

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BÄRVERKAN HOS BERGFÖRANKRAD FIBERARMERAD SPRUTBETONG

Bearing capacity of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock

Ulf Nilsson – Scandiaconsult Sverige

SveBeFo Rapport 64

Stockholm 2003
ISSN 1104- 1773
ISRN SVEBEFO-R--64--SE

FÖRORD

Sprutbetong används allmänt som bergförstärkning i tunnlar, antingen som en ytförsegling eller med en mera direkt förstärkningsfunktion, där man utnyttjar dess vidhäftning mot berget, eventuell fiberarmering och samverkan med bergbult för att bära potentiella lösa block eller uppspruckna zoner i berget.

Dimensioneringsförutsättningar och sprutbetongens förstärkningsverkan är inte helt enkla att beskriva, bland annat på grund av den oregelbundna bergytan och att vidhäftningen mot berget kan variera från plats till plats. För att öka kunskaperna om sprutbetongens bärande funktion har projektet "Bärförmåga hos fiberarmerad sprutbetong" genomförts som doktorandprojekt vid KTH Byggkonstruktion. Den andra etappen av projektet har fullföljts i och med Ulf Nilssons doktorsavhandling "Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock", försvarad i juni 2003, och föreliggande SveBeFo-rapport, som är en något förkortad svenskspråkig version av avhandlingen. Projektet har givit värdefulla resultat som främjar en mer effektiv utformning av sprutbetongförstärkning i tunnlar.

Projektet har finansierats gemensamt av SveBeFo, SBUF, Banverket och Vägverket och har följts av en referensgrupp bestående av Per Andersson, Vägverket, Martin Bergström, Tyréns, L-O Dahlström, NCC Teknik, Lars Malmgren, LKAB, Bo Malmberg, WSP, Per-Ivar Marklund, Boliden Mineral, Tommy Ellison, Besab, Håkan Stille, KTH Jord och bergmekanik, samt Jonas Holmgren och Bo Westerberg som vetenskapliga handledare vid institutionen. Till alla som aktivt medverkat i referensgruppen riktas ett varmt tack.

Stockholm i september 2003

Tomas Franzén

SAMMANFATTNING

Fiberarmerad sprutbetong, som samverkar med bergbultar, är en vanlig förstärkningsmetod i de fall där en vidhäftande sprutbetong inte kan anses uppfylla säkerhetskraven. Många av dessa förstärkningar är dock förmodligen kraftigt överdimensionerande p.g.a. bristfällig kunskap om deras beteende vid belastning. Detta beror bland annat på den ofta mycket komplicerade geometrin på förstärkningen, och hur den påverkar dess verkningssätt. Studien analyserar bärförmågan för en bergförankrad tunnelförstärkning både experimentellt och teoretiskt. Mekanismer som påverkar bärförmågan, såsom kupolverkan och den ojämna formen har speciellt studerats. En utförlig undersökning av genomstansningskapaciteten för en fiberarmerad provkropp har också genomförts.

Studien baseras på en uppsprucken bergmassa med relativt små inre spänningar och deformationer, vilket är ett vanligt bergförhållande för ytnära svenska tunnlar. Vidhäftningen mellan berget och betongen antas vara låg och kan därmed försummas. Blocken behandlas dels som mycket styva med en böjstyvhet som kan anses vara oändlig jämfört med sprutbetongen och dels som mycket uppspruckna med en böjstyvhet som kan försummas. Ett styvt block kan antas verka som en fritt upplagd balk eller platta på förstärkningen, vilket resulterar i höga skjvuspänningar och låga böjspänningar i betongen. En mycket uppsprucken bergmassa kan förenklat betraktas som en jämnt fördelad last. Ett antal idealiserade fördelningar av bergmassan har studerats och de mest sannolika brottlinjefigureerna i förstärkningen har analyserats.

Tidigare försök publicerade av författaren till denna avhandling [24] visade att brottlinjeteori baserad på moment/rotationssamband i en böjspricka inte är lämplig för bestämning av bärförmågan hos fiberarmerade betongplattor om dessa är förhindrade att röra sig i horisontalld längs upplagen. De beräknade kapaciteterna var genomgående mycket lägre än den verkliga bärförmågan. Detta kunde förklaras med att det horisontella mothållet vid upplagen påverkade beteendet markant. Beräkningar baserade på teori för kupolverkan visade däremot på god överensstämmelse med provresultaten.

En jämförelse mellan traditionell brottlinjeteori respektive teori vid kupolverkan antyder att kupoleffekten har en avsevärd positiv inverkan på bärförmågan, speciellt för kortare bultavstånd. Effekten minskar med ökad slankhet på förstärkningen. Krypning och krympning reducerar bärförmågan p.g.a. att dessa effekter gör att nedböjningen ökar med tiden vilket i sin tur reducerar hävarmen mellan tryckresultanterna för det mothållande momentet. Trots att stora delar av en förstärkning förmodligen bär lasten från berget i form av kupolverkan är det inte möjligt att utan vidare basera en dimensionering på denna effekt p.g.a. att den försvinner helt redan för en liten konvex ojämnhet mellan bultarna.

Genomstansningsproven på cirkulära symmetriskt belastade plattor symboliserade en fullskalemodell av sprutbetong kring en bergbult. Provkropparna tillverkades genom sprutning i Södra Länken som är ett stort vägtunnel-projekt i Stockholm. En 15 mm tjock stålring omslöt ett flertal plattor för att inkludera effekten av kupolverkan. Den omslutande stålringen simulerade till en viss grad det horisontella mothåll som omkringliggande delar i en verklig förstärkning torde utöva på en lokal brottzon. Alla plattor som provades utan stålringen och som därmed kunde rotera fritt längs upplaget erhöll ett böjbrott utan några tecken på stansning. Plattorna som provades med en omslutande stålring uppvisade en betydligt högre bärförmåga och ett ändrat brottbeteende som i många fall kan kategoriseras

som ren stansning. En ökning av fiberhalten från 30 kg/m³ till 60 kg/m³ resulterade inte i någon märkbar inverkan på vare sig bärförmågan eller segheten för plattor som provades med en omslutande stålring. Vidare uppstod inga synliga skjvsprickor på undersidan (dragna sidan) av plattorna vid maxlast som vid ett traditionellt stansbrott.

En jämförelse mellan befintliga beräknings/dimensioneringsmetoder för genomstansning och provresultaten visar att dessa metoder inte kan anses gälla för en bergförankrad sprutbetong. Finita element simuleringar bekräftade det faktum att brottförloppet inte är detsamma utan snarare det omvända mot det traditionella stansbrottet. Skjvsprickor utvecklas inne i tvärsnittet nära lasten (brickan) och propagerar snett nedåt i plattan. Graden av horisontellt mothåll har stor inverkan på momentkapaciteten med avseende på kupolverkan och analyserna indikerar att detta även gäller genomstansningskapaciteten.

Effekten av den ojämna formen på bärförmåga och styvhet studerades med icke-linjär finita element analys. Simuleringen begränsades till en jämn fördelning av sinusvågor med olika amplituder. För en platta med upplagen fast inspända och en bult placerad i mitten visade resultaten att styvheten påverkades mer av ojämnheten än bärförmågan. Tjockleken på förstärkningen i förhållande till ojämnheten bestämde dess inverkan på verknings sättet. Ett tunnare lager av betong påverkas mer än ett tjockare för en given ojämnhet. Den maximala bärförmågan för en ojämn platta uppnåddes vid en betydligt mindre nedböjning jämfört med en plan. Om bultarna placerades genomgående i förstärkningens toppar respektive svackor erhöles helt olika beteenden. Bärförmågan blev betydligt högre om bultarna placerades i topparna. Detta kan förklaras av att plattan då verkade som tryckta kupoler mellan bultarna. Om bultarna i stället placerades i svackorna erhöles dragbrott i betongen runt bultarna vilket begränsade bärförmågan.

SUMMARY

Sprayed fibre reinforced concrete interacting with rock bolts is a widely used method of strengthening, in cases where an adhering lining may be regarded as unsafe. However, many such tunnel linings are probably heavily overdimensioned because the knowledge about their behaviour at loading is poor. This is, among other things, due to the often very complex geometry of the lining and its effect on the structural response. In the present study the load bearing capacity of a bolt-anchored tunnel lining has been analysed both experimentally and theoretically. Mechanisms that influence the load bearing capacity such as compressive arch action and the irregular shape of the lining were especially studied. Moreover, a thorough investigation of the punching capacity of a fibre reinforced concrete specimen has been performed.

A jointed rock condition with relatively small stresses and deformations within the rock mass is assumed, which is a common rock condition in Swedish tunnels. The adhesion between the rock and the concrete is considered to be low and is therefore ignored. The blocks are partly treated as stiff ones with a flexural rigidity that is infinite compared with that of the lining and partly as a very cracked rock mass with a flexural rigidity that is negligible. A stiff block acts as a freely supported slab or a beam on the strengthening resulting in high shear stresses around the bearing plates and low bending stresses in the lining. A very cracked rock mass may simply be treated as a uniformly distributed load on the lining. Some idealised types of distributions of the rock are studied and the most likely yield line patterns in the lining have been analysed.

Earlier tests published by the author of this thesis, [24] showed that yield line theory based on the rotation capacity in the yield lines was not capable to predict the load bearing capacity of fibre reinforced concrete specimens that were restrained against lateral movements. The calculated capacities were consistently much lower than the actual load bearing capacity. This could be explained by the fact that the lateral confinement at the support influenced the structural behaviour considerably. Calculations based on theory of compressive arch action conducted in this study showed good agreement with the laboratory test results.

A comparison between calculations according to traditional yield line theory and theory of compressive arch action indicates that compressive arch action has a considerable positive effect on the load bearing capacity, especially for shorter bolt distances. The effect decreases for an increased slenderness of the lining. Creep and shrinkage reduce the load bearing capacity as a function of the time after loading because these effects increase the vertical deflection of the failure zone, which in turn reduces the lever arm between the force resultant of compressive arch action. Although large areas of the lining will probably carry the load by compressive arch action, it is not possible to unconditionally base a design of an irregular tunnel lining on compressive arch action, since the effect disappears already at a small convex irregularity between the bolts.

The punching tests of circular symmetrically loaded slabs symbolised a full-scale model of sprayed concrete around a rock bolt. The specimens were produced by spraying in the Southern Link (Södra Länken), which is a large road tunnel project in Stockholm. A 15 mm thick steel ring was placed around some of the slabs in order to incorporate the effect of compressive arch action on the failure. This ring simulates to a certain degree the restraint

against lateral movements that the corresponding surrounding parts in a real lining would provide on a local failure zone such as a punching. All slabs that were tested without a surrounding steel ring and could freely rotate along the support failed in bending without any signs of punching. The slabs that were tested with a lateral confinement in form of the steel ring received a considerably higher load bearing capacity and a changed failure behaviour that in many cases may be regarded as pure punching. Increasing the fibre content from 30 kg/m^3 to 60 kg/m^3 gave no observable effect on the structural response of the slabs. In addition, there were no visible shear cracks in the bottom side (tensile side) of the slabs at failure like in “traditional” punching of flat slabs.

A comparison between existing calculation/design methods for punching and the test results indicates that these methods may not be fully valid for a bolt-anchored tunnel lining. Finite element simulations confirmed the fact that the failure is different and that the mechanism is almost inverse to the traditional punching failure. Shear cracks develop inside the concrete section in the vicinity of the load (the bearing plate) and propagate in a slope downwards to the other side of the slab. The degree of lateral confinement seems to have a considerable influence on both the bending and punching capacity.

The influence of the irregularity of the tunnel surface on the structural behaviour of the sprayed concrete was studied with numerical calculations using non-linear finite element analysis. The simulation of the irregularity was limited to a uniform distribution of sine-waves that was analysed with different amplitudes. A portion of a lining that was studied with fixed ends and a bolt placed at its centre showed that the stiffness was more affected by the irregularity than the load bearing capacity. The thickness of the concrete layer in relation to the irregularity determined its significance on the structural response. A thinner layer was more affected than a thicker one for a given irregularity. In addition, the maximum load of an irregular slab was reached at a considerably lower deflection compared with a plane one. If the bolts were consistently placed at the peaks or at the depressions in the lining, a completely different structural behaviour was observed. The load bearing capacity became considerably higher if the bolts were located at the peaks. This can be explained by the fact that the slab acted as compressed domes between the bolts and hence the high load bearing capacity. When the bolts were placed at the depressions the lining failed in tension around the bolts, which gave a lower capacity.

SYMBOLLISTA

Romerska stora bokstäver

CAA	Kupolverkan (Compressive Arch Action)
E	Elasticitetsmodul (Modulus of elasticity)
F_a	Fiberinnehåll (Fibre amount)
FEA	Finite element analys (Finite Element Analysis)
G_F	Brottenergi (Fracture energy)
H	Horisontalkraft (Horizontal force)
P	Punktlast (Point load)
P_{u}^{calc}	Beräknad bärförmåga (Calculated load capacity)
P_u^{FEA}	Max bärförmåga enligt finita element analys (Ultimate load capacity of Finite Element Analysis)
P_u^{obs}	Observerad maximal bärförmåga i försök (Observed ultimate load in test)
$R_{10,30}$	Residualhållfasthetsfaktor (Residual strength factor)
$R_{5,10}$	Residualhållfasthetsfaktor (Residual strength factor)
$Test$	Provresultat (Test results)
YLT	Brottlinjeteori (Yield Line Theory)

Romerska små bokstäver

b_d	Bultavstånd (Bolt distance)
f_c	Tryckhållfasthet (Compressive strength)
f_{cr}	Böjdraghållfasthet (Flexural strength)
f_t	Draghållfasthet (Tensile strength)
m	Moment per breddmeter (Bending moment per meter)
q	Jämnt fördelad last (Uniformly distributed load)
q_0	Maximalt jämnt fördelad belastning på plan platta (Maximum uniformly distributed load on a flat slab)
q_i	Maximalt jämnt fördelad belastning på ojämn platta (Maximum uniformly distributed load of an irregular slab)

Grekiska tecken

δ_0	Nedböjning plan platta (Deflection of a flat slab)
δ	Nedböjning ojämn platta (Deflection of an irregular slab)
ν	Tvärkontraktionstal (Poisson's ratio)
θ	Rotation (Rotation)
σ_y	Sträckgräns (Yield stress)

INNEHÅLL

1	INTRODUKTION.....	1
1.1	Bakgrund	1
1.2	Sprutbetong för bergförstärkning	1
1.3	Syfte	4
2.	BÄRMEKANISMER	5
2.1.	Vidhäftning.....	5
2.2	Böjning	7
2.3	Kupoleffekt.....	8
2.4	Oregelbundna formen.....	10
2.5	Genomstansning	11
3.	STUDERADE BROTTMEKANISMER.....	13
3.1.	Inledning.....	13
3.2	Styva block.....	14
3.3	Spruckna block.....	16
4.	KUPOLEFFEKT.....	21
4.1	Inledning.....	21
4.2	Jämförelse mellan provresultat och beräknad bärförmåga enligt kupolverkan.....	22
4.2.1	Balkprover	22
4.2.2	Plattprover	25
4.3	Jämförelse mellan en dimensionering baserad på brottlinjeteori och kupolverkan .	26
4.4	Reducerande effekter på bärförmågan med avseende på kupolverkan	28
4.5	Slutsatser	30
5.	GENOMSTANSNING	31
5.1	Inledning.....	31
5.2	Beskrivning av försök	31
5.2.1	Introduktion	31
5.2.2	Material	32
5.2.3	Kontrollprover	33
5.2.4	Plattprover	33
5.3	Provresultat.....	36
5.3.1	Allmänt.....	36
5.3.2	Kontrollprover	36
5.3.2.1	Fiberinnehåll 30 kg/m ³	36
5.3.2.2	Fiberinnehåll 60 kg/m ³	38
5.3.3	Plattor	39
5.4	Jämförelse mellan observerad genomstansningskapacitet och beräknad.....	44
5.5	Slutsatser	46
6.	NUMERISK STUDIE AV STANSBROTTET	49
6.1	Inledning.....	49
6.2	Finita element modell.....	49
6.3	Resultat.....	51
6.3.1	Plattor belastade med en styv cylinder	51

6.3.2	Plattor belastade med en slank bricka	59
6.3.3	Plattor med olika grad av horisontellt mothåll	61
6.4	Slutsatser	62
7.	FÖRSTÄRKNINGENS OJÄMNA FORM.....	63
7.1	Inledning.....	63
7.2	Finita element modell och belastningsförfarande	64
7.3	Resultat.....	67
7.3.1	Platta med en bult placerad på en topp respektive i en svacka.....	67
7.3.1.1	Relativ styvhet.....	67
7.3.1.2	Relativ bärförmåga	68
7.3.1.3	Huvudspänningar	71
7.3.2	Bultarna genomgående placerade på topparna eller i svackorna	75
7.3.2.1	Last-deformation	75
7.3.2.2	Huvudspänningar	76
7.4	Slutsatser	79
8.	ALLMÄNNA SLUTSATSER	81
9.	REFERENSER.....	83

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Fiberarmerad sprutbetong används i stor utsträckning vid förstärkning av berganläggningar. Trots att materialet kommit till en mycket stor användning inte minst i tunnlar med stor trafikintensitet är dess bärförmåga inte dokumenterad på ett tillfredställande sätt. Det är därför rimligt att anta att många av dessa bergförstärkningar är kraftigt överdimensionerade.

För att erhålla en god ekonomi och hög grad av säkerhet i våra berganläggningar måste en bättre förståelse för förstärkningssystemets bärförmåga utarbetas. Detta gäller speciellt för fiberarmerad sprutbetong som samverkar med bergbultar, där det i dag är mycket svårt att medelst beräkningar föreskriva erforderlig förstärkningsmängd med avseende på önskat verkningsätt för konstruktionen. Detta beror bl.a. av den ofta mycket komplicerade geometrin hos bergytan på vilken sprutbetongen appliceras och hur detta påverkar förstärkningens bärförmåga och styvhet.

Tidigare försök publicerade av författaren till denna rapport [24] visade att brottlinjeteori baserad på ett moment/rotationssamband i en böjspricka inte kan beskriva bärförmågan hos fiberarmerade betongplattor om dessa är förhindrade att röra sig fritt i horisontalld utefter upplagen. Den beräknade kapaciteten var genomgående mycket lägre än den verkliga bärförmågan. Detta kunde förklaras av att det horisontella mothållet vid upplagen påverkade beteendet markant och ett fenomen vanligen benämnt kupolverkan uppstod. De roterande delarna av plattan klämdes mellan upplagen vilket fick till följd att en tryckbåge utvecklades i densamma. Den last som kan bäras av denna båge styrs huvudsakligen av betongens tryckhållfasthet och i mindre grad av dess böjdraghållfasthet.

Kupoleffekten och det faktum att den ojämna formen förmodligen resulterar i en betydligt ökad bärförmåga försummas i dag vid dimensionering. Det ska påpekas att dessa effekter i huvudsak ökar momentkapaciteten hos förstärkningen och inverkar i mindre grad på betongens skjuvhållfasthet. Detta innebär för fallet med en bergförankrad sprutbetong att stanskapaciteten vid infästningspunkterna kan komma att utgöra den dimensionerande parametern för förstärkningen som helhet.

1.2 Sprutbetong för bergförstärkning

Sprutbetong kan indelas i två huvudsakliga kategorier: torr- och våtsprutning. Våtsprutning utgör den vanligaste metoden då den bl.a. resulterar i mindre spill och i en bättre arbetsmiljö. Vid gynnsamma bergförhållanden med god vidhäftning kan oarmerad sprutbetong med fördel användas. Oarmerad sprutbetong är dock (i likhet med vanligt gjuten betong) ett mycket sprött material med dålig förmåga att uppta dragspänningar, speciellt efter att maximal draghållfasthet uppnåtts. Denna förmåga kan som bekant förbättras genom att tillsätta armering i betongen. Detta kan utföras i form

av traditionella armeringsnät vilket dock är kostsamt och svårt att hantera mot en ojämn bergyta varför tekniken med att tillsätta fibrer i betongen blivit vanligt förekommande.

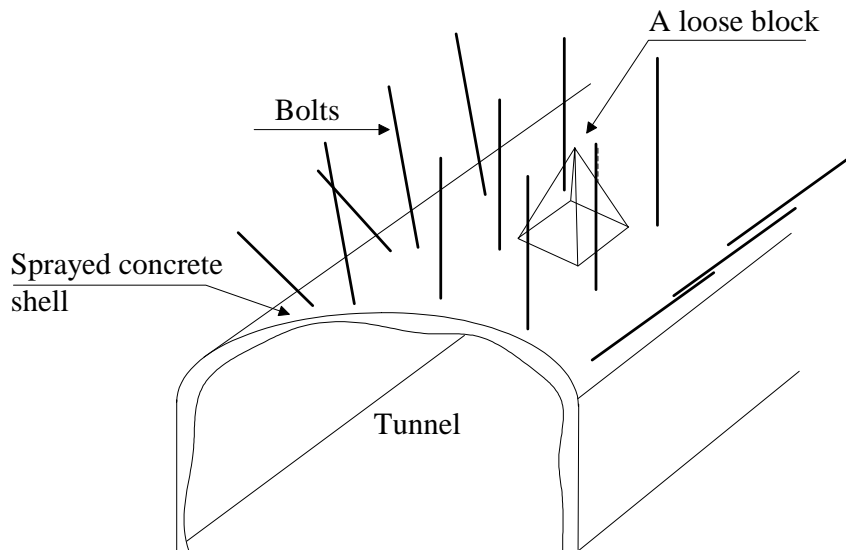
Tre stycken huvudsakligen konstruktiva bärande system kan urskiljas vid förstärkning av en hård uppsprucken bergmassa, [15]:

- Lasten av ett löst block överförs via vidhäftning till omkringliggande berg.
- Lasten av en lös bergmassa eller löst block överförs via en sprutbetongbåge till anfangen.
- Lasten av en lös bergmassa eller löst block överförs via sprutbetongen till bultar vilka är förankrade i fast berg.

Denna rapport fokuserar på det senare fallet d.v.s. sprutbetong i samverkan med bergbultar. Den last som verkar på sprutbetongen i en hård uppsprucken bergmassa är mycket svårbestämd. Om man jämför med traditionell dimensionering av byggnader så följer denna detaljerade regler för bestämmande av såväl laster som verkar på konstruktionen samt hur bärförmågan ska bestämmas för ingående komponenter i det bärande systemet. Dimensionering av en bergförstärkning är som regel en mycket mindre styrd process. Lasten från berget uppskattas därför ofta enligt ett s.k. ”bergklassificeringssystem”, (se t.ex. Q – systemet, [12]) där också rekommendationer vad avser bultavstånd och lämplig tjocklek på sprutbetongen kan utläsas. Dessa metoder måste dock anses vara mycket grova speciellt avseende erforderlig förstärkningsmängd.

Hög bärförmåga hos en sprutbetong kan erhållas om vidhäftningen till berget är god och inga övriga förstärkningselement är som regel nödvändiga. Vidhäftningen kan dock variera kraftigt över bergytan och om osäkerhet föreligger eller om höga säkerhetskrav ställs på förstärkningen bör sprutbetongen förankras med bultar eller utformas så att en bärande betongbåge erhålls, [16].

Erforderlig förstärkning för en tunnel i hårt uppsprucken bergmassa dimensioneras ofta för att uppta last från lösa block. Om dessa block kan definieras utifrån dess vikt och anses vara oberoende av deformationen, kan lasten av det största av dessa godtyckligt fördelade block grovt uppskattas genom att använda systematisk bultning, se figur 1.1. Man kan på detta sätt uppskatta dimensionen på det block varefter förstärkningen bör dimensioneras, [28].



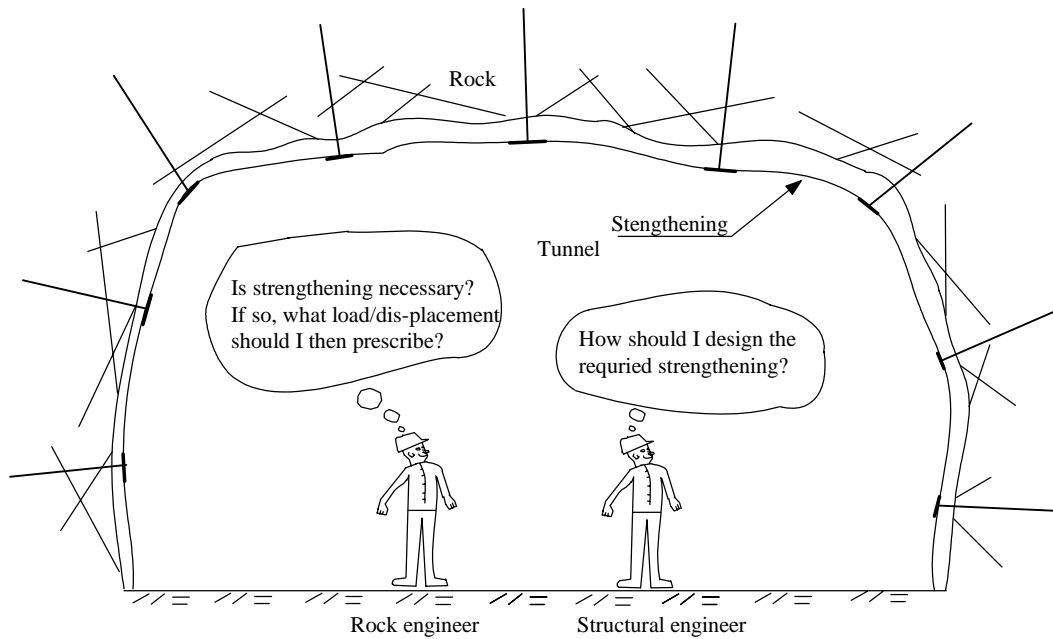
Figur 1.1. Systematisk bultning kan begränsa storleken av ett möjligt löst block
Systematic bolting can reduce the size of any possibly loose block

Lasten av en potentiellt lös bergmassa kan även anses verka som en jämnt fördelad belastning (mycket förenklad ansats). Ur dimensioneringssynpunkt likställs då den bergförankrade sprutbetongen med verknings sättet för en pelarunderstödd platta och dimensionering utförs då enligt gällande regler för denna konstruktionstyp. Detta förfarande föreslås och beskrivs av Holmgren i handboken ”bergförstärkning med sprutbetong”, [16]

Dimensionering av upphängningsbrickorna med avseende på genomstansning utförs vanligen enligt någon dimensioneringsnorm för traditionellt armerad betong, [4]. Normalt används en 10 mm tjock bricka med en diameter på 150 mm vilken måste sprutas in med minst 20 mm betong för att skydda mot korrosion. Brickan kan även vara något koniskt formad och fylls då med betong vilket resulterar i ett styvare upplag.

Styvheten hos en lös bergmassa påverkar fördelningen av belastningen på sprutbetongen. En ökad styvhet resulterar i en mer gynnsam lastfördelning i den mening att de böjande momenten i förstärkningen reduceras, [28].

En dimensionering ska inkludera både bärförmåga hos sprutbetongen och egenskaperna för det berg som verkar på den. Det är därför viktigt att bergsakkunnig och konstruktör samarbetar för att bästa resultat skall uppnås.



Figur 1.2 Dimensionering
The design task

Den här rapporten behandlar ämnet i första hand utifrån konstruktörens problematik.

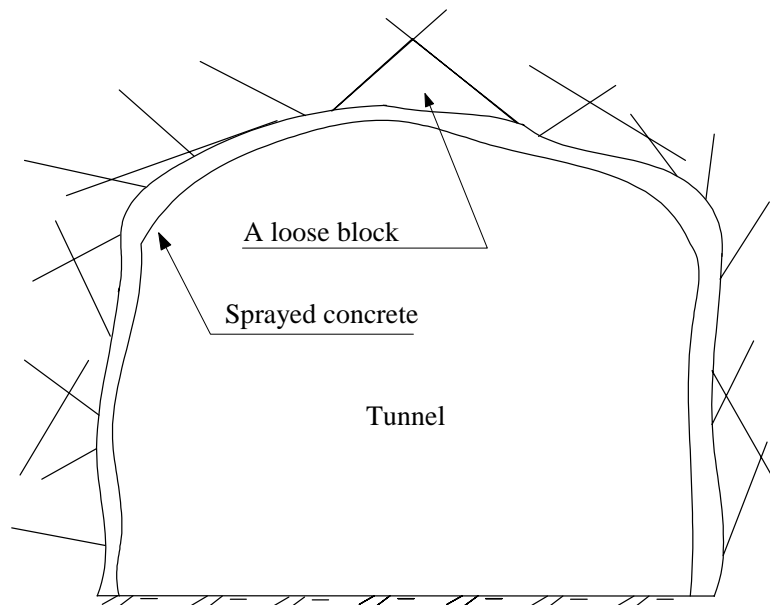
1.3 Syfte

Syftet med projektet är att få fram ett förbättrat underlag för dimensionering av en bergförankrad fiberarmerad sprutbetong. Sprutbetong är dyrt och det är därför viktigt att öka kunskapen om dess verkningsätt vid belastning för att undvika onödig överdimensionering. Detta projekt avser i första hand att studera hur den ojämna formen och kupolverkan påverkar förstärkningens momentkapacitet. Vidare studeras genomstansningskapaciteten för ett fiberarmerat tvärsnitt i form av laborieförsök och numeriska analyser.

2. BÄRMEKANISMER

2.1. Vidhäftning

Den vidhäftning vinkelrät mot bergytan som uppstår i skiktet mellan berg och betong varierar enligt Holmgren,[16] mellan 0 och 2 MPa och är bl.a. beroende på mineralogiska faktorer och uppsprickningsgrad i berget samt sprutbetongens sammansättning. Det är mycket viktigt att bergytan är ordentligt rengjord från organiska partiklar mm samt att rinnande vatten inte förekommer för att god vidhäftning skall kunna erhållas. En lämplig tjocklek för en vidhäftande sprutbetong är ca 50 mm. Man skulle kunna spruta ett tunnare skikt utan att det teoretisk torde inverka på betongens bärförmåga. Detta beror på att vidhäftningshållfastheten i stort sett är oberoende av betongens tjocklek. Malmgren, [21] rapporterar dock att vid tunnare skikt av sprutbetong föreligger större risk för nedfall av betong, speciellt på utstickande partier beroende på betongens krympning mm. I figur 2.1 illustreras ett löst block som bärs via vidhäftning mellan fast berg och den applicerade sprutbetongen.



Figur 2.1. Löst block säkrat genom vidhäftning mellan sprutbetong och berg

A loose block is secured by adhesion between sprayed concrete and the rock

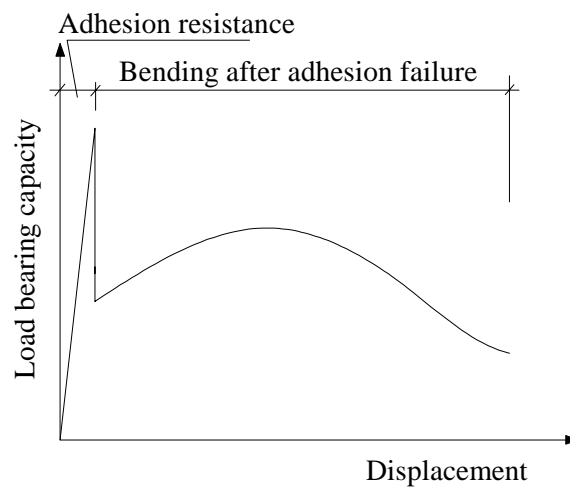
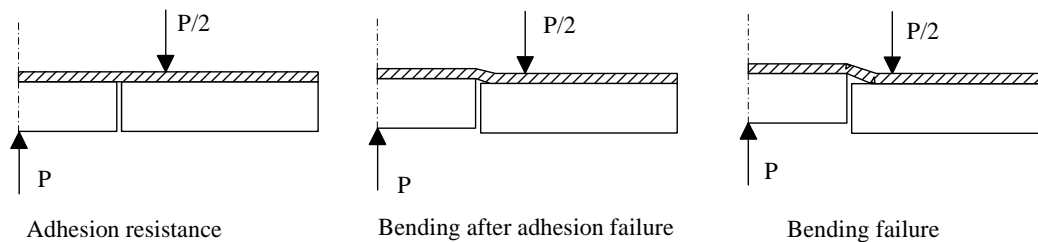
En oarmerad sprutbetong är mycket känslig för deformationer p.g.a. dess spröda egenskaper vilket gör att bärförmågan minskar drastiskt om vidhäftningshållfastheten överskrids. Om betongen armeras med fibrer erhålls ett segare beteende p.g.a. att en last i böjning då även kan upptas efter uppsprickning av betongen, vilket även till viss del möjliggör omfördelning av lasten. Denna bärförmåga är dock som regel betydligt lägre än innan vidhäftningsbrott inträffade. I bergsmanhang kan detta dock vara fullt tillräckligt p.g.a. att lasten (under förutsättning att bergmassan inte lossnat helt) tenderar att söka ett nytt jämviktsläge i samverkan med sprutbetongen vilket gör att lasten ifrån

berget i många fall kan beskrivas som en kurva med fallande intensitet för ökad deformation.

Tre huvudsakliga stadier kan särskiljas för en sprutbetong som bär last genom vidhäftning enligt försök utförda av Holmgren, [18].

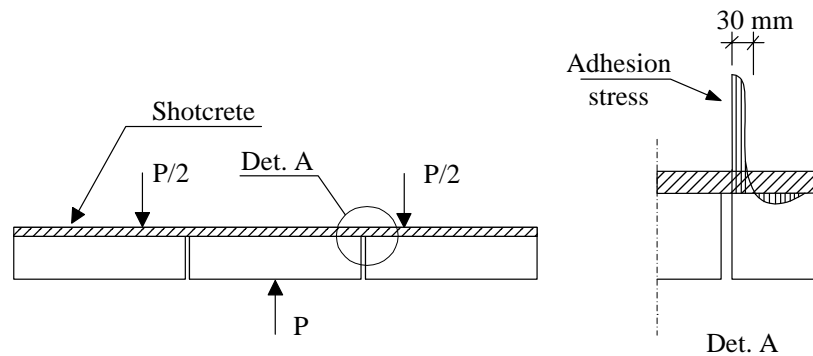
- Lasten upptas genom vidhäftning mellan berg och betong och överförs till upplagen
- Vidhäftningshållfastheten överskrids och betongen bär lasten genom böjning, sprickor uppstår och bärförmågan sjunker
- Slutligt böjbrott, energiupptagningsförmågan beror i stor utsträckning på fiberinnehållet

Figur 2.2 illustrerar händelseförloppet



Figur 2.2 Arbetskurva för en bergförankrad fiberarmerad sprutbetong, [18]
Different stages of resistance of a fibre reinforced sprayed concrete-lining

Proven visade att vidhäftningsspänningarna var fördelade utefter en smal zon på ca 30 mm, se figur 2.3.

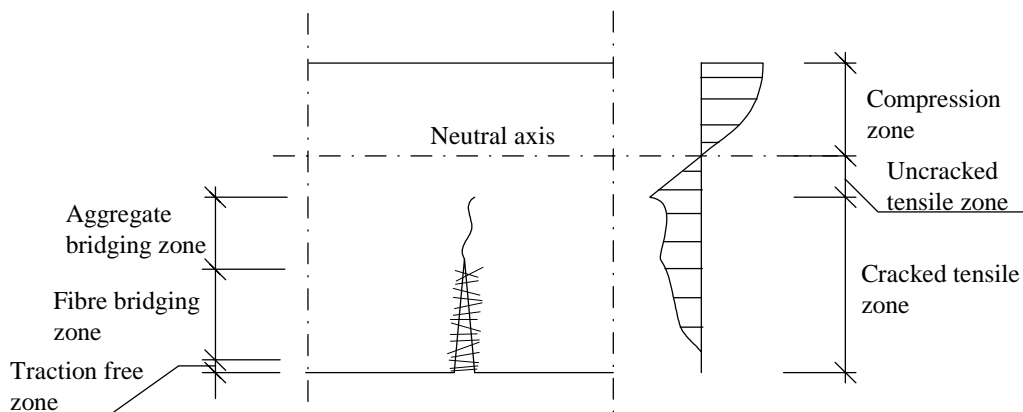


Figur 2.3 Provuppställning, [18]
Layout of test

2.2 Böjning

Avsikten med att tillsätta fibrer i betongen är att de ska överbygga sprickor som uppstår och därmed uppta och fördela spänningar. Om rätt mängd och typ av fibrer har tillsatts kommer dessa att hålla samman betongen och således begränsa sprickutvecklingen, vilket möjliggör att en betydande last även kan upptas efter att betongens draghållfasthet överskridits. Ett idealiserat exempel på sprucken fiberbetong som verkar i böjning återges i figur 2.4. Spänningsfördelningen över sektionens höjd kan indelas i tre stycken zoner: tryckt, osprucken och sprucken betong, där den senare är av speciellt intresse när fiberbetong studeras. Den spruckna zonen kan vidare delas in i tre stycken delar:

- Sprickans töjning är liten och spänningarna överförs via ballasten
- Fibrerna upptar större delen av dragspänningarna (för att erhålla hög energiupptagningsförmåga ska fibern vara designad på så sätt att den dras ur betongen och inte går av)
- Spänningsfri zon



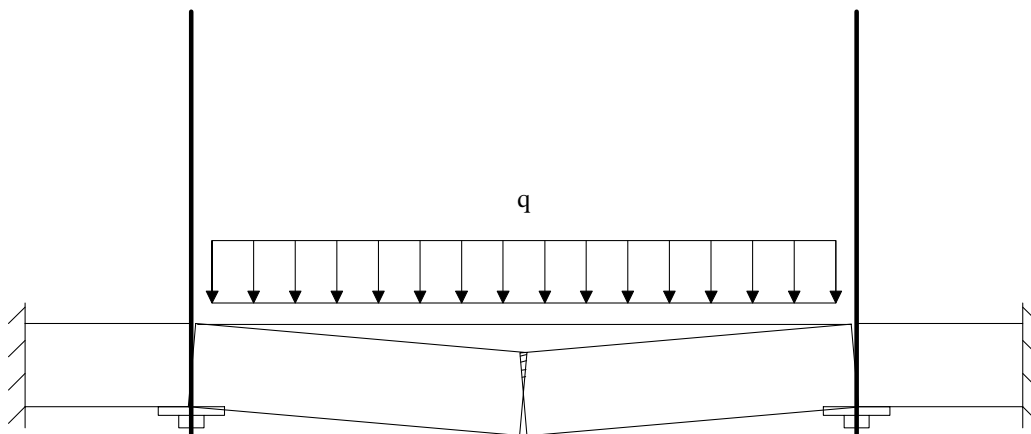
Figur 2.4 Idealiserad beskrivning av ett uppsprucket fiberarmerat tvärsnitt, [26]
Idealised representation of a cracked fibre reinforced concrete section

P.g.a. att spänningszonernas utformning ändras med rotationen och därmed även hävarmen för det mothållande kraftparet är det svårt att bestämma bärförmågan för en statistiskt obestämmd fiberarmerad konstruktion i likhet med ett ordinärt armerat, [26].

Om man beaktar att det huvudsakliga syftet med att tillsätta fibrer i betongen är att öka dess energiupptagningsförmåga och inte dess maximala bärförmåga, är det allmänt accepterat att fiberbetongens böjdraghållfasthet bör karakteriseras på basis av materialets egenskaper efter uppsprickning. Detta utförs vanligen i form av ett enkelt statistiskt bestämt balkprov där last- deformationssambandet efter maxlast studeras, vars egenskaper påverkar den dimensionerande böjdraghållfastheten. Man ställer i allmänhet krav på att sprutbetongen skall klara vissa förutbestämda seghetskrav vid projektering. En vanligt använd metod i Sverige för detta ändamål är ASTM C1018, [5].

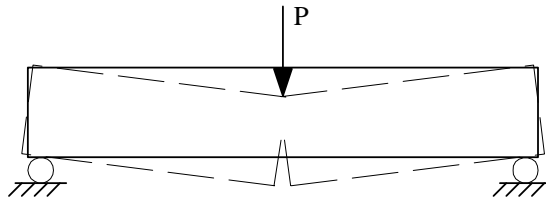
2.3 Kupoleffekt

En bergförankrad sprutbetong verkar förmodligen lokalt som en tryckt båge (kupoleffekt) då den belastas, se figur 2.5, beroende på att omkringliggande betong runt brottzonen motverkar rotationen och således erhålls ett mothållande moment p.g.a. att ”plattdelarna kläms mot varandra”. Storleken på dess bidrag till bärförmågan beror på slankheten av plattan, geometrin på berget, förstärkningens förmåga att uppta stora horisontella krafter samt tryckhållfastheten för betongen.



Figur 2.5 Kupoleffekt i en bergförankrad tunnelförstärkning
Compressive arch action in a bolt- anchored tunnel lining

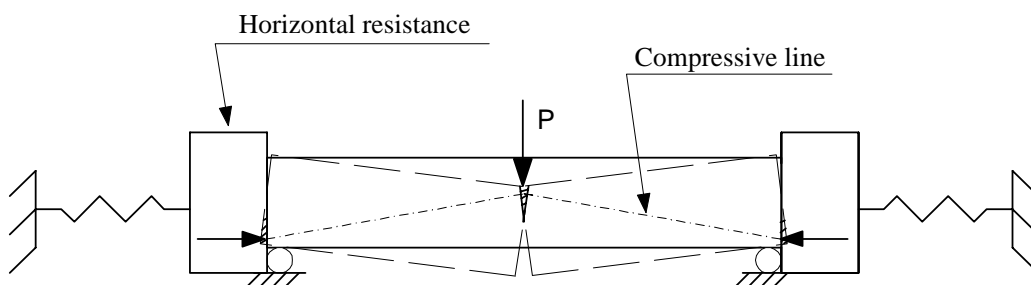
De provningsmetoder som används för att karakterisera fiberbetongens mekaniska egenskaper utförs vanligen på provkroppar som fritt kan rotera utmed upplaget, se figur 2.6. I motsats till dessa försök är en brottzon i en tunnelförstärkning förhindrad att fritt rotera utmed upplagen och därmed kan brotttyp och verklig bärförmåga avvika betydligt mot förväntad.



Figur 2.6 Böjning av en statisk bestämd balk
Bending of a statically determined beam

I ett böjprov enligt figur 2.6 kommer verkningssättet att bestämmas av böjdraghållfastheten i mest ansträngda snitt av balken vilket i stor utsträckning påverkas av fiberinnehållet.

Betrakta samma balk men nu provad med horisontella oeftergivliga stöd enligt figur 2.7. Dessa mothåll gör att balken kläms mellan stöden när den deformeras och en inre tryckbåge uppstår vilken i huvudsak bär lasten. Den bärförmåga som kan erhållas på detta vis är i många fall betydligt högre jämfört med om den ska baseras på fiberbetongens böjdraghållfasthet. Fenomenet kan liknas vid en ändförankrad armering med den skillnaden att hävarmen för det mothållande kraftparet ändras med rotation, vilket inte är fallet för ett stångarmerat tvärsnitt.



Figur 2.7 Böjning av en balk som bär lasten i form av kupolverkan
Bending of a beam that carries the load in form of compressive arch action

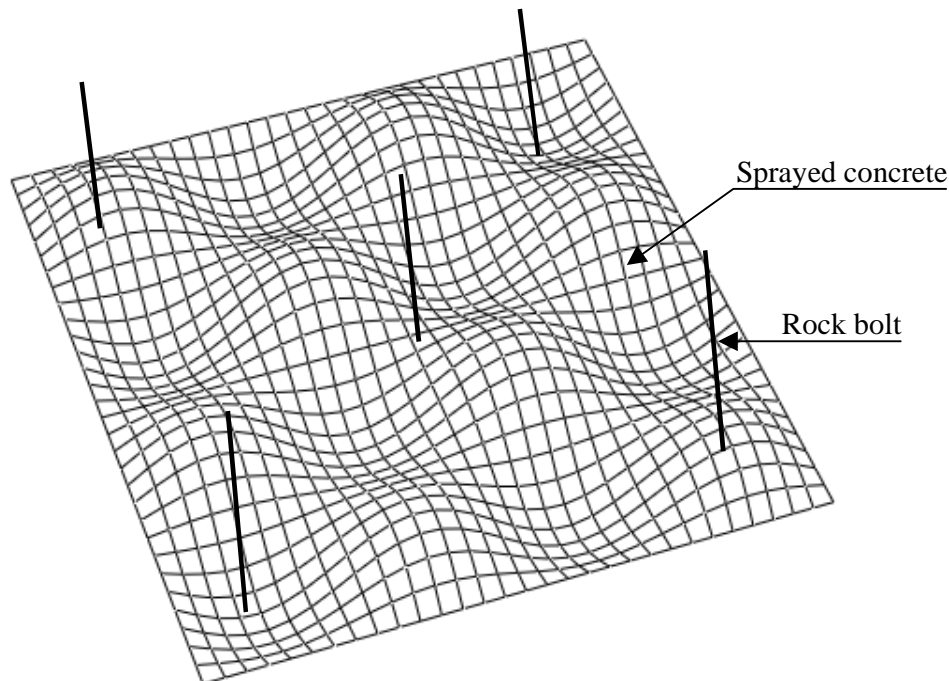
Då konstruktionen bär lasten i form av kupolverkan styrs brottet i huvudsak av betongens tryckhållfasthet i dess mest ansträngda snitt och är i stort sett oberoende av fibrernas inverkan i konstruktionens böjspruckna partier.

Om ett fiberarmerat tvärsnitt beaktas, kan kupolverkan resultera i en markant inverkan på bärförmågan jämfört med vad som skulle vara fallet för ett ordinärt stångarmerat tvärsnitt. Detta beror på att tvärsnittets böjdraghållfasthet som ju endast marginellt påverkas vid tillsats av fibrer (gäller normala mängder med fibrer) är ca tio gånger lägre än tryckhållfastheten. Således blir kraftparet mellan tryckresultanterna i tvärsnittet, se figur 2.7, helt dominerande och dess effekt på det mothållande momentet beror i mångt och mycket på hävarmens storlek.

En utförlig studie av kupoleffektens inverkan på bärförmågan finns presenterad i [25]. Delar av detta material redovisas i denna rapport

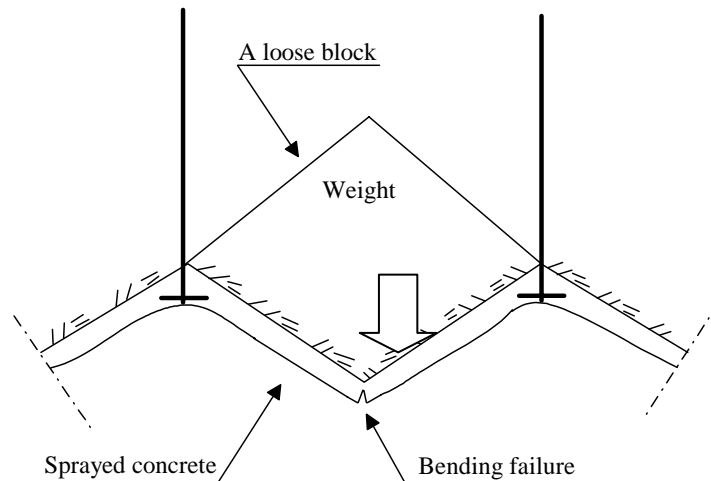
2.4 Oregelbundna formen

I utsprängda tunnlar erhålls i allmänhet en bergyta som är allt annat än jämn och plan. P.g.a. att sprutbetongen följer formen på denna yta kan verkningssättet för förstärkningen avvika markant från den dimensionerade, vilken normalt bygger på att förstärkningen lokalt betraktas som plan. Bärförmågan och styvheten kan förväntas öka p.g.a. att ojämnheten resulterar i ett ökat tröghetsmoment för betongtvärsnittet. Fenomenet kan förenklat liknas vid verkningssättet för ett profilerat tunnplåtstak.



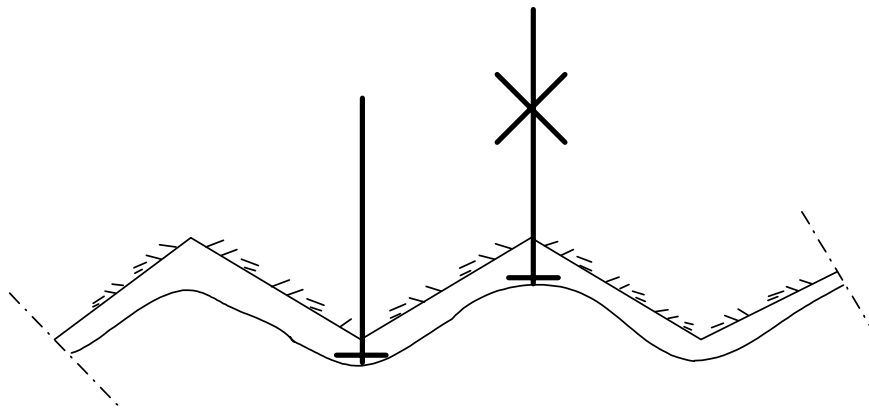
Figur 2.8 Ett fiktivt vågformat parti sprutbetong i samverkan med bergbultar
A fictitious wavy shaped field of sprayed concrete interacting with rock bolts

Enligt studier utförda av Chang, [9] har ojämnheten hos bergytan en gynnsam inverkan på sprutbetongens bärförmåga. Svaga zoner erhålls om formen på berget är riktad nedåt mellan bultarna vilket illustreras i figur 2.9. Brott i betongen riskerar att uppstå i lågpunkten av denna ojämnhet.



Figur 2.9 Brottmekanism i en ojämn sprutbetong, [9]
Failure mechanism of an irregular sprayed concrete

Chang anser därför att det är olämpligt att spruta ett tjockt lager betong i svackorna mellan bultinfästningarna. I stället bör ett tjockare lager appliceras på topparna för att erhålla bästa resultat. Han rekommenderar vidare att bultarna om möjligt bör placeras genomgående på topparna och inte i svackorna där de gör mindre nytta vilket kan bli resultatet när systematisk bultning föreskrivs.



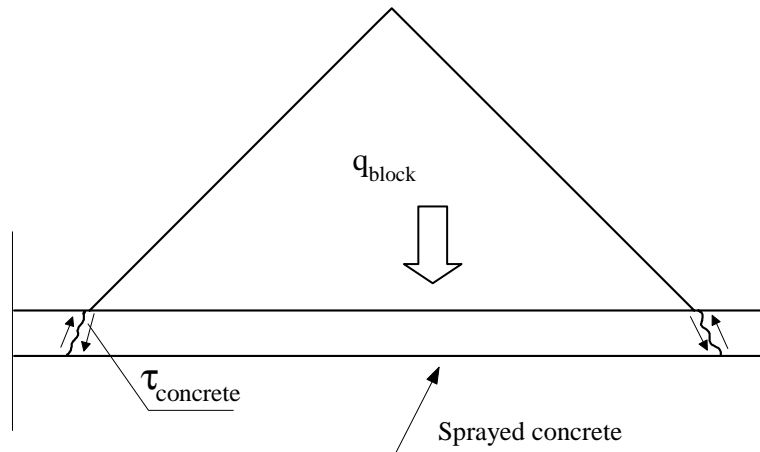
Figur 2.10 Förslag på bultplacering
Suggested placement of rock bolts, [9]

I [25] finns en studie gjord på den ojämna formens inverkan på bärförmågan. Delar av detta material presenteras i denna rapport.

2.5 Genomstansning

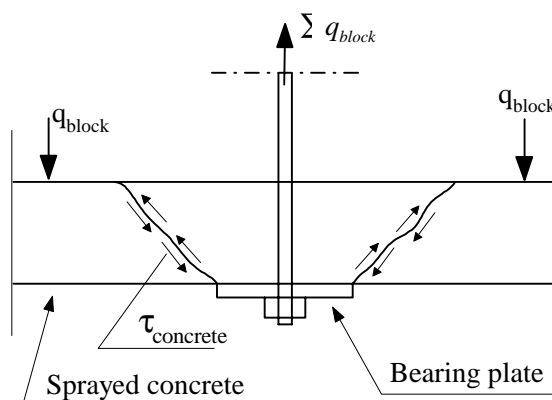
Genomstansning är som regel ett mycket sprött brott och sänker bärförmågan avsevärt. Faktorer som inverkar på stanskapaciteten är bl.a. betongkvaliteten, plattans tjocklek, storleken på den belastade ytan och armeringsinnehållet. För fallet med en

bergförankrad tunnelförstärkning kan genomstansning inträffa i form av ett löst block trycks genom betongen eller att skjuvspänningarna runt en upphängningsbricka blir för höga. Ytan över vilken skjuvspänningarna upptas är förhållandevis stor för fallet med ett löst block som hålls på plats av en vidhäftande sprutbetong. Detta innebär att genomstansningskapaciteten hos förstärkningen med avseende på lösa block som regel kan betraktas som mycket god.



Figur 2.11 Skjuvning m.a.p. block
Shearing of a block

Då bergbultar används i samband med sprutbetong placeras bultarna i hål som borraras genom betongen och in i berget. En bricka placeras sedan på betongens yta vilken förankras i den ingjutna bulten, se figur 2.12. I kontrast till fallet med ett löst block så är ytan över vilken skjuvspänningarna fördelas relativt liten i detta fall, varför dessa konstruktionselement kan vara känsliga för stansning.

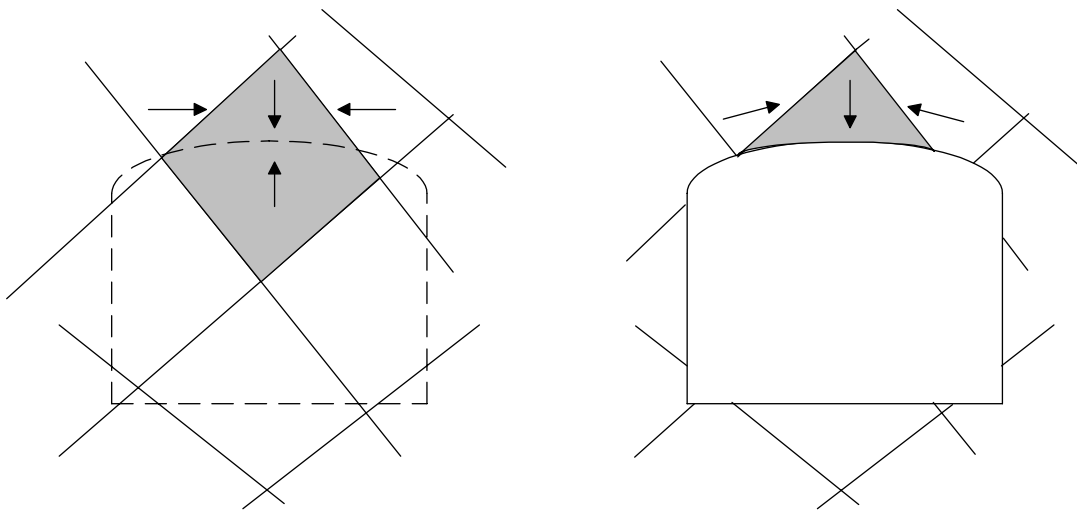


Figur 2.12 Skjuvning m.a.p. en upphängningsbricka
Shearing of a bearing plate

3. STUDERADE BROTTMEKANISMER

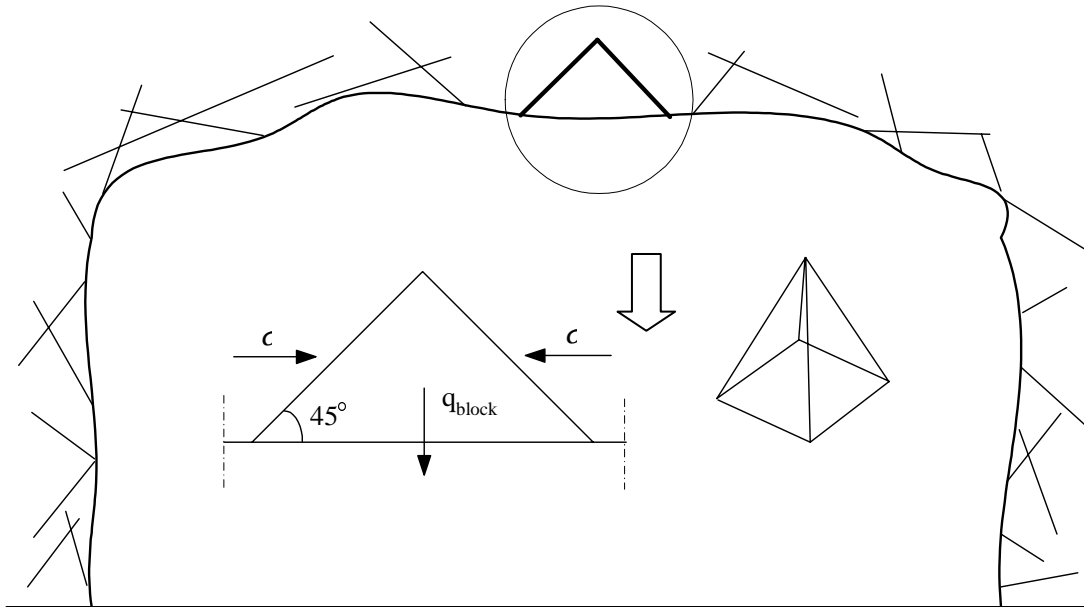
3.1. Inledning

Det aktuella spänningstillståndet i berget har stor inverkan på stabiliteten för ett potentiellt löst block. Före sprängning råder ett ostört spänningstillstånd i berget och blocken befinner sig i jämvikt. Det vertikala ”upplaget” försvinner efter utsprängning vilket innebär att ett nytt jämviktsläge måste infinna sig för att blocket inte ska falla ur sitt läge. Spänningarna i berget ändras därmed och nya krafter verkar på blocket. Under förutsättning att spänningarna verkar i rätt vinkel i förhållande till sprickorna som formar blocket och är av tillräcklig magnitud kommer bergmassan fortsätta att vara stabil vilket illustreras i figur 3.1, [23].



Figur 3.1 Före och efter uttag av en tunnel i en uppsprucken bergmassa, [23]
Before and after excavation of a tunnel in jointed rock

Ett block kan betraktas som potentiellt instabilt om det har en geometrisk form som tillåter att det kan falla ur sitt läge i berget. Detta innebär att det ska smalna av uppåt och att sprickplanen skär varandra, se figur 3.2. Brott inträffar om blocket glider eller roterar p.g.a. dess egetyngd och det omkringliggande spänningsfältet.



Figur 3.2 Antagen form på ett potentiellt löst block
Assumed shape of a potential loose block

Det fiktiva blocket enligt figur 3.2 har uppdelats i två huvudkategorier:

- Ett styvt block med en böjstyvhet som är mycket större än sprutbetongens
- Ett mycket uppsprucket block med en böjstyvhet som är försumbar

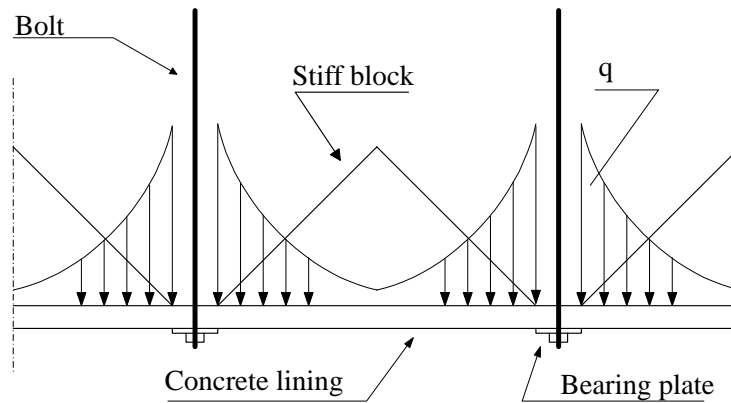
Denna studie förutsätter relativt små block vilka antas vara slumpartat fördelade. Spännvidden på tunneln antas vidare vara stor i förhållande till dess höjd. Förstärkningen består av fiberarmerad sprutbetong som samverkar med bergbultar. Vidhäftningen mellan berget och betongen är låg och försummas därmed. Basen på den maximala lösa bergvolym som belastar förstärkningen definieras av en kvadratisk basyta med sidan motsvarande dubbla bultavståndet, samt i form av en svaghetszon utmed en bultrad.

Baserat på dessa antaganden har ett antal idealiserade brottyper i berget studerats. Med detta som grund har de mest sannolika brottmekanismerna i förstärkningen analyserats.

3.2 Styva block

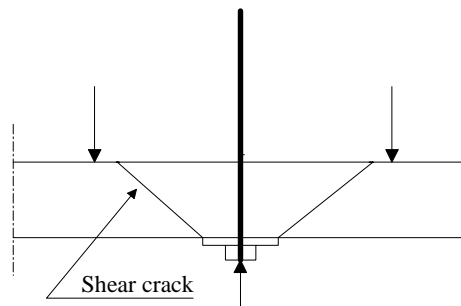
Den maximala storleken på ett instabilt styvt block bestäms i stor utsträckning av det valda bultavståndet. Denna last kommer p.g.a. sin höga böjstyvhet att resultera i höga skjuvspänningar och i låga böjspänningar i betongen.

Betrakta ett antal lösa block placerade mellan bultarna enligt figur 3.3. En koncentration av lasten kring förankringarna kan då antas uppstå under förutsättning att böjstyvheten hos de lösa blocken är mycket större än sprutbetongens.



Figur 3.3 Antagen lastfördelning på förstärkningen
Assumed load distribution on the lining with stiff blocks between the bolts

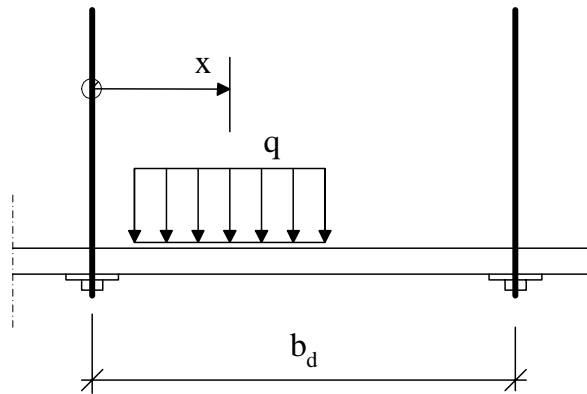
Genomstansningskapaciteten för sprutbetongen torde vara avgörande för detta lastfall. I [25] har en större serie genomstansningsprov utförts på fiberarmerade plattor med en relativt liten spännvidd vilket ska symbolisera lastfallet ovan. Delar av detta resultat presenteras i denna rapport.



Figur 3.4 Stansning av en upphängningsbricka utan samtidig böjning
Punching of a bearing plate without simultaneous bending

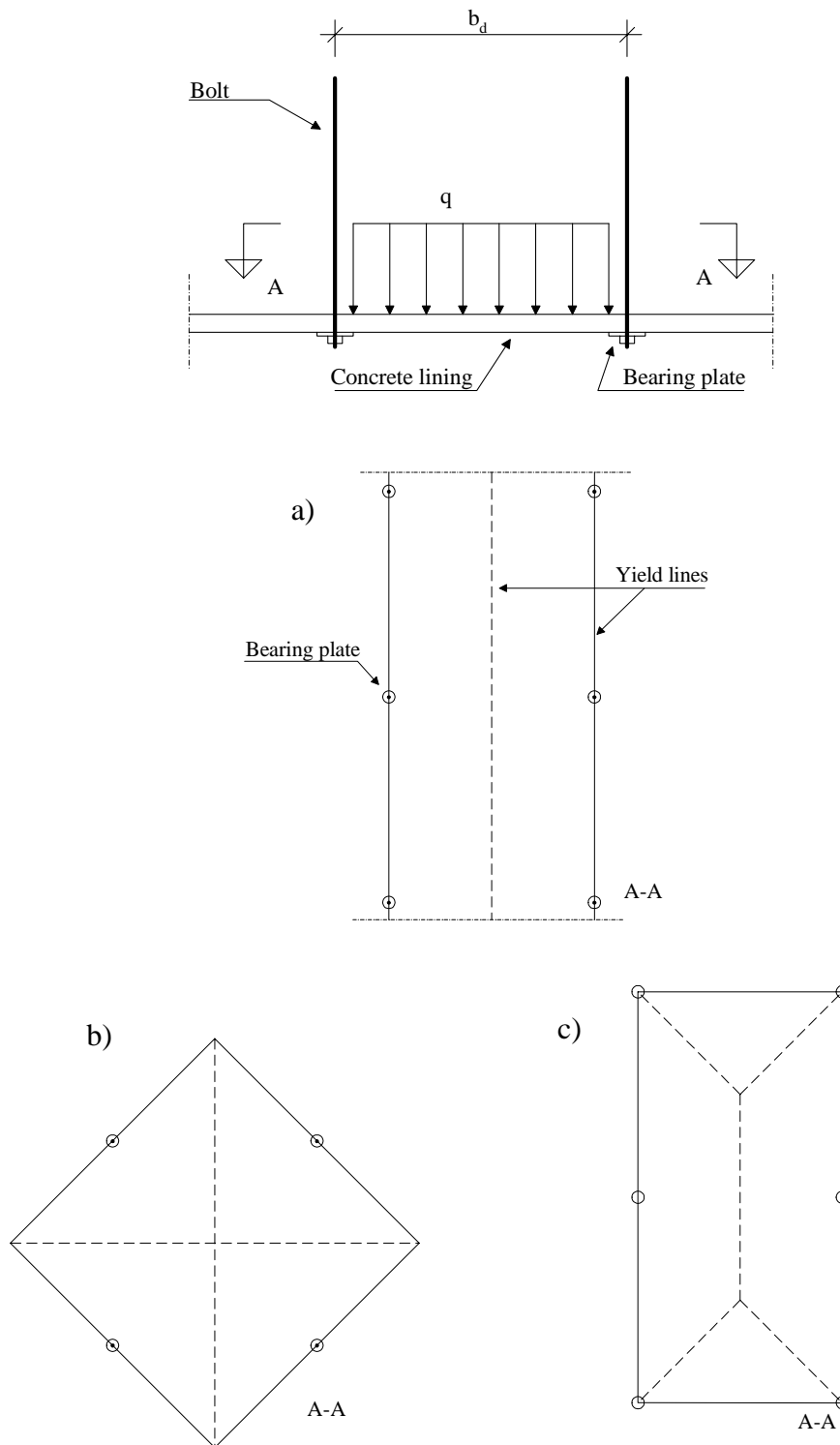
3.3 Spruckna block

En mycket uppsprucken bergmassa kan förenklat ses som en jämnt fördelad belastning på förstärkningen. Sprutbetongens böjmomentkapacitet är då viktig att beakta. Studera en lös bergmassa med en försumbar böjstyvhet som i läge godtyckligt belastar förstärkningen enligt figur 3.5. Ett antal ogynnsamma fördelningar av denna bergmassa har antagits och sannolika brottfigurer i betongen analyserats.



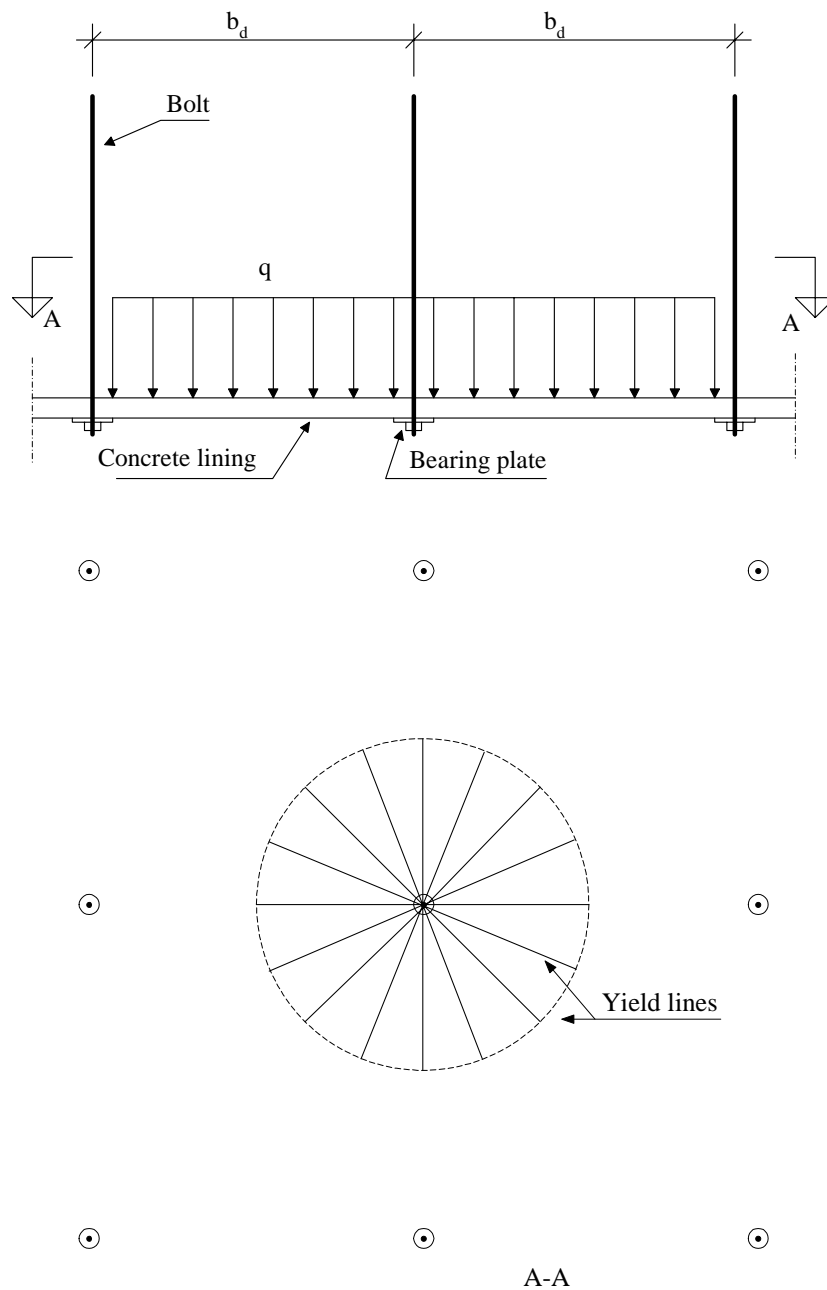
Figur 3.5 Godtyckligt placerad uppsprucken bergmassa på sprutbetongen
Arbitrarily placed loose rock mass on the sprayed concrete

I figur 3.6 visas en uppsprucken bergmassa med en utbredning motsvarande bultavståndet. Kirsten [20] har utfört försök på kvadratisk sprutade plattor vilka var förankrade med bultar och belastade med ett jämnt fördelat tryck. Dessa plattor erhöll en brottfigur enligt figur 3.6 b). Brottmönstret enligt figur 3.6 c) kan antas uppstå om lasten är fördelad in i ett närliggande fack. Om den uppspruckna bergmassan är fördelad utefter en bultrad har en brottfigur enligt figur 3.6 a) antagits.



Figur 3.6 Förenklad lastfördelning av lös bergmassa mellan bultar med tillhörande antagna böjbrottfigurer i förstärkningen
Simplified load distribution of loose rock mass situated between the bolts and assumed bending failures in the lining

Anta vidare att den lösa bergmassan sträcker sig utöver ett antal fält i olika riktningar. Ett böjbrott enligt figur 3.7 har då studerats vilket bygger på att avståndet mellan bultarna är lika i båda riktningarna.



Figur 3.7 Förenklad lastfördelning av en lös bergmassa över ett flertal fält med antagen böjbrottfigur i betongen
Simplified load distribution of loose rock mass in several fields and assumed bending failure in the lining

Sprutbetongen kan även för detta lastfall erhålla ett stansbrott vilket illustreras i figur 3.8. I motsats till stansbrottet enligt figur 3.4 inträffar nu brottet under samtidig inverkan av höga böjspänningar. Även denna typ av stansning har studerats ingående i laboratorium och materialet finns i sin helhet presenterat i [25]. Delar av denna studie redovisas i denna rapport, se kapitel 5 och 6.

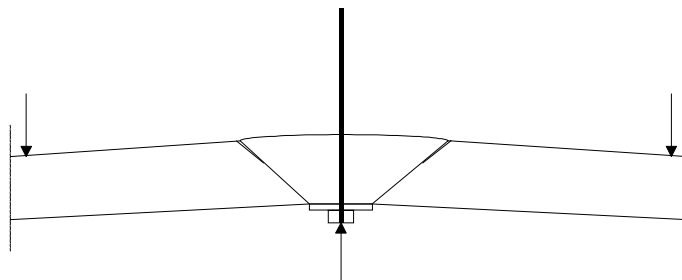
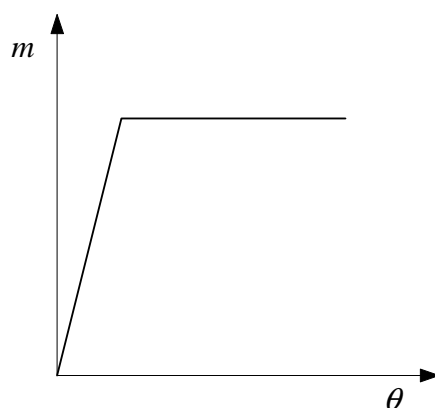


Figure 3.8 Stansning av en upphängningsbricka med samtidig böjning
Punching of a bearing plate with simultaneous bending

4. KUPOLEFFEKT

4.1 Inledning

Traditionellt armerade statiskt obestämda betongkonstruktioner dimensioneras ofta enligt brottlinjeteori. Tekniken utvecklades ursprungligen av Johansen, [19]. En viktig förutsättning är att armeringsinnehållet är relativt lågt vilket gör att armeringen tillåts plasticera innan betongen krossas i den tryckta zonen. Detta innebär att en led uppstår i en böjspricka med ett maximalt mothållande moment som är konstant med rotationen vilket illustreras i figur 4.1



Figur 4.1. Moment-rotationssamband
Moment-rotation relationship

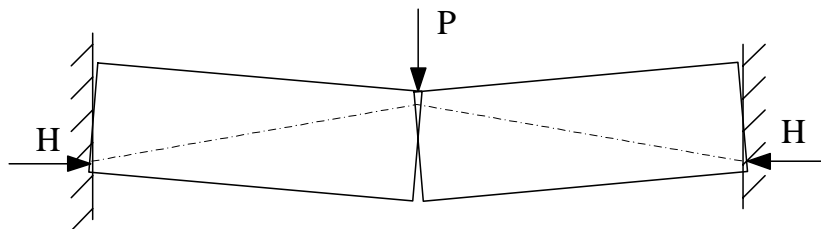
Fiberarmerad betong dimensioneras i många fall enligt denna teori. Som bekant avviker fiberbetong från beteendet ovan i den meningen, att efter en spricka slagit upp, minskar vanligen det mothållande momentet med ökad rotation. Teorin förutsätter dock inte nödvändigtvis att ett perfekt elastiskt-plastiskt material används p.g.a. att modellen baseras på energiupptagningsförmågan utmed en böjspricka, [5]. Holmgren, [17] har utvecklat en modell för dimensionering av en bergförankrad fiberarmerad sprutbetong som bygger på brottlinjeteori och som inkluderar materialets energiupptagningsförmåga.

Försök på fiberarmerade plattor och balkar vilka simulerade lokalt belastade delar av en bergförankrad sprutbetong, visade att den verkliga bärförmågan var mycket högre än den beräknade, vilken baserades på brottlinjeteori, se [24]. P.g.a. att ändarna på provkropparna var fast inspända hindrades de att expandera i sidled när de deformerades och en effekt vanligen benämnd kupolverkan uppstod. Detta gjorde att den verkliga bärförmågan i många fall var flera hundra procent högre än den beräknade.

På grund av det faktum att randen utmed en lokal brottzon i en bergförstärkning är förhindrad att fritt rotera och att detta visade sig kunna påverka bärförmågan avsevärt, jämfördes provresultaten även mot beräknad bärförmåga enligt teori för kupolverkan. I [25] presenteras härledning av bärförmåga enligt brottlinjeteori och kupolverkan för

de redovisade brottfigurerna i kapitel 3. Analysen med avseende på kupoleffekt baseras till stora delar på ett arbete utfört av Birke, [7] som ingående studerat kupolverkan i betongplattor.

Kupolverkan beror på det horisontella mothållet vid upplaget och det mothållande moment uppstår p.g.a. att delarna i plattan "kläms" mot varandra när strukturen deformeras, se figur 4.2



Figur 4.2 Kupoleffekt i platta
Compressive arch action in a slab

Kupolverkan kan jämföras med en ändförankrad armering. Skillnaden utgörs i huvudsak av att hävarmen för kraftparet minskar med ökad deformation vilket inte är fallet med armering.

4.2 Jämförelse mellan provresultat och beräknad bärförmåga enligt kupolverkan

Detta avsnitt presenterar en jämförelse mellan teoretisk bärförmåga enligt teori för kupolverkan och av författaren tidigare utförda prov på fiberarmerade plattor, [24]. En översiktlig beskrivning av dessa försök återges nedan. Beräkningsförfarande redovisas i [25].

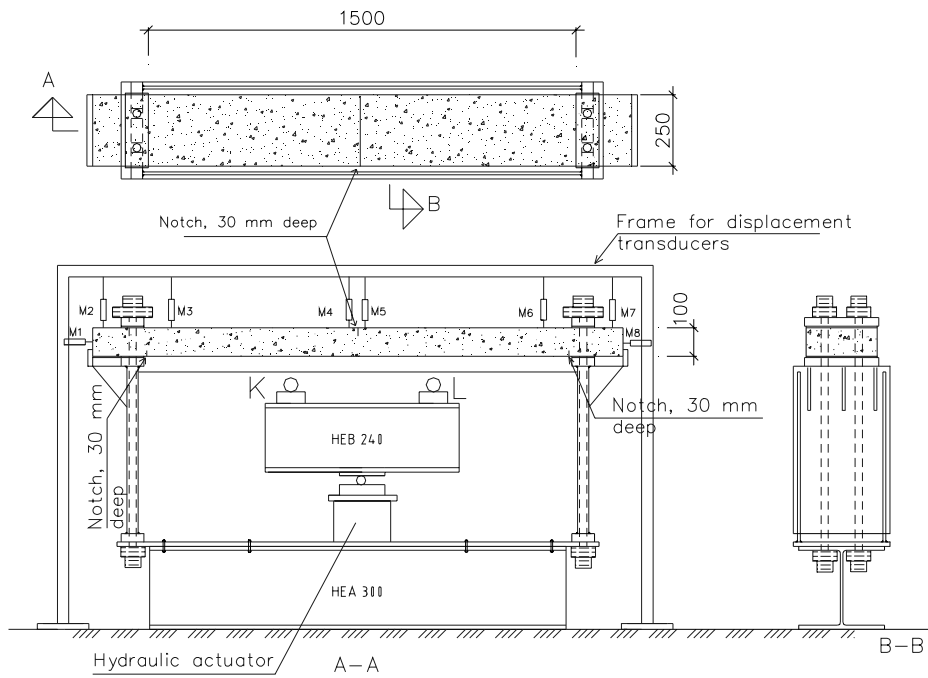
Betongen var av samma typ som vanligen används vid bergförstärkning i Sverige och fibertypen var Dramix RC-65/35-BN.

Provriggarna designades ursprungligen för att studera bärförmågan hos provkropparna m.a.p. momentrotationssambandet i en böjspricka och inte effekten av kupolverkan. Det visade sig dock att brottlinjeteori inte kunde återspegla den verkliga bärförmågan i den mening att de beräknade värdena var mycket lägre än de faktiska. Detta kunde förklaras av det faktum att provkropparna i huvudsak bar lasten i form av kupolverkan.

4.2.1 Balkprover

Balkarna var av rektangulärt tvärsnitt med bredden 250 mm och höjden 100 mm. Dess totala längd var 1860 mm med spännvidden 1500 mm, se figur 4.3. De belastades i tredjedelspunkterna och var fast inspända vid upplagen. Två olika fiberinnehåll studerades, 60 kg/m^3 och 100 kg/m^3 .

En hydraulisk domkraft applicerade lasten och en stål balk, HEB 240, fördelade lasten till tredjedelspunkterna.



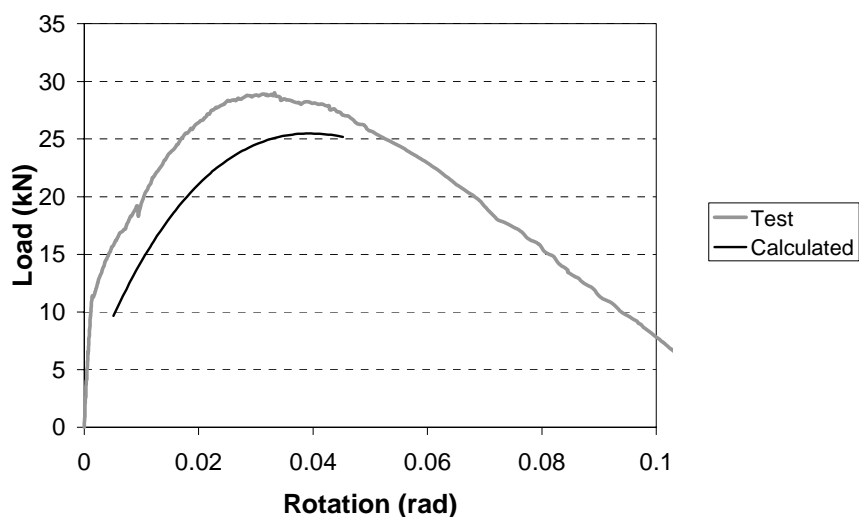
Figur 4.3 Provrigg
Test rig

Deformation vid brott för en av balkarna visas i figur 4.4



Figur 4.4 Slutligt brott i en balk
Final failure of a beam

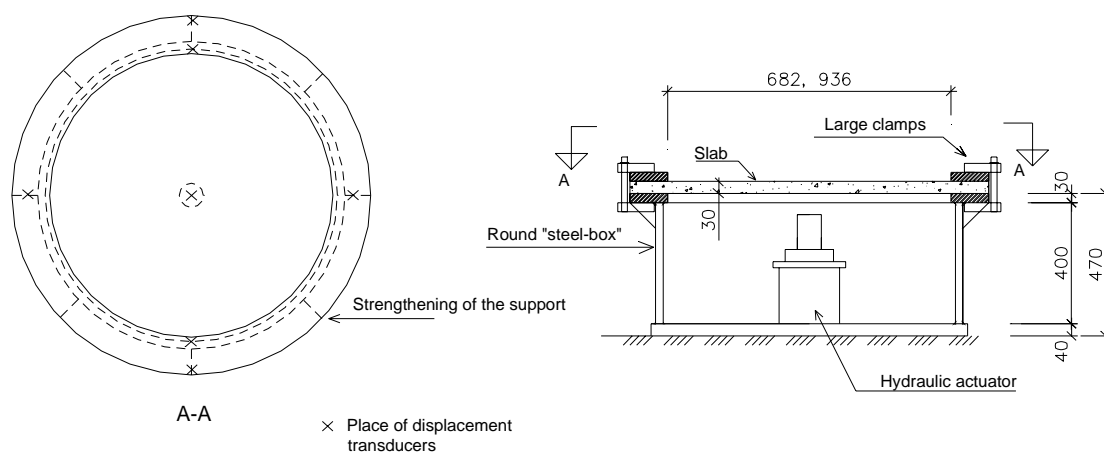
Beräkningarna inkluderar bidraget av den horisontella eftergivligheten vid upplaget. Figur 4.5 visar bärförmågan som en funktion av rotationen vid upplaget (tryckhållfasthet 44 MPa, fiberinnehåll 60kg/m^3). Den grå linjen är provresultat och den svarta linjen den beräknade bärförmågan enligt teori för kupoleffekt.



Figur 4.5 Last-rotationssamband
Load rotation relationship

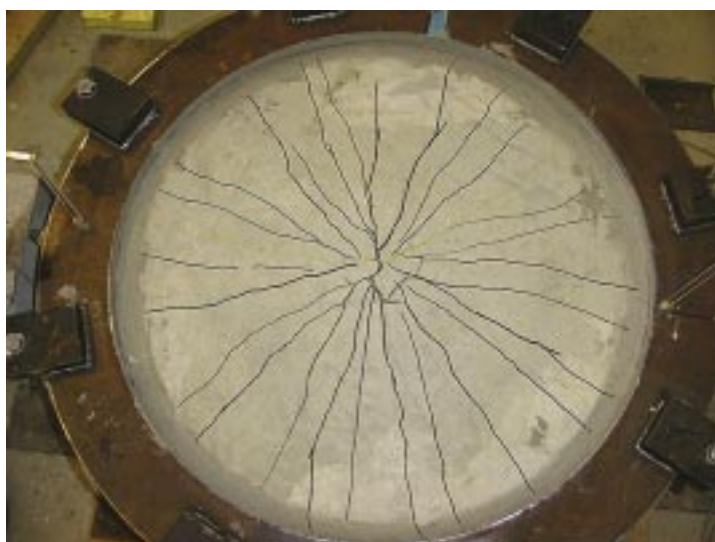
4.2.2 Plattprover

Plattorna var av cirkulär form och proven utfördes med två olika spännvidder, 682 mm och 936 mm. Tjockleken på provkropparna var 30 mm och de var fast inspända utmed upplaget. Två olika fibermängder användes, 40 kg/m^3 och 60 kg/m^3 . Provrighgen bestod av en stålcylander med ett upplag på vilken provkropparna placerades. Lasten fördes på underifrån av en hydraulisk domkraft som var placerad inne i "lådan", se figur 4.6. För att erhålla en inspanning placerades en kraftig stålring ovanpå plattan längs upplaget. Denna ring skruvades sedan samman med upplaget.



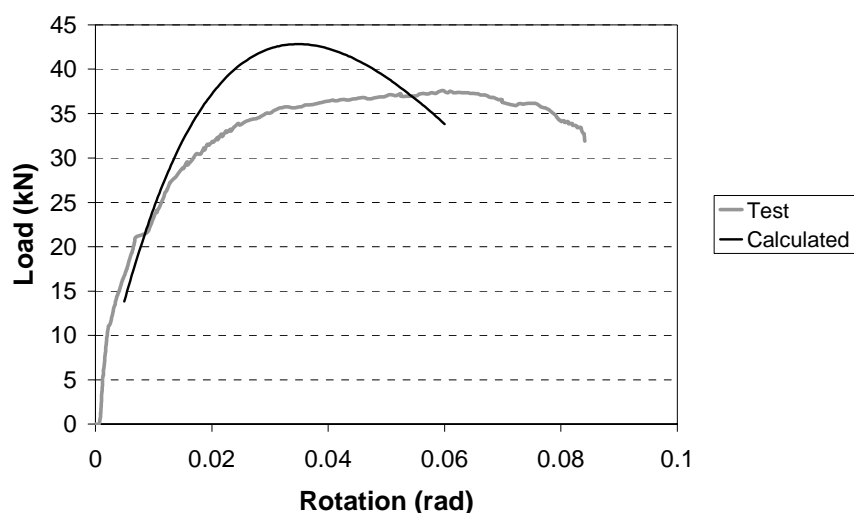
Figur 4.6 Provrigg
Test rig

Den radiella uppsprickningen vid maxlast för en av de provade plattorna visas i figur 4.7



Figur 4.7 Radiell uppsprickning i en av de provade plattorna
Radial cracks in one of the tested slabs

Beräkningarna är baserade på en full inspänning längs upplaget. Figur 4.8 visar bärförmågan som en funktion av rotationen utmed upplaget (tryckhållfasthet 55 MPa, fiberinnehåll på 40 kg/m³). Den grå linjen visar provresultatet och den svarta linjen den beräknade bärförmågan enligt teori för kupoleffekt.



Figur 4.8 Last-rotationssamband
Load rotation relationship

4.3 Jämförelse mellan en dimensionering baserad på brottninjeteori och kupolverkan

Jämförelsen mellan brottninjeteori YLT (Yield Line Theory) och kupolverkan CAA, (Compressive Arch Action) baseras på böjbrottdiagrammen enligt kapitel 3. I denna rapport redovisas endast resultatet för den cirkulära brotzzonen p.g.a. att den resulterar i den lägsta bärförmågan. För en mer detaljerad redogörelse hänvisas till, [25] samt för beräkningsförfarande. Den redovisade bärförmågan baseras på att sprutbetongen lokalt kan betraktas som plan, d.v.s. inverkan från eventuella ojämnheter i geometrin mellan förankringarna försummas. Materialegenskaperna för sprutbetongen är hämtade från projektet Södra Länken i Stockholm, se tabell 4.1. Fibertypen är Dramix RC 65/35 med ett innehåll motsvarande 55 kg/m³.

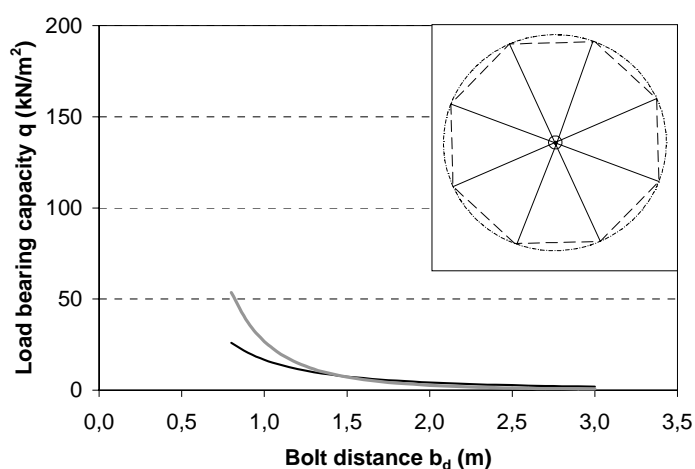
Tabell 4.1 Materialdata
Material data

Property	Designation	Value
Compressive strength	f_c	59 MPa
Module of elasticity	E	39 GPa
Crack strength*	f_{cr}	6,7 MPa
Residual factor*	$R_{5,10}$	69
Residual factor*	$R_{10,30}$	66

* According to ASTM C1018, [2]

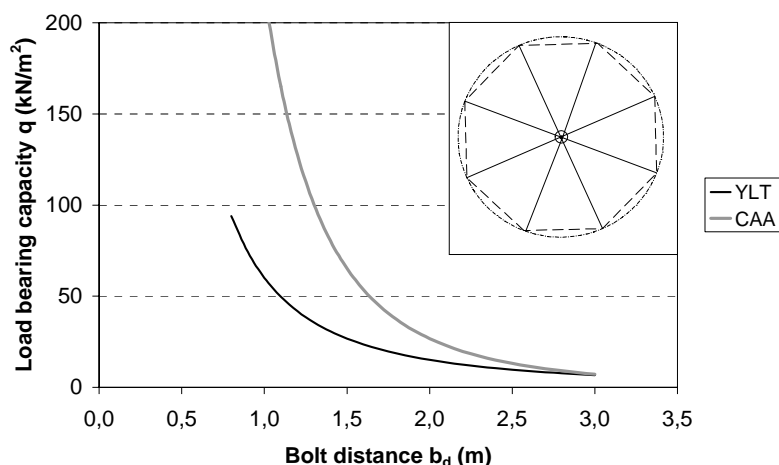
Två olika tjocklekar på sprutbetongen studerades, 40 och 80 mm. Den beräknade bärförmågan q i kN/m^2 presenteras som en funktion av det valda bultavståndet b_d . Det ska noteras att den redovisade bärförmågan avser momentkapaciteten. Gällande genomstansningskapaciteten, se kapitel 5 och 6. Betongens krypning (baserat på normalt utomhusklimat) har beaktats vid beräkningen av bärförmågan m.a.p. kupolverkan.

Figur 4.9 visar resultatet för en 40 mm tjock platta.



Figur 4.9 Cirkulär brottzon, 40 mm
Circular failure zone

I figur 4.10 kan resultatet för en 80 mm tjock sprutbetong studeras.

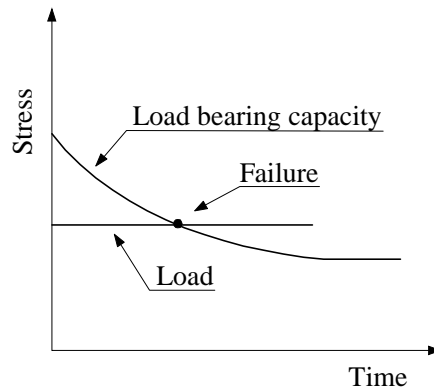


Figur 4.10 Cirkulär brottzon, 80 mm
Circular failure zone

Som framgår av diagrammen ovan indikerar analyserna att kupolverkan utgör den dominerande bärmekanismen vid kortare bultavstånd och för tjockare lager av sprutbetong.

4.4 Reducerande effekter på bärförmågan med avseende på kupolverkan

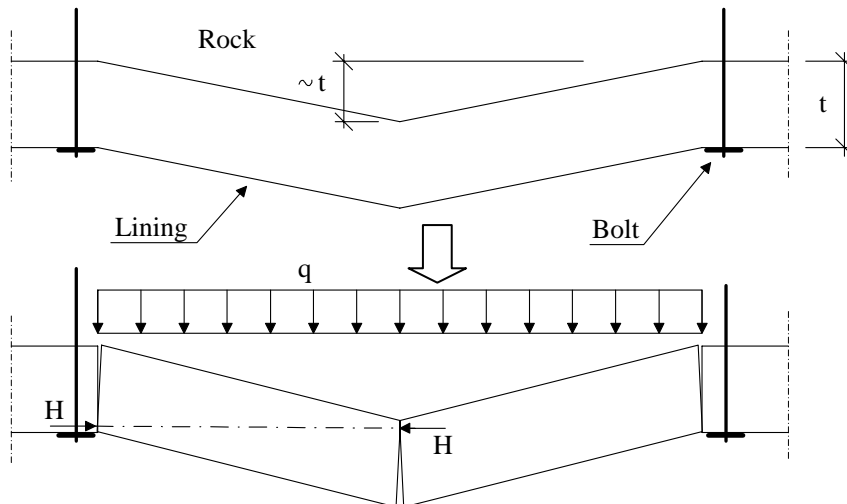
Vid studie av en betongkonstruktions deformation är det som regel viktigt att beakta betongens krypning vilket kan utföras genom att reducera betongens E-modul, se BBK 94, [4]. Man studerar då konstruktionen i ett s.k. brukstadium där ett visst lastvärde antas verka på konstruktionen under en längre tid. Konstruktionen skall också dimensioneras för en brottlast vilken är högre än långtidslasten. Denna last antas verka på konstruktionen endast under en kortare tid och effekten av betongens krypning som är tidsberoende kan därmed försummas. För fallet bergförankrad sprutbetong föreligger dock ingen direkt skillnad mellan långtids- och brottlast. Detta innebär att om bärförmågan hos förstärkningen ska baseras på kupolverkan, är det viktigt att inkludera effekten av betongens krypning i analysen. En ökad nedböjning med tiden för en konstant last reducerar nämligen hävarmen för det mothållande kraftparet, se Birke [7]. Bärförmågan kommer därmed att minska med tiden för en långtidslast vilket en lös bergmassa kan sägas utgöra tills att ett visst gränsvärde erhålls vilket illustreras i figur 4.11. Detta innebär att en förstärkning initialt kan bära lasten men att brott teoretiskt kan inträffa i konstruktionen flera år efter att den belastats.



Figur 4.11 Bärförmågan m.a.p. kupolverkan minskar med belastningstiden till ett visst gränsvärde

The load bearing capacity of compressive arch action decreases with the loading time to a certain limit value

Det ska påpekas att det även kan vara av största betydelse att ta hänsyn till betongens krympning. Tjockleken på sprutbetongen är normalt mycket tunn i förhållande till spännvidden mellan bultarna och den geometriska formen på skalet vanligen relativt ojämn. Detta innebär att bärförmågan med avseende på kupolverkan kan variera avsevärt längs en sträckning bergförankrad sprutbetong. Man kan lätt inse att bärförmågan med avseende på kupolverkan försvinner om hävarmen mellan kraftresultanterna går mot noll, vilket den gör för en negativ pilhöjd på ”bågen” motsvarande tjockleken på den applicerade sprutbetongen, se figur 4.12.



Figur 4.12 Det mothållande momentet av kupolverkan är mycket känsligt för ojämnheter i förstärkningen

The resistance moment of compressive arch action is very sensitive to irregularities in the lining

P.g.a. att tjockleken på en förstärkning sällan överstiger 100 mm (gäller för den typ av bergförstärkning som behandlas i denna rapport) kan en dimensionering av förstärkningen som helhet inte utan förbehåll baseras på kupolverkan.

4.5 Slutsatser

P.g.a. att beräkningar baserade på brottlinjeteori har visat sig inte kunna beskriva bärförmågan hos fiberarmerade provkroppar vars upplag är förhindrade att fritt rotera utefter upplagen, se [24] utfördes analyser enligt teori för kupolverkan. Dessa uppvisade en mycket god överensstämmelse med verklig bärförmåga.

Studien av en fiktiv plan bergförankrad sprutbetongförstärkning beräknad dels enligt brottlinjeteori och dels enligt teori för kupolverkan visade att det är rimligt att anta att kupoeffekt ger ett betydande positivt bidrag till bärförmågan, speciellt för kortare bultavstånd. Den positiva effekten minskar med ökad slankhet på förstärkningen. Av de studerade brottfigureerna, uppvisade den cirkulära zonen den lägsta bärförmågan. En konstruktion som bär lasten i form av kupolverkan är mycket känslig för horisontella förskjutningar utmed upplagen p.g.a. att detta resulterar i en ökad nedböjning för plattan vilket i sin tur minskar hävarmen för det mothållande kraftparet. Eftergivligheten i upplaget bl.a. orsakad av krympning och krypning är därför viktigt att beakta.

Det är inte möjligt att basera en dimensionering av en bergförankrad sprutbetongförstärkning som helhet på kupolverkan. Detta beror på att dess positiva bidrag till bärförmågan försvinner i stort sett helt redan vid en negativ pilhöjd på ”bågen” mellan infästningspunkterna motsvarande den sprutade betongtjockleken.

5. GENOMSTANSNING

5.1 Inledning

Genomstansning kan inträffa i betongplattor som utsätts för höga koncentrerade laster. Trots att mycket forskning bedrivits på fiberarmerad betong har relativt lite fokuserats på dess genomstansningskapacitet. Majoriteten av undersökningarna inriktar sig på materialets böjgenskaper.

Det är rimligt att anta att en belastad yta på en bergförankrad sprutbetong bär last i huvudsak genom kupolverkan och att momentkapaciteten därför kan vara avsevärt högre än vad en dimensionering baserad på brottlinjeteori redovisar, se kapitel 4. Detta faktum gör att den dimensionerande parametern för konstruktionen som helhet kan komma att utgöras av genomstansningskapaciteten snarare än böjmomentkapaciteten. Det är dock högst osäkert om den traditionella modellen för stansning är giltig för ett fiberarmerat tvärsnitt p.g.a. lastens speciella egenskaper i bergssammanhang och det faktum att de utarbetade modellerna för stansning bygger på försök gjorda på stångarmerade plattor. Det är också osäkert hur kupoleffekten inverkar på genomstansningskapaciteten.

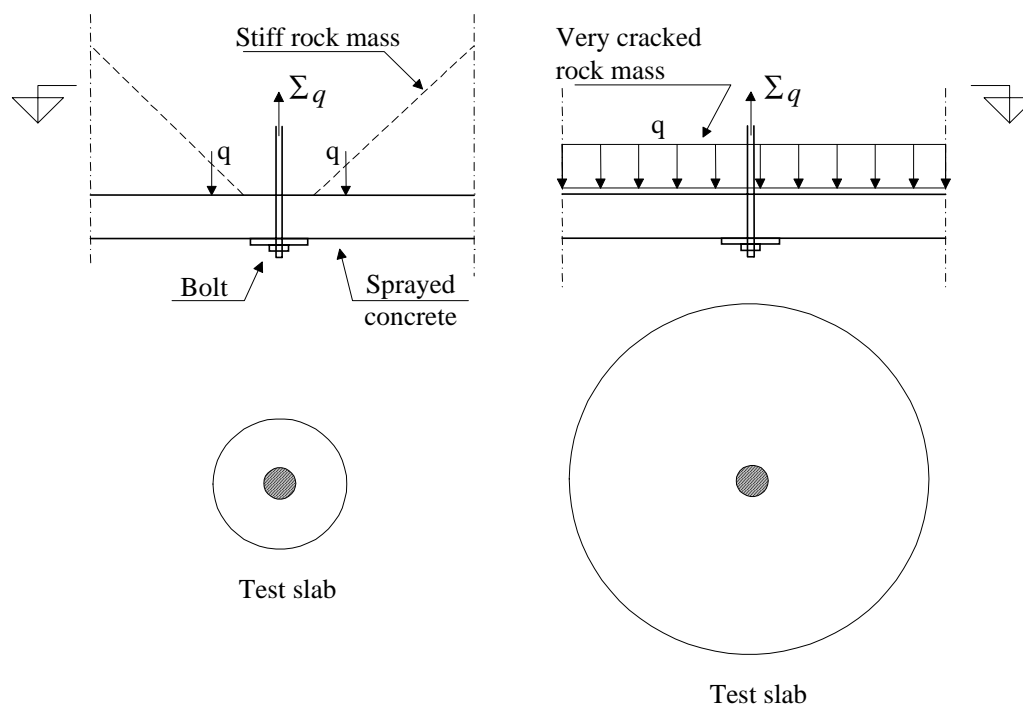
En omfattande litteraturstudie har utförts i ämnet och finns presenterad i [25]. Studien delades upp i en försöksdel och en beräkningsdel. Studien visade bl.a. att en stor mängd genomstansningsprov utförts på vanligt armerade plattor i vilka man tillsatt fibrer som skjuvarmering. Få prov har utförts på plattor som endast innehöll fibrer. Studien visade vidare att låga fiberhalter ($< 30 \text{ kg/m}^3$) inte påverkade stanskapaciteten nämnvärt medan höga fiberhalter ($> 60 \text{ kg/m}^3$) resulterade i en ökad bärförmåga och seghet i brottet. För tillfället finns ingen generellt accepterad beräkningsmodell för genomstansningskapaciteten av en rent fiberarmerad platta. Vanligt är att man försöker modifiera en beräkningsmodell för ett stångarmerat tvärsnitt med effekten från fibrerna. Vissa av dessa modeller uppvisade en relativt god överensstämmelse mot försöksdata medan framförallt BBK 94 och Eurocode uppvisade en stor avvikelse i den mening att den beräknade bärförmågan var mycket lägre än den faktiska. Resultatet finns presenterat i sin helhet i avsnitt 5.4.

5.2 Beskrivning av försök

5.2.1 Introduktion

Proven var av fullskalemmodell och symboliserade ett cirkulärt parti sprutbetong kring en bergbult. Två olika lastfall studerades enligt kapitel 3. En belastning i form av styva block resulterar i höga skjuvspänningar och i låga böjspänningar i betongen. Detta lastfall studerades på plattor med en relativt liten spännvidd. Om en mycket uppsprucken bergmassa belastar förstärkningen kan en kombination av höga skjuv- och böjspänningar erhållas vilket studerades genom att prova plattor med en större

spännvidd, se figur 5.1. Provkropparna tillverkades genom sprutning i Södra Länken och utfördes av företaget BESAB.



Figur 5.1 Symbolisering av provutförande
Test arrangement

5.2.2 Material

Sprutbetongens sammansättning visas i tabell 5.1 vilket är samma recept som användes i Södra Länken. Fibertypen var Dramix RC 65/35 BN med innehållen 30 kg/m³ och 60 kg/m³.

Tabell 5.1 Betongsammansättning
Concrete mix property

Ingredient	Quantity kg/m ³
Cement	488
Water	219
Aggregate (0-8 mm)	1650
Silica	9,5
PTS	1,98
MBT Glenium	2,98

5.2.3 Kontrollprover

Kontrollproverna bestod av tillsågade balkar och utsågade cylindrar enligt rekommendationer givna i Holmgren, Alemo, Skarendahl, [14]. De härdade under blöt säckväv som i sin tur var täckt med en plastfolie i 28 dagar. P.g.a. att plattproven med ett fiberinnehåll på 30 kg/m^3 varade över en tidsrymd motsvarande ett par månader, tillverkades en extra omgång med kontrollprover för denna fibermängd. Detta gjordes för att koppla materialegenskaperna till plattor av ungefär samma ålder. Färre plattor provades med ett fiberinnehåll på 60 kg/m^3 och således tillverkades för denna fibermängd endast en omgång med kontrollprover. Med kontrollproverna mättes betongens tryckhållfasthet, draghållfasthet, E-modul och böjdraghållfasthet, se tabell 5.2.

Tabell 5.2 Kontrollprover
Control specimens

Type	Dimension (mm)	Property	Tested according to	Number
Cylinder	100 · 100	Compressive strength	SS 13 72 30	2 · 3 + 3
Cylinder	100 · 100	Tensile strength	SS 13 72 13	2 · 3 + 3
Cylinder	100 · 100	Modules of elasticity	SS 13 72 32	2 · 3 + 3
Beam	450 · 125 · 75	Flexural strength	ASTM 1018	2 · 3 + 3

Fiberinnehållet kontrollerades genom krossning av betong enligt SS 13 72 34, [6].

5.2.4 Plattprover

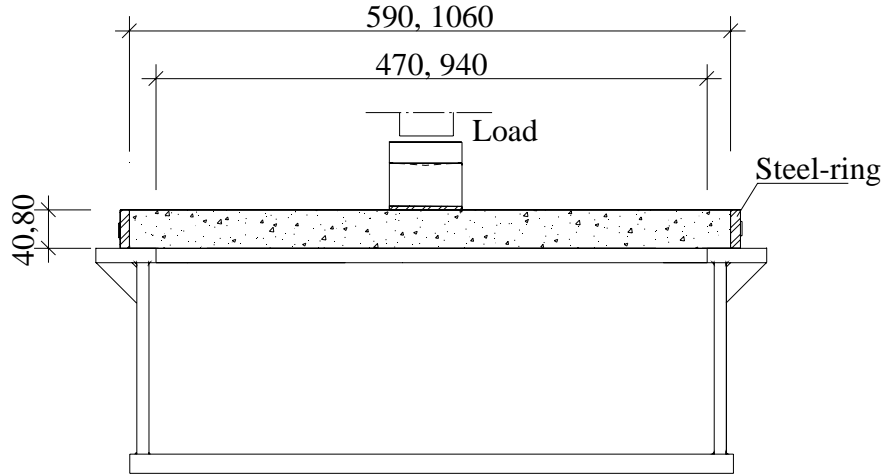
Plattorna var av cirkulär form och provades fritt upplagda. De härdade tillsammans med kontrollproverna enligt avsnitt 5.2.3. Variabler i försöken var spännvidden, tjockleken på plattorna, belastningsytans diameter, plattor provade med och utan omslutande stålring samt fiberinnehållet. Tjugoen stycken plattor provades med fiberinnehållet 30 kg/m^3 . Baserat på resultaten av dessa prov tillverkades ytterligare 6 stycken plattor med ett fiberinnehåll på 60 kg/m^3 . Dessa var av samma platttyp som erhållit ett rent stansbrott i den inledande provserien (plattor med ett fiberinnehåll på 30 kg/m^3).

Tabell 5.3 Variabler
Variables

Variations	
Span	470, 940 mm
Slab depth	40, 80 mm
Load diameter	90, 180 mm
Steel ring	On / off
Fibre amount	30, 60 kg/m^3

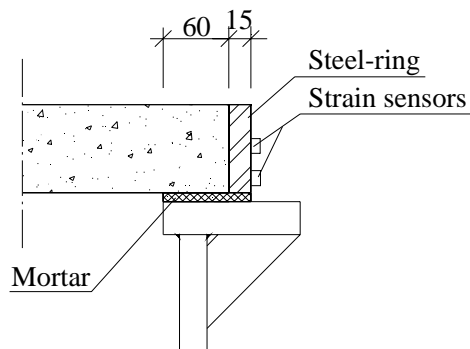
Den omslutande stålringen användes för att få med effekten av kupolverkan på bärförmågan. Den är tänkt att simulera det mothåll omkringliggande betong torde utgöra på en lokal brottzon, se kupoleffekt kapitel 4. Lasten fördes på centriskt med en

hastighet av 2 mm/min. Förskjutningen av lastcellen och töjningen i stålringen mäts under provets gång. En sektion av provriggen visas i figur 5.2 med dess variationer i spännvidd och tjocklek för plattorna.



Figur 5.2 Plattprov
Slab test

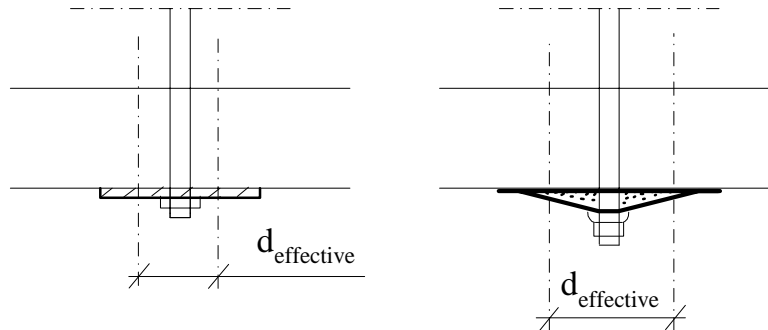
Upplagslängden var 60 mm och plattorna placerades på ett avjämningsbruk för att säkerställa en god uppläggning. Den omslutande stålringen var 15 mm tjock och var av kvalite *S355JO*. För att mäta graden av kupolverkan i plattorna placerades töjningsgivare i mitten och i nederkanten på stålringen enligt figur 5.3.



Figur 5.3 Upplagsvillkor
Support condition

Det är viktigt att notera att den mycket styva stålcyklindern som användes i försöken för att applicera lasten ska jämföras med en effektiv diameter för en motsvarande bricka, se figur 5.4. Denna effektiva diameter är mindre än brickans verkliga och beror på dess styvhet i förhållande till sprutbetongplattan (jämför med pelaranslutning för ett vanligt

pelardäck). Med en kupolformad bricka fylld med bruk erhålls en större effektiv diameter jämfört med en tunn plan bricka med samma diameter. Detta har till viss del studerats i kapitel 6 med hjälp av numeriska analyser.



Figur 5.4 Den effektiva diametern för en bricka är med avseende på genomstansning mindre än den verkliga
The effective diameter of the support is smaller than the diameter of the bearing plate concerning the punching capacity

5.3 Provresultat

5.3.1 Allmänt

I detta avsnitt redovisas resultatet från genomstansningsproven och materialegenskaperna för betongen. Plattorna med ett fiberinnehåll på 30 kg/m^3 provades först. Kontrollprover tillhörande denna fibermängd indelades i två olika serier (serie 1 och 2). Serie 1 tillhör plattor med en spännvidd på 940 mm och serie 2 plattor med en spännvidd på 470 mm. Alla plattor av respektive spännvidd provades inom en tidsrymd motsvarande två veckor med avseende på tillhörande kontrollprover. Det visade sig dock att betongens hållfasthetsutveckling var försumbar över den aktuella tiden. P.g.a. att betydligt färre plattor provades med ett fiberinnehåll på 60 kg/m^3 , tillverkades endast en serie med kontrollprover för dessa plattor.

För en mer detaljerad redovisning av resultatet än vad som presenteras i denna rapport hänvisas till, [25].

5.3.2 Kontrollprover

Tryckhållfastheten, draghållfastheten, E-modulen och böjdraghållfastheten för betongen återges nedan för de olika fiberinnehållen. Tryckhållfastheten vilken mättes på utsågade cylindrar omräknades enligt regler givna i Betongprovning, [6] till motsvarande tryckhållfasthet hos en gjuten kub med sidan 150 mm. Generellt kan sägas att de uppmätta värdena var höga för denna typ av betong. Det ska dock noteras att mätningarna utfördes efter mer än 28 dagars härdning.

5.3.2.1 Fiberinnehåll 30 kg/m^3

Tabell 5.4 visar materialegenskaperna för serie 1. Åldern på provkropparna var 60 dagar.

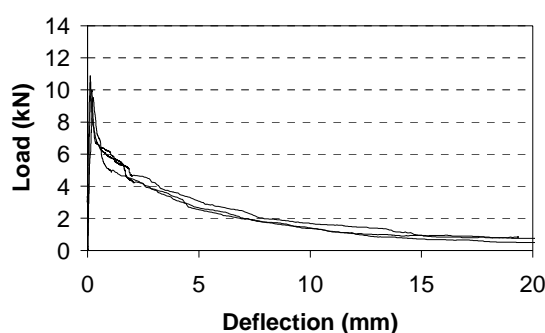
Tabell 5.4 Materialelegenskaper för serie 1, (spännvidd platta 940 mm)
Material properties of series 1, (slab span 940 mm)

Test	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [GPa]	f_{cr} [MPa]	$R_{5,10}$ [%]	$R_{10,30}$ [%]	F_a [kg/m^3]
1	82	5.8	43	6.1	53	43	28
2	82	5.2	43	6.3	62	51	24
3	85	5.5	43	7.0	61	49	26
Mean	83	5.5	43	6.5	59	48	26

Beteckningar:

f_c	Tryckhållfasthet
f_t	Draghållfasthet
E	Elasticitetsmodul
f_{cr}	Böjdraghållfasthet
$R_{5,10}$	Residualhållfasthetsfaktor, (enligt [2])
$R_{10,30}$	Residualhållfasthetsfaktor, (enligt [2])
F_a	Fiberinnehåll

Figur 5.5 redovisar last-deformationssambandet för de provade balkarna



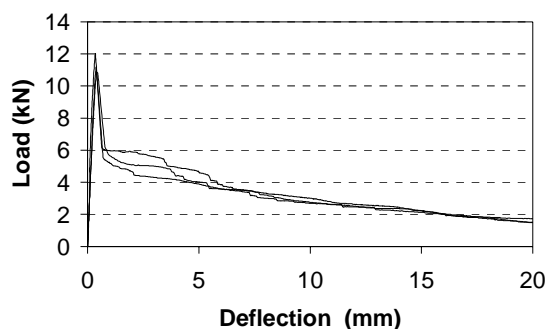
Figur 5.5 Last-deformationssamband för balkar med ett fiberinnehåll på 30 kg/m^3 (serie 1)
Load deflection curves of beams with fibre content of 30 kg/m^3 (series 1)

Materialegenskaperna för serie 2 kan ses i tabell 5.5. Värdena på provkropparna mättes efter 92 dagars härdning. Fiberinnehållet kontrollerades endas i serie 1.

Tabell 5.5 Materialegenskaper för serie 2, (spännvidd platta 470 mm)
Material properties of series 2, (slab span 470 mm)

Test	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [GPa]	f_{cr} [MPa]	$R_{5,10}$ [%]	$R_{10,30}$ [%]
1	80	5.5	42	7.1	42	36
2	81	5.7	43	7.7	49	43
3	84	5.4	43	6.9	48	40
Mean	82	5.5	43	7.2	46	40

Last-deformationskurvorna för balkarna i serie 2 visas i figur 5.6



Figur 5.6 Last-deformationssamband för balkar med ett fiberinnehåll på 30 kg/m^3 (serie 2)
Load deflection curves of beams with fibre content of 30 kg/m^3 (series 2)

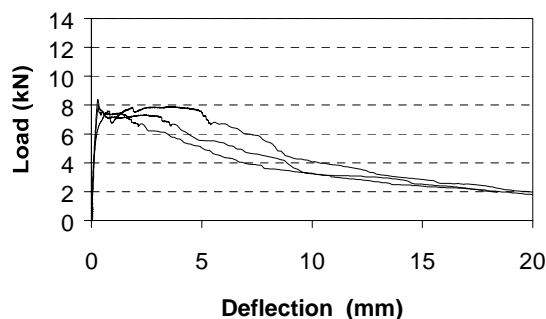
5.3.2.2 Fiberinnehåll 60 kg/m^3

Tabell 5.6 redovisar materialegenskaperna för betongen med ett fiberinnehåll på 60 kg/m^3 . Proven utfördes efter 56 dagars härdning. Som framgår av tabellen är hållfasthetsvärdena lägre jämfört med den betong som hade ett fiberinnehåll på 30 kg/m^3 . Orsaken till detta har inte kunna fastställas. Residualhållfastheterna för denna fibermängd är betydligt högre.

Tabell 5.6 Materialegenskaper
Material properties

Test	f_c [MPa]	f_t [MPa]	E [GPa]	f_{cr} [MPa]	$R_{5,10}$ [%]	$R_{10,30}$ [%]	F_a [kg/m^3]
1	73	4.2	41	4.8	103	73	47
2	73	4.3	41	5.1	90	75	41
3	71	4.5	41	5.3	93	76	40
Mean	72	4.3	41	5.1	95	75	43

Balkarnas last-deformationssamband redovisas i figur 5.7



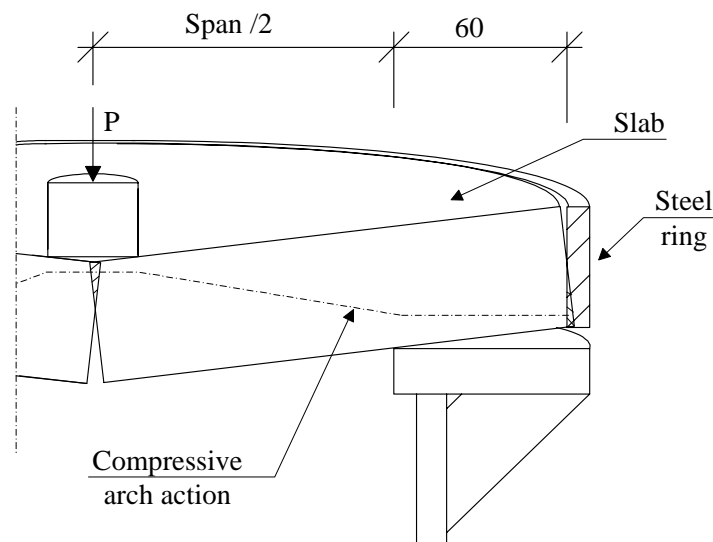
Figur 5.7 Last-deformationssamband för balkar med ett fiberinnehåll på 60 kg/m^3
Load deflection curves of beams with fibre content of 60 kg/m^3

5.3.3 Plattor

Tre olika typer av brott kunde särskiljas i proven. Alla plattor som provades utan en omslutande stålring och som därmed kunde rotera fritt utmed upplaget erhöll ett segt böjbrott utan några tecken på stansning. Dessa plattor uppvisade en mycket stor deformationskapacitet. Utseendet på lastdeformationskurvorna påminde till viss del om balkproven, se avsnitt 5.3.2.

Likadana plattor provade med ett horisontellt mothåll i form av en omslutande stålring uppvisade en betydligt högre bärförmåga och ett ändrat brottbeteende som kan indelas i två typer. Om stålringen plasticerades under provets gång erhölls ett brott vilket kan definieras som böjstansning. Ett segt böjbetende uppstod vid maxlast vilket följdes av stansning. Detta stansbrott hade dock ingen inverkan på den maximala bärförmågan för plattan. Den andra brotttypen kan karakteriseras som ren stansning. De erhållna stansbroten kan beskrivas som mycket spröda med följden att bärförmågan sänktes avsevärt. Detta gällde både fallet med böjstansning och det rena stansbrottet. Det rena stansbrottet inträffade redan vid en mycket liten rotation av plattan vilket betyder att deformation vid brott var liten.

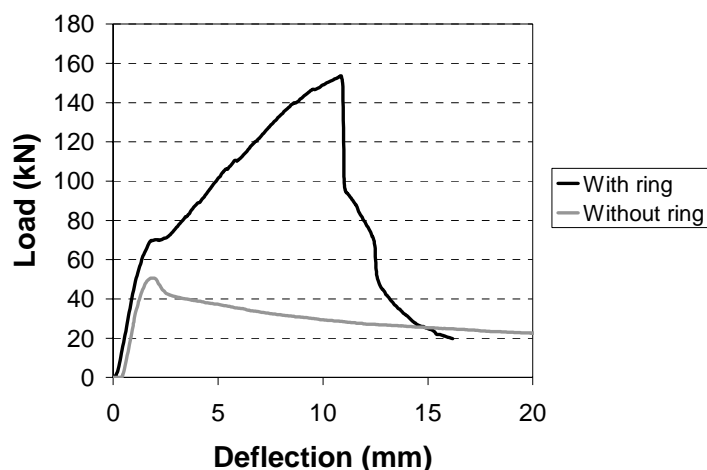
Den ökade bärförmåga som plattor med en omslutande stålring uppvisade kan tillskrivas effekten av kupolverkan. Kupolverkan erhölls p.g.a. att ringen motverkade plattans rotation utmed upplaget och således utvecklades en tryckbåge i plattorna vilket illustreras i figur 5.8. Denna ring ska som tidigare påpekats simulera det mothåll omkringliggande betong torde utgöra på en lokal brottzon.



Figur 5.8 Kupolverkan i plattor med omslutande stålring
Compressive arch action in slabs with a surrounding steel ring

Resultatet visar att kupolverkan har stor inverkan på både brotttyp och bärförmåga. Den omvandlade ett segt böjbrott vid låga laster till ett stansbrott vid betydligt högre laster för i övrigt identiska plattor. Figur 5.9 visar bärförmågan för två likadana plattor

provade med och utan omslutande stålring. Spännvidden på plattorna är 940 mm och tjockleken 80 mm.



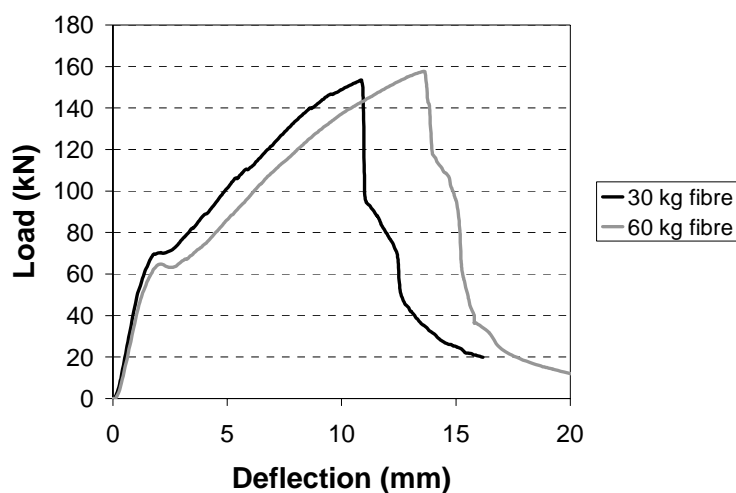
Figur 5.9 Last-deformationssamband för likadana plattor provade med och utan omslutande stålring (spännvidd: 940 mm, tjocklek: 80 mm, fibermängd: 30 kg/m³)

Load-deflection curves of similar slabs tested with and without a surrounding steel ring (span: 940 mm, depth: 80 mm, fibre amount 30 kg/m³)

Varje plattyp uppvisade ett liknande lastdeformationssamband fram till att böjsprickor uppstod. Efter uppsprickning påvisade plattor utan omslutande stålring en gradvis sjunkande bärförmåga medan lasten på plattor med en omslutande stålring kunde ökas upp till att stålringen plasticerades eller stansning inträffade.

En ökad tjocklek på plattan samt ökad diameter på lastytan inverkade positivt på bärförmågan medan en större spännvidd resulterade i en negativ inverkan på kapaciteten.

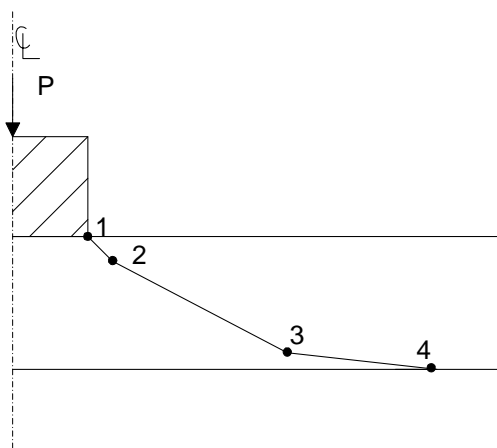
Ett ökat fiberinnehåll (från 30 kg/m³ till 60 kg/m³) påverkade inte bärförmågan eller segheten för plattorna nämnvärt om de provades med en omslutande stålring vilket framgår av figur 5.10 (spännvidd: 940 mm, tjocklek: 80 mm).



Figur 5.10 Last-deformationssamband för likadana plattor provade med olika fiberinnehåll (spännvidd: 940 mm, tjocklek: 80 mm, med omslutande stålring)
Load-deflection curves of similar slabs tested with different fibre amounts (span: 940 mm, depth: 80 mm, with a surrounding steel ring)

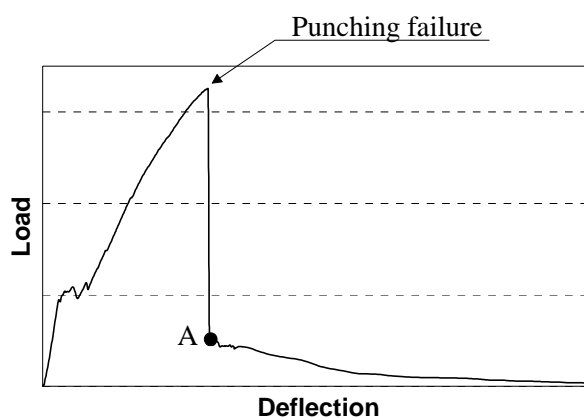
Ca 50 % av fibrerna utöver en stansad brottyta var avdragna, vilket indikerar att de ej verkat som de är konstruerade för, d.v.s. att dras ur betongen.

En typsektion av en stansad kon visas i figur 5.11. Som framgår av figuren varierar vinkel på skjuvsprickan över tjockleken på plattan. I en smal zon mellan punkt 1 och 2 är vinkeln mot horisontalplanet vanligtvis större än mellan punkt 2 och 3. Mellan punkt 3 och 4 minskar lutningen betydligt.



Figur 5.11 Typsektion av ett genomstansningsbrott erhållet i försöken
Typical cross section of a punching failure that was obtained in the tests

Det antogs i den första provserien (fiberinnehåll, 30 kg/m^3) att hela tvärsnittet inte var verksamt vid stansning p.g.a. att den höga lägesenergi som snabbt frigörs vid brottet, torde separera hela stanskonen från plattan omedelbart om så vore fallet. Brottytan mellan punkt 3 och 4 aktiverades därför förmodligen först vid punkt A enligt figur 5.12 som visar ett typiskt utseende på ett lastdeformationssamband för ett stansbrott erhållet i försöken. Den kvarvarande bärförmågan antas bero på fläkning av plattan utefter ytan mellan punkt 3 och 4 vilket kan betraktas som böjning och därmed det sega beteendet. Detta innebär att stansbrottet torde initieras inne i tvärsnittet i stället för i plattans undersida (sidan med dragspänningar) som gäller för traditionell stansning. För att kunna studera detta i den andra provserien (fiberinnehåll 60 kg/m^3), sågades ett håll i provriggen och en spegel placerades inuti den cirkulära lådan, se provutförande figur 5.2, så att plattans undersida exponerades. Spegelns avbild fotograferades under provets gång enligt ett förbestämt tidsschema. Tidsschemat användes för att koppla respektive fotografi med aktuell belastning. Fotografierna studerades sedan noga och det framgick med tydlighet att inga skjuvsprickor uppstod på plattans undersida före själva stansbrottet.

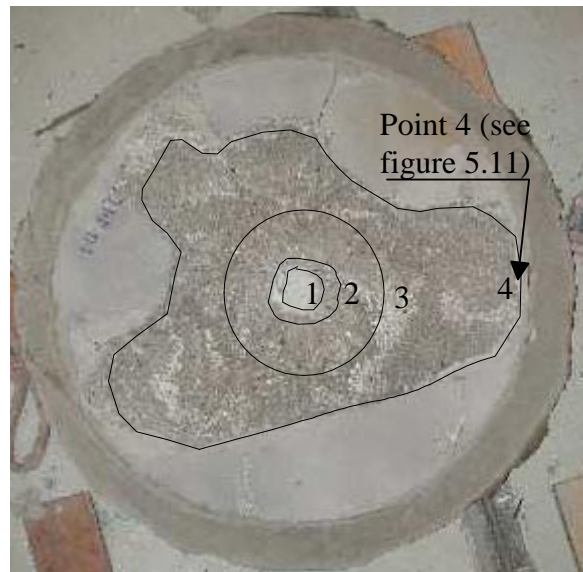


Figur 5.12 Typisk form på last-deformationskurva för plattor som erhöill ett stansbrott
Typical shape of a load-deflection curve for slabs that received a punching failure

Figur 5.13 visar ovan respektive undersida av en platta som erhöillit ett stansbrott. Brottet inträffade mycket plötsligt och utan någon förvarning. På ovasidan av plattan vilket motsvarar den sida som vetter mot tunneln kunde inga sprickor iaktas innan brott inträffade. På undersidan av plattan däremot (sida som vetter mot berget) erhöills ett flertal radiella böjsprickor och en stor utstansad kon av betong.



Ovansida platta (sida som vetter in mot tunneln)



Figur 5.13 Ovan och undersida platta efter ett stansbrott
Upper and lower side of a slab after a punching failure

Det ska noteras att ett begynnande stansbrott i en verklig förstärkning (i motsats till provplattorna) förmodligen skulle visa sig i form av synliga böjsprickor runt en bergförankring. Dessa sprickor kan vara mycket fina i ett brottstadium, p.g.a. att stansning riskerar inträffa redan vid små rotationer av tvärsnittet.

5.4 Jämförelse mellan observerad genomstansningskapacitet och beräknad

I detta avsnitt redovisas en jämförelse mellan observerad genomstansningskapacitet från laboratorieförsöken och beräknad bärförmåga enligt ett antal modeller för stansning vilka finns beskrivna i [25]. Endast de platttyper som erhöll vad som kan karakteriseras som ett rent stansbrott studerades (platttyp 1, 3 och 6). Angående dimensioner på plattorna och belastningsytans diameter mm, se avsnitt 5.2.4. Tabellerna nedan visar resultatet för respektive platttyp och fiberinnehåll. P_u^{obs} är den ur försöken observerade brottlasten och består av ett medelvärde utav två stycken försök. P_{calc} är den motsvarande beräknade bärförmågan. Tabell 5.7 visar resultatet för platttyp 1.

Tabell 5.7 Jämförelse mellan beräknad och verklig bärförmåga för platttyp 1
Comparison between calculated load bearing capacities and test results for slab type 1

Slab type 1				
Fibre amount [kg/m ³]	P_u^{obs} [kN]	Calculation model	P_{calc} [kN]	$\frac{P_u^{obs}}{P_{calc}}$
30	69	BBk 94	51	1.35
		Eurocode 2	40	1.73
		Harajli, Maalouf, Khatib	48	1.44
		Theodorakopoulos, Swamy	65	1.06
		Shaaban, Gesund	76	0.91
		Narayanan, Darwish	60	1.15
		Elfgren	56	1.23
		Jiang, Shen	74	0.93
60	74	BBk 94	40	1.85
		Eurocode 2	37	2.00
		Harajli, Maalouf, Khatib	51	1.45
		Theodorakopoulos, Swamy	65	1.14
		Shaaban, Gesund	75	0.99
		Narayanan, Darwish	61	1.21
		Elfgren	52	1.42
		Jiang, Shen	64	1.16

Modellen föreslagen av Harajli, Maalouf och Khatib [13], baseras på Eurocode 2. Stanskapaciteten för ett fiberarmerat tvärsnitt kan enligt författarna bestämmas genom att addera kapaciteten av den ursprungliga normen med bidraget från det föreslagna uttrycket vilket inkluderar effekten av fibrerna.

Metoden föreslagen av Shaaban och Gesund [27] uppvisade bäst överensstämmelse mot försöksdata för platttyp 1. Den största avvikelsen hade Eurocode 2 [11].

Resultatet för platttyp 3 visas i tabell 5.8.

Tabell 5.8 Jämförelse mellan beräknad och verklig bärförmåga för platttyp 3
Comparison between calculated load bearing capacities and test results for slab type 3

Slab type 3				
Fibre amount [kg/m ³]	P _u ^{obs} [kN]	Calculation model	P _{calc} [kN]	$\frac{P_u^{obs}}{P_{calc}}$
30	200	BBk 94	133	1.50
		Eurocode 2	123	1.63
		Harajli, Maalouf, Khatib	147	1.36
		Theodorakopoulos, Swamy	167	1.20
		Shaaban, Gesund	200	1.00
		Narayanan, Darwish	188	1.06
		Elfgren	104	1.92
		Jiang, Shen	193	1.04
60	191	BBk 94	104	1.84
		Eurocode 2	113	1.69
		Harajli, Maalouf, Khatib	157	1.22
		Theodorakopoulos, Swamy	166	1.15
		Shaaban, Gesund	196	0.97
		Narayanan, Darwish	191	1.00
		Elfgren	97	1.97
		Jiang, Shen	169	1.13

Även för denna platttyp uppvisade modellen enligt Shaaban och Gesund bäst överensstämmelse med försöksdata. Metoden enligt Narayanan and Darwish [22] visade också på god överensstämmelse. Störst avvikelse erhöles med modellen enligt Elfgren [10].

I tabell 5.9 kan resultatet för platttyp 6 ses

Tabell 5.9 Jämförelse mellan beräknad och verklig bärförmåga för platttyp 6
Comparison between calculated load bearing capacities and test results for slab type 6

Slab type 6				
Fibre amount [kg/m ³]	P _u ^{obs} [kN]	Calculation model	P _{calc} [kN]	$\frac{P_u^{obs}}{P_{calc}}$
30	158	BBk 94	133	1.19
		Eurocode 2	123	1.28
		Harajli, Maalouf, Khatib	147	1.07
		Theodorakopoulos, Swamy	167	0.95
		Shaaban, Gesund	200	0.79
		Narayanan, Darwish	188	0.84
		Elfgren	104	1.52
		Jiang, Shen	193	0.82
60	158	BBk 94	104	1.52
		Eurocode 2	113	1.40
		Harajli, Maalouf, Khatib	157	1.01
		Theodorakopoulos, Swamy	166	0.95
		Shaaban, Gesund	196	0.81
		Narayanan, Darwish	191	0.83
		Elfgren	97	1.63
		Jiang, Shen	169	0.93

För denna platttyp, vilken är av en större spännvidd var modellen framtagen av Harajli, Maalouf and Khatib [13] närmast provresultatet.

Sammantaget uppvisade metoden enligt av Shaaban and Gesund på bäst överensstämmelse med försöksdata medan modellerna enligt Eurocode 2 och Elfgren hade störst avvikelse.

5.5 Slutsatser

Resultatet av plattproverna kan indelas i tre olika brottyper. Alla plattor som provades utan en omslutande stålring erhöll ett segt böjbrott utan tecken på stansning. Plattproven som utfördes med en omslutande stålring uppvisade en betydligt högre bärförmåga (ca 200 %) och ett ändrat brottbeteende som vidare kan indelas i två olika kategorier. Om den omslutande stålringen plastiserades under provet erhöles ett brott vilket kan benämnas som böjstansning. Innebörden av detta är att ett segt brottbeteende uppstår p.g.a. att stålringen uppnår sträckgränsen följt av ett stansbrott som resultat av plattans ökade rotation. Detta stansbrott påverkar således inte plattans maximala bärförmåga. Den tredje brottyper kan kategoriseras som ren stansning och inträffade som regel på plattor med den kortare spännvidden.

En ökning av fiberinnehållet från 30 kg/m³ till 60 kg/m³ påverkade inte bärförmågan eller segheten nämnvärt om plattorna provades med en omslutande stålring.

De observerade brottmönstren visade att det inte fanns några synliga skjuvsprickor på plattans undersida (dragna sidan) före brott, i motsats till vad som gäller för traditionell stansning av stångarmerade plattor.

För tillfället finns ingen generellt accepterad dimensioneringsmodell för genomstansningskapaciteten hos en fiberarmerad platta. I litteraturen redovisas dock ett antal utkast till beräkningsmodeller vilka inkluderar effekten av fibrerna på betongens genomstansningskapacitet. Dessa är nästan uteslutande empiriska och bygger på försök utförda på stångarmerade plattor där fibrer tillsätts som skjuvarmering. Studerad beräkningsmodell enligt Shaaban och Gesund [27] uppvisade god överensstämmelse med försöksdata medan normerna BBK 94 [4] and Eurocode 2 [11] redovisade en stor avvikelse på säkra sidan.

6. NUMERISK STUDIE AV STANSBROTTET

6.1 Inledning

Jämförelsen mellan existerande beräkningsmodeller och provdata i kombination med observationer gjorda i försöken antyder att dessa metoder inte är giltiga för en bergförankrad fiberarmerad sprutbetong. Modellerna bygger som regel på försök utförda på relativt slanka traditionellt armerade betongplattor. Laboratorieförsöken indikerar att genomstansningsbrottet i en fiberarmerad platta ter sig annorlunda. Plattyp 1,3 och 6 analyserades därför med numeriska beräkningar för att undersöka om det var möjligt att återge verkningssättet och studera hur stansbrott initieras i tvärsnittet. Analyserna utfördes med finita element programmet ATENA, [3]. För en utförligare redovisning av undersökningen hänvisas till [25].

6.2 Finita element modell

Plattorna analyserades fritt upplagda och med en omslutande stålring på samma sätt som i de fysiska försöken. Lasten applicerades centriskt med en stålcylinder. P.g.a. symmetrin definierades plattan med hjälp av en axisymmetrisk modell i 2D. Kvadratiska element med fyra noder och lika många integrationspunkter användes. Ett relativt fint nät nyttjades för att möjliggöra simulering av uppkomna skjuvsprickor i tvärsnittet. Lasten fördes på deformationsstyrt med 0.1 mm per laststeg för plattyp 3 och 0.2 mm för plattyp 1 och 6 vilka är slankare och därmed har större deformationskapacitet. Kontakten mellan stålringen och betongplattan samt mellan cylindern och plattan definierades med hjälp av ett s.k. ”interface”, se figur 6.1. Ett ”interface” i ATENA beskriver den fysiska kontakten mellan två material och är baserat på ett styvhetskoncept, vilket är kompatibelt med den underliggande finita element ansatsen.

Indata för betongen visas i tabell 6.1. Värderna är beräknade av programmet och grundar sig på (CEB-FIP Model Code 90, [8]), baserat på en given tryckhållfasthet för betongen. Dessa värden är i stort sett identiska med uppmätta data för betongen, se laboratorieförsök avsnitt 5.3.2.

Tabell 6.1 Materialdata för betongen
Material data of the concrete

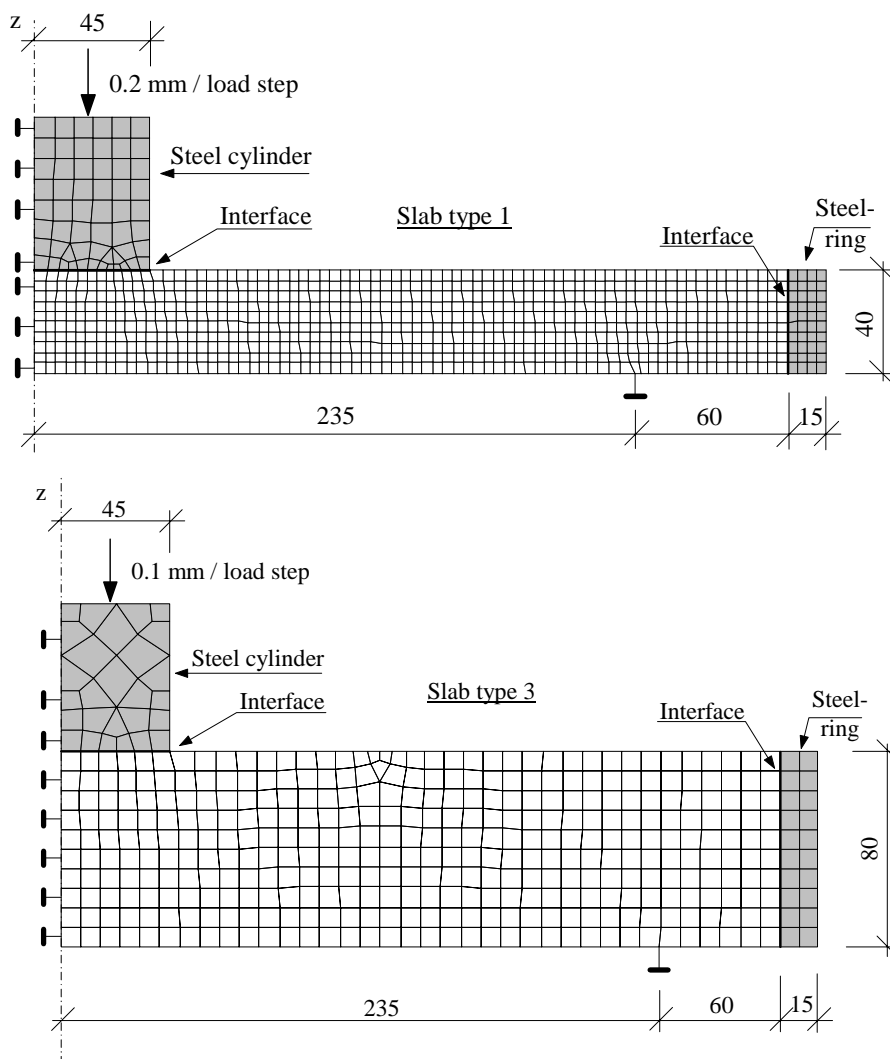
Property	Designation	Value	Unit
Compressive strength	f_c	70	MPa
Elastic modulus	E	41	GPa
Tensile strength	f_t	4.1	MPa
Fracture energy	G_f	102	N/m
Poisson's ratio	ν	0.2	

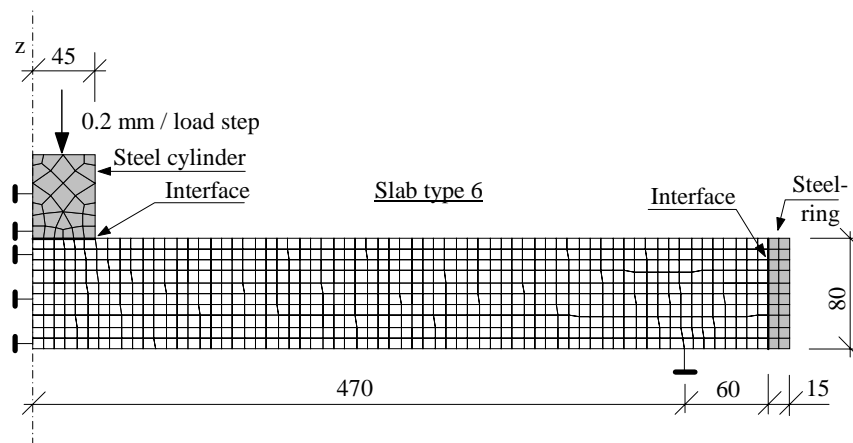
Stålets materialegenskaper visas i tabell 6.2.

Tabell 6.2 Materialdata stål
Material data of the steel

Property	Designation	Value	Unit
Elastic modulus	E	210	GPa
Yield strength	σ_y	355	MPa
Hardening		0	MPa
Poisson's ratio	ν	0.3	

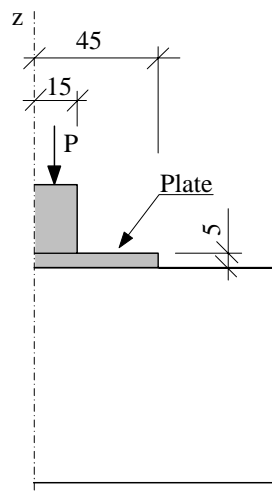
Finita elementindelningen och randvillkoren för plattorna visas i form av axisymmetriska sektioner av plattorna i figur 6.1. Det ska noteras att plattorna inte är ritade i korrekt skala.





Figur 6.1 Finita element nät och upplagsvillkor för plattorna
Finite element meshes and boundary conditions of the slabs

Plattorna belastades även med en tunnare bricka för att studera hur dess styvhet påverkar bärförmågan i stansning, se figur 6.2.

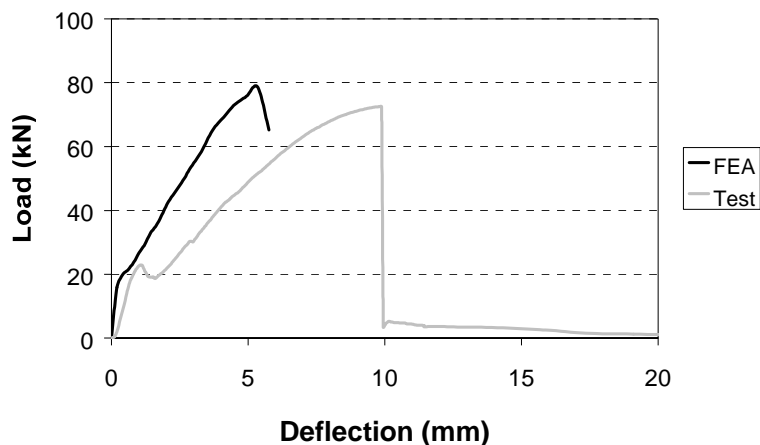


Figur 6.2 Platta belastad med en tunnare bricka
Slab loaded with a thin plate

6.3 Resultat

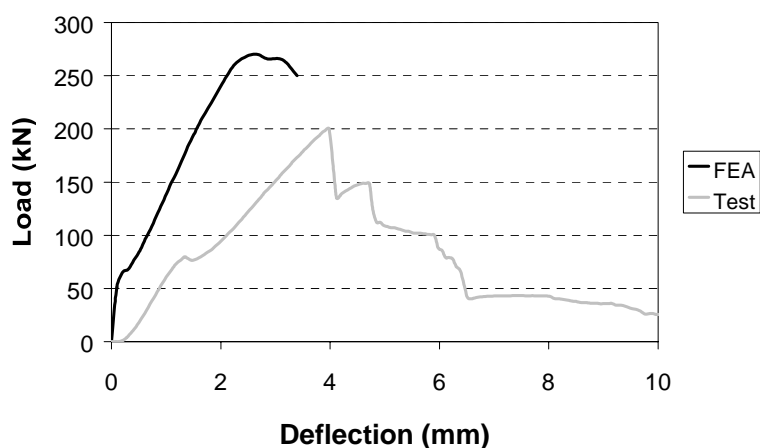
6.3.1 Plattor belastade med en styv cylinder

I detta avsnitt redovisas en jämförelse mellan beräknad last-deformationsrespons enligt finit element analys, (*FEA* i diagrammen nedan) och resultat erhållet ur de fysiska proven, (se *Test* i diagrammen nedan). Figur 6.3 visar resultatet för platttyp 1. Lasten ökade linjärt upp till ca 20 kN varefter en icke-linjär fas tar vid. Finita element modellen uppvisade ett styvare beteende men maxlasten var i stort sett densamma.



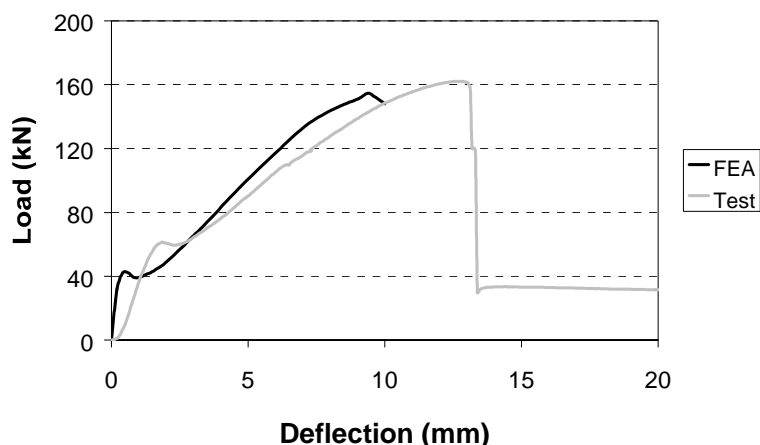
Figur 6.3 Jämförelse av last-deformationssamband för plattyp 1
Comparison of load-deflection curves for slab type 1

Resultatet för plattyp 3 visas i figur 6.4. Den beräknade kurvan uppvisar ett klart överstyvt beteende och brottlasten är ca 30 % högre jämfört med det fysiska provet.



Figur 6.4 Jämförelse av last-deformationssamband för plattyp 3
Comparison of load-deflection curves for slab type 3

Plattyp 6 visas i figur 6.5. Kurvorna ger en god överensstämmelse både med avseende på styvhet och maxlast.



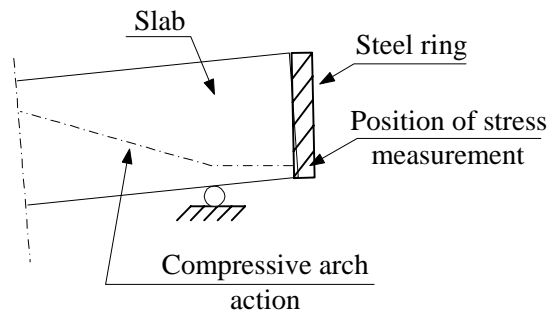
Figur 6.5 Jämförelse av last-deformationssamband för plattyp 6
Comparison of load-deflection curves for slab type 6

I tabell 6.3 redovisas maxlasten enligt finita element analyserna, P_u^{FEA} och de motsvarande provresultaten från laboratorieförsöken P_u^{obs} . Den maximala tangentiella spänningen i den omslutande stålringens nederkant (se figur 6.6) presenteras även för de båda fallen.

Tabell 6.3 Maxlaster och spänningar i omslutande stålring vid brott
Ultimate loads and stresses in the surrounding steel ring at failure

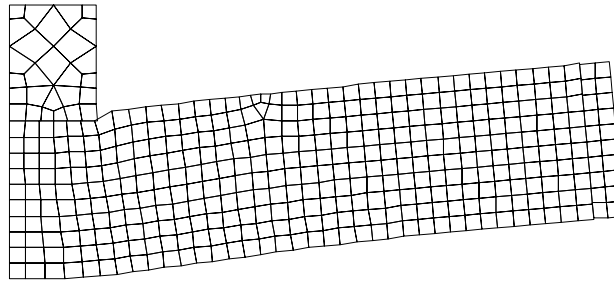
Slab type	P_u^{FEA} [kN]	σ_u^{FEA} [MPa]	P_u^{obs} [kN]	σ_u^{obs} [MPa]	$\frac{P_u^{obs}}{P_u^{FEA}}$
1	79	355	73	355	0.92
3	270	350	200	160	0.74
6	155	355	162	355	1.05

Det ska noteras att stålringen plasticerades i samband med att maxlasten uppnåddes för plattyperna 1 och 6 (sträckgräns 355 MPa). Detta gäller både den numeriska analysen och det fysiska provet. Det är därför osäkert om dessa brott ska karakteriseras som ren stansning p.g.a. det faktum att maxlasten för plattorna begränsades av stålringens hållfasthet. Den omslutande stålringen för plattyp 3 uppnådde ej sträckgränsen vid maxlast vilket betyder att bärförmågan med största sannolikhet begränsades av plattans genomstansningskapacitet.



Figur 6.6 Läge för mätning av spänning i den omslutande stålringen
Position of the measured stress in the surrounding steel ring

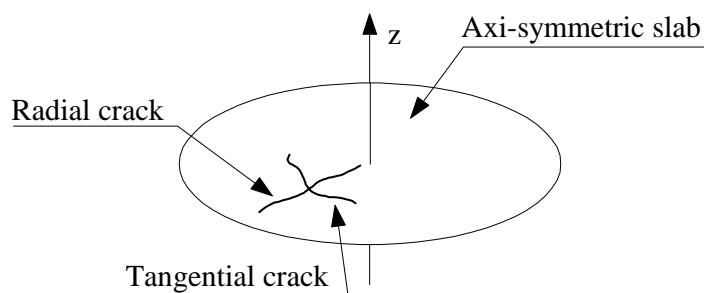
Figur 6.7 visar det deformerade finita elementnätet för platttyp 3 med en förstoringfaktor på 10. Som framgår av figuren deformerar plattan som en stel kropp vilket är i överensstämmelse med observationer gjorda i laborieförsöken. En lokal intryckning i plattan uppstår även i närheten av den belastade ytan.



Figur 6.7 Deformerat nät för platttyp 3, förstoringfaktor 10
Deformed mesh of slab 3, magnification factor 10

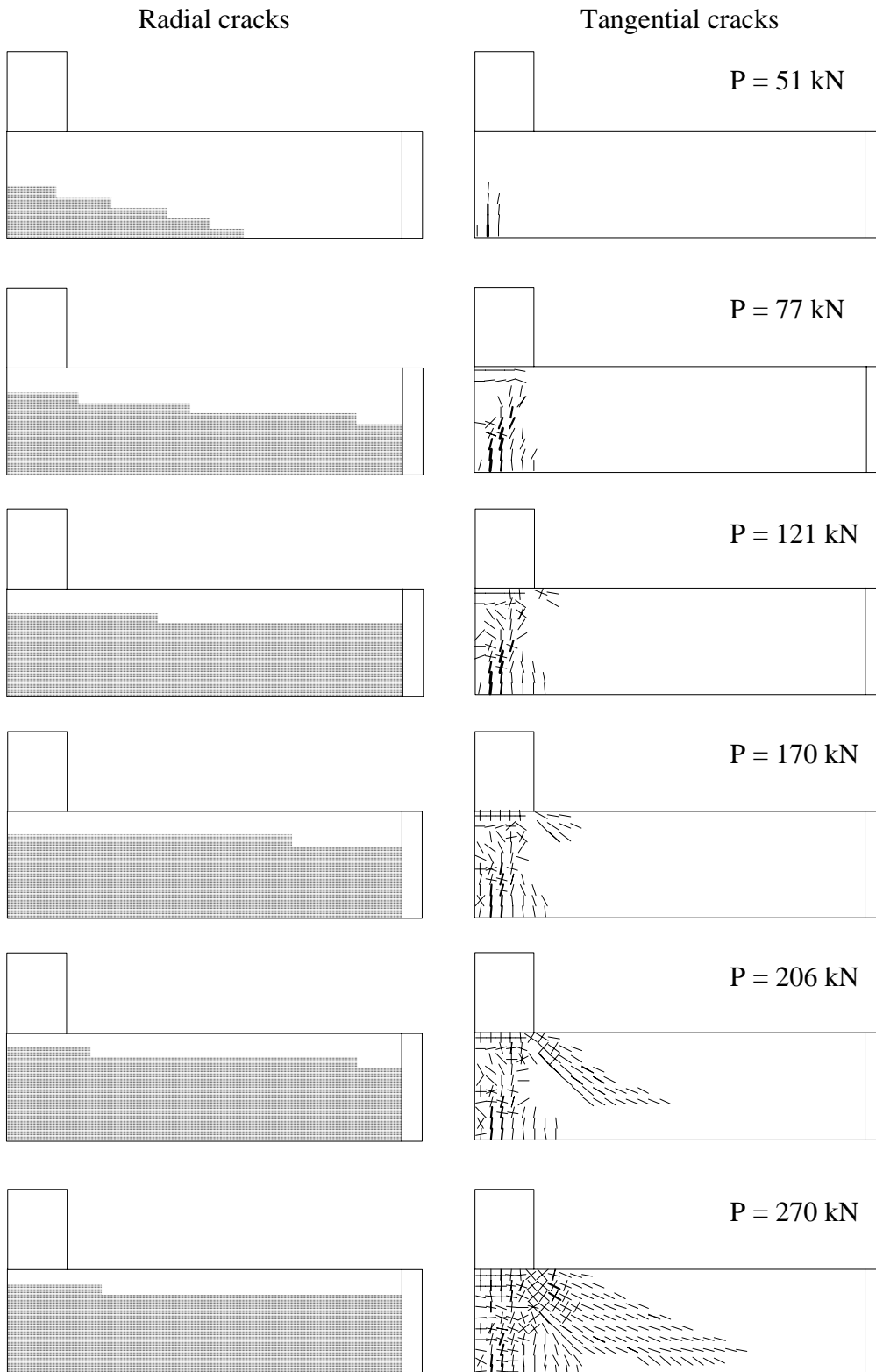
I genomsnitt uppvisade den numeriska analysen en högre styvhet och en något högre bärförmåga. Orsaken till detta kan bl.a. vara det faktum att en relativt dålig betongkvalitet erhöles utmed stålringen i laborieförsöken, vilket beror på svårigheten att i gränsskicket närmast ringen uppnå god betongkvalité vid sprutning, se även [25]. En annan orsak kan vara det faktum att betongens hållfasthetsegenskaper kan uppvisa en relativt stor variation. Detta innebär att betongens reella hållfasthet i plattorna kan ha avvikit från de uppmätta i kontrollproverna.

Fördelningen av radiella och tangentiella sprickor i plattorna studeras nedan. Vad som avses med respektive sprickkategori illustreras i figur 6.8



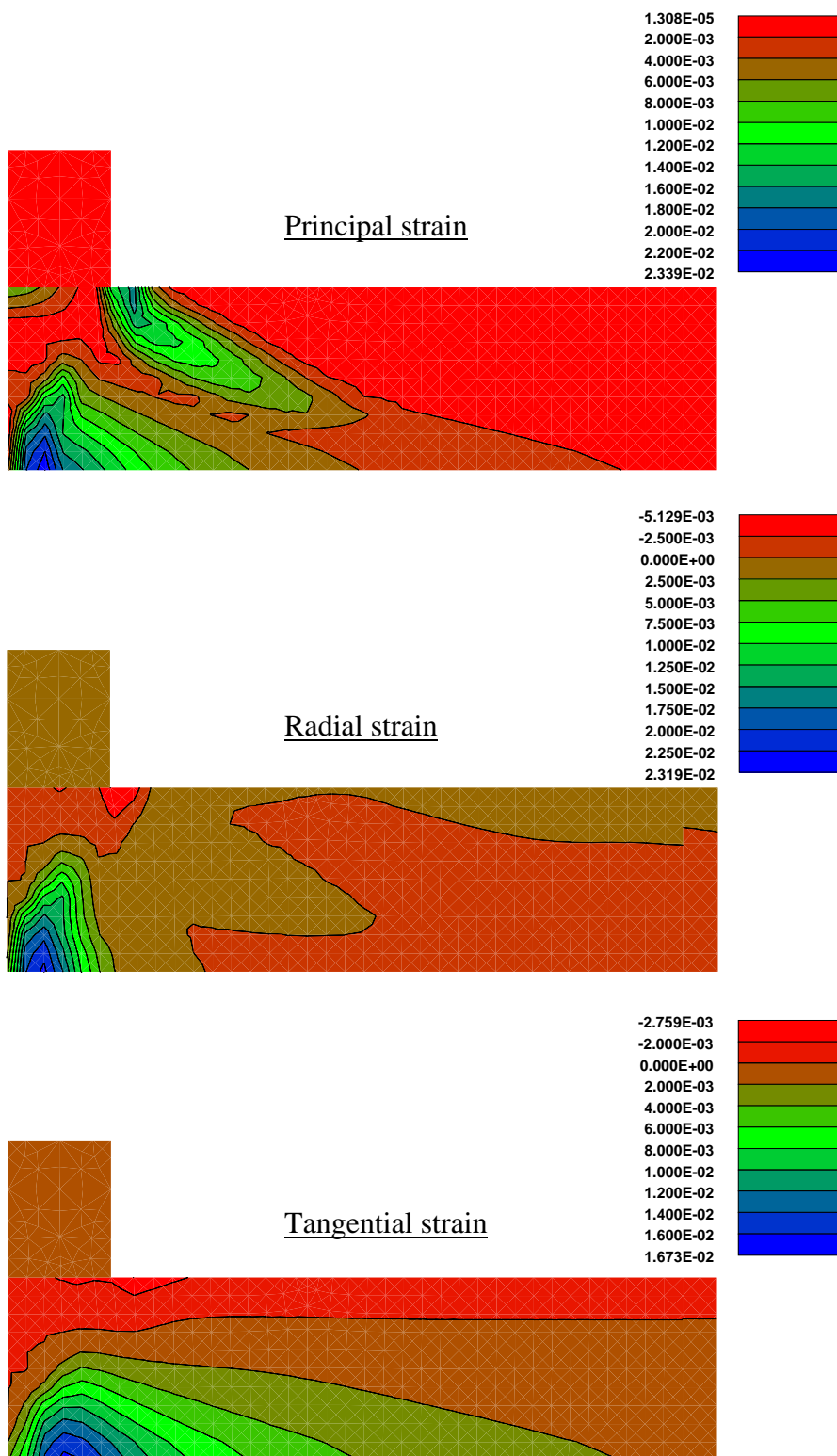
Figur 6.8 Sprickor i radiell och tangentiell riktning i en axisymmetrisk platta
Cracks in radial and tangential directions in an axi-symmetric slab

Figur 6.9 visar sprickutvecklingen i platttyp 3 för en ökande belastning. Delfigureerna till vänster visar utbredningen av den radiella uppsprickningen i tvärsnittet och den högra den tangentiella vilken är markerad med korta linjer. Sprickor börjar att utvecklas redan vid låga laster med utgångspunkt från plattans centrum. De första skjuvsprickorna kan iaktas vid en belastning på ca 120 kN med utgångspunkt inne i tvärsnittet i närheten av lastens förlängning. Dessa sprickor propagerar nedåt i plattan med en vinkel på ca 25 grader mot horisontalplanet. De slår ej igenom tvärsnittet vid maxlast vilket är i överensstämmelse med observationer gjorda i laborationsproven.



Figur 6.9 Sprickutveckling vid en ökad last för platttyp 3
Crack patterns at various load levels in slab type 3

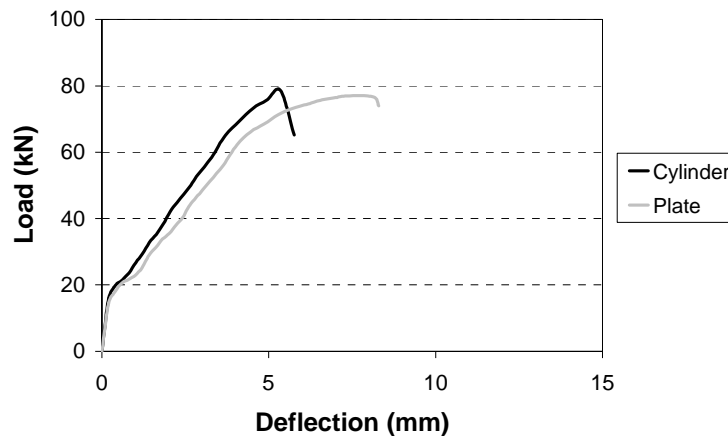
Töjningsfördelningen i platttyp 3 vid maxlast visas i figur 6.10. Riktningen på huvudtöjningarna erhålls genom att jämföra riktningen för skjvsprickorna vid maxlast enligt figur 6.9. Man kan tydligt urskilja uppkomsten av en möjlig utstansad kon (se huvuspänning nedan). Formen på denna påminner i hög grad om de stansbrott som erhöles i praktiken.



Figur 6.10 Huvud, radiella och tangentiella töjningar i plattyp 3 vid maxlast
Principal, radial and tangential strains in slab type 3 at maximum load

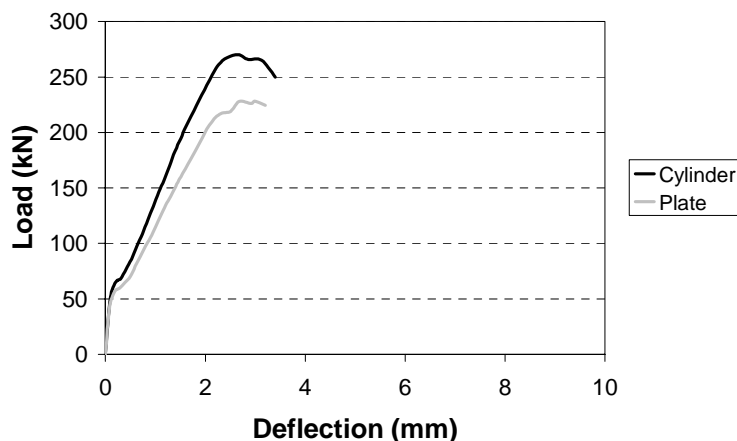
6.3.2 Plattor belastade med en slank bricka

Diagrammen nedan presenterar en jämförelse för platttyp 1, 3 och 6 med avseende på hur brickans styvhet inverkar på bärförmågan i stansning. Resultatet för platttyp 1, analyserad med en belastning i form av en styv cylinder (som i laborieförsöken) och med en slank cirkulär bricka (se dimensioner figur 6.2) av samma diameter som cylindern visas i figur 6.11. Resultatet antyder att styvheten på brickan endast ger en försumbar inverkan på bärförmågan. Detta beror förmodligen på det faktum att bärförmågan begränsades av momentkapaciteten p.g.a. att den omslutande stålringen plasticerades vid maxlast. Jämförelsen är därför mindre representativ för ett stansbrott.



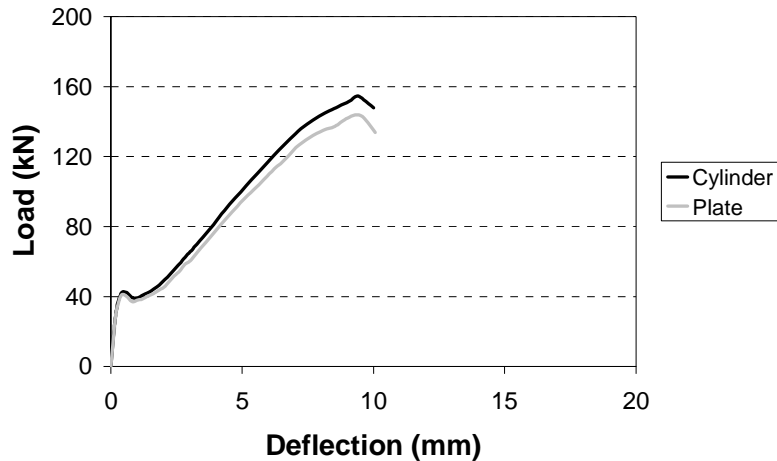
Figur 6.11 Platttyp 1 belastad med en styv cylinder och en slank bricka
Slab type 1 loaded with a stiff cylinder and a slender plate

Platttyp 3 erhöll ca 20 % högre bärförmåga om lasten fördes på med en styv cylinder. Brottlasten för denna platttyp bestämdes som tidigare påpekats sannolikt av genomstansningskapaciteten, vilket innebär att en vekare bricka med samma diameter som cylindern inverkar negativt på bärförmågan i stansning vilket också är att förvänta.



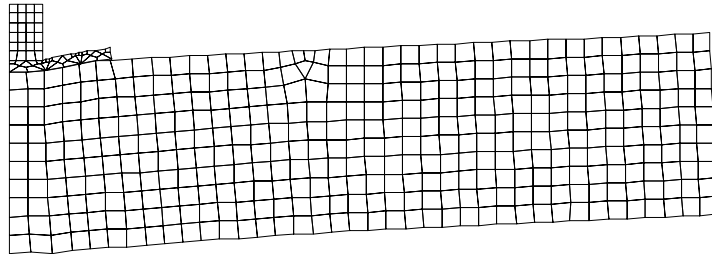
Figur 6.12 Platttyp 3 belastad med en styv cylinder och en slank bricka
Slab type 3 loaded with a stiff cylinder and a slender plate

Last-deformationssambanden för platttyp 6 visade på en mycket god överensstämmelse vilket framgår av figur 6.13. Detta kan förmodligen förklaras av det faktum att brottet även för denna platttyp bör betecknas som böjning snarare än stansning och detta beroende av att den omslutande stålringen plasticerades vid maxlast.



Figur 6.13 Platttyp 6 belastad med en styv cylinder och en vek bricka
Slab type 6 loaded with a stiff cylinder and a slender plate

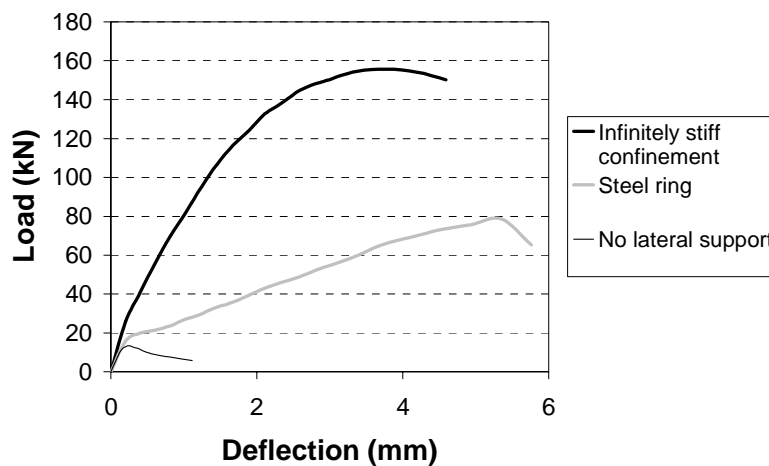
Det deformerade finita element nätet vid maxlast för platttyp 3 belastad med en slank cirkulär bricka visas i figur 6.14 med en förstöringsfaktor på 10. Som framgår av figuren är deformationen av brickan stor. Effekten av detta kan liknas vid att använda en styv cylinder med en mindre diameter.



Figur 6.14 Deformerat finita element nät för platttyp 3 belastad med en slank bricka, förstöringsfaktor 10
Deformed mesh of slab type 3 loaded with a slender steel plate, magnification factor 10

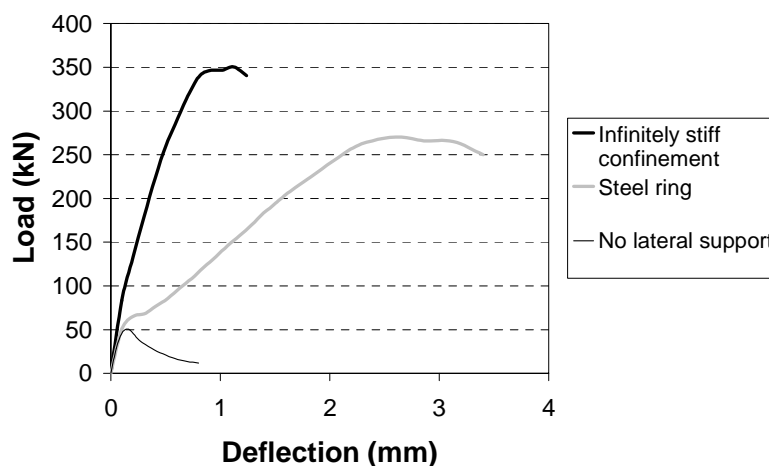
6.3.3 Plattor med olika grad av horisontellt mothåll

Plattyperna 1,3 och 6 studerades även för olika grad av horisontellt mothåll utmed upplaget. Den tjocka svarta linjen i diagrammen nedan symboliserar ett oändligt styvt mothåll, den grå linjen den i försöken använda stålringen och den tunna svarta linjen en analys utan mothåll. Figur 6.15 visar resultatet för plattyp 1. Skillnaden i verkningssätt är som framgår påtaglig. Ett oändligt styvt mothåll resulterade i en ca 100 % högre bärförmåga jämfört med fallet för stålringen och i nästan 1000 % jämfört med fallet utan mothåll.



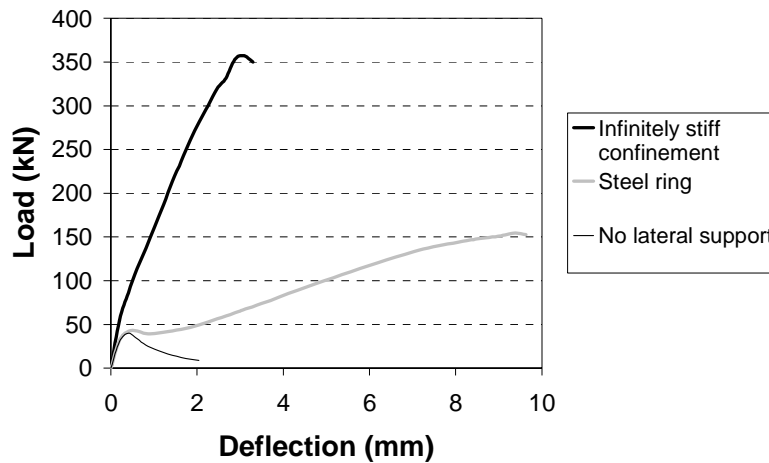
Figur 6.15 Plattyp 1 analyserad med olika grad av horisontellt mothåll
Slab type 1 analysed with different degrees of lateral confinement

Resultatet för plattyp 3 visas i figur 6.16. Skillnaden i bärförmåga var mindre för denna plattyp. Analysen baserad på en oändlig horisontell styvhet uppvisade ca 30 % högre bärförmåga jämfört med stålringen och ca 600 % jämfört fallet utan mothåll



Figur 6.16 Plattyp 3 analyserad med olika grad av horisontellt mothåll
Slab type 3 analysed with different degrees of lateral confinement

I figur 6.17 visas resultatet för platttyp 6. En oändligt hög horisontell styvhet utmed upplaget resulterade i ca 130 % högre bärförmåga jämfört med stålringen och ca 800 % i förhållande till fallet utan mothåll. Det är intressant att konstatera att analyserna baserade på en oändligt hög horisontell styvhet för plattorna 3 och 6 uppvisade i stort samma bärförmåga. Tjockleken på dessa plattor är densamma men spännvidden för platttyp 6 är dubbelt så stor.



Figur 6.17 Platttyp 6 analyserad med olika grad av horisontellt mothåll
Slab type 6 analysed with different degrees of lateral confinement

6.4 Slutsatser

De finita elementberäkningarna visade att det var möjligt att simulera verknings sättet för de fysiska försöken relativt väl. Styvheten i brickan med vilken plattan belastades påverkade resultatet endast i mindre omfattning. Detta gällde framförallt platttyp 1 och 6. Det ska noteras att brottet i dessa plattor bör karakteriseras som böjstansning, d.v.s. bärförmågan bestämdes av dess momentkapacitet och stansbrottet var av sekundär betydelse. För platttyp 3 resulterade en lägre styvhet i brickan i en lägre bärförmåga. Denna platttyp uppvisade med största sannolikhet ett rent stansbrott. Brottmeکانismen i stansning för en fiberarmerad platta utan armeringsstänger och vars momentkapacitet styrs av graden av kupolverkan har ej kunnat klarläggas till fullo i och med denna undersökning. Analyserna och laboratorieförsöken indikerar dock att stansbrottet i en fiberarmerad platta är närmast det omvända mot det traditionella stansbrottet. Resultatet visar att skjuvsprickor börjar att utvecklas inne i betongtvärsnittet i närheten av den belastade ytan och propagerar sedan i vinkel mot plattans dragna sida. Brottet antas kunna karakteriseras av att stora dragtöjningar utvecklas i en koncentrerad zon vinkelrät mot dessa sprickor. Om lasten fördes på med en tunnare bricka började skjuvsprickorna att växa till närmare plattans centrum. Graden av horisontellt mothåll förefaller ha en inverkan inte bara på momentkapaciteten utan också på genomstansningskapaciteten. Analyserna indikerade att plattans spännvidd var av mindre betydelse för stanskapaciteten.

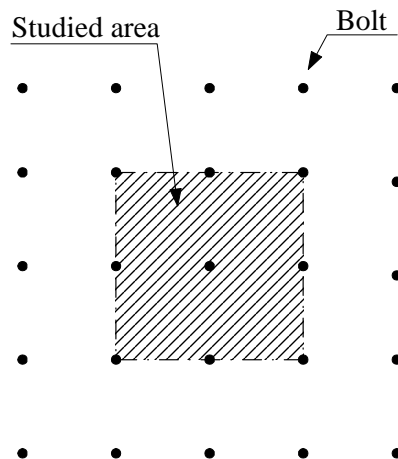
7. FÖRSTÄRKNINGENS OJÄMNA FORM

7.1 Inledning

När en tunnel tas ut genom sprängning, resulterar detta vanligen i att en mer eller mindre ojämn bergkontur erhålls, vilket kan påverka verkningssättet för den applicerade förstärkningen avsevärt. Dimensionering av en bergförankrad sprutbetong bygger i dag som regel på att konstruktionen mellan bultarna betraktas som plan, vilket förmodligen är en mycket grov förenkling.

Endast lite forskning har bedrivits beträffande den ojämna formens betydelse för bärförmågan. Finita element beräkningar utförda av Chang, [9] indikerar att en vågformad betongplatta har en högre bärförmåga jämfört med en motsvarande plan.

För att studera hur ojämnheten påverkar verkningssättet för sprutbetongen genomfördes numeriska beräkningar enligt finita elementmodell. En kvadratisk yta av en symmetriskt bergförankrad förstärkning studerades enligt figur 7.1. Analyserna utfördes med finita element programmet ABAQUS, [1]. Materialmodell, indatakoder mm redovisas i, [25].

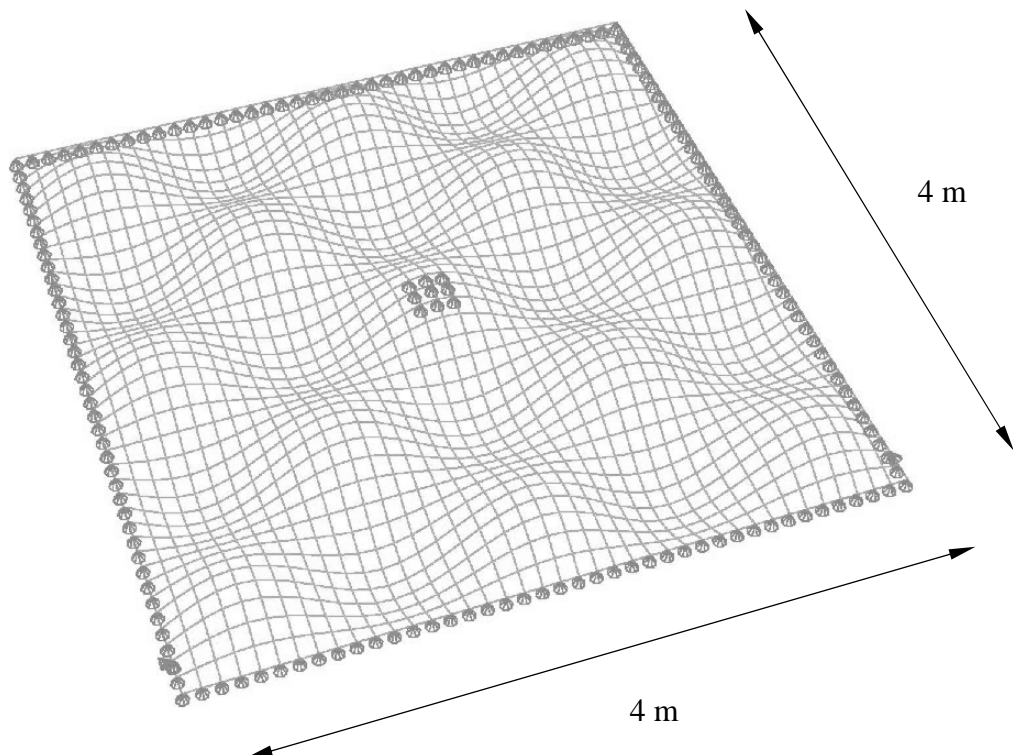


Figur 7.1 Studerad yta av förstärkningen
Studied area of the lining

En mindre undersökning genomfördes även för att studera verkningssättet mer globalt för konstruktionen under förutsättning att samtliga bultar placeras på sprutbetongens toppar eller i dess svackor, (se figur 7.7 angående läge). Studier bedrivna av Chang, [9] visar att topparna är de svaga punkterna i förstärkningen p.g.a. av att sprickor ofta uppstår där och att fläkning av betongen riskerar att inträffa vid dessa partier. Systematisk bultning kan innebära att bultar placeras i sprutbetongens svackor vilket kan resultera i att konstruktionens bärförmåga i praktiken blir lägre än förväntat.

7.2 Finita element modell och belastningsförfarande

Bärförmågan och styvheten för en $4 \cdot 4 \text{ m}^2$ ojämn betongplatta med en bult (noder låsta vinkelrät ”plattan”) placerad i mitten studerades enligt figur 7.2. Simuleringen av ojämnheten begränsades till en jämnt fördelad utbredning av sinusformade vågor med en period på 1.6 m. Ett tredimensionellt skalelement (40 stycken utefter varje sida) med fyra noder och nio integrationspunkter över tjockleken användes. Koordinaterna för noderna genererades i en mathcadfil, se [25] vilken transformerades till ett filformat som kan läsas av ABAQUS.



Figur 7.2 Finita elementnät och randvillkor (bult placerad i en svacka)
Finite element mesh and boundary condition (bolt located at depression)

I analysen för hur styvheten påverkas av ojämnheten modellerades betongen som ett linjärt elastisk material. En given punktlast applicerades i varje nod och nedböjningen för en vald nod studerades för olika amplituder på vågorna. Ojämnhetens inverkan på bärförmågan analyserades genom att använda en automatisk lastökningsprocedur given i ABAQUS. Betongens olinjära materialegenskaper inkluderades i beräkningen. Lasten fördes på i form av en punktlast i varje nod varför den kan betraktas som jämnt fördelad. Variationerna i studien visas i tabell 7.1. I styvhetsanalysen varierades endast ojämnheten (amplituden på vågorna) och tjockleken på plattan.

Tabell 7.1 Variationer
Variations

Variations	
Boundary condition	simply supported / fixed ends
Slab thickness	40, 80 mm
Location of bolt	peak /depression
Irregularity	0 - 400 mm

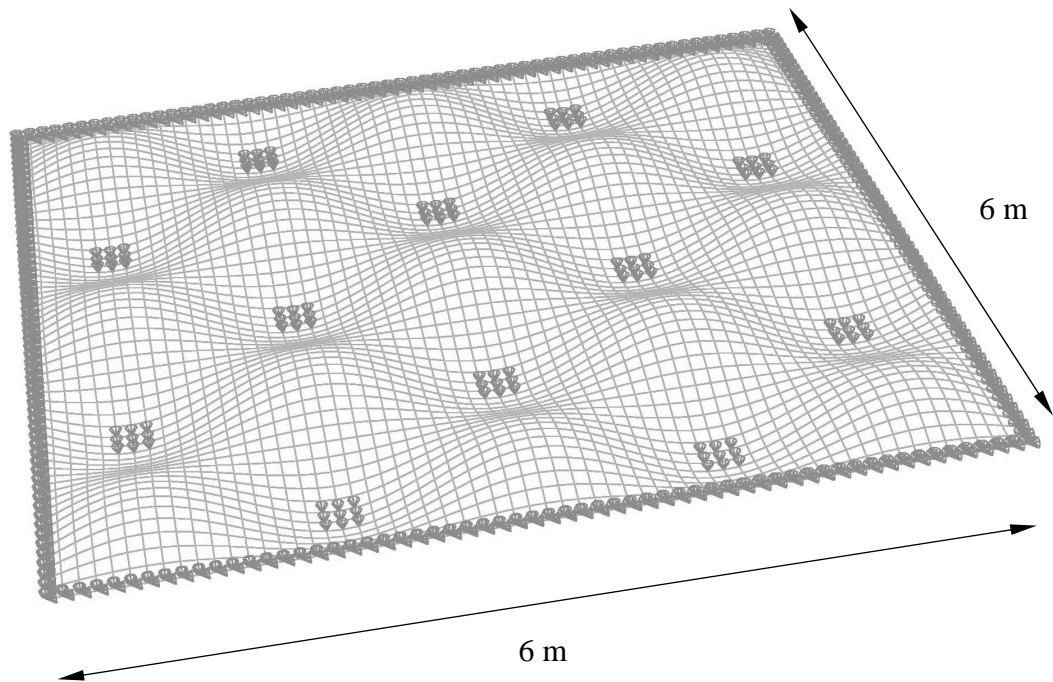
Ojämnheten definieras som den dubbla amplituden på vågorna. Fast inspänning utefter randen är förmodligen det mest korrekta upplagsvillkoret för plattan enligt figur 7.2 som ska beskriva ett parti av en ojämn sprutbetongförstärkning. För att isolera effekten av ojämnheten och exkludera en eventuell inverkan av kupolverkan analyserades plattan även såsom fritt upplagd.

Materialegenskaperna för betongen återges i tabell 7.2, vilka kan anses vara relativt representativa för den sprutbetong som vanligen används i våra bergtunnlar.

Tabell 7.2 Materialdata för betongen
Material data of the concrete

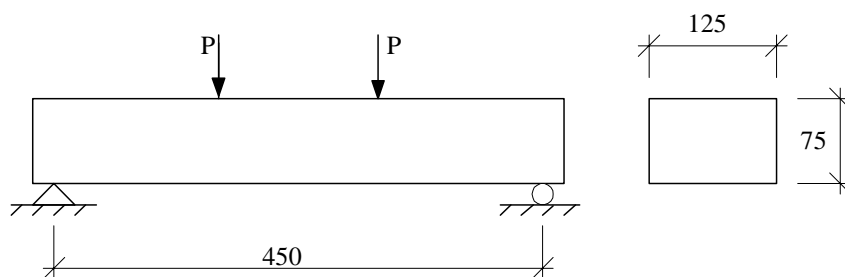
Property	Designation	Value	Unit
Compressive strength	f_c	50	MPa
Elastic modulus	E	34	GPa
Tensile strength	f_t	4.5	MPa
Poisson's ratio	ν	0.2	

Plattan som ska simulera ett parti av en ojämn sprutbetongförstärkning i vilken samtliga bultar placeras i topparna eller i svackorna visas i figur 7.3. Ränderna på plattan är fast inspända och spännvidden är 6 m. Plattfältet studerades för en ojämnhet på 0.4 m, våglängden 2.4 m och tjocklekarna 40 och 80 mm. Ett tredimensionellt skalelement användes (se ovan). Nedböjningen i mitten av plattan beräknades för en jämnt fördelad belastning.



Figur 7.3 Randvillkor och finita elementnät för balkar med bultar placerade genomgående i svackorna eller på topparna (bultar placerade på topparna visas i figuren)
Boundary condition and finite element mesh of the slab with bolts placed consistently at the depressions or at the peaks, (bolts placed at the peaks is shown in the figure)

För att kontrollera den betongmodul som programmerats i ABAQUS, och det valda skalelementet modellerades en statisk bestämd balk (i enlighet med ASTM C1018, [2]) vars respons är känd, se figur 7.4.



Figur 7.4 Fyrpunktsbelastad balk
Four points loaded beam

Den erhållna last-deformationskurvan visas i figur 7.5. Resultatet är relativt representativt för en fiberarmerad balk som belastas på detta sätt.

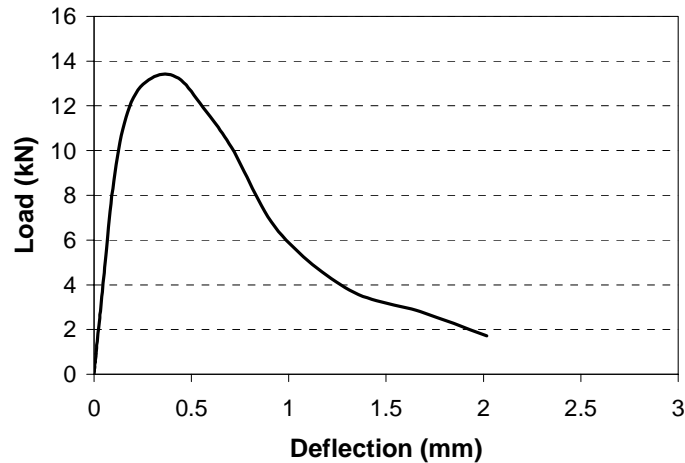


Figure 7.5 Last-deformationssamband för balken
Load-deflection curve of the beam

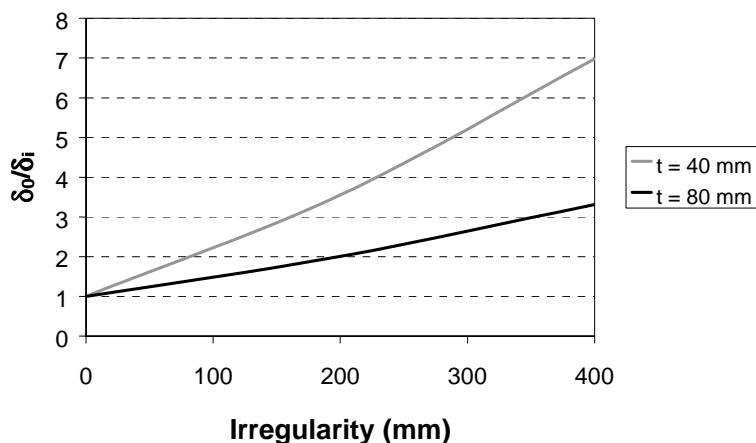
7.3 Resultat

7.3.1 Platta med en bult placerad på en topp respektive i en svacka

I följande avsnitt redovisas resultatet för plattan enligt figur 7.2 med avseende på hur styvheten och bärförmågan påverkas av ojämnheten. Vidare redovisas huvudspänningarna vid maxlast på plattans under respektive översida grafiskt.

7.3.1.1 Relativ styvhet

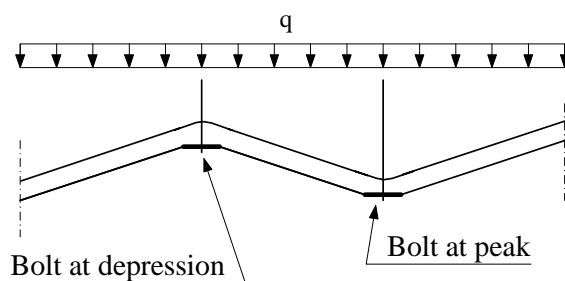
Den relativa styvheten definieras som kvoten mellan deformationen för en plan platta, δ_0 och deformationen för motsvarande ojämna platta, δ för en given last. I figur 7.6 redovisas den relativa styvheten som en funktion av ojämnheten för två olika tjocklekar på betongen, 40 och 80 mm. Som framgår av diagrammet erhåller den tunnare plattan en betydligt ökad styvhet med ökad ojämnhet. Beteendet är mindre påtagligt för den tjockare plattan. Detta kan förklaras av att tröghetsmomentet påverkas relativt sett mindre i detta fall.



Figur 7.6 Relativ styvhet för plattan som funktion av ojämnheten
Relative stiffness of the slab as a function of the irregularity

7.3.1.2 Relativ bärförmåga

Den relativa bärförmågan definieras som kvoten mellan den maximala belastningen på en ojämn platta q_i och för motsvarande plana platta q_0 . Resultatet av analyserna presenteras nedan för en bult placerad på en topp respektive i en svacka indelat i upplagsvillkor och plattjocklek. Figur 7.7 belyser benämningarna beträffande bultplacering.



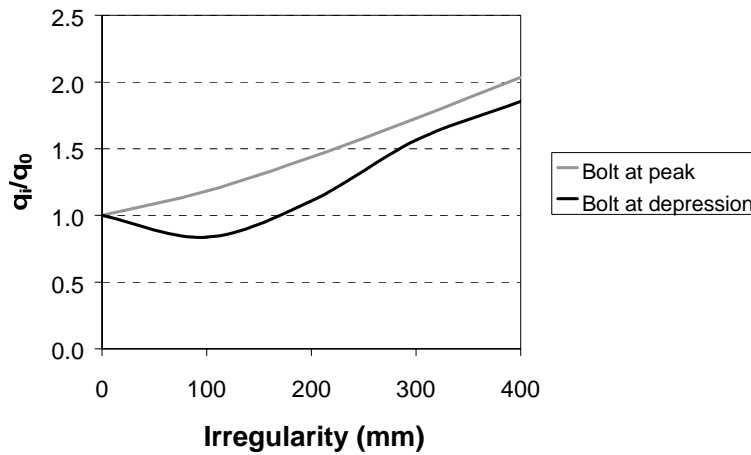
Figur 7.7 Placering av bult
Placement of the bolt

Som en referens redovisas den maximala bärförmågan för plana plattfält i tabell 7.3

Tabell 7.3 Maximal bärförmåga för plana plattor
Maximum load bearing capacity of the flat slabs

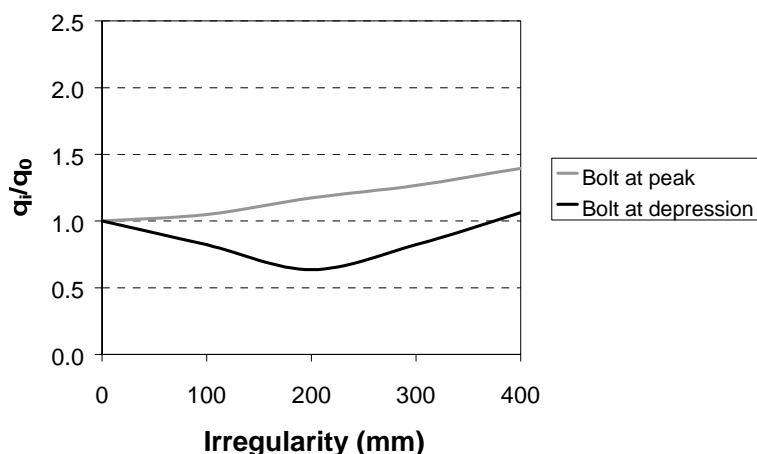
Boundary	Thickness [mm]	Peak load [kN/m ²]
Simply supported	40	5.2
Fixed ends	40	9.4
Simply supported	80	21.2
Fixed ends	80	44.2

I figur 7.8 visar resultatet för en fritt upplagd platta med en tjocklek på 40 mm. Bärförmågan ökade i stort sett linjärt med ojämnheten för fallet med bulten placerad på en topp. Om bulten placerades i en svacka var den positiva effekten mindre och bärförmågan minskade även för lägre värden på ojämnheten.



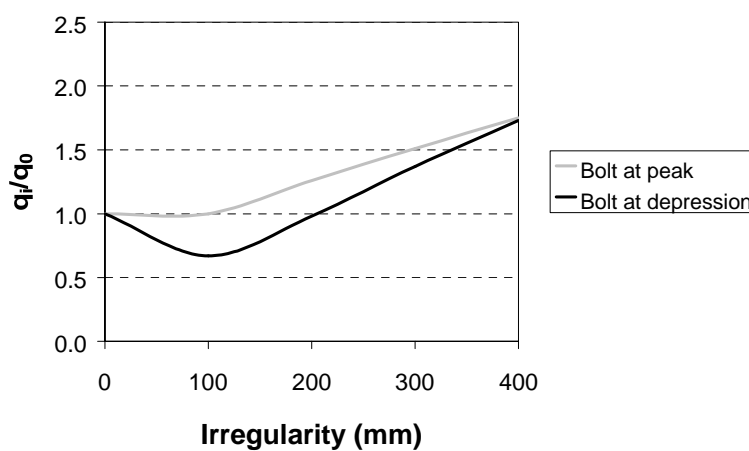
Figur 7.8 Relativ bärförmåga för fritt upplagd platta, tjocklek 40 mm
Relative load bearing capacity of a simply supported slab, thickness 40 mm

En fritt upplagd platta med en tjocklek på 80 mm visas i figur 7.9. Verknings sättet påminner om det ovan erhållna med den huvudsakliga skillnaden att den positiva effekten av ojämnheten är lägre för fallet med en bult placerad på en topp och att bärförmågan i stort sett genomgående påverkas negativt om bulten är placerad i en lågpunkt.



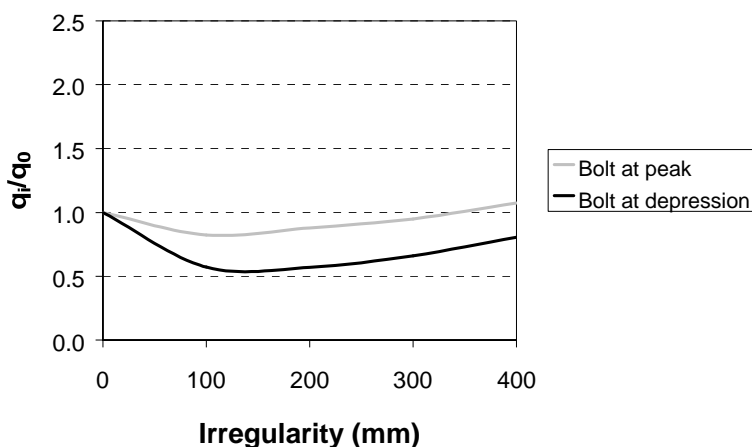
Figur 7.9 Relativ bärförmåga för fritt upplagd platta, tjocklek 80 mm
Relative load bearing capacity of a simply supported slab, thickness 80 mm

I figur 7.10 visar en 40 mm tjock platta med fast inspända ändar. För fallet med en bult placerad på en topp påverkades bärförmågan först vid en ojämnheter på 100 mm. Om bulten placerades i en svacka minskade bärförmågan för mindre ojämnheter för att sedan öka.



Figur 7.10 Relativ bärförmåga för fast inspänd platta, tjocklek 40 mm
Relative load bearing capacity of a slab with fixed ends, thickness 40 mm

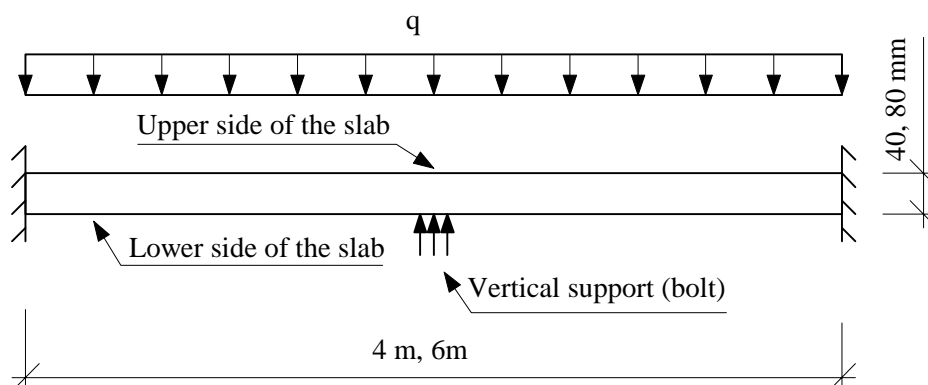
Resultatet för en 80 mm tjock platta med fast inspända ändar redovisas i figur 7.11. I detta fall minskade bärförmågan avsevärt om bulten placerades i en lågpunkt medan den endast i ringa omfattning påverkades vid en placering på en topp.



Figur 7.11 Relativ bärförmåga för fast inspänd platta, 80 mm
Relative load bearing capacity of a slab with fixed ends, thickness 80 mm

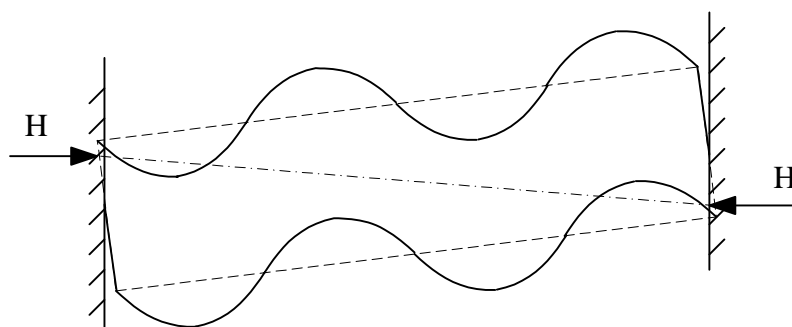
7.3.1.3 Huvudspänningar

Huvudspänningarna har studerats vid maxlast på under - respektive ovansida platta för fallen med en bult monterad på en topp respektive i en svacka. Delar av resultatet presenteras i denna rapport, för en utförligare redovisning hänvisas till, [25].



Figur 7.12 Under och ovansida platta
Lower and upper side of the slab

Effekten av kupolverkan var relativt liten i analyserna p.g.a. av den höga slankheten på plattorna och det faktum att ett skalelement simulerar höga axiella tryckspänningar sämre än ett solidelement (ska noteras att det använda skalelementet inte fungerar som ett membran). Kupoleffekten inverkar dock i viss grad på bärförmågan speciellt för de plana plattorna med fast inspända ändar. Med ökad ojämnhet minskar bidraget av kupolverkan vilket illustreras i figur 7.13.

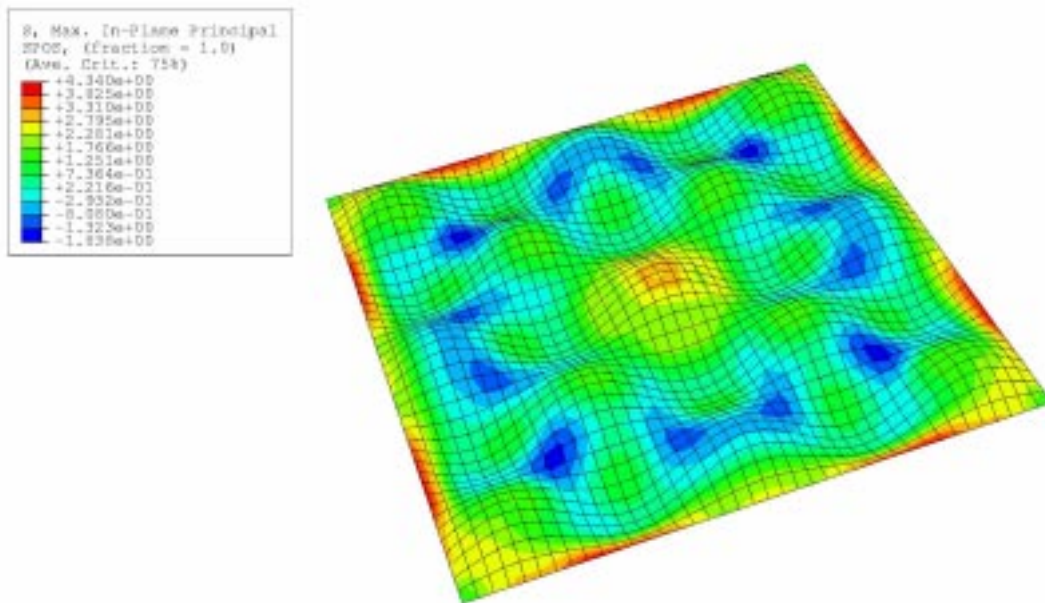


Figur 7.13 Effekten av kupolverkan minskar med ökad ojämnhet
The effect of compressive arch action decreases with increased irregularity

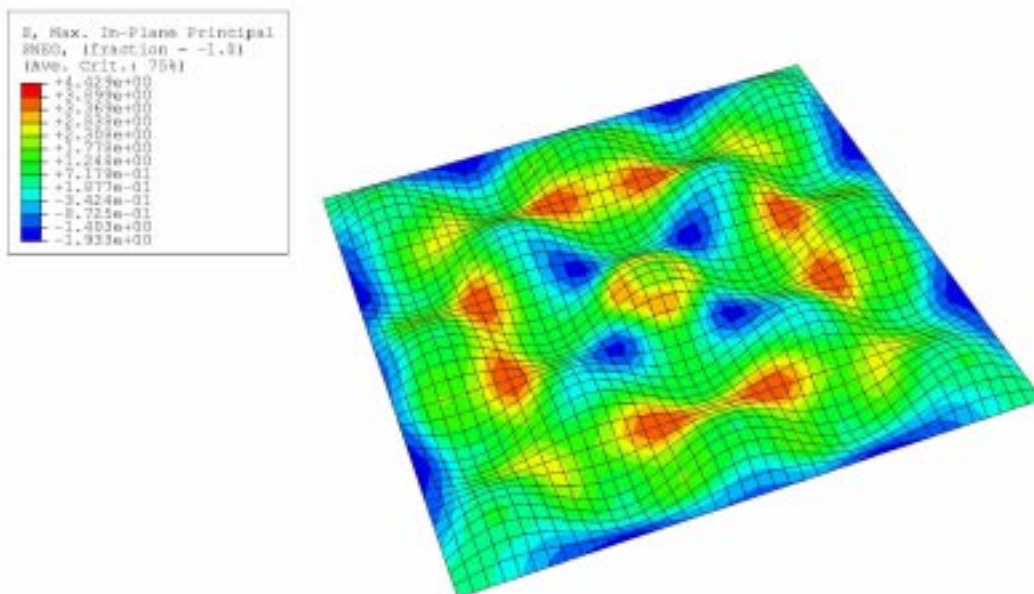
Detta kan vara en förklaring till skillnaden i verkningsätt för de två upplagsvillkoren. Bärförmågan ökade som regel linjärt med ojämnheten för de fritt upplagda plattorna (med bult placerad på en topp). Detta gällde inte för motsvarande fast inspända plattor, vilka till viss grad utvecklade kupolverkan.

Om förankringen var placerad i en svacka indikerade analysen att hela betongtvärsnittet kring bulten var utsatt för dragspänningar vilket påverkar bärförmågan negativt. Om bulten i stället var placerad på en topp verkade motsvarande partier i tryck. Detta förklarar förmodligen det faktum att bärförmågan var högre om bulten var placerad på en topp. Den maximala bärförmågan för de ojämna plattorna erhöles vid en betydligt lägre deformation jämfört med motsvarande plana plattfält. Detta gällde speciellt om bulten var placerad i en svacka.

Fördelningen av huvudspänningarna för fallet med en bult placerad på en topp respektive i en svacka visas nedan.



Upper side of the slab



Lower side of the slab

Data:

Upplagsvillkor:	Fast inspänd
Plattjocklek:	80 mm
Ojämnhet:	400 mm
Placering bult:	Svacka

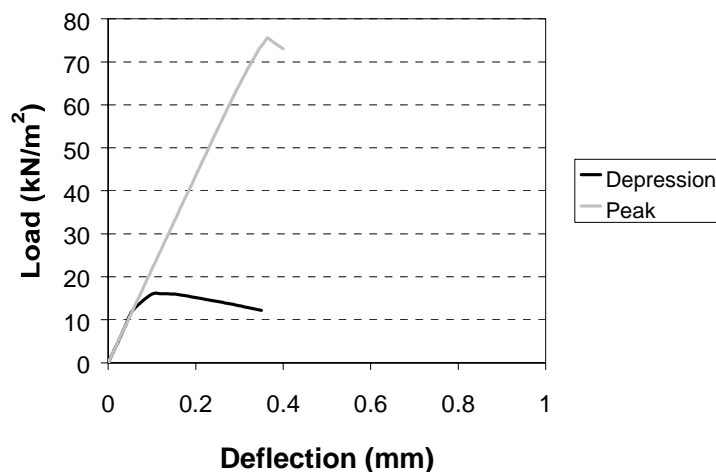
Figur 7.14 Huvudspänningar (MPa) i ovan och undersida platta
Principal stresses (MPa) in the upper and lower side of the slab

7.3.2 Bultarna genomgående placerade på topparna eller i svackorna

Last-deformationssambanden och huvudspänningarna vid maxlast på under - respektive ovansida platta redovisas i detta avsnitt för ett parti sprutbetong med samtliga bultar placerade på topparna eller i svackorna.

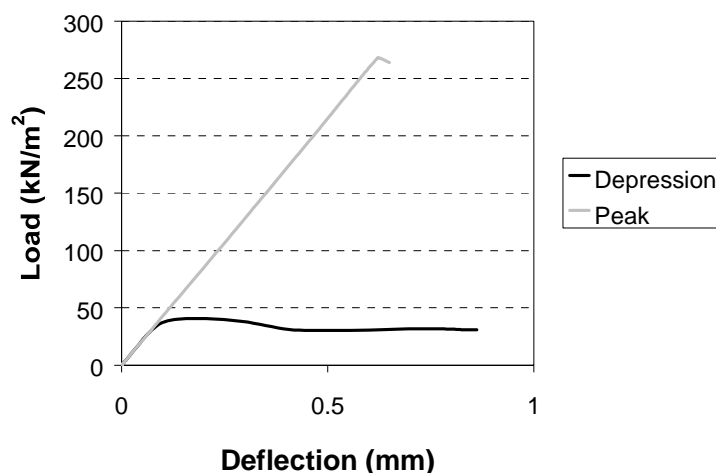
7.3.2.1 Last-deformation

I figur 7.16 redovisas resultatet för en 40 mm tjock platta med en ojämnhet på 0.4 m. Den svarta linjen symboliserar bärförmågan då alla bultarna är placerade i förstärkningens lågpunkter och den grå linjen då de är placerade på topparna. Som framgår av diagrammet är skillnaden i bärförmåga för en och samma tjocklek på betongen avsevärd. Responserna är närmast linjär upp till maxlast för fallet med alla bultarna placerade på topparna och bärförmågan är ca 400 % högre jämfört med om bultarna sitter i svackorna. Analyserna indikerar dock att det senare brottet uppvisar ett segare beteende efter att den maximala lasten uppnåtts.



Figur 7.16 Last-deformationssamband för platta med tjockleken 40 mm
Load-deflection response for a slab thickness of 40 mm

Plattan med en tjocklek på 80 mm visas i figur 7.17. Beteendet påminner om det ovan erhållna med den skillnad att kvoten mellan maxvärdena för de båda kurvorna nu är högre (omkring 6.5 jämfört med 4.7 för den tunnare plattan).

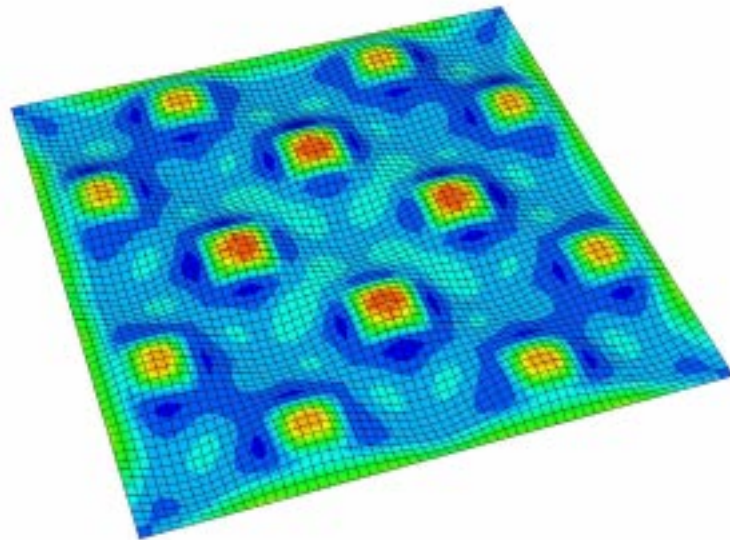
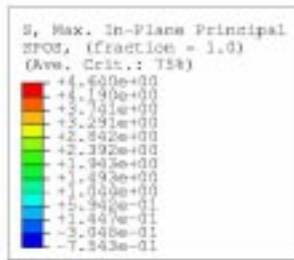


Figur 7.17 Last-deformationssamband för platta med tjockleken 80 mm
Load-deflection response for a slab thickness of 80 mm

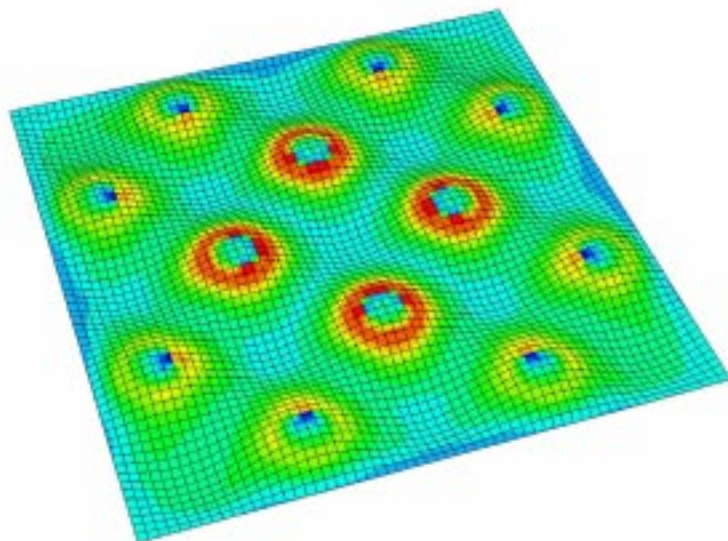
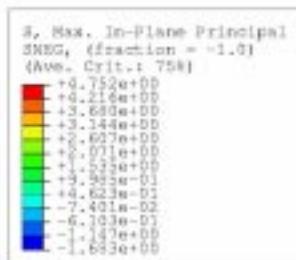
Det är intressant att konstatera att bärförmågan för den 40 mm tjocka plattan med bultarna placerade på topparna är omkring 80 % högre jämfört med den 80 mm tjocka plattan med förankringarna placerade i svackorna. Med bultarna anbringade på topparna verkar förstärkningen i huvudsak som tryckta kupoler mellan infästningarna vilket förklarar den högre bärförmågan. Det ska noteras att denna förhöjda bärförmåga i böjning ökar risken för dragbrott i bultarna och genomstansning av upphängningsbrickorna. Dessa brottmekanismer kan dock relativt enkelt undvikas genom att öka dimensionen på bultarna och brickorna vilket är betydligt mer ekonomiskt jämfört med att spruta en större volym sprutbetong med förhållandevis låg bärförmåga.

7.3.2.2 Huvudspänningar

Huvudspänningarna vid maxlast visas i figurerna 7.18 och 7.19. Resultatet visar tydligt att stora ytor av plattan verkar i dragning om bultarna placeras i svackorna och i tryck om de sitter på topparna. Beträffande ovan respektive undersida platta i presentationen nedan, se figur 7.12.



Upper side of the slab

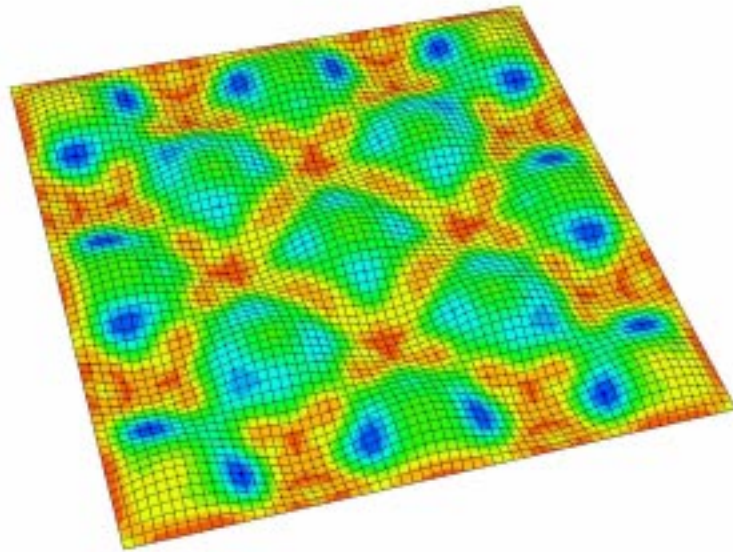
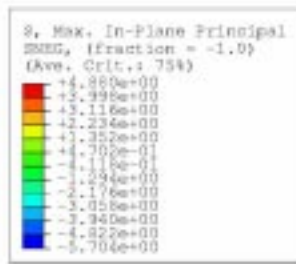


Lower side of the slab

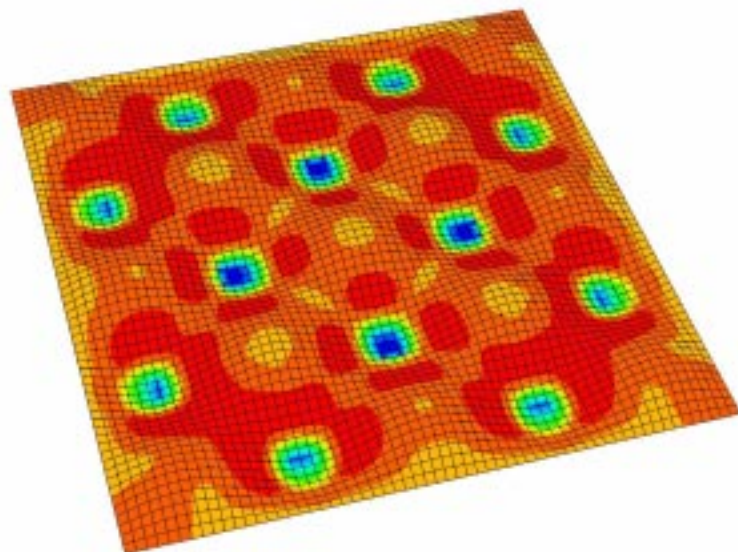
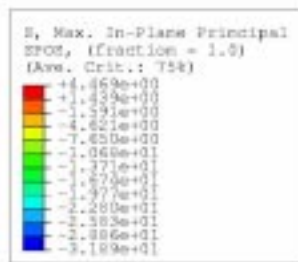
Data:

Upplagsvillkor: Fast inspänd
 Plattjocklek: 80 mm
 Ojämnhet: 400 mm
 Placering bultar: Svackor

Figur 7.18 Huvudspänningar (MPa) i ovan och undersida platta
Principal stresses (MPa) in the upper and lower side of the slab



Upper side of the slab



Lower side of the slab

Data:

Upplagsvillkor: Fast inspänd
 Plattjocklek: 80 mm
 Ojämnhet: 400 mm
 Placering bultar: Toppar

Figur 7.19 Huvudspänningar (MPa) i ovan och undersida platta
Principal stresses (MPa) in the upper and lower side of the slab

7.4 Slutsatser

De teoretiska analyserna utförda i denna studie ska förhoppningsvis kunna bidra till en bättre förståelse för hur styvheten och bärförmågan hos en bergförankrad sprutbetongförstärkning påverkas av den oregelbundna berggeometri på vilken betongen appliceras.

Analyserna visade att styvheten för plattan enligt figur 7.2 påverkades mer av ojämnheten än bärförmågan. Tjockleken på sprutbetongen i förhållande till amplituden på ojämnheten avgör dess inverkan på verknings sättet. Effekten minskar vidare med ökad tjocklek på sprutbetongen. Bärförmågan påverkades som regel negativt om bulten var placerad i en svacka (se definition figur 7.7) jämfört med motsvarande plana plattfält. Detta kan förklaras av det faktum att konstruktionen erhöll ett dragbrott i betongen runt förankringen. Om bulten placerades på en topp inverkade detta positivt på bärförmågan då plattans förhöjda tröghetsmoment kan utnyttjas på ett bättre sätt, p.g.a. att dragspänningarna i betongen runt förankringen i detta fall inte är genomgående. Maxlasten för de ojämna plattfälten uppnåddes vidare vid en betydligt lägre deformation jämfört med motsvarande plana plattfält. Detta gällde speciellt om bulten var placerad i en svacka.

Om bultarna applicerades genomgående i förstärkningens toppar respektive svackor erhöles en markant skillnad i verknings sätt. Bärförmågan var betydligt högre om samtliga bultar var belägna på topparna. Detta kan förklaras av att förstärkningen verkade som tryckta kupoler mellan förankringarna. Resultatet indikerade bl.a. att ett 40 mm tjockt lager sprutbetong med alla bultar placerade på topparna erhåller en betydligt högre bärförmåga jämfört med ett motsvarande 80 mm tjockt lager sprutbetong med alla bultarna placerade på "fel ställen".

8. ALLMÄNNA SLUTSATSER

De slutsatser som kunnat fastställas utifrån observationer, jämförelser och teoretiska analyser utförda i denna undersökning presenteras nedan.

Beräkningar visade att en analys byggande på ett moment-rotations samband i en böjspricka ej tillfredställande beskriver bärförmågan för en fiberarmerad betongplatta med upplagen fast inspända. Detta beror på att kvoten mellan betongens tryck- och draghållfasthet är för stor (omkring 10). När plattan deformeras utvecklas tryckkrafter i tvärsnittet p.g.a. inspänningen och ett mothållande moment, vanligen benämnt kupolverkan uppstår, vilket skiljer från vanlig böjning. Det visade sig vidare att beräkningar baserade på teori för kupolverkan uppvisade god överensstämmelse mot försöksdata.

En jämförelse mellan beräknad bärförmåga baserad på brottlinjeteori, samt teori för kupolverkan, indikerar att kupoleffekten resulterar i ett avsevärt positivt bidrag till bärförmågan. Detta gäller speciellt vid kortare bultavstånd och för det tjockare lagret med sprutbetong (40 och 80 mm studerades). Effekten minskar med ökad slankhet på konstruktionen. Av de studerade brottfigurerna uppvisade en cirkulär brottzon den lägsta bärförmågan. Krypning och krympning reducerar bärförmågan med avseende på kupolverkan som en funktion av tiden efter belastning och speciellt gäller detta om ventilationen i tunneln är kraftig. Trots att stora delar av en bergförankrad tunnelförstärkning förmodligen i huvudsak bär lasten i form av kupolverkan, är det inte möjligt att basera en dimensionering av konstruktionen som helhet på detta fenomen. Anledning är att graden av kupolverkan varierar utefter förstärkningen och försvinner helt vid en konvex ojämnhet mellan bultarna motsvarande tjockleken på den applicerade betongen. Å andra sidan torde effekten av kupolverkan i praktiken vara högre än de beräknade värdena i denna studie för en konkav ojämnhet mellan bultarna.

Laboratorieförsöken visade att en omslutande stålring påverkade bärförmågan betydligt. Samtliga plattor, som provades utan en omslutande stålring, erhöll ett segt böjbrott utan tecken på stansning vid en förhållandevis låg last. Likadana plattor provade med en omslutande stålring erhöll i stället ett stansbrott vid en betydligt högre last. Stålringen användes för att inkludera effekten av kupolverkan och simulerar det mothåll omkringliggande betong torde utgöra på en lokal brottzon i en bergförankrad sprutbetongförstärkning. En ökning av fiberinnehållet från 30 kg/m^3 till 60 kg/m^3 inverkar endast obetydligt på bärförmågan och segheten för plattorna med en omslutande stålring.

I nuläget finns ingen tillgänglig dimensioneringsmodell för genomstansningskapaciteten av en fiberarmerad platta. Numeriska analyser utförda i denna studie indikerar att brottet är i det närmaste det inverterade mot det traditionella stansbrottet. Skjuvsprickor utvecklas inne i plattan nära den belastade ytan och propagerar i vinkel genom tvärsnittet. Stansning antas inträffa i samband med att stora dragtöjningar uppstår i en koncentrerad zon vinkelrät till dessa sprickor. Graden av horisontellt mothåll utefter upplaget har som bekant en stor inverkan på böjmomentkapaciteten m.a.p. kupolverkan

och förmodligen även på genomstansningskapaciteten i den mening att ett större mothåll ökar stanskapaciteten.

Studien över hur den oregelbundna formen på förstärkningen påverkar styvheten och bärförmågan visade på ett antal intressanta resultat. Det oregelbundna plattfält som analyserades med en bult placerad i mitten och med ändarna fast inspända, indikerar att styvheten påverkas mer av ojämnheten än bärförmågan och att dess betydelse för strukturens verkningsätt ökar med minskad tjocklek på den applicerade betongen. Ett ojämnt plattfält med en bult placerad i en svacka uppvisade som regel en lägre bärförmåga jämfört med motsvarande plana platta. Analyserna visade att dragbrott inträffar i betongtvärsnittet runt "bulten" då denna var placerad i en svacka. Om bulten placeras på en topp resulterade detta som regel i en positiv inverkan på bärförmågan. Deformation vid brott var betydligt lägre för en ojämn platta jämfört med motsvarande plana.

Den oregelbundna plattan med bultarna genomgående placerade på topparna eller i svackorna uppvisade ett betydande divergerande verkningsätt. Med bultarna placerade på topparna verkade betongen som tryckta kupoler mellan förankringarna, vilket resulterade i en markant ökad bärförmåga jämfört med om de var placerade i svackorna, då dragbrott i betongen runt förankringarna begränsade vidare belastning. Analyserna visade att ett tunt lager sprutbetong med bultarna på topparna har en betydligt högre bärförmåga, jämfört med ett tjockare lager med bultarna förankrade på "fel ställen".

Ett analytiskt uttryck beskrivande bärförmågan hos förstärkningen som helhet oberoende av den aktuella geometrin och placeringen av bultarna är enligt författarens åsikt omöjligt att formulera. Det bör dock vara möjligt att med hjälp av modern teknik bestämma ett numeriskt närmevärde för bärförmågan vilket skulle kunna förbättra dimensioneringsproceduren av en oregelbunden bergförankrad sprutbetong betydligt.

9. REFERENSER

- 1 ABAQUS (1998), ABAQUS/Standard Users Manual and ABAQUS Theory manual, Version 5.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, USA
- 2 ASTM C1018-89, Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fibre Reinforced Concrete, 1991 Book of ASTM Standards, Part 04.02, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.507-513
- 3 ATENA, Computer Program for Nonlinear Finita Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Cervenka Consulting, Predvoje 22, 162 00 Praha 6 www.cervenka.cz
- 4 BBK 94, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band 1, Konstruktion, Boverket, Karlskrona, 1995
- 5 Bernard E.S, Tran V.N.G, Beasley A.J., Application of yield line theory to round determinate panels, Proceedings of the international conference on engineering developments in shotcrete, Hobart, Tasmania, Australia, 2-4 April, 2001
- 6 Betongprovning med svensk standard, BST handbok 12, Utgåva 6, November 1991
- 7 Birke H., Kupoleffekt vid betongplattor, Meddelande nr. 108, Institutionen för byggnadsstatik Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm 1975
- 8 CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Committee Euro-International du Beton, Bulletin No.195, 196, mars
- 9 Chang Y., Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock – A Rock Mechanics Study, Doctoral Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology Stockholm, Sweden 1994
- 10 Elfgren L, Analogy between Anchor Bolt Failure and Punching Shear, Proceedings, international Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs, Stockholm, June 2000
- 11 Eurocode 2, Design of concrete structures to *ENV 1992*- Eurocode 2, Concrete structures Euro-design handbook 1994/96
- 12 Grimstad E., Barton N., Updating the Q-system for NMT. Proc. int. Symp. on sprayed concrete-modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes, Oslo, Norwegian Concrete Assn., 1993

- 13 Harajli M.H., Maalouf D., Khatib H., Effect of Fibres on the Punching Shear Strength of Slab-Column Connections, American University of Beirut, New York Office, 850 Third Avenue, New York, NY 10022, USA, Cement & Concrete Composites 17, pp 161-170, 1995
- 14 Holmgren J, Alemo J, skarendahl Å, Stålfiberbetong för bergförstärkning – provning och utvärdering, CBI rapport 3:97, Cement och Betong Institutet, Stockholm, 1997
- 15 Holmgren J. Principles for a Rational design of Shotcrete Linings in Hard Rock, Proceedings, 1998 Australian Shotcrete Conference, Sydney, Australia, October 8-9, 1998, IBC Conferences, p.17
- 16 Holmgren J., Bergförstärkning med sprutbetong, Vattenfall, 1992.
- 17 Holmgren J., The use of Yield Line Theory in Design of Steel Fibre Reinforced Concrete Slabs, Proceedings, Advanced Design of Concrete Structures. K. Gylltoft, B. Engström, L.-O. Nilsson, N-E. Wiberg and P. Åhman (eds) CIMNE, Barcelona 1997, p.249
- 18 Holmgren, J, "Punch loaded shotcrete linings on hard rock", Swedish Fortifications Administration, Report no 121:6, FortF/F dnr 2492F, (also Swedish Rock Mechanics Research Foundation, Report No 7:2/79), Stockholm 1979, doctoral thesis
- 19 Johansen K.W., Yield line theory, Cement and Concrete Association, London, 1972
- 20 Kirsten H.A.D, Labrum P.R, The equivalence of fibre and mesh reinforcement in the shotcrete used in tunnel-support systems, J. S. Afr. Inst. Min. Metall., vol. 90, no. 7, pp. 153-171, jul. 1990.
- 21 Malmgren, L, Sprutbetong som bergförstärkning i Kiirunavaara, Bergmekanikdag föredrag 2003, SveBeFo
- 22 Narayanan, R., Darwish I.Y.S., Punching shear tests on steel fibre reinforced micro concrete slabs, Mag. Concr. Res., 1987, 39, No. 138, 42-50
- 23 Nelson M., Dimensionering av berganläggningar med sannolikhetsbaserade metoder-en inledande studie, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Soil and Rock Mechanics, Stockholm 2000.
- 24 Nilsson, U, Load bearing capacity of steel fibre reinforced shotcrete linings, Licentiate Thesis, Department of structural engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm 2000
- 25 Nilsson, U, Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock, Doktorsavhandling, Institutionen för byggkonstruktion, Kungliga

Tekniska Högskolan, Stockholm 2003, Bulletin 71

- 26 Robins S.A, Austin S.A, Jones P.A, Flexural Strength modelling of steel fibre reinforced sprayed concrete, Proceedings, International Conference, Sprayed Concrete Technology, Edinburgh University, 10-11 september, 1996
- 27 Shaaban A. M., Gesund H., Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Flat Plates, ACI Structural Journal, V. 91, No. 3, July-August, 1994
- 28 Stille H., Holmgren J., Malmberg B., Design Principles For Use When Shotcrete is the Method of Rock Support for The Stockholm Ring Road System, Proceedings, Shotcrete for underground support VII, Telfs, Austria June 11-15, 1995