFO. Correction for drilled length.

Assumptions: - drillhole diameter 48 mm
 - 5 % dynamite portion
 - Nonel detonators

2.13 Scaling Costs

Figure 2.7 shows scaling cost as a function of tunnel cross section and rock blastability.

For cross sections less than 20 m^2 , scaling from the pile is assumed and for cross sections larger than 20 m^2 , use of a scaling jumbo is considered.

Correction factor when the drilled length varies from the 5 m is given.

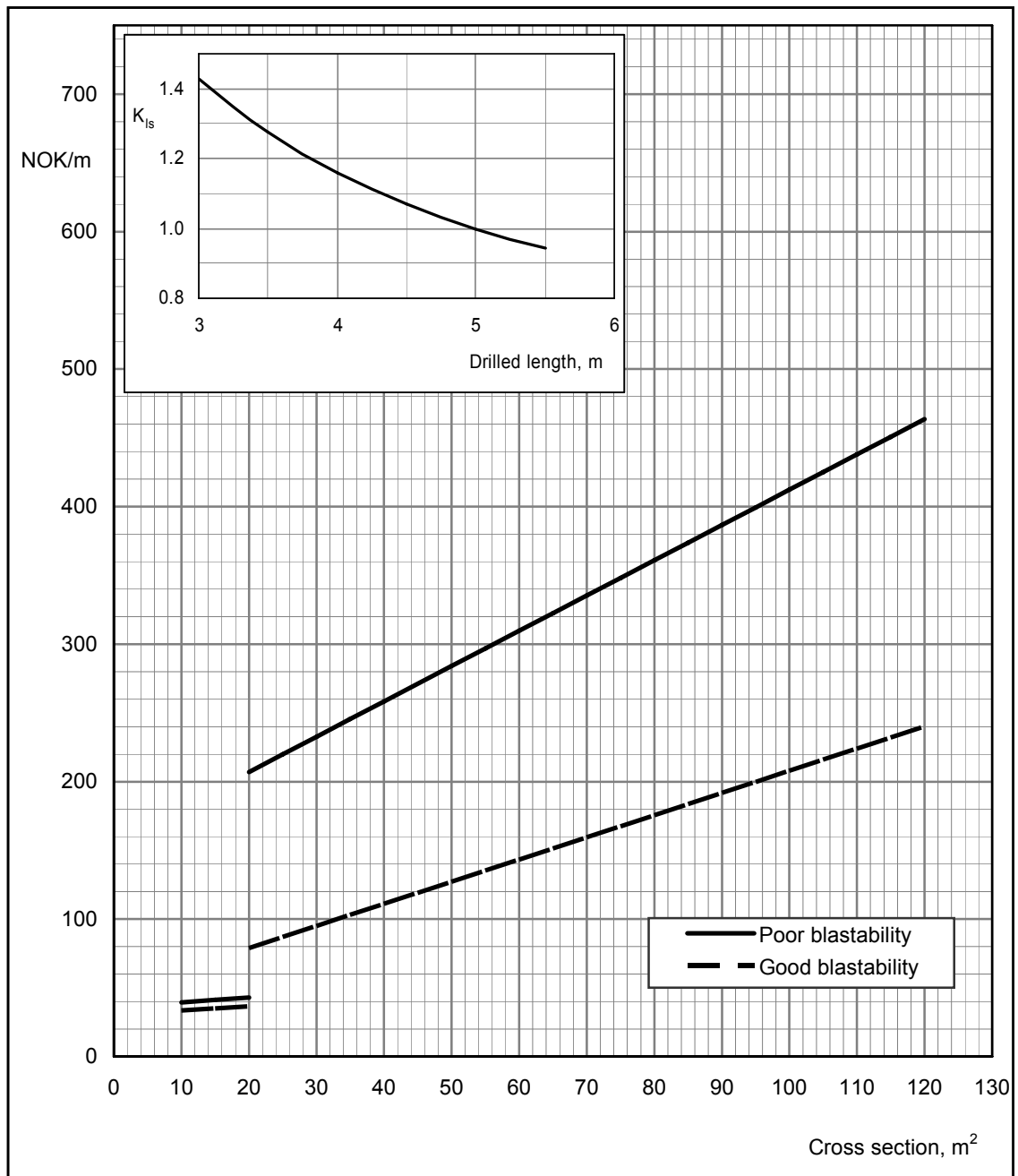


Figure 2.7 Scaling costs as a function of tunnel cross section area and blastability. Correction for drilled length.

2.2 LOADING

2.20 Introduction

Loading costs are based on the use of wheel loader, track-type loader, hydraulic excavator (front shovel) or Häggloader (rail-mounted loader). Chapter 4 in Report 2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate gives normalized gross loading capacity for each combination as a function of the tunnel cross section.

2.21 Loading Costs

Figure 2.8 shows normalised loading costs (NOK/m) as a function of the tunnel cross section area for different equipment combinations. Costs for loading of overbreak are included in the costs.

The factor of overbreak, inclusive and exclusive niches, is given in Figure 4.1 in Report 2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING Advance Rate.

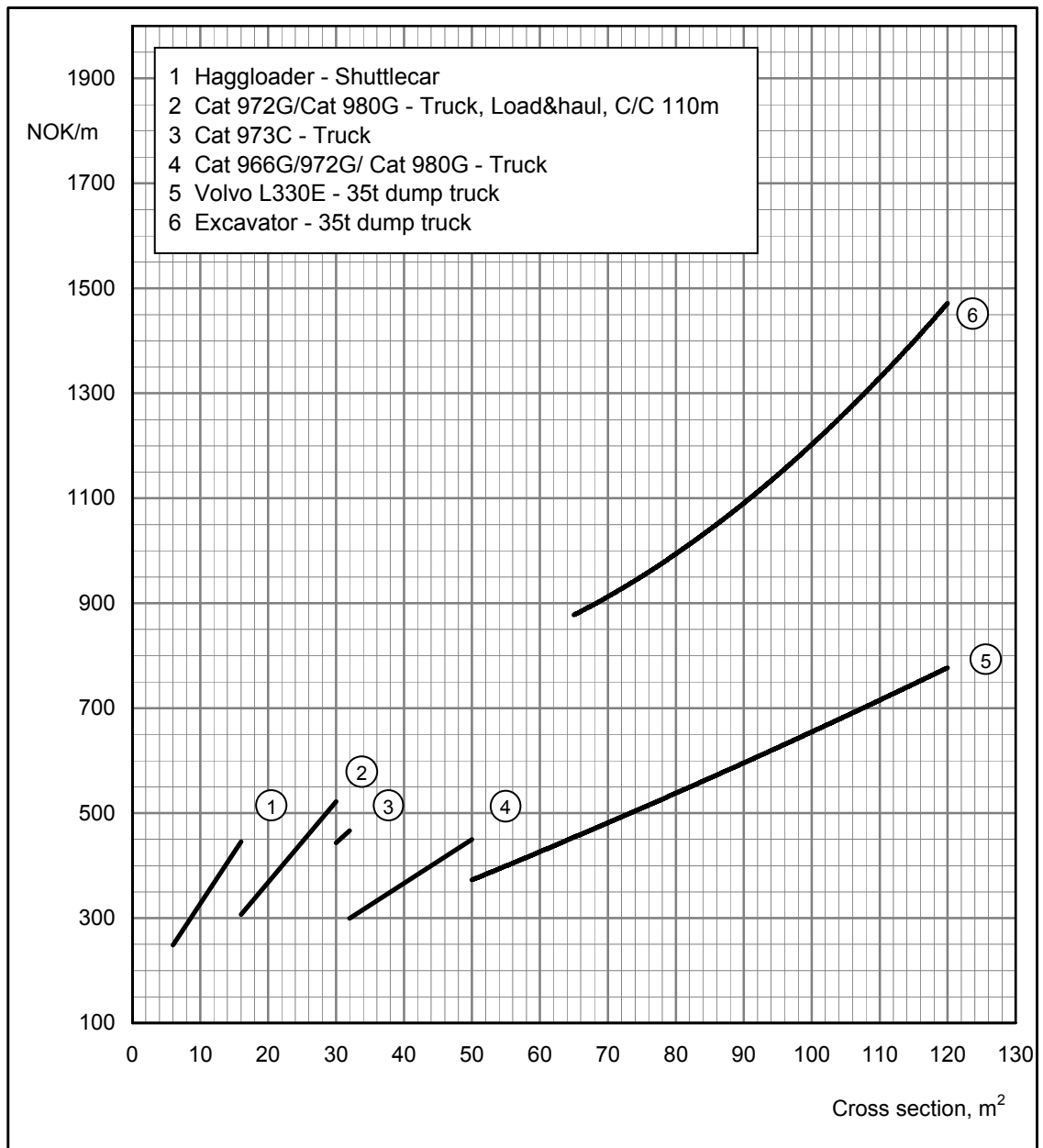


Figure 2.8 Normalised loading costs for different equipment combinations as a function of tunnel cross section area.

2.3 HAULING

2.30 Introduction

Full utilization of the loader is assumed. Hence, the loading capacity is not reduced as a function of tunnel length and size of the loading machine.

The distance to the tip (including adit) is assumed to be 600 m. The adit slope is assumed horizontal both for track and trackless transport.

The swell factor from in situ rock to blasted rock is 1.65. The specific weight for rock is 2700 kg/asm³.

2.31 Contract Transport

The hauling capacity is dimensioned to fully utilize the loading capacity. All trackless transport is based on contract transport.

Trucks with 19 metric tons hauling capacity and articulated/dump trucks with 35 metric tons hauling capacity are used.

Hauling costs for contract transport is given in Figure 2.9 as a function of tunnel cross section area and tunnel length. Costs for overbreak are included.

For cross sections less than 50 m², truck is assumed. For cross sections larger than 50 m², dump truck is assumed. Costs for use of dump trucks are set to 85 % of the costs for trucks.

Costs for use of trucks are calculated as shown in Project Report 20-93 EARTH MOVING WITH TRUCKS Capacity and Costs.

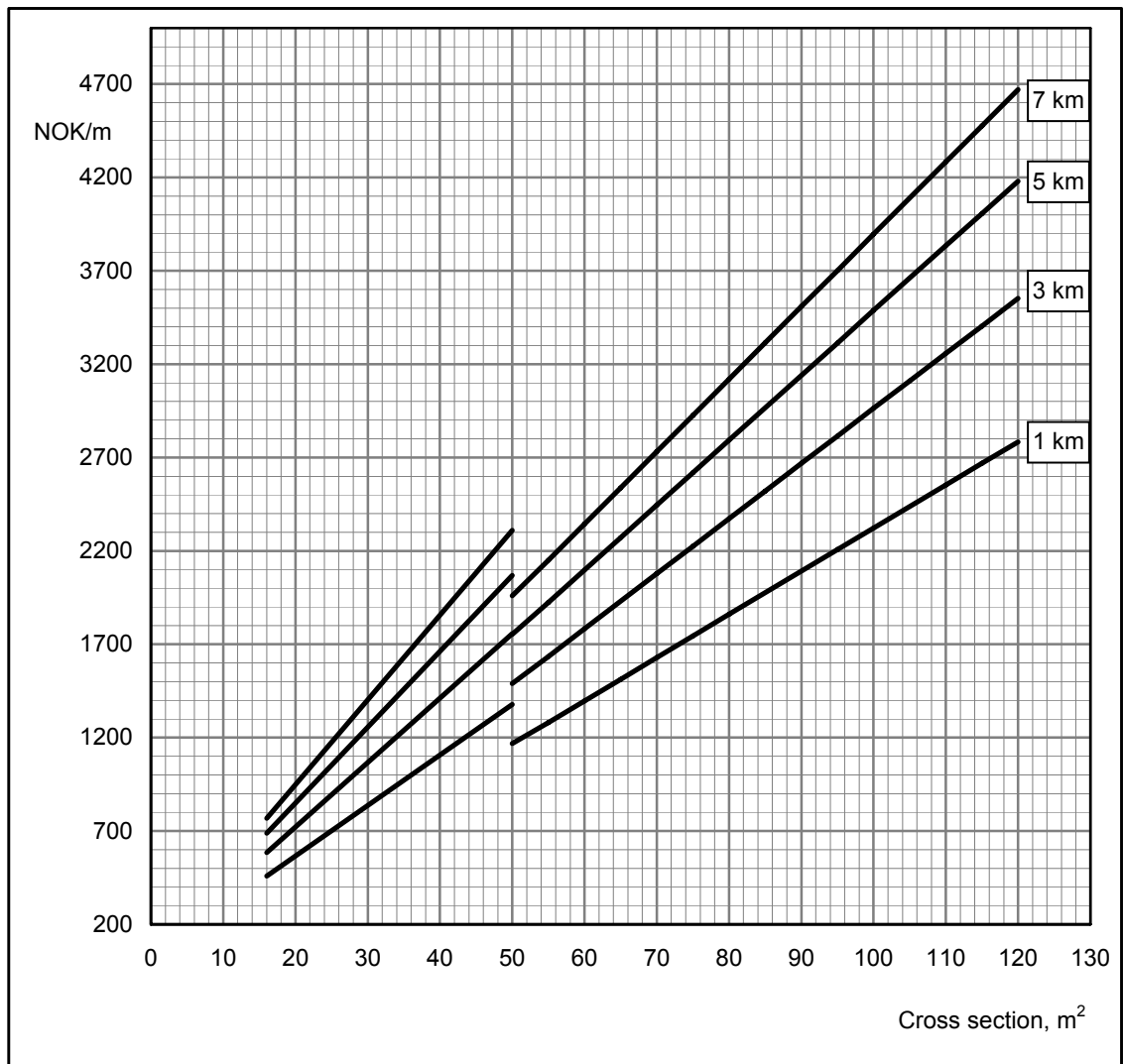


Figure 2.9 Hauling costs as a function of tunnel cross section area and tunnel length. Trackless transport. Contract transport.

2.32 Roadway

Costs for roadway as a function of tunnel cross section area and tunnel length are shown in Figure 2.10. The costs include building of roadway (rock from the muck pile), placing and maintenance of road surface (crushed rock), grading and drainage ditch upkeep.

Roadway costs are highly dependent on the rock quality, amount of water in the tunnel and especially the quality of the roadway construction and maintenance.

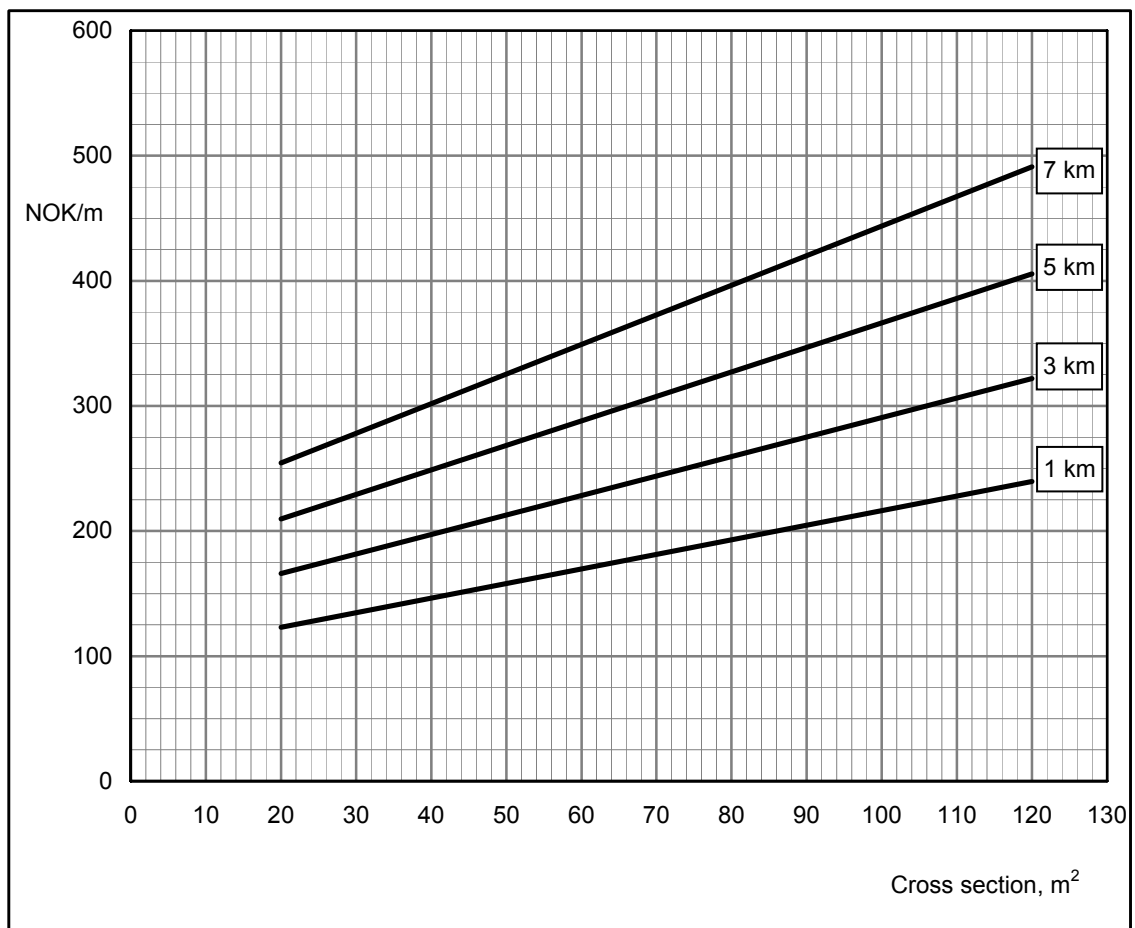


Figure 2.10 Roadway costs as a function of tunnel cross section area and tunnel length.

2.33 Track Transport

The costs are based on use of four shuttlecars in each set and diesel locomotive as follows:

Cross section (m ²)	6-16	16-25
Locomotive weight (ton)	15	20
Capacity of each shuttlecar (m ³)	9	11.5

The transport capacity must ensure 100 % utilization of the loader capacity.

Hauling costs for track transport is given in Figure 2.11 as a function of tunnel cross section area and tunnel length. Horizontal adit with a total distance to the tip (including adit) 600 m is assumed. In case of declined adit, i.e. the tip is underground, the hauling costs in the tunnel are reduced 10 % due to decrease in the cycle time.

The costs are exclusive rails and tip. Costs for overbreak are included.

2.34 Rails

Costs for rails as a function of tunnel cross section area and tunnel length are shown in Figure 2.12.

The costs include rails, fish plates, bolts, sleepers, switches, preparation of track sections, repair and maintenance. Transport of the equipment to the tunnel site is also included. Installation is covered through time consumption and labour costs.

Rails, sleepers and switches are depreciated partly on a time basis and partly on a reuse basis. These are depreciated over 10 years and 3 worksites.

Bypasses are placed at intervals of 500 m. Extra rail length to the tip (600 m including adit) is included in the costs. In case of declined adit the cost is reduced around 10 %.

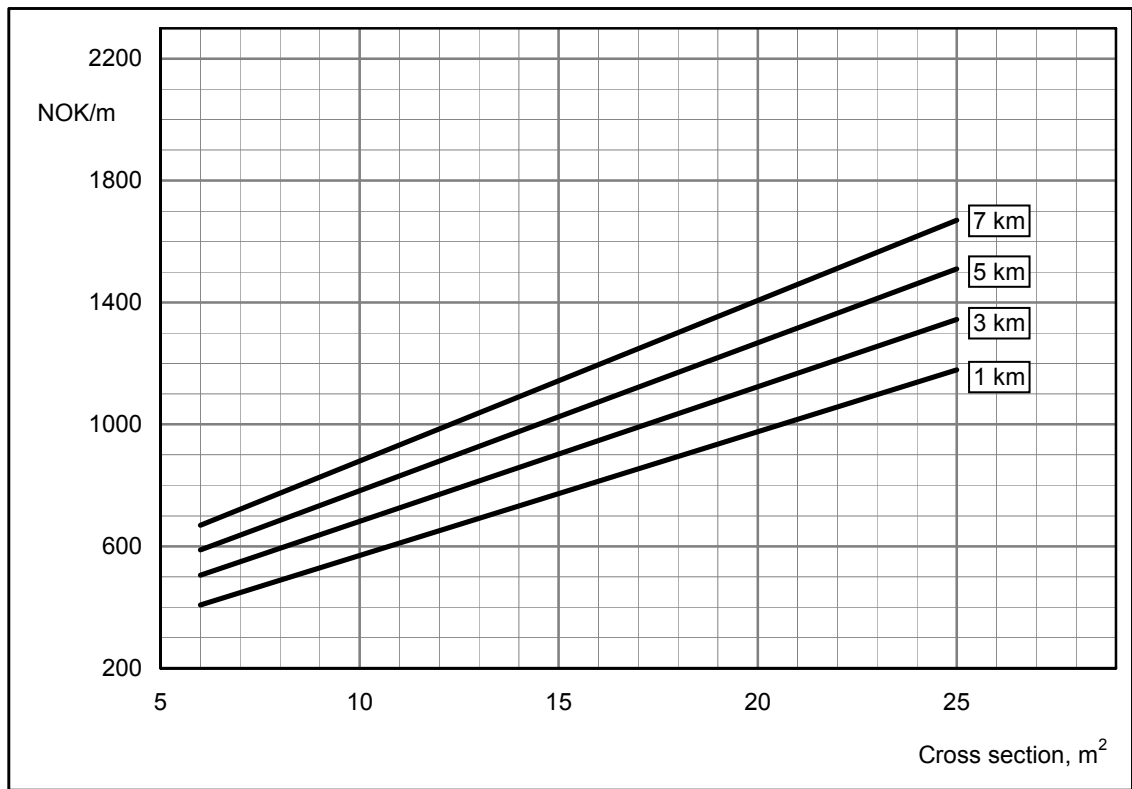


Figure 2.11 Hauling costs as a function of tunnel cross section area and tunnel length. Track transport.

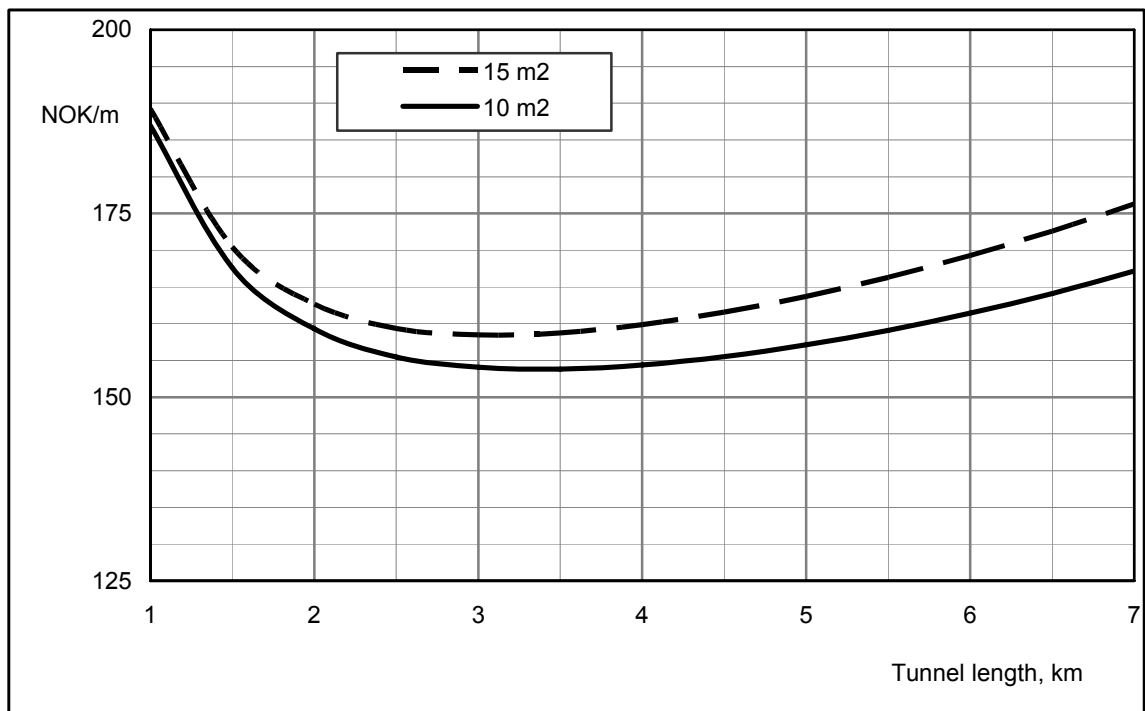


Figure 2.12 Rail costs as a function of tunnel cross section area and tunnel length.

2.35 Tip Costs

Figure 2.13 shows tip costs as a function of tunnel cross section and method of excavation. The tip costs highly depend on topography and climatic conditions. Generally tip costs is placing and grading of the rock in the tip.

For track transport when the tip is located underground, the costs include building of the tip station, reloading to trucks and transport to the surface.

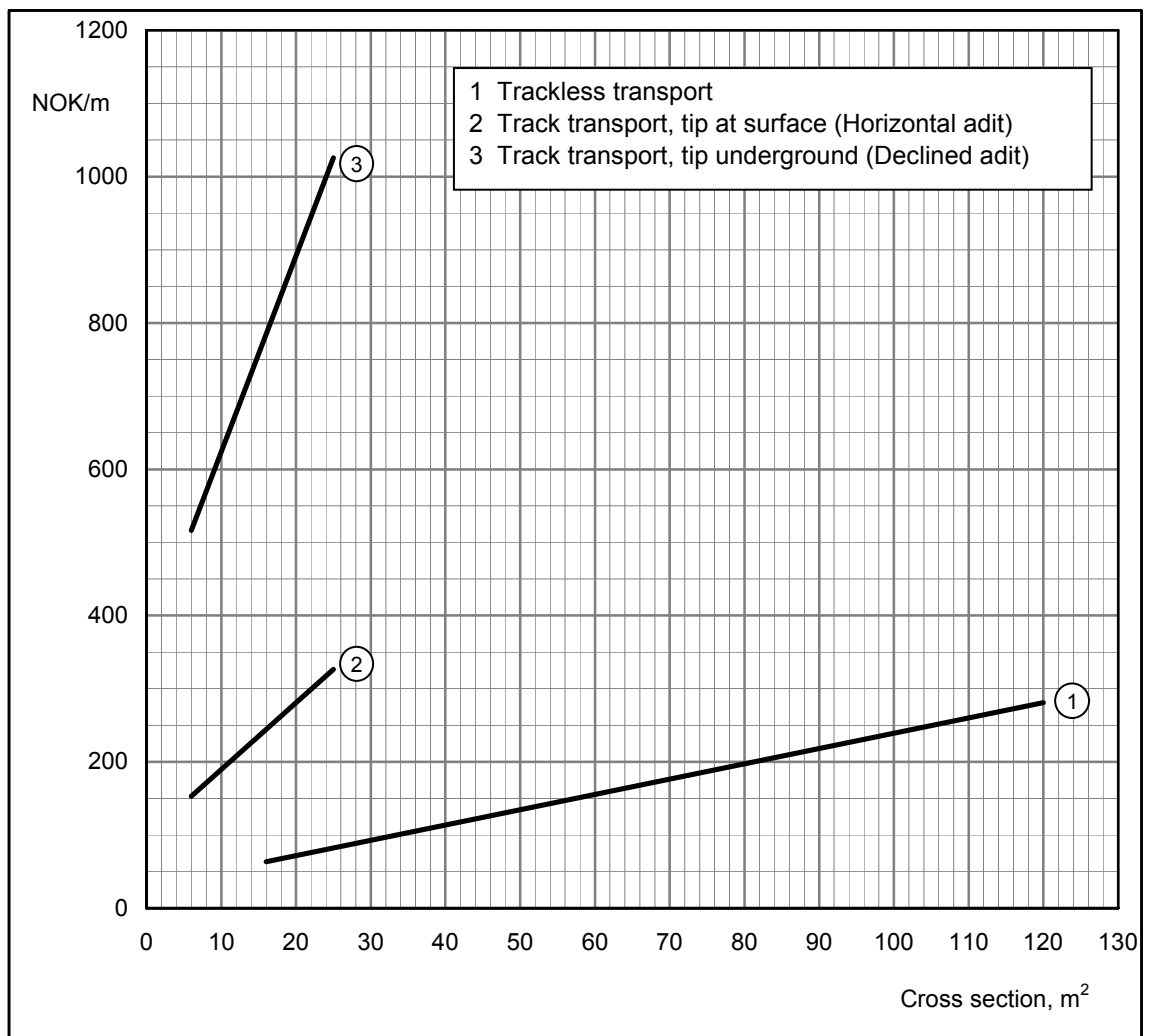


Figure 2.13 Tip costs as a function of tunnel cross section and excavation method.

2.4 ADDITIONAL WORK

2.41 Ventilation

Introduction

The costs are based on a ventilation system that meets the specific air delivery requirements for different equipment combinations as specified in Project Report 17-91 TUNNELLING Ventilation. A horizontal adit and a tunnel with a normal inclination (3 - 5 per thousand) are assumed.

Requirements to the air quality in the tunnel are regulated according to the Norwegian regulations from 1995 to ensure a good working environment.

For tunnels shorter than 1 km and less than 32 m², one way blowing ventilation is assumed. For tunnels longer than 1 km and larger than 32 m², two ways blowing ventilation is assumed. I.e., one extra portable fan near the face blowing out the fumes after blasting.

Total Costs

The costs include ducts, duct couplings, materials for duct mounting, duct maintenance, fans, electricity and transport of fans to the tunnel adit.

Fans, ducts and duct couplings are depreciated partly on a time basis and partly on a reuse basis. Ducts are depreciated over 6 years and 3 worksites. Fans are depreciated over 10 years and 5 worksites.

Figure 2.14 gives total ventilation costs as a function of tunnel cross section and tunnel length for the most efficient equipment combination. Figure 2.15 gives total ventilation costs when electric excavator is used.

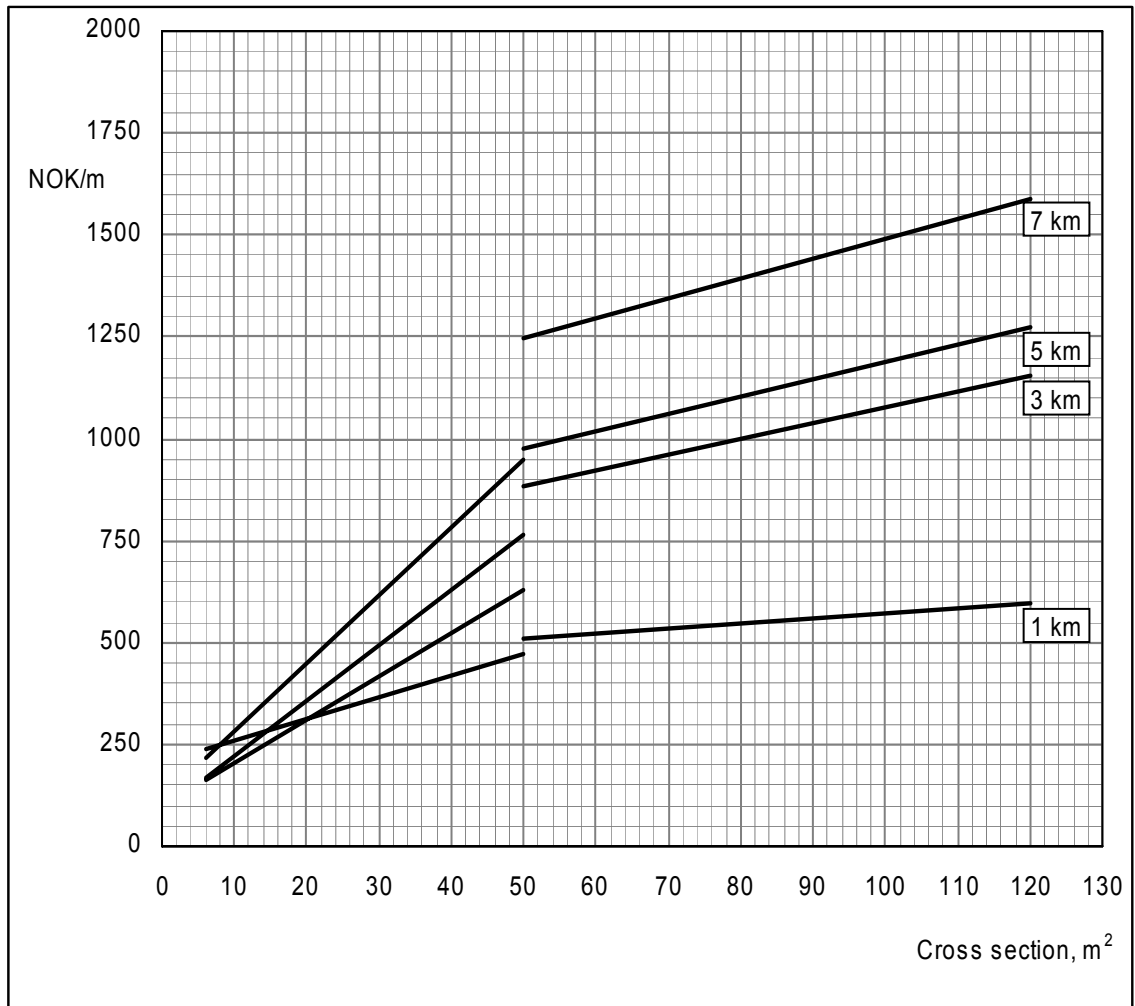


Figure 2.14 Total ventilation costs for the most efficient equipment combination as a function of tunnel cross section and tunnel length.

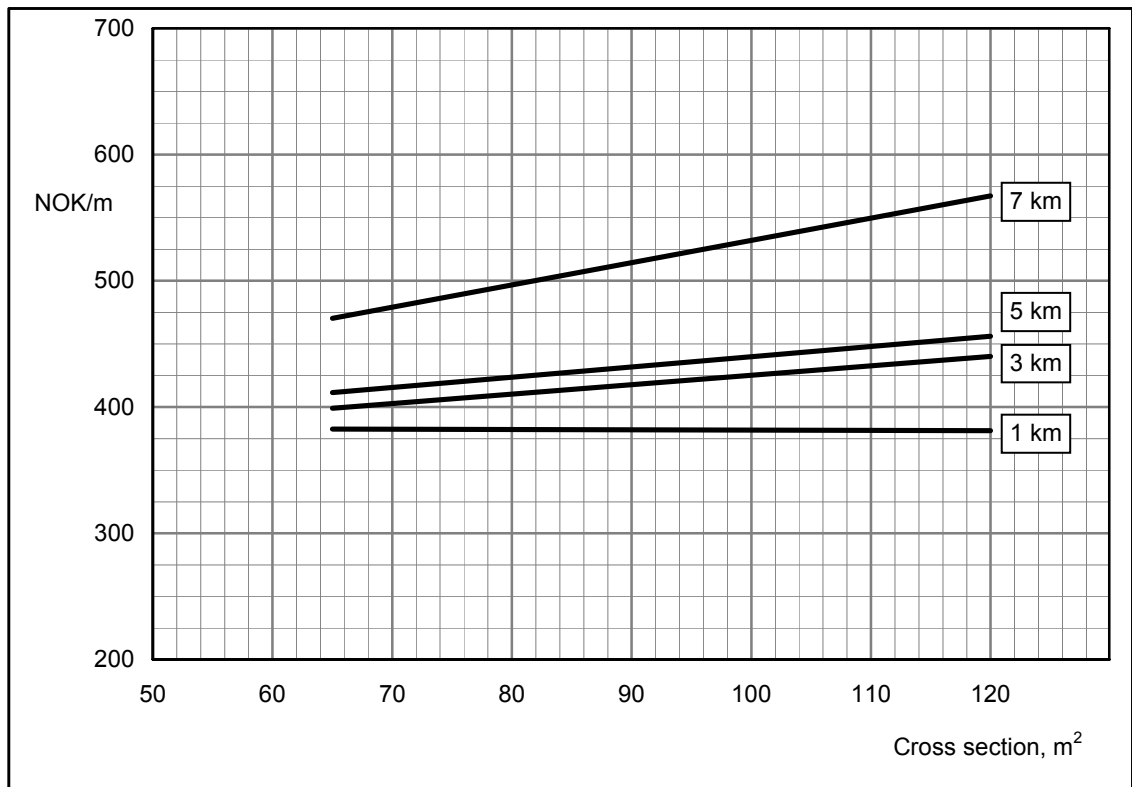


Figure 2.15 Total ventilation costs as a function of tunnel cross section and tunnel length, for electric excavator (Brøyt 1000T).

2.42 Electrical Installations

Costs for electrical installations without lighting in the tunnel, are shown in Figure 2.16 as a function of tunnel length. Use of high voltage cables and transformers in the tunnel is assumed in long tunnels.

The costs include one or more transformers (dependent on the tunnel length), cables, materials for mounting and maintenance of cables and transport of the equipment to the site.

Transformers are depreciated partly on a time basis and partly on a reuse basis, while cables are depreciated on a reuse basis only. Transformers are depreciated over 20 years and 5 worksites. Cables are depreciated over 4 worksites.

2.43 Water Supply

Costs for water supply in the tunnel as a function of tunnel length, is shown in Figure 2.17. Pump(s), spare pump, water pipes, bolts and materials for mounting and maintenance of the water pipes are included in the costs.

Equipment related to water supply in the tunnel is depreciated partly on a time basis and partly on a reuse basis. Pumps are depreciated over 4 years and 2 worksites. Pipes are depreciated over 6 years and 3 worksites.

2.44 Miscellaneous Costs

Miscellaneous costs are shown in Figure 2.18. The costs include auxiliary plants which are not distributed on other cost elements.

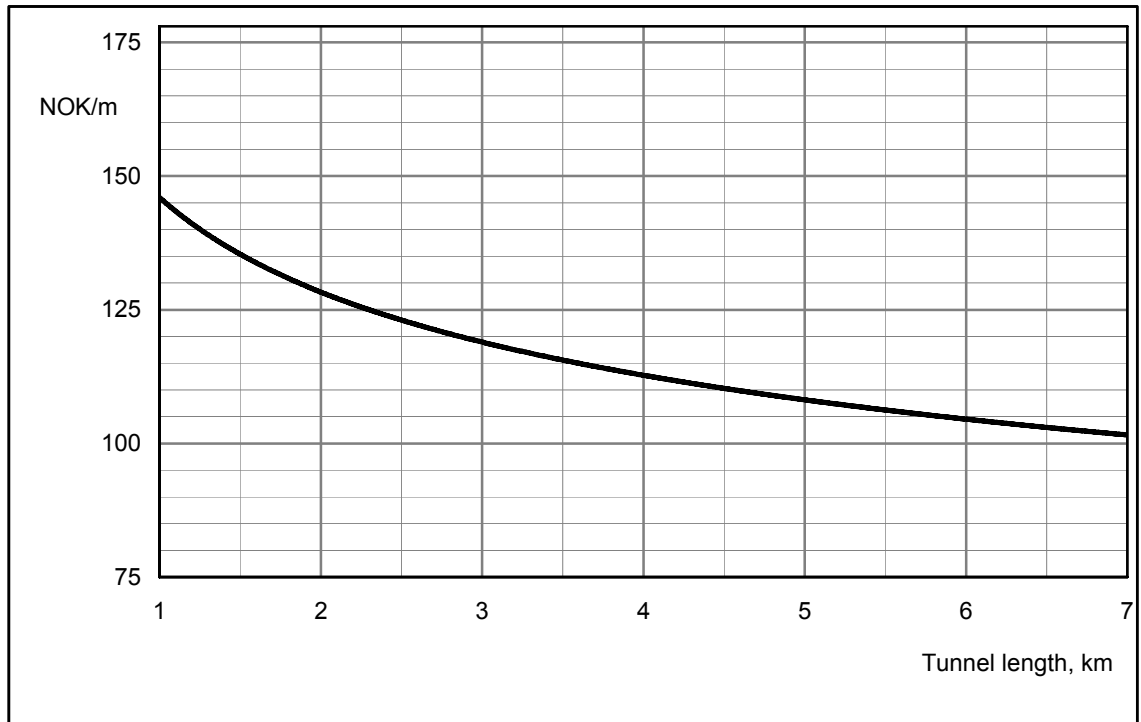


Figure 2.16 Costs for electrical installations without lighting in the tunnel as a function of tunnel length.

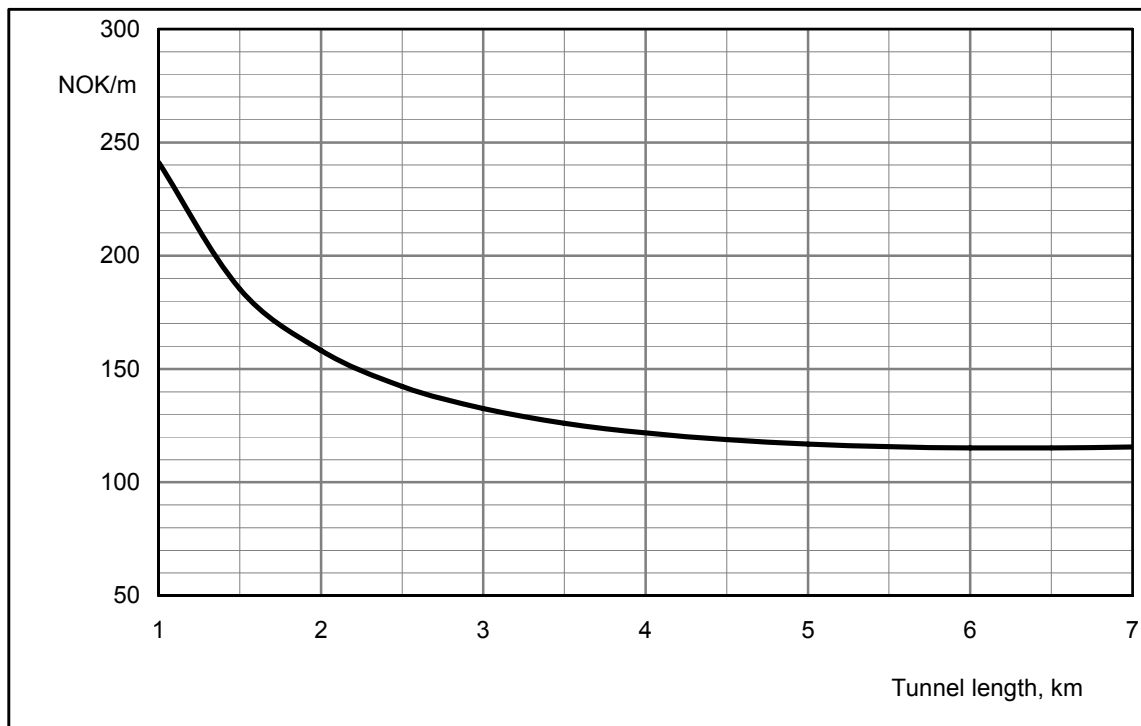


Figure 2.17 Costs for water supply in the tunnel as a function of tunnel length.

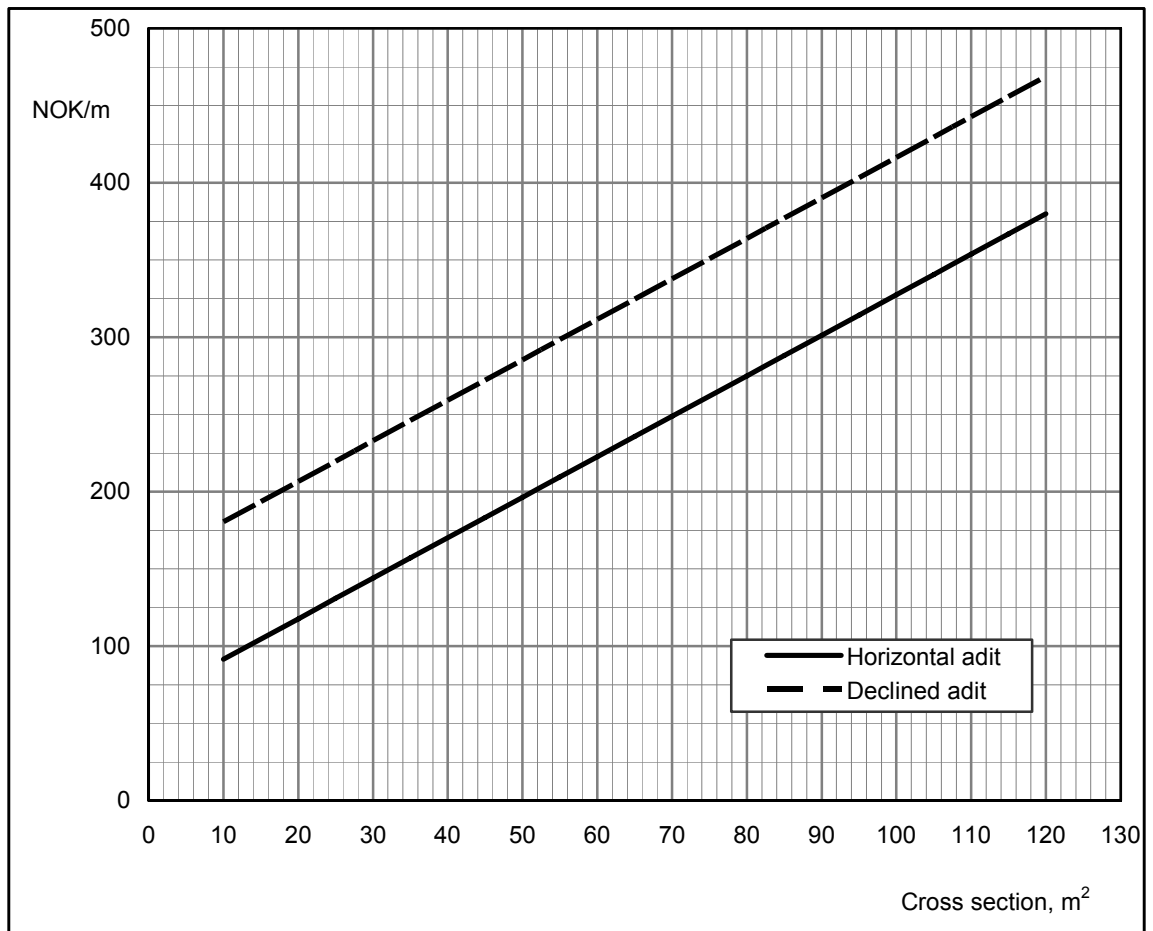


Figure 2.18 Miscellaneous costs as a function of tunnel cross section.

2.5 LABOUR

2.50 Introduction

Hourly wages are estimated at NOK 315 per hour and social security costs are 50 % for work in the tunnel. For work outside the tunnel hourly wages are estimated at NOK 210 per hour and social security costs are 50 %.

Working time per week is set to 101 hours.

2.51 Labour Costs

Figure 2.19 shows labour costs as a function of tunnel cross section and different excavation methods. This figure also shows the correction factor for drilled length (k_{la}) and tunnel length (k_{La}).

Trackless transport is assumed to be contract transport. Hence, labour costs for transport are not included in the labour costs.

Track transport is non-contract transport. Hence, labour costs for transport are included in the labour costs.

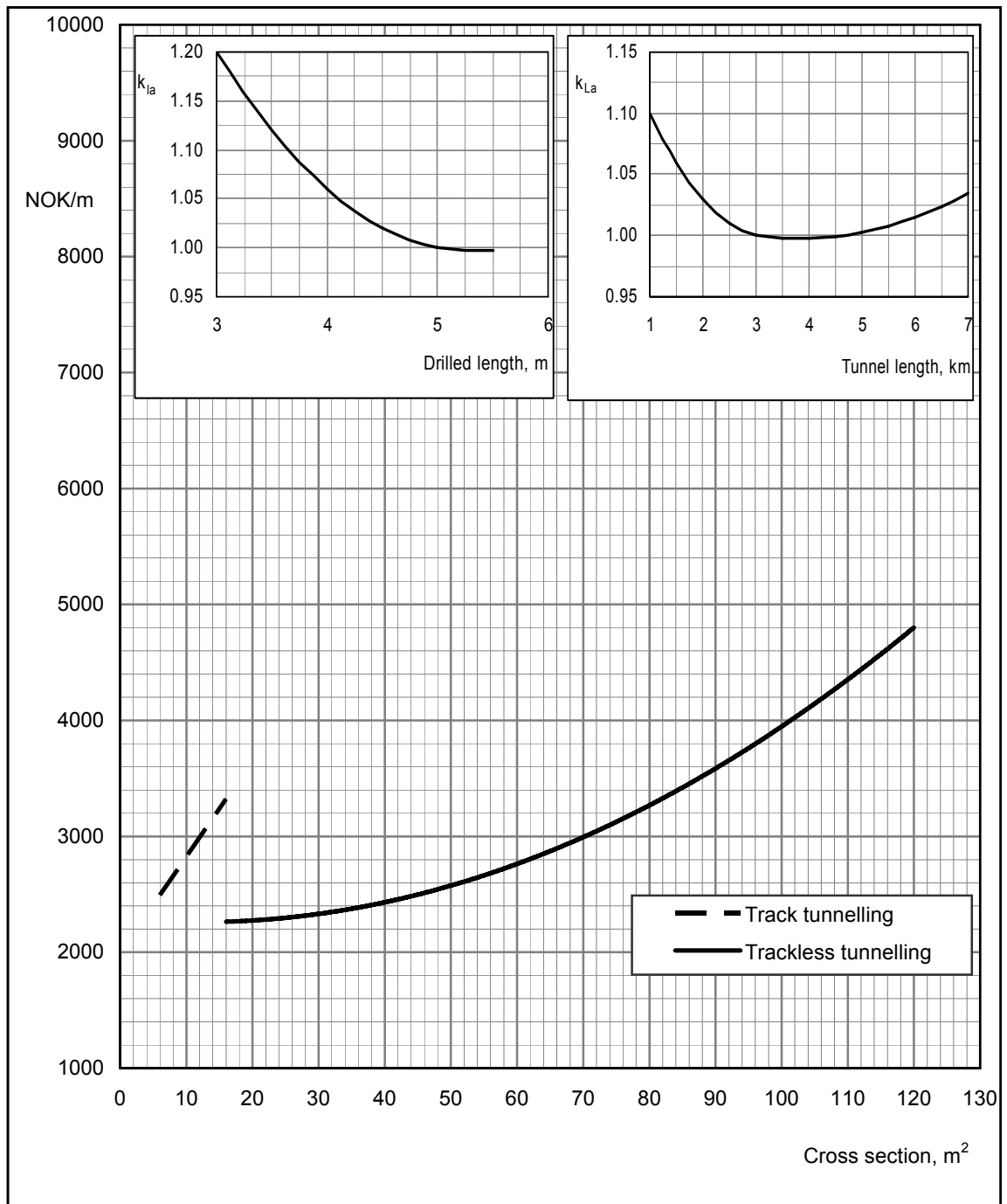


Figure 2.19 Labour costs as a function of tunnel cross section and excavation method. Correction for drilled length and tunnel length.

2.6 NICHES

The excavation of necessary niches increases all cost items in the model.

Figure 2.20 shows the total costs (including labour) for excavation of niches, as a function of tunnel cross section and excavation method.

The following assumptions have been made:

- Medium drillability
- Medium blastability
- Tunnel length 3 km
- Distance between meeting niches for track transport 500 m
- Distance between loading niches for load and haul tunnelling 110 m
- Distance between turning niches 300 m

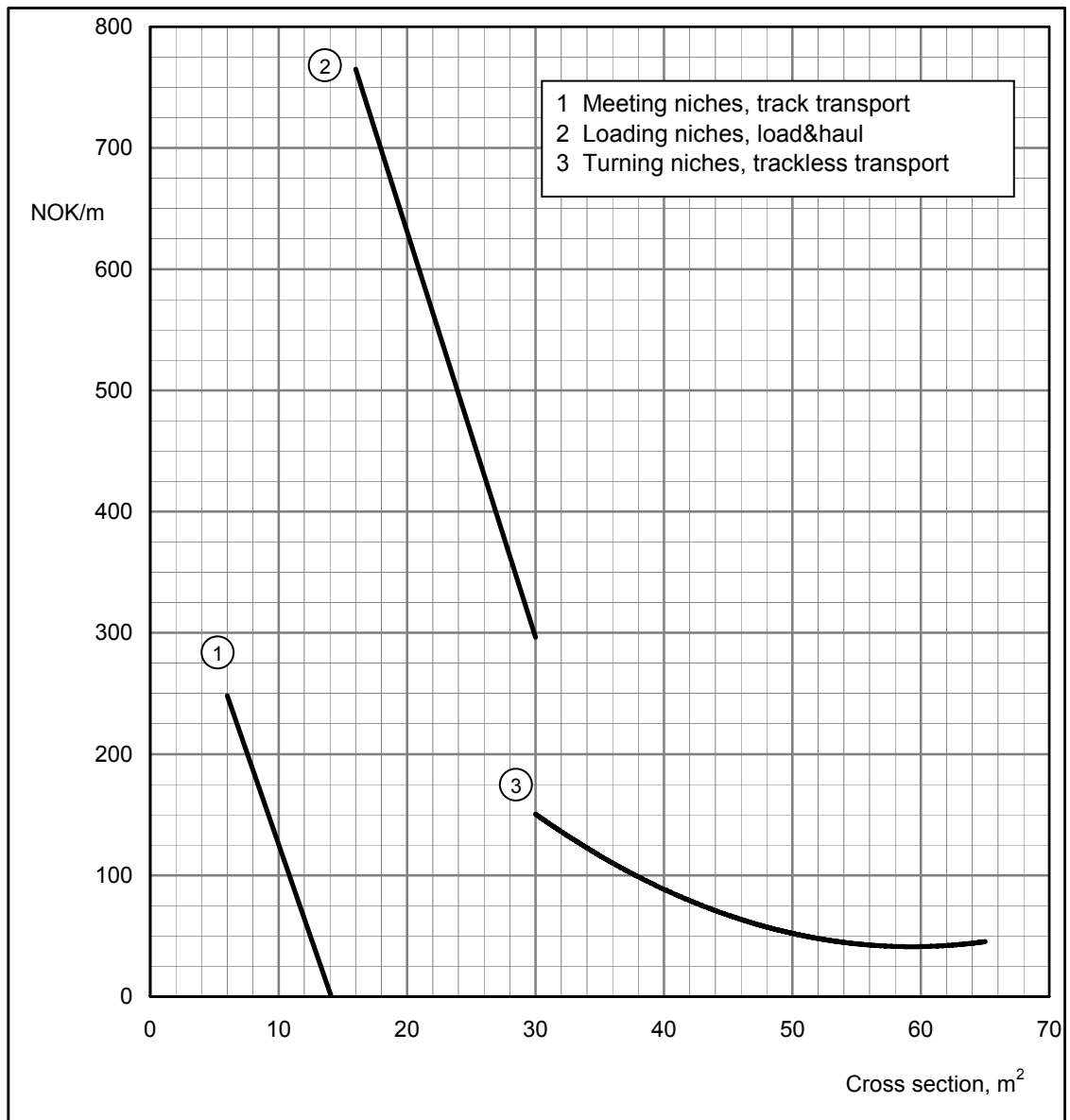


Figure 2.20 Total costs for niches as a function of tunnel cross section and excavation method.

2.7 EXAMPLE OF APPLICATION

Tunnel Example	Date	Signature
	25.02.06	ZS
Cross section	60 m ²	
Tunnel length	5 km	
Excavation method	Trackless	Page 8
Drillability	Medium	
Blastability	Medium	
Adit	Horizontal	Page 14
Drill hole diameter	48 mm	
Drilled length	5 m	
Total drilling costs	c_d 1625 NOK/m	Fig. 2.4
Explosives type	Emulsion	
Explosives costs	c_{eb} 1140 NOK/m	Fig. 2.5
Correction for drilled length	k_{le} 1.0	Fig. 2.5
Correction for dynamite proportion	k_{de} 1.0	Page 27
Corrected explosives costs	1140 NOK/m	
	$c_e = c_{eb} \cdot k_{le} \cdot k_{de}$	
Scaling costs	c_{sb} 225 NOK/m	Fig. 2.7
Correction for drilled length	k_{ls} 1.0	Fig. 2.7
Corrected scaling costs	225 NOK/m	
	$c_s = c_{sb} \cdot k_{ls}$	
Sum of drilling, explosives and scaling costs	2990 NOK/m	
	$c_{dt} = c_d + c_e + c_s$	

2. ELEMENTAL COSTS

2.7 Example of Application

Loading equipment		Volvo L330E	
Loading costs	c_l	425 NOK/m	Fig. 2.8
Trackless/track transport		Trackless	
Hauling costs	c_h	2100 NOK/m	Fig. 2.9
Costs for roadway/rails	c_r	290 NOK/m	Fig. 2.10
Tip costs	c_{tip}	160 NOK/m	Fig. 2.13
Total hauling costs $c_{ht} = c_h + c_r + c_{tip}$		2550 NOK/m	
Ventilation costs	c_v	1025 NOK/m	Fig. 2.14
Electrical installations costs	c_{el}	110 NOK/m	Fig. 2.16
Water supply costs	c_w	120 NOK/m	Fig. 2.17
Miscellaneous costs	c_m	225 NOK/m	Fig. 2.18
Additional costs $c_a = c_v + c_{el} + c_w + c_m$		1480 NOK/m	
Labour costs	c_{lab}	2750 NOK/m	Fig. 2.19
Correction for drilled length	k_{la}	1.0	Fig. 2.19
Correction for tunnel length	k_{La}	1.0	Fig. 2.19
Corrected labour costs $c_{la} = c_{lab} \cdot k_{la} \cdot k_{La}$		2750 NOK/m	
Costs of niches	c_n	40 NOK/m	Fig. 2.20
Sum elemental costs $c_t = c_{dt} + c_l + c_{ht} + c_a + c_{la} + c_n$		10235 NOK/m	
Correction for unforeseen costs (usually $k_u = 1.1$)	k_u	1.1	
Correction for price level	k_p	1.0	Page 9
Standard costs $c_{st} = c_t \cdot k_u \cdot k_p$		11258 NOK/m	

	Page
3.0 INTRODUCTION	53
3.1 ROCK SUPPORT	54
3.2 EXAMPLE OF APPLICATION	56

3.0 INTRODUCTION

In Chapter 1 and 2 the excavation cost, excluding rock support is treated. This chapter deals with rock support cost and an example of total construction costs.

3.1 ROCK SUPPORT

Costs for rock support will vary considerably with the rock conditions, quality and quantity of support, working conditions and equipment. Hence, it will not be possible to give a general basic cost for rock support. Nevertheless, costs will be given here for commonly used methods of rock support with the reasoning that this will be necessary to calculate total costs in the pre-project phase. Costs for different methods of rock support are given as a function of tunnel cross section in Figure 3.1. Costs of unproductive time for excavation system due to rock support at the face are included in the curves. Rock support installed behind the face does not include costs of unproductive time for excavation system.

The following assumptions are the basis for the rock support cost curves:

Curve No.	Methods	Design	Cost
1	Infrequent bolting at the face. Infrequent bolting behind the face	3 m polyester anchored bolts. 3 m grouted bolts	400 NOK/bolt 375 NOK/bolt
2	Shotcrete in the crown	70 mm thick fibre reinforced shotcrete	2000 NOK/m ³
3	Frequent bolting at the face	3 m polyester anchored bolts	400 NOK/bolt
4	Shotcrete in the crown and walls	70 mm thick fibre reinforced shotcrete	2000 NOK/m ³
5	Concrete lining behind the face	400 mm concrete (without reinforcement)	1800 (60 m ²) – 2350 (20 m ²) NOK/m ³
6	Concrete lining at the face	400 mm concrete (without reinforcement)	2000 (60 m ²) – 2800 (20 m ²) NOK/m ³

For rock support, also refer to Project Reports 10A-91 TUNNEL ROCK SUPPORT Bolting, 10B-91 TUNNEL ROCK SUPPORT Shotcrete and 10C-91 TUNNEL ROCK SUPPORT Concrete Lining.

The rock support cost is based on January 1996 price level and should be corrected.

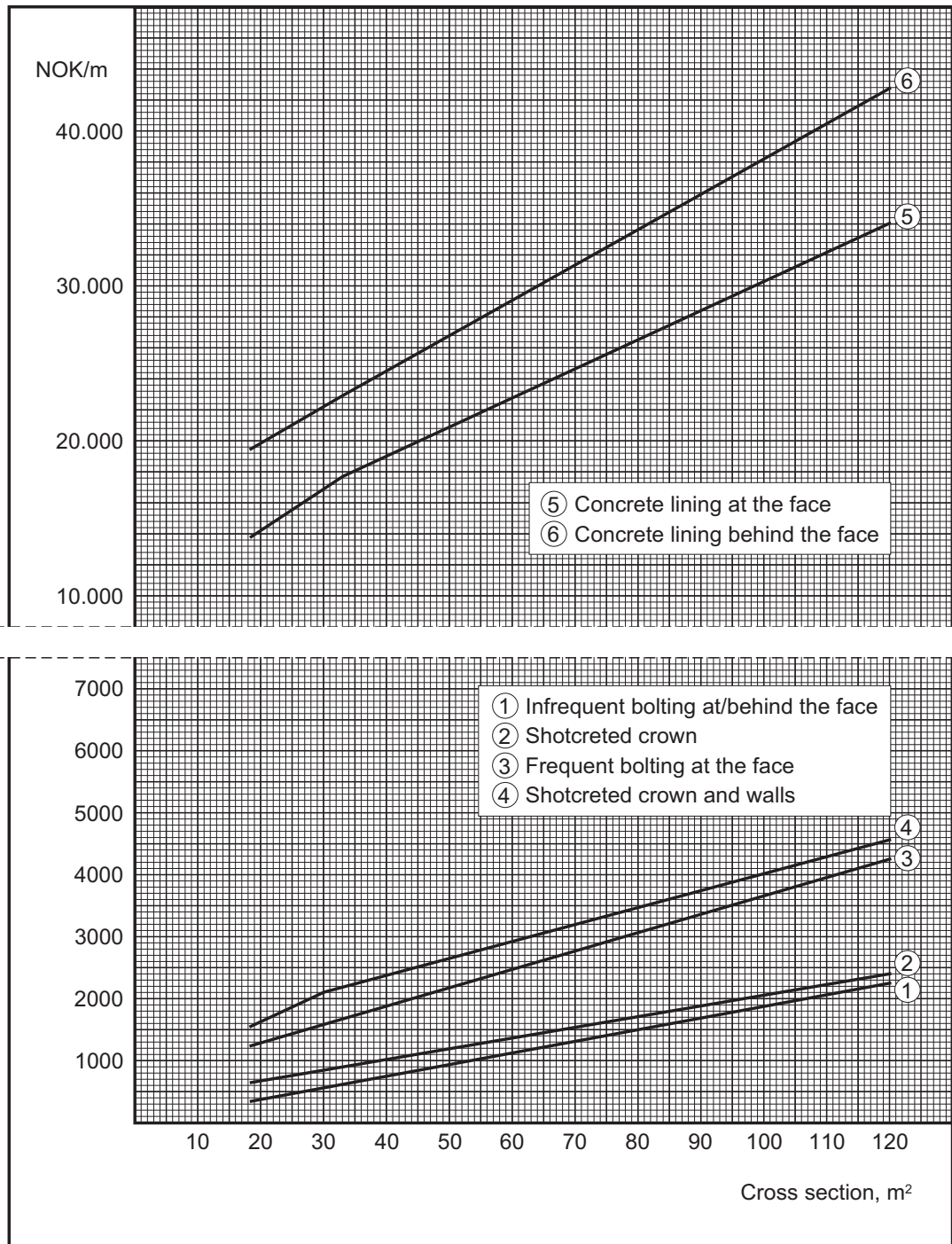


Figure 3.1 Rock support costs as a function of tunnel cross section and excavation method, price level January 1996.

3.2 EXAMPLE OF APPLICATION, TOTAL COSTS

Estimation of total costs for a 60 m² tunnel is given below. (Road pavement, traffic signs, road markings, technical installations etc., which are only applicable for road tunnels, are not included.)

Code	Text	NOK (1000)	Sum NOK (1000)
51	Tunnel «Straight through»		
511	<u>Worksite, Move-in and Move-out</u>		
5111	Construction of Roads, etc.		
	Road 1500 m at NOK 1500 per m	2250	
	Bridge	366	2616
5112	Telephone and Power Supply		
	Telephone line 1500 m at NOK 150 per m	225	
	22 kV line 1500 m at NOK 425 per m	638	
	Transformers	750	
	Low voltage lines	300	1913
5113	Buildings		
	Housing for workers 25 at NOK 97500 per unit	2438	
	Other buildings 10 % of housing	244	
	Offices: 4 at NOK 97500 per unit	390	3072
5114	Auxiliary Plants		725
512	<u>Worksite Upkeep (3.5 years)</u>		
	Road 1500 m at NOK 60 per m and year	315	
	Telephone NOK 73000 per year	256	
	Power supply NOK 244000 per year	854	
	Housing 25 workers at NOK 43000 per year	3763	
	Other buildings 10 % of housing	376	
	Offices NOK 55000 per year	193	
	Snow clearing 3 winters at NOK 90000 per winter	270	
	Car maintenance NOK 245000 per year	858	6570

3. TOTAL CONSTRUCTION COSTS

3.2 Example of Application

516	<u>Construction Work</u>		
5161	Portal		500
5162	Adit 35 m ²		
	Excavation elements 1-6 300 m at NOK 8100 per m (<i>excavation costs calculations based on cost summary in Chapter 1</i>)	2430	
	Adit rock support 300 m at NOK (800 + 2700) per m	1050	3480
5163	Tunnel 60 m ² «Straight through»		
	Excavation elements 1-6 5000 m at NOK 11290 per m (<i>excavation costs taken from the example in Chapter 1</i>)	56450	
	Tunnel rock support 5000 m at NOK 4900 per m	24500	
	Cleaning of invert 5000 m at NOK 350 per m	1750	82700
519	General Cleanup, Landscaping and part of central auxiliary plants		1150
	Sum		102726
	Unforeseen 7 %		7190
	Sum, including unforeseen		109916
510	<u>General Costs</u>		
	Project planning/administration, 18 %		19785
	Sum, excluding interest during construction		129701
	Interest during construction, cumulated interest rate 9.07 % (*)		11764
	TOTAL COSTS, rounded		141500

(*) Based on real rate of interest of 5.0 % p.a.

	Page
A. PARAMETERS	59
B. PREVIOUS REPORTS	60
C. PROJECT REPORTS AND PC PROGRAMMES	61
D. ESTIMATION FORMS	62

A. PARAMETERS

Lists of all parameters used in the report are as follows:

Parameter	Explanation	Unit	Page
c_a	Additional costs	NOK/m	51
c_b	Basic costs	NOK/m	10
c_d	Total drilling costs	NOK/m	50
c_{dt}	Total costs drilling, charging and scaling	NOK/m	50
c_e	Corrected explosives costs	NOK/m	50
c_{eb}	Explosives costs	NOK/m	50
c_{el}	Costs for electrical installations	NOK/m	51
c_h	Hauling costs	NOK/m	51
c_{ht}	Total hauling costs	NOK/m	51
c_l	Loading costs	NOK/m	51
c_{la}	Corrected labour costs	NOK/m	51
c_{lab}	Labour costs	NOK/m	51
c_m	Miscellaneous costs	NOK/m	51
c_n	Niche costs	NOK/m	51
c_r	Costs for roadway/rails	NOK/m	51
c_s	Corrected scaling costs	NOK/m	50
c_{sb}	Scaling costs	NOK/m	50
c_{st}	Standard costs	NOK/m	17
c_t	Sum of elemental costs	NOK/m	51
c_{tip}	Tip costs	NOK/m	51
c_v	Ventilation costs	NOK/m	51
c_w	Costs for water supply	NOK/m	51
k_a	Correction factor for declined adit – standard costs		14
k_{de}	Correction for dynamite portion – explosives costs		27
k_{ef}	Correction for excavation efficiency – standard costs		8
k_L	Correction factor for tunnel length – standard costs		11
k_{la}	Correction factor for drilled length - labour costs		47
k_{La}	Correction factor for tunnel length - labour costs		47
k_{le}	Correction factor for drilled length - explosives costs		28
k_{ls}	Correction factor for drilled length - scaling costs		31
k_p	Correction factor for price level – standard costs		9
k_u	Correction factor for unforeseen costs – standard costs		51

B. PREVIOUS REPORTS

Previous editions of the report with project groups are as follows:

- 3-75 Norwegian edition
Erik Danielsen
Bjørn Hakvåg
Per Inge Henriksen
Paul B. Johannessen
Hallvard Stensby
Odd Johannessen
- 3-79 Norwegian and English editions
Morten Gullesen
Tor Inge Havrevoll
Nils Høsøien
Knut Georg Nilsen
Rolf Risdal
Odd Johannessen
- 6-83 Norwegian and English editions
Johan Skutle
Bjarne Thorsen
Odd Johannessen
- 3-88 Norwegian and English editions
Svein Eirik Aune
Amund Bruland
Odd Johannessen
- 2C-95 Norwegian and English editions
Krister Jacobsen
Pål Egil Rønn
Hanne Louise Moe
Odd Johannessen

C. PROJECT REPORTS AND PC-PROGRAMMES

Project Reports

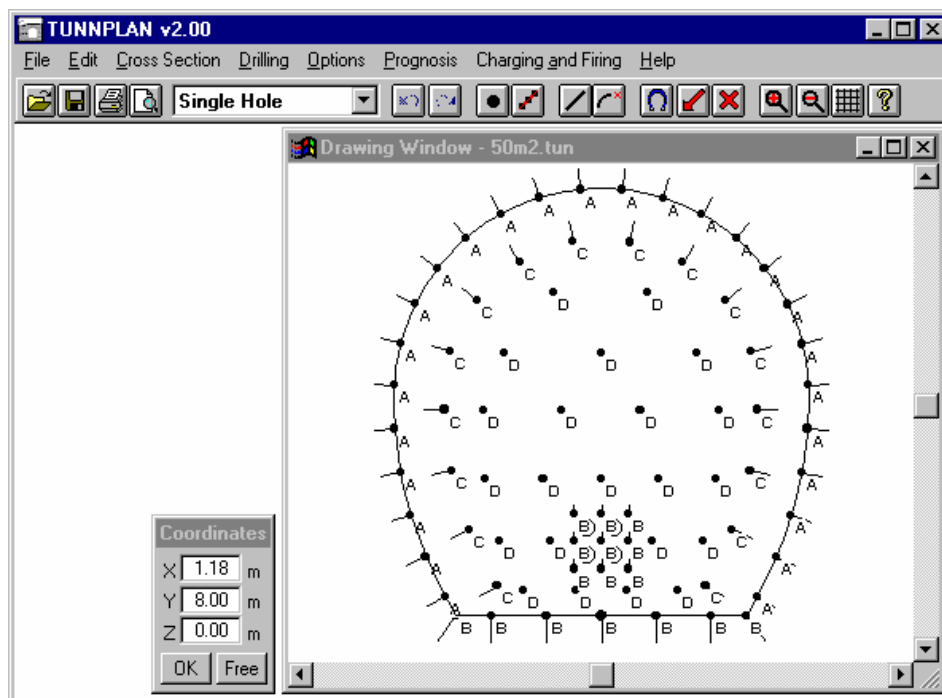
See following web page for current Project Reports:

<http://www.tunnel.no/index.cfm?id=50&tid=216>

PC Programmes

- | | |
|-----------------|---|
| IBA Fullprof | - Prognosis and Costs for Tunnel Boring |
| IBA BlastDesign | - Blast design for Bench Drilling |
| KUTTER | - Programme package for follow up of cutter consumption for TBM tunnelling |
| BORBAR | - Data base for drillability parameters, including results from over 3,000 laboratory tests |
| IBA TunnPlan | - Graphic interactive design of drilling pattern for drill and blast Tunnelling |

IBA TunnPlan is a program for making blast designs for drill and blast tunnelling. A blast design includes drilling, charging and firing patterns. The program is designed to be used with computerised drilling jumbos.



Main window, example of drilling and charging pattern.

Tunnel	Date	Signature
Cross section	m ²	
Tunnel length	km	
Excavation method		Page 8
Drillability		
Blastability		
Adit		Page 14
Drill hole diameter	mm	Page 19
Drilled length	m	
Total drilling costs	c_d	NOK/m Fig. 2.4
Explosives type		
Explosives costs	c_{eb}	NOK/m Fig. 2.5 or 2.6
Correction for drilled length	k_{le}	Fig. 2.5 or 2.6
Correction for dynamite proportion	k_{de}	Page 27
Corrected explosives costs $c_e = c_{eb} \cdot k_{le} \cdot k_{de}$		NOK/m
Scaling costs	c_{sb}	NOK/m Fig. 2.7
Correction for drilled length	k_{ls}	Fig. 2.7
Corrected scaling costs $c_s = c_{sb} \cdot k_{ls}$		NOK/m
Sum of drilling, explosives and scaling costs $c_{dt} = c_d + c_e + c_s$		NOK/m
Loading equipment		

Loading costs	c_l	NOK/m	Fig 2.8
Trackless/track transport			
Hauling costs	c_h	NOK/m	Fig 2.9 or 2.11
Costs for roadway/rails	c_r	NOK/m	Fig. 2.10 or 2.12
Tip costs	c_{tip}	NOK/m	Fig. 2.13
Total hauling costs $c_{ht} = c_h + c_r + c_{tip}$		NOK/m	
Ventilation costs	c_v	NOK/m	Fig. 2.14 or 2.15
Electrical installations costs	c_{el}	NOK/m	Fig. 2.16
Water supply costs	c_w	NOK/m	Fig. 2.17
Miscellaneous costs	c_m	NOK/m	Fig. 2.18
Additional costs $c_a = c_v + c_{el} + c_w + c_m$		NOK/m	
Labour costs	c_{lab}	NOK/m	Fig. 2.19
Correction for drilled length	k_{la}		Fig. 2.19
Correction for tunnel length	k_{La}		Fig. 2.19
Corrected labour costs $c_{la} = c_{lab} \cdot k_{la} \cdot k_{La}$		NOK/m	
Costs of niches	c_n	NOK/m	Fig. 2.20
Sum elemental costs $c_t = c_{dt} + c_l + c_{ht} + c_a + c_{la} + c_n$		NOK/m	
Correction for unforeseen costs (usually $k_u = 1.1$)	k_u		
Correction for price level	k_p		Page 9
Standard costs $c_{st} = c_t \cdot k_u \cdot k_p$		NOK/m	

ISBN 978-82-471-2825-1 (printed version)
ISBN 978-82-471-2839-8 (electronic version)
ISSN 1503-8181

