

UTVÄRDERING AV FÄLTMETOD FÖR MÄTNINGAR PÅ SPRUTBETONG



Andreas Sjölander

Januari 2019

FÖRORD

Detta projekt är genomfört som en del av ett doktorandprojekt som syftar till att öka förståelsen för det strukturella beteendet för sprutbetong i kontakt med hårt berg. Projektet har drivits av doktorand Andreas Sjölander och professor Anders Ansell från KTH, avdelning för Betongbyggnad, och till delar i samarbete med tekn. doktor Andrea Nascetti från avdelningen för Geoinformatik på KTH samt doktorand Valeria Belloni, tekn. doktor Roberta Ravanelli och professor Mattia Crespi från universitetet La Sapienza i Rom.

Fältarbetet har genomförts av Andreas Sjölander med stöd och hjälp från Andrea Nascetti och Valeria Belloni. Analyser och utveckling av programvara för att analysera bilder har genomförts av Valeria, Andrea, Roberta och Mattia. Resultaten har sammanställts i denna rapport av Andreas med stöd och råd från Anders.

Projektet har finansierats av SBUF via ett gemensamt projekt mellan KTH, avdelningen för Betongbyggnad och Skanska Sverige.

Ett stort tack ska även riktas till de personer som varit med och hjälpt till så att försöken i labb och i fält har kunnat genomföras och dessa personer är: Per-Erik Thorsell och Peter Skarberg vid Vattenfall R & D i Älvkarleby. Mattias Roslin, Bo Larsson-Gruber, Marie Viksten och Conny Evenholt vid Trafikverket samt Johan Hillman och Krister Hedin vid Implenla.

Stockholm, december 2018

Andreas Sjölander

SAMMANFATTNING

I den här rapporten redovisas resultat från en utvärdering av nya fältmetoder för att mäta rörelser på sprutbetong i fält. Syftet var att föreslå en metod som är snabb och pålitlig och därmed användbar för att mäta deformationer i sprutbetong under pågående produktion.

Först utvärderas mekanisk mätning med skjutmått och mikrometer. Tanken var att dessa instrument skulle användas för att mäta rörelser som uppstod mellan mätpunkter inom ett uppmärkat mätområde på sprutbetongen. Metodens noggrannhet utvärderades i labbmiljö genom att mäta rörelsen mellan inskjutna spikar i en betongbalk som utsattes för uttorkningskrympning. Handhavandet av mikrometern gjorde att metodens repeterbarhet var låg och osäkerheten i de genomförda mätningarna var större än den deformation som skulle mätas. Att använda sig av mekaniska instrument som skjutmått eller mikrometerskruv är därför inte en lämplig metod att använda i fält.

Därefter utvärderades fotogrammetri, som på senare år har blivit en allt mer populär metod för att i labb mäta deformationer av betong i samband med belastningsförsök. Tekniken Digital Image Correlation (DIC) och programmet PY2DIC, som bygger på öppen källkod och är utvecklat av avdelningen för Geodesi och Geoinformatik vid universitetet La Sapienza i Rom, har använts för att analysera deformationerna. Resultat presenterade i den här rapporten visar att deformationsmätningar kan genomföras med hög noggrannhet med en standard systemkamera och med betongens textur som enda referens. Det betyder att inga markörer på betongens yta behöver användas för att genomföra mätningarna. Baserat på två bilder tagna ifrån liknande positioner kan PY2DIC beräkna skillnaden i kamerans position för att särskilja kamerans translation ifrån betongens deformation. Detta utvärderas genom att jämföra deformationen av en betongbalk testad i labbmiljö med en fast monterad kamera och en kamera som mellan varje bild flyttades enligt ett fast schema. Under förutsättning att kamerans nya position är inom några centimeter visade dessa försök att god noggrannhet kunde uppnås med den rörliga kameran. Slutligen användes en rörlig kamera för att mäta sprutbetongens deformation i tunnelmiljö under 8 veckor samt att utvärderade en metod för att övervaka sprickors propagering i fält.

Den här rapporten har visat att fotogrammetri har stora möjligheter att kunna användas för att mäta deformationer av sprutbetong i fält. Mätningar med hög noggrannhet kan genomföras under förutsättning att en fast monterad kamera används. Projektet har visat att det finns goda möjligheter att genomföra deformationsmätningar i fält med en rörlig kamera men fortsatt forskning krävs innan en praktiskt tillämpningsbar metod kan presenteras. Vidare har en metod för att kunna övervaka propageringen av sprickor i tunnlar med fotogrammetri presenterats. Denna metod kan få stor praktisk nytta och har potential att automatisera övervakningen av sprickor under tunnelns driftskede.

INNEHÅLL

1	INTRODUKTION	1
1.1	BAKGRUND	1
1.2	SYFTE OCH MÅL	2
1.3	RAPPORTENS UPPBYGGNAD	3
2	VÄG- OCH JÄRNVÄGSTUNNLAR I SVERIGE	5
2.1	BERGFÖRSTÄRKNING	5
2.2	KVALITETSKONTROLL FÖR SPRUTBETONG.....	7
2.3	MÄTMETODER FÖR TUNNLAR.....	9
2.4	INSPEKTIONER AV TUNNLAR.....	10
2.5	TESTADE MÄTMETODER.....	12
3	GENOMFÖRDA LABB- OCH FÄLTFÖRSÖK	17
3.1	MEKANISK MÄTNING I LABB	17
3.2	FOTOGRAMMETRI – INITIAL TEST I LABB	19
3.3	FOTOGRAMMETRI – DEFORMATION AV BALKAR I LABB.....	21
3.4	FOTOGRAMMETRI – MÄTNING MED RÖRLIG KAMERA I LABB.....	26
3.5	FOTOGRAMMETRI – FÄLTMÄTNING AV RÖRELSER I SPRUTBETONG	29
4	SAMMANFATTNING OCH DISKUSSION	33
4.1	SAMMANFATTNING AV GENOMFÖRDA FÖRSÖK.....	33
5	SLUTSATSER OCH FRAMTIDA FORSKNING.....	37
5.1	SLUTSATSER	37
5.2	FRAMTIDA FORSKNINGSPROJEKT.....	37

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Trots att byggkostnaderna för tunnlar är flera gånger högre än för broar, är det ett attraktivt alternativ när infrastrukturen behöver byggas ut. Detta beror bland annat på att man får bort trafiken från markytan som därmed kan nyttjas för bostäder, grönområden eller annat. I städer kan i många fall en tunnel vara den enda lösningen för att undvika riva befintlig bebyggelse. I Sverige pågår just nu en stor utbyggnad av transportnätverken. I slutet av år 2015 öppnades järnvägstunneln under Hallandsåsen som består av två 8,7 km långa tunnelrör. Citybanan i Stockholm är en 6 km lång järnvägstunnel som öppnades 2017 och byggandet av den cirka 18 kilometer långa motorvägstunneln Förbifart Stockholm pågår samtidigt som förslagshandlingar tas fram för en utbyggnad av tunnelbanan mot Nacka (SL, 2018; Trafikverket, 2018).

Bergförstärkningar utgörs av en samverkanskonstruktion mellan berg, sprutbetong och bult. Den vanligaste typen av förstärkning i svenska tunnlar är fiberarmerad sprutbetong sprutad direkt mot berget i kombination med systembultning eller selektiv bultning. Dimensioneringen av bergförstärkningar med sprutbetong och bult är ett komplicerat ingenjörproblem. Detta beror dels på att berg är ett naturligt förekommande material där sprickor och mekaniska egenskaper varierar. För de flesta tunnlar används därför olika typer av förstärkningar längs en tunnels sträckning. Andra problem handlar om att bedöma hur berget och förstärkningen samverkar samt vilka laster som verkar på förstärkningen. Betong kan krympa och svälla pga. omgivande fukt- och temperaturförhållanden vilket ger upphov till tvångsspänningar. Det är dock inte enkelt att modellera detta på ett realistiskt sätt. Hur mycket bergets rörelse påverkar sprutbetongen beror på graden av samverkan mellan de två materialen och detta måste tillsammans med storleken på eventuella lösa block som kan belasta sprutbetongen bedömas. På grund av dessa svårigheter är det vanligt att tjockleken på sprutbetongen och avståndet mellan bultarna bestäms genom observationer och ingenjörsmässiga bedömningar av bergets kvalitet, tillsammans med något empiriskt klassificeringssystem som RMR (Bieniawski, 1973; Bieniawski, 1974) eller Q-metoden (Barton, et al., 1974). Förstärkningens utformning enligt Q-metoden bygger på en sammanställning av erfarenheter från tidigare tunnlar. I de fall som analytiska beräkningar görs på sprutbetongen, beaktas vanligen ett löst bergblock som verkande last. Man brukar kontrollera sprutbetongens förmåga att bära lasten via vidhäftningen mot berget eller genom dess böjformåga. Olika brottmoder för förstärkningen finns sammanställda av Barret & McCreath (1995) och i ”Projektering av bergkonstruktioner” utgiven av Trafikverket (Lindfors, et al., 2015).

De tunnlar som byggs i Sverige ska dimensioneras enligt Eurocode (CEN, 2004) och därtill har vissa ägare, som t.ex. Trafikverket och Stockholms landsting, kompletterade regelverk för deras tunnlar (SL, 2014; Trafikverket, 2016). När det gäller det praktiska utförandet och kontroller av sprutbetong är det beställaren som avgör vilka kvalitetskontroller som utförs under byggtiden. Om beställare och entreprenör inte är samma aktör, som t.ex. vid byggandet av trafik tunnlar, är det vanligt att man använder sig av AMA (Allmän material- och arbetsbeskrivning) vilket sätter krav på hur arbetet ska genomföras samt vilka kvalitetskontroller som ska genomföras. Om beställare och entreprenör är samma aktör, som är fallet för de stora gruvorna LKAB och Boliden, finns oftast egna framtagna kvalitetsprogram för sprutbetong som kan skilja sig från de riktlinjer som finns i AMA. Många av de krav som ställs i AMA riktar sig mot att säkerställa att kvaliteten på sprutbetongen som levereras

från fabrik är korrekt och det finns få krav för att kontrollera och följa upp kvaliteten av sprutbetong som sprutats på berget.

Tunnlar är idag dimensionerade för en teknisk livslängd på 120 år. För att säkerställa att tunnlar är funktionella och säkra under denna tid, ska regelbundna inspektioner och underhållsarbeten genomföras. Om ett bergblock eller del av sprutbetongen faller ned, kan detta få förödande konsekvenser i tungt trafikerade tunnlar och måste undvikas. Antalet ras i svenska tunnlar är historiskt sett få, men förekommer dock (Lindblom, 2012). Den senast rapporterade incidenten skedde under våren 2018, då ett betongblock föll ner på spåret i en tunnel söder om Stockholm (Claesson, 2018). I detta fall skedde olyckan när tunneln inte var trafikerad och effekten av olyckan blev enbart förseningar i trafiken och reparationsarbeten. För att undvika sådana olyckor måste sprickor och skador i sprutbetongen upptäckas. Sprickor som förblir tunna och inte propagerar är vanligtvis ofarliga medan sprickor som propagerar kan leda till vidhäftningsbrott och nedfall av sprutbetong. Inspektioner av trafik-tunnlar måste ske under begränsade tider för att undvika stora störningar i trafiken och genomförs vanligen under kvällar och nätter. Inspektörer är ofta utrustade med lampor för att hitta sprickor i sprutbetongen och hammare för att hitta partier där sprutbetongen släppt från berget (bomknackning). Resultaten från dessa inspektioner rapporteras sedan in i ett digitalt system och kompletteras i vissa fall med foton. Den begränsade tiden i kombination med den totala längden tunnlar gör det omöjligt att hinna inspektera varje meter. Detta medför risken att skador upptäcks sent. Idag finns det flera olika icke-förstörande metoder som kan användas för att övervaka och mäta konstruktioner. Laserskanners används i många tunnlar för att först skanna ytan på berget och sedan på sprutbetongen, för att kunna jämföra den faktiska tunnelprofilen med teoretisk linje samt att mäta tjockleken på sprutbetongen. Utvecklingen internationellt och i Sverige går nu mot automatiserade metoder för datainsamling för att minimera arbetstiden i tunneln. Fordon med laserskanners har använts för att mäta ojämnheter i vägens yta (WSP, 2012) och liknande koncept har provats i tunnelmiljö. På detta sätt räcker det med att köra igenom tunneln med fordonet för att med hjälp av laserskanner och kameror kunna skapa en komplett 3D-modell av tunneln. Laserskanners ger en helhetsbild av tunneln och tekniken är tillräckligt noggrann för att mäta deformationer på några millimeter (Feng, 2012). Tekniken är därmed inte tillräckligt noggrann för att mäta de töjningar och deformationer som uppstår i sprutbetongen innan den spricker. När hög noggrannhet krävs i mätningar används ofta trådtöjningsgivare. Mätningar av töjningar i sprutbetong är värdefulla för att kunna uppskatta spänningstillståndet och försöka förstå vilka laster som sprutbetongen utsätts för. Få mätningar av sprutbetong finns dock redovisade i litteraturen. En av nackdelarna med trådtöjningsgivare är att känslig utrustning måste monteras och sitta kvar i tunneln under tiden som mätningarna genomförs. Därför ska nya metoder för att genomföra mätningar av sprutbetongens rörelse utvärderas i detta projekt.

1.2 Syfte och mål

Syftet med detta projekt är att undersöka pålitligheten hos en enkel och oförstörande metod för att kontrollera kvaliteten på sprutbetong i tunnelmiljö. Detta är ett pilotprojekt som syftar till att utvärdera metoder som tidigare inte har använts i fält. Målsättningen är att hitta en metod som direkt kan börja användas i fält under tiden som tunneln konstrueras. För att uppnå detta måste metoden vara enkel att använda och helst inte kräva någon avancerad teknisk utrustning och speciellt utbildad personal. Vidare bör metoden kunna användas utan att störa driften av tunneln i allt för stor utsträckning, vilket innebär att tiden för etablering och inhämtning av data bör vara kort. Om metoden är allt för avancerad och tidskrävande är risken att kontroller uteblir. Utvärderingen har delats in i följande skalor och syften:

Mätningar av rörelser i sprutbetong: Syftet är att mäta rörelserna i sprutbetongen under tidiga skeden för att avgöra om risk för uppsprickning finns. Mätningar ska starta tätt efter sprutning och sedan följas upp med flera mätningar under första tiden.

Övervakning av sprickor samt skador: Syftet är att övervaka sprickor och skadade områden för att se om dessa propagerar. När en spricka upptäcks är idén att mäta in den och ta en referensbild. Senare tas uppföljande bilder under konstruktionstiden för att se om sprickan eller det skadade området propagerar.

För de två olika skalorna utvärderades olika metoder i labb och i fält för att undersöka dess pålitlighet och praktiska genomförbarhet.

1.3 Rapportens uppbyggnad

Syftet med den här rapporten är att på ett överskådligt sett presentera det genomförda arbetet för att utvärdera olika mätmetoder. Tekniska detaljer har med avsikt utelämnats och den intresserade hänvisas till de givna referenserna. I rapportens andra kapitel ges en kort genomgång av svenska väg- och järnvägstunnlar tillsammans med typiska förstärkningsmetoder i Sverige och vilka mätmetoder som vanligen används i svenska tunnlar. Därefter presenteras alla genomförda labb- och fältförsök. Detta inkluderar initiala labbförsök som gjordes med skjutmått och mikrometerskruv samt olika mätningar genomförda med fotogrammetri. I det fjärde kapitlet ges en sammanfattning av de genomförda försöken och en diskussion kring metodernas praktiska aspekter. I sista kapitlet presenteras slutsatserna från projektet tillsammans med förslag på nya forskningsprojekt.

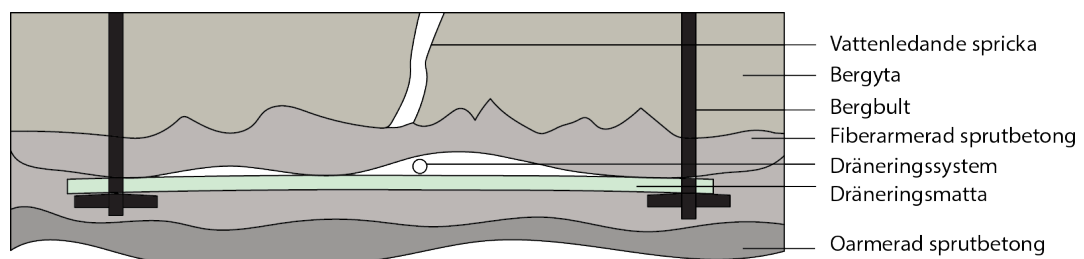
2 VÄG- OCH JÄRNVÄGSTUNNLAR I SVERIGE

I det här kapitlet ges en kort beskrivning av olika typer av bergsförstärkningar som används i svenska tunnlar. Sedan följer en genomgång av de vanligaste förekommande kvalitetskontroller och mätmetoder som används i svenska tunnlar. Sist beskrivs inspektioner som genomförs på driftsatta tunnlar samt de två mätmetoderna som har utvärderats i föreliggande rapport.

2.1 Bergförstärkning

Bergtunnlar i Sverige konstrueras normalt med en valvform för att möjliggöra att överlasten från bergmassan kan bäras av berget självt. Den goda kvaliteten på berget i kombination med valvformen gör att tunnlar i de nordiska länderna kan konstrueras med betydligt mindre förstärkning än i många övriga länder. En typisk bergsförstärkning består av 50 till 150 mm tjock fiberarmerad sprutbetong i kombination med bergbultar. Stabiliteten för en bågformad tunnel beror enligt Palmström och Stille (2010) på stabiliteten hos individuella block. För att bågen ska förbli stabil krävs det att en tillräcklig horisontell kraft för att hålla ihop bågen kan mobiliseras samt att de individuella blocken förhindras att rotera. Tunnlar konstrueras genom borrhning och sprängning vilket leder till avvikelser från den teoretiska båglinjen. Detta skapar rotationskrafter i bågen vilket kan få block att röra sig och vilja att rotera ut ur bågen. Då sprutbetong appliceras under högt tryck mot bergytan kommer den kunna tränga in och delvis fylla bergsprickor (Austin & Robins, 1995). Detta genererar ett kontaktryck mellan blocken och håller eventuellt lösa mindre block på plats.

I Figur 2.1-1 och 2.1-2 visas två typer av förstärkningssystem som har använts i Södra respektive Norra Länken. I båda systemen utgörs den primära bergsförstärkningen av fiberarmerad sprutbetong applicerad direkt mot berget i kombination med systematisk eller selektiv bultning. I Södra Länken, se Figur 2.1-1, använde man sig av dräneringsmattor som placerades över sektioner där man hade problem med läckage av vatten genom sprutbetongen. Mattorna var 50 mm tjocka och 1500 mm breda och tillverkade av Polyeten. De fästes i berget med hjälp av bergbultar och täcktes därefter med lager av fiberarmerad respektive oarmerad sprutbetong för att brandskydda dessa (Ansell, 2010). Längderna på sektionerna varierade och kunde vara upp till 10 m. Sprutbetongen hölls på plats genom vidhäftning mot bultar och tidigare sprutad betong i vardera ända av dränmattorna. Innan tunneln öppnades hittades ett stort antal sprickor i sprutbetongen och en utredning av Ansell (2010) fastslog att dessa uppkommit på grund den ändförankrade sprutbetongens krympning i kombination med den låga styvheten hos mattorna. Detta gjorde att stora dragspänningar byggdes upp i sprutbetongen som till sist sprack. Med den mängd och typ av fibrer som vanligen används, mellan 40 till 60 kg/m³ med ändkrokar, har sprutbetongen vanligen ett töjningsmjuknande beteende. Det betyder att när första

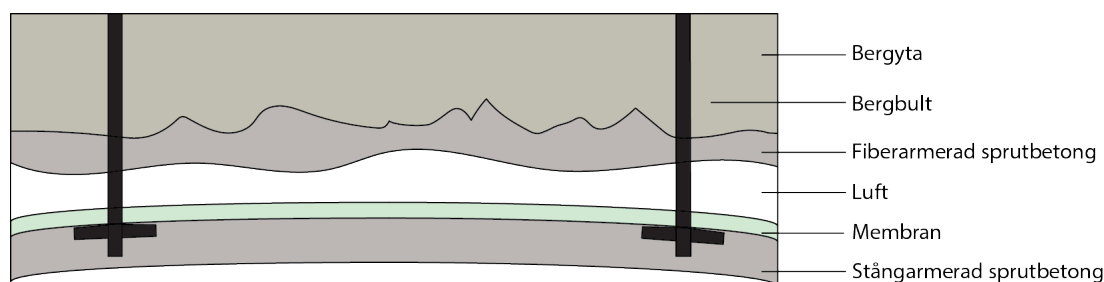


Figur 2.1-1 Bergförstärkning med dränmatta för att förhindra läckage av vatten, av liknande typ som användes i Södra Länken.

sprickan har uppstått räcker inte armeringen till för att omfördela kraften och fortsatt belastning resulterar i att vidden på sprickan ökar. Den låga styvheten hos dräneringsmattorna kunde inte bidra till att omfördela krafterna som uppstod på grund av krympningen och därför uppstod oftast en vid spricka i varje sektion. I nästa större motorvägstunnel som byggdes, Norra Länken, provade man en annan typ av förstärkning som är vanlig i Norge (Andersson, 2014). Den primära förstärkningen utgörs av fiberarmerad sprutbetong applicerad direkt mot berg i kombination med systematisk eller selektiv bultning. För att skapa ett torrt trafikutrymme installeras sedan en dräneringsduk i hela tunneln. Duken är kontinuerlig i tunnelns tvärriktning och svetsades ihop med nästa sektion av duken i tunnelns längdriktning för att säkerställa att vatten inte kan tränga igenom. Duken och ett armeringsnät fästs mot berget med bergbultar och därefter sprutas ett 100 mm tjockt valv av sprutbetong. Valvets primära funktion är att skapa ett torrt utrymme i tunneln och det är inte dimensionerat för att bära några laster (Andersson, 2014). Problemet med denna typ av förstärkning är att den primära förstärkningen, sprutbetong och bult direkt mot berget, byggs in och inte kan inspekteras på något enkelt sätt.

Den viktigaste parametern för förstärkningens mekaniska beteende är vidhäftningen mot berget. Om en kontinuerlig vidhäftning av god kvalitet kan uppnås fungerar sprutbetong och berg som en samverkanskonstruktion. I laboratorieförsök genomförda av Carlswärd (2006), fältförsök av Malmgren & Nordlund (2008) och i numeriska analyser av Sjölander & Ansell (2017) har det visats att när betong med god vidhäftning utsätts för krympning, uppstår liknande sprickmönster i oarmerad och fiberarmerad betong. Om vidhäftningen släpper, resulterar detta i betydligt vidare sprickor i den oarmerade betongen jämfört med den fiberarmerade betongen. När god vidhäftning kan uppnås kan därmed oarmerad betong användas som den enda bergförstärkningen. Provning av vidhäftningshållfasthet visar ofta stor spridning och detta i kombination med att krav ofta ställs på sprutbetongens duktilitet gör att det är vanligt att blanda in fibrer i betongen.

När sprutbetong appliceras direkt mot berg hålls den kvar med hjälp av en tillsatt accelerator, som gör att betongen omedelbart styvnar, samt att vidhäftning mellan sprutbetong och berg utvecklas. Tidigare studier har visat att ett typiskt spann för vidhäftningshållfast mot granit är mellan 0,5 till 2,0 MPa (Hahn, 1979; Ellison, 2010; Bryne, et al., 2014). I en kommande artikel av Bjureland et al. (2019) redovisas resultat från över 400 vidhäftningsprover tagna i projektet Citybanan. Medelvärdet för denna provserie var på 0,81 MPa men visar samtidigt en stor spridning vilket gör vidhäftningen till en osäker parameter. Malmgren och Nordlund (2008) visade att vidhäftningen ökar signifikant om man tvättar berget innan sprutning med vatten med högt tryck (22 MPa) istället för 0,7 MPa. Studien visade även en tydlig skillnad i brottmekanism. Efter att berget hade tvättats med lågt tryck skedde fler brott i bergmassan jämfört med om berget tvättats med högt tryck, då fler brott skedde i gränssnittet mellan berg och sprutbetong. Detta antyder att tvättning med högt tryck troligen inte har en direkt inverkan på vidhäftningen mellan sprutbetong och berg utan snarare rensar bort dåligt berg. Oavsett var brottet sker är en ökad vidhäftningshållfasthet positiv och tvättning av berget med



Figur 2.1-2 Primär bergförstärkning med sprutbetong direkt mot berg följt av membranduk med bergbultar och sprutbetong för att skapa ett torrt utrymme i tunneln, av liknande typ som användes i Norra Länken.

högt tryck är därför att rekommendera. Det finns dock många andra faktorer som påverkar vidhäftningen mellan sprutbetong och berg vilket diskuteras bland annat av Bryne (2014) och Sjölander (2017).

2.2 Kvalitetskontroll för sprutbetong

Som nämnts tidigare är AMA (Allmänna material- och arbetsbeskrivningar) ett verktyg för att reglera arbetsmetoder och kvalitetskontroll. Om beställare och entreprenör inte är densamme, vilket är fallet för alla trafiktunnlar som byggs i Sverige, används ofta AMA för att säkerställa kvaliteten på det utförda arbetet oavsett entreprenör. Detta förenklar processen att jämföra anbud. Inom gruvindustrin och vattenkraftsindustrin kan beställare och entreprenör vara samma aktör och i dessa fall kan kvalitetskontroller istället vara baserade på egen erfarenhet. I Tabell 2.1-1 redovisas kraven från AMA 17; EBF.31 (Byggtjänst, 2017) gällande provtagning av sprutbetong. Majoriteten av dessa prover syftar till att kontrollera att den levererade betongen uppfyller de ställda kraven, dvs. att korrekt hållfasthet har levererats samt att kraven för beständighet uppfylls. I fält kontrolleras sprutbetongens vidhäftningshållfasthet mot underlaget samt dess tjocklek. Vidhäftningsproverna görs enligt SS-EN 14488-4 (CEN, 2008) genom att borra ett cylindriskt hål genom sprutbetongen och delar av berget, eller underlaget som sprutbetongen har vidhäftning mot. En platta limmas mot sprutbetongen och en stålram används för att applicera en centrisk dragkraft tills brott sker. Spänningen när brott sker noteras varefter brottytan kontrolleras för att avgöra om vidhäftningsbrott skett till största del i sprutbetongen, berget eller i gränssnittet mellan materialen. Vidhäftningshållfastheten beror bland annat på vilken bergart som finns i tunneln vilket finns redovisat av Hahn (1979) men beror även på praktiska aspekter så som avståndet mellan sprutmunstycke och bergvägg samt hur ytan är tvättad (Malmgren, et al., 2005). Vid selektiv bultning ska sprutbetongen kunna bära lasten från lösa mindre block genom vidhäftning mot berget. I dessa fall ställs normalt krav på att vidhäftningshållfastheten ska vara 0,5 MPa (Lindfors, et al., 2015). Vid systematisk bultning brukar man bortse från vidhäftningens bärförmåga och den fiberarmerade sprutbetongen dimensioneras för att kunna bära lasten från ett löst block genom böjning. I dessa fall är sprutbetongens tjocklek viktig och vidhäftningshållfastheten krävs normalt inte.

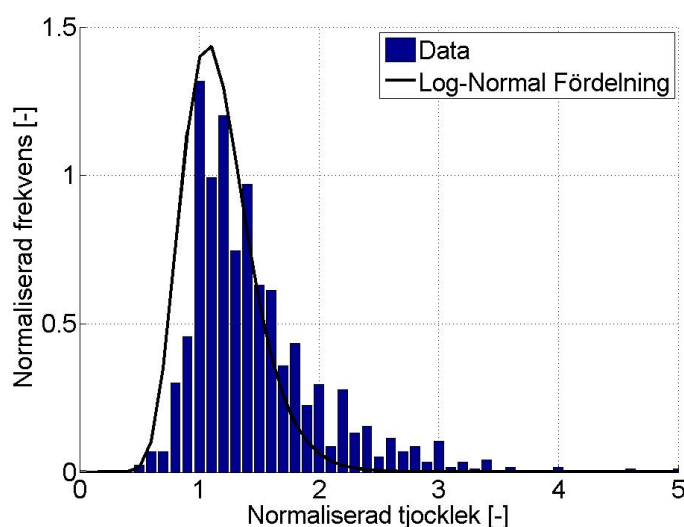
Tabell 2.1-1 Kvalitetskontroller och minsta frekvens enligt AMA 17; EBF.31 (Byggtjänst, 2017)

Typ av betong	Typ av provning	Kontroll enligt	Minsta provfrekvens
Färsk	VCT för färsk betong	Leveranskontroll eller beräkning	Varje leverans eller blandning
Färsk	Accelererande bindningsmedel	Registrering av tillsatta mängden	Löpande
Färsk	Fiberinnehåll	SS-EN 14488-7, metod B	1/1000 m ²
Hårdnad	Hållfasthetsutveckling för ung betong	SS-EN 14488-2	Utförs om krav finns på tidig hållfasthet
Hårdnad	Tryckhållfasthet	SS-EN 12390-3	1/1250 m ²
Hårdnad	Densitet	SS-EN 12390-7	1/1250 m ²
Hårdnad	Vatteninträngning	SS-EN 12390-8	-
Hårdnad	Frostbeständighet	SS 137244 förfarande III	1/1250 m ²
Hårdnad	Vidhäftningshållfasthet	SS-EN 14488-4	1/1250 m ²
Fiberarmerad	Fiberinnehåll i hårdnad betong	SS-EN 14487-7, metod A	Vid behov
Fiberarmerad	Residualhållfasthet	SS-EN 14488-3 eller SS-EN 14488-5	1/2000 m ²
Fiberarmerad	Böjdraghållfasthet	SS-EN 14488-3	1/2000 m ²
Fiberarmerad	Första spricka	SS-EN 14488-3	1/2000 m ²
Fiberarmerad	Tjocklek	SS-EN 14488-6	1/500 m ²

Sprutbetongens tjocklek ska enligt SS-EN 14488-6 (CEN, 2006) mätas med förstörande provning genom att borra en serie med fem stycken hål. Medelvärdet för de fem hålen måste vara minst lika tjock som den föreskrivna tjockleken, men individuella mätningar i serien godkänns om de uppnår 80 % av denna. Metoden föreskrivs i AMA 17 (Byggtjänst, 2017) och anger att minst en provserie per 500 m² tunnel ska genomföras. I tidigare studier av Malmgren & Nordlund (2008), Ansell (2010), Sunesson (2017) och Bjureland et al. (2019) har variationerna i tjocklek visats vara stora. Den föreskrivna metoden ger därmed en ganska liten indikation på vilken tjocklek sprutbetongen har. I Figur 2.2-1 visas en fördelning över sprutbetongens tjocklek (Sunesson, 2017). Här har tjockleken normaliserats mot den kravställda tjockleken.

Hur variationerna i tjocklek påverkar sprutbetongens bärförmåga är inte helt klarlagt. Malmgren et al. (2005) gjorde en skadekartering i LKABs gruva och konstaterade att i över 90 % av fallen då sprutbetong hade fallit ned var dess tjocklek mindre än 20 mm. Den troliga orsaken var, enligt Malmgren et al. (2005), dålig vidhäftning i kombination med de laster som sprutbetongen utsattes för under gruvans drift. Nilsson (2003) studerade hur bultarnas placering i förhållande till bergets oregelbundna form påverkar bärförmågan för en bultförankrad sprutbetongförstärkning. Baserat på resultaten från denna studie ökar bärförmågan när bultarna placeras på bergets gaddar istället för i dess gropar. Förklaringen till detta är, enligt Nilsson (2003), att sprutbetongen då verkar som tryckta valv mellan bultarna vilket bidrar till en ökad bärförmåga. Teoretiskt sett bör momentbärförmågan öka med en ökad tjocklek men Sjölander et al. (2017) jämförde bärförmågan för en bultad sprutbetongförstärkning med jämn respektive varierande tjocklek och visade att bärförmåga reduceras när variationerna i tjocklek beaktas. Detta beror på att spänningskoncentrationer införs när geometrin förändras vilket medför att spänningen ökar.

För det praktiska utförandet under och efter sprutning finns krav redogjorda i SS-EN 14487-2 (CEN, 2007) och AMA 17 (Byggtjänst, 2017). Här framgår bland annat att bergets yta måste rengöras innan sprutning, att sprutning inte får genomföras över ytor med rinnande vatten samt att sprutbetong ska härdas med en metod som tillför vatten tills 50 % av den föreskrivna karakteristiska hållfastheten är uppnådd. Till skillnad från de krav i Tabell 2.2-1 som dokumenteras med protokoll enligt respektive standard finns inga ställda krav på hur det praktiska genomförandet kan kontrolleras. Om tvättning av bergytan inte har genomförts kan detta märkas på vidhäftningsproverna, förutsatt att dessa görs i samma område. En intressant fråga är om och hur vattningen av sprutbetongen genomförs i



Figur 2.2-1 Normaliserad variation av sprutbetongens tjocklek där 1.0 motsvarar den beställda tjockleken, från (Sunesson, 2017).

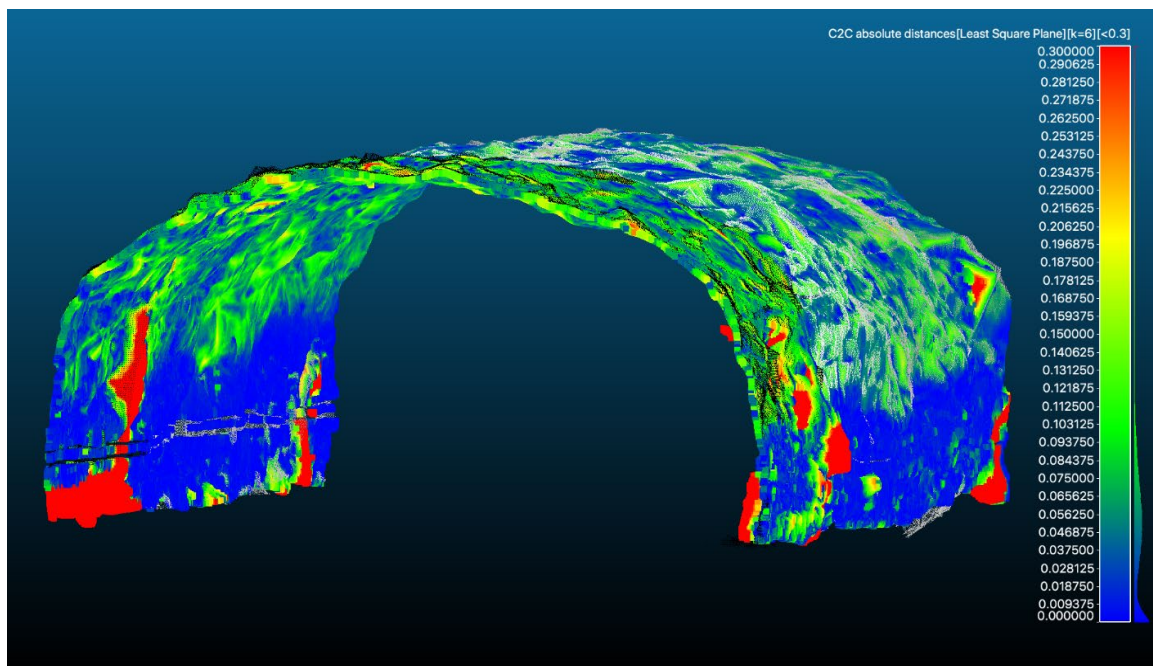
praktiken samt hur den påverkar sprutbetongens egenskaper. Vattning av sprutbetongen är fördelaktigt för hydratiseringen av cement och minskar uttorkningskrympningen. Krympning som uppstår kommer att vara förhindrad av bergbultarna eller vidhäftningen mot berget vilket leder till att spänningar utvecklas i sprutbetongen. Under betongens tidiga ålder, då hållfastheten inte är fullt utvecklad, är krympning en vanlig orsak till att sprickor uppstår. Uttorkning uppstår när det finns skillnader i temperatur och relativ fuktighet mellan den sprutade betongen och omgivande luften. För att uppnå jämvikt skapas då drivande krafter som transporterar fukten ut ur betongen.

Ett sätt att kontrollera kvaliteten på den sprutade betongen är att kontrollera förekomsten av sprickor och vidhäftningsbrott. Om ytor har tvättats dåligt kan detta ge områden utan vidhäftning vilket kan detekteras genom bomknackning eller förekomst av vida sprickor. I fall med god vidhäftning, fungerar berget som sprickfördelare och mönster av små och tunna sprickor är därför vanligare. Om sprutbetongen har vattnats dåligt eller uteblivit kan detta ge sprickor. Vid god vidhäftning kan det dock vara svårt att upptäcka dem. Om sprickor förblir tunna och inte propagerar är det vanligtvis ingen fara för tunnelns säkerhet. Sprickor som propagerar bör dock övervakas och utredas.

2.3 Mätmetoder för tunnlar

Bergets mekaniska egenskaper är bara till viss del kända innan tunneln börjar byggas. I vissa projekt mäter man därför bergets rörelser för att verifiera det antagna beteendet eller för att uppdatera sin bergmekaniska modell. Vanligtvis finns en acceptabel gräns uppsatt för bergets rörelse och om denna överskrids måste åtgärd vidtas, t.ex. att installera fler bergbultar eller öka tjockleken på sprutbetongen. Enligt Gothäll (2011) är den vanligaste uppställningen för konvergensmätningar att mäta in avståndet till ett antal prismor placerade längs konturen på tunneln. Efterföljande mätningar jämförs sedan med den första mätningen (nollmätning) för att analysera rörelser av de individuella punkterna. Det är vanligt att använda sig av fem prismor med en i centrum av taket och två på vardera sidan om centrum, i anfang och vägg. Ett problem med denna metod är att prismorna är ömtåliga och vanligtvis behöver monteras ned mellan varje mätning vilket ger upphov till mätfel som i vissa fall är större än de rörelser man har tänkt mäta (Gothäll, 2011). En annan källa till fel är att totalstationens position i tunneln mäts in genom ett polygontåg bestående av fixpunkter i tunneln. Det finns därför ett kumulativt mätfel från varje punkt (baserat på totalstationens noggrannhet) samt en osäkerhet i om fixpunkterna har rört sig på grund av bergets rörelser.

En alternativ metod till att mäta med prismor är att använda en laserskanner för att mäta tunnelns deformation. Olika praktiska användningsområden för laserskanningar samt en sammanfattning av utrustning och programvaror är presenterade av Feng (2012). Jämfört med mätningar baserat på enskilda punkter (prismor) får man med laserskanningar information om hela tunnelns deformation. En laserskanner mäter avståndet från skannern till slumpmässiga punkter på bergets yta med hög noggrannhet, men när samma yta skannas två gånger mäts inte avståndet till samma punkter på ytan vilket leder till mätosäkerheter. Skannern etableras i tunnelns på samma sätt som beskrevs ovan och därmed existerar samma inmättningsfel för skannern. Dessa fel gör, enligt Feng (2012), att noggrannheten för laserskanningar uppskattas till några millimeter. Detta är tillräckligt bra för att mäta tjockleken på sprutbetongen mer är ofta i samma storleksordning, eller större, som bergets förväntade deformation vilket gör att deformationen inte kan särskiljas från mätfelet. Laserskanningar för att mäta tjockleken på sprutbetong används idag i många projekt. Detta ger en komplett bild av tjockleken av sprutbetongen i hela tunneln. För projekt som är upphandlade med AMA gäller dock att tjocklek kontrolleras genom borrhning och därmed används data från laserskanningen för dokumentation snarare än kontroll.



Figur 2.3-1 Mätning av sprutbetongens tjocklek baserat på jämförelse av punktmoln från laserskanningar.

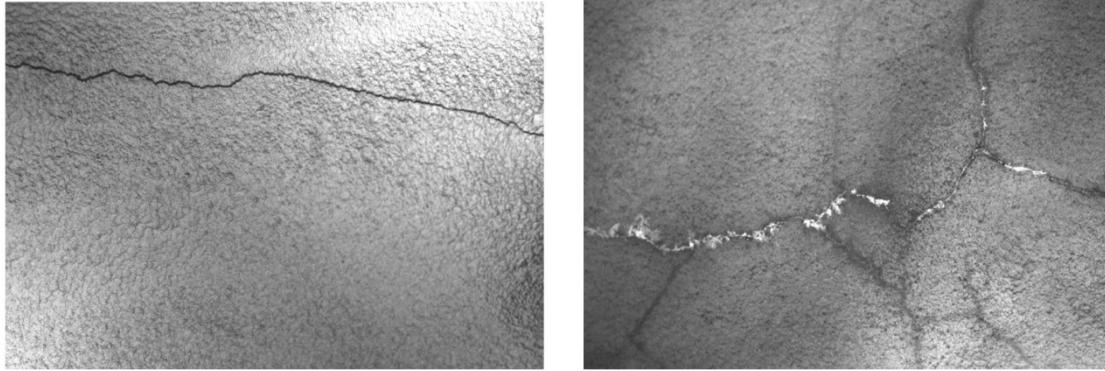
Vid LKAB användes under 2012 för första gången en sprutrobot utrustad med en laserskanner. Skannern sköttes av sprutoperatören som först skannade bergets yta och sedan sprutbetongens yta och fick därefter direkt feedback angående sprutbetongens tjocklek (Wetlesen & Krutrök, 2014). För att kontrollera skanners noggrannhet borrades hål i sprutbetongen och i fyra av fem fall var noggrannheten inom 10 mm, i det femte fallet var avvikelserna 23 mm. Metoden är användbar för att minska förbrukningen av sprutbetongen och undvika sektioner med stora avvikelser i tjocklek. LKAB lyckades minska sin förbrukning av sprutbetong med 20 % efter man började använda skannern (Wetlesen & Krutrök, 2014). I Figur 2.3-1 visas ett exempel på mätning av sprutbetongs tjocklek baserat på jämförelser mellan två punktmoln från laserskanningar.

Laserskanning kan även användas för att kartera berg (Feng, 2012). Laserskannern kombineras med en högupplöst kamera vilket gör att berget kan karteras och sprickor identifieras och mätas. Kartering utförs idag vanligtvis geologer som undersöker det oförstärkta berget på plats. Detta medför en risk då block kan falla ner vilket helt kan undvikas med digital kartering. En annan fördel är enligt Feng (2012) att den digitala karteringen av berget (laserskanningen) går snabbare än de traditionella metoderna, där berget fotograferas med handhållen kamera och kompletteras med handritade skisser av sprickor.

Idag har mobila enheter utrustade med laserskanners utvecklats. Denna typ av skanners används bland annat för att skanna vägytor (WSP, 2012), men försök har även gjorts att skanna tunnlar. Ett problem vid skanning i en tunnel är positionering av fordonet, vilket normalt sköts med ett integrerat GPS-system. I tunneln funkar inte detta system och man får förlita sig på GPS-positionen när man färdas in i tunneln och sedan använda mätutrustning på bilen för att lokalisera fordonet i tunneln. Noggrannheten för den rörliga lasern i en tunnel är därför lägre än för en fast uppställd laser.

2.4 Inspektioner av tunnlar

Den tekniska livslängden för trafik-tunnlar i Sverige är 120 år. Regelbundna och återkommande inspektioner är därför viktiga för att säkerställa att tunnlar förblir säkra under hela livslängden. Potentiella problem såsom sprickbildning i sprutbetongen och vidhäftningsbrott mellan sprutbetong och berg ska dokumenteras och vid behov ska reparationer utföras.



Figur 2.4-1 Exempel på bilder tagna med mobil skanningsutrustning. Foton från WSP.

I Sverige genomförs idag en majoritet av inspektionerna av tunnelarna av inspektörer utrustade med lampor och hammare. Men genom tekniska framsteg inom skanning och bildanalys har fokus nu riktats mot att hitta automatiserade metoder för att inspektera tunnelar. Konsultföretaget WSP blev 2012 det första företaget som kunde erbjuda mobil laserskanning i Sverige (WSP, 2012). Nyligen genomfördes ett pilotprojekt i Trafikverkets regi där två företag använde varsitt fordon utrustat med laserskanner och kameror för att samla in data från en del av en tunnel. Fordonen körde långsamt genom tunneln samtidigt som laserskannern användes för att samla in data för att mäta radiella deformationer och en rigg med kameror användes för att dokumentera sprutbetongens yta. Efter insamlingen av data kunde en 3D-modell av tunneln skapas. Samma tunnelsträcka skannades ett dygn senare och syftet med detta var att undersöka om deformationer kunde upptäckas genom att jämföra data från de två skanningarna. En deformation var konstruerad genom att placera en filt mot sprutbetongytan efter att första skanningen var genomförd. Denna skillnad kunde sedan detekteras. Bilderna kunde användas för att genomföra visuell inspektion av tunneln och exempel av områden med uppsprucken sprutbetong och urlakning visas i Figur 2.4-1.

Den här typen av teknik är ett steg mot automatiserade inspektioner av tunnelar. En hel tunnel kan skannas under en natt och inspektionen kan genomföras på ett kontor, vilket minskar tiden som tunneln behöver vara stängd. Det praktiska underhållet av tunneln kan sedan fokuseras till de områden där skador eller misstänkta skador har upptäckts vilket effektiviserar och minimerar det arbete som behöver utföras i tunneln. Att manuellt inspektera bilder av en hel tunnel i syfte att hitta sprickor och skador är ett tidskrävande och monotont jobb. Att kunna effektivisera detta genom att låta datorprogram hitta sprickor och potentiella sprickor är därför en naturlig och intressant fortsättning för att effektivisera inspektionerna. Inom det här projektet kommer försök att göras att mäta sprickvidden med en rörlig kamera. Om detta lyckas, kan tekniken förhoppningsvis implementeras för att automatisera övervakningen av sprickor under tunnelns drift.

Internationellt finns många intressanta tekniker och enligt Lindholm (2012), ligger Japan i framkant med att utveckla ny teknik. Där användes ett system med fordonsmonterad laser redan år 2000 (Asakura & Kojima, 2003). Man har även gjort försök med att utveckla en automatiserad bomknackningsrobot. Den bestod av ett system med fem stycken parallella hammare som tillsammans med annan nödvändig utrustning monterades på ett fordon. Bomknackningen genomfördes genom att låta fordonet köra igenom tunneln och systematiskt slå an sprutbetongen med hammarna och registrera ljudet från träffen (Suda, et al., 2004). Med hjälp av laboratorieförsök har man lyckats identifiera skillnader i ljudet från betong av bra kvalitet med ljudet från betong med håligheter och kunde detektera detta genom att analysera ljudsignalen från hammarslagen. Resultaten visades direkt och man kunde analysera mellan 250 till 350 m² tunnel per timme (Suda, et al., 2004).



Figur 2.5-1 Mikrometer från Mitutoyo.

2.5 Testade mätmetoder

I det här projektet har mekanisk mätning och fotogrammetri undersökts i labb och i fält. Alla genomförda försök, syftet med dessa, samt en mer ingående beskrivning presenteras i Kapitel 4. Nedan ges en generell beskrivning av de båda metoderna.

Syftet med den första metoden var att utvärdera om en enkel mekanisk mätutrustning kunde användas för att mäta rörelser i sprutbetongen. Tanken var att ingen mättekniker skulle krävas och att mätningarna skulle kunna genomföras på ett snabbt och smidigt sätt. En enkel metod skulle underlätta att mätningarna i fält genomförs och man kan göra flera mätningar. Först undersöktes möjligheten att använda ett skjutmått. Med detta instrument kan man mäta avståndet mellan fasta markör, som t.ex. spikar, i betongen. Utformningen av skänklarna på skjutmättet gör det lämpligt för denna typ av mätning. Dessvärre var noggrannheten i instrumentet inte tillräcklig för att kunna mäta rörelser i sprutbetongen och valet av instrument blev istället en digital mikrometer från Mitutoyo med ett mätomfång på 375 till 400 mm, se Figur 2.5-1. Mikrometern fungerar enligt samma princip som ett skjutmått men har högre noggrannhet. Ett mätomfång på 375 till 400 mm valdes med avseende på den relativa noggrannheten och att instrumentet skulle vara praktiskt användbart. För att utvärdera mätningarna konverteras deformationerna ofta till töjningar för att beräkna spänningar. Töjningen beräknas som längdförändringen dividerat med den totala längden (i detta fall omfånget på mikrometern) vilket gör att det i detta avseende kan vara fördelaktigt med ett instrument som har högre fel men ett större omfång. Noggrannheten för det valda instrumentet är $\pm 8 \mu m$, och omräknat till töjningar med ett mätomfång på 375 mm blir det relativa mätfelet:

$$\frac{8e-6}{0,375} = 21e - 6 [-]$$

En noggrannhet på 21 microstrain kan jämföras med töjningen i betong när den spricker som är omkring 100 till 200 microstrain. Fördelen med mikrometern som mätmetod är att den är snabb och enkel att använda. Man behöver ingen strömförsörjning och de mätpunkter som krävs kan enkelt fästas i sprutbetongen med en spikpistol.

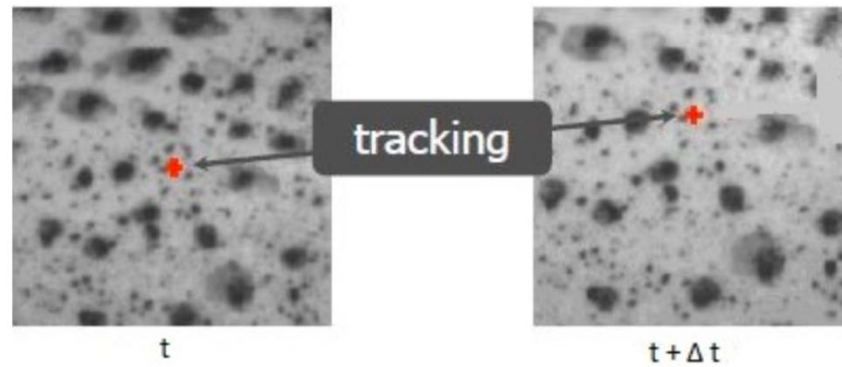
Den tredje metoden som testades var fotogrammetri som på senare tid blivit en etablerad metod för att mäta deformationer i betong vid belastningsförsök i labb, se bland annat Dias Da Costa et al. (2011) och Ravanelli et al. (2017). Fotogrammetri har även använts för att mäta propagering av sprickor i

betong med arbeten av bland annat Valenca et al. (2013) och Nishiyama et al. (2015). Den stora fördelen med fotogrammetri jämfört med mätningar med t.ex. töjningsgivare är att man kan få ut information om rörelsen över hela ytan som fotas och inte bara i enskilda mätpunkter. Noggrannheten i mätningarna kan vara mycket hög men eftersom metoden går ut på att följa individuella pixlars rörelse så beror noggrannheten på vilken upplösning kameran har (antal pixlar) samt avståndet mellan kamera och objekt, d.v.s. hur stor del av betongen som varje pixel motsvarar. Mätningar genomfördes i labb och i fält med syftet att utvärdera vilka möjligheter och begränsningar som fotogrammetri har vid användning i fält. I labb är kameran fast uppställd och fungerar som referenspunkt för mätningarna. I fält behöver kameran monteras ned vid varje tillfälle för att inte skadas och kamerans position kommer därmed inte att vara helt fast. I det här projektet ska noggrannheten för mätningar med en rörlig kamera undersökas. I labbmiljö är det också vanligt att man använder sig av någon typ av markörer när man mäter deformationer. Dessa placeras med ett kort avstånd och man kan då mäta deformationerna mellan de utsatta punkterna. Det är enklare att med bildanalys följa rörelsen av utsatta punkter istället för att följa punkter på betongens yta. Att använda markörer i en tunnel fungerar om det enbart är en mindre yta som ska övervaka men för mätningar i större skala skulle det resultera i ett orealistiskt stort antal markörer. De flesta försöken genomfördes därför utan markörer.

I alla försök med fotogrammetri har en Canon EOS 5D Mark II använts. Den är utrustad med en fullstor sensor (35,8 × 23,9 mm) och en maximal upplösning på 5616 × 3744 pixlar vilket resulterar i 21.1 megapixel. Kameran har använts tillsammans med Canon EF 24-70 mm f/2.8 L USM och Canon EF 700-200 f/2.8 L USM objektiv, se Figur 2.5-2. Ett digitalt foto består av ett stort antal individuella pixlar, 21,1 miljoner för den använda kamera, som vardera representerar en färg i intervallet 0-255. Matematiskt kan en bild därför definieras som en 5616 × 3744 matris med heltalsvärden mellan 0 till 255. För att analysera bilder har programvaran PY2DIC använts vilken är baserad på öppen källkod



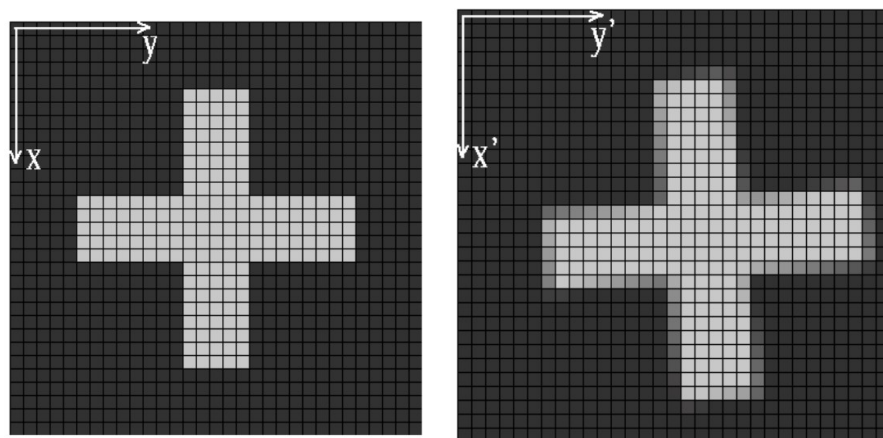
Figur 2.5-2 Använd kamerautrustning för fotogrammetri.



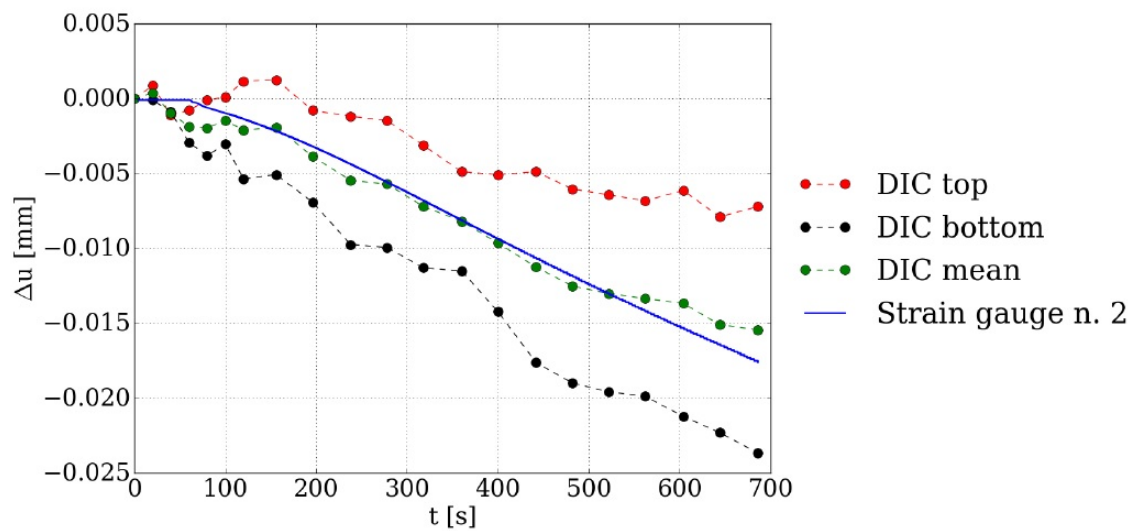
Figur 2.5-3 Rörelse av pixlar i bilder tagna vid olika tidpunkter.

och utvecklat av avdelningen för Geodesi och Geoinformatik vid universitetet La Sapienza i Rom (Ravanelli, et al., 2017; Belloni, et al., 2018). Programmet har sedan vidareutvecklats av avdelningen för Geoinformatik på TKH av Belloni et al. (2019).

Programmet använder sig av DIC (Digital Image Correlation) som är en teknik som följer pixlarnas rörelse i bilder tagna vid olika tidpunkter, se Figur 2.5-3. Deformationen av ett objekt kan beräknas genom att jämföra en bildserie tagen av objektet över en viss tid. Om en referens för skala, som t.ex. en tumstock, används i bilden kan pixels fysiska längd beräknas och pixlarnas rörelser kan översättas till en fysisk deformation. Med programmet PY2DIC kan pixlarnas rörelse följas på subpixelnivå. Detta möjliggör mätningar av rörelser som är mindre än pixelns fysiska storlek vilket ökar noggrannheten för metoden. Subpixel-analyser bygger på att den radiometriska skillnaden, dvs. skillnaden i det reflekterande ljusets intensitet, mellan närliggande pixlar används för att kunna följa rörelser som är mindre än pixlarnas storlek. Denna princip visas i Figur 2.5-4. Den vänstra figuren visar en idealisk bild av ett vitt kors mot en svart bakgrund som perfekt följer pixlarnas mönster. Till höger i Figur 2.5-4 visas samma kors efter en translation, rotation och ändring i skala. Korset och bakgrunden följer inte längre pixlarnas mönster och därmed har de gränsöverskridande pixlarna antagit mellanliggande värden, i det här fallet olika grå nyanser. Algoritmen i PY2DIC kan genom bi-linjär interpolation dela in varje pixel i ett antal mindre pixlar (oversampling). Subpixel-noggrannhet kan sedan åstadkommas genom att maximera korskorrelationen mellan två bilder



Figur 2.5-4 Schematisk figur av intensiteten i varje pixel (y-axeln) för två foton plottad mot storleken av en pixel. Deformationen mellan de två figurerna är mindre än storleken på en pixel. UPPDATERA



Figur 2.5-5 Jämförelse av deformationer uppmätta med fotogrammetri (DIC) och töjningsgivaren (Strain gauge). Från (Belloni, 2016).

indelade i subpixlar. Gränsen för hur många subpixlar en bild kan delas in i och fortfarande ge trovärdiga resultat beror på kvaliteten och stabiliteten hos kamerans CMOS sensor. En bättre sensor kan samla in den radiometriska informationen med mindre brus.

Noggrannheten för det egenutvecklade programmet PY2DIC utvärderades genom att instrumentera glasfiberarmerade plastkompositbalkar med töjningsgivare och utsätta dem för enaxligt drag. Resultaten presenteras av Belloni (2016) och Ravanelli et al. (2017) och visas i Figur 2.5-5. Här jämförs de tvärgående deformationerna i ett av försöken. Resultaten från trådtöjningsgivaren multiplicerades med givarens längd och presenteras med blå linje. Resultaten med DIC har beräknats genom att analysera områdena kring trådtöjningsgivarens över- respektive underkant i vardera änden. Därefter beräknades deformationen i tvärled längs givarens överkant (röd linje) och underkant (svart linje). Medelvärden för dessa representerar med relativt god noggrannhet deformationen i centrum av trådtöjningsgivaren (grön linje). De beräknade deformationerna stämmer väl överens med de uppmätta deformationerna

3 GENOMFÖRDA LABB- OCH FÄLTFÖRSÖK

I det här kapitlet beskrivs de labb- samt fältförsök som har genomförts inom ramen för detta projekt. Initialt gjordes försök med mekanisk mätning i labb men resterade mätningar har genomförts med fotogrammetri.

Mätningar med fotogrammetri har gjorts i samarbete med avdelningen för geoinformatik på KTH samt avdelningen för geodesi och geoinformatik vid universitetet La Sapienza i Rom som har utvecklat en egen programvara för bildanalys kallad PY2DIC (Belloni, 2016; Ravanelli, et al., 2017).

3.1 Mekanisk mätning i labb

Först provades mätningar med ett mekaniskt instrument. Detta skulle vara en enkel metod som skulle kunna genomföras snabbt och enkelt i en tunnel. För detta ändamål användes en mikrometerskruv av märket Mitutoyo som kan göra mätningar i intervallet 375 till 400 mm med en mätnoggrannhet på $8 \mu\epsilon$

Tanken med metoden var att ett mätområde skulle märkas upp med hjälp av mät-dubbar eller spikar som fästs i sprutbetongen med spikpistol eller liknande verktyg. Avståndet mellan spikarna skulle vara inom mätintervallet för mikrometern och fästas snarast efter att sprutbetongen var applicerad. Vid samma tidpunkt skulle en referensmätning genomföras för att avgöra det relativa avståndet mellan dubbarna. Vid nästa mätning skulle det relativa avståndet mellan dubbarna återigen mätas och om detta ändrade sig har sprutbetongen ha rört sig.

För en första utvärdering av metoden, göts två stycken balkar i labbet vid avdelningen för Betongbyggnad på KTH. Balkarna formades av efter cirka 24 timmars härdning och 8 stycken spikar sköts in i balken för att kunna mäta den relativa rörelsen mellan 4 stycken par av dubbar, se Figur 3.1-1. En krutladdad spikpistol av märket Hilti DX 450-SCT som normalt används för mätning av tryckhållfasthet för ung betong användes för att sätta fast spikar i betongen. Några praktiska problem kunde konstateras efter att den första referensmätningen var genomförd.

- Sprickor uppstod i betongen omkring de spikar som sattes fast. Detta skulle kunna påverka storleken på de rörelser och spänningar som kan uppkomma i balken.
- Repeterbarheten för metoden var lägre än önskat.
- I fält finns risk att krutladdningen är för stor så att spikarna tränger in berget. Detta skulle påverka mätningen av sprutbetongens rörelser då dessa kan skilja sig från bergets.
- Spikarna blev ibland inskjutna snett vilket försvårade mätningarna.



Figur 3.1-1 Spikar fastsatta i betong för att kunna mäta relativa rörelser.

Efter avformning förvarades balkarna i labbet utan tillförsel av vatten, vilket skulle resultera i att balkarna skulle krympa. I varje balk satt 4 stycken par med spikar inom mikrometers mätintervall (375 till 400 mm) och vid varje tillfälle mättes avståndet mellan varje spikpar totalt fem gånger för att undersöka repeterbarheten. Mätningarna genomfördes med en dags mellanrum och i Tabell 3.1-1 presenteras standardavvikelsen för dessa. Den låga repeterbarheten för metoden berodde bland annat på att mikrometerskruvens ytor är plana och dessa skulle läggas an mot en rund spik med liten diameter. Det var därför inte möjligt att lägga an mikrometern på samma sätt vid varje ny mätning. En annan felkälla var anliggningsstrycket mellan mikrometer och skruven. Spikarna böjdes något när trycket från mikrometern blev för högt och det fanns därför inget naturligt stopp som gjorde att samma anliggningsstryck kunde uppnås vid varje tillfälle. För att lösa dessa problem provades olika metoder för att öka repeterbarheten. Metallplattor användes för att öka styvheten och minska deformationen orsakad av mikrometers anliggningsstryck. För att guida mikrometern till samma ställe vid återkommande mätningar användes dubbla plåtar där den ena var försedd med ett hål i ungefär samma storlek som mikrometerskruven, se Figur 3.1-2. För dessa försök sattes plattorna ned i en träbalk och flera mätningar gjordes av samma avstånd. Med denna metod ökade noggrannheten för mätserierna något men repeterbarheten var fortfarande låg, dvs. det existerade skillnader mellan de olika mätserierna.

Efter dessa försök konstaterades det att det inte var praktiskt tillämpningsbart att använda en mikrometer för att mäta rörelser i fält. För att mätningarna ska bli korrekta krävs att handhavandefelen med mikrometern elimineras och för detta krävs att anliggningsstrycket och placeringen av instrumentet mot mätdubbarna blir exakt lika varje gång. Detta kan antagligen lösas

Tabell 3.1-1 Standardavvikelse för mätningar med mikrometer genomförde vid fyra olika tillfällen.

Balk- Område	Standardavvikelse [mm]			
	Mätning 1	Mätning 2	Mätning 3	Mätning 4
1 - I	0,130	0,056	0,081	0,037
1 - II	0,115	0,129	0,058	0,024
1 - III	0,180	0,207	0,044	0,276
1 - IV	0,254	0,152	0,318	0,081



Figur 3.1-2 Försök för att öka repeterbarheten vid mätningar med mikrometer där vinkeljärn i stål användes i kombination med stålplåtar försedda med hål för att öka styvheten och guida mikrometerskruven till samma ställe vid upprepade mätningar.

med någon ställning eller stativ för mikrometern och väldigt styva samt plana ytor att mäta mot. Det är dock komplicerat att använda den typen av utrustning i fält.

3.2 Fotogrammetri – Initial test i labb

För att kontrollera att kameran som skulle användas vid försöken var kompatibel med den egenutvecklade programvaran PY2DIC gjordes ett första enkelt försök i labbet på KTH. För att genomföra detta så placerades ett skjutmått i ett skruvstäd. Kameran monterades på stativ och bilderna togs med hjälp av en fjärrkontroll för att undvika rörelser i kameran. Uppställningen visas i Figur 3.2-1. Skjutmättet var utrustat med en digital display med två decimalers noggrannhet. Skjutmättets tolerans och fel är dock okänt. Skänklarnas position kunde låsas med hjälp av en skruv och mellan varje bild justerades avståndet mellan skänklarna försiktigt, för att undvika att hela skjutmättet rörde sig. Totalt togs sju bilder och resultaten av skänklarnas registrerade och uppmätta rörelse presenteras i Tabell 3.2-1. När bilderna processas i programvaran jämförs två bilder med varandra och man väljer den yta av bilden där rörelserna ska beräknas. I detta fall delades skänklarna in i ett jämt fördelat rutnät och förskjutningarna är beräknade genom att beräkna varje pixels rörelse inom det markerade rutnätet. Den fysiska längden som varje pixel motsvarar var 0,0406 mm och varje pixel delades in i ett rutnät om 30 pixlar vilket gör att den minsta rörelsen som kan upptäckas var 0,0014 mm. Rörelserna för de valda områdena för en av bilderna visas i Figur 3.2-1 med en upplösning av 1/100 000 mm.

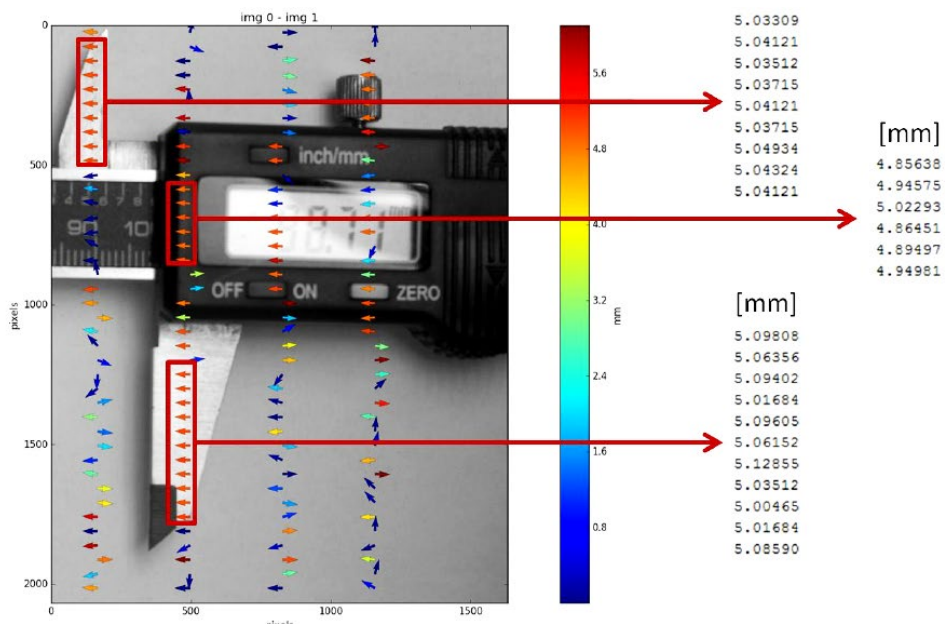
Som kan ses i Tabell 3.2-1, finns en god överensstämmelse mellan fotogrammetriska mätningar och registrerade rörelser av skänklarna för de första tre fallen. En möjlig källa för fel i mätningarna är att hela skjutmättet har rört sig när skänklarnas läge har justerats. Trots att skjutmättet var fastlåst i ett skruvstäd är det möjligt att rörelser i storleksordningen av 0,1 mm eller mindre uppstår vilket påverkar jämförelsen. Då kameran var placerad på stativ och fjärrkontroll användes för att ta bilder bör kamerans rörelse under försöket ha varit oförändrad. Det ska dock påpekas att huvudsyftet med detta försök var att undersöka att kameran var kompatibel med programvaran vilket kunde konstateras.

Tabell 3.2-1 Resultat från mätningar med fotogrammetri av skänklarnas rörelse

Metod	Avstånd mellan skänklarna [mm]			
Jämförda foton	1 - 2	2 - 3	4 - 5	6 - 7
Skjutmått	5,04	1,32	0,78	0,98
Fotogrammetri	5,040	1,312	0,782	0,954



Figur 3.2-1 Uppställning vid labbförsöket med fotogrammetri för att undersöka kamerans kompatibilitet med den egenutvecklade programvaran PY2DIC.

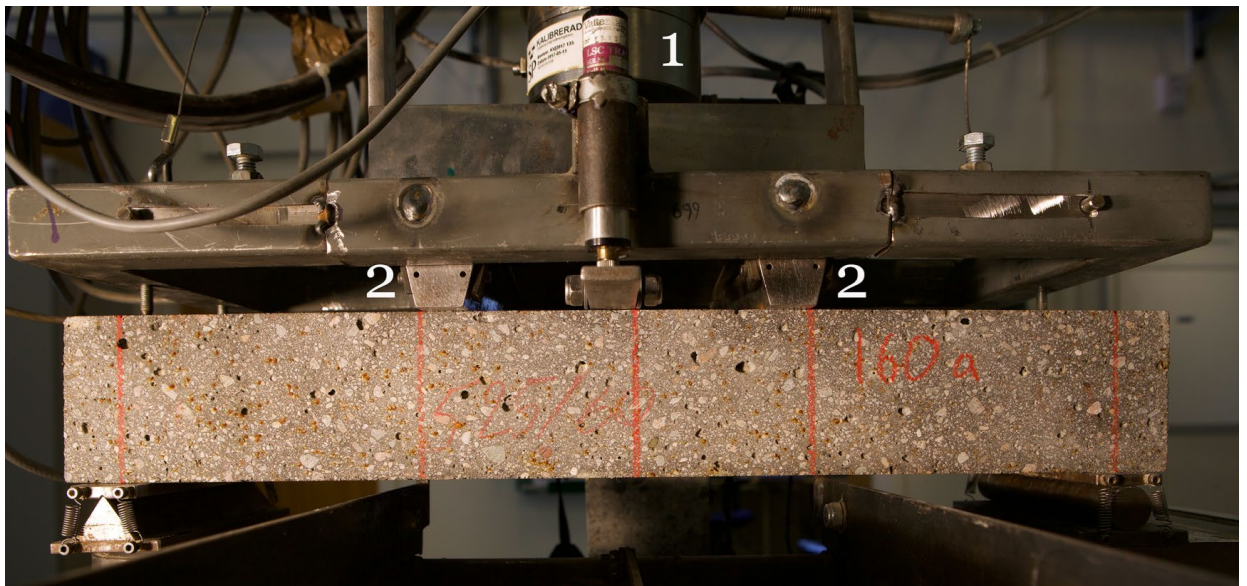


Figur 3.2-2 Deformation av valda områden från DIC.

3.3 Fotogrammetri – Deformation av balkar i labb

Fotogrammetri är idag en etablerad metod för att mäta deformationer i labb, se bland annat arbeten av Valença et al. (2012) och Skarzynski et al. (2013). Vid fotogrammetriska mätningar av betong är det vanligt att man använder markörer på ytan eller att man målar ett spräckligt mönster för att öka kontrasten, se t.ex. Dias Da Costa et al. (2011). Detta är enkelt att genomföra i labb, men om metoden ska kunna användas i fält och framförallt i tunnlar måste texturen på betongens yta räcka för att kunna genomföra mätningarna. Att använda sig av markörer eller måla spräckliga mönster på stora ytor i fält är inte praktiskt genomförbart. Syftet med detta labbtest var därför att utvärdera om programvaran PY2DIC kunde beräkna deformationer av en betongbalk baserat enbart på betongens textur. En mer utförlig redogörelse av hur bildanalysen har genomförts kommer att presenteras i en kommande konferensartikel av Belloni et al. (2019).

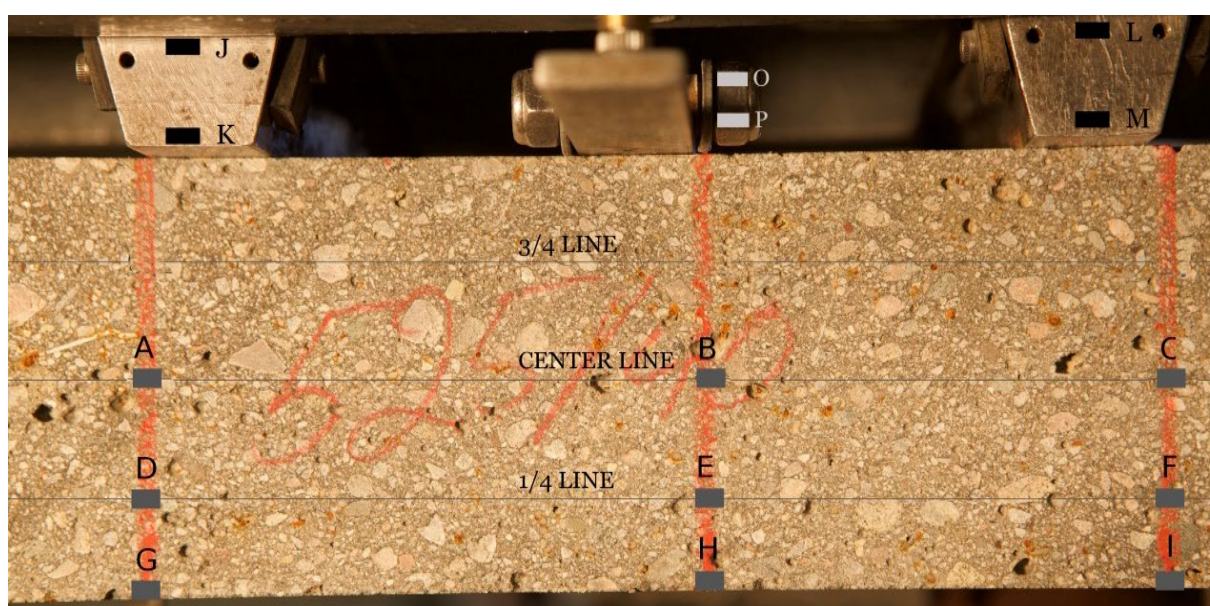
Fiberarmerade betongbalkar provades enligt SS-EN 14488:3:2006 (CEN, 2006) hos Vattenfall R & D i Älvkarleby. Provingarna genomfördes i samband med ett examensarbete där olika provmetoder för sprutbetong jämfördes av El Zain (2018). Enligt standarden (CEN, 2006) är måtten på balkarna $500 \times 125 \times 75$ mm (längd \times bredd \times höjd). En kontrollerad förskjutning appliceras av maskinen och den resulterande kraften mäts i en centriskt placerad lastcell, se 1 i Figur 3.3-1. Den vertikala deformationen mättes centriskt på balkens båda sidor med en LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Kraft och medelvärde av deformation sparades kontinuerligt under testet. Dessvärre utan en tillhörande tidssignal eller med vilken frekvens maskinen sparade data med, dvs. hur många datapunkter som sparas per sekund. Detta ledde till svårigheter med att matcha tidsskalan för de fotogrammetriska mätningarna vilket beskrivs mer nedan. Av Figur 3.3-1 framgår det att förskjutningen som appliceras vid lastcellen förs vidare ned till betongen via en stålram och två stålblock (markerade med 2 i Figur 3.3-1). Denna uppställning ger, teoretiskt, ett maximalt böjande moment mellan de båda stålblocken och därmed bör sprickan uppstå där. Enligt standarden ska belastningshastigheten vara 0,25 mm/min upp till en vertikal deformation av 0,5 mm. Därefter kan belastningshastigheten ökas till maximalt 1,0 mm/min. Testet avslutades när den vertikala deformationen var 7,0 mm.



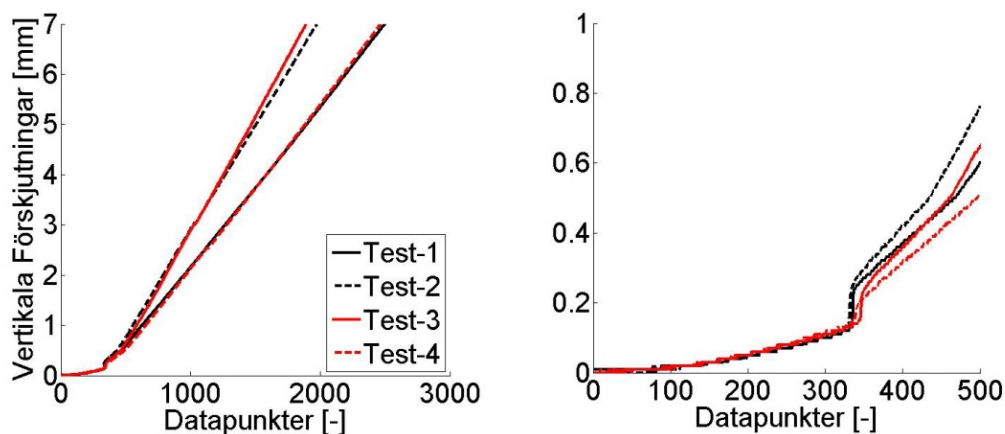
Figur 3.3-1 Försöksuppställning enligt SS-EN 14488-3 (CEN, 2006). Lastcellen är markerad med 1 och stålblocken med 2.

Mätningarna av maskinen kompletterades med fotogrammetri. Kameran placerades på ett stativ och kontrollerades via en laptop. Under de första tre försöken togs totalt 100 bilder per försök med ett intervall på 5 sekunder. Den första bilden togs när testet startades. Eftersom kameran var still under hela testet användes den som referenspunkt för mätningarna av deformationerna. Innan testet startade togs en referensbild där en tumstock placerades vid betongens yta. Denna bild användes för att beräkna storleken på en pixel vilket användes för att beräkna deformationerna. I Figur 3.3-2 visas ett foto från mätningen där man ser placering och benämning av resultatpunkter. Bilden består av 5616×3744 pixlar och om hela bilden skulle bestå av betong skulle detta motsvara en yta på 140×80 mm. Detta gör att varje kvadratmillimeter var täckt av cirka 700 kvadratiska pixlar med en längd på cirka 0,03 mm. Mätningarna genomfördes på subpixel-nivå med en fiktiv pixelstorlek på 0,0015 mm.

I Figur 3.3-3 visas den vertikala deformationen i varje enskild mätpunkt för samtliga testade balkar. Om data för samtliga tester har registrerats med samma frekvens, kan man i den vänstra figuren se att belastningshastigheten för test 2 och 3 har varit snabbare än för test 1 och 4, eftersom den slutliga deformationen på 7,0 mm nåddes snabbare för dessa tester. I den högra figuren visas enbart de första 500 mätpunkterna. Här kan man se ett plötsligt hopp i förskjutningen efter cirka 300 till 400 mätpunkter. Detta beror på att betongen har spruckit vilket plötsligt förändrar balkens styvhet och resulterar i ett hopp i de vertikala deformationerna. Den vertikala deformationen när balken spricker är enligt mätningarna med LVDT mellan 0,12 till 0,14 mm. Med den enligt normen givna belastningshastigheten 0,25 mm/min (CEN, 2006) ska sprickan därmed inträffa efter ca 30 sekunder. De vertikala deformationerna från de fotogrammetriska mätningarna i punkterna K, M samt P (se Figur 3.3-2) presenteras som funktion av tiden för balk 1 och 3 i Figur 3.3-4. Den vertikala deformationen från maskinen presenteras också här som en funktion av tiden. Denna anpassades så att tidpunkten då balken spricker skulle matcha tidpunkten enligt de fotogrammetriska mätningarna.



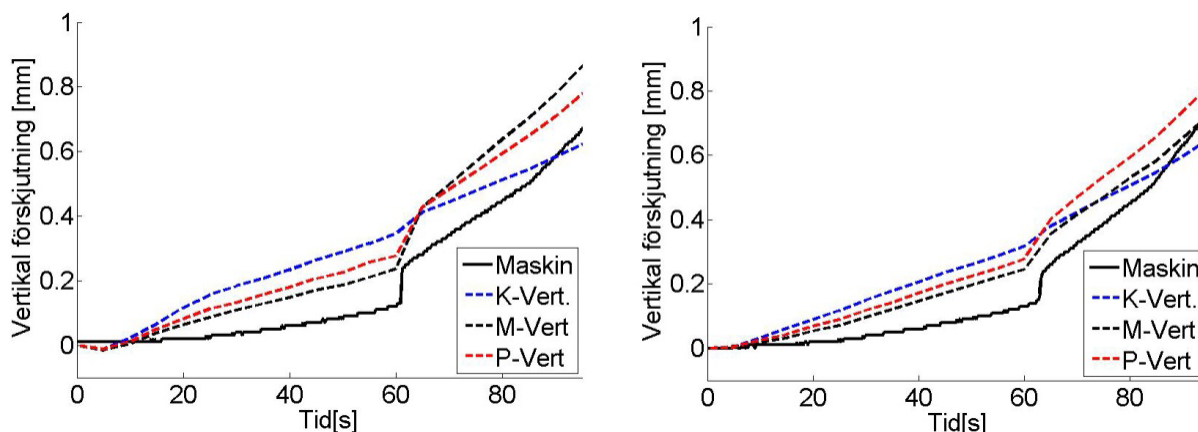
Figur 3.3-2 Placering och benämning av resultatpunkter.



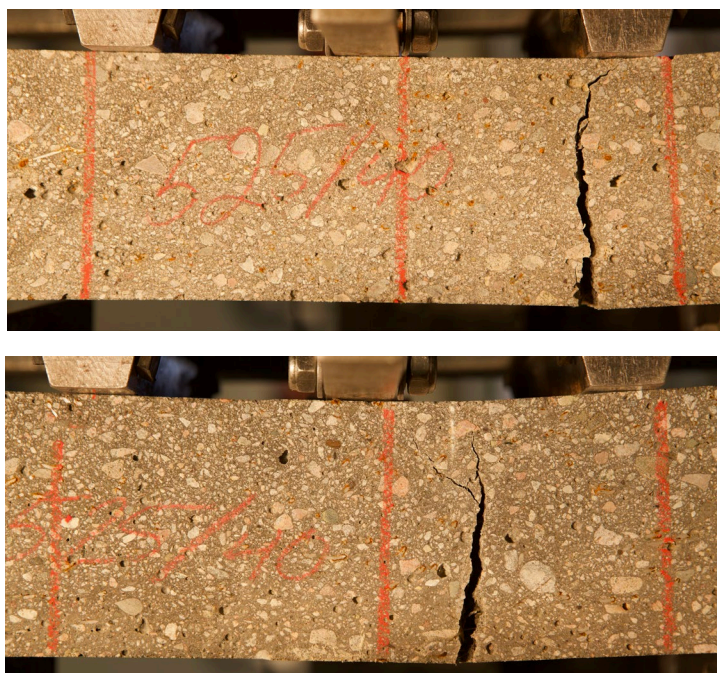
Figur 3.3-3 Vertikal deformation för samtliga balkar plottad i varje enskild datapunkt

Detta skedde efter cirka 60 sekunder vilket antingen betyder att belastningshastigheten på maskinen inte var konstant eller att det existerar en skillnad mellan de fotogrammetriska mätningarna och maskinen. För att utesluta att felet berodde på felaktigheter med den använda programvaran PY2DIC, gjordes en jämförande analys av bilderna med den kommersiella programvaran Vic-2D (Correlated Solutions Inc., 2018) och programmet Ncorr (Georgia Institute of Technology, 2018) som också bygger på öppen källkod. Skillnaden i resultaten mellan alla programvaran var i den närmaste obefintlig. Att det är god överensstämmelse mellan PY2DIC och Vic-2D har tidigare visats av Belloni et al. (2018). Teoretisk bör deformationen av de båda stålblocken vara symmetrisk tills balken spricker. Enligt mätningarna med fotogrammetri i Figur 3.3-4 är deformationen asymmetrisk och rörelsen av det vänstra stålblocket (K) är större än det högra (M) fram tills balken spricker. Deformationen av den centriska delen (P) representerar medelvärdet av vänster och höger sida tills en spricka uppstår. Efter att balken har spruckit minskar balkens styvhet lokalt och rörelsen kommer vara större i närheten av sprickan. Enligt mätningarna med fotogrammetri ska sprickan i balk 1 vara nära det högra stödet och för balk 3 nära mitten. Detta bekräftas av Figur 3.3-5 som visar spricköppningen vid den sista bilden för respektive försök.

Ytterligare jämförelser gjordes med numeriska simuleringar av labbförsöken. En 2D-finit element (FE) modell med plant spänningstillstånd skapades med programvaran Comsol Multiphysics (Comsol, 2016). Modellen och dess randvillkor visas i Figur 3.3-6 och precis som i försöken användes en centriskt kontrollerad förskjutning som belastning på balken. Denna verkade i överkant av den stålram som är ritad i balkens överkant. De stålplattor som användes vid balkens upplag, modellerades för att få en



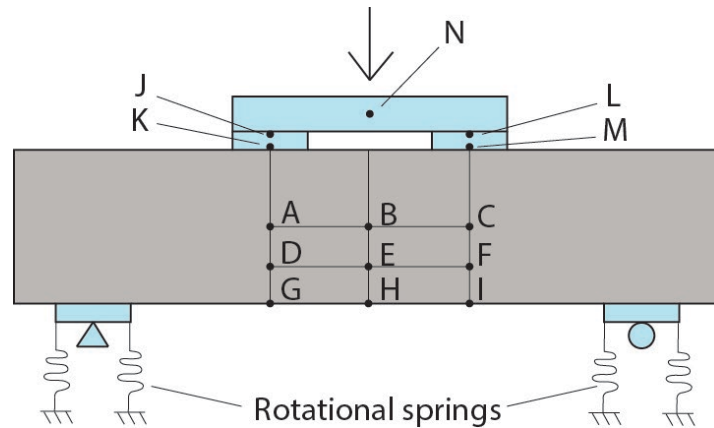
Figur 3.3-4 Mätningar av vertikal deformation av punkterna K, P och M med fotogrammetri tillsammans med mätningar med LVDT från testmaskinen för balk 1 i vänstra figuren och balk 3 i högra figuren.



Figur 3.3-5 Spricköppning av balk 1 (övre bild) och balk 3 (nedre bild) vid sista bilden.

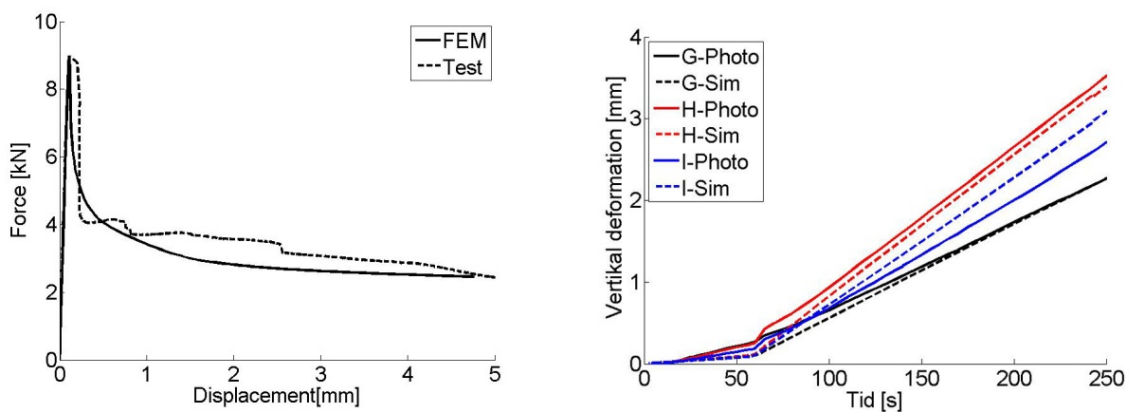
mer korrekt rotationspunkt kring upplagen. Det vänstra stödet var låst i vertikal och horisontell riktning, medan högra stödet enbart var låst i vertikal riktning. Rotationerna kring stödet begränsades av två vertikala fjädrar på vardera sidan om upplagets centrum. Den mekaniska modellen som användes för att simulera den fiberarmerade sprutbetongens mekaniska beteende finns beskriven i Sjölander et al. (2018). De nödvändiga parametrar för modellen som t.ex. draghållfasthet och förhållandet mellan spänning och spricköppning valdes för att återskapa det globala beteende, dvs. kraft-deformationskurvan från försöken. Jämförelsen mellan den numeriska analysen och det experimentella resultatet för balk nummer två visas i Figur 3.3-7. Denna visar att den numeriska modellen med god noggrannhet kan återskapa det globala beteendet för balken. Från den numeriska modellen plottades den vertikala deformationen i punkterna G, H och I (se Figur 3.3-2) för att jämföra med fotogrammetriska mätningar. Det ska återigen påpekas att förhållandet mellan deformation och tid inte är helt känt, vilket diskuterades ovan. På grund av detta var syftet istället att jämföra tendenserna och storleken på deformationerna, dvs. hur deformationen ser ut före och efter uppsprickning.

För de numeriska simuleringarna antogs den vertikala deformationshastigheten fram till en vertikal deformation av 0,5 mm vara 0,12 mm/min, vilket gör att sprickan uppträder vid ungefär samma tidpunkt som observerades med fotogrammetri. Därefter ökades hastigheten till 0,75 mm/min. En jämförelse mellan deformationerna i punkterna G, H och I mellan simuleringar och fotogrammetriska mätningar visas till höger i Figur 3.3-7. Sprickans läge för balk 2 var nästan identiskt med balk 3 (se Figur 3.3-5). Detta betyder att de vertikala deformationerna i balken efter den har spruckit bör vara störst i punkten nära mitten (H) följt av punkten under höger respektive vänster belastningspunkt (I och G). Detta kan ses i simuleringarna och de fotogrammetriska mätningarna som även antyder en rimlig överensstämmelse med avseende på deformationens storlek.



Figur 3.3-6 2D FE-modell av labbförsök som visar randvillkor, belastning samt resultatpunkter.

Överlag var det god överensstämmelsen mellan de båda mätmetoderna och den numeriska simuleringen. Innan balken spricker kan man i Figur 3.3-4 se en tydlig skillnad mellan mätningar med fotogrammetri och LVDT. Tidigare försök av Belloni (2016) har visat att noggrannheten för de fotogrammetriska mätningarna kan vara mindre än storleken på en pixel, vilket i detta fall var 0,03 mm. Enligt standarden för provning av sprutbetong (CEN, 2006) ska noggrannheten för mätningen av deformation vara 0,02 mm. En del av förklaringen till skillnaden i resultaten kan därför vara mätfel med båda metoderna. En annan möjlig orsak är att balkens vertikala deformation kan vara olika på balkens två sidor. Detta kan uppstå eftersom balkens form och yta inte är helt perfekt vilket leder till ett ojämnt kontaktryck mellan betongen och upplagen vid stöd och belastningspunktterna. Fotogrammetrin mäter enbart rörelsen på en sida, medan den redovisade mätningen med LVDT är medelvärdet av balkens deformation på båda sidorna.



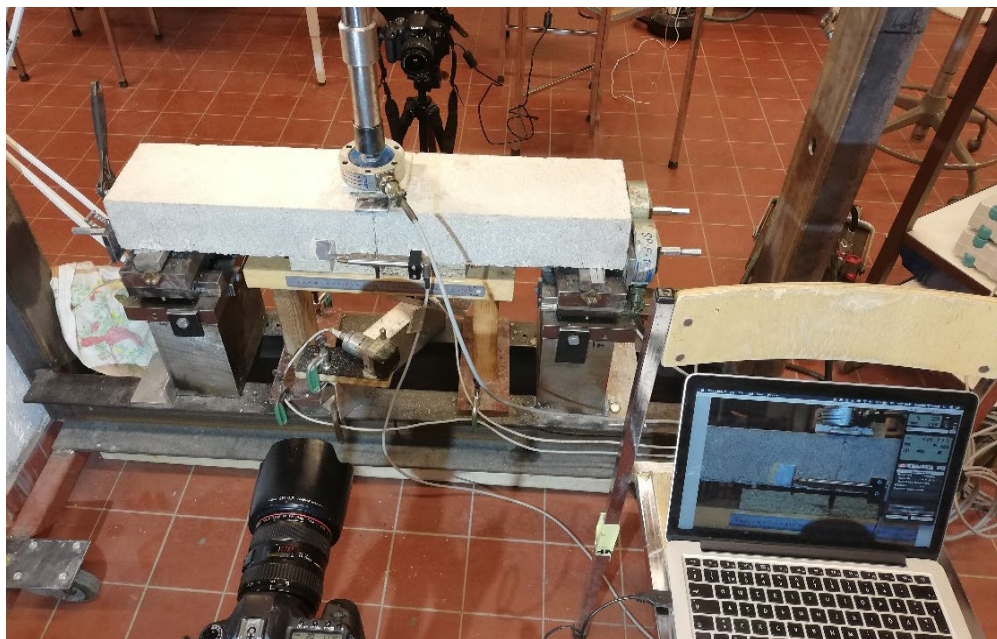
Figur 3.3-7 Vänster figur visar jämförelse av kraft-deformationskurvan för numeriska simuleringar och experimentella resultat. Högra figuren visar jämförelse mellan numeriska simuleringar (streckade linjer) och fotogrammetriska mätningar (heldragna linjer) för balk nummer två i ett punkterna G, H och I.

3.4 Fotogrammetri – Mätning med rörlig kamera i labb

Syftet med det här försöket var att undersöka noggrannheten av deformationsmätningar och sprickmätningar utförda med en rörlig och en fast kamera. En rörlig kamera betyder i det här sammanhanget att kamerans position ändrar sig mellan varje tillfälle som en bild tas. Det ska understrykas att mätningar med en rörlig kamera inte är en enkel sak. Programmet PY2DIC beräknar rörelser i bilder genom att anta att kameran är fast. För att kunna beräkna deformationerna med en rörlig kamera måste därför kamerans nya position först beräknas. Detta måste kunna göras baserat enbart på betongens yta. I tidigare arbeten, se bland annat Yoneyama & Ueda (2012), har fasta referenspunkter använts för att beräkna kamerans nya position. Ekvationerna för kamerans transformation bygger på ett antagande om att rotationerna av kameran är små och att den avbildade ytan är plan. För att mäta propageringen av sprickor används en liknande teknik som presenteras av Nishiyama et al. (2015). En markör placeras på sprickans vardera sida efter att den uppkommit. Propageringen av sprickan mäts sedan genom att följa rörelsen av markörerna. Genom att veta markörernas fysiska storlek finns en referens för skala i bilden och markörerna kan användas till att beräkna kamerans nya position. Kamerans position när efterföljande bilder ska tas för mätning av sprickan är därför inte så viktig, Den här metoden är därför mycket lämplig att använda i fält för att övervaka propagering av befintliga sprickor.

För att kontrollera med vilken noggrannhet en rörlig kamera kan mäta betongens deformation och spricktillväxten, genomfördes ett belastningsförsök i labbet på KTH. För testet användes en 800×100×150 mm (längd×höjd×bredd) balk som utsattes för tre-punktsböjning, se Figur 3.4-1. Balken var förspänd, vilket anordnades genom att gjuta in två stycken plaströr i balken. Efter härdning placerades två gängade stänger med en diameter på cirka 3,4 mm i plaströren. Brickor av stål placerades mot betongen och muttrar användes för att dra åt stängerna med en kraft på cirka 18 kN, vilket mättes med lastceller. Innan förspänningskraften applicerades, belastades balken med 1,5 kN för att förhindra att balken sprack i överkant. Försöksuppställningen i kombination med förspänningskraften gör att en kontrollerad spricka kommer att uppstå i balkens centrum.

Den vertikala deformationen av balken mättes med två stycken dragvajergivare placerade på varsin sida om balkens centrum. En horisontell LVDT limmades fast i underkant av betongens yta för att mäta den horisontella deformationen samt spricköppningen. Den använda LVDT givaren mäter



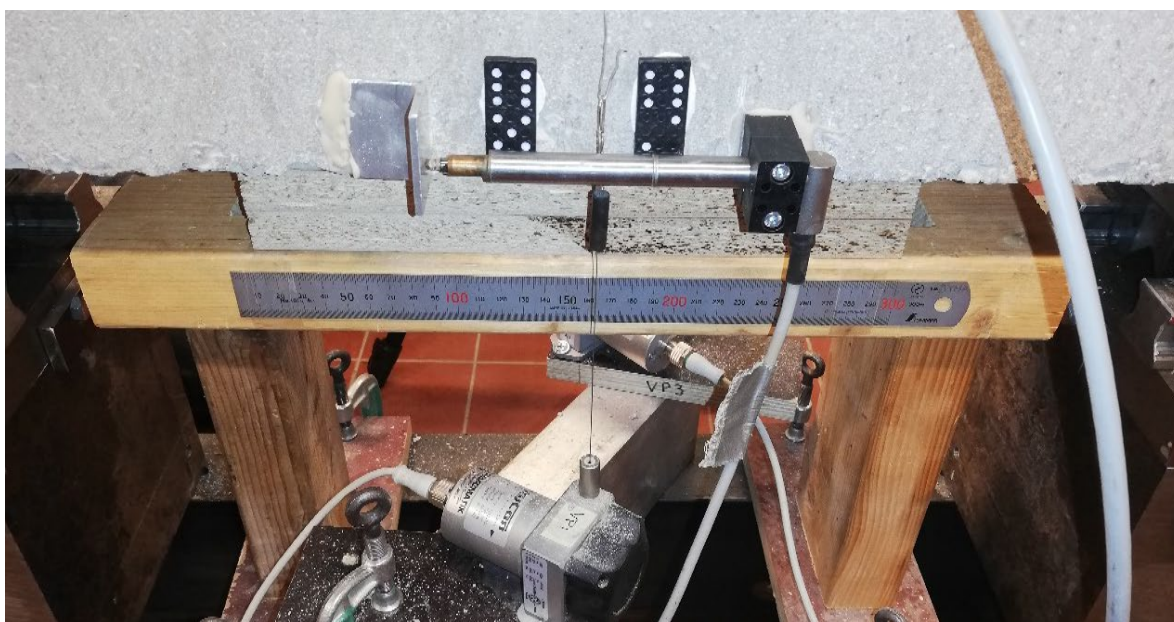
Figur 3.4-1 Uppställning för mätning med fast och rörlig kamera.

deformationer upp till 10 mm som sker över ett område som är 144 mm långt. Den är därför inte tillräckligt noggrann för att beräkna töjningarna innan betongen spricker men är lämplig för att mäta spricköppningen. På samma sida placerades en Canon EOS 5D Mark 2 på ett stativ för att mäta rörelser i betongen och propageringen av sprickan. Kraften applicerades med hjälp av en handdriven hydraulisk pump och mättes med en lastcell. Balken lastades i steg om cirka 1 kN och efter varje laststeg togs tre bilder med kameran enligt följande schema:

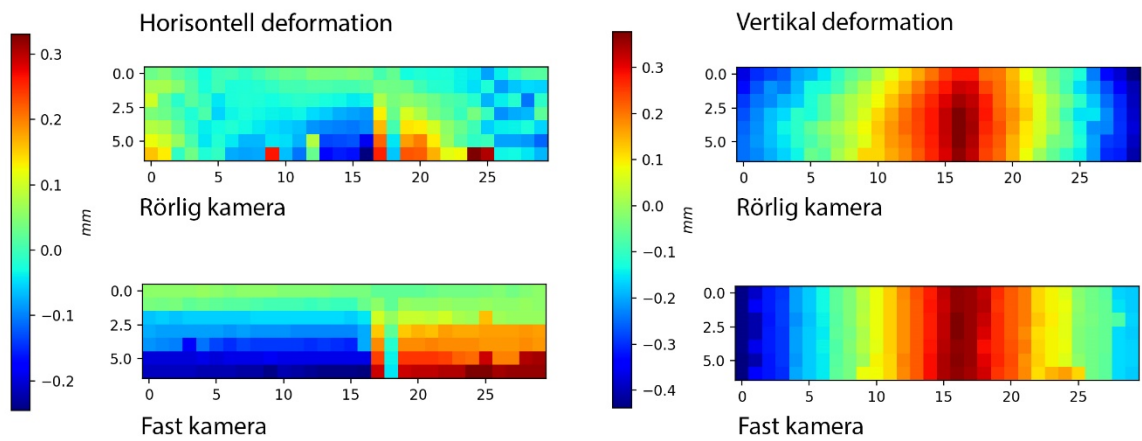
1. Kamerans position fast
2. Justering av kamerans vertikala position
3. Justering av kamerans vinkel mot balken

För varje bild noterades de vertikala och horisontella deformationerna i givarna och en bild togs med en fast monterad kamera, en Canon EOS 2000D utrustad med en $22,3 \times 14,9$ mm CMOS sensor med 24,1 megapixel. Kameran var placerad på balkens motsatta sida, se Figur 3.4-1, och dess position var fast under hela testet för att använda som referens. Båda kamerorna kontrollerades med en laptop för att undvika rörelser i kameran när en bild togs. När en spricka hade uppstått limmades markörerna fast, i det här fallet dominobrickor, vilket visas i Figur 3.4-2. Därefter användes även en mobilkamera (Iphone XS med 12 megapixel) för att mäta propageringen av sprickan. Mobilkameran övervakade samma sida som den fast placerade kameran och tog en bild efter varje belastningssteg. Inget stativ användes för denna kamera och dess position ändrades därmed mellan varje foto.

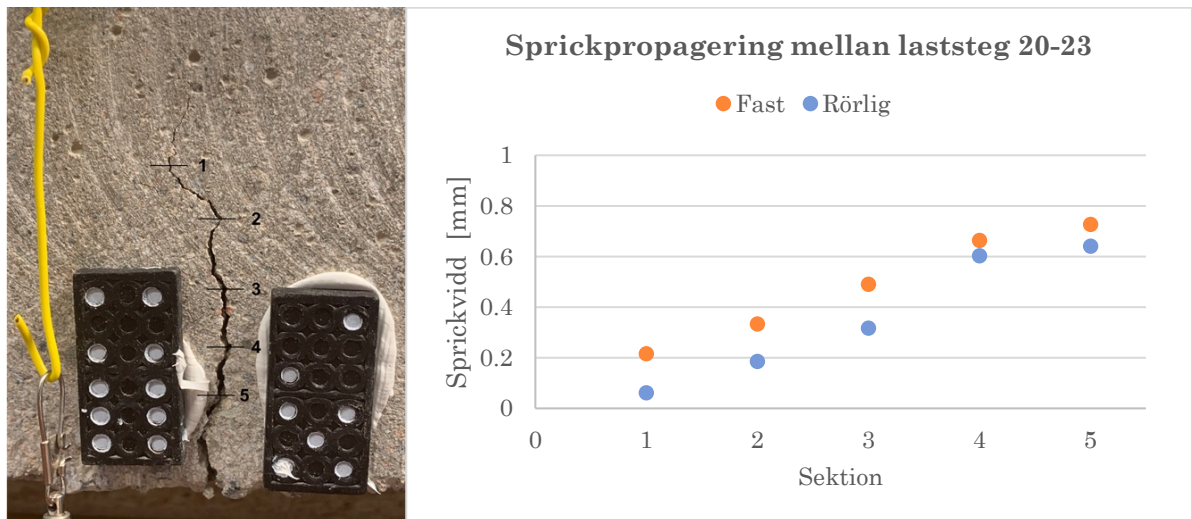
I Figur 3.4-3 visas en jämförelse mellan mätningar av horisontella och vertikala deformationer vid en given belastning med en fast och en rörlig kamera. För de vertikala deformationerna är mönstret och magnituden av deformationen i stort sett identisk för den rörliga och fasta kameran. Ett litet brus kan dock ses i mönstret. För de horisontella deformationerna är magnituden av deformationerna densamma men mönstret är, jämfört med den fasta kameran, mer oregelbundet med den rörliga kameran. Detta kan bero på skillnader i horisontella deformationer mellan de båda sidorna men det oregelbundna mönstret beror nog snare på mätfel.



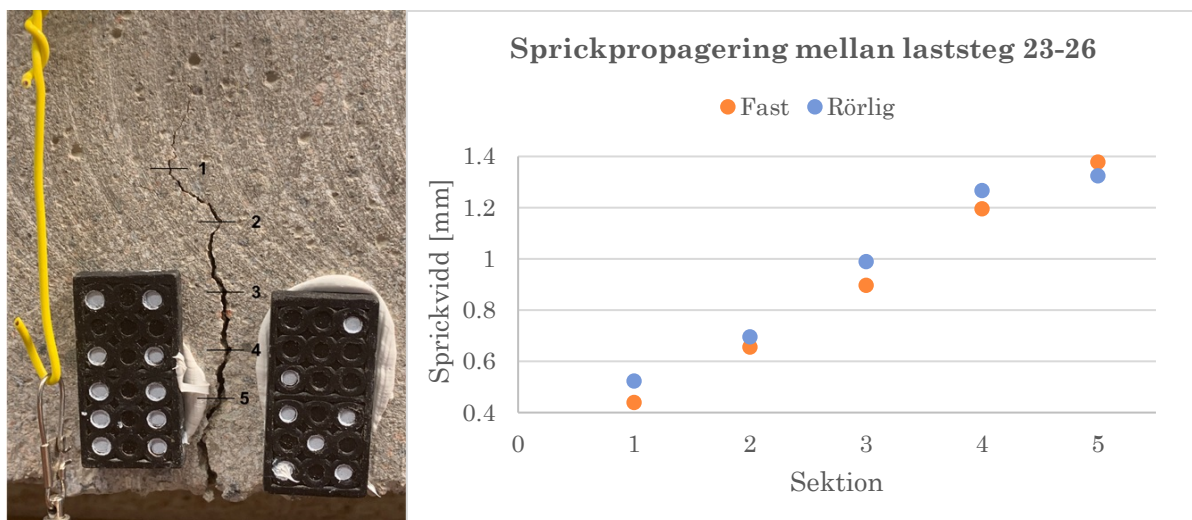
Figur 3.4-2 Uppställning för mätning av sprickvidd med LVDT och dominobrickor samt mätning av vertikal deformation med dragvajerjivare.



Figur 3.4-3 Jämförelse mellan mätningar av horisontella och vertikala deformationer vid en given belastning med en rörlig och fast kamera.



Figur 3.4-4 Vänster figur visar bild av spricka tagen med Iphone XS och numrering av sektioner. Höger figur visar propagering av sprickan mellan laststeg 20 till 23 beräknad med rörlig och fast kamera.



Figur 3.4-5 Vänster figur visar bild av spricka tagen med Iphone XS och numrering av sektioner. Höger figur visar propagering av sprickan mellan laststeg 23 till 26 beräknad med rörlig och fast kamera.

Tabell 3.4-1 Jämförelse av sprickvidd mellan fast och rörlig kamera samt LVDT för tre olika laststeg.

Laststeg	Deformation [mm]		
	Fast kamera Sektion 5	Rörlig kamera Sektion 5	LVDT
20 - 23	0,728	0,642	0,656
23 - 26	1,378	1,325	1,386
23 - 28	1,919	1,927	1,900

Till vänster i Figur 3.4-4 visas en bild av sprickan och markörerna tagen med en Iphone XS. I bilden visas även numrering av sektioner där sprickans bredd mättes. Till höger i Figur 3.4-4 visas sprickans propagering mellan laststeg 20 till 23 beräknat med en rörlig kamera (Iphone) och en fast kamera (Canon 5D Mark 2). I detta fall var den största respektive minsta skillnaden i beräknad sprickvidd mellan fast och rörlig kamera 0,15 mm (Sektion 1) respektive 0,05 mm (Sektion 4). I Figur 3.4-5 visas en jämförelse av sprickans propagering mellan laststeg 23 till 28. Den största och minsta skillnaden mellan rörlig och fast kameran var här 0,08 mm (Sektion 1) respektive 0,04 mm (Sektion 2). I Tabell 3.4-1 visas propagering av sprickan i Sektion 5 för tre olika laststeg beräknad med en fast och rörlig kamera. Resultaten visar att en bra noggrannhet kan erhållas med en rörlig kamera och jämförelsen mellan fotogrammetri och LVDT visar att metoden med hög noggrannhet kan mäta sprickans propagering. Mätningen av sprickans propagering med LVDT gjordes på motsatt sida som mätningarna med fotogrammetri vilket kan vara en av orsakerna till skillnaderna i sprickvidd mellan LVDT och fotogrammetri.

3.5 Fotogrammetri – Fältmätning av rörelser i sprutbetong

Syftet med detta försök var att undersöka de praktiska möjligheterna att i fält använda fotogrammetri för att mäta rörelser i sprutbetong. Att kunna mäta rörelserna för sprutbetong i en tunnel är ett viktigt steg mot att bättre förstår vilka spänningar som verkar på sprutbetongen. Mätningarna genomfördes i en tvärtunnel till huvudtunneln i Förbifart Stockholm, i närheten av Johannelund. Längden av tunneln var 25,0 m och den teoretiska spännvidden samt höjden var 4,5 och 5,0 m. Mätningar med en kamera möjliggör att mäta deformationer i bildens plan. Detta betyder att det inte är möjligt att mäta tunnelns radiella deformation. De förväntade orsakerna till rörelser i sprutbetongen orsakas av dess krympning och svällning till följd av uttorkning och förändringar i temperatur samt eventuell belastning från berget. En stor del av betongens krympning sker under de första veckorna efter sprutning och enligt Neville och Brooks (2010) har mellan 40 till 80 % av den krympningen som sker inom 20 år inträffat efter 12 veckor. Därför var målet att starta mätningarna med att ta en referensbild så tidigt som möjligt efter sprutning och sedan ta bilder under 8 veckors tid.

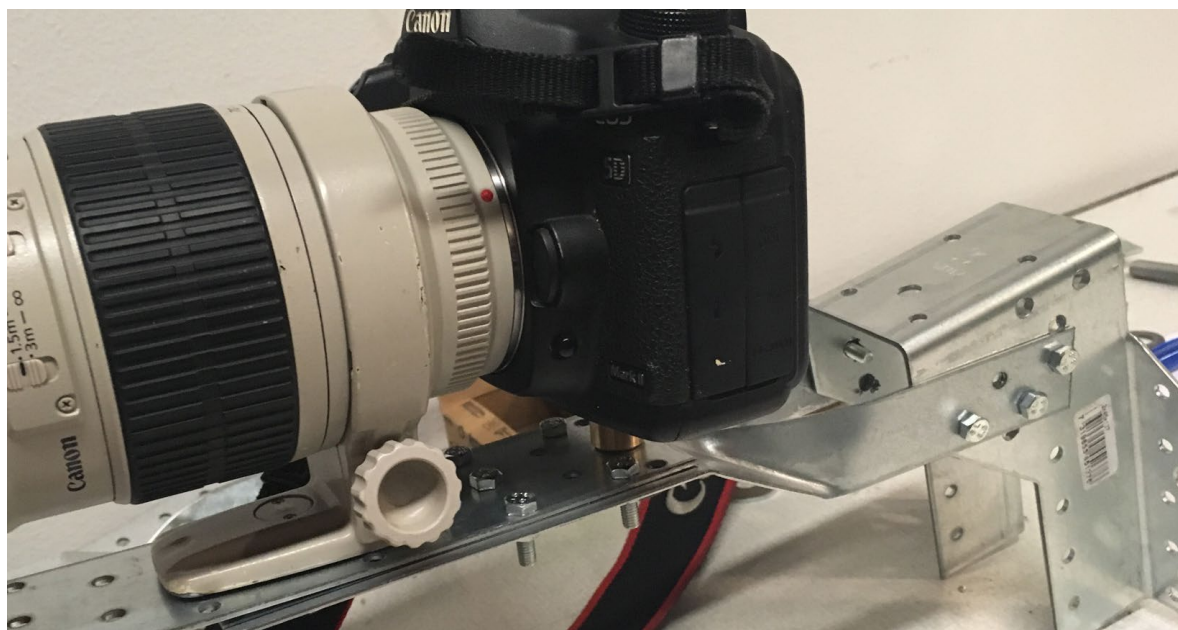
För att kunna mäta rörelser behövs ett referenssystem. Detta kan man uppnå antingen genom att ha kameran i en fast position, vilket genomfördes under balkförsöken i labb, eller genom att ha markörer på tunnelväggen. De praktiska problemen med markörer har diskuterats ovan och därför användes

Tabell 3.5-1 Datum för sprutning och när bilder tagits för de olika platserna

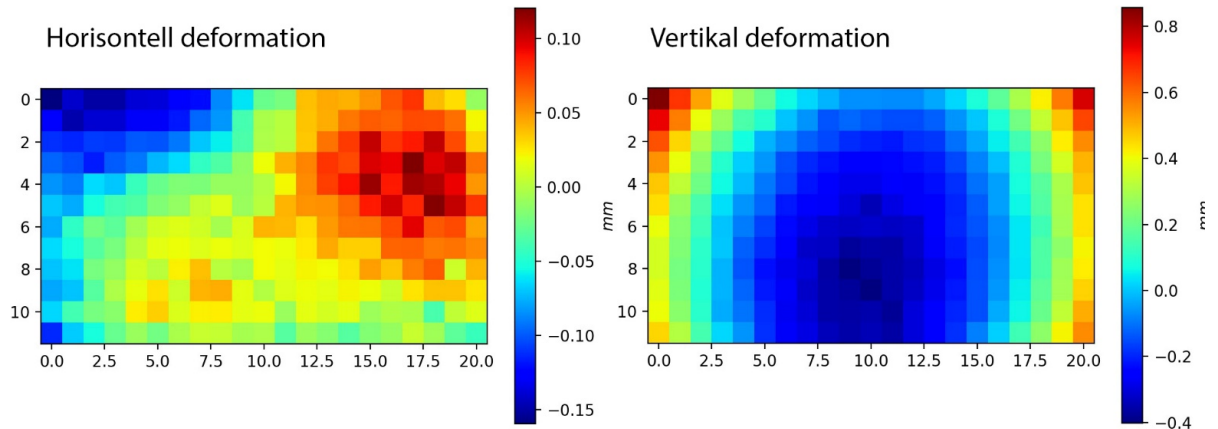
Datum	Plats					
	A1	A2	A3	B1	B2	B3
2018-08-23	Sprutning					
2018-08-24	Inga bilder	Inga bilder	Inga bilder	Bilder	Inga bilder	Bilder
2018-08-30	Bilder	Bilder	Inga bilder	Bilder	Bilder	Bilder
2018-09-07	Bilder	Bilder	Inga bilder	Bilder	Bilder	Bilder
2018-09-13	Bilder	Bilder	Inga bilder	Bilder	Bilder	Bilder
2018-09-20	Bilder	Bilder	Inga bilder	Bilder	Bilder	Bilder
2018-10-17	Bilder	Bilder	Inga bilder	Bilder	Bilder	Bilder

en fast kamera. För att kunna ha kameran på en fast position men samtidigt kunna mäta flera olika sektioner behövs en fästianordning för kameran. Denna tillverkades i labbet och bestod av tre stycken byggbeslag som monterades ihop, se Figur 3.5.-1. Två stycken beslag sattes ihop för att kunna fästa kameran och objektivet, vilka tillsammans har en vikt på strax över 2 kg. Kameran fixerades i beslagen med två skruvar, en i kamerakroppen och en i objektivet för att förhindra horisontella rörelser av kameran. Två stycken beslag användes för att kunna fästa i bergväggen med expanderbult. I beslagen borrades ett antal hål som möjliggjorde att kameran kunde monteras i tre olika positioner. Kameran fästs med tre skruvar på vardera sidan, vilka drogs åt i samma ordning vid varje tillfälle för att försöka få kameran monterad i samma vinkel. Kameran fjärrstyrdes med en laptop för att undvika rörelser i kameran när bilder togs. Dagen efter sprutning togs de första bilderna från två av totalt sex positioner. Anledningen till att bilder inte togs från alla positioner var att det fanns osäkerheter angående ljusförhållanden och de inställningar som bilder skulle tas med. Därför provades flera olika inställningar vid första tillfället. Bergets form förhindrade en av kamerans positioner och därför samlades bilder in från fem av sex positioner vid alla tillfällen. Datumen för sprutning och när bilder tagits visas i Tabell 3.5.-1.

Ett problem med kameran autofokusfunktion upptäcktes efter att den andra omgången med foton var tagna. Vid varje bild som togs sökte kameran på nytt efter fokus. Detta medförde små ändringar i fokuseringslängd mellan bilderna vilket medförde små skillnader i pixlarna. Detta problem eliminerades genom att enbart använda autofokus för den första bilden i varje serie, därefter slogs autofokusen av för resterande bilder. Det exakta fokusavståndet återges inte av kamera vilket



Figur 3.5-1 Fästianordning för kamera.



Figur 3.5-2 Mätningar av horisontella och vertikala deformationer av sprutbetong i tunnelmiljö mellan 2018-09-13 och 2018-10-17 med en rörlig kamera.

2018-09-13



2018-10-17



Figur 3.5-3 Fotograferad sprutbetongyta för mätningar av deformationer. Den vänstra halvan av sprutbetongen är blöt och i den högra figuren syns en ställinjal som användes som referens för skala.

omöjliggör att samma fokuslängd används vid efterföljande tillfälle. För att kunna genomföra mätningarna i fält var det nödvändigt att kameran kunde monteras av en person utan behov av utrustning som stege eller skylift. Därmed monterades kameran på tunnelns vägg vilket resulterade i ett ungefärligt avstånd mellan den studerade ytan och kameran på 5 meter. Den minsta ytan som kunde fotograferas med 200 mm brännvidd var 1151×767 mm vilket resulterade i en pixelstorlek på cirka 0,2 mm.

I Figur 3.5-2 visas mätningar av horisontella och vertikala deformationer av sprutbetongen för position A1 mellan 2018-09-13 och 2018-10-17. Fotografierna av sprutbetongytorna för de båda datumen visas i Figur 3.5-3. Den redovisade deformationen är i mm och avser deformationen av hela sprutbetongens yta i Figur 3.5-3. Av denna figur framgår det att den vänstra delen av sprutbetongen är blöt och att dess utbredning har ändrats mellan de båda tillfällena. De redovisade horisontella deformationerna antyder att sprutbetongen i vänster och höger hörn har krympt respektive svällt. Detta skulle kunna förklaras med att sprutbetongen har torkat ut i vänster hörn och fuktats i höger hörn.

4 SAMMANFATTNING OCH DISKUSSION

I detta kapitel summeras de genomförda försöken och deras praktiska nytta diskuteras.

4.1 Sammanfattning av genomförda försök

Först utvärderades mekanisk mätning med en mikrometerskruv i labb. Mätomfånget på instrumentet var mellan 375 och 400 mm, vilket valdes med hänsyn till att den relativa noggrannheten (mätfel dividerat med mätlängd) var optimal för de tänkta mätningarna. Mikrometern har en hög noggrannhet, men repeterbarheten för metoden var låg. Detta beror på att det är svårt att placera mikrometerskruvens mätytor på samma sätt och med samma anliggningsstryck vid efterföljande mätningar. För att kunna använda en mikrometer i fält behöver mätpunkterna ha plana ytor och vara tillräckligt styva för att inte deformeras av mikrometerskruvens anliggningsstryck. Mätpunkterna måste fästas ordentligt i sprutbetongen och dess ytor bör förses med någon form av guide för att säkerställa att mikrometerskruvens läggs an på samma ställe vid återkommande mätningar. De genomförda försöken har visat att detta är svårt att åstadkomma vilket gör att metoden inte kan anses lämplig att använda i fält för att mäta rörelser i sprutbetongen innan sprickor uppstår.

Nästa metod som utvärderades var fotogrammetri som flera forskare har använt i labb för att mäta deformationer i betong under belastningsförsök, se bland annat Dias Da Costa et al. (2011), Nishiyama et al. (2015) och Belloni (2016). Anledningen till att denna metod testades var att den, jämfört med t.ex. trådtöjningsgivare, är enklare att jobba med och ger mer detaljerade resultat. Mätningar genomfördes med två olika systemkameror och en mobilkamera. Först genomfördes ett enkelt labbförsök där deformationen av skänklarna på ett skjutmått mättes. Syftet var att undersöka om kameran var kompatibel med programvaran PY2DIC, vilket den var. Därefter användes fotogrammetri vid belastningsförsök av betongbalkar i labb för att undersöka om betongens textur räckte för att mäta deformationerna som uppstod vid belastningen. De uppmätta vertikala deformationerna jämfördes med mätningar från testmaskinen som bestod av medelvärdet av två stycken centriskt placerade LVDT. Jämförelsen försvårades av att frekvensen med vilket maskinen sparade resultat inte är känd. Baserat på mätningar med fotogrammetri kunde tidpunkten då betongen sprack bestämmas vilket användes för att anpassa tidsskalan för mätningen med LVDT. Skillnaden i vertikal deformation var i storleksordning 0,1 mm när balken sprack. Denna skillnad tros främst bero på att fotogrammetri mäter balkens deformation på en sida medan mätningarna med LVDT är baserad på medelvärdet av balkens deformation på båda sidor. Vid dessa försök sprack balken vid en vertikal deformation som var mellan 0,12 till 0,15 mm. Vid dessa små deformationer är det vanligt att se stora relativa skillnader i deformationer på balkens båda sidor på grund av att balkens form och yta inte är perfekt. Detta skapar en ojämn kontakt mellan balken och dess upplag och belastningspunkter vilket leder till en osymmetrisk deformation på balkens båda sidor. Tillsammans med tidigare verifieringar av PY2DIC av Belloni (2016) och Ravanelli et al. (2017), och en jämförelse med liknande programvaror bedömdes resultaten ifrån mätningen vara trovärdiga och betongens textur är tillräcklig för att kunna mäta deformationer.

Tidigare publicerade mätningar med fotogrammetri är normalt begränsade till försök i labb med en fast monterad kamera. I den typen av försök styrs den teoretiska noggrannheten i mätningarna av pixelns fysiska storlek samt hur många subpixlar som kan användas. I det genomförda labbförsöket var pixelns fysiska storlek 0,03 mm och kontrasten i ytan gjorde det möjligt att dela in den i 20 subpixlar vilket gör att den minsta rörelsen som teoretiskt kan mätas är 0,0015 mm. Den använda kameran har 5616×3744 pixlar vilket gör att man kan övervaka en yta motsvarande 168×112 mm för att få

samma upplösning som vid labbförsöken. Mätningar med en fast kamera värdefulla ur forskningssynpunkt för att öka förståelse för det spänningstillstånd som verkar i sprutbetongen. Det praktiska användningsområdet för denna typ av mätning är dock begränsat på grund av att en kamera enbart kan mäta deformationen i ett väldigt begränsat område. För att öka den praktiska nyttan undersöktes därför vilken noggrannhet som kan uppnås när en rörlig kamera används. Forskare har tidigare, se bland annat Yonemama & Ueda (2012), använt någon typ av fixpunkter för att kunna registrera kamerans olika positioner. Det har tidigare diskuterats att det inte är praktiskt lämpligt att använda fasta punkter om mätningar ska göras för en större sträcka i tunneln. För att kunna beräkna deformationerna med en rörlig kamera måste därför programvaran PY2DIC först beräkna kamerans nya position. Detta måste kunna göras baserat enbart på betongens yta. Formuleringen av ekvationerna för att beräkna kamerans nya position bygger på antagandet att rotationerna av kameran är små och att den avbildade ytan är plan.

Ett labbförsök med en tre-punkts belastad balk genomfördes på KTH med syftet att jämföra mätnoggrannheten mellan en fast och en rörlig kamera. Efter varje belastningssteg togs tre bilder där den rörliga kameran flyttades enligt ett fast schema mellan varje bild. Den fasta kameran tog bilder av balkens andra sida vid samma tidpunkt som den rörliga kameran. Det beräknade deformationsmönstret stämde väl överens mellan den fasta och den rörliga kameran, dock fanns vissa störningar (fel) i mönstret för den rörliga kameran. Detta kan bero på skillnader i deformationer mellan de båda sidorna men beror mer troligen på mätfel. Även magnituden av de uppmätta deformationerna stämde väl överens mellan den rörliga och fasta kameran. Det genomförda försöket visade att det är fullt möjligt att använda en rörlig kamera för att mäta deformationer i sprutbetong. Förutsättningarna för att metoden ska fungera är att rörelserna i kamerans position mellan varje bild är inom några centimetrar. För att säkerställa detta kan ett fäste för kameran monteras i berget. Därefter kan kameran monteras på fästet vid varje tillfälle som bilder ska tas. Metoden är inte lämplig för att mäta deformationer i hela tunneln men är lämplig för att övervaka sektioner där man tror att spänningarna i sprutbetongen kan bli så pass höga att den spricker.

Labbförsöket med en tre-punkts belastad balk användes även för att undersöka om propageringen av en spricka kan mätas med en rörlig kamera. När den första sprickan uppstod limmades en markör, i det här fallet en dominobricka, fast på vardera sidan om sprickan. Markörerna ger en referens för längd i bilden och kan användas för att beräkna kamerans position vid varje ny bild. Propageringen av sprickan mättes på en sida av en fast uppställd kamera och en rörlig mobilkamera och på den andra sidan av en kamera som flyttades enligt ett bestämt mönster och en horisontellt placerad LVDT. Jämförelser mellan resultaten visar att sprickans propagering kan följas med god noggrannhet med en mobilkamera som vid varje tillfälle placeras i en liknande position. Denna teknik är väldigt användbar i fält för att kunna avgöra om sprickor propagerar eller inte. När sprickorna upptäcks måste man komma nära dem för att fästa markörer. Därefter kan bilder samlas in ifrån tunnelns botten och eftersom kamerans placering inte är så viktig kan bilder samlas in snabbt. En vanlig mobilkamera kan användas, men detta kräver att fotot kan tas relativt nära sprickan. Om detta inte går kan man använda en drönare för att sig närmare sprickan eller använda en kamera som kan zooma in. I kombination med de mobila skanningsutrustningar som beskrevs i avsnitt 2.4 är det möjligt att denna teknik kan automatisera mätningen av befintliga sprickor när tunnlar inspekteras vilket skulle spara mycket tid.

Slutligen genomfördes mätningar av rörelser i sprutbetong i fält med en rörlig kamera. Försöken genomfördes i en tvärtunnel till en av huvudtunnlarna i Förbifart Stockholm. Två fästpunkter för kameran sattes fast i berget och kameran kunde i varje fästpunkt monteras i tre olika vinklar. Kameran monterades med sex skruvar och trots försök att montera kameran i samma vinkel mot väggen vid varje tillfälle, uppstod små transformationer/rotationer av kameran mellan varje monteringsstillfälle. För att kunna beräkna sprutbetongens deformationer måste först kamerans nya

position beräknas. Detta bygger på ett antagande om att rotationerna av kameran är små, vilket stämmer, och att den avbildade ytan är plan vilket stämmer för labbförsöken men inte för sprutbetongen i fält. Om och hur detta påverkar de beräknade deformationerna behöver undersökas ytterligare. Storleksordningen på de redovisade mätresultaten är rimliga men mätningarna behöver kompletteras med någon typ av verifieringsmätning med t.ex. trådtöjningsgivare för att kunna dra ytterligare slutsatser om metodens noggrannhet. En potentiell felkälla för mätningarna är den externa ljuskällan som användes. Denna placerades vid ungefär samma ställe men kommer att belysa sprutbetongen från olika vinklar vid varje tillfälle. Sprutbetongens ojämna yta gör att ljuset faller annorlunda mot ytan vilket skapar olika skuggmönster som kan påverka mätningen. Här behövs mera forskning men projektet har visat på möjligheten att mäta små deformationer i sprutbetongen med en rörlig kamera. Proceduren att samla in bilder ifrån totalt fem positioner och att montera kameran tog cirka två timmar. Detta och felet i kamerans position kan troligen förbättras genom att förbättra infästningen av kameran.

5 SLUTSATSER OCH FRAMTIDA FORSKNING

Här presenteras slutsatserna för projektet och framtida forskningsprojekt beskrivs.

5.1 Slutsatser

Det här projektet har visat att mätningar av deformationer i sprutbetong innan sprickor uppstår är komplicerat och kräver metoder med hög noggrannhet och repeterbarhet. Att använda sig av mekaniska instrument som skjutmått eller mikrometerskruv är därför inte lämpligt. Anledningen till detta är att handhavandet av instrumenten leder till mätfel som är större än de deformationer som ska mätas.

Genomförda mätningar i labb med fotogrammetri har visat att sprutbetongens yta har tillräckligt bra textur för att mäta de deformationer som uppstår innan den spricker. Mätningar med hög noggrannhet kan genomföras med en vanlig systemkamera. De labbförsök som genomfördes med en rörlig kamera visade att noggrannheten i deformationsmätningarna är likvärdig med en fast uppställd kamera under förutsättningen att kamerans rörelser är inom några centimeter. Förutsättningarna att genomföra mätningar i fält skiljer sig från labbet och det råder vissa osäkerheter kring de resultat som togs fram i fältmätningarna. Metoden har potential att fungera men mer arbete krävs.

En metod för att på ett enkelt och snabbt sätt övervaka sprickors propagering i fält testade och utvärderas i labb med goda resultat. Markörer placerades på sprickans båda sidor och dess propagering kunde sedan mätas med en systemkamera och en mobilkamera. Denna teknik kan i fält användas för att kontrollera om vidden på sprickor ökar med tiden genom att fotografera sprickan vid olika tidpunkter. Markörerna används som referens för mätning av sprickans vidd samt för att beräkna kamerans position vid efterföljande bilder. Kameran behöver därför inte placeras på exakt samma ställe vid varje tillfälle vilket gör att insamlingen av data i fält kan göras snabbt. Förutom att kunna användas under byggtiden har tekniken goda möjligheter att kunna effektivisera och delvis automatisera sprickmätningen vid inspektionen av befintliga tunnlar.

5.2 Framtida forskningsprojekt

Det här projektet har visat att fotogrammetri har stor potential att kunna användas för att mäta deformationer i sprutbetong och propagering av sprickor. Innan en praktiskt tillämpningsbar fältmetod kan föreslås krävs mer arbete. Programvaran PY2DIC behöver utvecklas och testas vidare både i fält och i labb för undersöka hur kamerans rörelse och ytans krökning påverkar noggrannheten i mätningarna. Mer mätningar med fotogrammetri bör genomföras i fält och kompletteras med en annan lämplig mätmetod för att verifiera resultaten. Ett numeriskt verktyg bör utvecklas för att, baserat på mätdata, beräkna risken för att sprutbetongen spricker.

Den genomförda mätningen av sprickors propagering med en rörlig kamera i labb var lyckad och en intressant fortsättning är att studera hur denna metod kan implementeras för att förbättra och digitalisera inspektionerna av våra tunnlar. Genom att använda markörer kan kanske befintliga sprickor följas med hjälp av de mobila plattformar som idag finns för att samla in data ifrån tunnlar. Vidare är det intressant att undersöka om en algoritm för automatisk detektering av sprickor kan tas fram. Detta skulle vara ett väldigt kraftfullt verktyg vid inspektioner av tunnlar.

LITTERATURFÖRTECKNING

- Andersson, A., 2014. *Impact loading on concrete slabs*, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Ansell, A., 2010. Investigation of shrinkage cracking in shotcrete on tunnel drains. *Tunneling and Underground Space*, 25(5), pp. 607-613.
- Asakura, T. & Kojima, Y., 2003. Tunnel maintenance in Japan. *Tunneling and Underground Space*, 18(2-3), pp. 161-169.
- Austin, S. & Robins, P., 1995. *Sprayed Concrete: Properties, Design and Application*. First red. Bristol: Whittles Publishing.
- Barrett, S. V. L. & McCreath, D. R., 1995. Shotcrete support design in blocky ground: Towards a deterministic approach. *Tunnels and Deep Space*, 10(1), pp. 79-89.
- Barton, N., Lien, R. & Lund, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), pp. 189-236.
- Belloni, V., 2016. *A new Digital Image Correlation software for displacements field measurements in structural applications*, Rom: Sapienza Università di Roma.
- Belloni, V. o.a., 2018. *Digital image correlation from commercial to FOS software: A mature technique for full-field displacement measurements*. Riva de Garda, The International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences.
- Belloni, V. o.a., 2019. *PY2DIC: A free and open source software for high accuracy structural monitoring with digital image correlation technique*. Aten, 4th Joint International Symposium on Deformation Monitoring.
- Bieniawski, Z. T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. African Instn. Civil Engrs.*, 15(12), pp. 335-344.
- Bieniawski, Z. T., 1974. *The Geomechanics Classification In Rock Engineering Applications*. Denver, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Bjureland, W. o.a., 2019. Quantification of the magnitude and distribution of random input variables used in tunnel design. *Tunneling and Underground Space Technology*, Volym To be published.
- Bryne, L. E., 2014. *Time Dependent Material Properties of Shotcrete for Hard Rock Tunneling*, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Bryne, L. E., Ansell, A. & Holmgren, J., 2014. Investigation of restrained shrinkage cracking in partially fixed shotcrete linings.. *Tunneling and Underground Space Technology*, Volym 42, pp. 136-143.
- Byggtjänst, S., 2017. *AMA 17*. Stockholm: Svensk Byggtjänst AB.
- Carlswärd, J., 2006. *Shrinkage cracking of steel fibre reinforced self compacting concrete overlays*, Luleå: Luleå University of Technology.
- CEN, 2004. *Eurocode 7 Geotechnical design -Part 1: General rules*, Bryssel: CEN.

- CEN, 2006. *EN 14488-6 Testing of sprayed concrete. Part 6: Thickness of concrete on a substrate*, Bryssel: CEN.
- CEN, 2006. Eurocode 14488-3:2006 Provnings av sprutbetong - Del 3: Böjdraghållfasthet (sprick-, maximall, och residualhållfasthet) hos fiberarmerade provbalkar, Brussels: CEN.
- CEN, 2007. SS-EN 14487-2 Sprutbetong - Del 2: Utförande, Bryssel: CEN.
- CEN, 2008. 1448-4 Provnings av sprutbetong - Del 4: Vidhäftningshållfasthet genom dragprovning av borrhäknor, Bryssel: CEN.
- Claesson, F., 2018. SVT. [Online]
Available at: <https://www.svt.se/nyheter/lokalt/sodertalje/forseningar-i-tagtrafiken-85>
[Använd 01 11 2018].
- Comsol, 2016. Comsol Multiphysics version 5.2a. Stockholm, Sweden: Comsol AB.
- Correlated Solutions Inc., 2018. VIC 2D. [Online]
Available at: <http://correlatedsolutions.com/vic-2d/>
[Använd 26 11 2018].
- Dias-Da-Costa, D., Valenca, J. & Júlio, N., 2011. Laboratorial test monitoring applying photogrammetry post-processing procedures to surface displacements. *Journal of the International Measurement Confederation*, 44(3), pp. 527-538.
- El Zain, N., 2018. An experimental study of the validity of the round panel test method for shotcrete, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Ellison, T., 2010. Test av vidhäftning i Södra länken, Göteborg: u.n.
- Feng, Q., 2012. Practical application of 3D laser scanning techniques to underground projects, phase 2-3, Stockholm: BeFo.
- Georgia Institute of Technology, 2018. Ncorr v1.2. [Online]
Available at: <http://www.ncorr.com/index.php>
[Använd 26 11 2018].
- Gothäll, R., 2011. Analys av konvergeringsmätningar, Stockholm: BeFo.
- Hahn, T., 1979. Vidhäftande sprutbetong mot olika bergtyper, Stockholm: BeFo.
- Lindblom, U., 2012. Tidseffektivt underhåll av tunnlar, Stockholm: BeFo.
- Lindfors, U. o.a., 2015. Projektering av bergkonstruktioner, Stockholm: Trafikverket.
- Malmgren, L. & Nordlund, E., 2008. Interaction of shotcrete with rock and rock bolts - A numerical study. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 45(4), pp. 538-553.
- Malmgren, L., Nordlund, E. & Rolund, S., 2005. Adhesion strength and shrinkage of shotcrete. *Tunneling and Underground Space Technology*, 20(1), pp. 33-48.
- Neville, A. M. & Brooks, J. J., 2010. *Concrete Technology*. 2nd red. Edinburgh: Pearson Education Ltd.
- Nilsson, U., 2003. Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.

- Nishiyama, S., Minakata, N., Kikuchi, T. & Yano, T., 2015. Improved digital photogrammetry technique for crack monitoring. *Advanced Engineering Informatics*, 29(4), pp. 851-858.
- Palmström, A. & Stille, H., 2010. *Rock engineering*. 1st red. London: Thomas Telford Limited.
- Ravanelli, R. o.a., 2017. A new digital image correlation software for displacements field measurements in structural applications. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing & Spatial Information Sciences*, 42(4/W2-1), pp. 139-145.
- Sjölander, A., 2017. *Analyses of shotcrete stress states due to varying lining thickness and irregular rock surfaces*, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Sjölander, A. & Ansell, A., 2017. Numerical simulations of restrained shrinkage cracking in glass fibre reinforced shotcrete slabs. *Advances in Civil Engineering*, Volym 2017, p. 11.
- Sjölander, A., Bjureland, W. & Ansell, A., 2017. *On failure probability in thin shotcrete shells*. Bergen, Word Tunnel Congress.
- Sjölander, A., Hellgren, R. & Ansell, A., 2018. *Modelling aspects to predict failure of a bolt-anchored fibre reinforced shotcrete lining*. Trondheim, 8th International Symposium on Sprayed Concrete.
- Skarzynski, L., Kozicki, J. & Tejchman, J., 2013. Application of DIC technique to concrete - Study on objectivity of measured surface displacements. *Experimental Mechanics*, 53(9), pp. 1545-1559.
- SL, 2014. *SSÄ SÄK-0288 Lastförutsättningar för SL:s spårbärande byggnadsverk*, Stockholm: Stockholms Landsting.
- SL, 2018. *Nya tunnelbanan*. [Online]
Available at: <https://www.sll.se/verksamhet/kollektivtrafik/aktuella-projekt/Nya-tunnelbanan/>
[Använd 25 10 2018].
- Suda, T., Tabata, A., Kawakami, J. & Suzuki, T., 2004. Development of an impact sound diagnosis system for tunnel concrete lining. *Tunneling and Underground Space Technology*, 19(4-5), pp. 328-329.
- Sunesson, P., 2017. *Reliability-based design of shotcrete: Probability density functions of thickness and flexural strength*, Stockholm: KTH Royal Institute of Technology.
- Trafikverket, 2016. *Krav Tunnelbyggande*, Borlänge: Trafikverket.
- Trafikverket, 2018. *Projekt i Stockholms län*. [Online]
Available at: <https://www.trafikverket.se/nara-dig/Stockholm/projekt-i-stockholms-lan/>
[Använd 25 10 2018].
- Valença, J. o.a., 2013. Automatic crack monitoring using photogrammetry and image processing. *Journal of International Measurement Confederation*, 46(1), pp. 433-441.
- Valença, J., Dias-Da-Costa, D. & Júlio, E. N., 2012. Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing. *Construction and Building Materials*, 28(1), pp. 607-615.
- Wetlesen, T. & Krutrök, B., 2014. *Measurment of shotcrete thickness in tunnel with Beaver 3D laser scanner operated from the robot*. Sandefjord, 7th International Symposium on Sprayed Concrete.

WSP, 2012. *Laser scanner with geotracker*. [Online]
Available at: <http://bilskanning.se/wsp-laserskannar-med-geotracker/>
[Använd 05 09 2018].

Yoneyama, S. & Ueda, H., 2012. Bridge deflection measurement using digital image correlation with camera movement correction. *Materials Transactions*, 53(2), pp. 285-290.