

## **STABILITET HOS YTTLIGT BELÄGNA TUNNLAR**

Jimmy Töyrä

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING  
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

# **Stabilitet hos ytligt belägna tunnlar**

## **Stability analysis of shallow tunnels**

Jimmy Töyrä, Luleå tekniska universitet

SveBeFo rapport 81

Stockholm 2007

ISSN 1104 – 1773

ISRN SVEBEFO-R—81—SE



## FÖRORD

Större delen av de tunnlar som byggs för trafik och annan infrastruktur är ytligt belägna jämfört med brytning i gruvor och andra anläggningar där geologi, topografi eller funktion motiverar ett djupare läge. Med ytligt läge menas här en bergtäckning av storleksordningen halva tunnelns spännvidd, dvs från några meter till ett tiotal meter. Det ytliga läget är normalt motiverat av att begränsa lutningar eller längd på tillfarter, på rulltrappor och hissar etc. Särskilt i urbana områden innebär det ytliga läget ofta att man måste beakta möjlig inverkan på närliggande befintliga anläggningar.

Projektet ”stabilitet för ytligt belägna tunnlar” har syftat till att identifiera faktorer som är viktiga vid bedömning av anläggningarnas stabilitet. Resultaten ska kunna bidra vid bedömningar av vilka data som måste samlas in och med vilken noggrannhet vid olika givna förutsättningar, så att designen blir så kostnadseffektiv som möjligt. Arbetet har utgått från analys av ett antal typfall och slutsatser baserade på resultaten av dessa modellstudier, inklusive jämförelser med dokumenterade mätdata från ett praktikfall.

Arbetet har bedrivits som licentiatarbete vid Luleå Tekniska Universitet med Erling Nordlund som vetenskaplig handledare, och presenterats i en licentiatavhandling i december 2006. Föreliggande rapport är en sammanfattande svenskspråkig redovisning av avhandlingen. Projekt har finansierats av SveBeFo med Banverket och SBUF som medfinansiärer och har följts av en referensgrupp bestående av Anders Fredriksson, Golder, Beatrice Lindström, WSP, Olle Olofsson, Banverket, Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant och Björn Stille, Skanska samt undertecknad.

Stockholm i maj 2007

*Tomas Franzén*



## INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	INLEDNING .....	1
2	KONCEPTUELLA NUMERISKA ANALYSER .....	3
2.1	Modell och indata .....	3
2.2	Varierade parametrar .....	4
2.3	Indikatorer .....	7
2.4	Resultat – Kontinuumsanalyser .....	10
2.5	Resultat – Diskontinuumsanalyser .....	12
3	FALLSTUDIE, ARLANDABANAN .....	15
3.1	Indikatorer för analysen .....	19
3.2	Resultat .....	21
4	Diskussion .....	25
4.1	Konceptuella numeriska analyser .....	25
4.2	Arlandabanan – Shuttlestation 2 .....	27
4.3	Sammanfattning .....	28
5	SLUTSATSER .....	29
6	REFERENSER .....	31

BILAGA 1	Resultat från (i) tangentialspänningar längs tunnelranden
BILAGA 2	Resultat från (ii) deformation av tunnelranden
BILAGA 3	Resultat från (iii) deformation av markytan
BILAGA 4	Resultat från (iv) plasticerat område
BILAGA 5	Resultat från (v) områden med dragspänningar
BILAGA 6	Resultat från (I) deformation av markytan
BILAGA 7	Resultat från (II) plasticerat område
BILAGA 8	Resultat från (III) glidning och/eller öppnande av diskontinuitet
BILAGA 9	Resultat från (IV) takstabilitet
BILAGA 10	Resultat Arlandabanan, tangentialspänningar längs tunnelranden
BILAGA 11	Resultat Arlandabanan, deformation av tunnelranden
BILAGA 12	Resultat Arlandabanan, deformation av markytan
BILAGA 13	Resultat Arlandabanan, plasticerat område
BILAGA 14	Resultat Arlandabanan, extensometermätningar



## **SAMMANFATTNING**

I takt med ökad urbanisering minskar möjligheten att nyttja markytan och behoven av konstruktioner under jord ökar. Genom bättre förståelse av vilka parametrar som kontrollerar beteendet och stabiliteten för en underjordskonstruktion kan det gå att förbättra kostnadseffektiviteten för förundersökningar och även under byggandet. Genom konceptuella analyser och en fallstudie har de faktorer som styr beteendet och stabiliteten för en ytlig tunnel identifierats och beskrivits. Denna kunskap ska vara till hjälp för att bestämma vilka indata som behöver samlas in och vilken noggrannhet som krävs för att kunna göra en relevant analys. Ytliga tunnlar har i denna rapport definierats som tunnlar vars bergtäckning är 0.5 gånger tunnelns diameter.

I analyserna studerades faktorer såsom bergmassans hållfasthet, det primära spänningstillståndet, tunnelns placering i bergmassan samt geologiska strukturer. Resultaten visade att de viktigaste faktorerna att ta hänsyn till vid en stabilitetsanalys är struktur geologin och det primära spänningstillståndet. Dess faktorer är alltså viktigast att bestämma med största möjliga noggrannhet. Denna rapport är en sammanfattning av licentiatavhandlingen Töyrä (2006) och grundar sig helt på den.

## **SUMMARY**

Due to lack of space on the surface in urban areas there is an increased need for underground constructions. These constructions are often situated at shallow depth. With a better understanding of which parameters that control the behaviour and stability of shallow underground constructions the cost efficiency of pre-investigations and the tunnel construction could be improved. Through conceptual analyses and a case study the important factors that control the stability and behaviour of shallow tunnels have been identified and described. This knowledge will aid in determining which data that needs to be collected and with what accuracy in order to be able to conduct relevant analyses. In this report shallow tunnels means an overburden less than 0.5 times the tunnel width.

In the analyses factors like the strength of the rock mass, the virgin state of stress, and the location of the tunnel in the rock mass and geological structures have been investigated. The results show that the most important factors are the structural geology and the virgin state of stress. Hence, these factors should be investigated with as high accuracy as possible. This report is a summary of the Licentiate thesis Töyrä (2006)

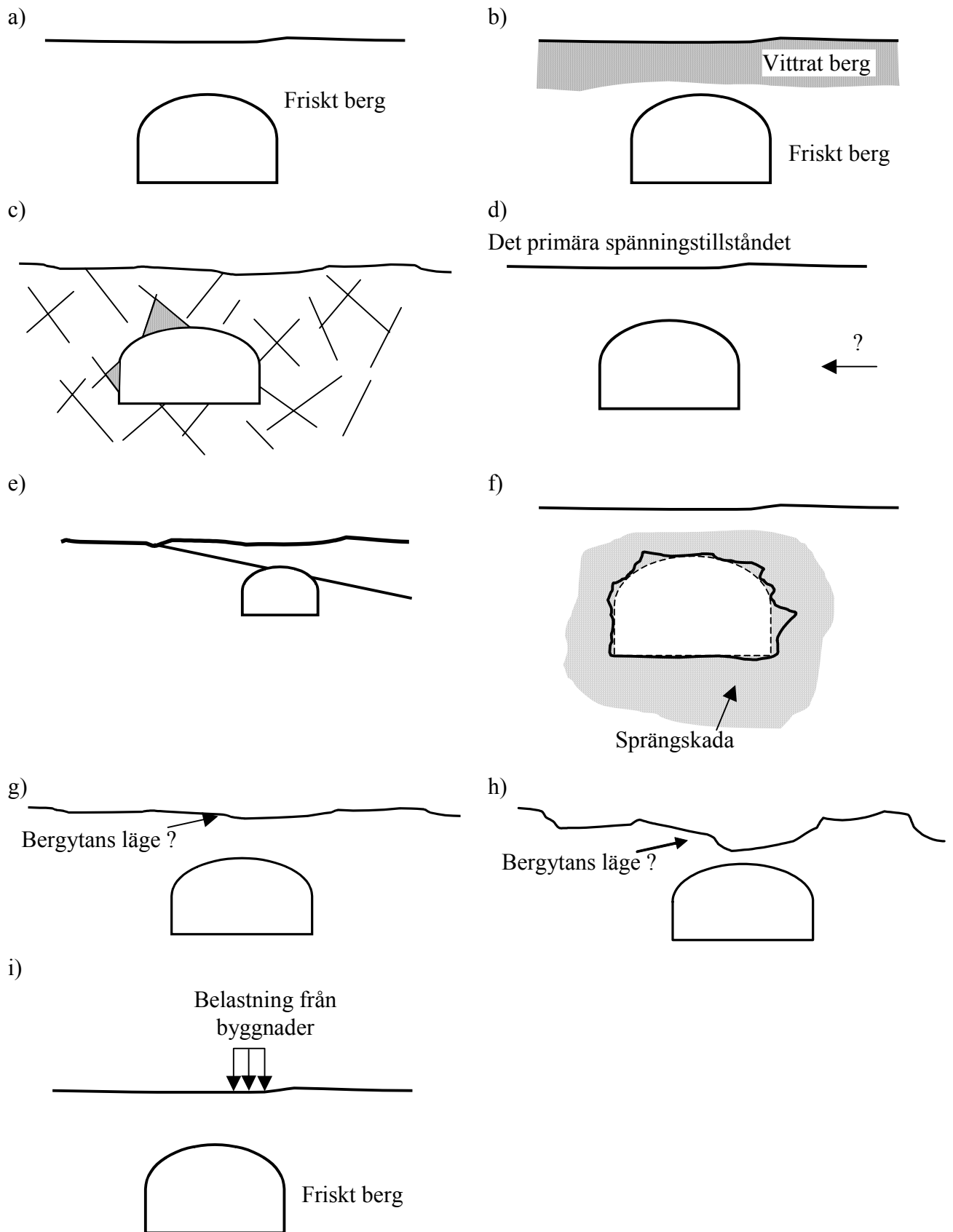




## 1 INLEDNING

Kunskapen om bergmassans mekaniska egenskaper och spänningstillståndet i de ytliga delarna av jordskorpan är begränsad. Eftersom många tunnlar och berganläggningar byggs på relativt litet djup är det viktigt med en ökad kunskap för att kunna förbättra dimensioneringen. Faktorer som kan påverka beteendet och stabiliteten hos ytnära underjordskonstruktioner (Figur 1a) är t ex bergtäckningen och vittringens reducering av bergmassans hållfasthet och styvhet, se Figur 1b. Minskningen i styvhet påverkar förmågan att attrahera spänning vilket kan leda till att bärande valv i taket inte kan utvecklas. Geologiska strukturer kan bilda block och kilar i tak och väggar som kan orsaka lokala stabilitetsproblem (Figur 1c). Om strukturerna är genomgående och flacka kan detta leda till att relativt stora områden blir mer eller mindre avlastade, vilket innebär att ett bärande valv inte kan bildas (Figur 1e). Sprängskador, bergytans läge och topografi samt medelspänningstillståndet i de ytnära delarna av bergmassan är andra faktorer som kan påverka underjordsöppningars beteende (Figur 1f-h). Tunnlar och bergrum som ingår som en del i större städers infrastruktur anläggs ofta på litet djup under befintlig bebyggelse, se Figur 1i. Drivningen av dessa underjordskonstruktioner kan leda till sättningar eller hävningar av markytan och därmed även påverka de byggnader som är grundlagda i detta område. De ovanförliggande byggnaderna kan i sin tur belasta underjordsanläggningarna på ett ogynnsamt sätt. En optimal dimensionering av underjordsanläggningarna har stor ekonomisk och teknisk betydelse. Behovet av förstärkningsinsatser och val av drivningsmetod påverkas också av kunskapen om bergets beteende kring t ex en tunnel. Kostnaderna för förundersökningarna bör därför fördelas så att de indata som är speciellt viktiga för en given underjordskonstruktion bestäms med en så stor noggrannhet som möjligt.

Genom konceptuella numeriska analyser samt analyser av ett verkligt fall har de faktorer som styr beteendet och stabiliteten för en tunnel identifierats. Det verkliga fallet är en sektion av Arlandabanan, Shuttle station 2, som ligger ytligt belägen under terminal 5. Ytliga konstruktioner är i denna rapport definierade som tunnlar där bergtäckningen  $< 0.5$  gånger diametern.



Figur 1 Exempel på viktiga faktorer för ytliga tunnlar.

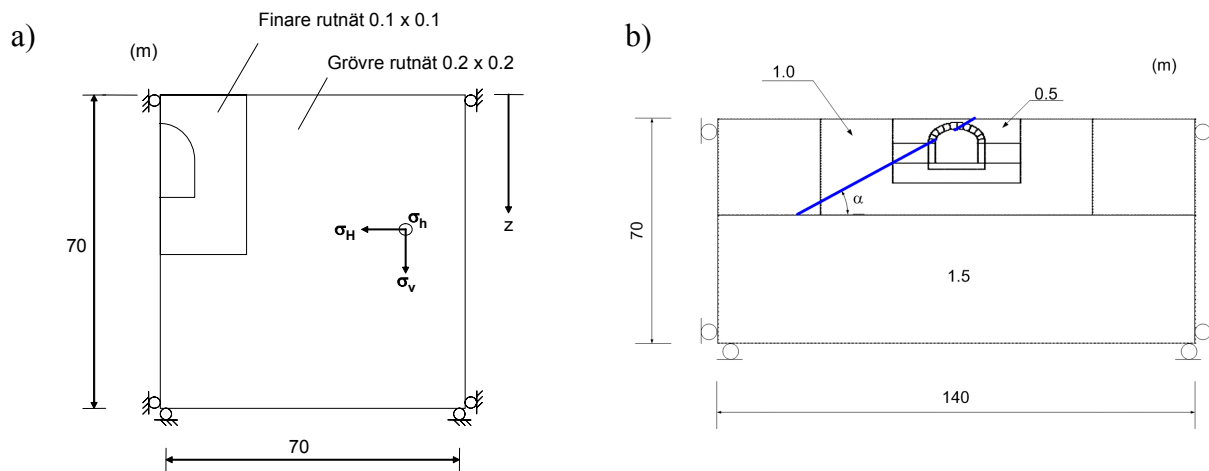
## 2 KONCEPTUELLA NUMERISKA ANALYSER

De konceptuella analyserna har utförts med programmen *FLAC* och *UDEC* (Itasca Consulting Group). *FLAC* är ett tvådimensionellt finitadifferensprogram och har använts för de fall där bergmassan kan antas vara kontinuerlig. *UDEC* är ett tvådimensionellt distinktelementprogram för analys av diskontinuerliga bergmassor. *UDEC* har använts för de modeller där hänsyn tas till individuella diskontinuiteter. Inverkan av de olika faktorerna har studerats genom att variera en faktor i taget. Resultaten har sedan jämförts med resultaten från ett basfall. Parametervärdena har valts för att efterlikna en normal bergmassa i Sverige. Gängse praxis har använts för att uppskatta bergmassans kohesion, friktionsvinkel, *E*-modul och draghållfasthet med programmet *RocLab* (RocScience, 2006). Indata till *RocLab* är bland annat det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet och *GSI*,

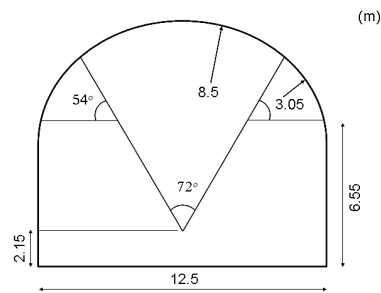
Utifrån det givna basfallet har de valda faktorerna varierats mellan ett max- och ett minvärde. Resultaten från dessa har sedan jämförts med resultat från basfallet. Om resultaten mellan dessa tre modeller avviker kraftigt från varandra anses denna faktor vara viktig. Variationerna av faktorerna har valts för att efterlikna den naturliga spridningen orsakad av vedertagna mätmetoder eller samband som är praxis för bestämning av de parametrar som är indata för analyserna.

### 2.1 Modell och indata

För kontinuumsanalyserna (*FLAC*) antogs symmetri med avseende på ett vertikallplan för att kunna kombinera relativt små zonstorlekar och erhålla hög noggrannhet, med en relativt stor modell för att undvika randeffekter. Modellens storlek och geometri presenteras i Figur 2a. Eftersom diskontinuumsanalyserna (*UDEC*) inkluderar en diskontinuitet kan inte symmetri antas, se Figur 2b. Samma indata för bergmassan har använts i kontinuum- och diskontinuumsanalyserna. Diskontinuiteten skär alltid tunneln i mitten av tunneltaket, oavsett sprickans stupning. Tvärsnittet som använts för tunneln är en normal tvåspårstunnel (Banverket, 2002) där sulan har förenklats till att vara horisontell för att kunna anta symmetri, se Figur 3.



Figur 2 Modellstorlekar och utformning för (a) kontinuumanalyserna och (b) diskontinuumanalyserna.



Figur 3 Tvärsnittet för en dubbelspårstunnel (Banverket, 2002).

## 2.2 Varierade parametrar

De faktorer som valts ut och undersökts är följande:

### 1. Det primära spänningstillståndet

Det primära spänningstillståndets betydelse för ytliga tunnlar beteende och stabilitet studerades genom att använda tre vedertagna spänningssamband sammanställda av Stephansson (1993). Riktningarna på spänningarna visas i Figur 2. I det fjärde fallet roterades horisontalspänningen så att  $\sigma_h$  är vinkelrät mot tunnelaxeln.

### 2. Bergmassans hållfasthet

Variationerna av bergmassans hållfasthet studerades genom att variera hållfastheten i hela modellen. Inverkan av det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet och  $GSI$ -värdet för bergmassan studerades. Även om bergmassans kohesion, friktionsvinkel, draghållfasthet och  $E$ -modul är funktioner av  $GSI$  och den intakta enaxiella

tryckhållfastheten (i programmet *RocLab*) så är det av intresse att studera hur osäkerheten hos dessa faktorer var för sig påverkar beteendet och stabiliteten. Vid användning av Mohr-Coulomb i *FLAC* är residuala draghållfastheten noll. En extra modell med en hög residualdraghållfasthet analyserades också.

### **3. Bergtäckning**

Analyser av varierande bergtäckning, med en största bergtäckning på 5 m, utfördes för att se hur viktig bergtäckningen är för beteendet och stabiliteten för en ytlig tunnel.

### **4. Vittrat och skadat berg**

Analyser av två fall med vittrad bergmassa har gjorts. I den vittrade bergmassan har hållfastheten och styvheten reducerats med 50 %, och två olika vittringsdjup har studerats. Ett fall som representerar oförsiktig sprängning har också analyserats.

### **5. Diskontinuiteter**

Den inverkan som genomgående diskontinuiteter som skär tunneltaket har på beteendet och stabiliteten har undersökts. Två olika typer av diskontinuiteter har använts, en som kan anses vara mjuk och en som kan anses vara relativt styv. Olika stupningsvinklar har också undersökts för den styva diskontinuiteten.

Kontinuumsanalyserna behandlar faktorerna 1-4, medan diskontinuumsanalyserna behandlar faktor 5. Parametervärden återfinns för, kontinuumsanalyserna i Tabell 1 och för diskontinuiteterna i Tabell 2.

Tabell 1 Parametervärden för basfallet och de varierade faktorerna i kontinuumanalyserna

Parameter Modell	Primärspänningstillstånd [MPa]	$\sigma_{ci}$ [MPa]	GSI	$\sigma_m$ [MPa]	Bergtäckning [m]	E [GPa]	Kohesion [MPa]
							Friktion [°]
1 Basfall	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$ (Leeman-type överborrning)	180	60	From Roclab 0.267	3	Från Roclab 17.8	Från Roclab 2.4
							Från RocLab 64
2	$\sigma_H = 10.4 + 0.0446z$ $\sigma_h = 5 + 0.0286z$ (Leeman-Hiltscher överborrning)	180	60	0.267	3	17.8	2.4
							64
3	$\sigma_H = 2.8 + 0.0399z$ $\sigma_h = 2.2 + 0.0024z$ (Hydraulisk spräckning)	180	60	0.267	3	17.8	2.4
							64
4	$\sigma_h = 0.8 + 0.0329z^*$ $\sigma_H = 6.7 + 0.0444z^*$	180	60	0.267	3	17.8	2.4
							64
5	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	140	60	0.208	3	17.8	2.1
							63
6	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	220	60	0.267	3	17.8	2.7
							65
7	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	48	0.108	3	8.9	1.8
							62
8	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	72	0.661	3	35.4	3.8
							66
9	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0	3	17.8	2.4
							64
10	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	2*0.267	3	17.8	2.4
							64
11	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	$\sigma_{m,res} =$ 0.26 MPa**	3	17.8	2.4
							64
12	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	2	17.8	2.4
							64
13	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	5	17.8	2.4
							64
14	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	3	14.2	2.4
							64
15	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	3	21.4	2.4
							64

Tabell 1 Fortsättning från föregående sida.

16	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	3	17.8	1.9
							70
17	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	3	17.8	2.9
							59
18	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	90***	60***	0.134***	Vittrat djup 3 m	8.9***	1.75**
							60**
19	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	90***	60***	0.134***	Vittrat djup 5 m	8.9***	1.75***
							60***
20	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180****	60****	0.149****	Tjocklek på sprängskada 0.5 m	11.6****	1.7****
							60****
<p>*<math>\sigma_H</math> är parallell med tunnelaxeln och <math>\sigma_h</math> är vinkelrät mot tunnelaxeln.  **<math>\sigma_m</math> är densamma som för basfallet, dvs. 0.267 MPa.  ***Detta är parametervärdena för det vittrade berget. Det friska berget har samma värden som basfallet och samma bergtäckning, dvs. modell 1  ****Detta är parametervärdena för det sprängskadade berget. Det friska berget har samma parametervärden och bergtäckning som basfallet, dvs. modell 1.</p>							

Tabell 2 Parametervärden för diskontinuiteterna i diskontinuumsanalysen.

Parameter	Enhet	Styv*	Mjuk**
Friktionsvinkel	[°]	35	25
Kohesion	[MPa]	0	0.05
Draghållfasthet	[MPa]	0	0
Normalstyvhet	[GPa/m]	110	0.2
Skjuvstyvhet	[GPa/m]	9	8
Diskontinuitetens stupning	[°]	15	
		30	30
		60	
* Malmgren (2005)			
** Fredriksson (2006)			

### 2.3 Indikatorer

Ett antal indikatorer valdes för att kunna kvantifiera och visualisera hur variationerna av faktorerna påverkar beteendet och stabiliteten. Olika indikatorer användes för kontinuums- och diskontinuumsanalyserna på grund av skillnader i hur de två programmen fungerar. Indikatorerna som använts finns listade i Tabell 3. En kort förklaring av de olika indikatorerna följer efter tabellen.



Tabell 3 Indikatorer som resultaten baseras på.

<b>Kontinuumsanalyser</b>	<b>Diskontinuumsanalyser</b>
(i) Tangentialspänning runt tunnelöppning	(I) Deformationer av markytan
(ii) Deformationer av tunnelranden	(II) Öppning eller skjuvbrott i diskontinuitet
(iii) Deformationer av markytan	(III) Takstabilitet
(iv) Plasticerat område	(IV) Separation av och/eller glidning i diskontinuitet
(v) Områden med dragspänningar	

(i) *Tangentialspänning runt tunnelöppning*

En av de största riskerna med ytnära tunnlar är utfall av block och kilar på grund av låga spänningar runt hålrummet. Låga eller negativa tangentialspänningar (risk för att existerande sprickor öppnas eller att dragbrott sker) samt höga tangentialspänningar (risk för tryckbrott) är därför ett hot mot stabiliteten i en tunnel. Tangentialspänningen på tunnelranden, samt tangentialspänningen 0.5 m in i bergmassan från tunnelranden, har undersökts.

(ii) *Deformationer av tunnelranden*

Stora deformationer kan indikera brott, samtidigt som deformationer kan påverka förstärkning och installationer såsom elektricitet, ventilation och vatten, negativt.

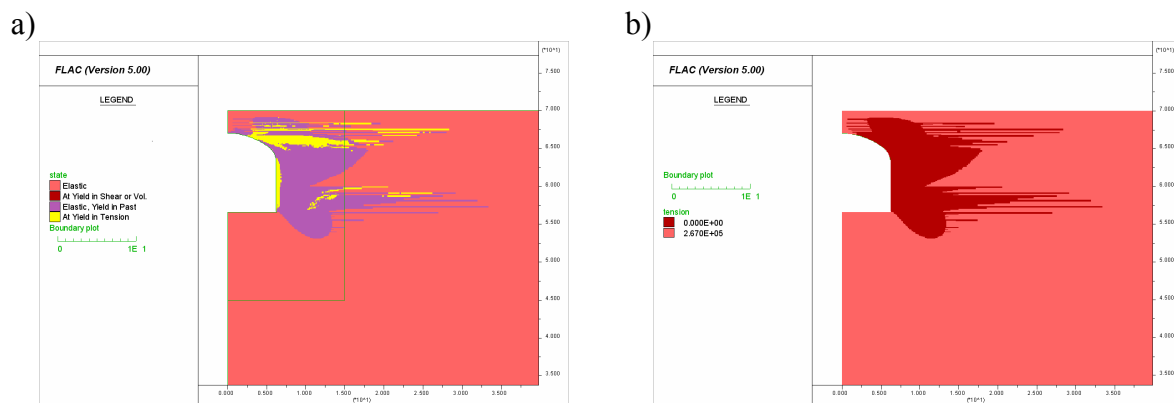
(iii) *Deformationer av markytan*

Sättning eller hävning av markytan är till största del viktigt för infrastruktur och byggnader som ligger ovanför tunneln. Därför är det viktigt att ta hänsyn till deformationer av markytan vid tunneldrivning i till exempel stadsmiljö.

(iv) *Plasticerat område*

I *FLAC* indikerar plastiska områden att plastisk flytning förekommer i detta område. Om mönster kan tydas i de plastiska områdena kan eventuella utvecklade brottmekanismer upptäckas. De olika typerna av tillstånd som kan förekomma är områden där draghållfastheten

överskrids just nu (markerat som gult område i Figur 4a, ”yield in tension”), områden där någon hållfasthet har överskridits (markerat som lila i Figur 4a, ”yield in past”) samt områden där tryckhållfastheten överskrids just nu (rött område i Figur 4a). För att klargöra vilken typ av brott (drag eller skjuv) som skett i området ”yield in past” har draghållfastheten för modellen undersökts. I de zoner där draghållfastheten överskridits sätts draghållfastheten till residualvärdet, d v s noll (mörkrött område i Figur 4b). I de områden som markerats med ”Yield in past” och där draghållfastheten är lika med maximal draghållfasthet har skjuvbrott skett.



Figur 4 Exempel på resultat: (a) Plasticerat område och (b) draghållfastheten för basfallet.

#### (v) Områden med dragspänningar

Många instabilitetsproblem för konstruktioner på litet djup beror på låga tryckspänningar eller dragspänningar. Områden där alla huvudspänningar är i drag är därför potentiella riskområden och är därför något som behövs undersökas.

##### (I) Deformationer av markytan

Den här indikatorn är huvudsakligen densamma som (iii) deformationer av markytan.

##### (II) Plasticerat område

Den här indikatorn är huvudsakligen densamma som (iv) plasticerat område.

(III) *Takstabilitet*

Vissa diskontinuumsmodeller kunde inte nå jämvikt utan orealistiska deformationer av taket, och tvingades avbrytas i förtid. Genom att studera hastighetsvektorer kan de instabila områdena detekteras liksom för vilka modeller detta inträffade.

(IV) *Separation av och/eller glidning i diskontinuitet*

Stabiliteten i en diskontinuitet är i stort sett definierad av förekomsten av separation av och eller glidning i diskontinuiteten. Diskontinuiteter där normalspänningen är lika med noll definieras som separerade i programmet *UDEC* och diskontinuiteter som ligger på skjuvgränsen räknas vara i glidningstillstånd.

## 2.4 Resultat – Kontinuumsanalyser

(i) *Tangentialspänning runt tunnelranden*

Bilaga 1 visar att tangentialspänningen på tunnelranden är i drag eller noll i tunnelväggarna och i anfanget, medan tryckspänningar råder i takmitt. 0.5 m in i bergmassan är beteende liknande med enda skillnaden att tryckspänningarna startar närmare anfanget.

Figur 1.1 visar att fallet med låga horisontalspänningar ger en jämnare kurva och lägre värden än fallen med högre horisontella spänningar. Vidare visar figuren att tangentialspänningen är högre för höga värden på  $\sigma_{ci}$  och *GSI*. Detta beror på att hög hållfasthet kan bära högre spänningar.

Figur 1.2 visar att i ett fall med större bergtäckning börjar tryckspänningen närmare anfanget än för fallen med en liten bergtäckning. För fallen med vittring och sprängskador (Bilaga 1.3), har bergmassans hållfasthet och styvhet reducerats, vilket leder till lägre spänningar i tunneltaket. Figur 1.2 visar även att tangentialspänningen är mycket svagt beroende av *E*-modulen, kohesionen och draghållfastheten.

*(ii) Deformation av tunnelranden*

Den inverkan som variationerna av de olika faktorerna har på deformationen av tunnelranden finns presenterat i Bilaga 2. Ett liknande mönster för deformationerna kan ses för alla faktorer förutom fallet där residuala draghållfastheten är lika med den maximala draghållfastheten, se Bilaga 2, Figur 2.1. Tunnelväggarna och anfangen konvergerar medan tunneltaket häver. Variationerna av primärspänningstillståndet gav upphov till de största differenserna i resultat jämfört med basfallet. Låga spänningar leder till väldigt små deformationer medan höga spänningar ger mycket stora deformationer. Andra faktorer som gav upphov till anmärkningsvärda differenser i resultaten jämfört med basfallet är *GSI* och bergtäckning. Resultatet för fallet med vittrad bergmassa kan tyckas vara underlig, men orsaken till att resultaten ser ut på detta sätt är att den vittrade och den intakta bergmassan separerar när det vittrade djupet är lika med bergtäckningen, se Bilaga 2, Figur 2.3.

*(iii) Deformationer av markytan*

Resultaten finns redovisade i Bilaga 3. För alla fall häver sig markytan mellan 0.1 mm (mycket låga horisontalspänningar) och 5 mm (höga horisontalspänningar). Förutom primärspänningstillståndet och *GSI* gav variationer av *E*-modulen och bergtäckning deformationer av markytan som skiljde sig märkbart från resultaten i basfallet.

Skillnaden i deformation av markytan är försumbar om  $\sigma_{tm}$  är 0.27 MPa eller 0.53 MPa, medan skillnaden är nämnvärd om  $\sigma_{tm}$  är 0 och framförallt om  $\sigma_{tm,res} = 0.26$  MPa. Variationer av den intakta enaxiella tryckhållfastheten, vittring av bergtäckningen samt variationer av kohesionen hade försumbar effekt på deformationen av markytan.

*(iv) Plasticerat område*

Resultaten från analysen av hur känslig det plasticerade området är för variationer av de olika faktorerna finns presenterade i Bilaga 4. Ett liknande mönster av zoner där spänningen överstigit hållfastheten finns för alla faktorerna. Det finns ett område, huvudsakligen i väggarna och anfanget, där dragbrott har skett. Nästan all plasticering som förekommer är på grund av dragspänningar. För de flesta av fallen går endast ett litet område i takmitt i brott på grund av höga tryckspänningar.

Variation av primärspänningstillståndet gav de största skillnaderna av plasticerat område jämfört med basfallet, se Bilaga 4, Figur 4.1. Låga spänningar ger ett litet plasticerat område

som sedan växer med högre spänningar. Fallet med höga horisontalspänningar ger ett stort område som sträcker sig hela vägen till markytan. Vid jämförelser av plasticerat område och dragspänningsplottar går det för fallet med höga horisontalspänningar att tyda att skjuvbrott förekommer i takmitt och på markytan ovanför anfangen.

Vidare är det plasticerade området starkt beroende av både *GSI*-värdet (Bilaga 4, Figur 4.3) och draghållfastheten (Bilaga 4, Figur 4.4). För fallet med lågt *GSI*-värdet når det plasticerade området till markytan, och skjuvbrott förekommer i takmitt. Vid variationerna i draghållfastheten går det att se att det är mycket liten skillnad mellan fallen där  $\sigma_{tm}$  är 0.27 (basfallet) MPa och 0.53 MPa.  $\sigma_{tm, res} = 0.27$  MPa ger ett liknande område som basfallet, men ett mycket jämnare mönster utan de horisontella linjerna. Modellen med  $\sigma_{tm} = 0$  MPa däremot ger ett mycket stort plasticerat område och sträcker sig över en stor del av markytan. se Bilaga 4, Figur 4.4. Eftersom  $\sigma_{tm}$  är lika med  $\sigma_{tm, res}$  i detta fall kan inte dragbrott påvisas i dragspänningsplotten för detta fall.

Resultaten av variationerna av bergtäckning visar att det är en signifikant faktor för det plasticerade området. En liten bergtäckning ger ett större område som plasticerats (Bilaga 4, Figur 4.5). Variationer av *E*-modulen, kohesion/friktion, vittring och sprängskador ger små skillnader av det plasticerade området jämte basfallet (Bilaga 4, Figur 4.6 till Figur 4.9), även om skjuvbrott kan tydas för fallet med sprängskador.

#### (v) *Områden med dragspänningar*

Områdena med dragspänningar (i en linjärelastisk analys), dvs. de områden i bergmassan där alla huvudspänningar är i drag presenteras i Bilaga 5, Figur 5.1. Faktorerna som varierades var primärspänningstillståndet och bergtäckningen. Resultaten visar att högre horisontalspänningar vinkelrätt tunnelaxeln ger ett större område med dragspänningar. Omfattningen av ett område där alla huvudspänningar är i drag är även känsligt för variationer av bergtäckningen, där en liten bergtäckning ger ett större område än en stor bergtäckning.

## 2.5 Resultat – Diskontinuumsanalyser

#### (I) *Deformationer av markytan*

Känsligheten som deformationen av markytan har för variationer av diskontinuitetsparametrar presenteras i Bilaga 6, Figur 6.1. Det framgår att deformationen är starkt beroende av

diskontinuitetens stupning. Beteendet för fallen där stupningen är  $15^\circ$  respektive  $30^\circ$  är likartat. Men deformationen av markytan för fallet med en stupning på  $60^\circ$  avviker kraftigt för fallen med de flackare diskontinuiteterna och har ett beteende som är snarlikt basfallet utan diskontinuitet. Inga noterbara skillnader kan ses mellan en mjuk eller styv diskontinuitet.

(II) *Plasticerat område*

Figur 7.1 i Bilaga 7 visar att diskontinuiteter påverkar det plasticerade området. Vidare visar Figur 7.1 att det plasticerade området är större för en flack diskontinuitet ( $\alpha = 15^\circ$ ). Området minskar med ökande stupning. Ingen noterbar skillnad kan ses på det plasticerade området för en variation i diskontinuitetens styvhet.

(III) *Separation av och/eller glidning i diskontinuiteten*

Analysen visar att flacka stupningsvinklar är betydligt känsligare för separation och/eller glidning i diskontinuiteten, se Bilaga 8, Figur 8.1. Detta beror på att den största huvudspänningen i bergtäckningen är horisontell och normalspänningen i diskontinuiteten ökar därmed när stupningsvinkeln ökar. Ingen betydande skillnad kan observeras mellan den mjuka och den styva diskontinuiteten.

(IV) *Takstabilitet (rörelsevektorer)*

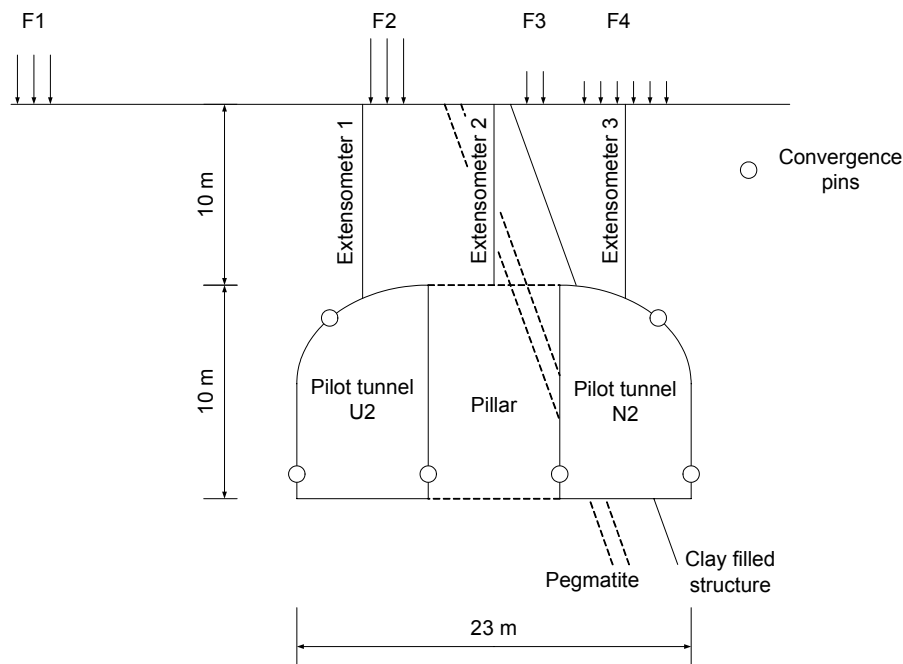
Takstabiliteten, d v s rörelsevektorerna, för variationerna av diskontinuitetsparametrarna finns presenterade i Bilaga 9, Figur 9.1. Figuren visar att brantare diskontinuiteter resulterar i mer stabila förhållanden. Vidare framgår att styva diskontinuiteter är mindre stabila än mjuka diskontinuiteter. Detta kan förklaras med att friktionen är mindre viktig än kohesionen för stabiliteten när normalspänningarna i diskontinuitetsplanet är låga.



### 3 FALLSTUDIE, ARLANDABANAN

För att kunna jämföra analysresultaten med observationer och mätresultat gjordes en känslighetsanalys av ett verkligt fall. En sektion av Arlandabanan valdes, Shuttle station 2, som är stationen som ligger rakt under terminal 5. Denna valdes för att den är väldokumenterad och kan betraktas som yttlig, samt att både deformations- och spänningsmätningar har utförts på plats.

Shuttle station 2 är 155 m lång, har ett spann på 23 m och en bergtäckning som varierar mellan 8 och 13 m. Terminal 5 är grundlagd ovanpå stationen och belastar via fundament markytan. Bergmassan består av glimmerskiffer och glimmergneiss. Förskiffringsplanen har en generell strykning på 10 – 20° jämfört med tunnelaxeln och en stupning på ungefär 70°. Två större strukturer förekommer, en pegmatitgång och ett lerslag. Tunneln bröts i två steg. Först bröts två pilottunnlar, U2 och N2, och sedan strossades pelaren ut. I tvärsnittet har både extensometer- och konvergensmätningar utförts. Tunneltvärsnittet samt strukturer redovisas i Figur 5 (Chang et al, 1998).



Figur 5 Schematisk skiss över tunneltvärsnittet.

I dessa analyser användes *FLAC*. Symmetri har inte använts på grund av de geologiska förutsättningarna (anisotropi och stora strukturer). Effekten av pegmatitgången antogs vara försumbar, medan hänsyn togs till lerslaget och anisotropin. *FLAC*-modellen gjordes större än modellerna i de konceptuella analyserna på grund av att tvärsnittet är avsevärt mycket större i detta fall. Modellens yttermått är 210 x 80 m med en zonstorlek på 0.5 x 0.5 m, och ett



område närmast tunneln på 70 x 30 m där zonstorleken är 0.25 x 0.25 m. Spänningarna har uppskattats utifrån de spänningsmätningar som utförts i området (Bergsten et al. 1995). Med hjälp av dessa har följande spänningssamband utvärderats,

$$\sigma_H = \frac{z}{5.27} \quad [\text{MPa}] \quad (1)$$

$$\sigma_h = \frac{z}{10.0} \quad [\text{MPa}] \quad (2)$$

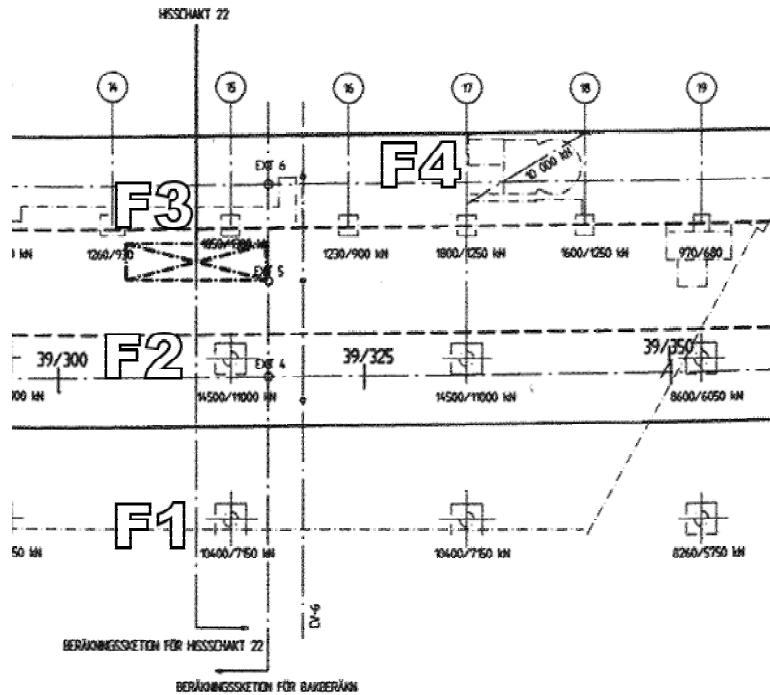
$$\sigma_v = \rho g z \quad [\text{MPa}] \quad (3)$$

där  $z$  är djupet i meter,  $\rho$  är bergmassans densitet,  $g$  är gravitationen,  $\sigma_H$  är största horisontella spänningen,  $\sigma_h$  är den minsta horisontella spänningen och  $\sigma_v$  är vertikalspänningen.

Riktningen på  $\sigma_H$  har approximerats som vinkelrät mot tunnelaxeln.

Bergmassans hållfasthet för stationen har bestämts med hjälp av karteringar av tunneln samt klassificering med  $Q$ -systemet.  $Q$ -värdet har sedan omvandlats till ett  $GSI$ -värde enligt Hoek et al. (1995).  $GSI$ -värdet i stationen är mellan 55 och 65, och ett värde på 58 har valts för analyserna. Den intakta enaxiella tryckhållfastheten har bestämts med hjälp av  $R$ -skalan och ligger i intervallet R3 (25 – 50 MPa) till R4 (50-75 MPa). Två fall definierades, ett basfall med en enaxiell tryckhållfasthet på 75 MPa och ett fall med en enaxiell tryckhållfasthet på 50 MPa.

Lasterna på markytan har behandlats som utbredda laster i tvärsnittet med oändlig längd längs tunnelaxeln eftersom en tvådimensionell modell användes. Ytlasterna har i denna studie därför dividerats med arean för fundamenten för att få last per meter tunnel. Det finns en last som ligger i ett annat tvärsnitt, ca 10 m utanför det aktuella tvärsnittet, se Figur 6. I ett extra fall togs hänsyn till denna last. Ytlasternas storlek finns redovisade i Tabell 4.

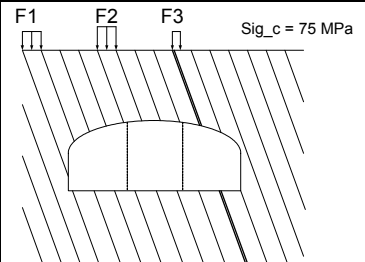
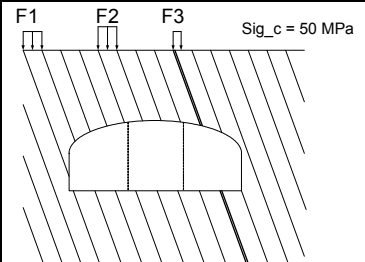
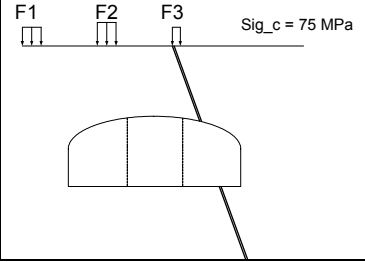
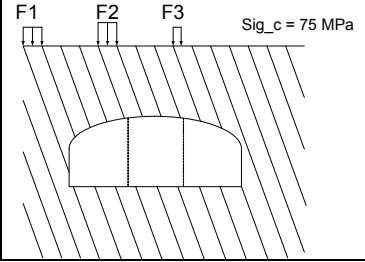
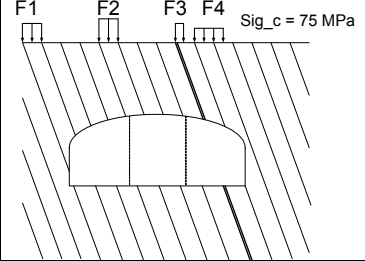
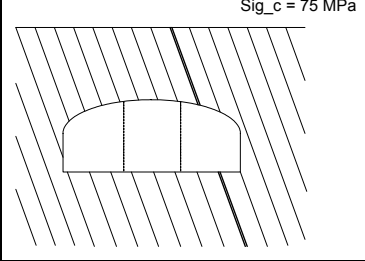
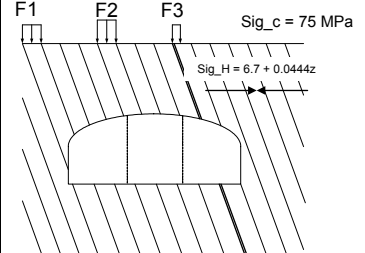


Figur 6 Ytlasternas placering.

Tabell 4 Ytlaster.

	Last	Yta	Effektiv last
F1	7150 kN	2.5 x 2.5 m <sup>2</sup>	1.14 MPa
F2	1100 kN	2.5 x 2.5 m <sup>2</sup>	1.76 MPa
F3	1300 kN	2.5 x 2.5 m <sup>2</sup>	0.58 MPa
F4	10000kN	5.5 x 9.2 m <sup>2</sup>	0.20 MPa

Totalt analyserades sju olika fall för detta tvärsnitt. Analyserna har gjorts i två steg, utbrytning av pilottunnlar (steg 1) och strossning av pelaren (steg 2). De sju olika fallen redovisas i Figur 7 och alla parametervärden återfinns i Tabell 5.

<p><b>Fall 1</b></p> <p>Tar hänsyn till anisotropi, lerslag och ytlaster F1 – F3.</p>		<p><b>Fall 2</b></p> <p>Lägre <math>\sigma_{ci}</math> än Fall 1.</p>	
<p><b>Fall 3</b></p> <p>Ingen hänsyn tas till anisotropin.</p>		<p><b>Fall 4</b></p> <p>Ingen hänsyn tas till lerslaget.</p>	
<p><b>Fall 5</b></p> <p>Tar hänsyn till ytlast F4.</p>		<p><b>Fall 6</b></p> <p>Inga ytlaster.</p>	
<p><b>Fall 7</b></p> <p>Högre primärspännings-tillstånd</p>			

Figur 7 Beskrivning av de olika fallen för Shuttle station 2.

Tabell 5 Parametervärden för de olika fallen i fallstudien.

		Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4	Fall 5	Fall 6	Fall 7
Bergmassa	$\sigma_{ci}$ (MPa)	75	50	75	75	75	75	75
	$GSI$	58	58	58	58	58	58	58
	$E$ (GPa)	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6
	$c$ (MPa)	1.1	0.8	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	$\phi$ (°)	55	52.5	55	55	55	55	55
	$\sigma_t$ (MPa)	0.32	0.21	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
Lerslag	$c$ (MPa)	0.05	0.05	0.05	-	0.05	0.05	0.05
	$\phi$ (°)	25	25	25	-	25	25	25
	$\sigma_t$ (MPa)	0	0	0	-	0	0	0
Skiffer	$c$ (MPa)	0.3	0.3	-	0.3	0.3	0.3	0.3
	$\phi$ (°)	40	40	-	40	40	40	40
	$\sigma_t$ (MPa)	0	0	-	0	0	0	0
Ytlaster	$F1$ (MPa)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	-	1.14
	$F2$ (MPa)	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	-	1.76
	$F3$ (MPa)	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	-	0.58
	$F4$ (MPa)	-	-	-	-	0.20	-	-
Primärt-spännings-tillstånd	$\sigma_H$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$6.7+0.044z$
	$\sigma_h$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$0.8+0.033z$
	$\sigma_v$	$\rho gz$	$\rho gz$	$\rho gz$	$\rho gz$	$\rho gz$	$\rho gz$	$\rho gz$

### 3.1 Indikatorer för analysen

Eftersom Arlandabanan och Shuttle station 2 är färdigdrivna och i drift är det känt att tunneln är stabil. Det är också känt att inga större instabilitetsproblem förekom vid drivningen av tunneln. För att studera beteendet och stabiliteten för de olika fallen som definierades tidigare, och för att kunna jämföra data från utförda mätningar fastställdes fyra olika indikatorer som studerades. Dessa är (i) tangentialspänningen på tunnelranden, (ii) deformation av tunnelranden, (iii) det plasticerade området och (iv) extensometermätningar. Alla analyser är uppdelade i steg 1 (pilottunnlarna) och steg 2 (strossning av pelaren). En kort förklaring för de olika områdena följer nedan.

Analysen av deformationen av tunnelranden (ii) innefattar en jämförelse med de konvergensmätningar som utfördes i samband med konstruktionen av stationen. Detsamma gäller extensometermätningar, som jämfördes med expansionen/kontraktionen av tunneltaket för de olika modellerna.

(i) *Tangentialspänningen längs tunnelranden*

Tangentialspänningen längs tunnelranden är en viktig faktor för stabiliteten för kilar och block. Vid låga tryckspänningar eller när dragspänningar uppstår riskerar redan existerande sprickor att öppnas. Tangentialspänningen bestämdes i 6 olika punkter på randen för varje pilotunnel och 9 punkter på randen när hela tvärsnittet brutits ut.

(ii) *Deformation av tunnelranden*

Stora deformationer av tunnelranden kan indikera instabilitet, men påverkar även bergförstärkning och installationer som el, vatten och ventilation. Deformationen av de olika fallen jämförs även med resultaten från konvergensmätningar utförda i samband med tunneldrivningen.

(iii) *Sättning/hävning av markytan*

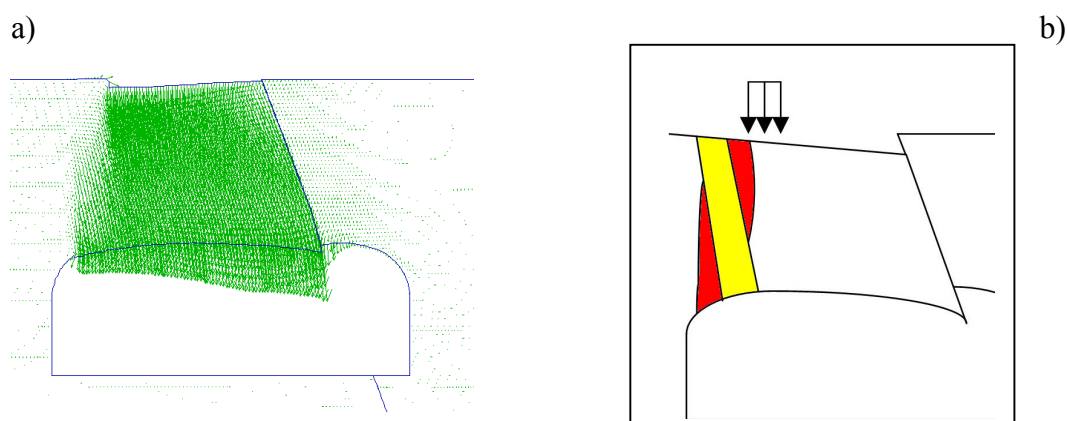
Deformationer på markytan var ett av de största orosmomenten inför och under byggnationen av Shuttle station 2. Terminal 5 är grundlagd på bergytan rakt ovanför Shuttle station 2. Dels belastar fundamenten bergytan, men deformationer av markytan måste kontrolleras för att undvika skador på terminalen.

(iv) *Extensometermätningar*

Expansionen och/eller kontraktionen av bergtäckningen mättes med tre uppsättningar av extensometermätningar. Expansionen och/eller kontraktionen av bergtäckningen är starkt sammankopplad med sättningen/hävningen av markytan, men inte nödvändigtvis ekvivalent. Den vertikala förskjutningen av markytan mättes för de olika fallen, och jämfördes med resultaten med de mätningar som utfördes vid tunnelbyggnationen.

### 3.2 Resultat

Det bör noteras att för Fall 2 (den intakta enaxiella tryckhållfastheten,  $\sigma_{ci}$ , var 50 MPa istället för 75 MPa) kunde inte modellen nå jämvikt för Steg 2 av utbrytningen. Skorstensbrott sker i tunneltaket, mellan last F2 och lerslaget, se Figur 8a. Orsaken till detta är att lasten och egentytningen av tunneltaket trycker ner tunneltaket vid lerslaget, vilket skapar dragspänningar ovanför det vänstra anfanget, se Figur 8b. I och med att  $\sigma_{ci}$  har sänkts, sänks även draghållfastheten för bergmassan, och detta dragbrott når hela vägen till tunneltaket. Ett skjuvbrott bildas i det redan av dragbrott försvagade området från lasten ner till det vänstra anfanget och trycker ner hela taket. På grund av detta kommer Fall 2 inte att finnas med i Steg 2 bland analyserna.



Figur 8 a) Deformationsvektorerna för fall 2, där skorstensbrott sker när pelaren stressas ut, samt b) en förenklad skiss över brottsmekanismen.

#### (i) *Tangentialspänningar längs tunnelranden*

Resultaten finns presenterade i Bilaga 11, Figur 11.1 till Figur 11.5. Generellt består tangentialspänningen av låga tryckspänningar runt tunnelranden. Spänningskoncentrationer syns i regel i vänstra anfanget samt kring lerslaget. Vid strossning av pelaren ökar spänningarna kring vänster anfang ( från ca 6 MPa till 10-12 MPa), medan spänningen i framförallt väggarna fortfarande är relativt låga.

#### (ii) *Deformation av tunnelranden*

Resultaten finns presenterade i Figur 12.1 och 12.2, samt Tabell 12.1 och Tabell 12.2, i bilaga 2. De visar att väggarna konvergerar och taket sätter sig något. Speciellt tydligt är detta vid lerslaget efter att pelaren har strossats (se Figur 12.2, Bilaga 12). Störst konvergens erhålls för fallet med höga horisontalspänningar. De största deformationerna sker vid lerslaget när primärspänningarna är låga, det vill säga då normalspänningen i lerslaget är lågt och glidning kan ske i större utsträckning. Vid jämförelse med uppmätta deformationer är överensstämmelsen hygglig i väggen för den vänstra pilottunneln (U2) i steg 1, medan överensstämmelsen är sämre runt den högra pilottunneln (N2). För steg 2 är överensstämmelsen återigen bättre på höger sida. De uppmätta deformationerna visar att sättningar sker i den vänstra delen av tunneln, medan hävningar sker i den högra.

*(iii) Deformation av markytan*

Resultaten från analysen av deformationen på markytan finns presenterade i Figur 13.1 till Figur 13.4 i Bilaga 13. I Steg 1 syns det att den vänstra delen sätter sig, medan den högra delen häver sig. Detta beror delvis på en skjuvrörelse i lerslaget och riktningen på glimmerskiffern. I Fall 3 (ingen hänsyn till anisotropin i glimmerskiffern) och i Fall 4 (ingen hänsyn tas till lerslaget) visar mindre sättning. Ett högt primärspänningstillstånd (Fall 7) ökar hävningen märkbart. I detta fall kan en ”topp” ses i hävningen. Detta beror på att bergmassan är konsoliderad i markytan i närheten av lerslaget, se Figur 13.2.

Beteendet efter att pelaren har brutits ut (Steg 2) liknar beteendet för Steg 1, med skillnaden att sättningarna är större, se Figur 13.3. Återigen visar Fall 4 (ingen hänsyn tas till lerslaget) mindre sättning, och Fall 6 (inga ytlaster) visar hävning istället för sättning. Fall 1, Fall 4 och Fall 6 visar ett hack i deformationen. Det beror på att en del av bergytan häver sig på grund av stansning av markytan under ytlast F2, se Figur 13.4.

*(iv) Plasticerat område*

Resultaten från analyserna finns presenterade i Bilaga 14, Figur 14.1 och Figur 14.2. Figuren visar att de plasticerade områden som bildas vid utbrytning av pilottunnlarna och pelaren består huvudsakligen av områden med dragbrott eller skjuvbrott längs förskiffringen. I steg 1 sker dragbrott i den högra väggen, medan skjuvbrott sker i pelaren och vänster vägg längs förskiffringen, se Figur 14.1. När spänningarna ökar dras dock pelaren sönder på grund av hävningen av markytan (Fall 7). När pelaren strossas ut syns ett område där draghållfastheten har överskridits ovanför vänster anfang, se Figur 14.2. Detta sker på grund av att takskivan böjer ner vid lerslaget på grund av ytlaster och gravitationen. Höga horisontella spänningar

(Fall 7) motverkar detta genom valvbildning och taket tenderar att häva sig istället. Vid jämförelse med inmätta tvärsnitt från Shuttle station 2 (Figur 14.3) är de största differenserna mellan det teoretiska tvärsnittet och det uppmätta tvärsnittet i höger vägg och anfang. Detta styrks av att analyserna visar att dragbrott har skett i dessa områden. Om draghållfastheten har överskridits, och det finns sprickor eller om oförsiktig sprängning och/eller oförsiktig skrotning sker är risken för utfall troligtvis mycket stor i just dessa områden.





## 4 DISKUSSION

För att nå målen i detta projekt har konceptuella numeriska analyser och analyser av ett existerande fall utförts. Viktiga frågor är, hur resultaten kan användas för att beskriva beteendet, och om det är det möjligt att översätta resultaten till en absolut stabilitetsprognos av ett verkligt fall?

### 4.1 Konceptuella numeriska analyser

Proceduren för att uppskatta bergmassans egenskaper för de konceptuella modellerna har gjorts enligt etablerade rutiner för datainsamling i verkliga fall, d v s. bergmekaniska parametrar som kohesionen, friktionsvinkeln, draghållfastheten, tryckhållfastheten och  $E$ -modulen har bestämts utifrån den intakta enaxiella tryckhållfastheten och klassifikationssystem (i detta fall  $GSI$ ) och programvaran *RocLab* (RocScience, 2005). Faktorerna har varierats på ett sådant sätt att de ska efterlikna mätningar och uppskattningar av sådana parametrar i verkliga förundersökningar. Detta gjordes med hänsyn till precisionen och osäkerheten till de metoder som används för att uppskatta/beräkna parametern. För variationen i primärspänningstillståndet har tre olika spänningssamband som presenterats i litteraturen nyttjats.

De konceptuella analyserna visade att variationerna av  $GSI$  har ett stort inflytande på deformationer, tangentialspänningar i och omkring tunnelranden samt plasticerat område. Edelbro (2007) visar att tabellerna som används för  $GSI$  kan upplevas som om de inte är tillräckligt noggranna. Detta betyder att resultaten från en specifik plats kommer att vara subjektiva och kan variera beroende på personen som klassificerar bergmassan.

Det plasticerade området i de olika modellerna visade ett liknande mönster för de varierade faktorerna. Huvudsakligen var det dragspänningar som överskridit draghållfastheten i väggarna och anfangen av tunneln och propagerat in i bergmassan. Även om det inte går att avgöra exakt hur detta påverkar tunnelns stabilitet kan det antagas att stora plasticerade områden är mindre gynnsamt än små områden, speciellt då det plasticerade området når upp till markytan. Dock går det i viss mån att knyta samman plasticerade områden (dragbrott) med de områden där det teoretiska tvärsnittet skiljde mest från det uppmätta tvärsnittet i Shuttle station 2, Arlandabanan. Området med dragspänningar, eller mycket låga tryckspänningar ökar risken för utfall. Vidare skulle brott i de övre delarna av väggarna (områden där alla huvudspänningar är i drag i en elastisk analys) underminera anfangen, vilken skulle kunna leda till större utfall.

Eftersom att spänningsnivåerna i regel är väldigt låga och den primära brottsformen är dragbrott innebär att Mohr-Coulombs brottkriterium inte återspeglar brottsprocessen på ett korrekt sätt, då den är baserad på simultan mobilisering av friktion och kohesion (Saiang och Nordlund, 2007). Bergmassans hållfasthet kommer därför att bero mer på drag- och den kohesiva hållfastheten än på friktionen, i alla fall i en kontinuummodell under antagandet att bärande valv förekommer.

Eftersom bergmassans draghållfasthet beräknas utifrån den intakta enaxiella tryckhållfastheten ( $\sigma_{ci}$ ) och  $GSI$ , kommer variationer av  $GSI$  och  $\sigma_{ci}$  att ge variationer i draghållfastheten, vilket leder till variationer av plasticerat område. Detta är en grov förenkling. Om en diskontinuitet förekommer kommer den sanna draghållfastheten att vara mycket låg eller noll beroende på sprickfyllnad, bergbryggor och diskontinuitetens längd. Detta innebär att draghållfastheten är rikttningsberoende, detta inkluderar även residualdraghållfastheten. Vinkelrätt mot en diskontinuitet är draghållfastheten noll, medan den kan vara nära den intakta draghållfastheten parallellt med diskontinuiteten. Emellertid är det svårt att ta hänsyn till detta i numeriska analyser, då alla diskontinuiteter måste finnas med i modellen. Eftersom strukturgeologin i en bergmassa är platsunik, kunde inte detta beteende studeras i den konceptuella analysen.

I de konceptuella analyserna var det endast i fallet med en diskontinuitet som visade att instabilitet kunde verifieras. Detta hände för relativt flacka diskontinuiteter (stupning  $\leq 30^\circ$ ). För alla andra faktorer i de konceptuella analyserna kunde slutsatser dras om en faktor hade mer eller mindre inverkan på stabiliteten. Detta antyder att en ytlig tunnel i hårt berg utan större diskontinuiteter är någorlunda stabil. Om den är utbruten och förstärkt på ett lämpligt sätt bör inga instabilitetsproblem förekomma.

Deformationerna i kontinuumanalyserna visade att väggarna konvergerade och att markytan hävde sig. Det går dock inte att säga utifrån dessa analyser när dessa deformationer sker relativt tunnelfronten då modellerna var tvådimensionella. Bergförstärkningen kommer att påverkas på olika sätt beroende på när den sätts in. Om berget förstärks med till exempel sprutbetong direkt efter utbrytning finns det en risk att dragspänningar överförs genom gränssytan mellan berg och sprutbetong i tunnelväggarna och anfangen medan tryckspänningar kan induceras i tunneltaket. Eftersom detta arbete inte tog någon hänsyn till fronten kan inga rekommendationer ges för när förstärkning ska installeras.

## 4.2 Arlandabanan – Shuttle station 2

Indata för analyserna av Shuttle station 2 kommer från karteringar, mätningar och uppskattningar gjorda innan och under byggnationen av tunneln. En del indata var mindre tillförlitlig, såsom den intakta enaxiella tryckhållfastheten,  $\sigma_{ci}$ , eftersom den bestämdes med hjälp av  $R$ -värdet (Brown, 1981) längs tunnelsträckningen. Detta är ett mycket grovt sätt att uppskatta  $\sigma_{ci}$  och data från enaxiella trycktester eller punktlasttester hade varit önskvärt. Två värden för  $\sigma_{ci}$  valdes för analyserna baserade på  $R$ -värdet. För fallet med den lägre enaxiella tryckhållfastheten kollapsade hela tunneln trots att draghållfastheten inte visade sig ha särskilt stor betydelse i de konceptuella analyserna. Den troliga brottmekanismen för fallet med lägre enaxiell tryckhållfasthet (Fall 2, se Tabell 5) är att ytlasterna orsakar skjuvbrott i lerslaget och hela takskivan böjer nedåt vid lerslaget. Detta orsakar dragbrott ovanför det vänstra anfanget, något som kan ses för alla fall med relativt låga horisontalspänningar där hänsyn tas till ytlast, lerslaget, men då i mindre skala. I och med att den enaxiella tryckhållfastheten sänks, sänks även draghållfastheten, vilket gör att området med dragbrott vid det vänstra anfanget når hela vägen ner till tunneltaket. Skjuvbrott bildas vid det försvagade området, från ytlasten ner till anfanget, se Figur 8b, varpå hela takskivan trycks ner.

Orsaken till att den intakta enaxiella tryckhållfastheten har en sådan inverkan på stabiliteten på Shuttle station 2, medan den hade en såpass liten inverkan i de konceptuella analyserna kan bero på ett flertal orsaker. Skillnaden mellan de två värdena för den intakta enaxiella tryckhållfastheten som valdes för Arlandabanan var 50 % medan endast 20 % skiljde fallen i den konceptuella analysen. Vidare var värdena för Arlandabanan avsevärt mycket lägre än värdena som användes i de konceptuella analyserna. Noggrannheten som behövs vid bestämning av indata är troligtvis större för värden som är lägre. Till sist innehöll Arlandabanan ytlast och anisotropi och en diskontinuitet medan de konceptuella analyserna inte gjorde det.

Att just denna tvärsnitt valdes var för att den innehöll både konvergens- och extensometermätningar. Dock bör det noteras att en liten del av pelaren lämnades kvar för ett hisschakt i tvärsnittet, vilket innebär att problemet är tredimensionellt. Men eftersom pelarens längd längs tunneln är begränsad antogs tvådimensionella förhållanden. Analyserna ger därför en mer konservativ beskrivning av stabiliteten.

Fall 3 (ingen anisotropi i hållfastheten men lerslag) visade ett beteende som liknar fall 4 (inget lerslag men anisotropi i hållfastheten) med stupningsvinkeln med stupningsvinkeln för lerslaget eller anisotropin som den styrande faktorn.

### 4.3 Sammanfattning

Plasticering i punkter i en bergmassa behöver inte betyda stabilitetsproblem för en tunnel. Tunnelns beteende beskrivs väl av de beräknade tangentialspänningarna runt tunnelöppningen och deformationerna. Dock är det svårt att översätta resultaten från de konceptuella analyserna och analyserna från Arlandabanan till absoluta uttalanden om stabiliteten. Det är känt att inga större instabilitetsproblem förekom när man drev Shuttle station 2.

Ett flertal välkända och frekvent använda verktyg inom bergmekaniken har undersökts i detta arbete. Till exempel planerades *GRC* (Ground Reaction Curve) att användas för att analysera stabiliteten och beteendet. Detta visade sig vara omöjligt då taket och markytan i alla modeller i den konceptuella analysen hävde och *GRC* bygger på att taket ska konvergera. Vidare undersöktes även säkerhetsfaktorn eller "Factor of safety" (*FOS*) i *FLAC*. Funktionen beräknar relationen mellan bergmassans hållfasthet för den existerande tunneln och hållfastheten för bergmassan när tunneln kollapsar. Inte heller detta fungerade då hållfastheten för bergmassan tvingades att reduceras så att tryckbrott skedde i hela bergmassan på grund av primärspänningarna innan tunneln bröts ut, vilket är orealistiskt.

## 5 SLUTSATSER

De faktorer som har identifierats som viktiga för beteendet och stabiliteten (risken för utfall) är primärspänningstillståndet, diskontinuiteter, bergmassans draghållfasthet, vittringen och förskiffringen. De olika spänningssambanden gav mycket stora utslag i alla indikatorer. Låga spänningar leder till lägre tangentialspänningar längs tunnelranden. Detta betyder att kilar och block lättare kan falla ut. Höga spänningar i sin tur leder till ett större område med dragspänningar invid anfang, större deformationer och ett större område inom vilket draghållfastheten har överskridits.

Eftersom metoden som används vid projektering och dimensionering av undermarkskonstruktioner omfattar bergmasseklassificering som grund för uppskattning av hållfasthetsparametrar, erhålls hållfastheter som ska representera hela bergmassans beteende. Bergmassans draghållfasthet blir således någonting som varken representerar sprickorna eller de intakta blocken däremellan. I verkligheten skulle därför de dragspänningar som erhållits vid analyserna inte ge dragbrott i de intakta partierna av bergmassan. Dragbrott skulle uteslutande ske som separation av sprickplanen. Sprickornas individuella läge, sprickavståndet, antalet huvudsprickorienteringar, sprickorienteringen och sprickornas längd skulle därför bestämma var dragbrott skulle ske respektive var avlastade zoner bildas. Dragbrott/separation i en spricka kan leda till utfall av kilar och block beroende på de kinematiska förhållandena. En oförsiktig sprängning och skrotning skulle kunna bidra till att utfall sker eller blir mer omfattande. Sammanfattningsvis är alltså det primära spänningstillståndet och den lokala strukturgeologin de viktigaste faktorerna. Dessa två faktorer bör därför bestämmas med största möjliga noggrannhet.



## 6 REFERENSER

Banverket (2002) *BV tunnel*. Standard BVS 585.40.

Bergsten, K., Å., Ljunggren, C., Söder, P.E., Wikman, A. (1995) *Mätrapport, Bergspänningsmätningar på Arlanda, Arlandabanan, flygstationsområdet*. Vattenfall Hydropower, internrapport

Chang, Y., Hellstadius, K. (1998) *Shuttle station 2, Arlandabanan – bergprojektering och uppföljning*. In: Bergmekanikdagen 1998, SveBeFo, Stockholm

Fredriksson, A. (2006) Personal communication

Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.

Malmgren, L. (2005) *Interaction between shotcrete and rock – experimental and numerical study*, Doctoral thesis 2005:48, Luleå University of Technology. ISSN:1402-1544.

RocScience (2006). Program: “RocLab”. URL: <http://www.rocscience.com/products/roclab.asp>

Saiang, D., Nordlund, E. (2006) *Continuum Analysis of Shallow Tunnels in Brittle Rock with Damaged Rock Zone Around Their Boundaries – A Parameter Study*, Luleå University of Technology, Sweden, To be published.

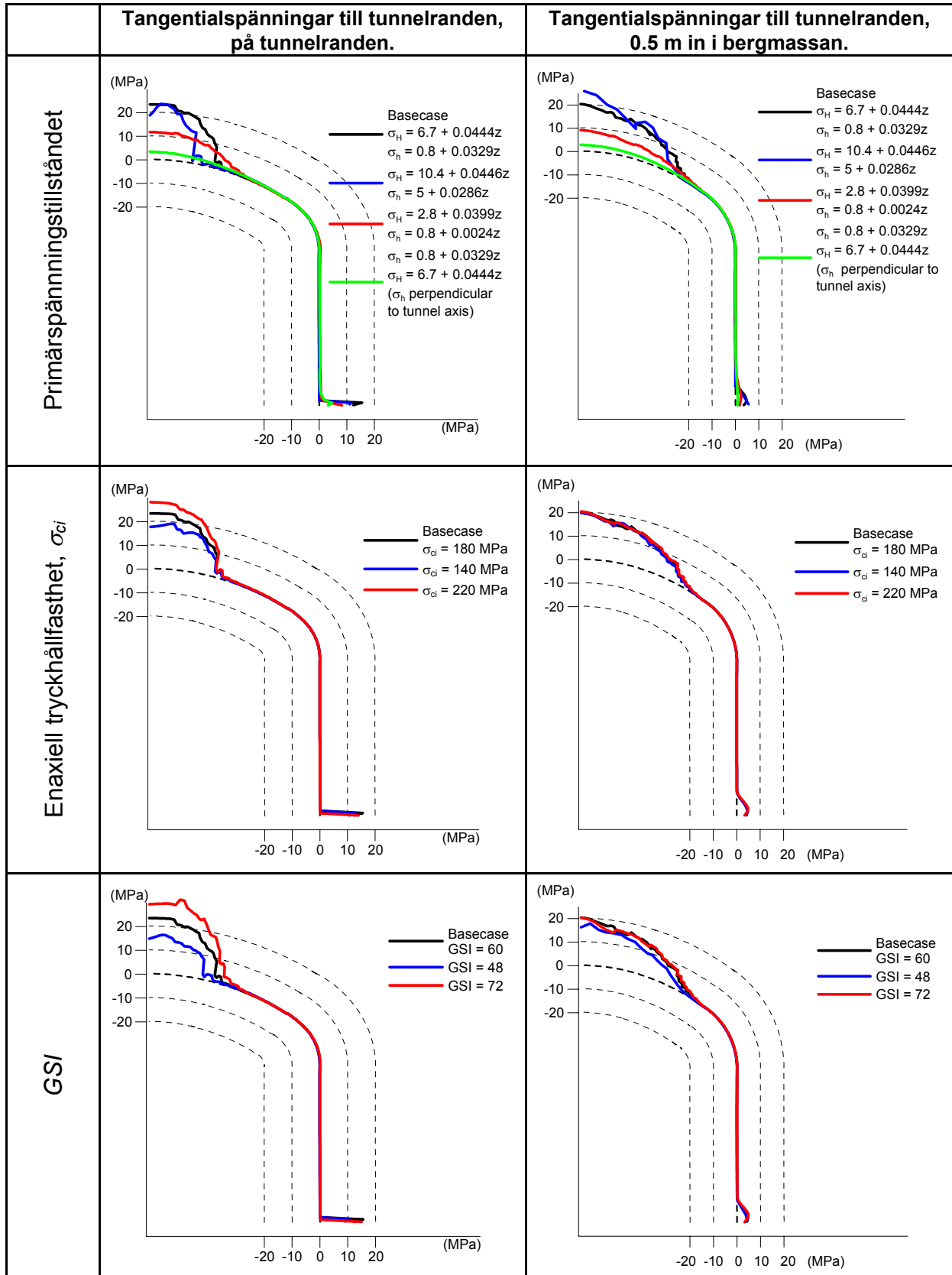
Stephansson, O. (1993) *Rock stress in the Fennoscandian shield*, In: Comprehensive Rock Engineering (ed. J.A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Chapter 17, Vol 3, pp. 445-59.

Töyrä, J. (2006) *Behaviour and Stability of Shallow Underground Constructions*, Licentiat uppsats, 2006:76, Luleå tekniska universitet, ISSN:1402-1757.

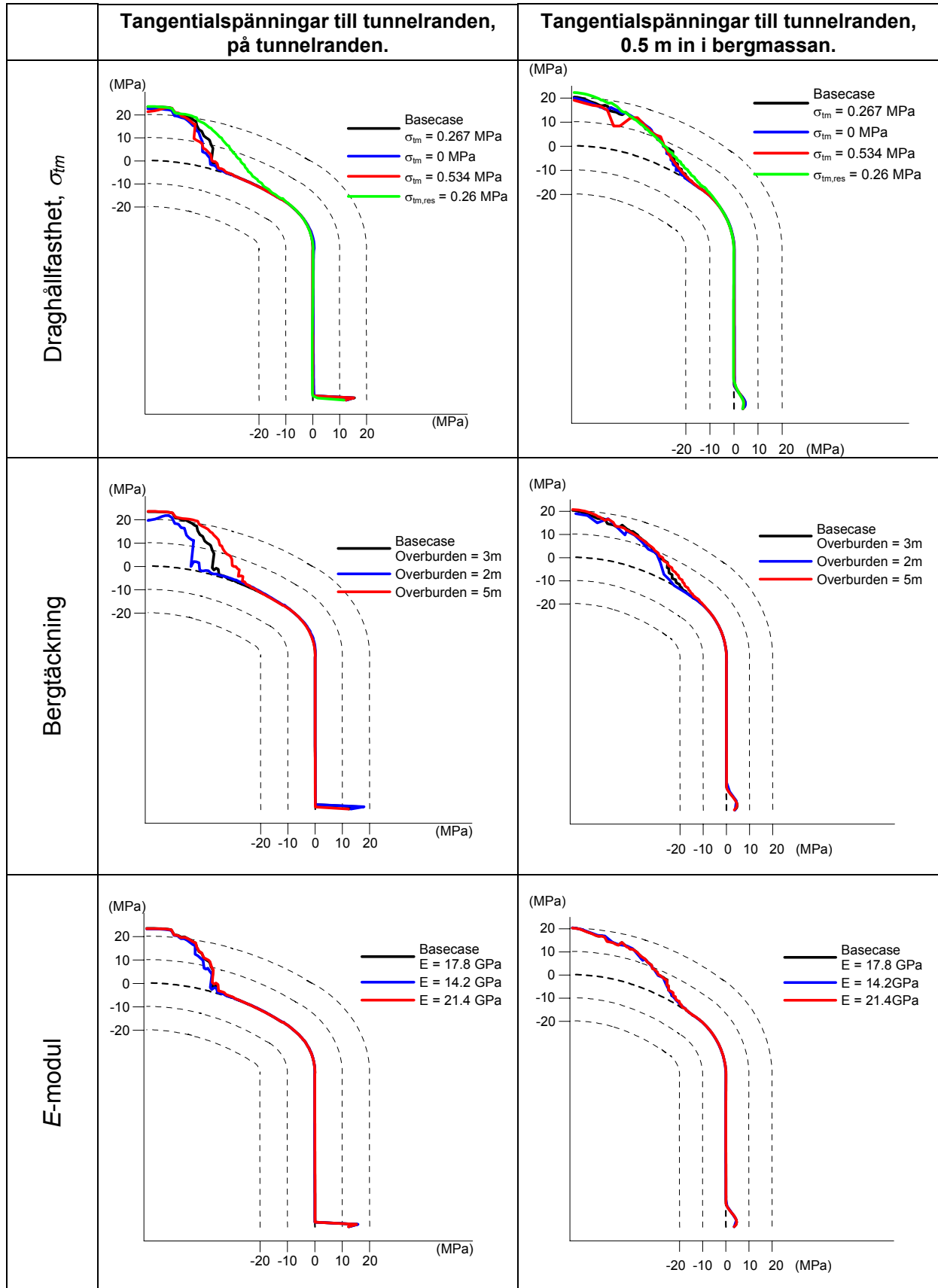




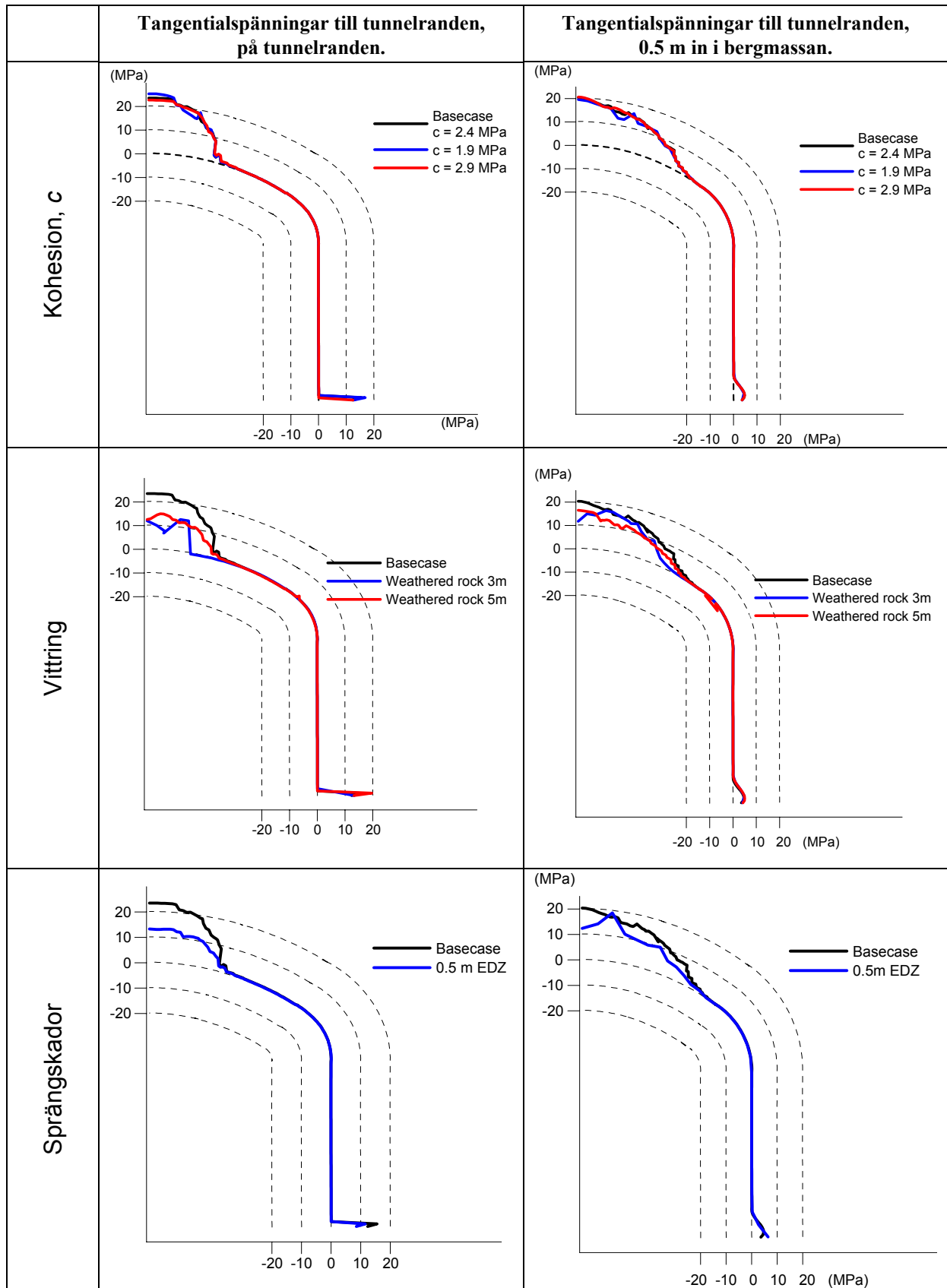
**BILAGA 1 RESULTAT FRÅN (i) TANGENTIALSPÄNNINGAR LÄNGS TUNNELRANDEN**



Figur 1:1 Tangentialspänningen och dess variationer på grund av variationer i primärspänningstillståndet, den enaxiella tryckhållfastheten och GSI.

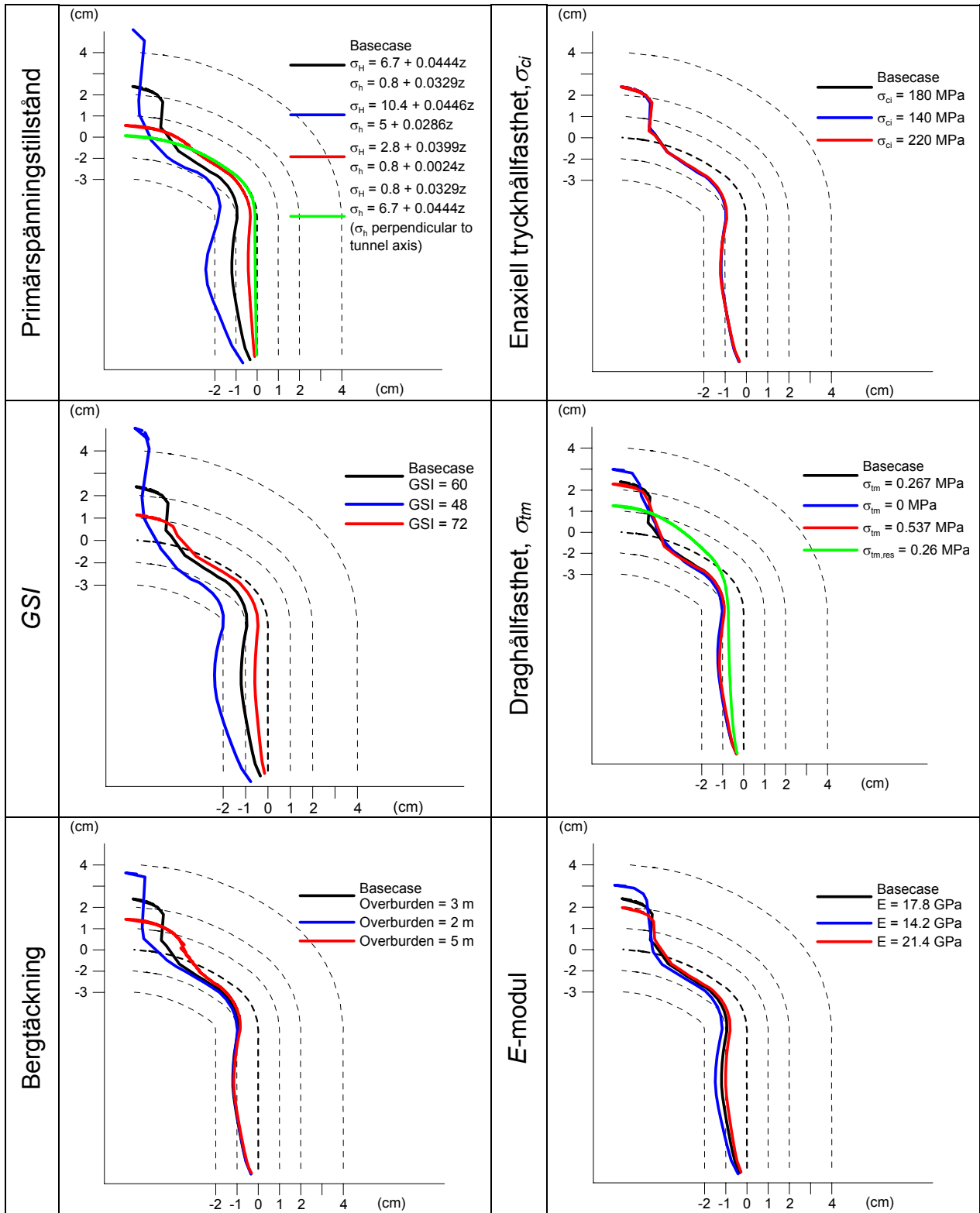


Figur 1:2 Tangentialspänningen och dess variationer på grund av variationer i draghållfastheten, bergtäckning och  $E$ -modul.

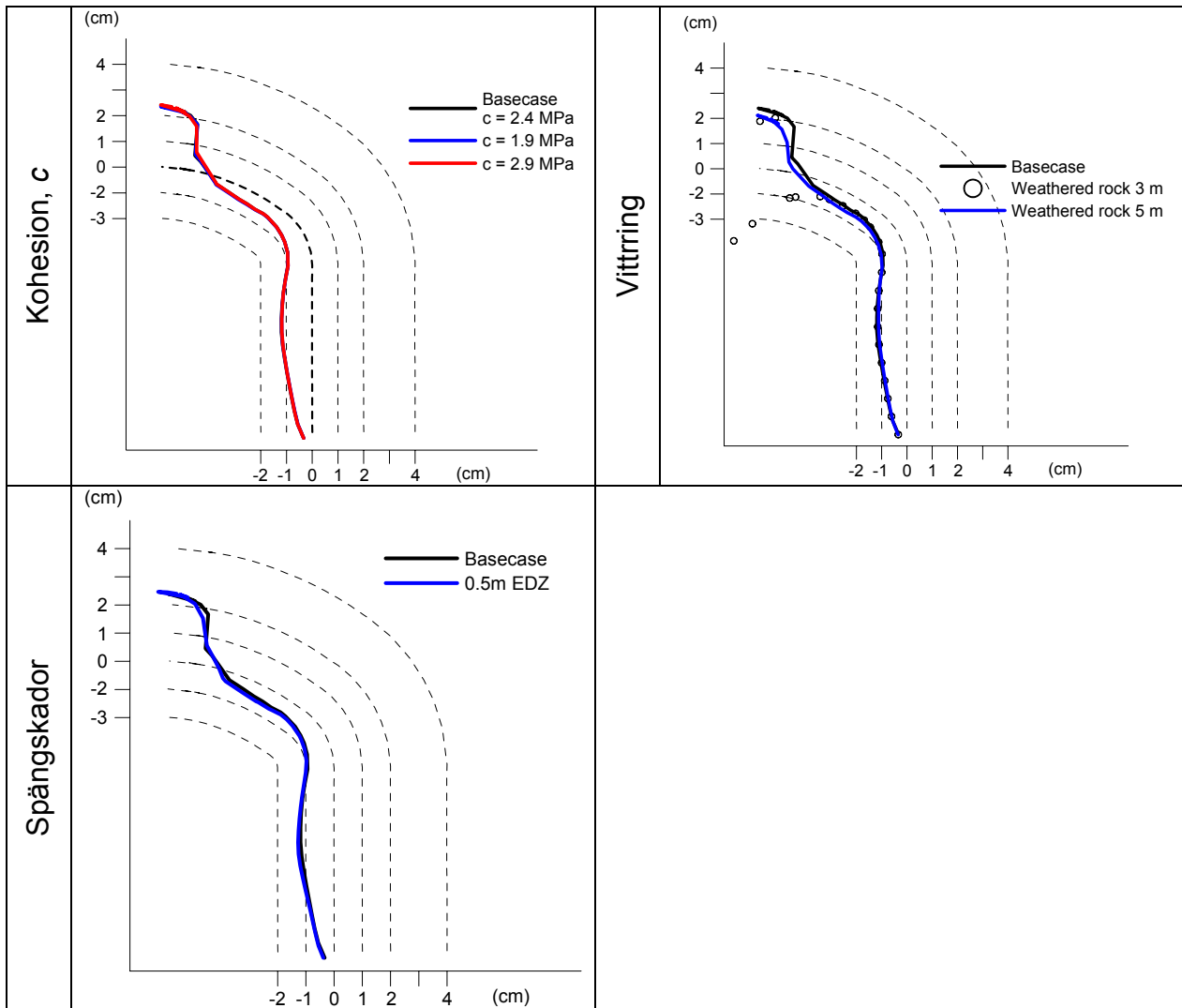


Figur 1:3 Tangentialspänningen och dess variationer på grund av variationer i kohesionen, vittring och sprängskador.

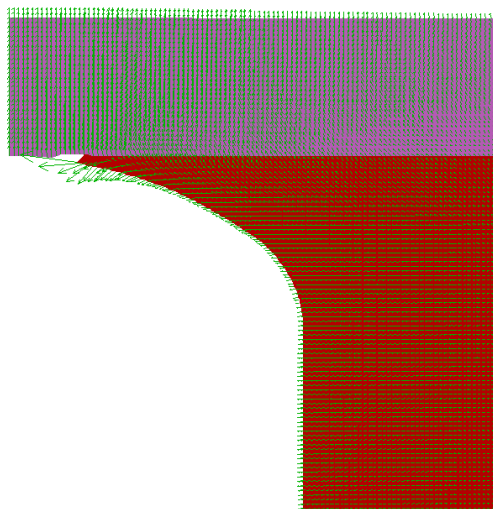
**BILAGA 2 RESULTAT FRÅN (ii) DEFORMATION AV TUNNELRANDEN**



Figur 2:1 Känsligheten för variationer av primärspänningstillståndet, den intakta enaxiella tryckhållfastheten, *GSI*, draghållfastheten, bergtäckningen och E-modulen på deformation av tunnelranden

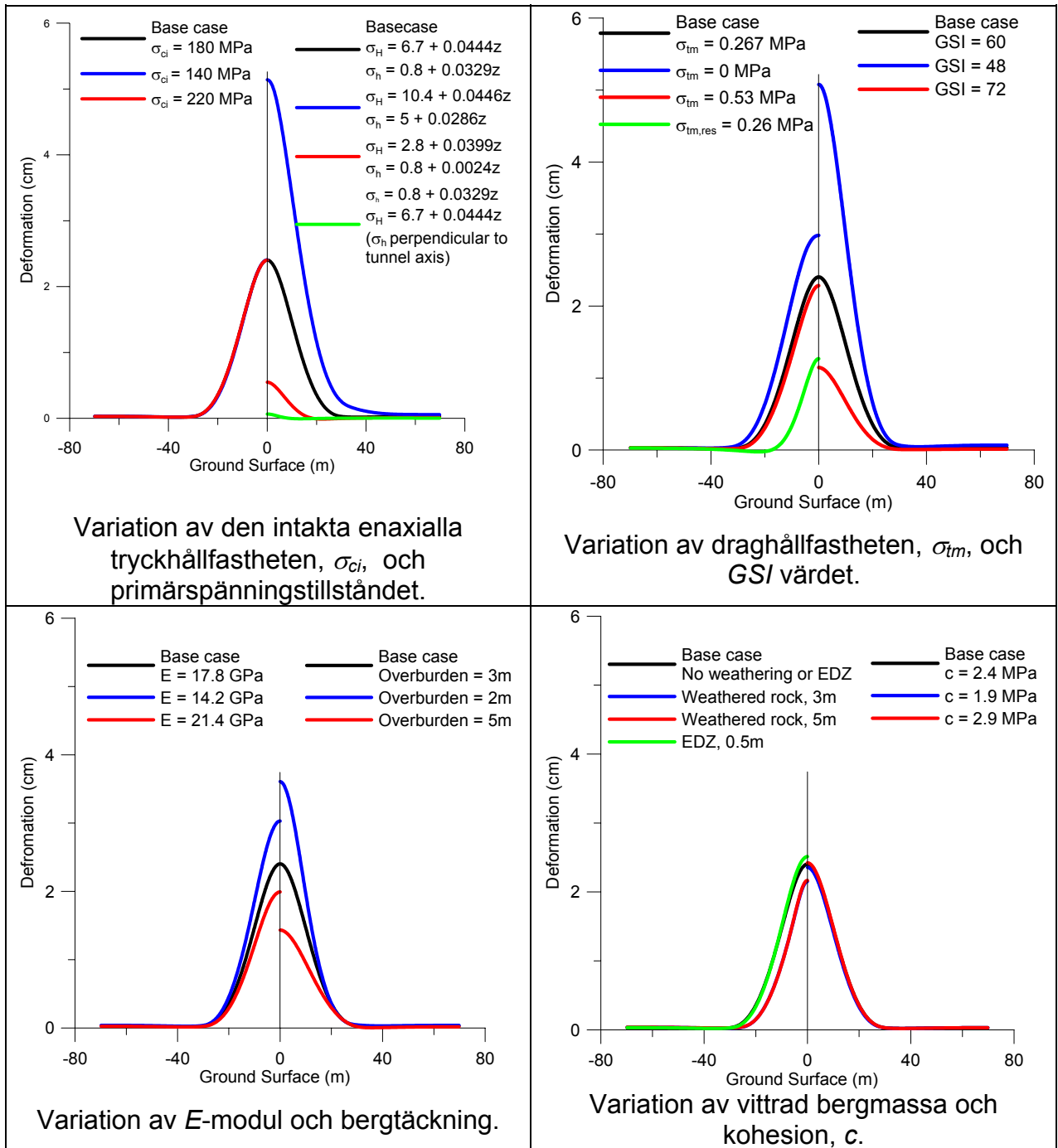


Figur 2:2 Känsligheten av variationer i kohesion, vittring och sprängskador på deformation av tunnelranden.



Figur 2:3 Separation mellan vittrad och intakt bergmassa.

**BILAGA 3 RESULTAT FRÅN (iii) DEFORMATION AV MARKYTAN**



Figur 2.4 Känsligheten deformationen av markytan har för variationer av de olika faktorerna.

**BILAGA 4 RESULTAT FRÅN (iv) PLASTICERAT OMRÅDE**

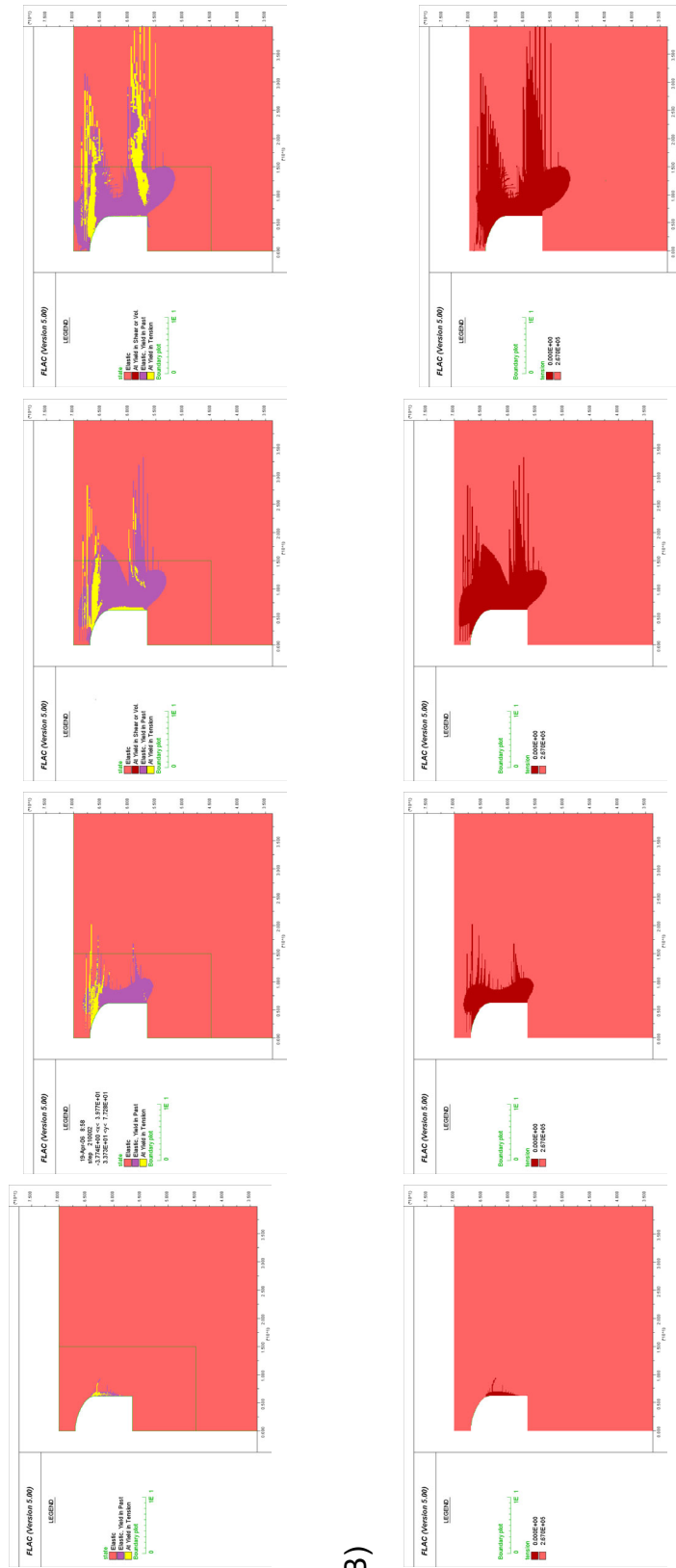
**Höga shorisontalsspänningar->**  
 $\sigma_H = 10.4 + 0.0446z$   
 $\sigma_h = 5 + 0.0286z$   
 $\sigma_H$  vinkelrät mot tunnelaxeln

**Basfall**  
 $\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$   
 $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$   
 $\sigma_H$  vinkelrät mot tunnelaxeln

$\sigma_H = 2.8 + 0.0399z$   
 $\sigma_h = 2.2 + 0.0024z$   
 $\sigma_H$  vinkelrät mot tunnelaxeln

**<- Låga horisontalsspänningar**  
 $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$   
 $\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$   
 $\sigma_H$  parallell med tunnel axeln.

A)



B)

Figur 4:1 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av det primära spänningstillståndet.



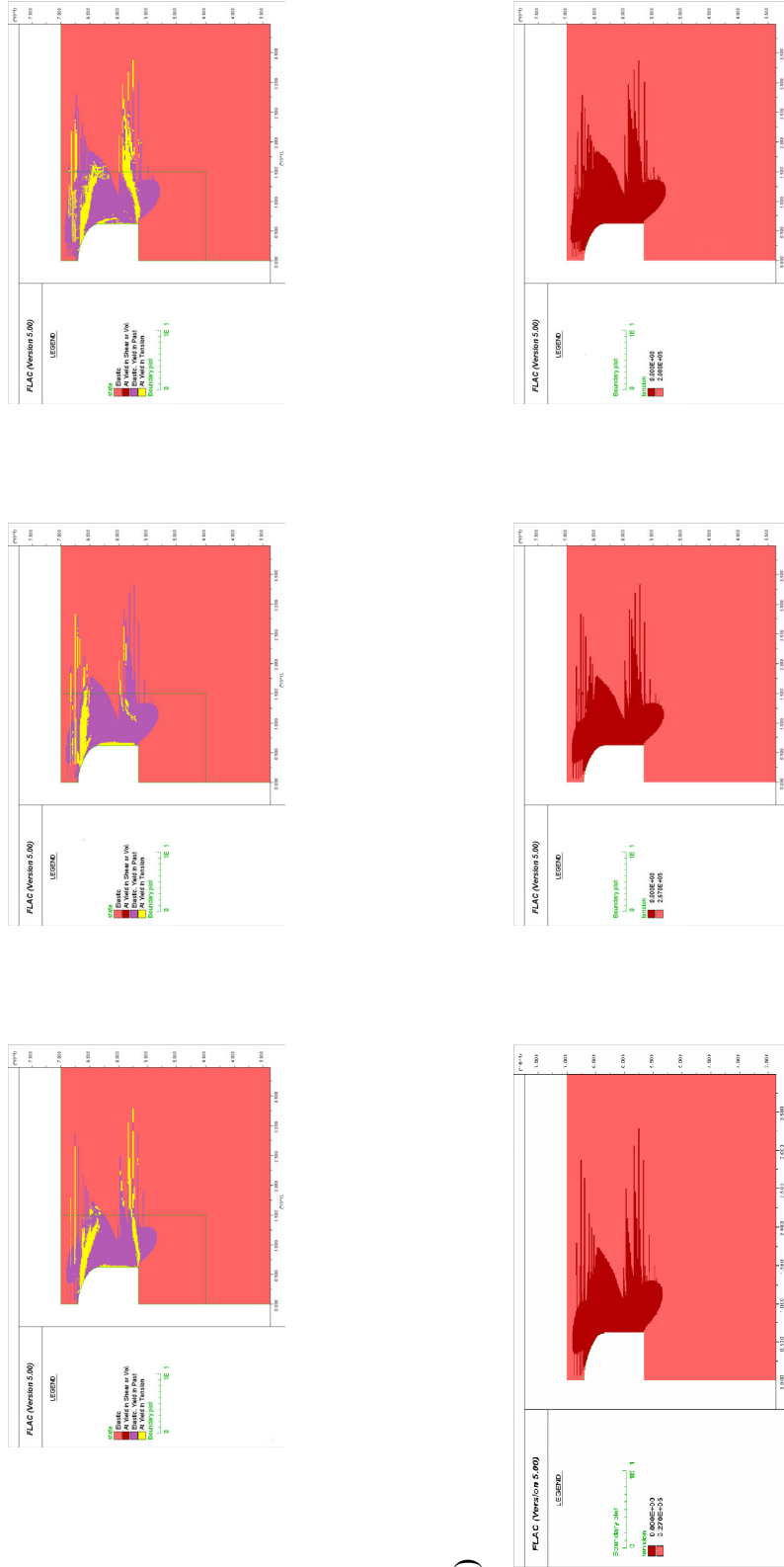
Låg tryckhållfasthet ->  
 $\sigma_{ci} = 140 \text{ MPa}$

Basfall  
 $\sigma_{ci} = 180 \text{ MPa}$

<- Hög tryckhållfasthet  
 $\sigma_{ci} = 220 \text{ MPa}$

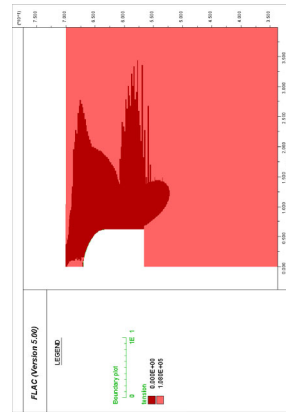
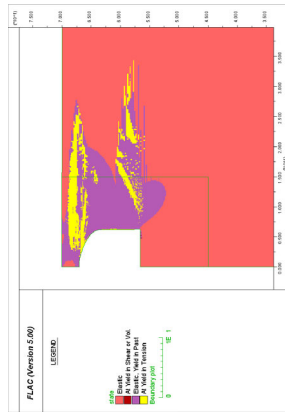
A)

B)

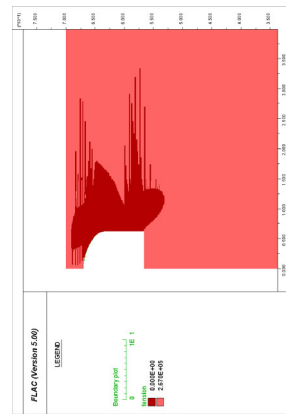
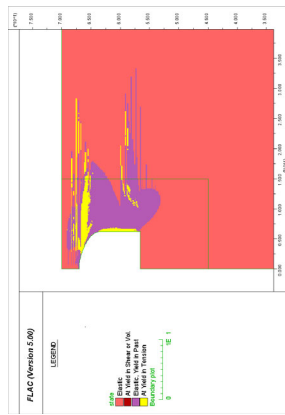


Figur 4:2 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av den enaxiella tryckhållfastheten,  $\sigma_c$ .

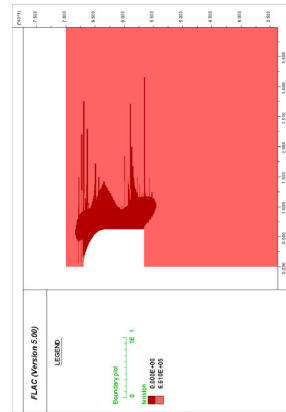
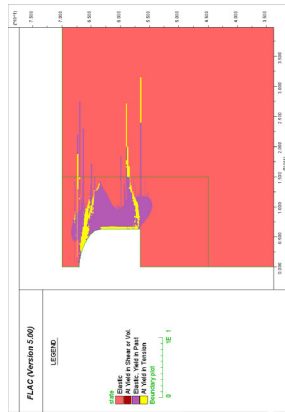
Lågt GSI värde ->  
GSI = 48



Basfall  
GSI = 60



<- Högt GSI värde  
GSI = 72



A)

B)

Figur 4:3 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av GSI.

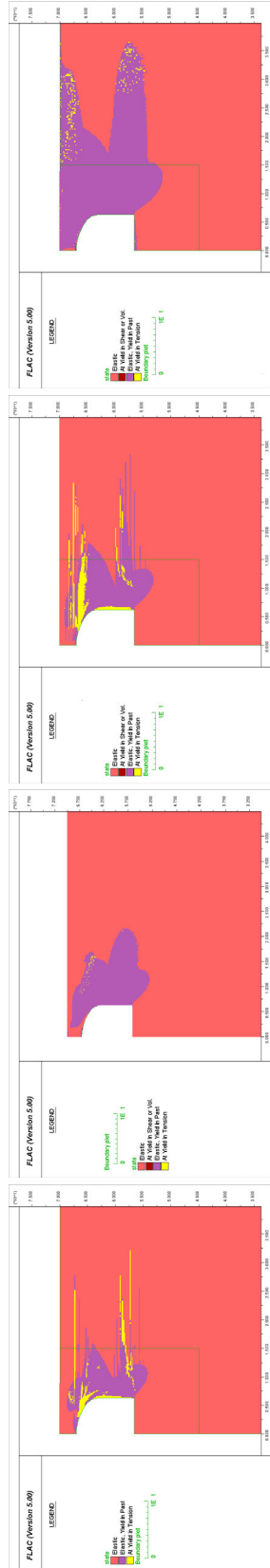
**Låg draghållfasthet ->**  
 $\sigma_{tm} = 0 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{tm,res} = 0 \text{ MPa}$

**Basfall**  
 $\sigma_{tm} = 0.267 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{tm,res} = 0 \text{ MPa}$

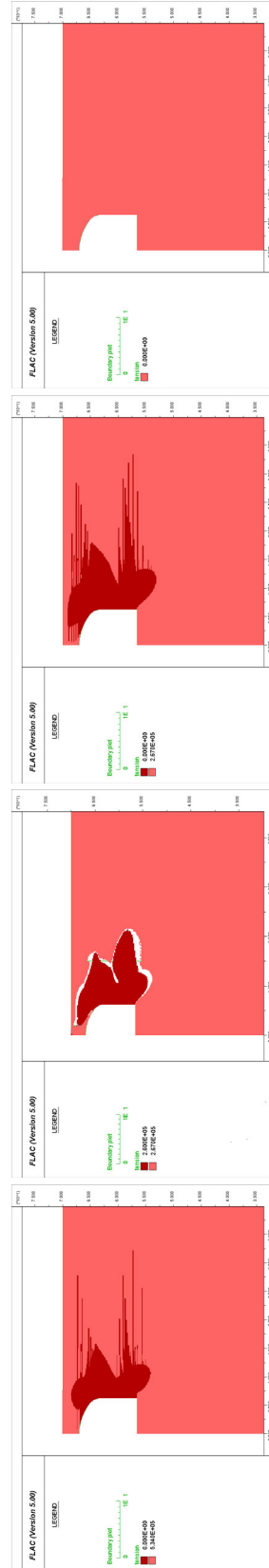
**Residualhållfasthet**  
 $\sigma_{tm} = 0.267 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{tm,res} = 0.26 \text{ MPa}$

**<- Hög draghållfasthet**  
 $\sigma_{tm} = 0.534 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{tm,res} = 0 \text{ MPa}$

A)



B)

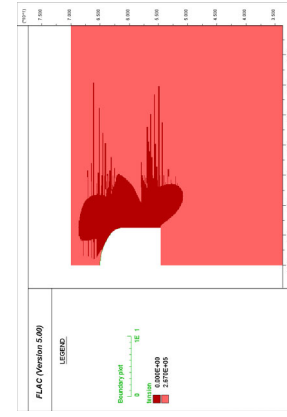
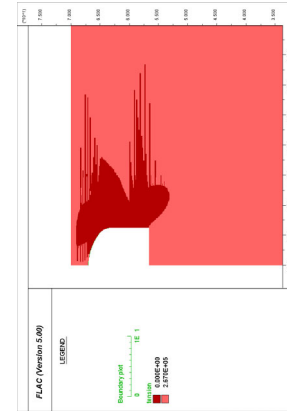
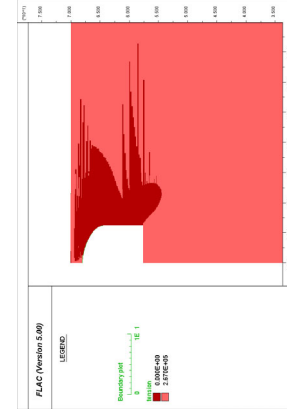
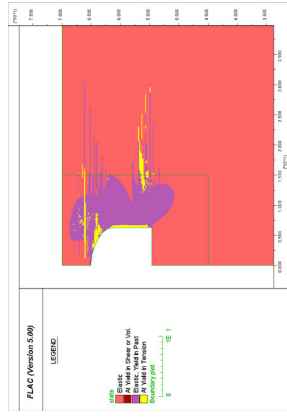
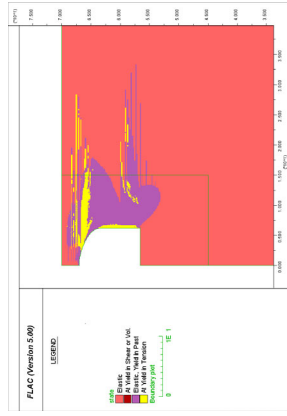
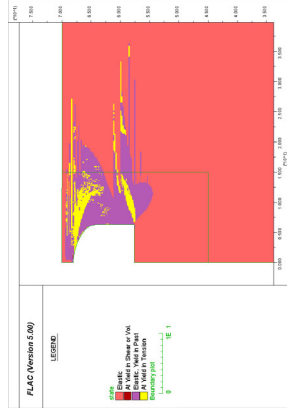


Figur 4:4 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av draghållfastheten,  $\sigma_{tm}$ .

Liten bergtäckning ->  
2 m

Basfall  
3 m

<- Stor bergtäckning  
5 m



A)

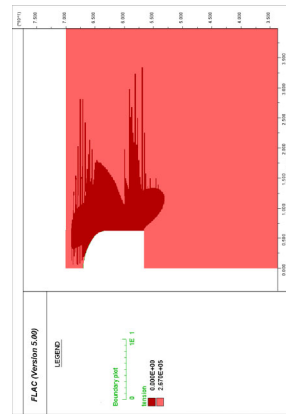
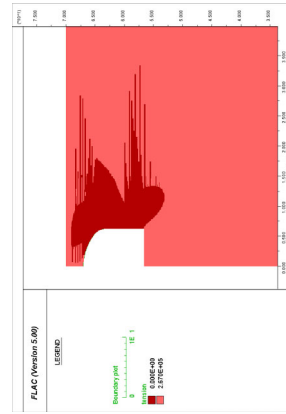
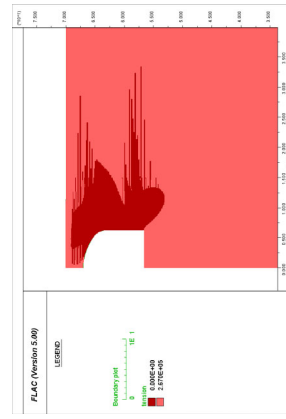
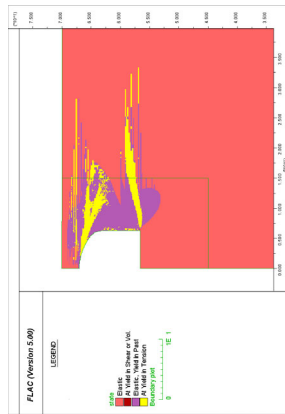
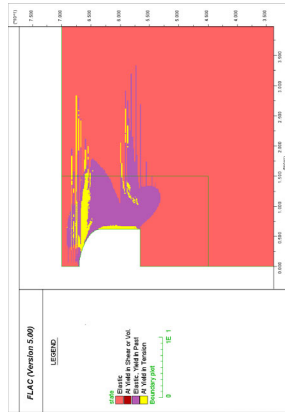
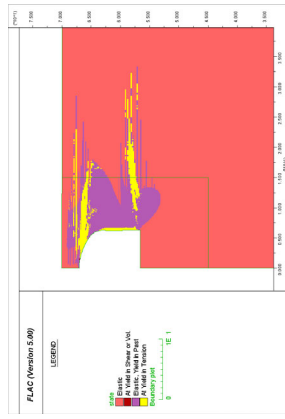
B)

Figur 4:5 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer i bergtäckningen.

Låg styvhet ->  
E = 14.2GPa

Basfall  
E = 17.8GPa

<- Hög styvhet  
E = 21.4GPa



A)

B)

Figur 4:6 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av  $E$ -modulen.



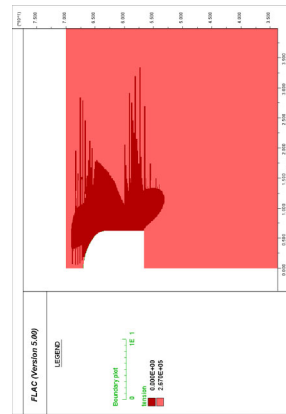
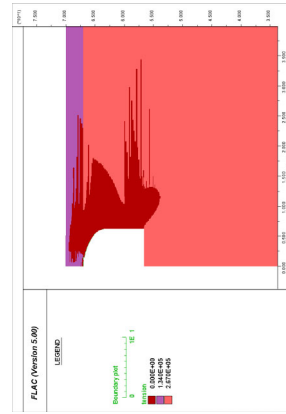
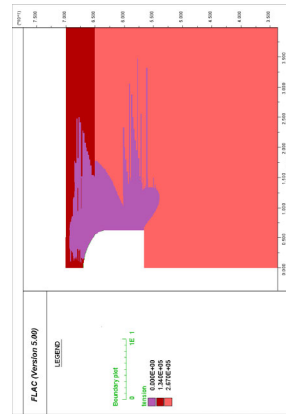
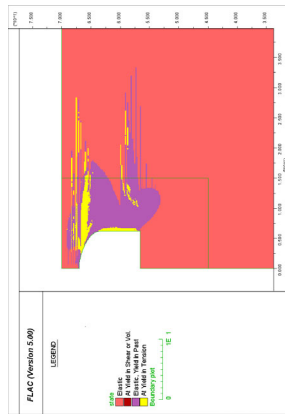
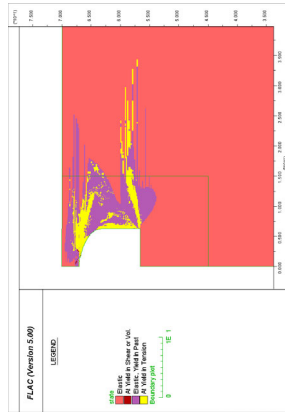
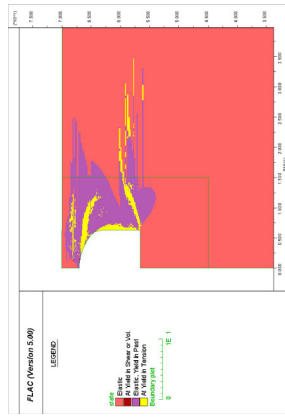
Vittrat djup = 5 m

Vittrat djup = 3 m

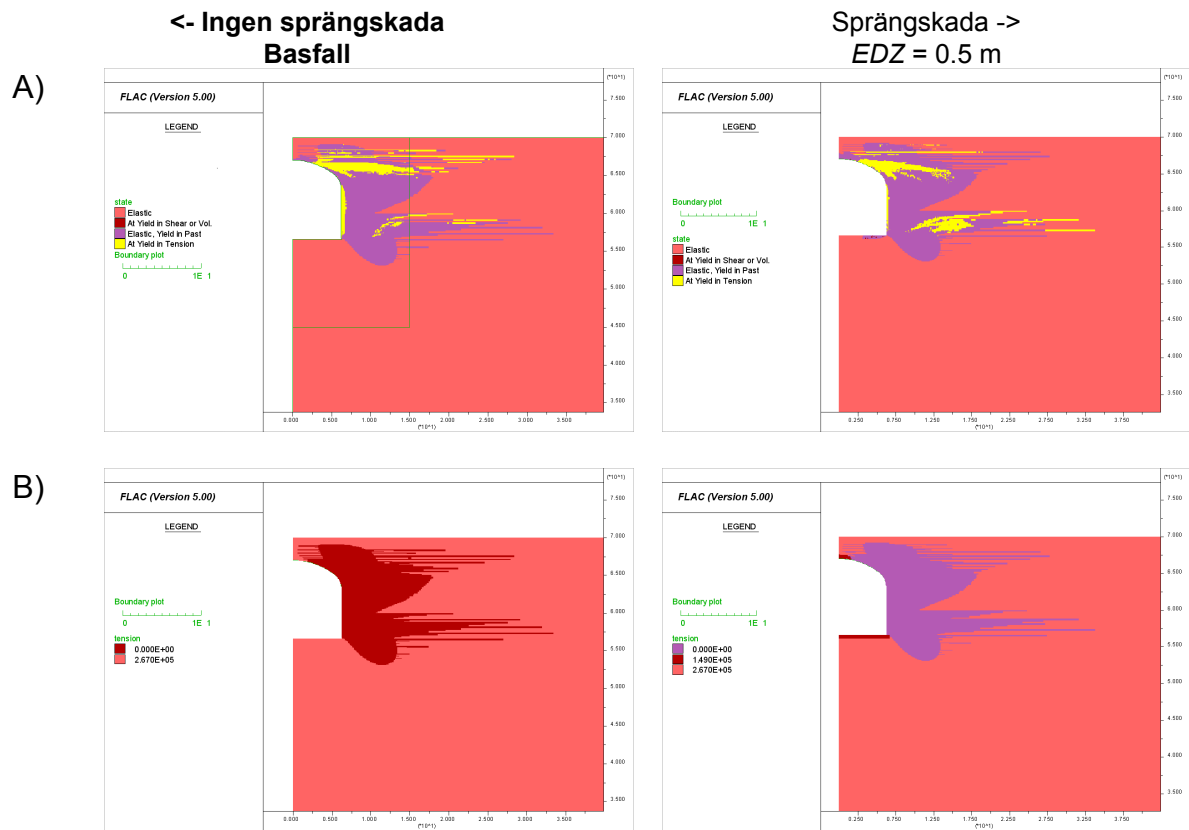
Ingen vittring  
Basfallet

A)

B)



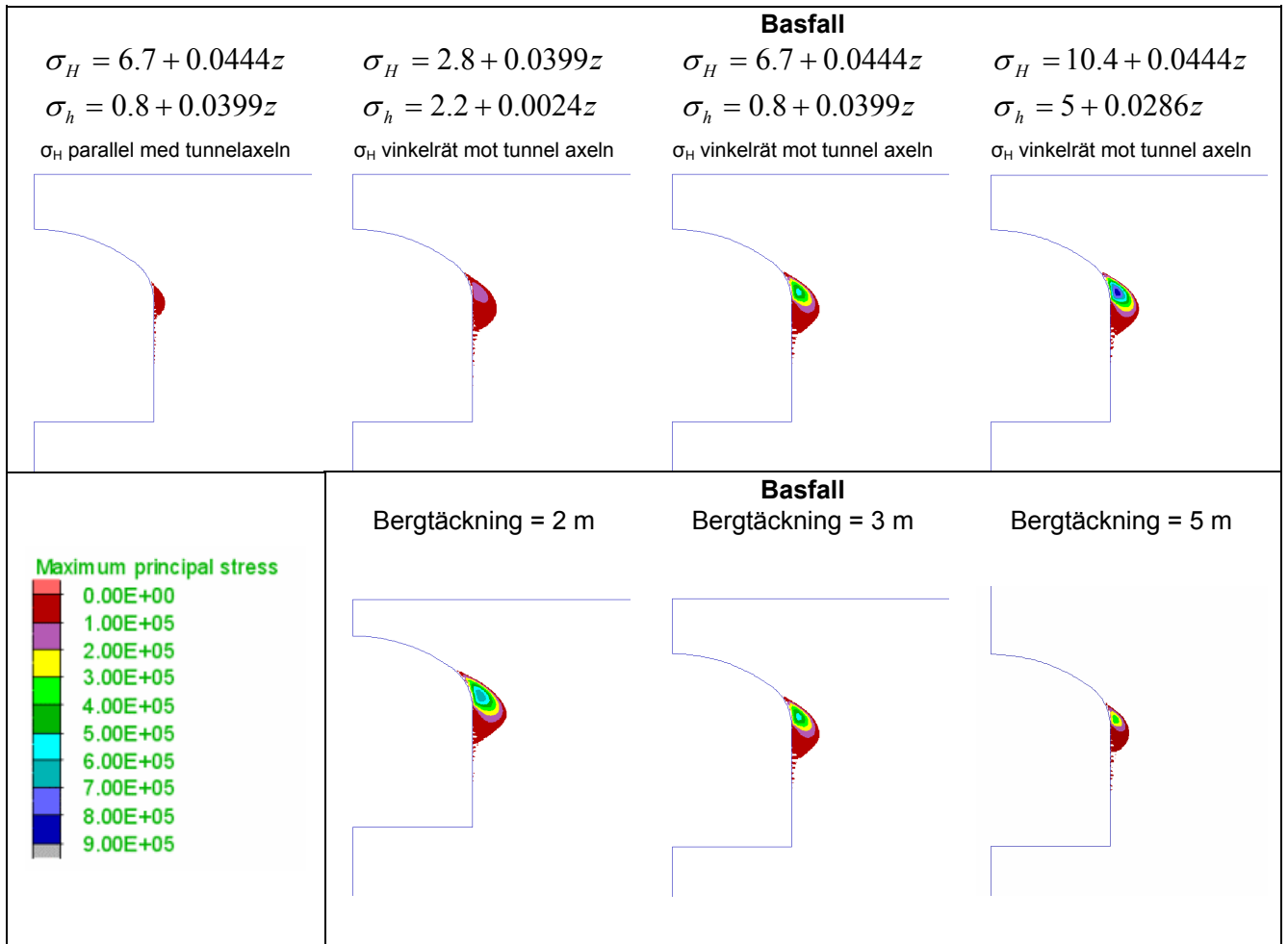
Figur 4:8 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av vittrad bergmassa.



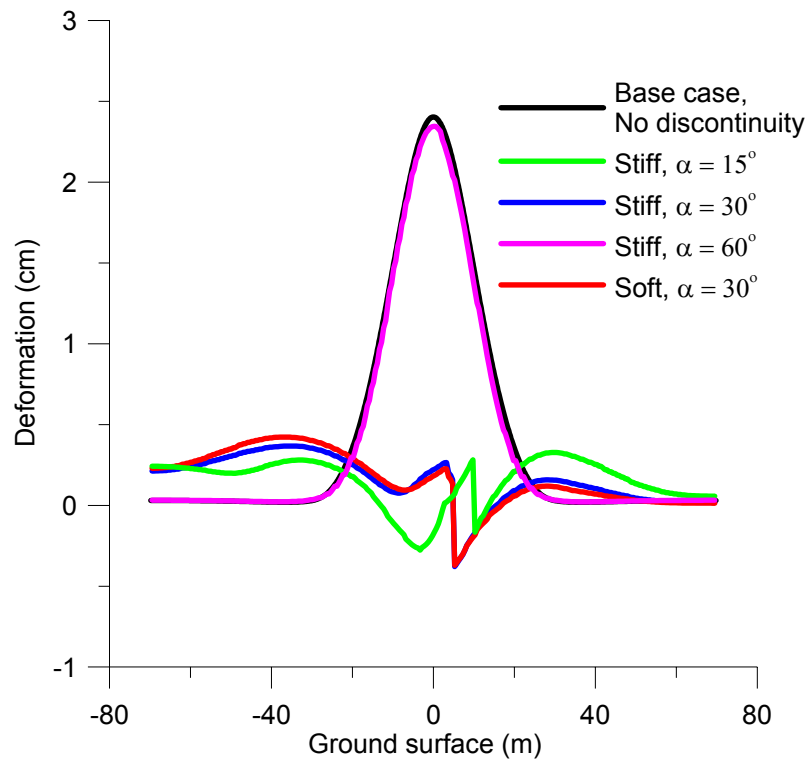
Figur 4:9 Känsligheten som det plasticerade området (A) och draghållfastheten (B) har för variationer av sprängskador.



**BILAGA 5 RESULTAT FRÅN (v) OMRÅDEN MED DRAGSPÄNNINGAR**

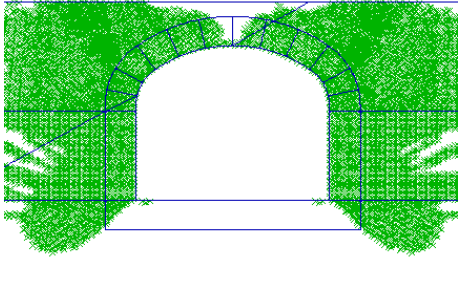
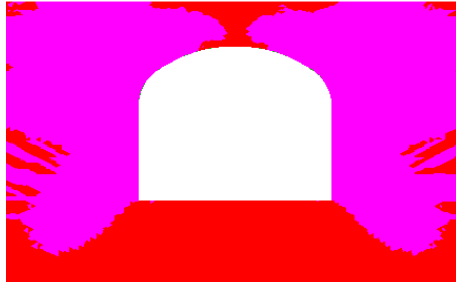
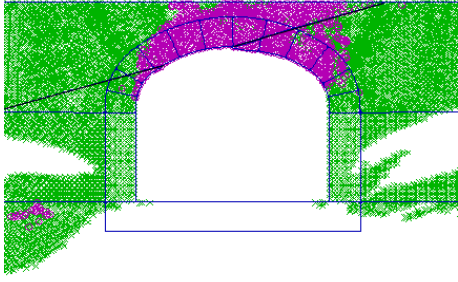
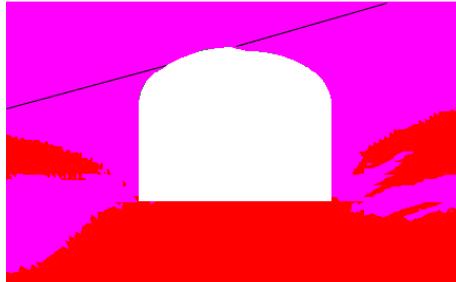
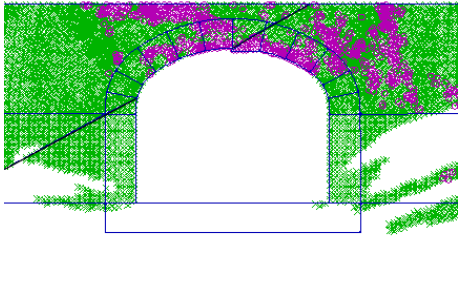
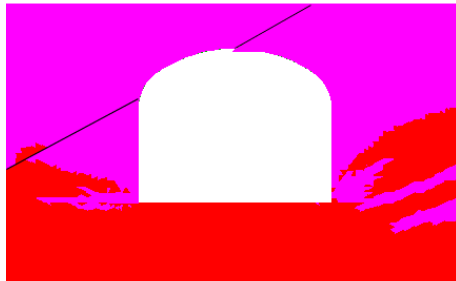
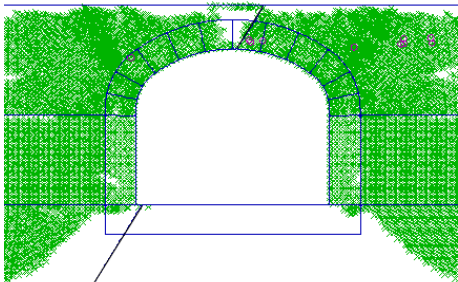
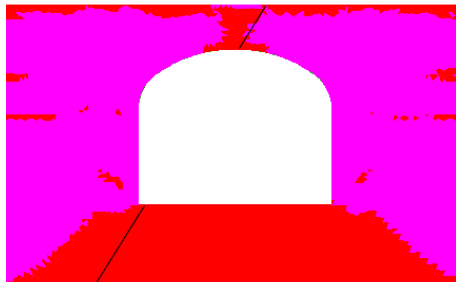
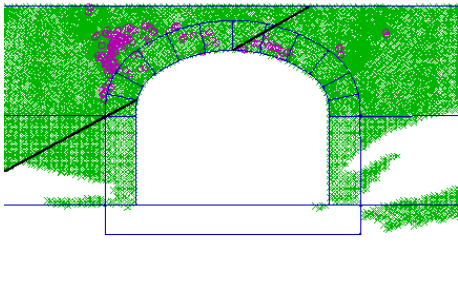
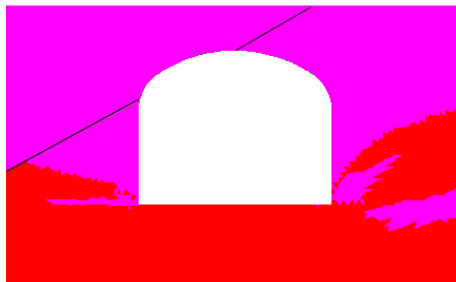


Figur 5.1 Känsligheten för variationer av det primära spänningstillståndet och bergtäckningen i områden med dragspänningar. I *FLAC* (programvaran som använts) är dragspänningar positiva och tryckspänningar negativa, därav den positiva skalan för dragspänningar.

**BILAGA 6 RESULTAT FRÅN (I) DEFORMATIONI AV MARKYTAN**

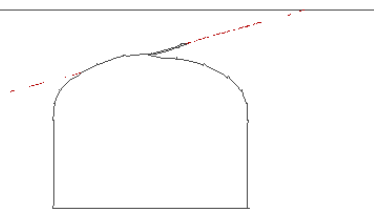
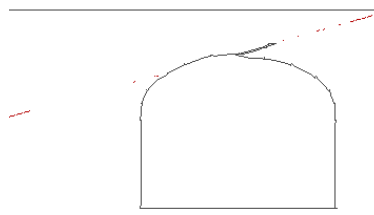
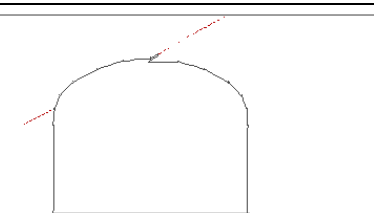
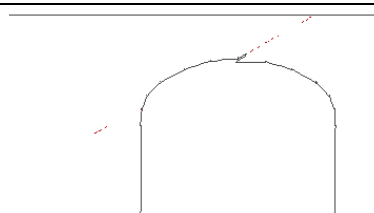
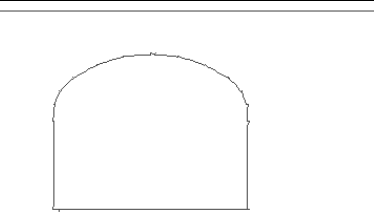
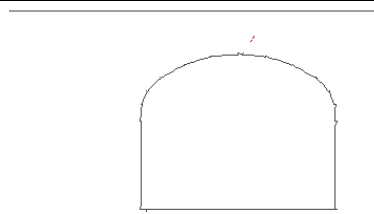
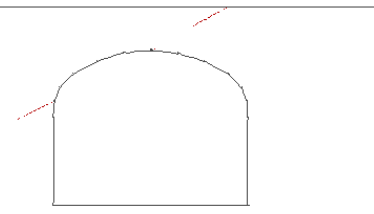
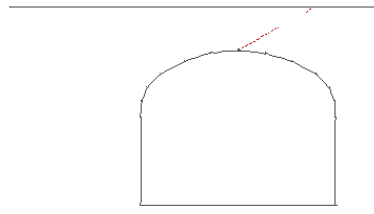
Figur 6.1 Sättning/hävning av markytan för de olika fallen av diskontinuiteter.

**BILAGA 7 RESULTAT FRÅN (II) PLASTICERAT OMRÅDE**

<b>Modell typ</b>	<b>Plasticerat område</b> x = har varit plasticerad o = i dragbrott just nu * = skjuvbrott just nu	<b>Draghållfasthet</b> Röd = Original värde Lila = Residual värde
<b>Basfall</b> Ingen diskontinuitet		
Disk. typ: Styv $\alpha = 15^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		
Disk. typ: Styv $\alpha = 30^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		
Disk. typ: Styv $\alpha = 60^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		
Disk. typ: Mjuk $\alpha = 30^\circ$ $\varnothing = 25^\circ$ $c = 0.05 \text{ MPa}$		

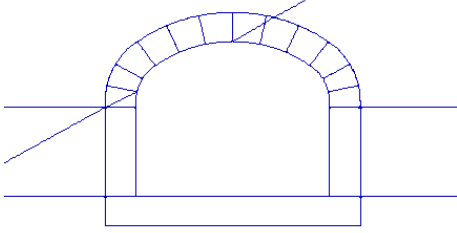
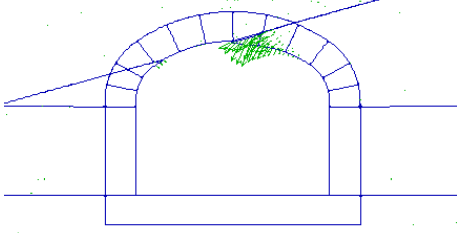
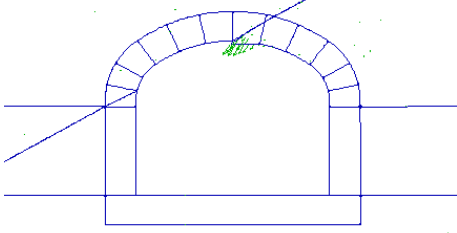
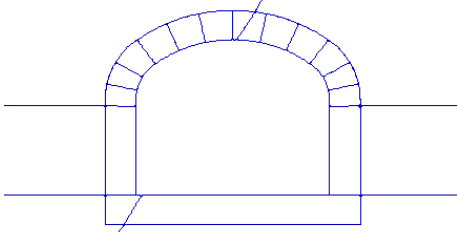
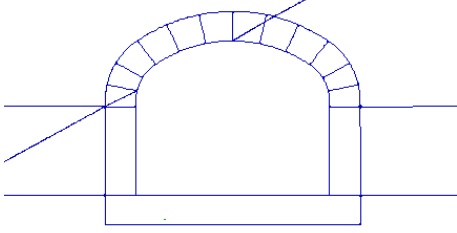
Figur 7.1 Känsligheten av variationer i diskontinuitetsparametrar på det plasticerade området och draghållfastheten.

**BILAGA 8 RESULTAT FRÅN (III) GLIDNING OCH/ELLER ÖPPNANDE AV DISKONTINUITET.**

Modell typ	<b>Öppen</b> Sprickor där normalkraften eller normalspänningen är noll.	<b>Glidning</b> Sprickor i skjuvgräns
<b>Basfall</b> Ingen diskontinuitet	Ingen diskontinuitet	Ingen diskontinuitet
Disk. typ: Styv $\alpha = 15^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		
Disk. typ: Styv $\alpha = 30^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		
Disk. typ: Styv $\alpha = 60^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		
Disk. typ: Mjuk $\alpha = 30^\circ$ $\varnothing = 25^\circ$ $c = 0.05 \text{ MPa}$		

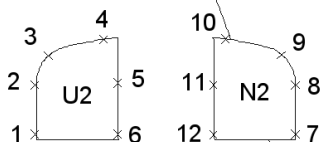
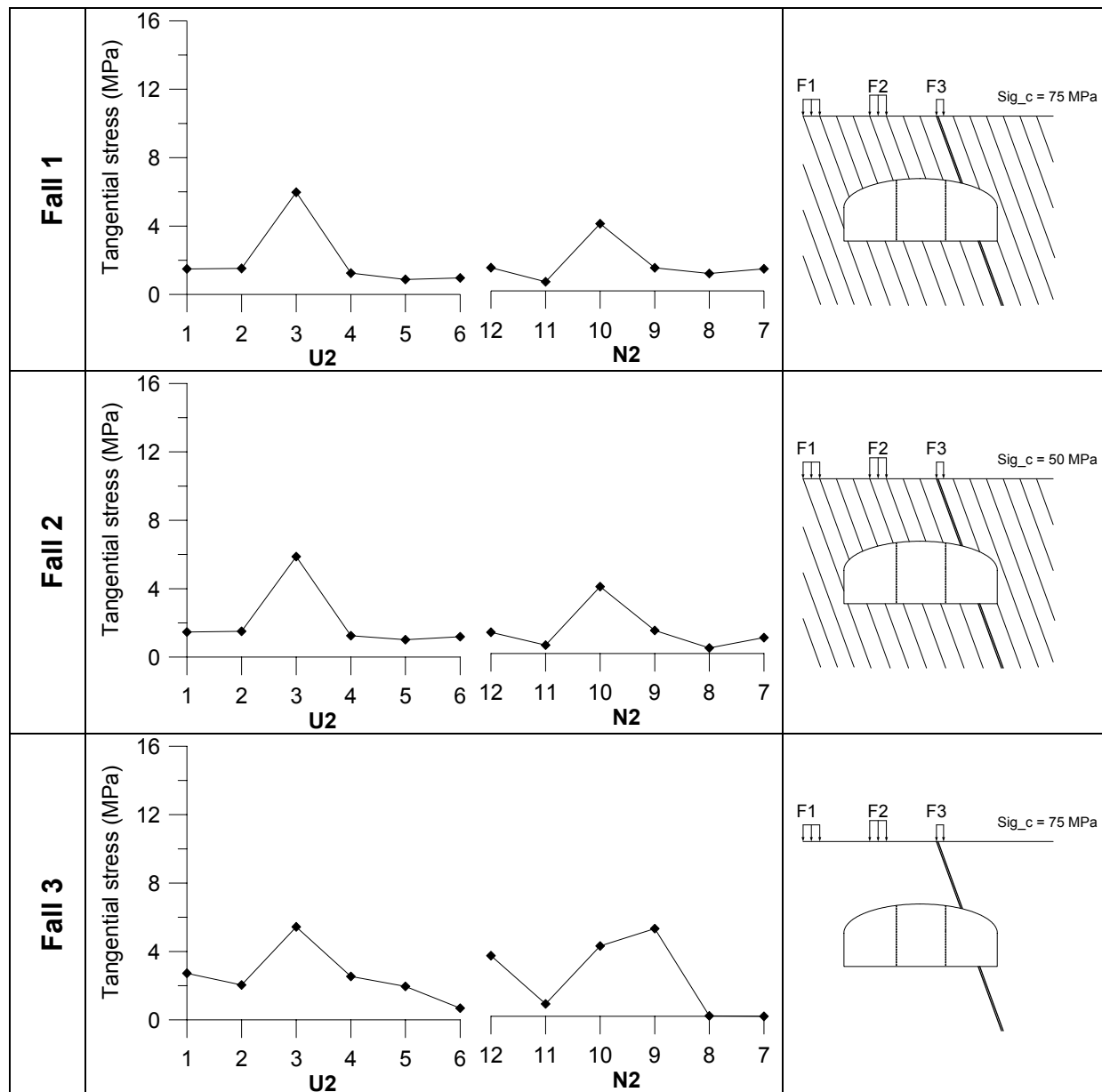
Figur 8.1 Känsligheten för glidning och/eller öppnande av sprickplan av variationer i diskontinuitetsegenskaper.

**BILAGA 9 RESULTAT FRÅN (IV) TAKSTABILITET**

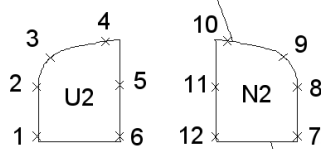
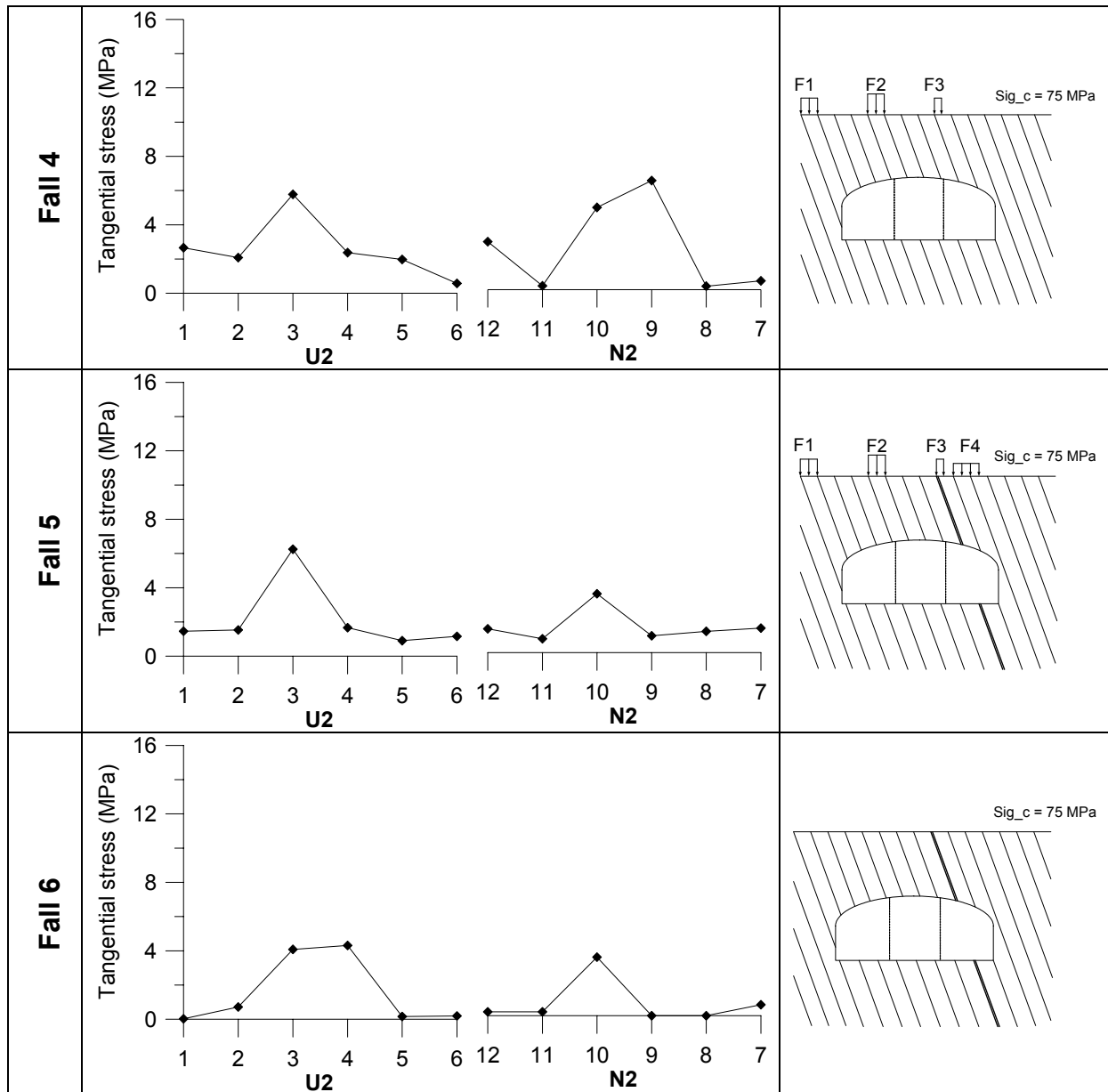
Modell typ	Takstabilitet Hastighetsvektorer
<b>Basfall</b> Ingen diskontinuitet	
Disk. typ: Styv $\alpha = 15^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0$ MPa	
Disk. typ: Styv $\alpha = 30^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0$ MPa	
Disk. typ: Styv $\alpha = 60^\circ$ $\varnothing = 35^\circ$ $c = 0$ MPa	
Disk. typ: Mjuk $\alpha = 30^\circ$ $\varnothing = 25^\circ$ $c = 0.05$ MPa	

Figur 9.1 Takstabiliteten för variationerna av diskontinuitetsparametrarna.

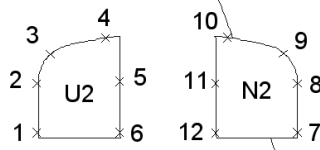
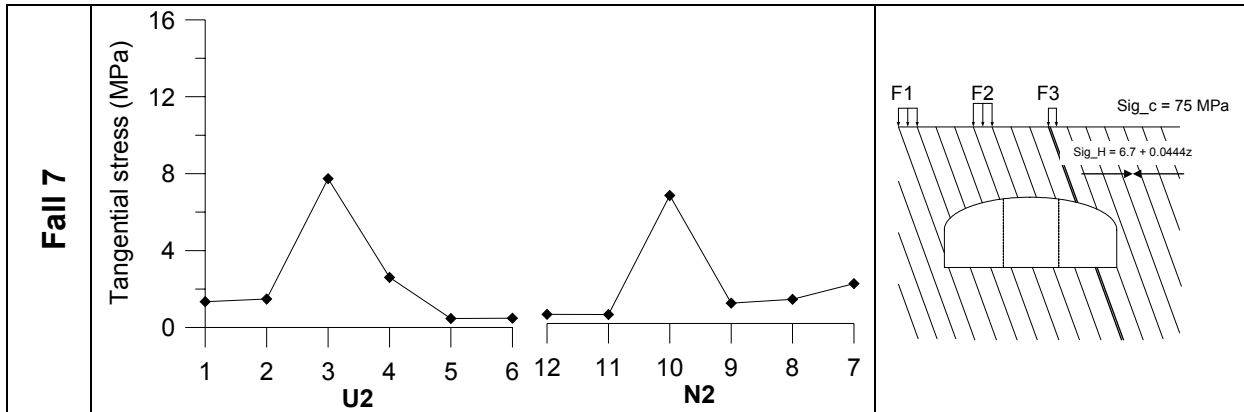
**BILAGA 10 RESULTAT ARLANDABANAN, TANGENTIALSPÄNNINGAR LÄNGS TUNNELRANDEN**



Figur 10.1 Tangentialspänningar längs tunnelranden för pilot tunnelarna U2 och N2 i Steg 1 för fall 1, 2 och 3.

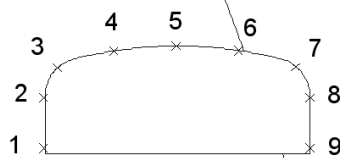
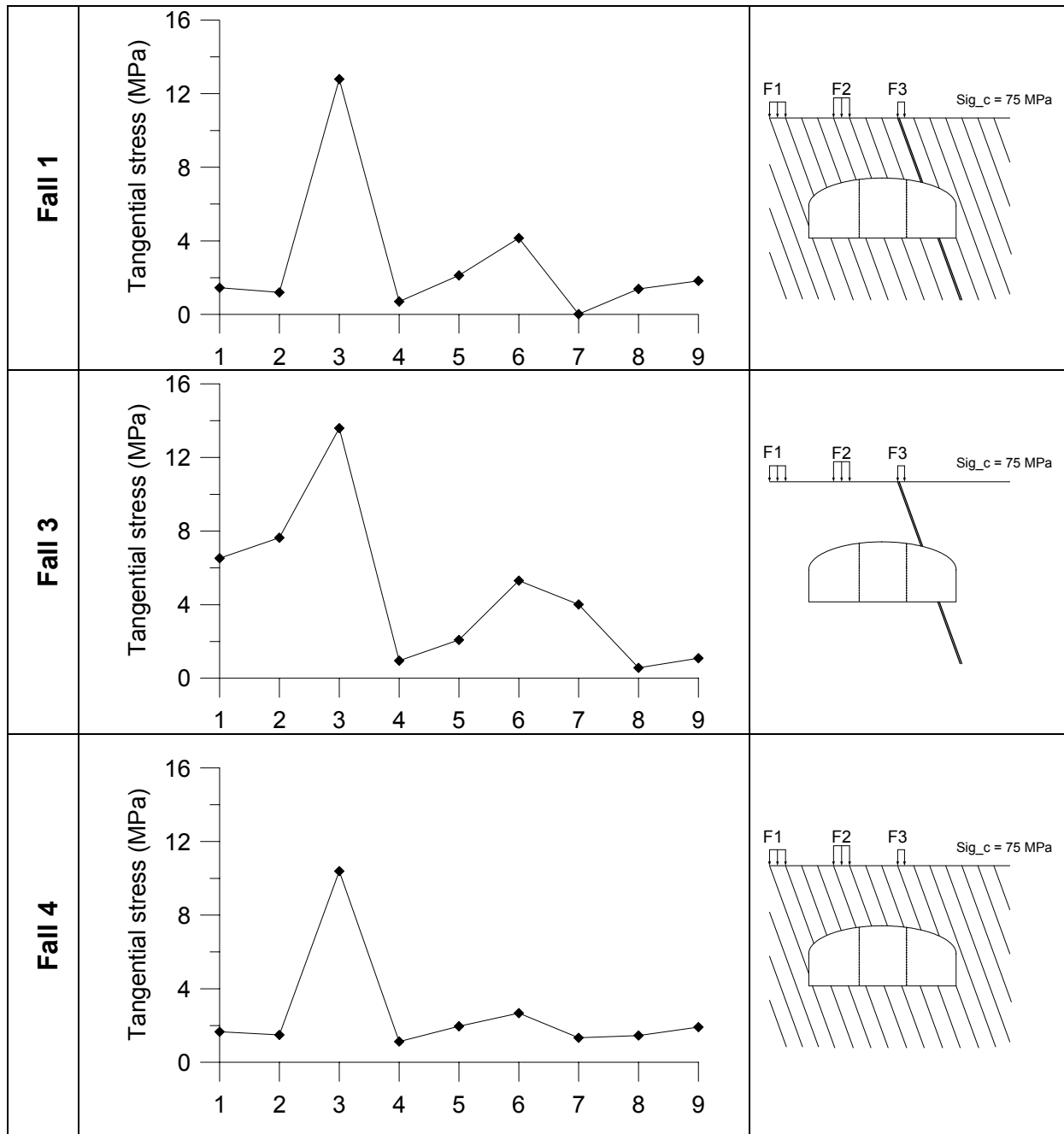


Figur 10.2 Tangentialspänningar längs tunnelranden för pilot-tunnlarna U2 och N2 i Steg 1 för fall 4, 5 och 6.

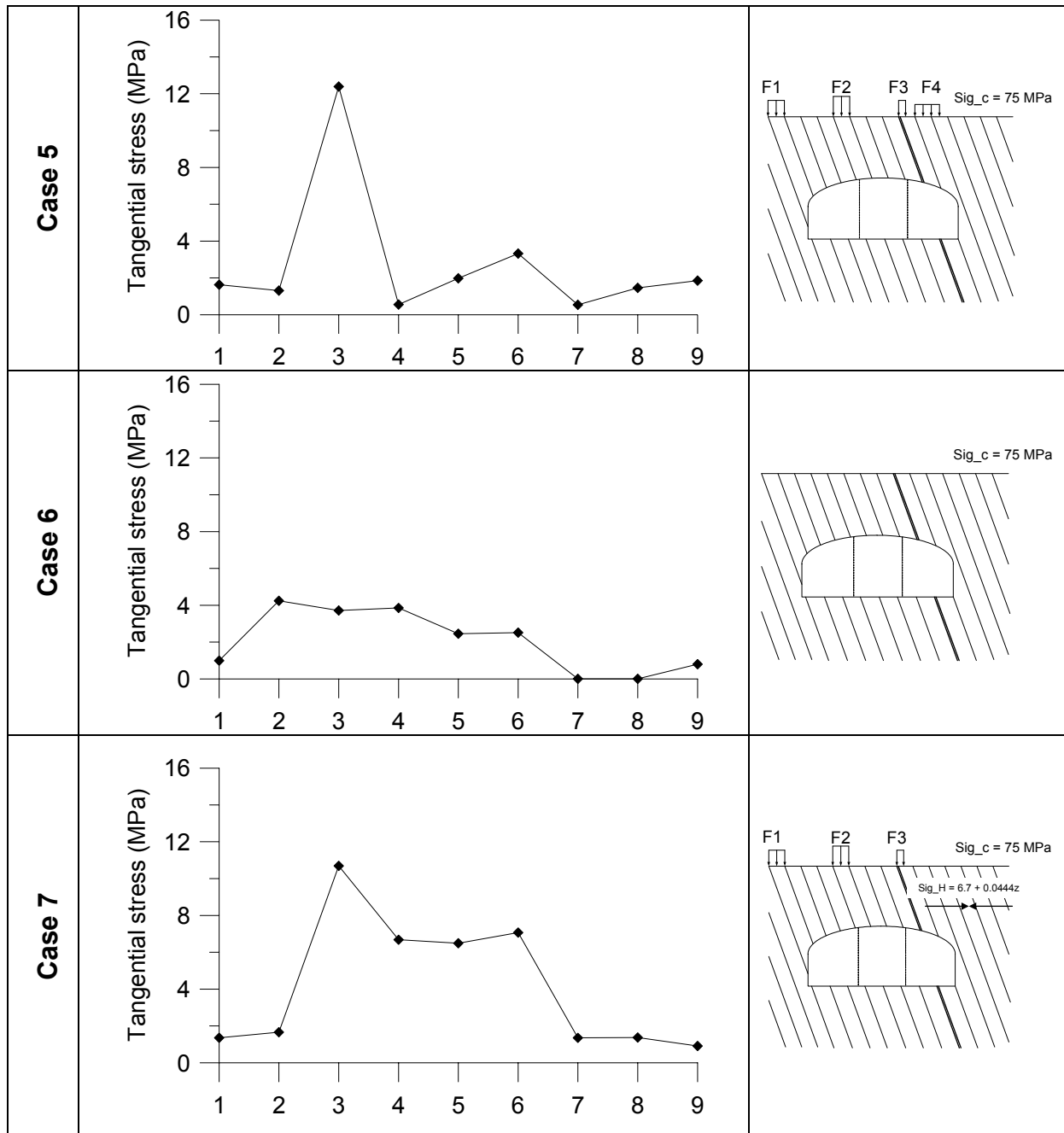


Figur 10.3 Tangentialspänningar längs tunnelranden för pilottunnlarna U2 och N2 i Steg 1 för Fall 7.



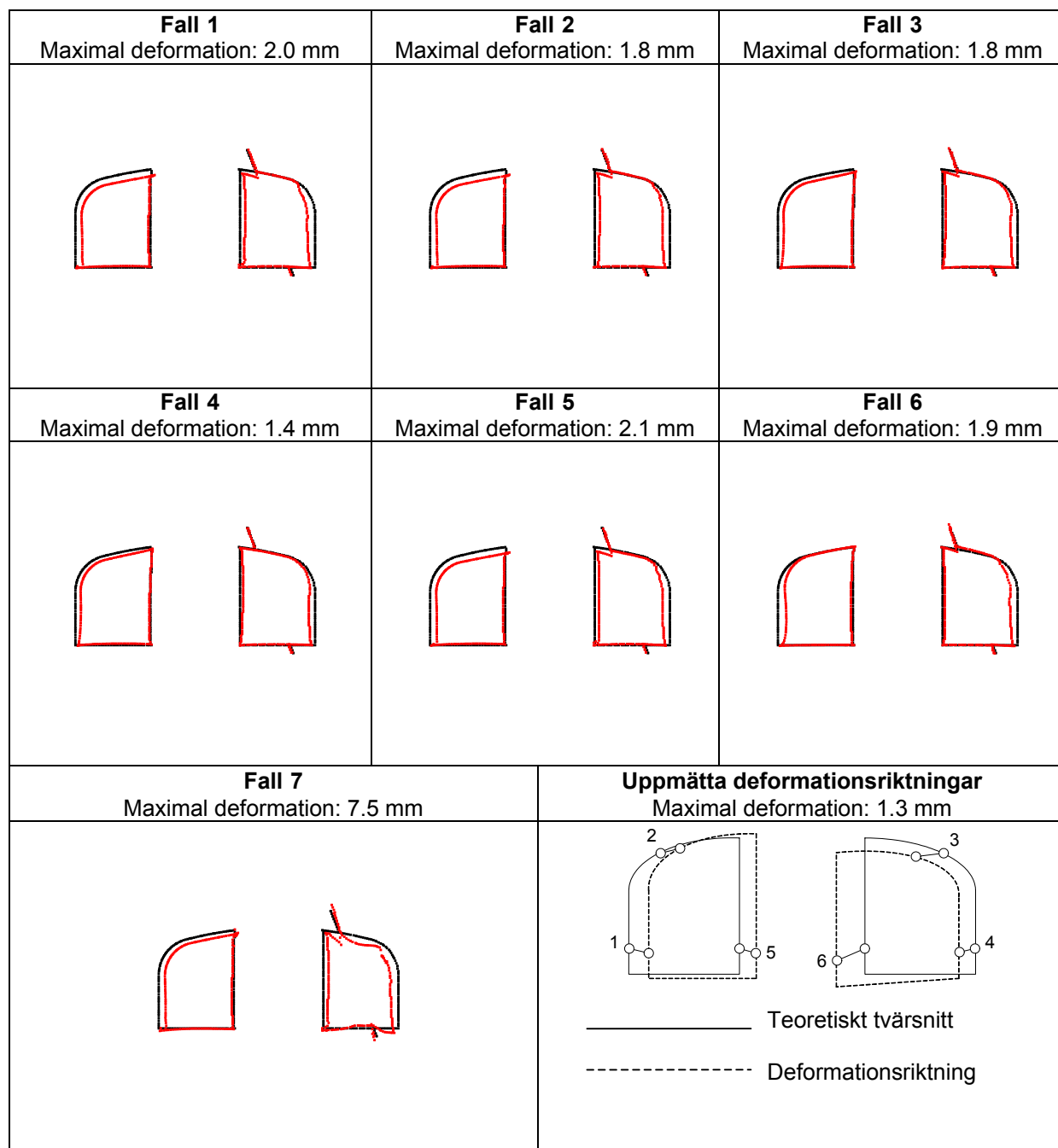


Figur 10.4 Tangentialspänningar längs tunnelranden för tunneln i Steg 2 för Fall 1, 3 och 4.



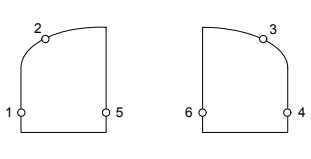
Figur 10.5 Tangentialspänningar längs tunnelranden för tunneln i Steg 2 för Fall 5, 6 och 7.

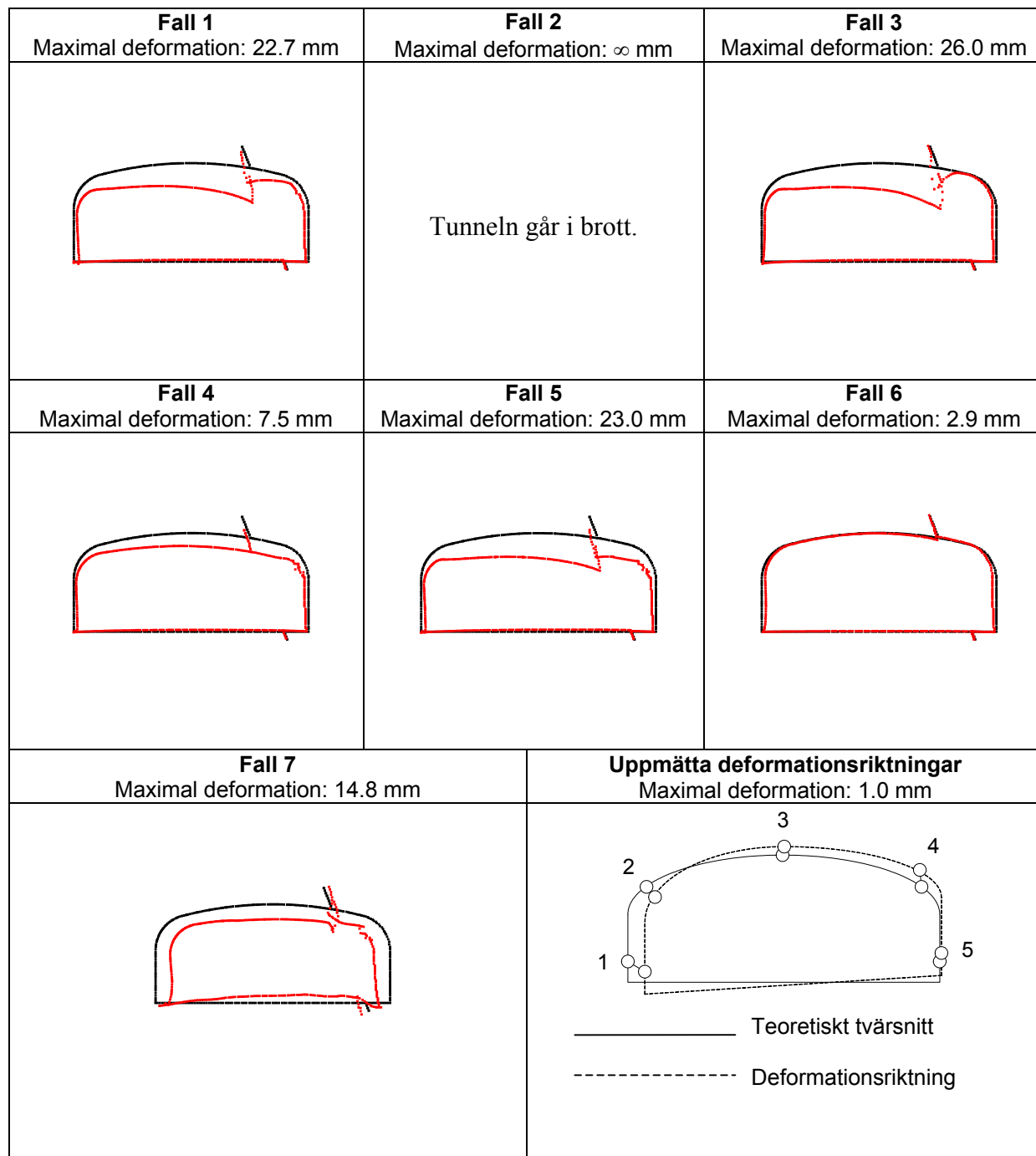
## BILAGA 11 RESULTAT FRÅN ARLANDABANAN, DEFORMATION AV TUNNELRANDEN



Figur 11.1 Deformation av tunnelranden för Steg 1 av brytningen, Fall 1 till 7 och deformationsriktningar från konvergensmätningar av pilottunnlarna. Deformationerna från de numeriska analyserna är multiplicerade med en faktor på 300 för alla fall utom fall 7, som är multiplicerad med 200. Den uppmätta konvergens visar endast den generella riktningen.

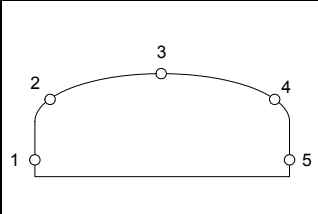
Tabell 11.1 Resultat från konvergensmätningar och beräknade värden för de olika fallen för Steg 1 av byggnationen.

		Uppmätta värden (mm)	Fall 1 (mm)	Fall 2 (mm)	Fall 3 (mm)	Fall 4 (mm)	Fall 5 (mm)	Fall 6 (mm)	Fall 7 (mm)
1	xdisp	0,9	1,8	1,8	1,2	1,2	1,8	1,9	6,9
	ydisp	-0,2	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,0	-0,7
2	xdisp	0,9	1,5	1,5	1,2	1,2	1,4	1,3	7,5
	ydisp	0,3	-1,8	-1,8	-1,1	-1,1	-1,7	0,2	-1,7
3	xdisp	-1,3	-0,3	-0,5	-1,0	-1,0	-0,3	-1,3	-4,3
	ydisp	-0,1	0,0	0,2	0,4	0,4	-0,4	0,6	-2,1
4	xdisp	-0,7	-1,8	-1,8	-1,6	-1,6	-1,8	-1,7	-6,0
	ydisp	-0,2	-0,2	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,4	-2,4
5	xdisp	0,8	-0,5	-0,5	-0,4	-0,4	-0,5	-0,5	-0,7
	ydisp	-0,2	0,2	0,2	0,0	0,0	0,2	-0,1	-0,4
6	xdisp	-1,3	1,1	1,2	0,5	0,5	1,1	0,7	5,0
	ydisp	-0,6	-0,9	-0,9	-0,5	-0,5	-1,3	0,1	-3,9

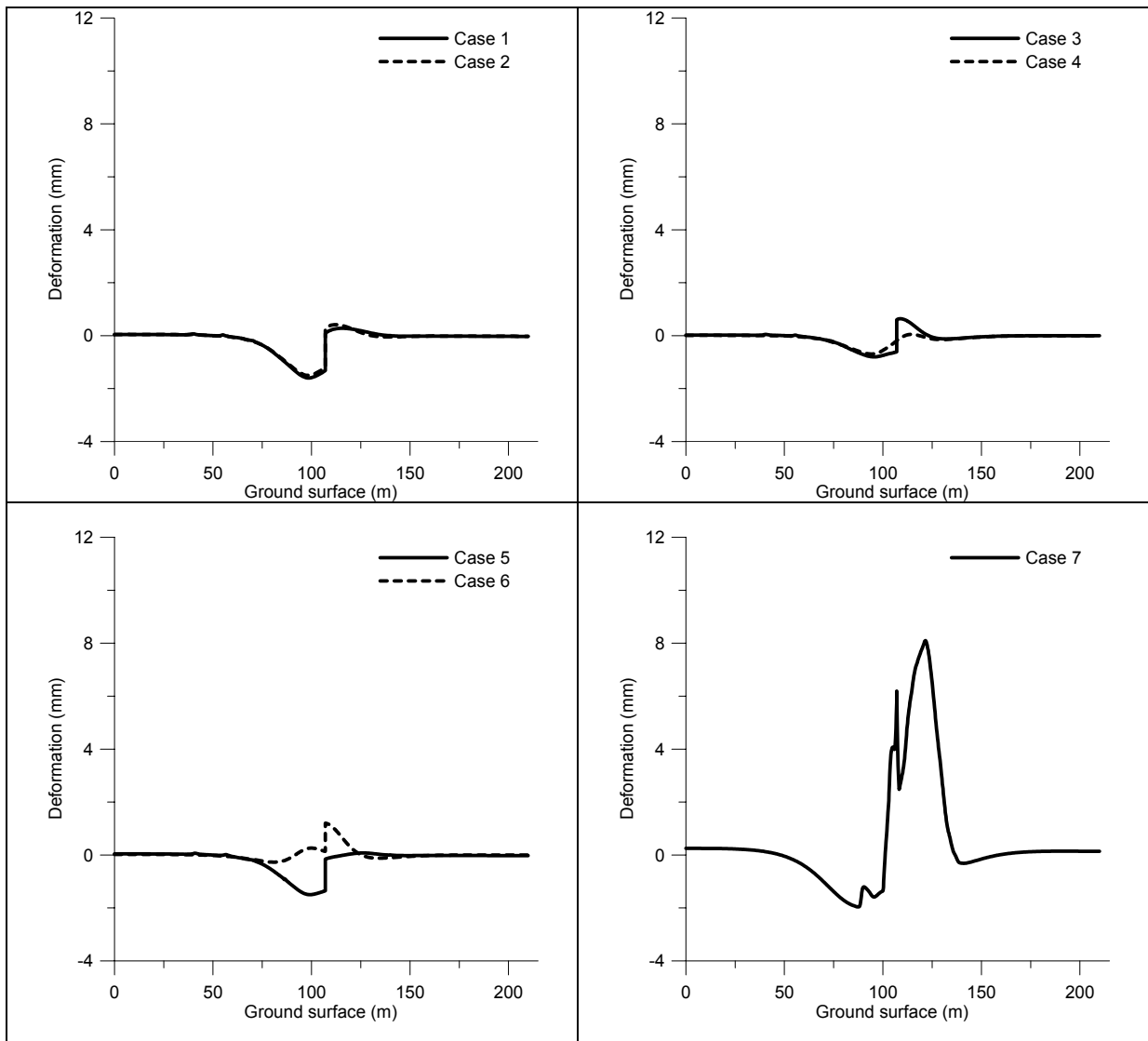


Figur 11.2 Deformation av tunnelranden för Steg 2 av brytningen, Fall 1,3,4,5,6,7 samt deformationsriktningar från konvergensmätningar av tunneln. Deformationerna från de numeriska analyserna är multiplicerade med en faktor på. Den uppmätta konvergens visar endast den generella riktningen.

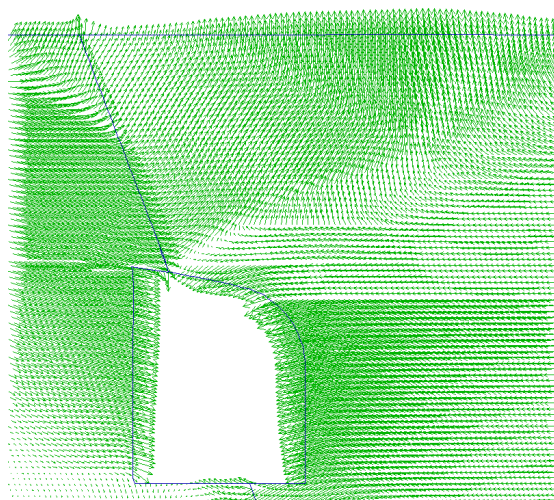
Tabell 11.2 Resultat från konvergensmätningar och beräknade värden för de olika fallen för Steg 2 av byggnationen.

		Measured values (mm)	Case 1 (mm)	Case 3 (mm)	Case 4 (mm)	Case 5 (mm)	Case 6 (mm)	Case 7 (mm)
1	xdisp	1,0	2,0	1,0	1,5	1,7	1,86	7,9
	ydisp	-0,6	-1,4	-1,7	-0,9	-1,2	0,01	-1,7
2	xdisp	0,5	2,0	1,8	1,0	1,4	1,35	8,9
	ydisp	-0,6	-8,7	-8,5	-5,0	-8,8	0,04	-5,2
3	xdisp	0,1	3,2	3,2	1,3	2,4	0,30	7,3
	ydisp	0,5	-16,3	-17,6	-8,6	-16,5	-0,23	-9,8
4	xdisp	-0,1	-1,0	-1,6	1,2	-0,2	-1,33	-6,0
	ydisp	1,0	-3,5	0,1	-8,4	-8,8	0,55	-5,0
5	xdisp	0,1	-2,0	-1,9	-1,7	-1,9	-1,73	-7,8
	ydisp	0,5	-0,3	-0,1	0,1	-0,2	-0,33	-3,0

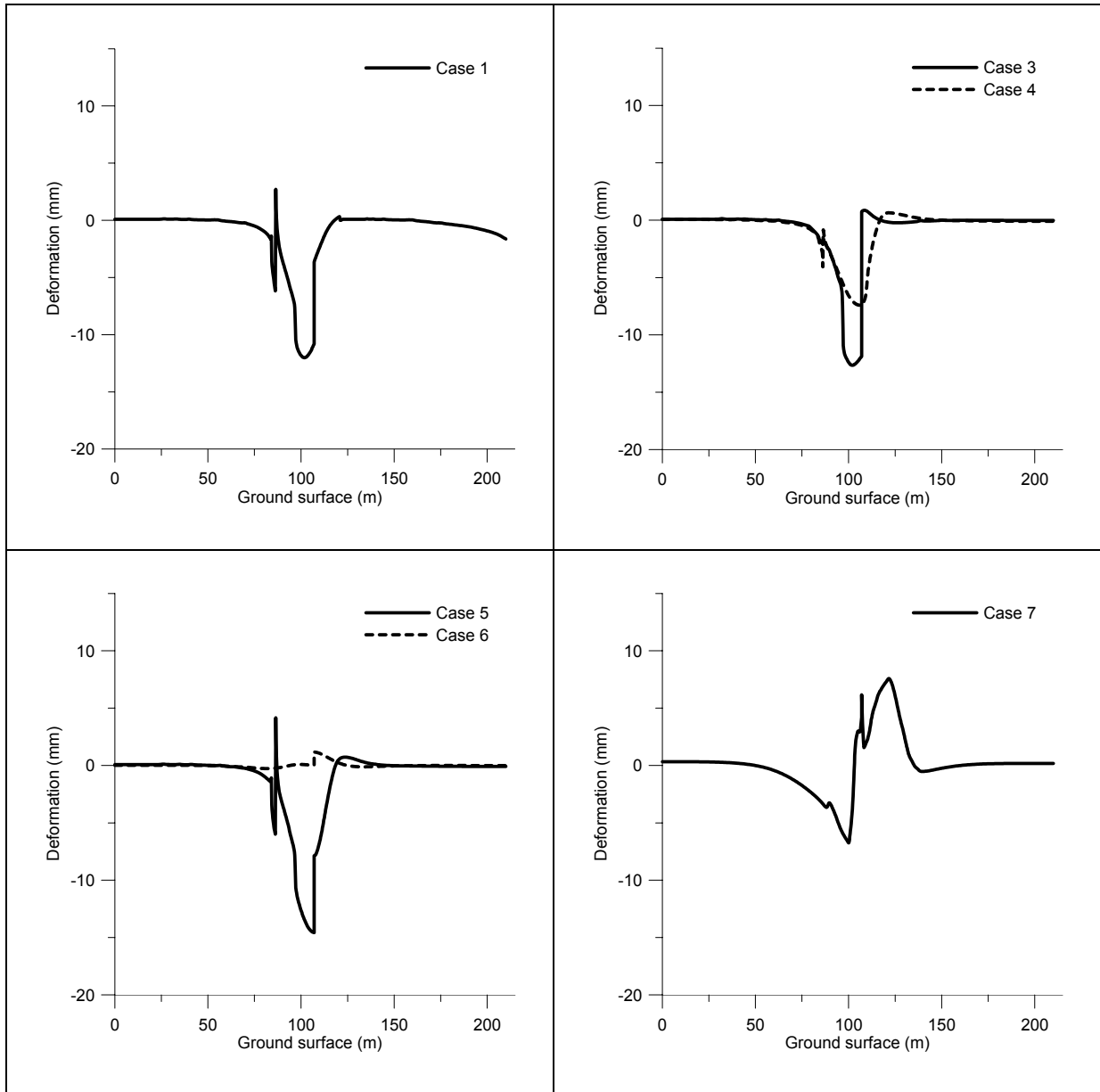
**BILAGA 12 RESULTAT ARLANDABANAN, DEFORMATION AV MARKYTAN**



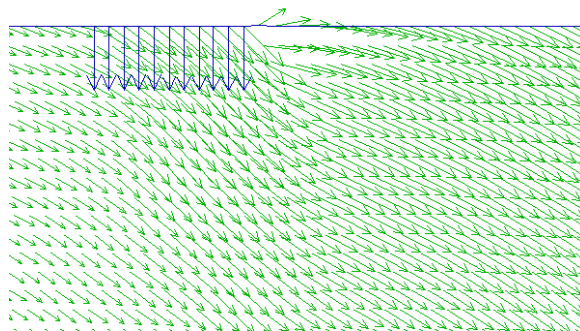
Figur 12.1 Sättning/hävning av markytan för fall 1 till 7 av Steg 1 av brytningen.



Figur 12.2 Deformationsvektorer för Fall 7, högre primärspänningstillstånd.



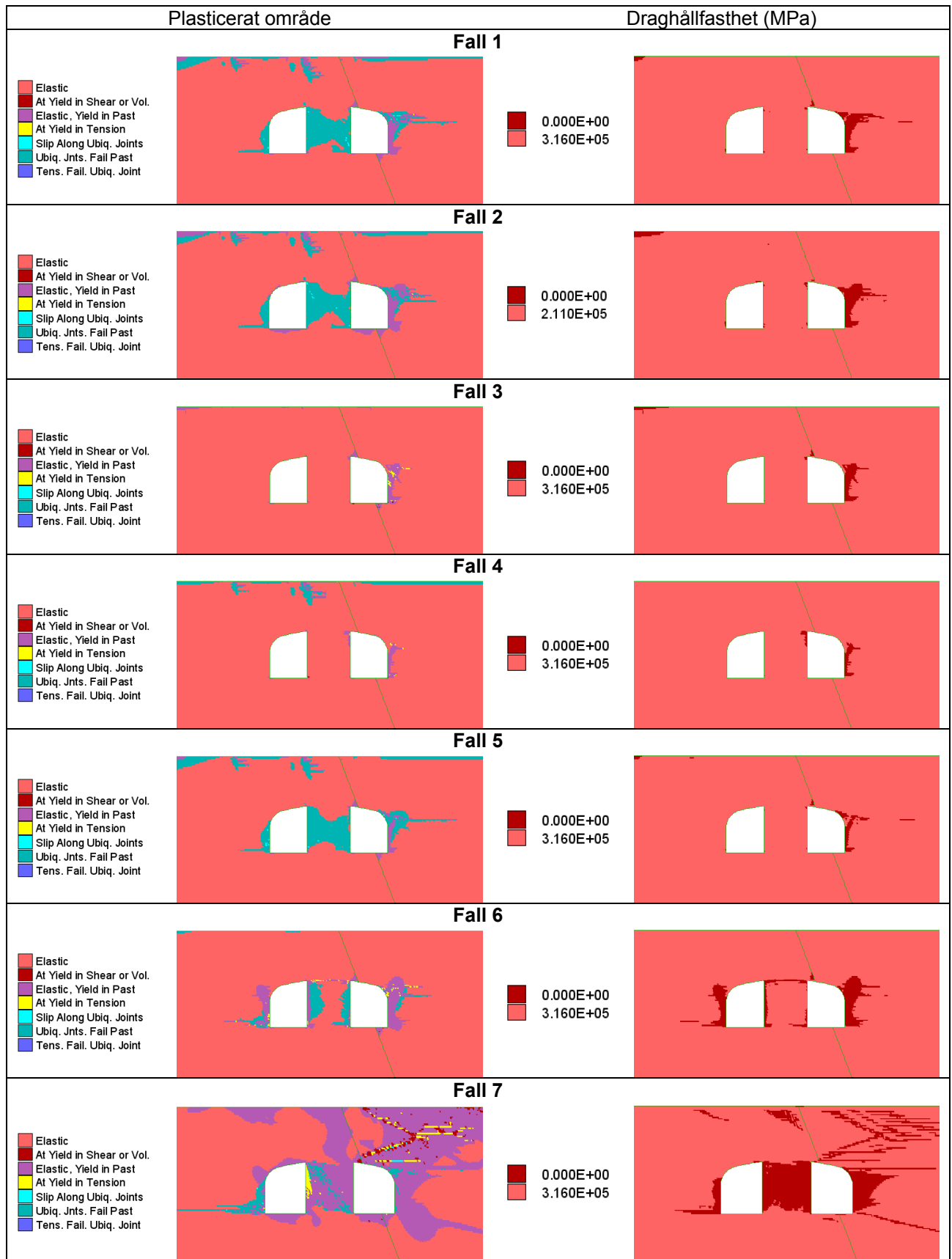
Figur 12.3 Sättningar/hävning för markytan för alla fall i Steg 2, förutom Fall 2. Observera förändringen i skalan jämte Steg 1.



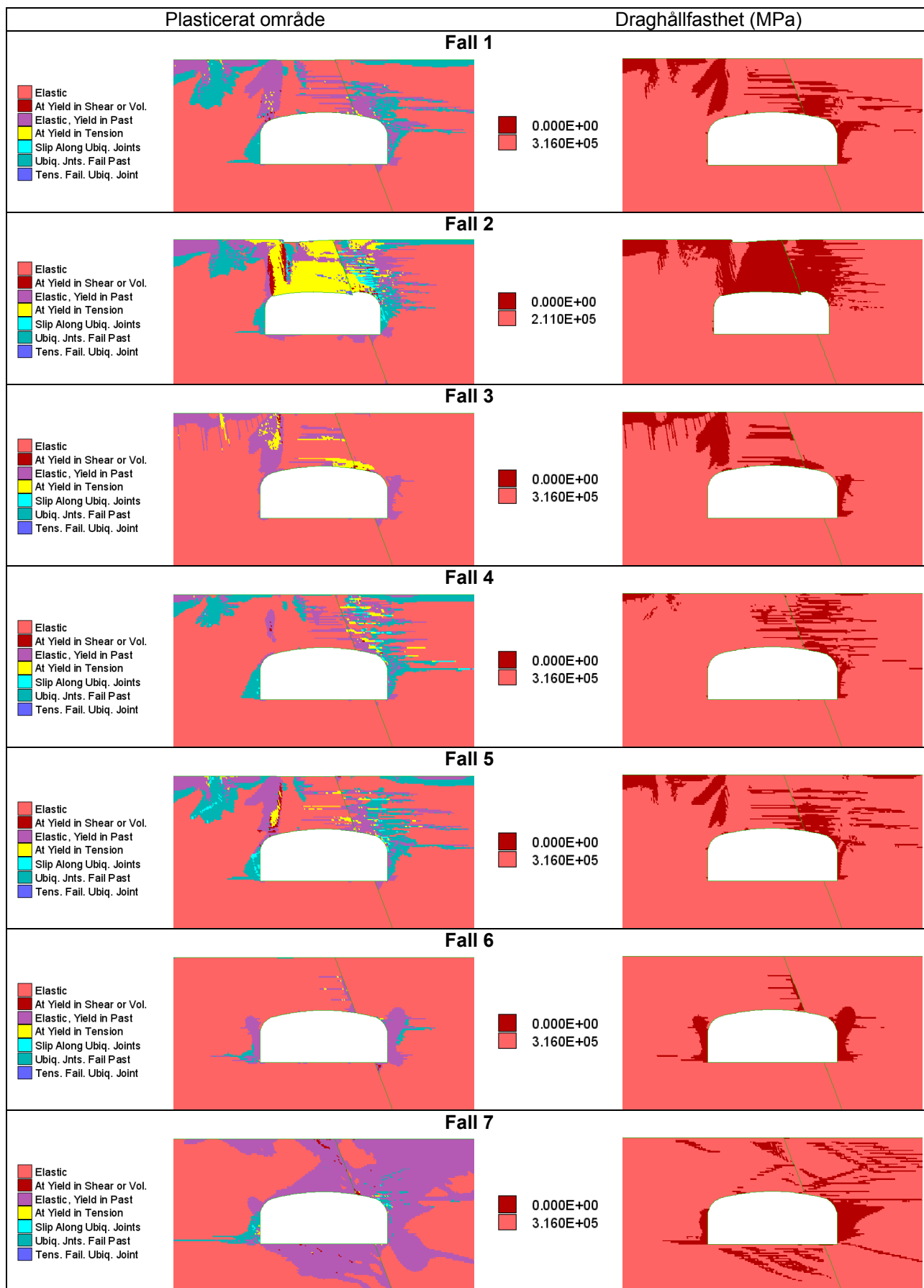
Figur 12.4 Närbild på ytlasten F2 och deformationsvektorerna för Fall 1.



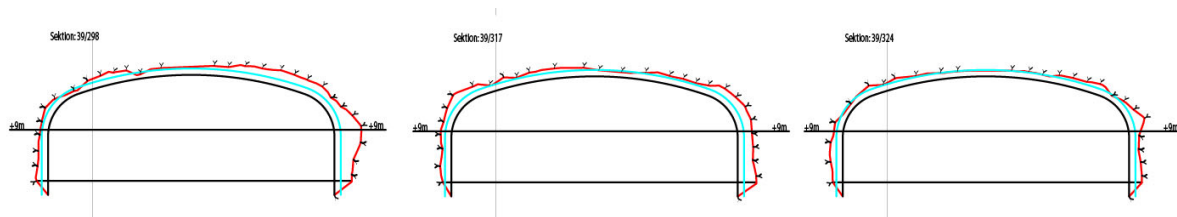
**BILAGA 13 RESULTAT ARLANDABANAN, PLASTICERAT OMRÅDE**



Figur 13.1 Plasticerat område och draghållfastheten för Fall 1 till 7 av Steg 1.

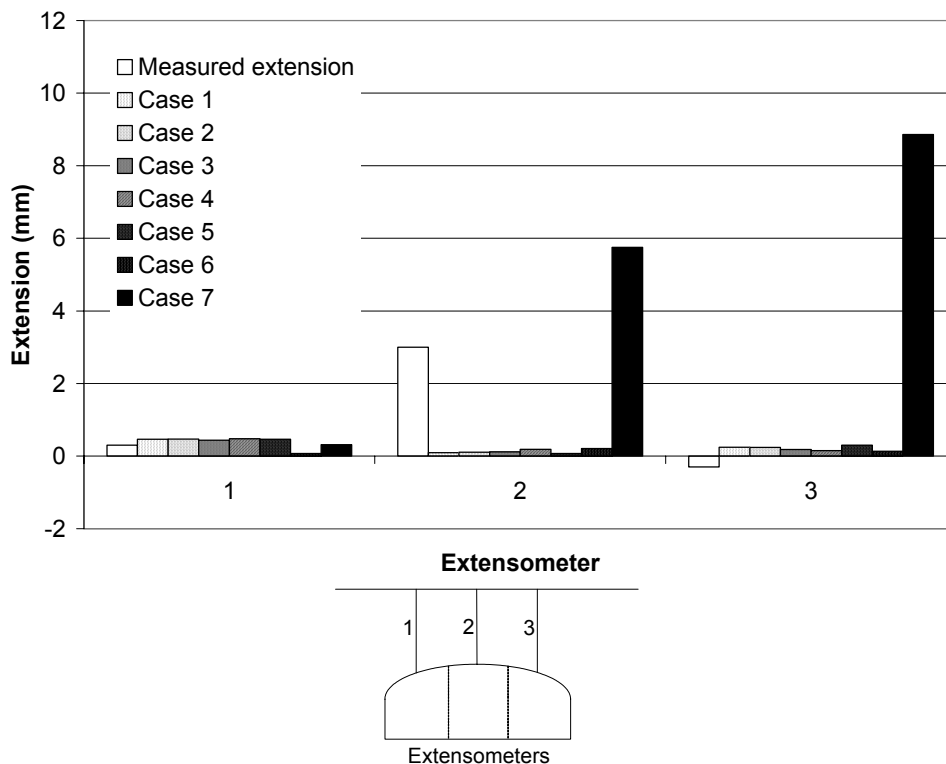


Figur 13.2 Plasticerat område och draghållfasthet för Steg 2, Fall 1 till 7.

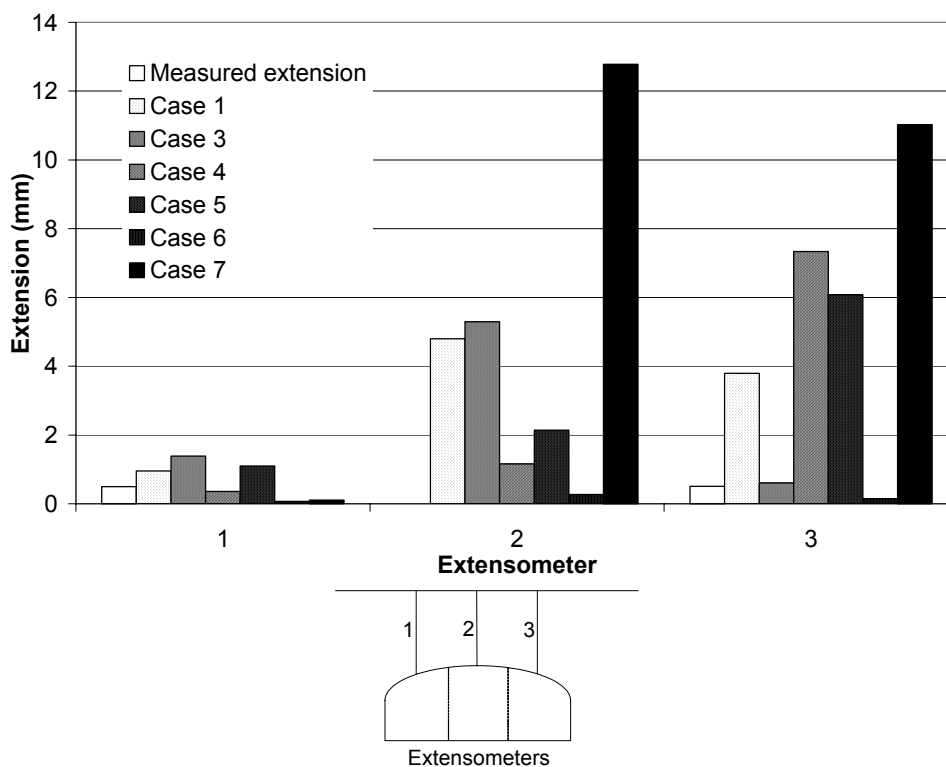


Figur 13.3 Teoretiska och uppmätta tvärsektioner 39/289, 39/317 och 39/324 för Shuttle station 2.

**BILAGA 14 RESULTAT ARLANDABANAN, EXTENSOMETERMÄTNINGAR**



Figur 14.1 Resultat för Steg 1, från extensometermätningar i Shuttle station 2 och beräknade värden för fallen 1 till 7.



Figur 14.2 Resultaten för Steg 2 från extensometermätningar i Shuttle station 2 och beräknade värden för fall 1,3,4,5,6 och 7.

SveBeFo

Box 47047  
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • [info@svebefo.se](mailto:info@svebefo.se)  
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 1104 - 1773 • SVEBEFO-R--81--SE

tblk.