



SVÄLLANDE LEROR I BERGTUNNLAR - Förstudie

Almir Draganović
Fredrik Johansson

Ur rapporten: Figur 15:
Krater orsakad med raset i Gidböle tunneln (Från Hultman et al. 1993).

SVÄLLANDE LEROR I BERGTUNNLAR - Förstudie

Swelling clays in rock tunnels - Pre-study

**Almir Draganović, KTH
Fredrik Johansson, KTH**

BeFo Rapport 101

Stockholm 2010

ISSN 1104 – 1773

ISRN BEFO-R—101—SE

Förord

Ras i bergtunnlar kan orsakas av svällande leror både i samband med brytning och långt senare. Vid sådana ras har det i flera fall varit svårt att klarlägga vilken mekanism som orsakade raset. Flera faktorer kan samtidigt vara verksamma i lermaterialet såsom svällning, erosion och reducering av skjuvhållfastheten. Flera av rasen i studien har dessutom inträffat i vattenledande tunnlar vilket gör undersökningar svårare.

Föreliggande förstudie har utförts i syfte att undersöka om den befintliga kunskapen om svällande leror och dess inverkan vid ras i tunnlar är tillräcklig eller om det finns områden där kunskapen är bristfällig.

Förstudien har visat att en fördjupad forskning erfordras för att kunna förstå de mekanismer som styr brottförloppen i tunnlar då svällande leror förekommer. Denna kunskap är en förutsättning för att kunna ta fram metoder för dimensionering av förstärkning till tunnlar som passerar zoner med svällande leror.

Förstudien har finansierats av BeFo och utförts på KTH av Almir Draganovic samt Fredrik Johanson. Arbetet har även följts av Håkan Stille och Stefan Larsson från KTH.

Stockholm i januari 2011

Mikael Hellsten

Sammanfattning

Förekomsten av svällande leror i tunnlar är ett komplext problem med många faktorer inblandade samtidigt. Föreliggande förstudie har utförts i syfte att undersöka om den befintliga kunskapen inom området är tillräcklig för att kunna hantera de problemen som kan uppkomma eller om det finns områden där kunskapen är bristfällig.

I den utförda studien har ett antal tunnelras studerats. I de flesta av fallen har de studerade rasen inträffat i vattenledande tunnlar och i något fall i vägtunnlar. Lermineral tillhörande smektit gruppen, d.v.s. mineraler som har svällande egenskaper i kontakt med vatten har funnits i alla förekommande fall. Det synes vara ett nödvändigt men inte tillräckligt villkor för att problem skall uppkomma eftersom orsaken till en del av dessa ras inte enbart har kunnat förklaras med svällningen.

I samband med svällningen är det troligt att det även sker en reduktion av lerans skjuvhållfasthet. Det innebär att sprickor i svaghetszoner får en minskad förmåga att överföra skjuvkrafter. Hur skjuvhållfastheten i dessa sprickor minskar i samband med svällning är idag till stor del okänt. Detta är viktigt att förstå om mekanismen bakom den reducerade skjuvhållfastheten ska kunna beskrivas.

I princip bör lerans skjuvhållfasthet beskrivas utifrån ett effektivspänningsrelaterat brottkriterium. Frågeställningen kan då relateras till på vilket sätt svällningen påverkar kohesion och friktionsvinkel eller om det kan vara ett ändrat portryck som orsakar reduktionen av skjuvhållfastheten. En alternativ tolkning är att det är ändringar i grundvattenkemin som även kan reducera skjuvhållfastheten. En ökad vattenströmning kan lösa ut vissa joner som till exempel Ca, Na och K, vilket man vet påverkar lerans hållfasthet.

En annan mekanism som kan orsaka ras är erosion av materialet i sprickorna. Det skulle också kunna reducera skjuvhållfastheten. I de analyserade tunnelrasen är det emellertid oklart hur denna process initieras och utvecklas i samband med befintliga betongförstärkningar.

Fördjupad forskning erfordras för att kunna förstå de mekanismer som styr brottförloppen. Denna kunskap är en förutsättning för att kunna ta fram designkriterier till tunnlar som passerar zoner med svällande leror. Problemet kan studeras dels teoretiskt utifrån gällande modeller av lers skjuvhållfasthet såsom Cam-Clay modellen, dels genom laboratorieförsök och djupare erfarenhets- och fallstudier.

Summary

Presence of swelling clays in tunnels is a complex problem. One of the reasons is that many factors are involved at the same time. The aim of this study is to investigate if the existing knowledge in this area is sufficient in order to deal with these problems or if there are some areas with inadequate knowledge.

Ground failures in the studied cases are often related to water leading tunnels but have also occurred in road tunnels. Clay minerals belonging to the smectit group, i.e. minerals which have swelling properties in contact with water have been observed in all the presented cases. It could be a required, but not sufficient, condition in order for problems to occur since the failure in some of the cases could not be explained by swelling only.

It is also possible that the shear strength of clays is reduced during swelling. It means that joints in fractured zones get a reduced ability to transfer shear forces. How the shear strength in these joints decreases is principally unknown today.

An important issue is the mechanism which causes the reduced shear strength during swelling. Principally, shear strength of clays should be described on the basis of an effective stress failure criterion. The issue could then be related to how swelling influence cohesion and friction angle, or if it is the changed pore pressure which causes the reduction of the shear strength. An alternative interpretation is that it may be the chemical changes in the ground water that reduces the shear strength. Increased flow of water can solve ions such as Ca, Na and K which is known to be able to influence the shear strength of clays.

Another mechanism which can cause ground failure is erosion of the infilling material in joints. This may also reduce the shear strength. However, the question is how this material initially is eroded when shotcrete or concrete lining is present.

A deeper research is necessary to understand the mechanisms which govern the failure process. It is a precondition to be able to develop a design criterion for tunnels which pass through zones with swelling clay. The problem could be studied theoretically based on current models such as the Cam-Clay model, by performing laboratory studies and/or by conducting deeper case studies.

Innehållsförteckning

FÖRORD	II
SAMMANFATTNING	II
SUMMARY	III
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	V
1 INLEDNING	1
2 BESKRIVNING OCH KLASSIFICERING AV LERMINERALER	3
2.1 GENERELL BESKRIVNING AV LERMINERALER OCH MEKANISMEN BAKOM SVÄLLNINGEN	3
2.2 KLASSIFICERING OCH IDENTIFIERING AV LEROR	4
2.2.1 FÄLTMETODER FÖR ATT IDENTIFIERA TYP AV LERA	5
2.2.2 LABORATORIEMETODER FÖR ATT IDENTIFIERA TYP AV LERA	5
2.3 SAMMANFATTNING	5
3 BEFINTLIGA MÄTMETODER FÖR BESTÄMNING AV LERANS SVÄLLNINGSPOTENTIAL	7
3.1 ÖDOMETERTEST OCH FRI SVÄLLNING.....	7
3.2 MÄTMETOD UTVECKLAD AV KATTI & SHANMUGASUNDARAM (2001)	8
3.3 FLYTINDEX SOM ETT MÅTT PÅ LERANS SVÄLLNINGSPOTENTIAL OCH SKJUVHÅLLFASTHET	10
3.4 SAMMANFATTNING OCH DISKUSSION	11
4 FALLSTUDIE	13
4.1 RAS I VATTENKRAFTTUNNELN HEMSIL I, 8 MÅNADER EFTER TUNNELDRIVNING	13
4.2 RAS I JÄRNVÄGSTUNNELN KVINESHEI 1948, 8 ÅR EFTER TUNNELDRIVNING.....	14
4.3 RAS I VATTENLEDANDE TUNNEL I VRENGA 1960, 10 MÅNADER EFTER TUNNELDRIVNING	15
4.4 RAS I VATTENLEDANDE KRAFTVERKSTUNNEL I GIDBÖLE 1991, 6 ÅR EFTER TUNNELDRIVNING	16
4.5 RAS I VATTENLEDANDE KRAFTVERKSTUNNEL I NORRÅNGEN 1989, 26 ÅR EFTER TUNNELDRIVNINGEN (HEINER OCH STILLE, 1990)	19
4.6 RAS I VATTENLEDANDE KRAFTVERKSTUNNEL I TUNNSJÖDALEN 1962, RASET SKEDDE UNDER TUNNELDRIVNINGEN	22
4.7 DISKUSSION.....	23
5 DIMENSIONERING AV TUNNELFÖRSTÄRKNING VID FÖREKOMST AV SVÄLLANDE LEROR	27
5.1 EMPIRISKA METODER.....	27
5.2 OLIKA TYPER AV ANALYTISKA METODER	28
5.3 BEFINTLIGA FÖRSTÄRKNINGSKONCEPT	33
5.4 SAMMANFATTNING OCH DISKUSSION	39
6 SKJUVHÅLLFASTHET AV OLIKA SVÄLLNINGSBENÄGNA LEROR	41
6.1 PÅVERKAN PÅ LERANS SKJUVHÅLLFASTHET VID FÖRÄNDRAD PORVATTENKEMI	41
6.2 D ₅₀ OCH HALTEN AV SMEKTIT SOM ETT MÅTT PÅ LERANS SKJUVHÅLLFASTHET	42
7 SLUTSATSER	45
8 REFERENSER	46

1 Inledning

Ett antal ras i tunnlar har visat att svällande leror kan orsaka ras dels under själva tunnelbrytningen och dels långt efter att tunneln tagits i drift. Enligt Brekke & Selmer-Olsen (1965) är dessa ras generellt orsakade av följande faktorer:

- 1) Ogynnsam orientering av förkastningar och sprickor i relation till tunnelorientering.
- 2) Speciellt låg kohesion i sprickor innehållande klorit, talk och grafit.
- 3) Löslighet av kalcit, speciellt när kalciten är porös eller flagig.
- 4) Tryckrelaterade fenomen.
- 5) Utspolning och ras av lerhaltigt material från sprickor och fyllningar från förkastningar
- 6) Svällkapacitet av montmorillonit.

Av de sex faktorerna ovan är svällning av montmorillonit, efter tryck relaterade fenomen, den mest dominanta faktorn till stabilitetsproblem och ras av tunnlar (Brekke & Selmer-Olsen 1965). Montmorillonit kan förekomma i tunnlar på två olika sätt. Den kan dels förekomma som fyllningsmaterial i sprickor och dels som en vittringsprodukt, huvudsakligen från fältspat. Enligt Brekke & Selmer-Olsen (1965) är det viktigt att ha en indikation om dess karaktär vid förekomst i tunnlar. Svällningspotentialen av den förekommande leran beror på ett flertal "interna" faktorer och mobiliseringen av svällningspotentialen beror på ett flertal "externa" faktorer.

De "interna" faktorerna är:

- 1) Typ av lermineraler i fyllningen.
- 2) Mängden av lermineraler i fyllningen.
- 3) Typ av den dominanta katjonen i lermineralen.
- 4) Ion koncentration i leran.
- 5) Partikelstorlek i lermineraler.
- 6) Vattenhalt före mobiliseringen av svällningsprocessen.
- 7) Struktur av leran.
- 8) Lerans torra densitet före mobiliseringen av svällningsprocessen.
- 9) Möjlig diagenetisk cementering.

De "externa" faktorerna är:

- 1) Vattentillgänglighet för imbibition.
- 2) Jonkoncentrationen vattnet.
- 3) Möjligheten för volymökning under svällningen.
- 4) Eventuellt mottryck.

Ovanstående inledning visar att förekomsten av svällande leror i tunnlar är ett komplext problem med många faktorer som är inblandande samtidigt. Föreliggande förstudie har utförts i syfte att undersöka om den befintliga kunskapen inom området

är tillräckliga för att kunna hantera de problemen som kan uppkomma eller om det finns områden där kunskapen är bristfällig.

2 Beskrivning och klassificering av lermineraller

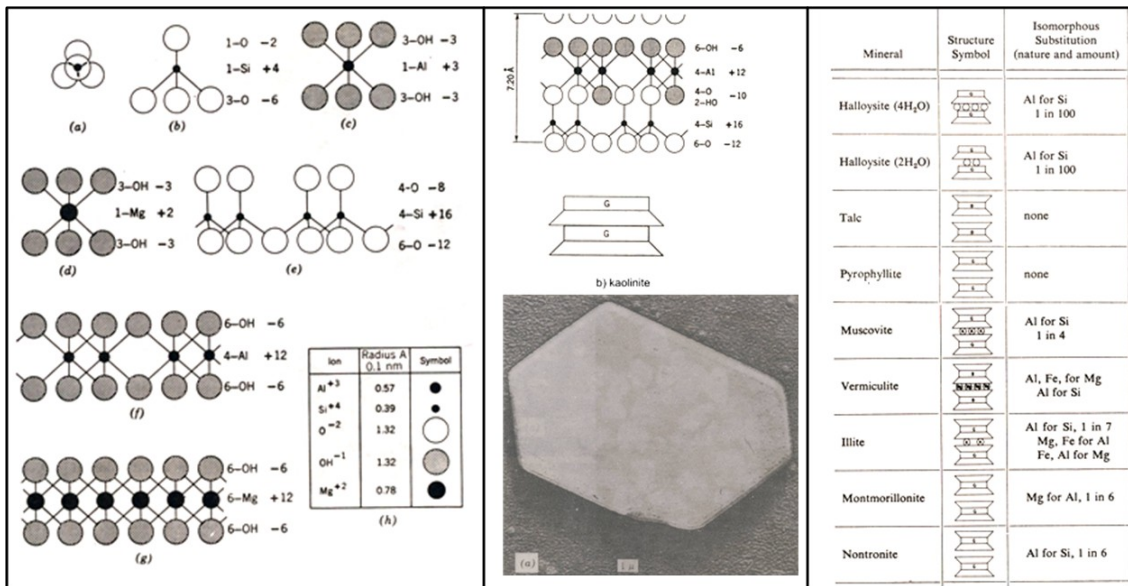
2.1 Generell beskrivning av lermineraller och mekanismen bakom svällningen

Lermineraller har en komplex flerlagerstruktur. Ett sätt att beskriva denna komplexa struktur är att definiera vissa grundenheter, vilka sedan sätts ihop. Vänstra delen av Figur 1 visar exempelvis de sju olika grundenheterna för silikater.

I mitten i Figur 1 visas exempel på atom och symbolisk struktur av kaolinit. Den är ett lermineral i två lager som består av ett övre lager gibbsit och ett undre lager av silika. Enligt figuren är tjockleken av denna tvålagerstruktur 7.2Å ($1\text{Å}=0.1\text{nm}$). Bilden i figuren visar en partikel av kaolinit med en tjocklek av $0.08\mu\text{m}$, vilket ger 111 tvålayerslager.

Moskovit och pyrofyllit är ett lermineral i tre lager. De har i princip samma struktur och består av två lager silika på utsidan och en lager gibbsit däremellan. Skillnaden mellan dem är att en del Al-joner i Moskovit har ersatts med silicium. Nettoladdningen i moskovit är balanserad med joner av kalium som länkar ihop de olika trelagersskikten vilket har illustrerats med ett omringat K i den symboliska strukturen som visas i den högra bilden i Figur 1.

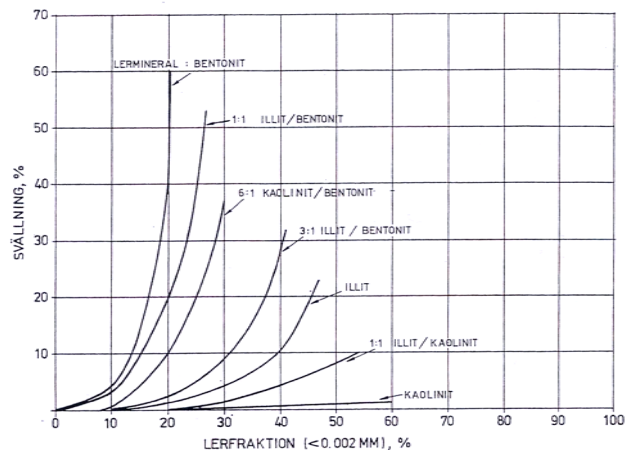
Ett typiskt trelagerlermineral med stor svällningskapacitet som ofta förekommer i tunnlar med stabilitetsproblem är montmorillonit. Montmorillonit är det lermineral som har de tunnaste partiklarna. De kan existera i plattor med en tjocklek på ner till 1nm. Den har en trelagers atomstruktur som består av två silikalager på utsidan och ett lager av gibbsit däremellan. Montmorillonit har egenskapen att den kan absorbera vatten från omgivningen till utrymmet mellan de olika layerskikten, vilket orsakar en svällning av partikeln. Graden av svällningskapacitet beror på vilken jon som är den dominanta katjonen (Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , Na^+) i leran, (Brekke & Selmer-Olsen, 1965).



Figur 1: Till vänster de grundläggande silikatenheterna. (a) och (b) silikat tetraeder. (c) aluminium oktaeder. (d) magnesium oktaeder. (e) kisel. (f) gibbsit. (g) brucit. I mitten visas atom- och symbolisk struktur av lermineralen kaolinit samt en bild av en kaolinitpartikel som är cirka 1.5µm lång, 1µm bred och 0.08µm tjock. Till höger visas symbolisk struktur av några lermineraller där vissa har betydande svällegenskaper (Från Lambe and Whitman 1979).

2.2 Klassificering och identifiering av leror

Leror med olika mineralsammansättningar sväller olika mycket, se Figur 2. Det är därför viktigt att identifiera vilken typ av lera som påträffas. I syfte att identifiera leran har flera olika typer av fält- och laboriemetoder utvecklats.



Figur 2: Svällning av leror med olika mineralsammansättningar (Från Broms & Heiner 1979 efter Seed et al 1962).

2.2.1 Fältmetoder för att identifiera typ av lera

Det finns flera olika färgtester för att bestämma typen av lera. I dessa tester används flera ämnen som påverkas på olika sätt vid kontakten med de olika lermineralerna som finns i leran. De ämnen som brukar användas är benzidin och malakitgrönt. Benzidin färgas gult och malakitgrönt rött vid förekomsten av montmorillonit. Malakitgrönt blir blått vid förekomsten av kaolin. Enligt Broms & Heiner (1979) kan det vara svårt att tolka resultaten om leran i sig är starkt färgad. Testet genomförs genom att cirka 1g av leran läggs på ett urglas och 3-4 droppar av den aktuella lösningen tillsätts och blandas med leran.

2.2.2 Laboratoriemetoder för att identifiera typ av lera

Det finns ett antal laboratoriemetoder för bestämning av lerans kvalitativa och kvantitativa mineralsammansättning. En av de mest använda är X-ray diffraktionsanalys (XRD). Andra förekommande metoder är "Differential Thermal Analysis and Thermal Gravimetry Analysis" (DTA-TG), "Fourier Transform Infrared Spectroscopy" (FTIR), "Rietveld metod" (Ottner, et al. 2000), och "cation exchange capacity" (CEC).

Ett intressant försök för bestämning av lerans kvalitativa och kvantitativa mineralsammansättning utfördes av Ottner et al. (2000). De tog två prover av två olika leror. Prov nummer 1 togs i Hennersdorf (Wien) och Prov nummer 2 togs i Freydegg (Mollase). Proverna torkades, siktades i två fraktioner (större och mindre än 2 µm), maldes och homogeniserades och skickades sedan till 30 olika laboratorier för analys. 19 laboratorier gjorde analysen och skickade svaren. Analysen av bulkproverna visade en betydlig variation mellan laboratorierna. Enligt Ottner et al. (2000) kan en del av variationerna vid lermineralanalys vara ett resultat av olika preparationer av proverna som görs vid analysen vilka skiljer sig åt mellan olika metoder.

2.3 Sammanfattning

Olika typer av lermineraler kan reagera med olika typer av joner eller föreningar i omgivningen. Dessa joner kan länka samman de olika lagren till mineralstrukturer, vilket även ger en möjlighet till volymändring eller svällning. Till följd av de olika egenskaperna som en lera kan ha är det viktigt att kunna bestämma lerans kvalitativa och kvantitativa sammansättning. För att kunna göra detta har både fält och laboratorieprover utvecklats. Den vanligaste metoden vid en leras sammansättning är X-ray diffraktionsanalys. Vid dessa typer av analyser har det visat sig att en stor

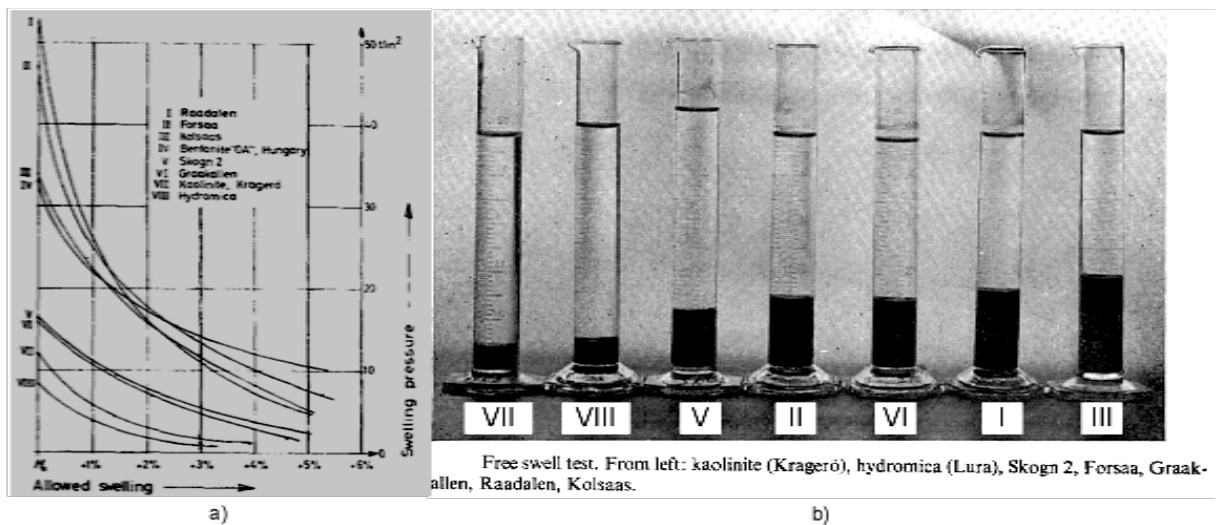
variation i resultaten kan förekomma, vilket är viktigt att beakta vid exempelvis dimensionering av förstärkning i en tunnel.

3 Befintliga mätmetoder för bestämning av lerans svällningspotential

3.1 Ödometertest och fri svällning

Figur 3 visar resultatet av ett svällningstest från Brekke & Selmer-Olsen (1965). Figur 3 a) visar svällningstrycket vid vissa bestämda svällningsvolymmer hos olika leror uppmätta med ödometer och Figur 3 b) visar den fria svällningen av dessa leror. Enligt Brekke & Selmer-Olsen (1965) innebär fragment av intakt berg i sprickfyllningar att det inte är möjligt att använda ostörda prover, vilket är anledningen till att proverna för ödometerförsök först har vaskats (20 μ m) och därefter torkats.

Proverna för undersökning av fri svällning av Brekke & Selmer-Olsen (1965) är förberedda på samma sätt som ett ödometerförsök. En volym av 10cm³ av den torra och lösa leran släpptes försiktigt i en 50mm mätcylinder fylld med destillerat vatten varefter fri svällning ägde rum. Resultaten från försöken med fri svällning visade att det inte finns någon klar relation med resultaten uppmätta med ödometer.



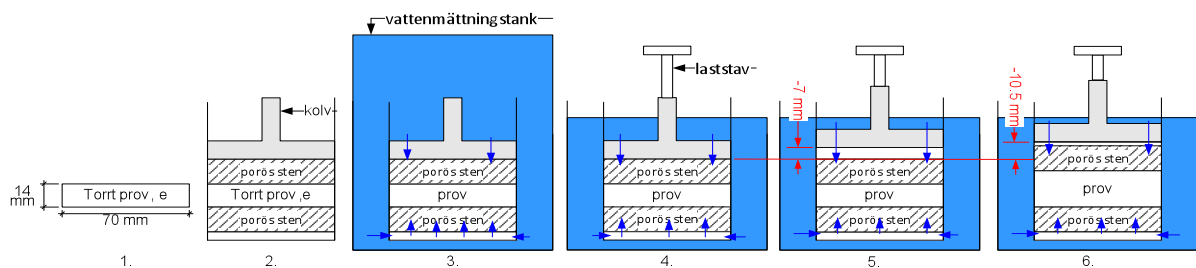
Figur 3: a) Svällningstryck mot tillåten svällningsvolym b) försök med fri svällning (Från Brekke & Selmer-Olsen 1965).

Brekke & Selmer-Olsen (1965) drar slutsatsen att svällningspotential uppmätt med laboriemetoder inte ger någon klar indikation om eventuella stabilitetsproblem vid förekomst av montmorillonit. Laborierresultaten var däremot av värde vid bedömningen av stabilitetsproblemens omfattning. Utöver svällningspotential menar de att hänsyn även måste tas till andra faktorer vid bedömningen av stabilitetsproblemen.

3.2 Mätmetod utvecklad av Katti & Shanmugasundaram (2001)

Katti & Shanmugasundaram (2001) utvecklade en enaxiell svällningscell (CUS-cell) för att mäta svälltrycket hos svällande leror under kontrollerade förhållanden, d.v.s. i laboratoriemiljö.

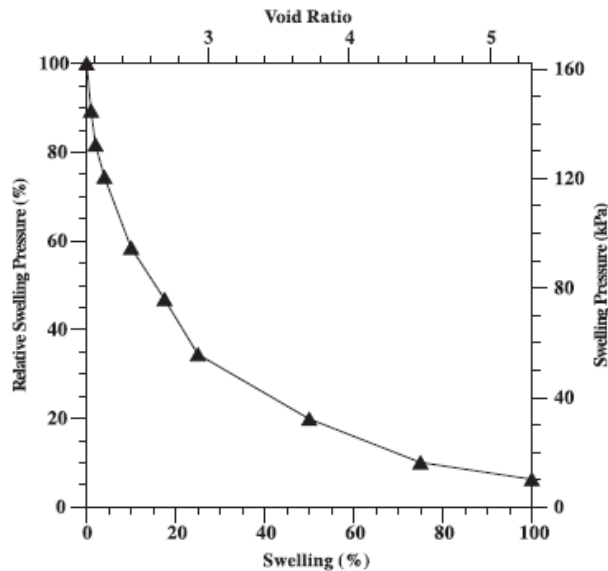
Figur 4 illustrerar metodiken vid mätningen. Lera torkas och kompakteras till ett visst portal vilken därefter packas i en CUS-cell mellan två porösa stenar samt kolven som trycker ihop provet (1, 2). Kolven låses för att ingen volymändring ska kunna ske. Portalet av det torra provet bestäms genom vägning. Efteråt flyttas cellen med provet till en vattentank för vattenmätning (3). Vattenmätningen pågår i 30 dagar under ett vattentryck motsvarande 1220mm. När provet är vattenmättat flyttas cellen till en vattenfylld plexiglastank för att bevara vattenmättnadsgraden och alltihop placeras i testmaskinen (4). Nu frigörs kolven kontrollerat och svällningstrycket vid den initiala volymen avläses. I nästa steg flyttas kolven upp till en given höjd (5). Ett upplyft av 7 mm motsvarar till exempel en 50 % svällning. I början sväller provet fritt tills den kommer i kontakt med kolven. Vid kontakten börjar svällningstrycket att öka. Svällningstrycket mäts tills det slutar att öka. Det maximalt uppnådda trycket motsvarar då det maximala svälltrycket vid en 50 % volymökning. I steg 6 flyttas kolven till en ny position och proceduren från steg 5 upprepas igen (6). Man väljer själv vid vilka volymändringar man vill mäta svällningstrycket.



Figur 4: Illustration av mätningen med CUS-cellen.

Svällningsbenägenhet av en bentonitlera testades av Katti & Shanmugasundaram (2001). Den kemiska sammansättningen av provet analyserades med X-ray diffraktion analys. Resultatet av denna analys presenterades inte i artikeln utan det konstaterades bara att leran innehåller lermineraler som natrium montmorillonit. De uppmätta svällningstrycken för respektive volymändring (0, 1, 2, 4, 10, 17,5, 25, 50, 75 och 100 %) kan ses i Figur 5. Det största uppmätta svällningstrycket var 162 kPa vid 0 % volymändring. Enligt Katti & Shanmugasundaram (2001), infaller det uppmätta

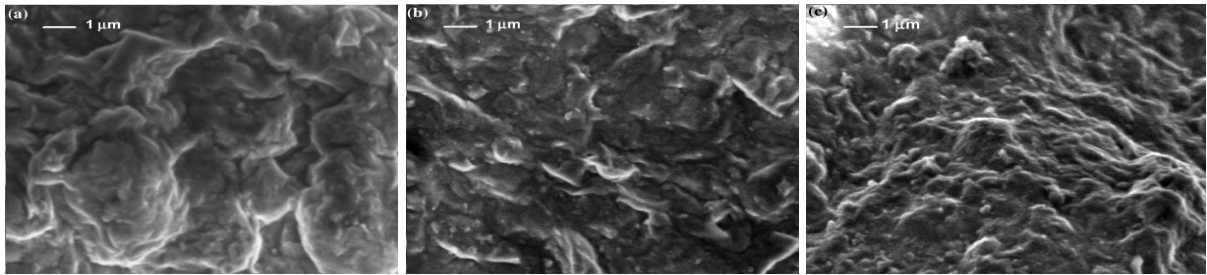
resultatet av 162 kPa i det typiskt uppmätta området i laboratorie som ligger mellan 95 och 575 kPa. Variationen mellan 95 och 575 kPa beror på det initiala portalet.



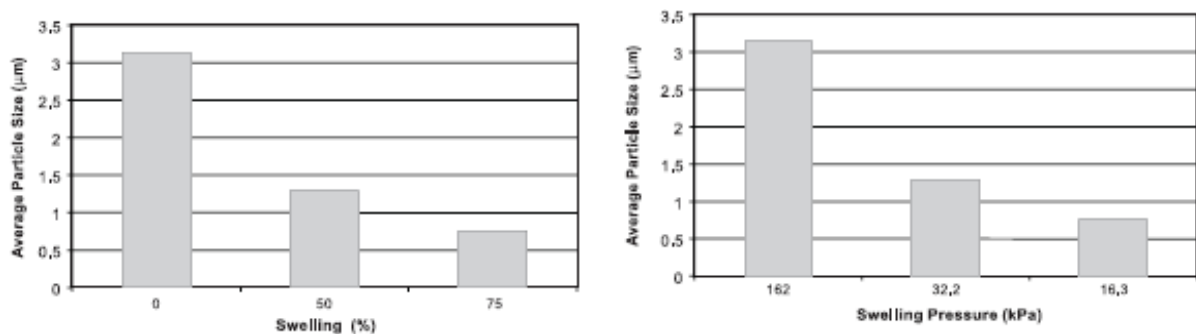
Figur 5: Svällningstryck vid svällning mellan 0 till 100 %. Från Katti & Shanmugasundaram (2001).

För att analysera hur svällning och svällningstryck påverkar lerans mikrostruktur utförde Katti & Shanmugasundaram (2001) en analys av tre identiska prover vilka tilläts svälla upp till 0, 50 och 75 % av den initiala volymen. Proverna togs därefter från cellen, frystes, skivades i tunna skivor och analyserades med Scanning Electron Microscopy (SEM) metod, se Figur 6.

Vidare analyserades partikelstorleken av dessa leror genom bildanalys av SEM-bilderna. Programvaran Scion Image användes för bildanalys. Resultatet presenteras i Figur 7. Enligt Katti & Shanmugasundaram (2001) uppmärksammades större partiklar vid 0 % svällning och partiklarnas storlek minskade med svällningen. Detta betyder att vatten sugts upp mellan lager av montmorillonit vid svällningen och att större agglomerat bryts ner till mindre. Katti & Shanmugasundaram (2001) drar slutsatsen att dessa mätningresultat visar relationen mellan lerans mikrostruktur och makroskopiska egenskaper som svällning och svällningstryck.



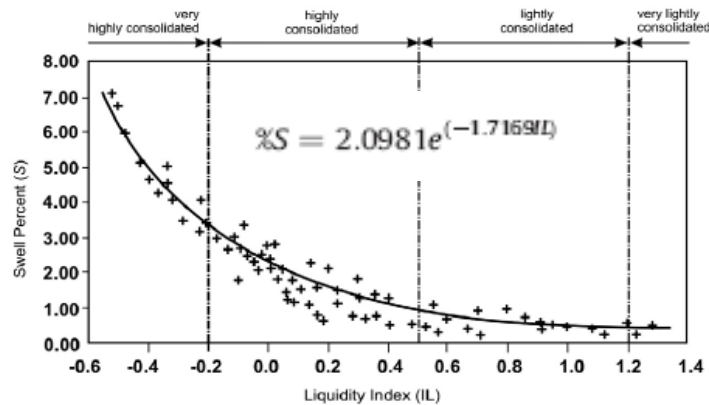
Figur 6: SEM bilder av svällande bentonitlera vid a) 0 %, b) 50 % och c) 75 % svällning (Från Katti & Shanmugasundaram 2001).



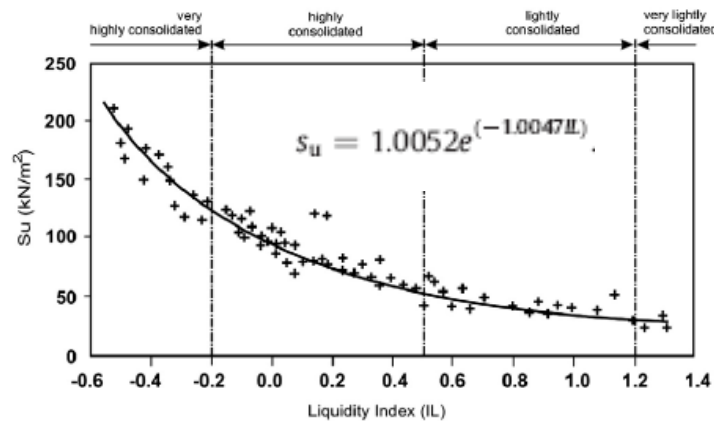
Figur 7: Variation av partiklarnas storlek vid olika grader av svällning och svällningstryck. Resultatet baseras på bildanalys av SEM bilder (Från Katti & Shanmugasundaram 2001)..

3.3 Flytindex som ett mått på lerans svällningspotential och skjuvhållfasthet

(Yilmaz, 2009) undersökte relationen mellan lerans svällningspotential (%S) och skjuvhållfasthet (S_u) med flytindex (IL) hos svällande leror. Vid undersökningen uppmättes egenskaper hos 71 prover från 5 olika provtagningsplatser. De uppmätta svällningarna och skjuvhållfastheterna analyserades statistiskt och jämfördes mot uppmätt flytindex. Analysen visade en stark korrelation. De bestämda relationerna som presenteras i Figur 8 och Figur 9 visar hur svällning och skjuvhållfasthet minskar vid en ökning av flytindex. Det betyder att svällningsegenskaperna hos en lera kan indikeras med mätning av dess flytindex.



Figur 8: Svällning (%) som en funktion av flytindex.



Figur 9: Odränerad skjuvhållfasthet som en funktion av flytindex.

3.4 Sammanfattning och diskussion

Mätningar av lerans svällningspotential har utförts av bl.a. Brekke & Selmer-Olsen (1965) och Katti & Shanmugasundaram (2001). Brekke & Selmer-Olsen använde sig av ett ödometer-test medan Katti & Shanmugasundaram utvecklade en CUS-cell. Principen bakom båda mätningarna är densamma och resulterar i ett uppmätt svälltryck vid olika volymexpansioner. Vid båda dessa typer av mätningar användes störda lerprover och det kan diskuteras huruvida dessa ger ett riktigt svar.

Vid mätningen med CUS-cell utvecklad av Katti & Shanmugasundaram (2001) sväller leran fritt när kolven flyttas till den nya position, vilket inte stämmer överens med verkliga förhållanden i exempelvis en tunnelvägg. En annan mätningmöjlighet, som

bättre stämmer överens med verkliga förhållanden, hade varit att med tiden kontrollerat minska lasten på kolven och samtidig mäta svällningsvolymen.

Yilmaz (2009) visade att svällningsegenskaperna hos en lera kan indikeras med mätningen av flytindex. Frågan är om detta resultat kan relateras direkt till svällningen och skjuvhållfastheten av leran i tunnare sprickfyllningar där förekommande fragment av intakt berg kan påverka skjuvhållfastheten.

4 Fallstudie

I syfte att studera vilka mekanismer som kan ligga bakom ras i tunnlar då svällande leror har förekommit, samt om existerande analyser av dessa ras kan förklaras med nuvarande kunskap, har ett antal fall studerats.

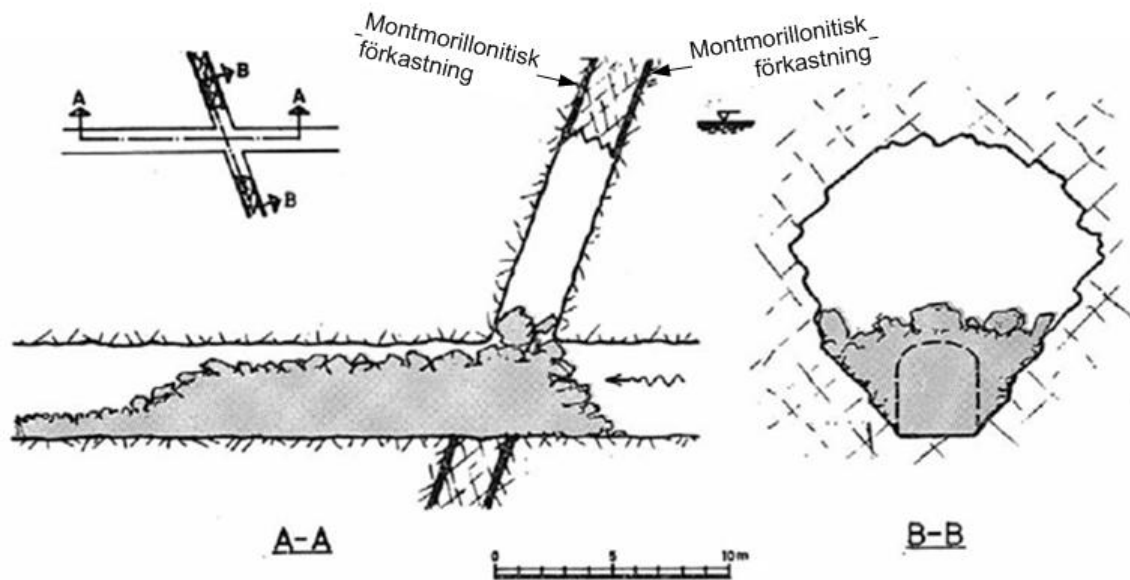
4.1 Ras i vattenkrafttunneln Hemsil I, 8 månader efter tunneldrivning

Figur 10 visar ett tunnelras i huvudtunneln i kraftverket Hemsil I, vilken leder vattnet till turbinerna. Tunnelraset orsakades av montmorillonit som förekom i sprick- och förkastningsfyllningar. Tunneln är belägen cirka 150m under ytan. I rasområdet upptäcktes ett dominant system av förkastningar med en nästan vertikal lutning mot tunnelaxeln. Fyllningarna i dessa förkastningar var huvudsakligen montmorillonitiskbreccia. Tjockleken av fyllningarna varierade från 1cm till zoner på upp till 8m. Det var under tunnelbrytningen som förekomsten av montmorillonit upptäcktes. De delar av tunneln som ansågs vara farliga förstärktes med betonglining och mindre förkastningar tätades med sprutbetong. Tunnelraset upptäcktes 8 månader efter att tunneln varit i drift när den inspekterades p.g.a. ett minskat vattenflöde. En 2.5m lång och mycket krossad sektion, med kloritiska sprickor mellan två montmorillonitiska förkastningar, rasade in i tunneln, se Figur 10. Tunnelraset var cirka 9m högt mätt från tunneltaket. Denna höjd motsvarade ungefär det hydrostatiska trycket när tunneln var i drift.

Rasförloppet

Det tänkta förloppet var följande (Brekke & Selmer-Olsen, 1965). Sprutbetongen förhindrade inte lerans tillgång till vatten och svällningen kunde äga rum. Sprutbetongen kunde inte motstå svällningstrycket och pressades ut i tunneln. Detta skapade en fri kontaktyta mellan montmorillonit och vatten. Montmorillonit fortsatte därmed att svälla och samtidigt förlora sin skjuvhållfasthet. Montmorilloniten faller delvis ut p.g.a. sin egenvikt och delvis blir den urspolad. Mera material får tillgång till vatten och processen fortsätter. Höjden på raset motsvarade det hydrostatiska vattentrycket när tunneln varit i drift men enligt Brekke & Selmer-Olsen (1965) kan detta vara en tillfällighet. Det måste också påpekas att zonen mellan de två montmorillonitiska förkastningarna var krossad och sprickorna var fyllda med fyllnadsmaterial som innehöll klorit vilket har en väldigt låg skjuvhållfasthet.

Händelseförloppet indikerar att svälltycket initialt förstörde sprutbetongen medan en fri svällning ledde till raset av sektionen mellan de två förkastningarna, (Brekke & Selmer-Olsen, 1965).



Figur 10: Illustration av tunnelraset i huvudtunneln i kraftverket Hemsil I med en Montmorillonitisk förkastning. (Från Brekke & Selmer-Olse 1965).

4.2 Ras i järnvägstunneln Kvineshei 1948, 8 år efter tunneldrivning

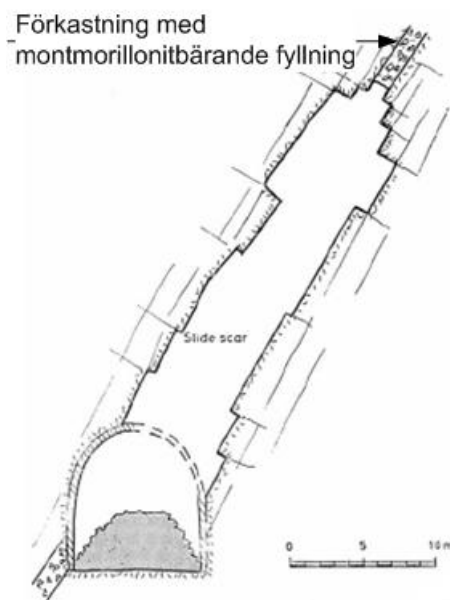
Kvineshei är en järnvägstunnel som går igenom prekambrisk granit som på vissa platser var väldigt sprucken. Tunneln ligger cirka 300 m under ytan. På flera ställen inträffade stora inläckage av vatten. Under tunnelbrytningen förstärktes en 25m lång sektion i mitten av tunneln med dränerad betong. Ett "litet" vattenläckage hade noterats på platsen. Förstärkningen gjordes p.g.a. att tunneln gick genom en brant zon av porös kalcitbreccia som innehöll block av vittrad granit. Genom denna zon gick en montmorillonitbärande förkastning rätt igenom tunneln, se Figur 11.

Efter 8 år inträffade ett väldigt stort vattenläckage. Vattnet innehöll mycket småsten, sand och gyttja. Samma natt lyckades vattnet bryta sönder betongförstärkningen. Hålet i förstärkningen var stort. Några dagar senare sprack förstärkningen utan att totalt kollapsa. Raset liknade ett rör, 4 till 6m i diameter och 34m högt, och följde den montmorillonitbärande förkastningen, se Figur 11.

Det tilltänkta rasförloppet

Enligt Brekke & Selmer-Olsen (1965) ökade dräneringen av tunneln vattenströmningen genom den krossade zonen. Den porösa och flagiga kalkiten har troligtvis blivit upplöst och urspolad vilket ledde till en större permeabilitet, vilket gav utrymme för fri svällning av montmorillonit. Skjuvhållfastheten i zonen minskade och försvann nästan helt med tiden. Detta ledde till en glidning av hela rasmassan som tryckte på förstärkningen med cirka 70-80 t/m². Det betyder att raset orsakades av fri svällning och inte av ett svällningstryck. Påverkan av montmorillonit var indirekt.

Enligt Brekke & Selmer-Olsen (1965) kunde ett högt vattentryck också ha påverka raset efter att ett mindre ras tätat dräneringssystemet.

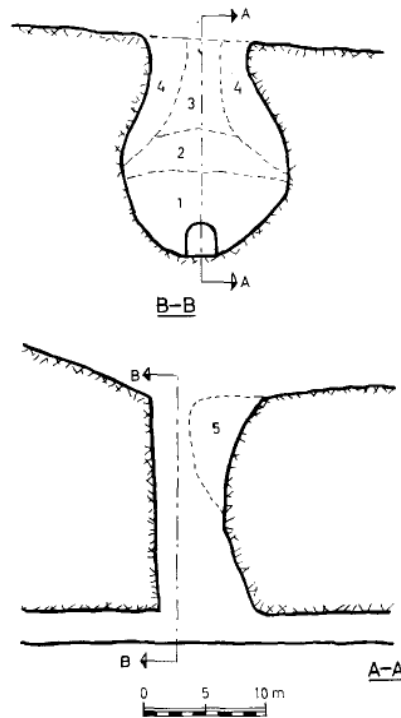


Figur 11: Illustration av raset i Kvineshei järnvägstunnel. Montmorillonitbärande förkastning i kombination med porös kalkitbreccia (Från Brekke & Selmer-Olsen 1965).

4.3 Ras i vattenledande tunnel i Vrenga 1960, 10 månader efter tunneldrivning

Raset på 5m² i en vattenledande tunnel i Vrenga är ytterligare ett exempel där montmorillonit indirekt har orsakat raset. I det här fallet i kombination med förekomsten av klorit i sprickor. Fyllningar med klorit är kända för att ha en väldigt låg skjuvhållfasthet när den kommer i kontakt med vatten. Detta i kombination med svällande montmorillonit kan ge en extremt låg skjuvhållfasthet. Sannolikt var det

dessa två processer, tillsammans med en ogynnsam orientering av sprickorna i bergmassan, som ledde till raset. Inläckaget av vatten under tunnelbrytningen var också stor. Raset startade 10 månader efter att tunneln var klar och pågick i 7 månader. Rasutvecklingen visas i Figur 12.



Figur 12: Vrengatunneln. Montmorillonitbärande sprickor i kombination med klorit (Från Brekke & Selmer-Olse 1965).

4.4 Ras i vattenledande kraftverkstunnel i Gidböle 1991, 6 år efter tunneldrivning

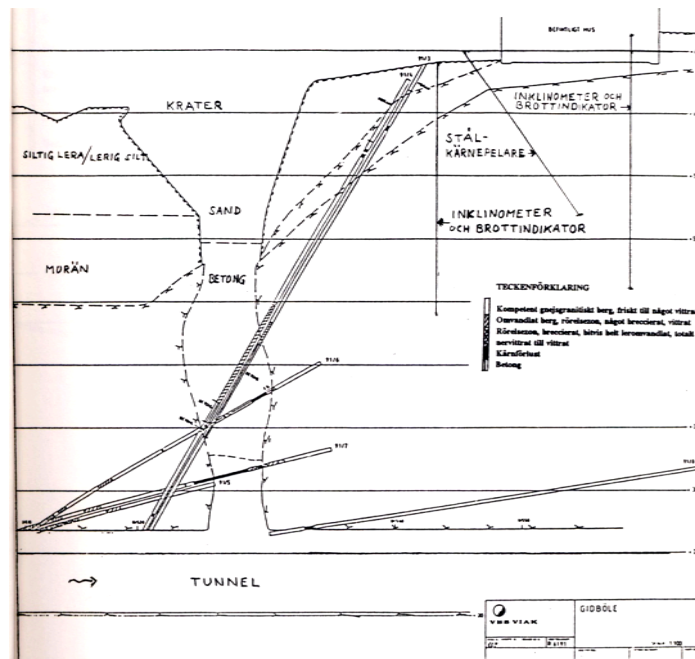
Raset i kraftverket i Gidböle skedde i utloppstunneln. Bergtäckningen på rasplatsen var cirka 35m. Vid raset bildades en krater i ovanpåliggande jordlager hela vägen upp till ytan. Raset skedde i en svaghetszon där berget faller brant och bergtäckningen minskar från cirka 30 till 20 m, se Figur 13. Berget var täckt med silt, lera och morän. Svaghetszonen där raset skedde hade inte karterats i detalj men enligt Hultman et al. (1993) liknar den förmodligen den svaghetszonen som har hittats i tunnelväggen i tillfartstunneln, se fotot i Figur 14. Kratern som bildades vid jordytan på rasplatsen visas i Figur 15.

Det tilltänkta rasförloppet

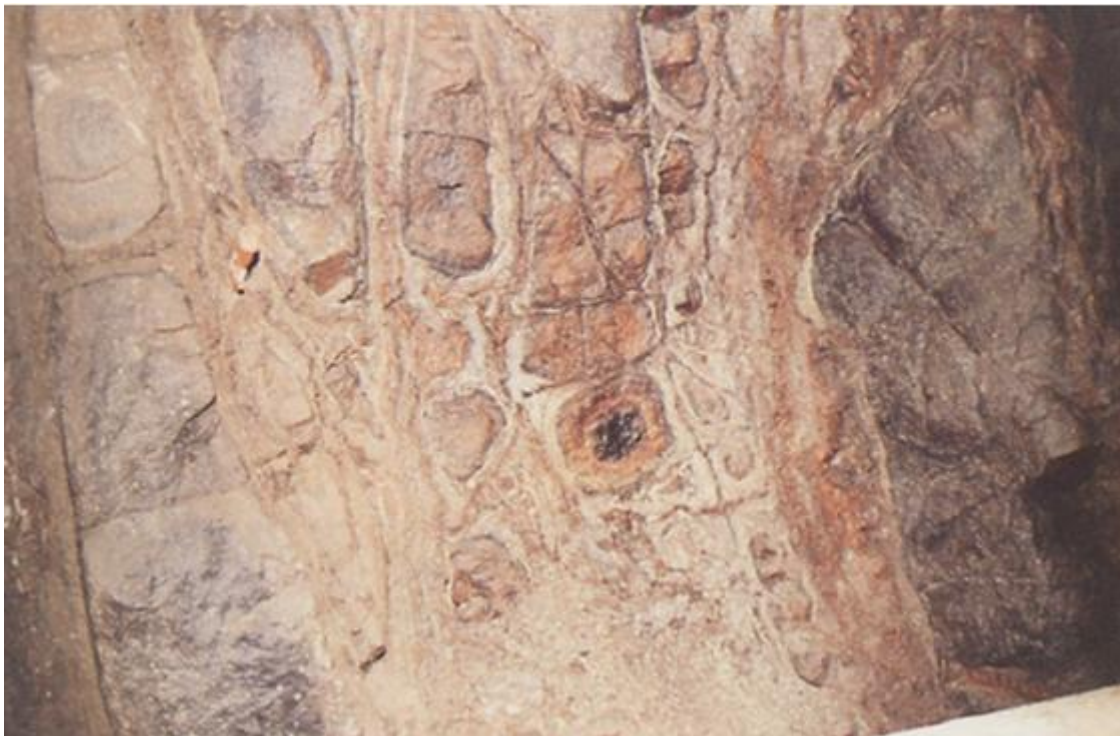
Rasförloppet var väldigt likt raset i Vrengatunneln fast processen varade i 6 år istället för 10 månader. Anledningen till att det tog en längre tid kan vara att tunneln vid Gidböle var starkt förstärkt med 10 till 20cm nätarmerad sprutbetong längs den 5m långa sträckan där raset ägde rum. Eftersom inga bultar har hittats i den raserade massan tyder det enligt Hultman et al. (1993) på att zonen uppfattades som icke bultbar och hade förmodligen inte förstärkts med bultar. Tunneltaket före och efter raszonen var emellertid förstärkt med bultar.

I början av svällningen var vattentillgången till leran genom sprutbetongen begränsad och det fanns inga fria ytor för svällning, vilket innebar att ett svälltryck utvecklades på förstärkningen. Enligt Hultman et al. (1993) svällde den påträffade leran i den breccierade, leromvandlade och vittrade bergmassan och spräckte till slut den armerade sprutbetongen. När sprutbetongen väl spräckts påbörjades fri svällning och erosion av fyllningen i lerslaget kunde äga rum. Svällningen och erosionen av lerslaget och det vittrade berget skedde uppåt och gradvis. Processen liknade sannolikt den som ägde rum i Vrenga.

Att berget i den breccierade zonen kunde vittra och eroderas relativt omgående vid kontakt med vatten illustreras i Figur 16 som visar ett enkelt vittringstest av två prover tagna bredvid det rasade området på 27 och 28m djup. I figurerna kan man se hur berget löses i vattnet efter bara 5 minuter.



Figur 13: Raset i Gidböle (Från Hultman et al. 1993).



Figur 14: Breccierad och leromvandlat berg i tillfartstunnel i Gidböle (Från Hultman et al. 1993).



Figur 15: Krater orsakad med raset i Gidböle tunneln (Från Hultman et al. 1993).



Figur 16: Vitringstest av berg nära rasområdet vid Gidböle (Från Hultman et al. 1993).

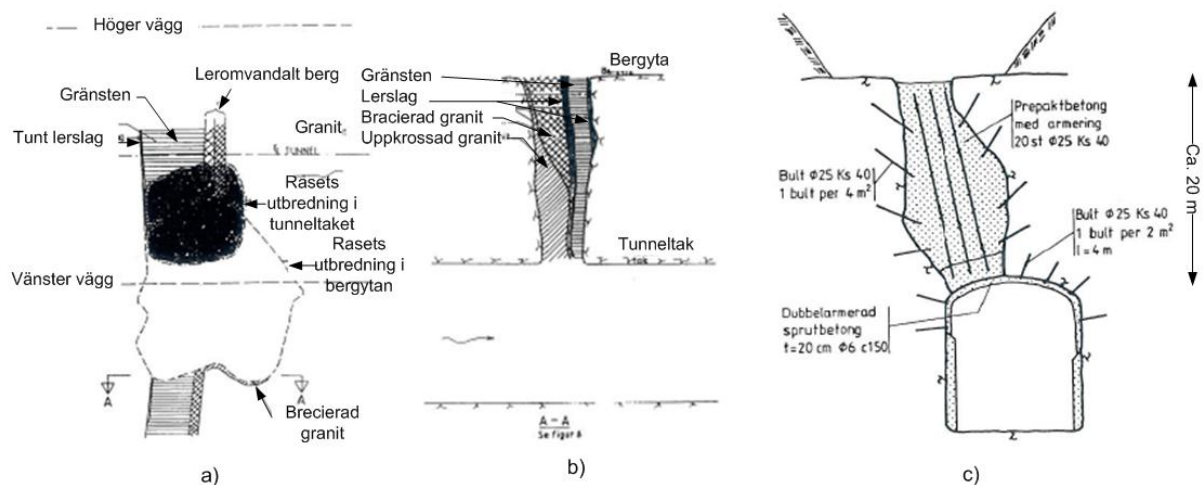
4.5 Ras i vattenledande kraftverkstunnel i Norrängen 1989, 26 år efter tunneldrivningen (Heiner och Stille, 1990)

Utloppstunneln i kraftverket Norrängen har en höjd på 14m och en spännvidd på 13m, d.v.s. en tunnelarea på 180m². Raset i denna tunnel påminner om raset i kraftverkstunneln i Hemsil I där en svaghetszon mellan två montmorillonitiska förkastningar rasade i tunneln 8 månader efter avslutad tunneldrivning och raset i Gidböle där raset skedde 6 år efter avslutad tunneldrift. I det här fallet rasade också en svaghetszon mellan två lerslag, men raset skedde 26 år efter avslutad tunneldrivning. Figur 17 a) visar en kartering av berget runt rasområdet, Figur 17 b) visar en kartering av den östra väggen av rashålet och Figur 17 c) visar tunnelprofil, rashålet och utförd permanent förstärkning av rashålet och tunneln efter reparationsarbetet. Den relativt långa tiden som krävdes för att utveckla raset kan bero på att denna svaghetszon hade förstärkts relativt kraftigt med dubbelarmerad sprutbetong, 30 till 50 cm tjock, samt

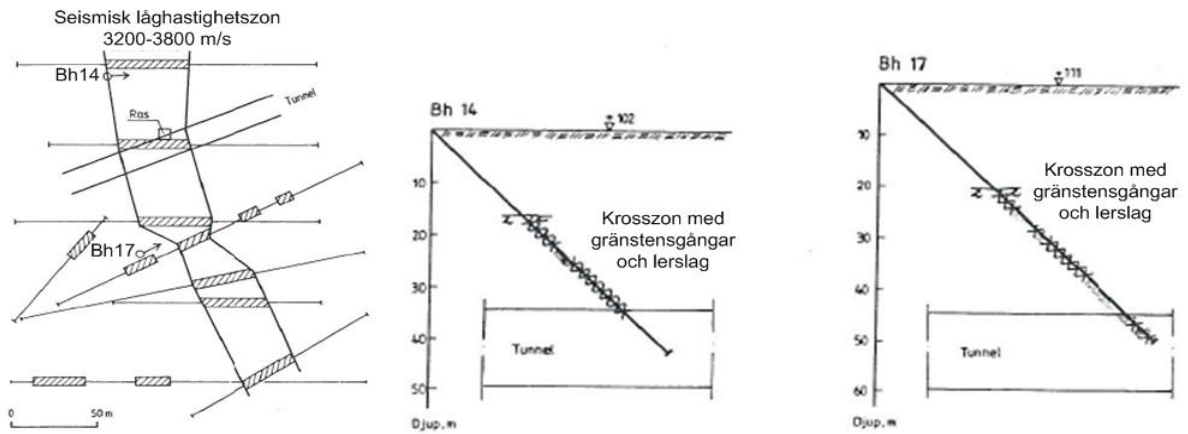
bultar, (Figur 19) då svaghetszonen upptäcktes redan under de geotekniska undersökningarna före byggandet (Figur 18).

Rasförloppet

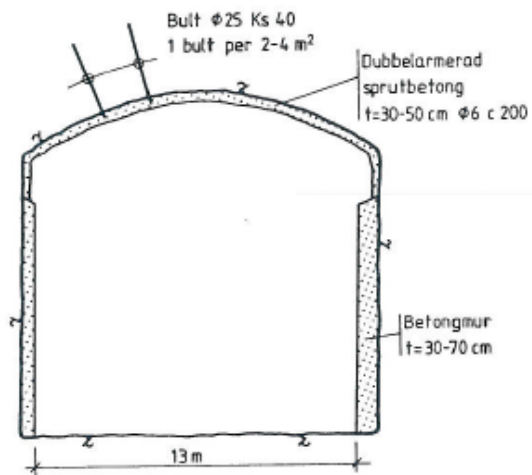
Enligt Heiner och Stille (1990) skedde svällningen i lerzonen i början mycket långsamt p.g.a. begränsad vattentillgång. Sprutbetongen spricker emellertid när svällningstrycket överstiger sprutbetongens draghållfasthet. Från denna tidpunkt accelererar svällningen p.g.a. en större vattentillförsel. Detta orsakar en successiv uppsprickning och överbelastning av sprutbetongen. Därefter startar en långsam bakåtgripande erosion med materialförlust samt korrosion av den frilagda armeringen. Med fortlöpande erosion och utspolning av det fina materialet förlorar allt mer material i den svaga zonen sin skjuvhållfasthet och belastar valvet. När belastningen på valvet blivit tillräcklig slets armeringen av och materialet kunde rasa in i tunneln. Detta rasförlopp har illustrerats i Figur 20. Det aktuella svällningstrycket som orsakade uppsprickningen av sprutbetongen var enligt Heiner och Stille (1990) cirka 0.2 MPa (20 t/m²). En bidragande orsak till att sprutbetongen sprack var också det flacka taket.



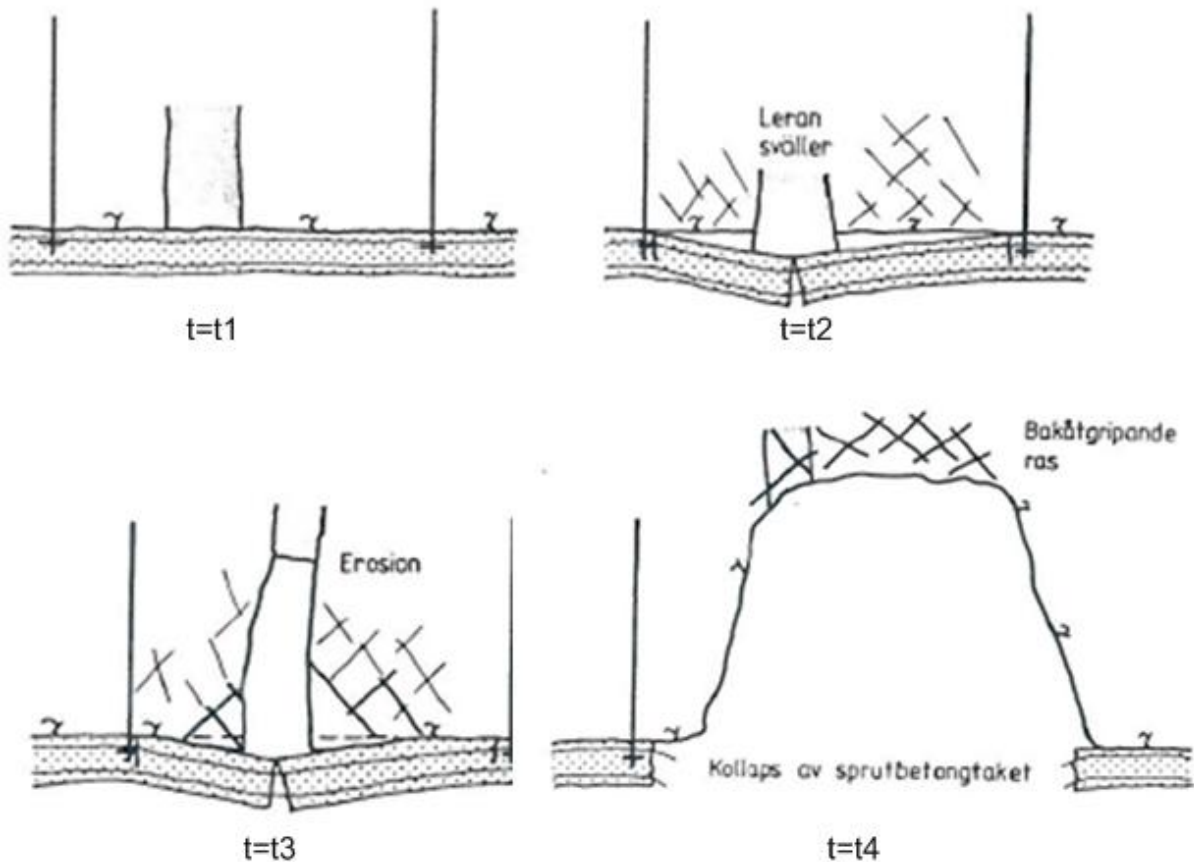
Figur 17:Kartering av berget a) runt raset och b) den östra väggen av rashålet. c) Tunnelprofil av rashålet och utförd permanent förstärkning efter reparationsarbetet.



Figur 18: Resultat av den seismiska förundersökningen (9 seismiska profiler) och karteringen av två kärnborrhål (14 och 17).



Figur 19: Sektion av Norrängstunneln vid rasområdet och utförd förstärkning vid tunnelns byggande.



Figur 20: Möjligt rasförlopp i Norrängstunneln enligt Heiner och Stille (1990).

4.6 Ras i vattenledande kraftverkstunnel i Tunnsjödalen 1962, raset skedde under tunneldrivningen

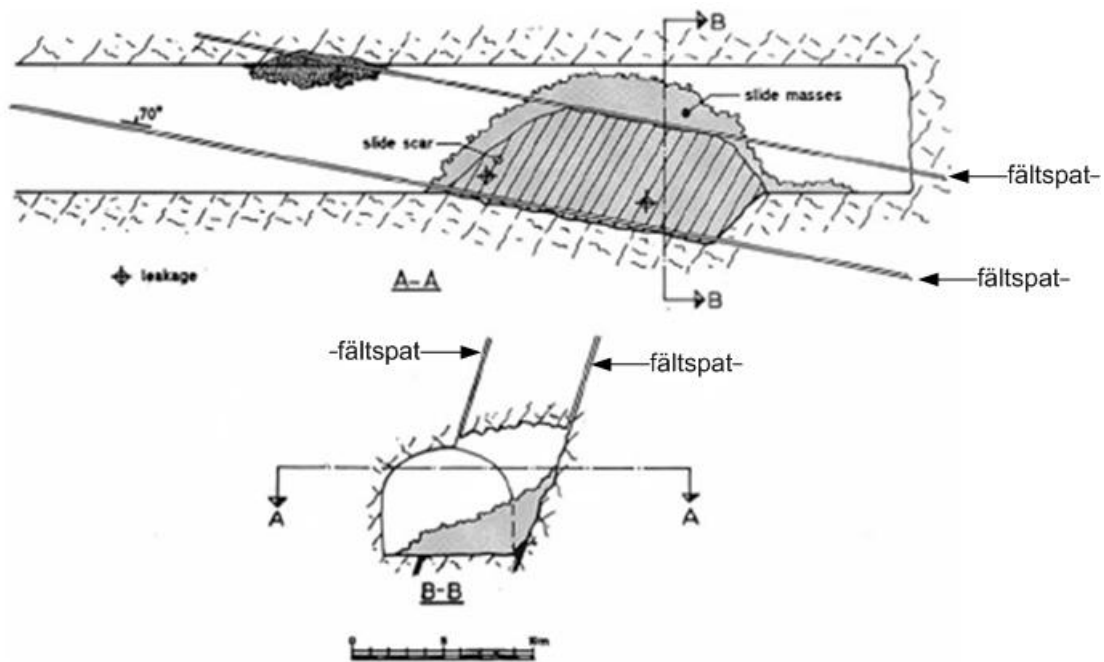
Tunneln i Tunnsjödalen är en 35m² stor utloppstunnel. I det här fallet förekommer montmorillonit dels som sprickfyllnad och dels i berget där en del av fältspaten har omvandlats till montmorillonit.

Rasförloppet

Under tunneldrivningen träffades ett system av tunna vertikala förkastningar fyllda med fältspat som gick nästan parallellt med tunnelaxeln. Under tunneldrivningen var förkastningarna torra och omgivande berg var av god kvalitet. Därför bedömdes de tunna förkastningarna inte som ett stabilitetsproblem. Efter att man hade passerat några förkastningar inträffade ett vatteninläckage från sidoberget i närheten av två förkastningar med cirka 6m mellan dem, se Figur 21. En till två veckor efter att

tunnelfronten hade passerat detta område började raset. Under en period av några veckor utvecklades raset längs en cirka 30 m lång sträcka utmed förkastningen, vilket illustreras i Figur 21.

Vid raset kunde det observeras hur nedfallna block av tillsynes solid montmorillonit, som omvandlats från fältspat, delvis förvandlades till en gegga efter att ha legat i vattnet på tunnelgolvet.



Figur 21: Illustration av tunnelraset i Tunnsjödalen. Montmorillonit förekommer i förkastningen och i sidoberget som en vittringsprodukt (Från Brekke & Selmer-Olse 1965).

4.7 Diskussion

Fallstudien har visat på ett flertal viktiga faktorer som påverkar stabiliteten i tunnlar. Geometrin av svaghetszonerna, lerans tillgång till vatten, erosion och utspolning av material, uppsprickning av sprutbetong och korrosion av armeringen är några av dem. Det visades också att sprutbetong inte kan förhindra en vattentillgång till leran i det långa loppet. Den har också visat sig att en tjock betonglining inte nödvändigtvis kan förhindra raset vid en ofördelaktig geometri på svaghetszonerna i förhållande till tunneln när ovanpåliggande bergmassor förlorar sin skjuvhållfasthet.

Fallstudien har också visat att ett viktigt moment vid bedömningen av potentiella stabilitetsproblem för en tunnel är att ha kunskap och kunna känna igen förekomsten

av svällande lera i torrt tillstånd. Vidare har studien visat att en tunnel kan rasa under själva drivningen när svällningsbenägna massor har en stor kontaktyta mot vatten och har en stor öppen yta mot tunneln, eller efter att tunneln tagits i drift och svällningsbenägna massor har en begränsad tillgång till vatten och är "instängda" i berget.

Fallstudien har också visat att ras huvudsakligen äger rum då parallella vertikala svaghetszoner och förkastningar fyllda med svällande leror förekommer. Några ras vid förekomsten av enstaka sprickor fyllda med svällande leror har inte noterats.

I vissa fall kan en relativt liten mängd av svällande lera orsaka stabilitetsproblem. Det kan vara tillräckligt att svällningstrycket spräcker sprutbetongen och initierar en erosion av leran. Erosionen leder successivt till att berget i tunneltaket förlorar sin bärförmåga och orsakar ras. Det behöver emellertid inte vara erosionen som orsakar att bergmassan förlorar sin bärförmåga. Orsaken kan även vara att en minskning av skjuvhållfastheten i leran äger rum, exempelvis p.g.a. förändringar av lerans vattenhalt. Detta betyder att utöver svällningen borde man också titta på hur skjuvhållfastheten i leran varierar vid en process som efterliknar den som inträffar vid tunnelbyggnad. Ett möjligt tillvägagångssätt vore att studera huruvida en ökad belastning på förstärkningen härstammar från svällning, erosion eller från en minskad skjuvhållfasthet i leran.

En systematiserad analys av befintliga fallstudier med tillhörande tilltänkta rasförloppet skulle också kunna leda till en bättre förståelse av samspelet mellan de olika "interna" och "externa" faktorerna samt geologi och geometri av svaghetszonerna.

Förekomsten och inverkan av mineraler i svaghetszoner och förkastningar som kan minska skjuvhållfastheten, såsom kalcit eller klorit, borde bl.a. studeras i en sådan undersökning.

En annan fråga är hur man kan förebygga eller minska svällningen. Är det enda sättet att utforma en kraftig tunnelförstärkning eller finns det andra metoder tillgängliga som skulle kunna användas. Exempel på sådana metoder som skulle kunna vara framkomliga skulle kunna vara användningen av ett vattentätt membran, dränering och/eller injektering av svaghetszonen. Andra framkomliga vägar skulle kunna vara att lämna ett utrymme bakom förstärkningen och på så vis minska svällningstrycket eller att rensa bort den svällande leran och ersätta med annat material.

Slutligen var en viktig observation från fallstudien att de flesta ras sker i vattenledande tunnlar. Alla studerade rasade tunnlar utom Kvineshei var vattenledande tunnlar. Vattentillförseln till leran är svår att begränsa och kontrollen av tunnlarna efter att de tagits i drift är också svår. En möjlig observationsmetod i vattenledande tunnlar efter att de tagits i drift kan var en fråga för vidare forskning.

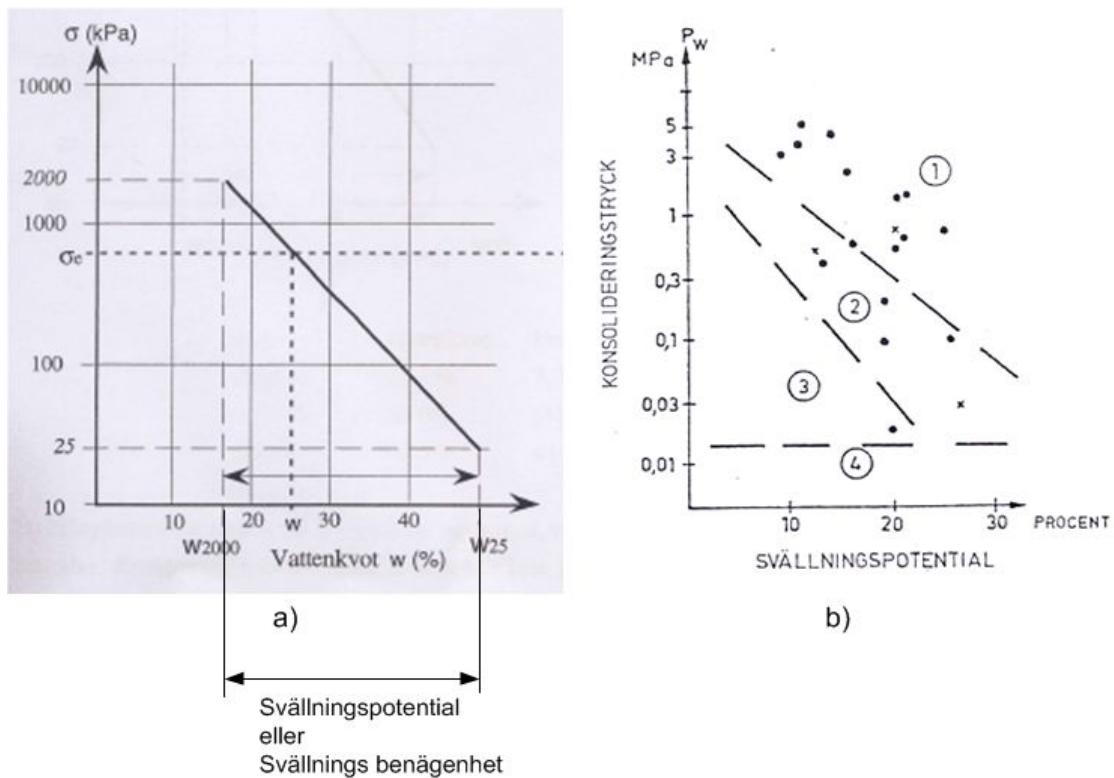
5 Dimensionering av tunnelförstärkning vid förekomst av svällande leror

5.1 Empiriska metoder

Det mest kända exemplet av en empirisk metod vid svällande leror är Terzaghis metod som klassificerar svällande leror som klass 9 i hans klassificering av berget. Den ekvivalenta berglasten för denna förstärkningsklass är cirka 75m och är oberoende av tunneldimensionen. Vidare har Brekke och Howard (Hook & Brown, 1990) föreslagit en bestämning av ett empiriskt svällningstryck som är relaterat till Attebergs Limits och Barton et al. (Hook & Brown, 1990) har i Q metoden föreslagit en direkt relation mellan tunnelförstärkning och bergmassor som har klassificerats som svällande.

Ett försök att relatera en förstärkningsmetod till egenskaperna hos en svällande lera utfördes av Selmer-Olsen och Rokoengen (1974) och brukar benämnas NTH-metoden. I detta arbete har svällningspotentialen eller svällningsbenegenheten definierats som skillnaden i vattenhalt när ett omrört prov med kornstorlek < 0.5mm konsoliderats vid 0,025 och 2,0 MPa, se Figur 22 a). Det ekvivalenta konsolideringstrycket σ_e är definierat som normaltrycket vid pålastningen av ett omrört, avluftad och dränerat prov i ödometer vid samma vattenhalt och porositet som leran har i det naturliga tillståndet.

Broms & Heiner (1979) utarbetade ett system för att använda det bestämda ekvivalenta konsolideringstrycket vid utformningen av förstärkningen, se Figur 22 b). Leran inom område 1 i Figur 22 b) behöver förstärkas med platsgjutna bågar med en minsta tjocklek av 30 cm. I område 2 är erfarenheterna oklara. Många zoner som inte har förstärkts har rasat inom 2-3 dagar. I en del lerrika zoner som har förstärkts med 5-10cm tjocksprutbetong omedelbart efter utsprängningen har sprutbetongen skadats. Lera i område 3 utvecklar ett lågt svälltryck så armerad sprutbetong i kombination med bultning har varit fullt tillräckliga. Leran i område 4 har en hög vattenhalt och en låg skjuvhållfasthet, vilket innebär att den flyter ut redan under, eller omedelbart efter, tunneluttagning.



Figur 22: a) Ett exempel på hur man bestämmer det ekvivalenta svällningstrycket σ_e . b) Ekvivalent konsolideringstryck som en funktion av svällningspotential (Från Broms & Heiner 1979 efter Selmer-Olsen och Rokoengen 1974).

5.2 Olika typer av analytiska metoder

Enligt ISRM (1994) finns det 4 typer av analytiska modeller som relaterar tunnelförstärkningens prestanda till bergkaraktären och in-situ spänningar. De är (1) tidsberoende modeller, (2) reologiska modeller, (3) deriverade reologiska modeller och (4) mekaniska modeller.

Tidsberoende modeller är baserade på en så kallad svällningslag som är utvecklad för tunneldesign i svällande leror. Svällningslagen erhålls direkt från ödometerförsök såsom illustrerats i Figur 23, vilket innebär att svällningen uttrycks som en funktion av den axiella spänningen. Det är viktigt att notera att svällningslagen behandlar svällningen som ett spänningsrelaterat problem och inte som ett tidsrelaterat problem. Huvuddragen i *tidsberoende modeller* är summerade i Tabell 1.

Generellt antar svällningslagen att materialet är isotropiskt och linjärelastiskt samt att volymen minskar med en ökning av spänningen. Till exempel har Einstein et al. (ISRM,1994) utvecklat en 3D modell baserat på hypotesen att första invarianten av den

totala spänningen kontrollerar volymdeformation, d.v.s. svällningen. Vidare antog dem att resultatet från ett ödometerförsök kan extrapoleras till 3D förhållanden med följande relation:

$$\sigma_r = (v / (1 - v)) \sigma_a \quad (1)$$

I ekvation (1) är v Poisson ratio och σ_r och σ_a är radiell respektive axiell spänning i ödometern. Golvhävningen i en tunnel bestäms då med en inverterad sättningsberäkning som relaterar ändringen av det första spänningsinvarianten till en volymändring. Det finns också andra 3D modeller som använder resultaten från triaxiella provningar för att relatera svällning med spänningsförändringar, se Tabell 1.

Enligt ISRM (1994) är 1D och 3D modeller användbara för uppskattning av svällningen, men de har vissa begränsningar. Några exempel på begränsningar är: (1) antagandet att materialet är isotropiskt och linjärelastiskt, (2) bara slutdeformationen kan beräknas, (3) om den initiala spänningssituationen i golvet är isotropiskt visar modellerna ingen svällning och (4) en generalisering av resultatet från ödometer till 3-D data utförs.

Tabell 1: Svällningslag i olika modeller (Från ISRM 1994).

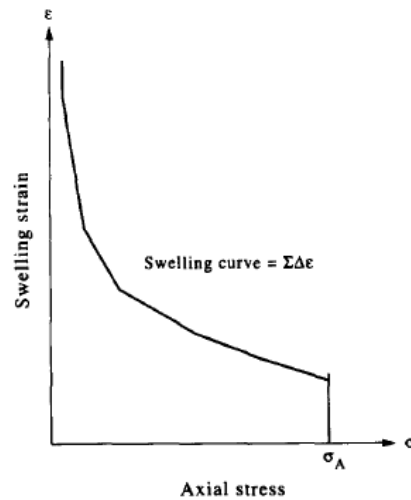
Model	Laboratory test				Field condition in		Analytical method	Stress-time or strain-time relation
	Type	Testing procedure	Stress state	Swelling law	Strain	Displ.		
[13]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	1-D	semi-log	1-D	1-D	inv.settl't*	no
[14]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log	1-D	1-D	inv.settl't	no§
[15]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log	2-D	1-D	FEM	no
[16]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log	2-D	1-D	finite diff	no
[20]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log	2-D	1-D	closed form	no
[17]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log; linear polynomial	2-D	2-D	FEM	no
[18]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log	2-D	2-D	FEM	no
[19]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	derived 3-D†	semi-log	2-D	2-D	FEM	no
[51]	1-D oedometer	Huder-Amberg [12]	1-D	semi-log	1-D	1-D	inv.settl't	no
[21]	true triaxial	Pregl <i>et al.</i> [22]	3-D	semi-log	3-D‡	3-D‡	FEM	yes

†Assuming an isotropic linear elastic material except for Fröhlich [19] who assumed an anisotropic swelling law.

‡Simplified.

§But discussed briefly.

¶Inverse settlement.



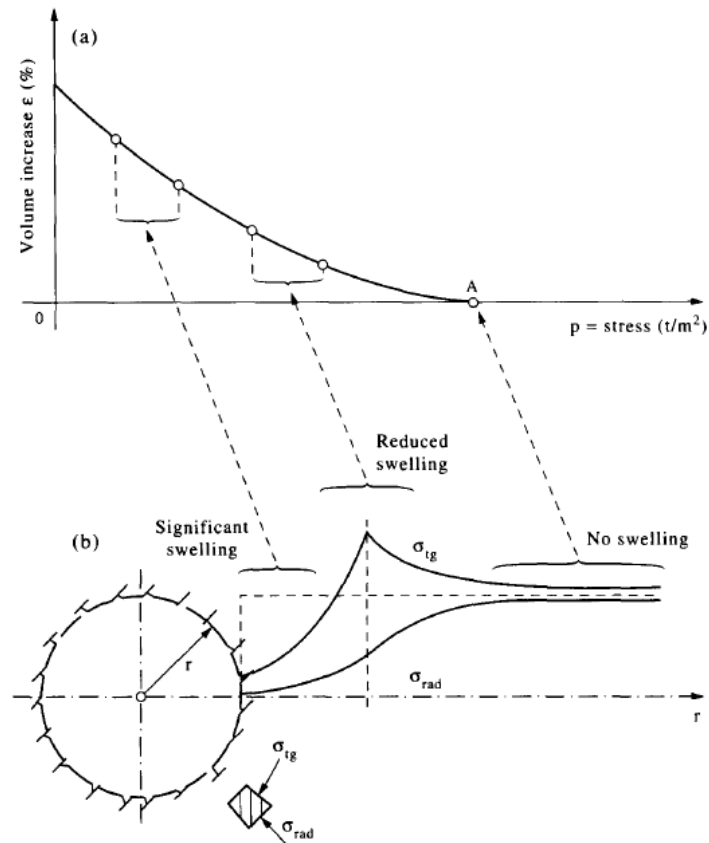
Figur 23: Svällning som funktion av axiell spänning från 1D (ödometertest). Vatten tillsatt vid spänning σ_A (Från ISRM 1994 efter ISRM 1989).

Reologiska modeller består av tre grundläggande element, Hook (fjäder), Newton (dämpare) och St Venant (slider) element. De flesta av dessa modeller kan enligt ISRM (1994) inte adekvat beskriva svällningen. En tidsberoende viskoelastisk modell som beskriver svällningen runt en tunnel har introducerats av Sakurai och Lo and Yean (ISRM, 1994). En lösning med en viskoelastisk modell har också presenterats av Lombardi (ISRM 1994) där svällningsvolymen är relaterad till spänningsändringen i bergmassan, vilket har illustrerats i Figur 24.

Tabell 2: Reologiska modeller (Från ISRM 1994).

Model	Reference	Volumetric contribution	Initial state of stress	Solution	Lining	Explicit deformation-time equation
Kelvin-Voigt	[28]	no	$\lambda_0 = 1$	closed form	no	yes
	[30]	yes	$\lambda_0 = 1$	closed form	yes	no
Pointing-Thomson	[52]	no	$\lambda_0 = 1$	closed form	yes	yes
	[29]	yes	$\lambda_0 = 1$	closed form	yes	yes
Bingham	[25]	no	$\lambda_0 = 1$	numerical iterative	yes	no
	[53]	no	$\lambda_0 = 1$	finite element method	no	no
	[54]	no	$\lambda_0 = 1$	closed form	yes	yes
Derived laws	[27]	no	$\lambda_0 = 1$	not available	yes	yes
	[32]	no	$\lambda_0 = 1$	finite element method	no	yes
	[36]	no	$\lambda_0 = 1$	closed form	yes	yes
	[55]	no	$\lambda_0 = 1$	closed form	yes	yes

Note: most models do not consider the volumetric contribution and some do not express the time deformation behavior explicitly.



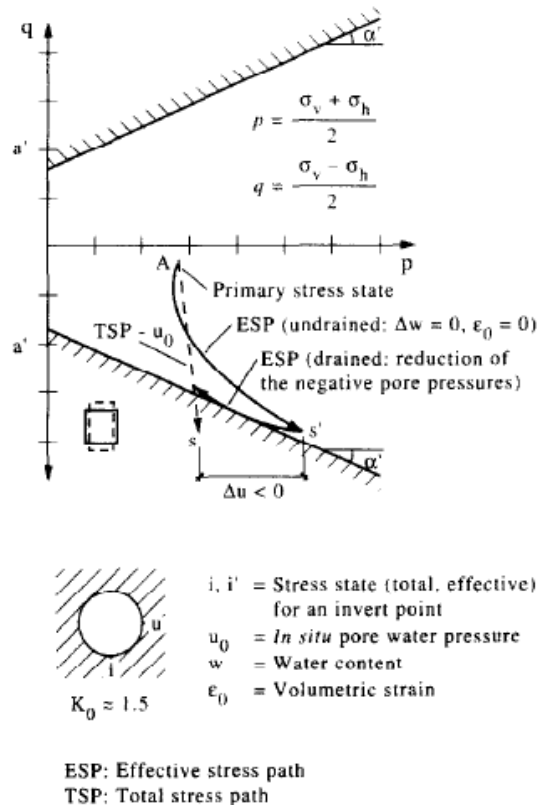
Figur 24: Volymdeformation p.g.a. svällning associerad med en ändring av spänningsfältet p.g.a. deformationer av berget. (a) spänning- volym relation. (b) Spänningen i berget påverkar spännings- volym relationen. (Från ISRM 1994).

Mekaniska modeller: Tidsberoende och reologiska modeller räknar svällningen utan att specifikt studera effekten av vatten. Mekaniska modeller kan ta hänsyn till vattnets effekt. Det mekaniska systemet (poröst material mättad med vätska) är karakteriserad med en deformation – diffusion process, särskilt vid konsolidering (när volymen minskar) och vid svällning (när volymen ökar). Hänsyn tas bara till den mekaniska svällningen när svällningen är modellerad med en diffusionslag. Den fysikaliska och kemiska svällningen p.g.a. elektrokemiska reaktioner mellan vatten och mineraler är inte behandlade i de mekaniska modellerna. De mekaniska modellerna kan vara "uncoupled" och "coupled". Vid en "uncoupled" modellering erhålls materialets deformation oberoende av hydraulisk diffusion. I "coupled" modellering erhålls deformation och diffusion interaktivt. Den enklaste "coupled" modellering baseras på Biots poroelasticitets teori. De grundläggande skillnaderna från "uncoupled" teorier är: (1) mekanism för att åstadkomma porvattentryck som relateras till Skempons B koefficient), (2) effektiv spänning som styr deformationen av det porösa materialet är karakteriserad med ekvation $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \alpha u \delta_{ij}$ där σ'_{ij} är effektivspänning, σ_{ij} är

totalspänning, α is Biot koefficient ($0 < \alpha < 1$), u är portryck och δ_{ij} är Kroneker delta. (3) diffusion av portrycket är kopplad till graden av volymändringen. "Coupled" modellering har använts med elastiska och elasto-plastiska förutsättningar. En förbättrad "coupled" modellering har används av Anagnostou, där tidsberoende utveckling av svällningsdeformationer tolkas som en konsekvens av försvinnandet av det negativa portrycket. Dessutom är hänsyn till vattenflöde genom bergmassan också medtagen i beräkningen. Detta och modellering av berget som ett anisotropiskt, icke linjärelastiskt och perfekt plastiskt, material ger ett realistiskt resultat av svällningen speciellt vid beräkningen av hävningen av tunnelgolvet (ISRM 1994).

I en av den senast utvecklade mekaniska modellen av Bellwald och Aristorenas kombineras mekanisk svällning/konsolidering med krypning (ISRM 1994). Konceptet simulerar förekomsten av ett negativ portryck och relaterar det med volymökning av berget runt tunneln (ESP odränerad i Figur 25) som följs med en minskning och försvinnandet av det negativa portrycket (ESP dränerad i Figur 25). Med minskningen och försvinnandet av det negativa portrycket rör sig spänningstillståndet mot brottillståndet och krypning kan inträffa.

Modellen utvecklad av Aristorenas baseras direkt på observationer erhållna från triaxiella tester i laboratorium på skiffer. Modellen inkluderar den grundläggande karaktären av skiffer som anisotropi, plasticitet, dilatans och krypning. Utvecklingen av materialdeformationen kontrolleras med konsolidering/svällning och krypning. En volymdeformation i form av kontraktion och svällning åstadkommes med ökning (pålastning) och minskning (avlastning) av effektivspänning. Modellen tar också hänsyn till den materialexpansion (dilatans) som sker under skjuvning (ISRM 1994).



Figur 25: Spänningsväg under avlastning och svällning av en punkt i tunnelgolvet för en cirkulär tunnel med initialspänning $\sigma_h/\sigma_v=1.5$. Från ISRM (1994).

5.3 Befintliga förstärkningskoncept

ISRM (1994) har föreslagit ett förstärkningskoncept för Argillaceous berg, vilket är en sedimentär svällande bergart skapad från leravlagringar. De förekommande förstärkningsförslagen antar att hela eller större delar av berget runt tunneln är av svällande material och inte som en förekomst i sprickfyllningar. Designkoncepten för tunnelförstärkningar med förekommande svällande leror föreslagna av ISRM (1994) är grundade på en idé att antingen ackommodera svällningen eller förebygga den. De tre olika presenterade designkoncepten som är baserade på dessa två principer är "passiv", "aktiv" och "intermediate" design.

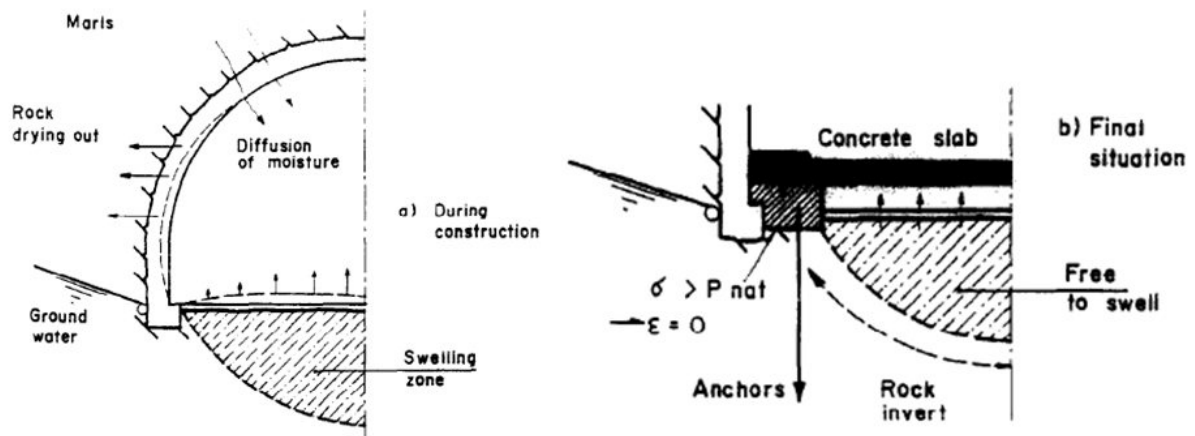
I det mest extrema *passiva designen* är det tillåtet att berget sväller fritt och att det svällande berget regelbundet rensas så att tunnelfunktionen kvarstår. Ett exempel är vägtunnlar där tunnelväggarna inte är täckta och svällt berg kontinuerligt rensas.

Figur 26 illustrerar ett analogt förslag till ovanstående koncept, men som är mycket mer praktiskt. I det här förslaget lämnas ett utrymme mellan berget och den rigida

förstärkningen. Denna lösning kräver en noggrann design av den rigida delen av förstärkningen som ska motstå svällningstrycket.

Den viktigaste aspekten vid en passiv design är förmodligen formen av tunnelprofilen (ISRM 1994). Eftersom svällningen är ett resultat av förändringar av spänningssituationen i berget och vatteninflödet kan svällningen förebyggas eller reduceras betydligt om den ursprungliga spänningssituationen kan reproduceras. Passiv design försöker göra detta med en lämplig tunnelform. En cirkulär, eller annan kurvig, form med en relativt smal radie kan reproducera spänningssituationen i berget nära det ursprungliga. Enligt ISRM (1994) skapar en cirkulär form också ett mottryck i berget ifall berget nära konstruktionen börjar svälla.

Ett exempel på passiv design utan förstärkning är Felsenau gipsgruvor i Schweiz och två exempel med utrymme mellan berg och förstärkning är Seelisberg tunnel och Neuchatel West tunnel i Schweiz.



Figur 26: Illustration av utrymmet mellan svällande berg och konstruktionen. a) under konstruktion, b) slutlig konstruktion (Från ISRM 1994).

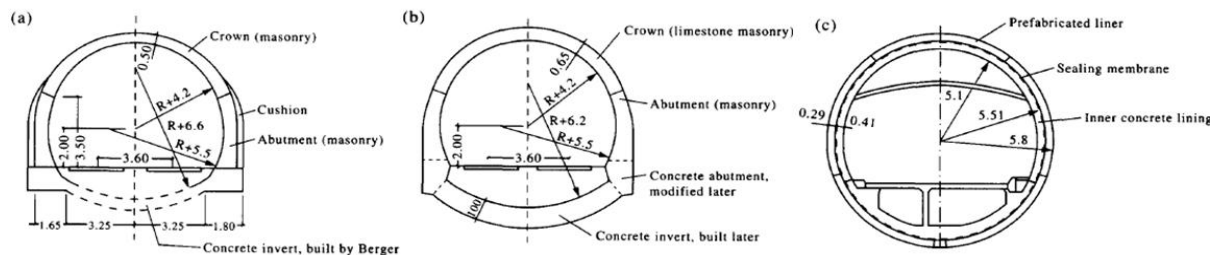
Aktiv design involverar konstgjorda medel för att reducera vatteninflödet eller en rigid konstruktion som håller emot spänningen eller en kombination av dessa.

Enligt ISRM (1994) är dränering en av de mest effektiva åtgärderna mot svällning. Den reducerar kontakten mellan vatten och det svällande berget, vilket reducerar svällningen. Om dräneringen inte förhindrar svällningen kan svällningen förstöra dräneringsanläggningen, vilket accelererar svällningen och vidare förstörelse. Underhållskostnader för en långsiktig dränering kan vara stora.

Tätning av alla öppna ytor och reduktion av vatteninflödet kan också vara en effektiv åtgärd mot svällning. Enligt ISRM (1994) är tätning effektivt för att kortsiktigt stoppa

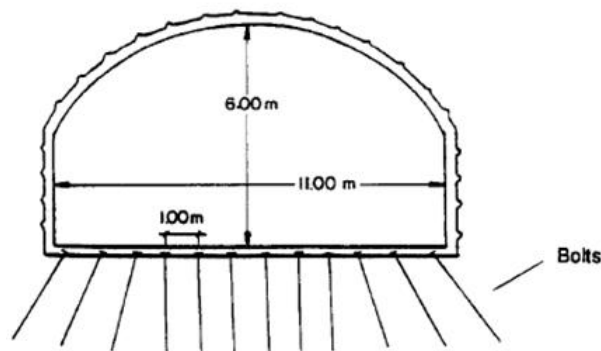
eller reducera vatteninflödet men den stoppar inte vatteninflöde under hela tunnelns livslängd.

Tjocka krökta "liners" är en förstärkning med en rigid struktur som kan producera ett betydligt mottryck när berget börjar svälla och är den mest kända representanten för en aktiv designmetod, se Figur 27. Den krökta, oftast cirkulära, formen av förstärkningen ökar inte bara förstärkningens styvhet utan leder också till skapandet av ett naturligt mottryck i berget som även är viktigt för den passiva designen.



Figur 27: (a) Valv i golvet. Exempel: Hauenstein Tunnel, Schweiz. Original designed av Berger. (b) Hauenstein Tunnel, Schweiz Tunnel sektionen utan lateral dämpning ("chusions"). (c) Cirkular "lining" design: Bösberg vägtunnel, Schweiz. Dimensioner i m. (Från ISRM 1994).

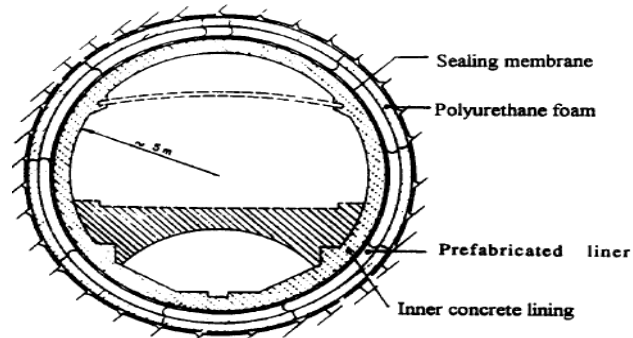
En annan möjlighet för en rigid förstärkning inkluderar bultning eller förankring där svällningstrycket mobiliserar ett mothåll i bultar/ankare eller genom att förspänning används, se Figur 28.



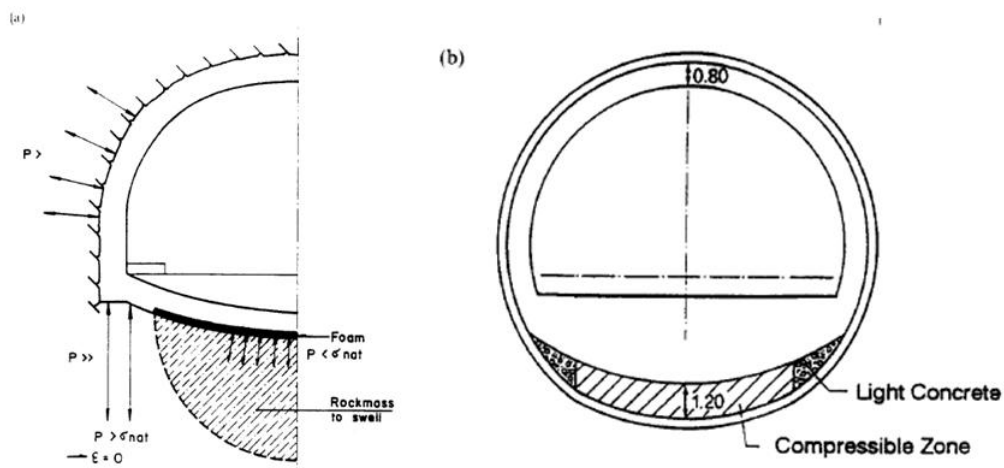
Figur 28: Bultat golv i ett exempel från en tunnel i Schweiz med dimensioner i meter (Från ISRM 1994).

Den tredje typen av design i svällande material är *intermediate design*. En bräcklig "backfyllning" mellan förstärkningen och berget tillåter att en viss deformation i berget utvecklas innan förstärkningen börjar mobilisera ett mottryck, se Figur 29. Ett analogt koncept, men med en viss skillnad i detaljerna, visas i Figur 30. I Figur 30 a) visas användningen av ett polyuretanskum i tunnelgolvet som fungerar som ett kompressibelt lager mellan berget och förstärkningen och Figur 30 b) visar en

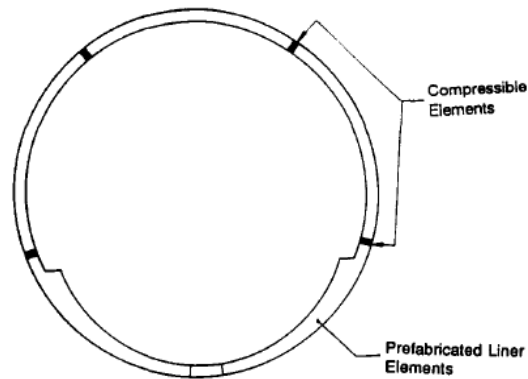
kompressibel zon mellan en extern och en intern förstärkning. I Figur 31 visas ett alternativ där ett speciellt kompressibelt element installeras mellan prefabricerade förstärkningselement. Vid typer av *intermediate* förstärkning är det viktigt att betona att förstärkningen förutsätter att det finns en svällningsgräns.



Figur 29: Förslag på förstärkning med en kompressibel backfyllning (Från ISRM 1994).

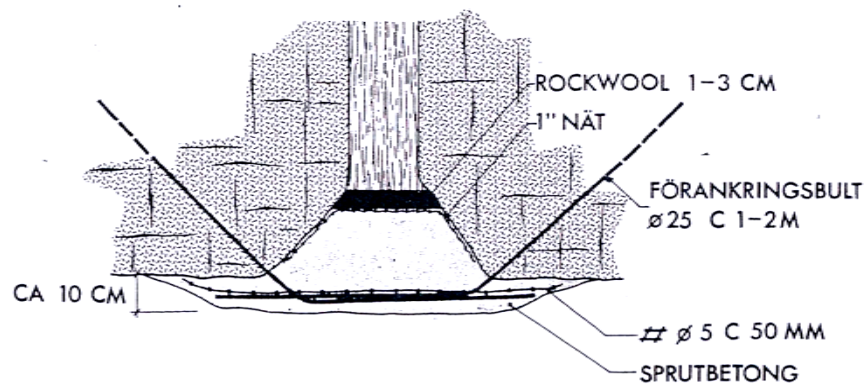


Figur 30: (a) Kompressibelt lager mellan struktur och berg använd i Buechberg tunnel i Schweiz. (b) Kompressibel zon mellan en yttre och en inre förstärkning använd i Freudenstein tunnel i Tyskland (Från ISRM 1994).

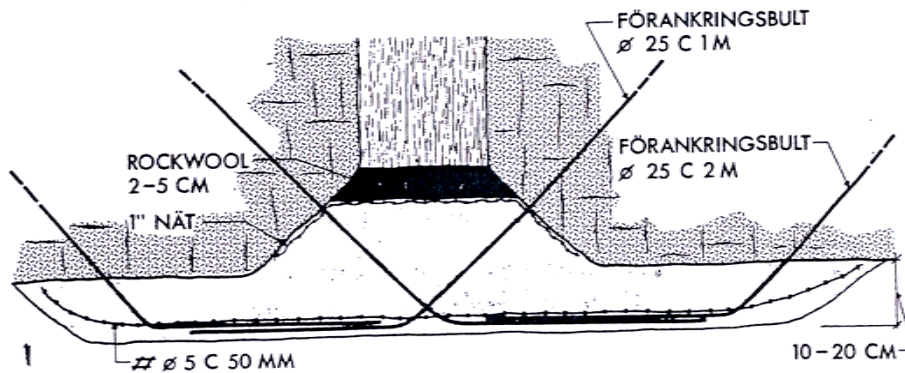


Figur 31: Tunnelförstärkning med kompressibla element mellan prefabricerade förstärkningselement (Från ISRM 1994).

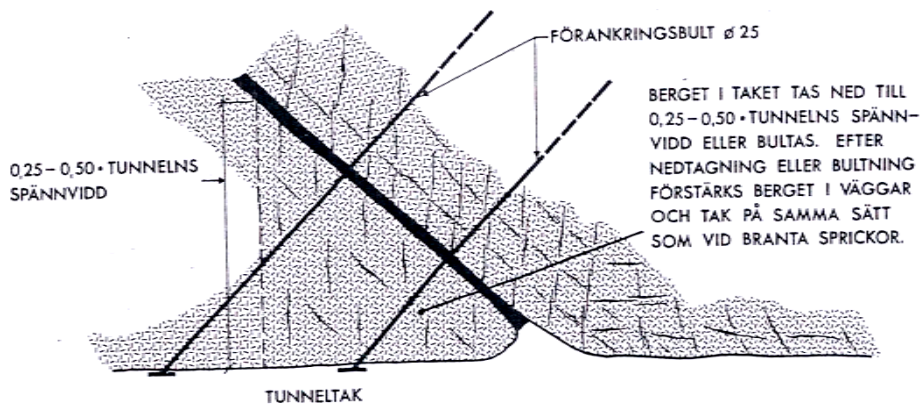
Ett annat förslag på förstärkningskoncept vid förekomsten av svällande leror i enstaka och tätliggande sprickor har utvecklats av Broms & Heiner (1979). Figur 32 till Figur 34 visar olika förslag på tunnelförstärkning vid förekomst av svällande leror i enstaka sprickor. Figur 35 visar ett förslag på förstärkning vid förekomst av svällande lera i flera tätliggande sprickor (Efter Eurenus 1972 i Broms & Heiner, 1979). De förslagna förstärkningarna innehåller ett lager stenull mellan armeringen och berget, vilken har en fjädrande funktion. Idén kommer från Selmer-Olsens forskning från 1971 som visade att om bergets tilläts att svälla t.ex. 5 % så minskar svälltrycket 50 %. Enligt Broms & Heiner (1979) har dessa metoder använts med framgång i Långa och Järnvägsforsens kraftverk. Vid användningen av dessa förstärkningsmetoder i de nämnda tunnlarna var metoderna inte helt utprovade och därför användes kraftigare betongförstärningar än de som motsvarar de laster som mätningarna i laboratoriet visade.



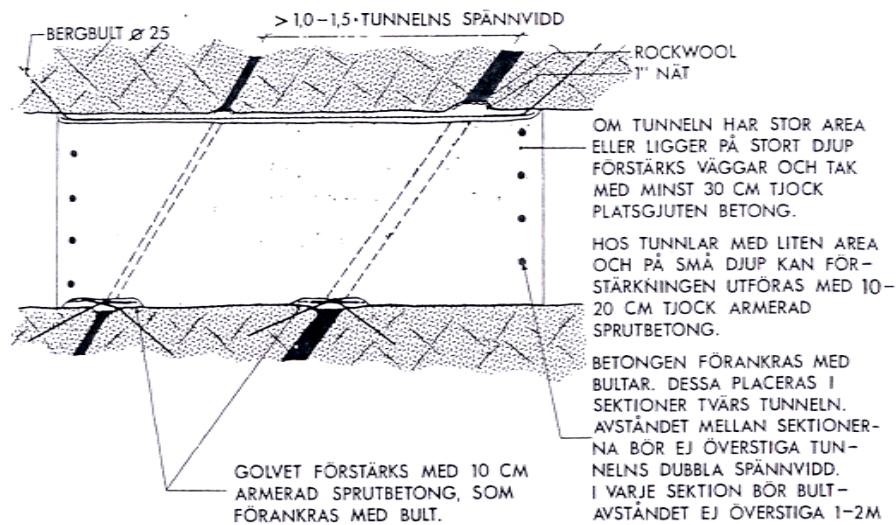
Figur 32: Exempel på förstärkning vid enstaka branta sprickor med svällande lera (Från Broms & Heiner 1979 efter Eurenus 1972).



Figur 33: Exempel på förstärkning vid enstaka branta sprickor med svällande lera, sprickvidd 20-50cm (Från Broms & Heiner 1979 efter Eurenus 1972).



Figur 34: Exempel på förstärkning vid enstaka medelbranta sprickor (Från Broms & Heiner 1979 efter Eurenus 1972).



Figur 35: Exempel på förstärkning av tak och väggar vid flera tätliggande sprickor. Sprickavstånd <math>< 1-1.5 \times</math> tunnels spännvidd (Från Broms & Heiner 1979 efter Eurenus 1972).

5.4 Sammanfattning och diskussion

Den utförda genomgången visar att effekterna av en möjlig reduktion av lerans skjuvhållfasthet inte beaktas vid förstärkningsdimensionering, vilket är något som kan misstänkas inträffa i samband med att leran sväller.

Den utförda genomgången visar vidare att varken empiriska eller analytiska metoder tar hänsyn till svällande leras långsiktiga påverkan på förstärkningen såsom erosion av materialet eller en möjlig korrosion av armeringen. Ett annat viktigt parameter är vattentillförseln till leran. Den kan initialt vara långsam men ändå tillräcklig stor för att skapa ett svälltryck mot förstärkningen.

NTH metod baseras på bestämningen av det ekvivalenta konsolideringstrycket hos den förekommande leran i berget. Vid denna bestämning används det torkade och omrörda prover vilket innebär att resultaten av mätningen delvis kan ifrågasättas. Kommer de uttorkade och omrörda flata partiklarna i skelettet att orienteras på samma sätt och ge en likadan E-modul som den naturliga leran. En möjlighet skulle kunna vara att jämföra E-modulen bestämd i ödometer hos störda och ostörda prover. Det kan emellertid vara ett problem att erhålla prov av "ostörd" lera.

Genomgången av de befintliga förstärkningsmetoderna visade att en relaxering av svällningstrycket före det att förstärkningen börjar ta last kan vara ett viktigt moment vid förstärkningens utformning. Dessutom visade studien att erosion av materialet också kan vara ett viktigt moment. Utöver att skapa förutsättningar för en möjlig

tryckrelaxering bör det även säkerställas vid förstärkningens utformning att erosion av sprickfyllnadsmaterialet inte kan inträffa.

Enligt ISRM (1994) har designkoncept och detaljerna vid tunneldrivning i svällande berg nått en tillfredsställande nivå. Vid designen kan man välja mellan "passiv", "aktiv" eller "intermediate" designkoncept. Svårigheten ligger inte i de tekniska detaljerna när man har valt ett koncept utan svårigheterna ligger i valet av koncept för en given tunnel. Hur man ska gå tillväga vid valet av designkoncept kan vara en fråga för forskning.

De diskuterade förstärkningarna i ISRM (1994) är utvecklade för situationer där en stor andel av bergmassan runt tunneln är svällande. Frågan är om förstärkningarna blir överdimensionerade för tunnlar i berg där svällande lera enbart förekommer som fyllningsmaterial i enstaka sprickor, d.v.s. där massan av det svällande materialet är relativt liten. En annan viktig fråga är om dessa metoder kan användas i vattenledande tunnlar. Finns det några begränsningar att använda dessa typer av metoder under sådana förhållanden. Ingen av de redovisade exemplen i ISRM (1994) är vattenledande tunnlar.

Förstärkningsmetoderna som föreslogs av Broms & Heiner (1979) kombinerar bultning, armerad sprutbetong och dämpning av svällningen med stenull. I dessa förstärkningsmetoder förhindrar inte sprutbetongen åtkomsten till vatten till det svällande materialet. Utrymmet med stenull blir fyllt med vatten vilket gör att det alltid finns vatten tillgängligt för leran. Om enbart sprickorna täcks med stenull, såsom illustrerats i Figur 33 och Figur 34, kan denna dämpningvolym bli relativt liten i jämförelse till sprickans volym. I andra hand, om man täcker större ytor, kan inte sprutbetongen fastna på berget vilket också kan vara ett problem.

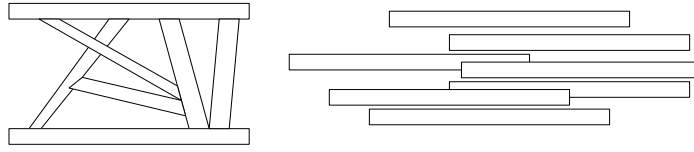
Ett annat viktig moment är erosion av det svällande materialet. Förstärkningen med stenull kan vara en bra lösning om leran sväller till det dämpade utrymmet och stannar där p.g.a. att ullen stoppar erosionen samtidigt som förstärkningen orkar hålla emot lasten och förhindra en vidare svällning. Frågan är om stenullen kan förindra erosion och urspolning av materialet. Det kan vara intressant att undersöka om det har inträffat några tunnelras i någon av de tunnlar som har förstärkts med stenull.

6 Skjuvhållfasthet av olika svällningsbenägna leror

Svällningsprocessen i lera kan öka lasten på tunnelförstärkningen direkt p.g.a. att svällningen skapar ett svälltryck och indirekt p.g.a. att lera som har svällt har en reducerad skjuvhållfasthet. Det är viktigt att påpeka att även lera som inte har svällande egenskaper får en reducerad skjuvhållfasthet vid en ökning av vattenhalten, vilket också orsakar en större last på förstärkningen. Därför är det viktigt att vid förekomsten av lera i svaghetszoner ta hänsyn till både svällande och icke svällande lera samt till framtida förväntade förändringar i vattenförhållanden i bergmassan.

6.1 Påverkan på lerans skjuvhållfasthet vid förändrad porvattenkemi

Larsson et al. (2009) undersökte hur koncentrationen av Ca^{2+} , Na^+ och K^+ joner påverkar skjuvhållfastheten av kaolin lera runt cement/kalk pelare. I laboratoriet tillverkades ett antal pelare i två behållare fyllda med lera. Vissa pelare tillverkades med olika mängder av cement och kalk, och vissa tillverkades med enbart cement. Efter 7, 14 och 30 dagar uppmättes skjuvhållfastheten i omrörd och ostörd lera på olika avstånd från pelarna (0 – 50 cm) med fallkon metoden. De mätte också koncentrationen av Ca^{2+} , Na^+ och K^+ joner i leran. Undersökningen visade att på ett avstånd av ca 20 cm från pelarna faller koncentrationen av Ca^{2+} joner brant samtidigt som koncentrationen av Na^+ och K^+ joner uppnår sitt maximala värde. På samma avstånd hade leran den lägsta uppmätta skjuvhållfastheten och den lägsta plasticitetsgränsen. Enligt Larsson et al. (2009) är den låga skjuvhållfastheten ett resultat av hur kaolinpartiklarna är orienterade i leran. Laddningen på kanterna av kaolinpartiklarna påverkas med Na^+ och K^+ joner och blir mera ”–” laddade. Det resulterar i att kaolinpartiklarnas kanter repelleras från kaolinpartiklarnas yta som alltid är ”–” laddad, vilket ger en mera parallellordnad partikelorientering i leran. Detta har illustrerats med den högra bilden i Figur 36. En mera parallellordnad partikelorientering i leran leder samtidigt till en lägre skjuvhållfasthet.



Figur 36: En illustration på hur kaolin partiklar kan vara orienterade. Orienteringen i bilden till vänster ger en bättre skjuvhållfasthet än den till höger.

6.2 D₅₀ och halten av smektit som ett mått på lerans skjuvhållfasthet

Liu et al. (2007) undersökte skjuvhållfastheten i lera från lerfyllda förkastningar i Österrikiska Alperna. Målet var att göra en probabilistisk prognos av lerans skjuvhållfasthet genom bestämning av några enkla geotekniska parametrar p.g.a. svårigheterna vid provtagning och testning med de kända metoderna.

Idén var att hitta de ”nyckel” parametrar hos leran som påverkar skjuvhållfastheten. Baserat på uppmätta resultatet från skjuvtesterna (spänning – skjuvning, skjuvning - vertikal kontraktion/dilatans samt friktionvinkel och kohesion) klassificerades leran i fyra olika typer.

Undersökningen visade att D₅₀, andel partiklar <0,002 mm, halten av smektit och halten av icke-platta silikat mineraler är de geotekniska parametrar som i första hand påverkar skjuvhållfastheten. Denna studie visar även att det kan vara möjligt att indirekt bestämma en leras skjuvhållfasthet.

Diskussion

Larsson et al. (2009) visade att förekomsten av olika joner i porvattnet kan minska lerans skjuvhållfasthet. Det betyder att ett vattenflöde genom en lera i berget kan påverka skjuvhållfasthet i både svällande och icke svällande leror. Det är därför viktigt att ha en kunskap om, samt vara uppmärksam på förändringar i, vattnets kemiska sammansättning.

Liu et al.(2007) visade att en leras skjuvhållfasthet påverkas betydligt av partikelstorleken hos lermineralerna och halten av det svällande mineralet smektit. En större andel av finare partiklar och en större andel av smektit i leran ger en lägre skjuvhållfasthet. Lera för analys samlades in från 15 olika projekt genomförda i Österrike. Den samlade leran rensades från partiklar > 0.04 mm vid förberedelserna för skjuvtestning. En fråga som uppstår är hur pass representativa som proverna med den omrörda leran är jämfört med en lera in-situ.

I båda ovanstående undersökningar gjordes mätningarna på störda prover i laboratorium. Leran var omrörd, torkad, renat från större partiklar osv. Frågan är hur stor del av partiklarna i leran som får möjlighet till en omorientering och svällning under in-situ förhållanden.

7 Slutsatser

Flera ras i tunnlar har inträffat i Sverige och utomlands där leror förekommit i brantstående svaghetszoner. Dessa ras är oftast förknippade med vattenledande tunnlar men har även inträffat i vägtunnlar. Lermineral tillhörande smektit gruppen, d.v.s. mineraler som har svällande egenskaper i kontakt med vatten har funnits i alla förekommande fall. De svällande egenskaperna synes vara ett nödvändigt men inte tillräckligt villkor för att problem skall uppkomma eftersom orsaken till en del av dessa ras inte enbart har kunnat förklaras med svällningen.

Det är också troligt att det sker en reduktion av lerans skjuvhållfasthet vid svällning. Det innebär att sprickor i svaghetszoner får en minskad förmåga att överföra skjuvkrafter. Hur skjuvhållfastheten i dessa sprickor minskar med tiden är idag till stor del okänt. Frågan om även ändrade belastningar eller vattenflöden kan påverka hållfastheten är också dåligt kända.

En viktig fråga är vilken mekanism som orsakar den reducerade skjuvhållfastheten. I princip bör lerans skjuvhållfasthet beskrivas utifrån ett effektivspänningsrelaterat brottkriterium. Frågeställningen kan då relateras till på vilket sätt svällningen påverkar kohesion och friktionsvinkel eller om det kan vara ett ändrat portryck som orsakar reduceringen av skjuvhållfastheten. Vattenströmningen kan ändra porvattentrycket. En alternativ tolkning är att det är ändringar i grundvattenkemin som även kan reducera skjuvhållfastheten. En ökad vattenströmning kan lösa ut vissa joner som till exempel Ca, Na och K, vilket man vet påverkar lerans hållfasthet.

En annan mekanism som kan orsaka ras är erosion av materialet i sprickorna. Det skulle också kunna reducera skjuvhållfastheten. Frågan är hur dessa material eroderas genom en betongförstärkning. Kan det eventuellt ske genom uppkomna sprickor i betongförstärkningen?

Fördjupad forskning erfordras för att kunna förstå de mekanismer som styr brottförloppen. Detta är en förutsättning för att kunna ta fram designkriterier till tunnlar som passerar zoner med svällande leror. Problemet kan studeras dels teoretiskt utifrån gällande modeller av lerors skjuvhållfasthet såsom Cam-Clay modellen, dels genom laboratorieförsök och djupare erfarenhets- och fallstudier.

8 Referenser

Brekke, T. L., & Selmer-Olsen, R. (1965). Stability problems in underground constructions caused by montmorillonite-carrying joints and faults. *Engineering Geology*, 1 (1), 3-19.

Broms, B., & Heiner, A. (1979). *Förstärkning av lerzoner i berganläggningar*. Stockholm: Byggeforskningen.

Commission on swelling rock, I. (1994). Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 31 (5), 535-546.

Heiner, A., & Stille, H. (1990). *Ras i kraftverkstunnel, Norränge*. Stockholm: BeFo.

Hook, E., & Brown, E. T. (1990). *Underground Excavations in Rock*. London: Spon Press.

Hultman, R., Stille, H., & Söder, P.-E. (1993). *Ras i kraftvekstunnel, Gidböle*. Stockholm: BeFo.

ISRM. (1989). Suggested methods for laboratory testing of argillaceous rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, Abstact. 26, 415-426.

Katti, D. R., & Shanmugasundaram, V. (2001). Influence of swelling on the microstructure of expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 175-182.

Katti, D. R., Schmidt, S. R., Ghosh, P., & Katti, K. S. (2005). Modeling the response of pyrophyllite interlayer to applied stress using steered molecular dynamics. *Clays and Clay Minerals*, 53 (2), 171-178.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics. SI version*. Singapore: John Wiley & Sons.

Larsson, S., Rothhämel, M., & Jacks, G. (2009). A laboratory study on strength loss in kaolin surrounding lime-cement columns. *Applied Clay Science* (44), 116-126.

Liu, Q., Button, E., & Klima, K. (2007). Investigation for probabilistic prediction of shear strength properties of clay-rich fault gouge in the Austrian Alps. *Engineering Geology* (94), 103-121.

Ottner, F., Gier, S., Kuderna, M., & Schwaighofer, B. (2000). Results of an inter-laboratory comparison of methods for quantitative clay analysis. *Applied Clay Science* (17), 223-243.

Yilmaz, I. (2009). Swell potential and shear strength estimation of clays. *Applied Clay Science* (46), 376-384.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org
Besöksadress: Storgatan 19



ISSN 1104-1773