

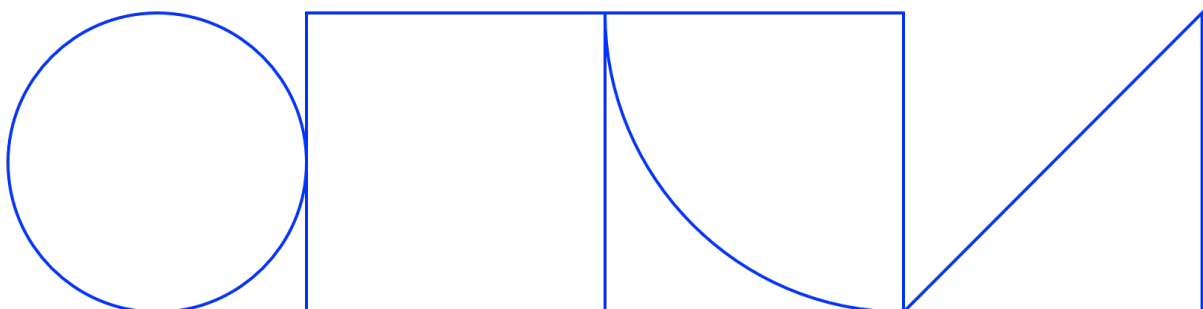
# Samverkanspelare av 3D - utskriften och själv - kompakterande betong

## Laboratorieförsök

---

Johan Silfwerbrand  
KTH

2024-06-04







# **Samverkanspelare av 3D- utskrivnen självkompakterande betong – Laboratorieförsök**

Johan Silfwerbrand

TRITA-ABE-RPT-2412

©Johan Silfwerbrand  
KTH Bygghälsa  
Avdelningen för Betongbyggnad  
Stockholm, 2024

# Samverkanspelare av 3D-utskriften och självkompakterande betong – Laboratorieförsök

## Förord

Projektet har huvudsakligen finansierats av SBUF, genom NCC, och Trafikverket, genom Branschprogram för forskning och innovation avseende byggnadsverk inom transportsektorn (BBT). Bidrag har även kommit från medverkande företag (Betongindustri och ConcretePrint). Författaren vill härmed rikta ett varmt tack till projektets finansiärer.

Utan Tobias v. Haslingen, ConcretePrint, Jonas Carlswärd och Mats Emborg, Betongindustri, samt Viktor Brolund och Gürsel Hakan Taylan, KTH, hade projektet inte kunnat genomföras. Tobias stora arbete med 3D-skrivaren, betongrecept och 3D-utskriften, Jonas och Mats med leveransen av den självkompakterande betongen, formtrycksmätningar och allmänna betongtekniska råd samt Viktor och Hakan med allt det praktiska kring formar, armering, givare, provkroppar och provningar. Ett stort och varmt tack till er alla!

När det gäller det praktiska hade jag även glädje av fyra examensarbetare vid KTH: Elias Bahdi, Mahdi Hassani, Abdulla Al-Bazarkan och Hussain Alahmad. Tack för ert arbete!

Belastningsförsöken med de sex pelarna genomfördes av RISE i Borås under ledning av Christian Davidsson till vilken ett tack också riktas.

Jonas Carlswärd och Mats Emborg samt Christina Claeson-Jonsson, NCC, och Mikael Hallgren, Tyréns, har lämnat värdefulla synpunkter på ett första utkast till rapporten. Dessa uppskattas mycket och de har beaktats i denna slutversion av rapporten.

Sist men inte minst vill författaren tacka alla personer i referensgruppen som utöver dem som nämnts ovan har bestått av Ali Farhang, Convia, Anders Selander, CEMENTA, Helena Westerlind, KTH, Mårten Ullberg, Trafikverket, Helena Eriksson, LTH, och Nils Rydén, PEAB.

Stockholm i juni 2024

*Johan Silfwerbrand*



# Innehåll

Sammanfattning .....	3
Summary .....	5
Inledning.....	7
Syfte .....	7
Avgränsningar .....	8
Metodik .....	8
Litteraturgenomgång .....	9
Allmänt om SKB och 3D-utskrivna betong.....	9
Samverkanspelare av 3D-utskrivna betong och gjuten betong.....	10
Inverkan av vidhäftning mellan delarna i en samverkanspelare.....	13
Samverkanspelarens beständighet.....	14
Formtryck.....	15
Tidigare försök och examensarbeten vid KTH .....	17
Examensarbeten vid KTH Bygghälsa .....	17
Första examensarbetet .....	17
Andra examensarbetet .....	19
Metodik i föreliggande försök.....	22
Bakgrund.....	22
Uppdelning i steg .....	22
Provkroppar.....	23
Provning av färsk betong och formtryck.....	27
Belastningsförsöken .....	27
Provning av tryckhållfasthet, E-modul och vidhäftning.....	30
Beständighetsprovning.....	30
Resultat.....	31
Kalendarium.....	31
Utveckling av betongrecept för 3D-utskrift.....	33
Tillverkning av provkroppar .....	34
Formtryck.....	36
Hållfasthet och elasticitetsmodul .....	37
Belastningsförsök.....	38
Beräknade brottlast .....	38
Uppskattning av excentricitet ur uppmätta töjningar .....	41

Uppmätta brottlaster .....	42
Jämförelse mellan uppmätt och beräknad brottlast .....	43
Last-deformationsdiagram .....	45
Uppmätta armeringstøjningar .....	48
Excentricitet uppskattad ur uppmätta armeringstøjningar .....	51
Vidhäftning .....	52
Beständighetsförsök .....	53
Kloridmigration .....	53
Frost .....	54
Karbonatisering .....	54
Kommentarer, slutsatser och fortsatt forskning .....	56
Kommentarer .....	56
Slutsatser .....	56
Förslag till fortsatt forskning .....	57
Referenser .....	60
Bilaga A – Beräkning av excentricitet .....	63
Bilaga B – Foton av pelarna efter brott .....	64



# Sammanfattning

I år (2024) är det 200 år sedan betong med modernt cement utvecklades i England. Sedan 100 år tillbaka är betong det dominerande byggmaterialet. Både materialet, konstruktionerna man bygger av det och metoderna att producera dem har utvecklats successivt under seklerna. Idag ligger mycket av forskningens fokus på att sänka betongens klimatavtryck, främst genom att ersätta delar av cementet med industriella restprodukter och andra alternativa bindemedel.

Men under de senare årtiondena har det också utvecklats nya tekniker för att producera betong. En sådan teknik är självkombinerande betong (SKB) och en annan är 3D-utskreven betong. I båda fallen utgår vibrering som är ett arbetsintensivt moment. I föreliggande forskningsprojekt har de båda teknikerna kombinerats. Traditionellt produceras betongpelare genom att man gjuter betong i en pelarform som antingen består av trä eller stål. Stålformen kan användas många gånger medan träformen i bästa fall kan användas kanske två eller tre gånger. Att bygga och sedan riva formen tar tid och kostar pengar. Det leder även till ökad materialanvändning och ökade transporter. Ett alternativ är pelare med kvarsittande form. Stålrörpelare som fylls med betong är en beprövad teknik men den används sällan. Stålet måste rostskyddas och i byggnader även brandskyddas. Ett nytt alternativ – som studeras i föreliggande projekt – är kvarsittande, 3D-utskreven betongform i vilken man gjuter en kärna av SKB.

I projektet ingick belastningsförsök av fyra samverkanspelare och två homogena betongpelare. Pelarna var 3 m höga och hade ett cirkulärt tvärsnitt med diametern 300 mm. Samverkanspelarna bestod av en 40 mm tjock, 3D-utskreven betongform som fylldes med SKB. De homogena pelarna göts med samma SKB. Samtliga pelare var armerade med fyra vertikala  $\varnothing 8$  mm stänger samt tio byglar  $\varnothing 5$  mm. Vid belastningsförsöken var tryckhållfastheten 56 resp. 44 MPa för betongen till de 3D-utskrivna formarna resp. den självkompakterande betongen.

Samverkanspelarna uppnådde lika höga brottlaster som motsvarande homogena pelare. Däremot fanns en skillnad mellan pelare vars hela tvärsnitt belastades (grupp A) och pelare där enbart en inre del (motsvarande storleken på SKB-kärnan) av tvärsnittet belastades (grupp B). Brottlasten för grupp B var enbart 60 % av brottlasten för grupp A. En möjlig orsak till skillnaden är att excentriciteten var större i de fall då enbart en mindre del av tvärsnittet belastades.

Försök med betongfyllda stålrörpelare (utan vidhäftning mellan stål och betong) visar att enbart det belastade stålröret tar last i fallet där inte hela tvärsnittet belastas (Grauers, 1993). I föreliggande projekts försök fanns ingen skillnad mellan homogena pelare och samverkanspelare om enbart en inre kärna belastades. Resultatet är en indikation på god vidhäftning mellan samverkanspelarnas båda betongdelar. Detta bekräftades även efter försöken genom vidhäftningsprovning som resulterade i ett medelvärde på 1,75 MPa.

Betong till 3D-utskrift har idag en liten maximal stenstorlek vilket leder till mer cementpasta. Normalt är dessutom vattencementtalet ( $vct$ ) lågt. Det ger höga cementhalter men å andra sidan möjlighet till en tät betong. Tät betong ger generellt god beständighet. I projektet undersöktes förutsättningarna för att utnyttja den 3D-utskrivna betongformen som täckande betongskikt. Det gjordes genom frostprovning och provning av motstånd mot karbonatisering och kloridmigration. Frostprovningen påvisade ”god frostbeständighet” på gränsen till ”mycket god frostbeständighet”. Motståndet mot karbonatisering var jämförbart med motståndet hos andra betonger med samma  $vct$ . Det uppmätta motståndet mot kloridmigration var däremot sämre. Sannolikt beror det på att den utskrivna formens tjocklek varierar (tjockast i mitten av ett lager och tunnast mellan två lager). Tätheten i fogen mellan två lager är möjligen också lägre än tätheten i ett lager.

Den generella slutsatsen är att tekniken med pelare med kvarsittande, 3D-utskrivna betongform fylld med SKB är lovande. Rapporten avslutas med ett halvdussin förslag till fortsatt forskning.

# Summary

This year (2024) marks 200 years since concrete with modern Portland cement was developed in England. For 100 years, concrete has been the dominant building material. Both the material, the structures you build from it and the methods of producing them have developed successively over the centuries. Today, much of the research focus is on reducing concrete's climate footprint, primarily by replacing parts of the cement with industrial waste products and other alternative binders.

In recent decades, new techniques have also been developed to produce concrete. Such a technology is self-compacting concrete (SCC) and another is 3D-printed concrete. In both cases, compaction through vibration, which is a labour-intensive moment, is omitted. In the present research project, both techniques have been combined. Traditionally, concrete columns are produced by pouring concrete into a column mould or form that is either made of wood or steel. The steel mould can be used many times while the wooden mould can at best be used maybe two or three times. Building and then dismantling the formwork takes time and costs money. It also leads to increased material use and increased transport. An alternative is columns with a lost form. Steel pipe columns filled with concrete is a proven technique, but it is rarely used. The steel must be protected from corrosion and in buildings also fire protected. A new alternative – which is being studied in the present project – is a lost 3D-printed concrete form in which a core of SCC is cast.

The project included load tests on four composite and two homogeneous concrete columns. The columns were 3 m high and had a circular cross-section with a diameter of 300 mm. The composite columns consisted of a 40 mm thick, 3D-printed concrete form that was filled with SCC. The homogeneous columns were cast with the same SCC. All columns were reinforced with four vertical  $\Phi 8$  mm bars and ten stirrups  $\Phi 5$  mm. In the load tests, the compressive strength was 56 and 44 MPa for the concrete for the 3D-printed forms, respectively. the self-compacting concrete.

The composite columns achieved failure loads as high as the corresponding homogeneous columns. However, there was a difference between columns whose entire cross section was loaded (Group A) and columns where only an inner part (corresponding to the size of the SCC core) of the cross section was loaded (Group B). The failure load for Group B was only 60% of the failure load for Group A. A possible reason for the difference is that the eccentricity was greater in the cases where only a smaller part of the cross section was loaded.

Experiments with the concrete filled steel pipe columns (without bond between steel and concrete) show that only the loaded steel pipe takes the load in the case where the entire cross-section is not loaded (Grauers, 1993). In current project's tests, there was no difference between homogeneous columns and composite columns if only the core was loaded. The result is an indication of good bond between the two concrete parts of the composite columns. This was also confirmed after the pull-out tests which resulted in an average bond strength of 1.75 MPa.

Concrete for 3D printing today has a small maximum aggregate size, which leads to more cement paste. Normally, the water-cement ratio ( $w/c$ ) is also low. It gives high cement contents but, on the other hand, the possibility of a dense concrete. Dense concrete generally provides good durability. In the project, the conditions for using the 3D-printed concrete form as concrete cover were investigated. It was done by frost testing and testing resistance to carbonation and chloride migration. The frost test showed "good frost resistance" on the border of "very good frost resistance". The resistance to carbonation was comparable to the resistance of other concretes of the same  $w/c$ . The measured resistance to chloride migration, on the other hand,

was worse. This is probably because the thickness of the printed form varies (thickest in the middle of a layer and thinnest between two layers). The tightness of the joint between two layers is possibly also lower than the tightness of a layer.

The general conclusion is that the technology of columns with lost 3D-printed concrete forms filled with SCC is promising. The report concludes with half a dozen suggestions for further research.

# Inledning

Bropelare är nästan alltid gjutna i betong. Det gäller såväl betong- som stål-, trä- och samverkansbroar. Kraven på en bropelare är höga; de handlar om krav på dels den färdiga pelaren (bärförmåga, stadga, beständighet, estetik), dels produktionen (gjutbarhet, ekonomi, klimatavtryck, arbetsmiljö). Traditionellt gjuter man betongpelare i en temporär form av stål eller trä. Att dimensionera, bygga och riva formen tar tid och formbyggnaden utgör en avsevärd del av den totala byggkostnaden för allt betongbyggande.

Formkonstruktionerna projekteras inte med samma höga säkerhet som broarna och byggfelen är inte helt ovanliga varför formras inträffar årligen i vårt land. Formras är allvarliga och kan i värsta fall leda till personskador och t.o.m. dödsfall. Formras leder alltid till förlängd byggtid, ökade kostnader och ökade klimatavtryck eftersom återställandet kräver ny betong och därmed mer cement och mer koldioxidutsläpp.

Vid sidan av den konventionella metoden med formbyggnad finns mer rationella metoder som gjutning med klätterform och glidformsgjutning. Dessa används dock relativt sällan.

Vidare är den samhällsekonomiska belastningen vid byggande av broar i befintlig bebyggelse och över eller intill befintliga vägar oftast stor. Vägbanor stängs av, trafiken måste dras om. Ofta byggs temporära vägsträckor för att ge plats för byggnationen. Skulle man genom ny teknik kunna påskynda processen och t.ex. gjuta under ett veckoslut, skulle man kunna eliminera behovet av temporära konstruktioner och vägsträckor, något som utöver tid och pengar även skulle spara material (och därmed CO<sub>2</sub>) samt den omgivande miljön.

Ett annat alternativ till gjutning med form är kvarsittande form. Det normala är att man då gjuter betong i ett cirkulärt (kvadratisk eller rektangulärt) stålrör. Man strävar efter statisk samverkan mellan stålrör och igjuten betong. Uppnår man samverkan får man en pelare med hög bärförmåga och hög knäckningssäkerhet eftersom stålet bidrar med såväl hög hållfasthet som hög elasticitetsmodul. Ämnet har studerats på t.ex. Chalmers (Grauers, 1993). Eftersom stålet ligger ytterst måste det rostskyddas, traditionellt genom rostskyddsmålning som behöver upprepas regelbundet.

Ett alternativ till kvarsittande form i stål är kvarsittande form i betong. Den nya tekniken att skriva ut betong (3D-utskrivning eller det svengelska begreppet 3D-printing) skapar nya möjligheter. 3D-utskrivna betongpelarformar som fylls med konventionell betong eller självkompakterande betong har provats på några håll i världen och också i ett par examensarbeten vid KTH. Föreliggande rapport behandlar försök med 3 m höga pelare av denna typ.

## Syfte

Syftet med projektet är att vidareutveckla tekniken med samverkande bropelare med kvarsittande 3D-utskrivna betongform och igjuten självkompakterande betong utifrån lovande pilotförsök. Konkreta mål är att kvantifiera samverkanspelarnas bärförmåga (som beror på såväl den utskrivna betongformen och den igjutna betongen som vidhäftningen dem emellan) och beständighet.

## Avgränsningar

Projektet var begränsat till fyra samverkanspelare och två homogena betongpelare. Alla hade samma dimensioner. Endast ett betongrecept användes för 3D-utskriften av kvarsittande betongformar och endast ett (annat) betongrecept användes för den självkompakterande betongen (SKB). Detta betyder således att inga variationer i vare sig geometri, storlek eller hållfasthet studerades.

Pelarna hade en slankhet (definierad som pelarhöjd  $H$  dividerat med tvärsnittets diameter  $\Phi$ ) på  $H/\Phi = 3,0 \text{ m}/0,3 \text{ m} = 10$ . Det begränsade värdet på slankheten innebar att risken för knäckning eliminerades. Men å andra sidan är det möjligt att en slank samverkanspelare skulle ha en annan knäcklast än motsvarande homogena pelare av SKB varför denna begränsning också utgjorde en avgränsning.

Samtliga betongpelare armerades på samma sätt och med samma kvantitet. Vertikalarmeringen uppfyller kraven i EK 2 (2005) men av praktiska skäl var armeringen i tvärriktningen (byglarna) mindre än vad som anges i EK 2.

Utöver belastning av pelarna till brott ingick även provkroppar för bestämning av betongens hållfasthet, elasticitetsmodul, vidhäftning och beständighet. Antalet provkroppar för dessa egenskaper var naturligtvis begränsat varför uppskattningen av spridning och standardavvikelse blev grov.

## Metodik

Metodiken omfattade en begränsad litteraturstudie, 3D-utskrift av kvarsittande betongpelarformar, gjutning av självkompakterande betong, produktion av provkroppar för uppskattning av materialegenskaper, belastning av pelarna till brott, hållfasthets- och beständighetsprovning samt rapportskrivning. En detaljerad lista med alla steg finns återgiven i tabell 1.

# Litteraturgenomgång

## Allmänt om SKB och 3D-utskrivna betong

Betong i modern bemärkelse har sina rötter i England. När detta skrivs (2024) är det precis 200 år sedan som Joseph Aspdin tog patent på portlandcement vilket fortfarande är grunden för merparten av det cement som används i betong. I äldre tider körde man ut betongen från betongblandaren eller betongbilen till gjutstället med skottkärra, senare med bask från byggkran, men sedan 1960-talet dominerar pumpning. De första 90 åren stampade man betongen för att kompaktera betongen och fylla ut formen fullständigt men på 1930-talet kom vibreringstekniken från Frankrike till vårt land och fick snabbt ett stort genomslag. Än idag är detta den vanliga metoden att kompaktera betongen, i synnerhet inom platsgjutning. Det förekommer att betongen extruderas. Håldäck inom förtillverkad betong är det främsta exemplet. Betongbeläggningar produceras av jordfuktig betong som läggs ut med glidformsläggare Sedan 1950-talet har betong även sprutats. Sprutbetong används främst inom bergförstärkning men förekommer även inom betongreparationer.

I början av 1990-talet utvecklades den självkompakterande betongen (SKB) i Japan och kom redan under samma decennium till Sverige. Det resulterade i två stora EU-projekt, den första internationella konferensen om SKB, den första SKB-bron i Europa och rekommendationer från Svenska Betongföreningen (2002), som översattes direkt och reviderades 20 år senare (Svenska Betongföreningen, 2022). Inom svensk, förtillverkad betong dominerar SKB i alla produkter utom dem som använder jordfuktig betong (t.ex. håldäck och marksten), men inom platsgjuten betong har SKB ännu inte nått större marknadsandelar än 10-20 %. Orsakerna är främst ett högre pris och en produkt som är litet mer känslig för variationer i material och omgivande faktorer (som temperatur och tid mellan blandning och gjutning) än vanlig, vibrerad betong.

Från 2010-talets början har 3D-utskrivna (engelska: *3D Printed*) betong utvecklats till ett realistiskt sätt att producera betongelement. De första försöken gjordes redan på 1990-talet och skrivare för andra material började man ta fram ännu tidigare (Hernández Vargas, 2023). Betongen spritsas ut genom ett munstycke som styrs av en robot och betongelementet skapas genom att lager läggs på lager. Jämfört med vanlig, vibrerad betong finns flera fördelar: (1) ingen gjutform, (2) utnyttjande av robotteknik vilket leder till bättre arbetsmiljö (förre tunga moment) och rätt utnyttjad (3) kan leda till färre byggfel, (4) stora friheter vad gäller geometrisk form och (5) dito vad gäller ytstruktur. De två sistnämnda ger möjligheter till nya arkitektoniska friheter, se t.ex. Westerlind (2021). Ett problem är hur man skall kunna armera betongen. Ett annat är dagens begränsning i maximal stenstorlek som tvingar fram en större andel cementpasta och därmed mer cement och mer CO<sub>2</sub>-utsläpp. Tillsättning av stål- eller andra fibrer i betongen och vidareutveckling av såväl munstycke som betongrecept är två möjliga lösningar på problemen.

# Samverkanspelare av 3D-utskrivna betong och gjuten betong

En litteratursökning ger vid handen att det finns ett litet antal studier kring betongpelare som tillverkas med denna kombinationsteknik, t.ex. Gaudillière m.fl. (2019), Anton m.fl. (2021) och Zhu m.fl. (2021), Chen m.fl. (2023) och Raza m.fl. (2024).

Gaudillière m.fl. (2019) och Anton m.fl. (2021) har koncentrat sig på de nya arkitektoniska möjligheter som 3D-utskriften ger också på pelare.

Zhu och hans kollegor (2021) studerade korta betongpelare i laboratoriet. De jämförde oarmerade och armerade pelare, dels med kvarsittande form, dels med konventionell form. Betongen till den kvarsittande formen hade en tryckhållfasthet på 40 MPa medan den konventionella betongen hade en tryckhållfasthet på 30 MPa. Alla pelare hade ytterdiametern  $\Phi = 250$  mm och höjden  $h = 600$  mm, dvs. en slankhet  $\lambda = h/\Phi = 2,4$  som ligger långt under risk för knäckning. Den kvarsittande formens tjocklek  $t = 25$  mm (figur 1a).

Belastningen påfördes över provkropparnas hela ovansida och hela undersida i en tryckpress. Vi ser att provkropparna med kvarsittande form uppnådde högre brottlast. Kalla kärnan betongdel 1 och yttre skalet 2. Antag därefter att samverkanspelarens bärförmåga är proportionell mot summan av de båda betongdelarnas bidrag enligt nedanstående ekvationer:

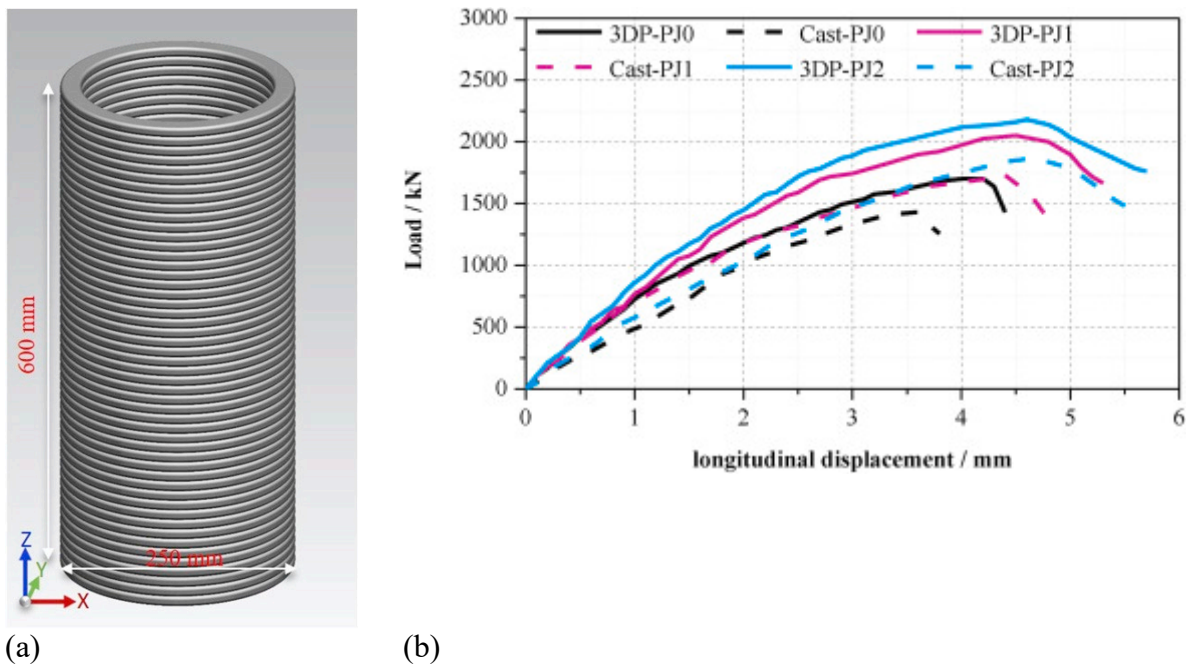
$$F = A_1 \sigma_1 + A_2 \sigma_2 \quad (1)$$

$$A_1 = \pi(\Phi - 2t)^2/4 \quad (2)$$

$$A_2 = \pi\Phi^2/4 - \pi(\Phi - 2t)^2/4 \quad (3)$$

Antag vidare att båda spänningarna  $\sigma_1$  och  $\sigma_2$  når maximal hållfasthet för resp. betong, dvs. att  $\sigma_1 = f_{cc1} = 30$  MPa och  $\sigma_2 = f_{cc2} = 40$  MPa. Den homogena betongpelaren har  $t = 0$  och  $A_1 = 49\,100$  mm<sup>2</sup>. Samverkanspelaren med  $t = 25$  mm har  $A_1 = 31\,400$  mm<sup>2</sup> och  $A_2 = 17\,700$  mm<sup>2</sup>. Ekvation 1 ger  $F = 1473$  kN för den homogena pelaren och  $F = 1650$  kN för samverkanspelaren. Dessa enkla beräkningar överensstämmer väl med uppmätta brottlast för de oarmerade pelarna (figur 1b).





**Figur 1:** 3D-utskrivna form som i nästa skede fylls med betong (a) resp. belastningsförsök (b). Beteckningen ”3DP” anger att provkroppen har en kvarsittande form medan ”Cast” anger att provkroppen består uteslutande av gjuten betong. ”PJ0” anger att provkroppen är oarmerad, medan ”PJ1” och ”PJ2” anger en ökad mängd armering. (Zhu m.fl., 2021).

Zhu m.fl. (2020) redovisar också omfattande studier av den 3D-utskrivna betongens färskastadium men de utelämnas här.

Chen m.fl. (2023) provade korta, armerade pelare med kvarsittande 3D-utskrivna betongform. Pelarna hade alla ett kvadratisk tvärsnitt med sidlängden 280 mm och höjden 630 mm. Armeringen bestod av såväl vertikala stänger som horisontella byglar. Typen av bygel och hur den installerades i provkroppen varierades. Tjockleken på den kvarsittande, 3D-utskrivna formen var 60 mm. Betongreceptet innehöll 236,6 kg vatten och 788,6 kg cement per kubikmeter vilket ger  $v_{ct} = 0,30$ . Maximal stenstorlek var 20 mm. Samma betongrecept användes för såväl 3D-utskrivna som gjuten betong. (Att även kärnan hade ett cementinnehåll på nära  $800 \text{ kg/m}^3$  gör att betongen är ett exempel på det amerikanerna kallar ”labcrete”. I realistiska och hållbara tillämpningar behöver cementinnehållet reduceras kraftigt i åtminstone den konventionellt gjutna kärnan.)

I artikeln redovisas inte betongens hållfasthet explicit men för en betong med  $v_{ct} = 0,30$  kan man förvänta sig en tryckhållfasthet på c:a 80 MPa. Med  $A_1 = 160 \times 160 = 25\,600 \text{ mm}^2$  och  $A_2 = 280 \times 280 \text{ mm}^2 - A_1 = 52\,800 \text{ mm}^2$  och  $\sigma_1 = \sigma_2 = 80 \text{ MPa}$  erhålls  $F = 6,3 \text{ MN}$  enligt ekv. 1. Författarna räknar inte med att formen tar någon last alls, dvs. sätter  $\sigma_2 = 0$ . För det fallet blir  $F = 2,05 \text{ MN}$ . Vid försöken uppmättes brottlast mellan 2,11 och 3,15 MN, vilket författaren av denna rapport tolkar som att den 3D-utskrivna formen bidrog till bärförmågan i åtminstone fallen med högst laster. Gemensamt för dessa var en mer lämplig utformning av bygelarmeringen.

Raza m.fl. (2024) använde sig av 3D-utskrivna betong för att studera förtillverkade bropelare som tillverkas i segment. De producerade bropelare i skalan 1:4. Dessa bestod av fyra cylindriska segment, vardera med diametern 380 mm och höjden 350 mm. Den verkliga bropelaren skulle då ha diametern 1,52 m och höjden 5,6 m. Tjockleken på den kvarsittande,

3D-utskrivna formen var i försöken 20 mm. Pelarna var armerade med vertikala stänger och horisontella byglar. En spännarmeringseffekt möjliggjordes genom att armeringsstängerna innehöll en legering med s.k. minnesmetall (*shape memory alloy*). Spännkraft genererades genom en kortare tids uppvärmning. Försöken innehöll två provkroppar som båda utsattes för seismisk last. I sina slutsatser skriver författarna att deras teknik fungerar, att provkropparna kunde klara en horisontell deformation (*drift*) på 5 % och att den 3D-utskrivna formen inte började spricka förrän vid en deformation på 3 % samt att kombinationen av 3D-utskrivna betongform med gjuten betong som kan innehålla grov ballast möjliggör totala besparingar av cement och CO<sub>2</sub>.

3D-utskriften ger nya möjligheter. Katzer & Skoratko (2021) studerade pelare med olika tvärsnittsform: rektangel, ellips, femhörning och allt mer komplexa stjärnformer. Alla hade samma tvärsnittsarea på den igjutna betongen. I deras försöksserie visade sig ellipsen ge högst bärförmåga. Katzer & Skoratko skrev ut sina formar i plast, men de flesta av deras formar skulle även kunna skrivas ut i betong varför författaren av denna rapport tog med denna artikel som referens för att inspirera en läsare som önskar genomföra nya försök.

I bergsbyn Mulegn i den schweiziska kantonen Graubünden håller man just nu (2024) på att bygga världens högsta 3D-utskrivna betongbyggnad, över 24 m höga Der Weisse Turm ("Tor Alva", figur 2), ritad av Benjamin Dillenburger och Michael Hansmeyer. Byggnaden skrivs ut i segment (varav 102 pelare) som fogas samman med bultar för att så småningom enkelt kunna skruvas isär och återbrukas. De 3D-utskrivna pelarna är inte massiva utan ihåliga. De innehåller såväl slak- som spännarmering och har testats på ETH i Zürich (figur 3). Forskarna på ETH har valt bort lösningar med kombination av 3D-utskrivna form och självkompakterande betong då de menar att man i det fallet ändå inte får tillgodogöra sig den 3D-utskrivna formens bidrag till bärförmågan samtidigt som formtrycket av SKB kan leda till skador på formen (Giraldo Soto, 2024). På försöken med det som skulle bli tornets 3D-utskrivna delar uppstod skador på p.g.a. formtrycket trots att man sökte motverka trycket med sand på andra sidan av formen. Men Sato menar att problemen är mycket mindre på en cylindrisk form.



**Figur 2:** Der Weisse Turm, <https://sustainable-digital-construction.ethz.ch/en/tor-alva>



**Figur 3:** Provning av 3D-utskrivna betongpelare för Tor Alva.  
[https://www.linkedin.com/posts/kfmresearch\\_kfmresearch-dfab-reinforcedconcrete-ugcPost-7166718967527505920-uA2Y?utm\\_source=share&utm\\_medium=member\\_ios](https://www.linkedin.com/posts/kfmresearch_kfmresearch-dfab-reinforcedconcrete-ugcPost-7166718967527505920-uA2Y?utm_source=share&utm_medium=member_ios)

## Inverkan av vidhäftning mellan delarna i en samverkanspelare

Vidhäftning mellan betong och betong är generellt av godo och utgör förutsättningen för samverkan mellan befintlig betong och pågjutning i balkar och plattor. Ett exempel är reparerade brobanep Plattor, ett annat förtillverkat håldäck med platsgjuten pågjutning, se t.ex. kapitlet 15 ”Vidhäftning” i Betonghandboken Material, del II (2021).

För pelare är det lite annorlunda. Vid reparationer förekommer det att man förser hela betongpelaren med ett nytt skal. Ett extremt exempel är Ölandsbron där man la in en isolerande fog mellan ursprunglig pelare och skalet för att förhindra salt från den saltskadade inre pelaren att transporteras in i den nya betongen (Bolin, 1993). Ifall dimensionerande last skulle uppträda är avsikten att hela lasten skall bäras av den nya, ihåliga pelaren. För brukslasten fördelas lasten mellan den gamla och den nya pelaren.

I normalfallet strävar man dock efter vidhäftning mellan gammal och ny betong även för reparerade pelare. Syftet är att båda delarna tillsammans skall ta upp lasten. God vidhäftning minskar riskerna för enstaka, vida, horisontella sprickor i pågjutningen. God vidhäftning längs alla ytor förhindrar dessutom vatten att transporteras långa vägar i fogen ifall det skulle ta sig in i en spricka genom pågjutningen.

Vid reparationen gjuts alltid den inre delen först. I denna pilotstudie ligger fokus på det omvända. Rapportförfattaren känner inte till några studier kring bärförmågan hos betongpelare med en kvarsittande form i betong utöver de försök med små provkroppar som sammanfattats i föregående avsnitt. Däremot finns forskning om samverkanspelare av betong och stål. Betongen gjuts i ett stålrör. Detta problem studerades av bl.a. Marianne Grauers i en

doktorsavhandling från Chalmers (Grauers, 1993). Hon visade att bärförmågan hos korta samverkanspelare var något högre än summan av betongens och stålets kapaciteter och drog slutsatsen att stålets sammanhållande inverkan (i anglosaxisk litteratur talar man om *confinement*) på betongen översteg eventuell negativ inverkan av det tvärgående trycket från betongen mot omgivande stål.

Grauers (1993) studerade även inverkan av vidhäftning på samverkanspelarens bärförmåga. Hon fann att denna hängde samman med hur lasten påfördes pelaren. Om lasten påförs såväl betong- som ståldelen av pelaren har vidhäftningen ingen större betydelse. Om lasten däremot enbart anbringas på ståldelen har vidhäftningen stor betydelse. Utan vidhäftning mellan stål och betong fungerar en sådan pelare som en ofylld stålrörspelare.

## Samverkanspelarens beständighet

Det primära syftet med föreliggande projekt är att undersöka om huruvida en 3D-utskrivna betongform kan fungera som kvarsittande form och skapa samverkan med en igjuten betongkärna. Men skulle denna betongpelare fungera som vore den homogen blir följdfrågan om huruvida den 3D-utskrivna formen även kan fungera som täckskikt, eller i alla fall som del av täckskiktet. Ett betongelements täckskikt har två uppgifter: (1) att ge armeringen nödvändig förankring och (2) att skydda armeringen från angrepp som kan leda till korrosion. Armeringsstångens förankring kommer att bli nedsatt ifall armeringsstången placeras i kontakt med den kvarsittande formen. Det innebär att man behöver skapa ett mellanrum tillräckligt stort för betongen och dess största stenpartiklar att passera igenom detta mellanrum. I aggressiva miljöer är det kravet på beständighet som dimensionerar täckskiktet. Om man skulle kunna utnyttja den 3D-utskrivna betongformen som del av täckskiktet, vore mycket vunnit. I bästa fall skulle man dessutom kunna använda en enklare betong med lägre cementinnehåll till betongkärnan. Eftersom – åtminstone hittills – betongen till 3D-utskriften innehåller mycket cement skulle en sådan lösning kunna ge besparingar av cement totalt sett för hela samverkanspelaren.

Armeringskorrosion uppstår p.g.a. antingen karbonatisering av betongen eller klorider från havet eller tölsättning. Processerna kan inte förhindras men genom ett tätt och tjockt täckskikt kan processerna förlängas till över 100 år. Täckskiktet får vidare varken frysa sönder eller spricka upp. Vi behöver således använda en frostsäker betong och skydda betongformen från (kraftig) sprickbildning från höga formtryck då kärnan gjuts, stora temperaturskillnader (se avsnittet "Andra examensarbetet" i nästa kapitel), krympningsskillnader och felaktig belastning.

Betong till 3D-utskriften har vanligtvis ett lågt  $v_{ct}$  ( $v_{ct} \leq 0,5$ ) varför det finns förutsättningar att skapa en tät betong. De som skriver ut betong idag använder ofta speciella torrbruk där sammansättningen är en affärshemlighet. Ett problem är att se till att betongen samtidigt är frostbeständig. En tillsats av luftporbildande medel fungerar inte nödvändigtvis tillsammans med de tillsatsmedel som redan finns i torrbruket.

En sak som är specifik för 3D-utskrivna betong är strukturen som skapas genom att betongen skrivs ut lager på lager. Det betyder att tjockleken varierar periodiskt över höjden med störst tjocklek ungefär i mitten av ett lager och minst tjocklek i fogen mellan två lager. Utöver det finns det en risk att fogen inte är fullständigt tät. När det gäller beständighet mot armeringskorrosion är det just det tunnaste täckskiktet som är avgörande. Beständigheten hos den 3D-utskrivna betongformen måste därför bestämmas på en del av formen och inte enbart på betongen i sig.

Tre belgiska forskare delar detta projekts tankar på att den 3D-utskrivna betongformen skulle kunna utgöra täcksikt (Bekaert m.fl., 2023). De studerade både karbonatisering och kloridinträning. De utgick för ett betongrecept med 472 kg cement (CEM I) och 472 kg slagg per kubikmeter och  $vct = 0,35$ . Det jämfördes med två recept med samma  $vct$  men med fördelningen mellan cement och slagg som 815 – 0 resp. 611 – 204. Vid sidan av receptet studerade de inverkan av härdning, i uppsatsen formulerad som  $RF > 95\%$  resp.  $RF = 60\%$ .

Bekaert m.fl. (2023) drog slutsatsen att den 3D-utskrivna betongformen är lämplig som täcksikt. Härdning av betongen är viktigt för ett gott resultat. Betong med slagg gav sämre resultat än betong med enbart portlandcement. Att modifiera utskriften från munstycket med någon form av stöd (artikeln föreslår *side trowels*, vilket kanske kan översättas med murslev) kan leda till ett förbättrat resultat.

## Formtryck

Självkompakterande betong är en vätska och det betyder att fullt hydrostatiskt tryck utvecklas i formen innan betongen genom tixotropi och härdning bygger en struktur som kan ta upp spänningar av vätskans egentygnd. Det är därför viktigt att beakta formtryck när man gjuter med SKB, i synnerhet ifall man utnyttjar materialets fördelar gällande hög produktivitet och arbetar med höga gjutpallar och en hög stighastighet.

De 3D-utskrivna pelarformarna i detta projekt är oarmerade och då är det själva betongen som måste kunna stå emot de dragspänningar som utvecklas p.g.a. gjutningen med SKB. Problemet har diskuterats i pilotstudierapporten (Silfwerbrand, 2022), men de viktigaste ekvationerna återges även här.

Formtrycket  $p$  kan beräknas ur ekvationen:

$$p = \gamma h \quad (4)$$

där  $h$  = gjuthöjden och  $\gamma$  = betongens tunghet, som i sin tur är  $\gamma = \rho \cdot g$ , där  $\rho$  = betongens densitet,  $g$  = gravitationskoefficienten. Oftast sätt  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ .

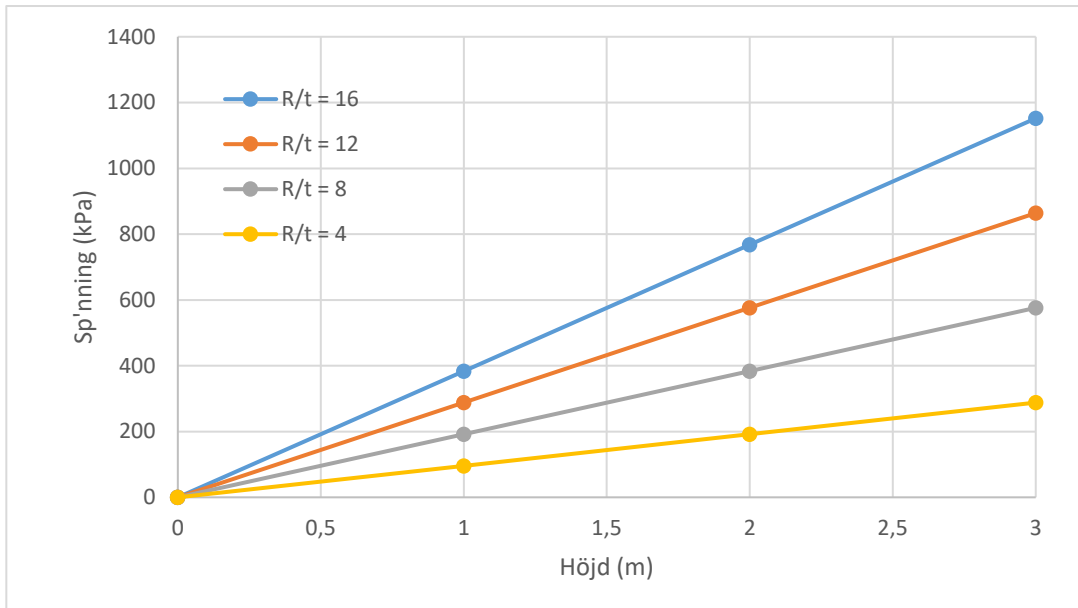
I en cylindrisk form ger formtrycket upphov till en ringkraft  $F$  som ges av uttrycket

$$F = p \cdot R \quad (5)$$

där  $R$  = formens radie. Ringkraften har dimensionen kN/m och ökar mot botten av pelaren. Ringkraften är en dragkraft som ger upphov till dragspänningar. Dragspänningen  $\sigma_r$  kan beräknas enligt

$$\sigma_r = F/t = p \cdot R/t = \gamma h \cdot R/t \quad (6)$$

där  $t$  = formens godstjocklek. Vi ser att dragspänningen ökar med ökad gjuthöjd, ökad radie och minskad tjocklek (figur 4). Höga, grova pelare med tunn godstjocklek riskerar att få höga dragspänningar ifall man gjuter med hög stighastighet. I detta projekt är radien liten. Även vid en hög stighastighet får man en låg dragspänning. Med  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ ,  $h = 3,0 \text{ m}$ ,  $R = 0,15 \text{ m}$  och  $t = 0,04 \text{ m}$  erhålls med ekvation 6  $\sigma_r = 270 \text{ kPa}$  vilket är mycket lägre än betongs draghållfasthet som ligger någonstans mellan 2 och 4 MPa.



**Figur 4:** Beräkning av största dragspänning i cylindrisk pelarform för olika värden på höjden  $h$  och kvoten  $R/t$  mellan formens tvärsnittsradi och godstjocklek.

# Tidigare försök och examensarbeten vid KTH

## Examensarbeten vid KTH Byggvetenskap

Två försöksserier med 3D-utskrivna, kvarsittande form och igjuten betong har genomförts vid institutionen för byggvetenskap, KTH. Under vårterminen 2021 genomförde Sergi Boned Ferrer ett examensarbete med rubriken ”*Performance of 3D printed concrete formworks for bridge pillars focusing on casting*” (Boned Ferrer, 2021). Han studerade fyra små väggelement med en total höjd på 1,08 m.

Under hösten 2021 genomfördes nya försök med pelare av SKB med kvarsittande 3D-utskrivna betong. Denna gång användes cylindriska pelare med höjden drygt två meter. Försöken följdes av två examensarbetare vid KTH, se Shabo & Hossein (2021).

3D-utskrivna betong intresserar många studenter och här kan nämnas ytterligare två examensarbeten inom högskoleingenjörsprogrammet Byggt teknik & design vid KTH:

- Östberg & Rensgard Platte (2022): ”Grundläggningsmetoder för 3D-printade betonghus”.
- Mate & Ibrahim (2022): ”Framtagning av klimatsmart betong för 3D-skrivning”.

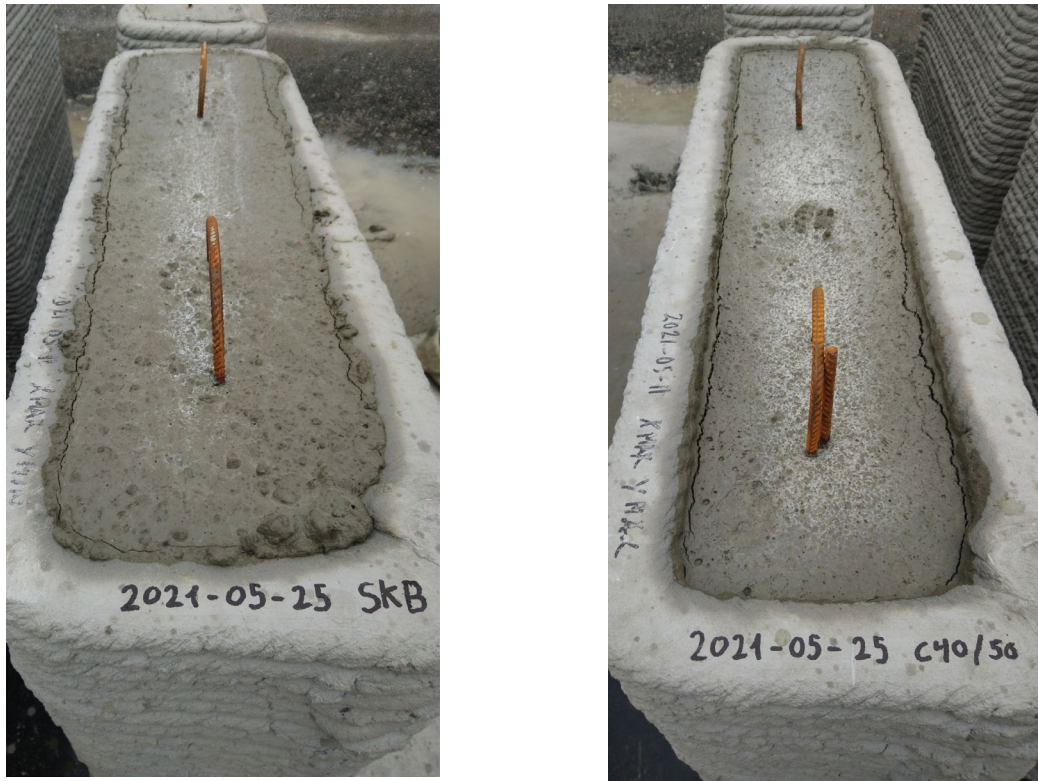
I det projekt (Samverkanspelarförsöken) som denna rapport huvudsakligen behandlar har två grupper av examensarbetare medverkat. Under våren 2023 deltog Bahdi & Hassani (2023) i arbetet med att ta fram ett betongrecept som skulle fungera att både skriva ut och vara frostbeständigt. Under hösten deltog Al-Bazarkan & Alahmad (2024) i tillverkningen av 3 m höga cylindriska betongpelare och belastningsförsöken i RISE:s laboratorium i Borås.

Alla examensarbeten utom Mates och Ibrahims har genomförts i samarbete med företaget ConcrtePrint i Tumba, söder om Stockholm. Undantaget gjordes i stället i samarbete med KTH Arkitektur och Helena Westerlind.

### Första examensarbetet

En längre sammanfattning av de två första examensarbetena (Boned Ferrer, 2021, och Shabo & Hossein, 2021) finns i en rapport från KTH Byggvetenskap (Silfwerbrand, 2022). Här skall enbart några ting som har bäring för föreliggande projekt belysas.

Syftet med Boned Ferrers examensarbete var att (1) undersöka ifall 3D-utskrivna betongformar redan efter sju dygn kan stå emot formtrycket från igjuten betong och (2) bestämma vidhäftningen mellan form och igjuten betong. I projektet ingick totalt fyra provkroppar med måtten  $L \times b \times h = 1,0 \times 0,3 \times 1,08 \text{ m}^3$  med tjockleken  $t = 50 \text{ mm}$  på den 3D-utskrivna formen (figur 5).



**Figur 5:** Provkropp med nygjuten SKB (till vänster) resp. med nygjuten C40/50 (Boned Ferrer, 2021).

Två av de 3D-utskrivna formarna fylldes med konventionell, vibrerad betong medan de resterande två fylldes med SKB. Hälften av provkropparna fylldes med betong efter 7 dygn och hälften efter 14 dygn. Inga skador eller läckage p.g.a. formtryck noterades.

Vidhäftningen mellan 3D-utskrivna betong och igjuten betong provades genom dragning av de utborrade, horisontella kärnorna (figur 6). Här uppmättes mätvärden mellan 0,4 och 1,35 MPa med ett medelvärde på 0,86 MPa. Brottet skedde på olika ställen; i formbetongen, i igjuten betong, i limfogarna (för att anbringa dragkraften) och i något fall i själva vidhäftningszonen. I de flesta fall var brottet en kombination av två av dessa. (Värdet 0,4 MPa noterades för en kärna där brottet huvudsakligen skedde i limfogen). Värdena var litet lägre än vad som brukar uppnås vid provning av vidhäftning mellan två olika betonger i laboratoriet men avvikelserna är inte så stora från det medelvärde på 1 MPa man brukar ha som riktvärde för god vidhäftning.





**Figur 6:** Vidhäftningsprov för kärna genom övre delen av provkroppen med 3D-utskrivna betong och vibrerad betong C40/50. (Boned Ferrer, 2021).

### Andra examensarbetet

Under hösten 2021 genomfördes nya försök med pelare av SKB med kvarstannande 3D-utskrivna betong i Tumba. Denna gång användes cylindriska pelare med höjden drygt två meter. Försöken beskrivs utförligt i Shabo & Hossein (2021).

Försöken omfattade tre samverkanspelare. Syftet var att studera de praktiska möjligheterna att åstadkomma samverkanspelare av SKB med kvarstannande 3D-utskrivna form. I detta ingick studier av utskriften av formen, gjutningen med SKB, formens motstånd mot formtryck och läckage från den färska självkompakterande betongen samt storleken på vidhäftningen mellan form och SKB.

Försöken bestod av tre 3D-utskrivna, cylindriska betongformar som i en andra etapp fylldes med betong. Måtten var höjd  $h = 2430$  mm, diameter  $\Phi = 500$  mm och tjocklek  $t = 50$  mm (figur 7). Den 5 november 2021 skrevs de tre 2,4 m höga betongformarna ut (figur 7). En av pelarformarna skadades tyvärr under processen varför antalet provkroppar begränsades till två.



**Figur 7:** 3D-utskrivna betongpelare. Foto: T v. Hasslingen.

I en andra etapp (17 december 2021) fylldes de båda betongformarna (här kallade A och B) med SKB. Formtrycket mättes på två nivåer i de båda pelarna. Mätningarna visade att formtrycket var ungefär lika stort som fullt hydrostatiskt tryck, vilket också var förväntat. Vid gjutningen observerades inga skador eller läckage på formarna.

Här kan man lägga till att gjutningen av SKB på en byggarbetsplats, där betongformarna innehåller mycket större volymer, normalt sker långsammare. Stighastigheten är så pass låg att formtrycket i den undre delen av formen inte utvecklas till fullt hydrostatiskt tryck då man fyller den övre delen av formen. Man får då glädje av den självkompakterande betongens tixotropi och strukturuppbyggnad som sker över tid.

December är en kall månad och natten mellan den 21 och 22 december 2021, dvs. första natten efter gjutningen av den självkompakterande betongen, var ovanligt kall. Temperaturen sjönk med 10 grader på 18 timmar ned till  $-15,8^{\circ}\text{C}$ . Påföljande morgon observerades sprickor i de 3D-utskrivna formarna (figur 8). Sannolikt var orsaken till sprickorna temperaturskillnaden mellan den nygjutna betongen och den kylda formen. Den läxa man kan dra från dessa försök är att man måste beakta temperaturskillnader mellan form och igjuten betong, i synnerhet vintertid.



**Figur 8:** Fina, vertikala sprickor i formarna p.g.a. temperatureffekter. (Shabo & Hossein, 2022).

# Metodik i föreliggande försök

## Bakgrund

Utvecklingen av 3D-utskrivna betong går snabbt och sker i många länder runt om i världen. Genom att kombinera 3D-utskrivna betong med självkompakterande betong förenas två effektiva och arbetsmiljövänliga tekniker där den förra är bra på att skapa tunna former som kan ge stora geometriska friheter medan den senare är effektiv att fylla formarna med betong där större betongtjocklekar och –volymer behövs för bärförmåga, stadga, ljudisolering m.m. De pilotförsök som genomförts tidigare på KTH (se föregående kapitel) visar att denna kombinationsteknik är mycket intressant och lovande. Det var därför angeläget att gå vidare med ett större forskningsprojekt.

## Uppdelning i steg

Projektet var huvudsakligen experimentellt och bestod av 22 steg, se tabell 1. Belastningsförsöken omfattade fyra samverkanspelare och två homogena pelare, alla med samma dimensioner. Utgångspunkten var armerade betongpelare med cirkulärt tvärsnitt, diameter 300 mm och höjden 3,0 m.

Beständighetsförsöken omfattade frost, kloridinträngning och karbonatisering där i huvudsak standardiserade provningsmetoder användes. Provkroppar borrades ut ur en separat provkropp som liksom pelarna bestod av en kvarsittande, 3D-utskrivna form som fylldes med SKB. Kontrollproverna omfattade flytsättningsmått, tryckhållfasthet, E-modul och vidhäftning mellan de båda betongerna. Under gjutningen mättes formtryck och under belastningsförsöken last, deformation och (negativ) armeringstjörning.

**Tabell 1:** Ingående steg i försöken.

Nr	Rubrik	Utfördes av
1	Provningsprogram	KTH
2	Framtagning av betongrecept för 3D-utskrift	ConcretePrint
3	Förberedelser för 3D-utskrift (inställningar, programmering, förförsök mm)	ConcretePrint
4	3DP formar + provkroppar	ConcretePrint
5	Rekvirering av hårdpappsformar	KTH
6	Armering med trådtöjningsgivare	KTH
7	Gjutning av SKB + provkroppar	Betongindustri
8	Provning av färska egenskaper, SKB	KTH
9	Mätning av formtryck (inkl givare)	LTU
10	Provning av armeringsstål*	
11	Provning av betongernas tryckhållfasthet och E-modul	RISE
12	Provning av beständighetsegenskaper	RISE
13	Transport av pelare till laboratoriet	
14	Iordningsställande av provningsrigg & mätutrustning	RISE
15	Belastningsförsök (6 st)	RISE
16	Utborrning av betongcylindrar	RISE
17	Vidhäftningsprovning	RISE
18	Dokumentation av hela projektet	KTH
19	Analys av mätdata	KTH
20	Rapportskrivning	KTH
21	Skrivning av två vetenskapliga artiklar	KTH
22	Muntlig presentation inkl förberedelser	KTH

Anm. \* Någon provning av armeringsstålen genomfördes inte. Armeringens inverkan på resultaten bedömdes som försumbar, se avsnittet ”Beräknade brottlaster”.

## Provkroppar

Önskad kvalitet på betongen var  $v_{ct} = 0,50$  med lufttillsats vilket ungefär motsvarar hållfasthetsklass C32/40.

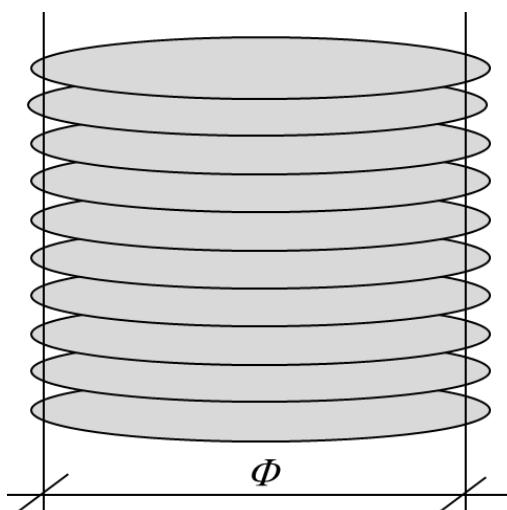
I försöken ingick sex cylindriska pelare med diameter  $\Phi = 0,3$  m och höjden  $H = 3$  m. Fyra pelare producerades med 3D-utskriften, kvarsittande form som fylldes med självkompakterande betong. Två pelare bestod av homogen SKB som göts i formrör av kraftig papp (figur 9).



**Figur 9:** Exempel på formrör för betonggjutning.

Pelartvårsnittet är cirkulärt. Formröret antas ha ytterdiametern 300 mm och vägg tjockleken  $t = 5$  mm, vilket ger innerdiametern 290 mm. Den 3D-utskrivna formen bör därför ha en ytterdiameter på 290 mm men då formen får en oregelbunden yta definieras diametern som avståndet från en medelyta mellan det större måttet mitt i ett lager och det mindre måttet mellan två lager (figur 10) till motsvarande diametralt stående medelyta.

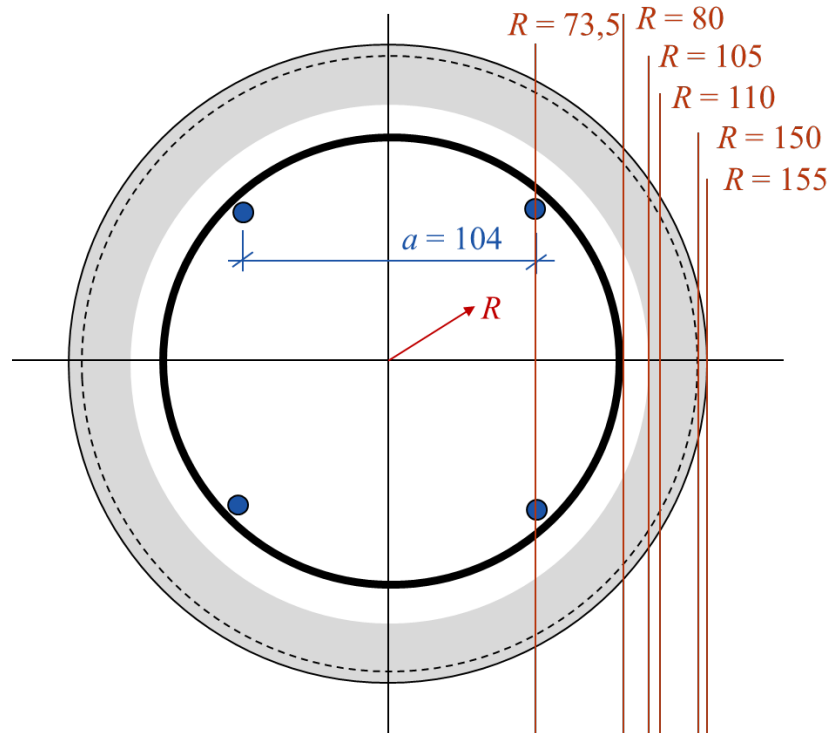
Det eftersträvade värdet på den 3D-utskrivna betongformens vägg tjocklek  $t = 40$  mm. Värdet på tjockleken valdes med utgångspunkt från vad som var praktiskt möjligt att skriva ut. Tjockleken måste också vara tillräckligt stor för att motstå den ringkraft och de dragspänningar som uppkommer av formtrycket vid gjutningen av SKB. I detta fall kan dragspänningen uppskattas till 0,27 MPa, vilket är väsentligt lägre än förväntad draghållfasthet (se avsnitt "Formtryck").



**Figur 10:** Definition av den 3D-utskrivna formens ytterdiameter.

Samtliga pelare armerades med längsgående armering och tvärgående ringsarmering. Den längsgående armeringen bestod av fyra armeringsstänger  $\Phi 8$  mm K 500-CT (figur 11)<sup>1</sup>. Ringsarmeringen hade dimensionen  $\Phi 5$  mm med centrumavståndet 320 mm (figur 12). Totalt behövdes tio ringar per pelare.

Två (diametralt mot varandra placerade) längsgående armeringsstänger i varje pelare förseddes med en trådtöjningsgivare placerad 700 mm från den ände som vändes uppåt vid gjutningen.

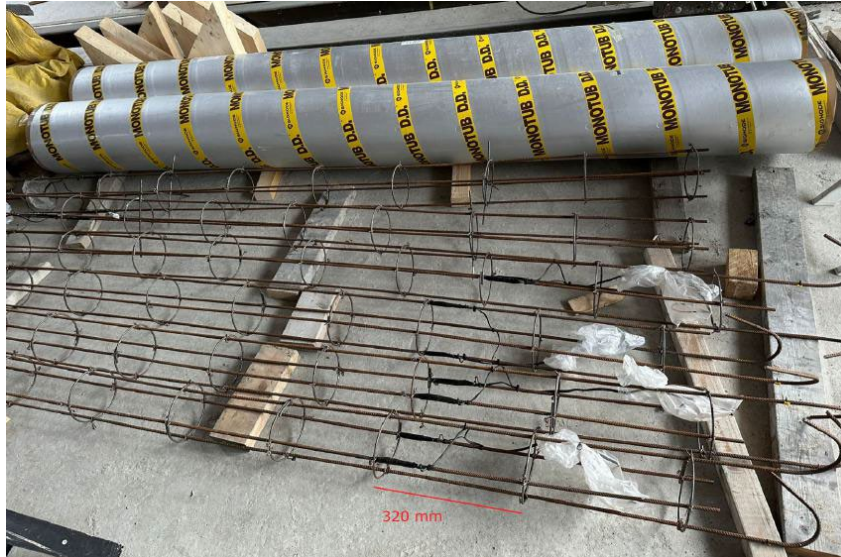


**Figur 11:** Definition av den 3D-utskrivna formens ytterdiameter. Pelartvårsnitt. Ringsarmeringen placerades centriskt i tvärsnittet. Den längsgående armeringen placerades intill ringsarmeringen också symmetriskt (t.ex. kl.  $\frac{1}{2} 2$ ,  $\frac{1}{2} 5$ ,  $\frac{1}{2} 8$  och  $\frac{1}{2} 11$ ).

Radie $R$ (mm)	Avstånd från centrum till
73,5	Centrum längsgående armering
80	Centrum for ringsarmeringen
105	Närmaste delen av formens insida
110	Medelytan för formens insida
150	Medelyta för formens utsida
155	Yttersta delen av formens utsida

Ovanstående radier förutsätter att den längsgående armeringen har diametern 8 mm, ringsarmeringen diametern 5 mm, formens tjocklek är 40 mm och såväl ut- som insidans ojämnhet är 10 mm.

<sup>1</sup> Enligt EK 2, avsnitt 9.5.2, skall den längsgående armeringen vara minst 0,2 % av tvärsnittsarean. Tvärsnittsarean  $A_c = 70\,700 \text{ mm}^2$ .  $4\Phi 8 = 201 \text{ mm}^2 = 0,28 \% \rightarrow \text{OK!}$  Den tvärgående armeringen bör (enligt 9.5.3) inte vara mindre än 6 mm (här väljs dock 5 mm eftersom det handlar om modellförsök) och minsta avståndet mellan enheterna bör inte vara mindre än 20 gånger diametern ( $20 \times 8 = 160 \text{ mm}$ ). Av praktiska skäl valdes här ett större avstånd.

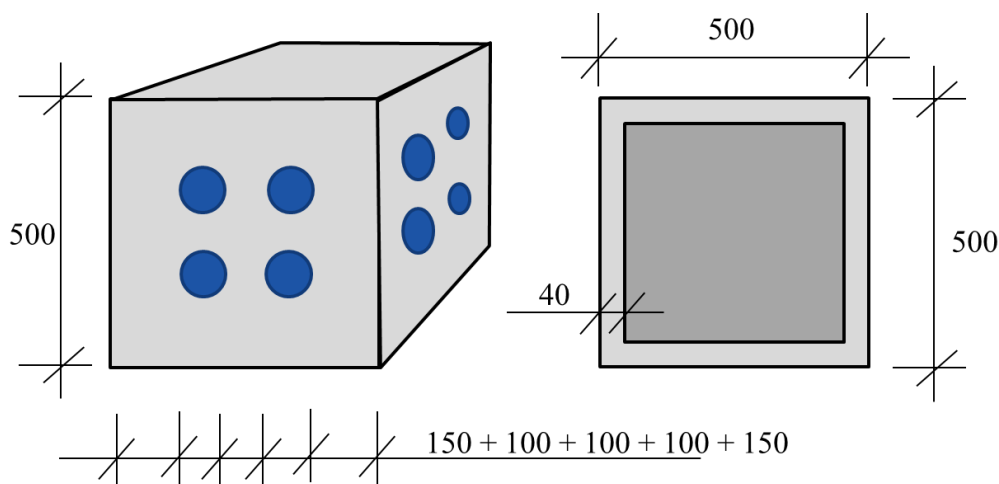


**Figur 12:** Foto av armeringskorgar och pappformar (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).

I samband med gjutningen av pelarna tillverkades nio cylindrar med  $\Phi = 150$  mm och  $h = 300$  mm av SKB. Sex provkroppar var avsedda för provning av tryckhållfasthet (3 st) och elasticitetsmodul (3 st) vid 28 dygn och de resterande tre för provning av tryckhållfasthet vid tidpunkten för pelarförsöken.

Av betongen som användes till 3D-utskrifter tillverkades tolv cylindrar med  $\Phi = 150$  mm och  $h = 300$  mm. Dessa skrevs inte ut utan de cylindriska formarna fylldes på konventionellt vis. Sex provkroppar var avsedda för provning av tryckhållfasthet (3 st) och elasticitetsmodul (3 st) vid 28 dygn och lika många vid en ålder som svarade mot betongens ålder vid belastningsförsöken.

Provkroppar för frostbeständighetsprovning, kloridinträngning och karbonatisering borrades ur en speciell provkropp med form av ett rätblock (figur 13). Ytorna sågades så att den cylindriska provkroppen fick släta ändtytor vinkelräta mot cylinderns längdaxel.



**Figur 13:** Rätblock med form av 3D-utskrivna form som fylls med SKB för framställning av provkroppar genom kärnbörning. De blå cirkelarna markerar exempel på var uttag av borrkärnor skulle kunna göras. Mått i mm.



## Provning av färsk betong och formtryck

I samband med gjutningen av pelarna med SKB utfördes mätningar av flytsättningsmått vid olika tidpunkter för att bedöma utvecklingen av betongens tillstyvnande.

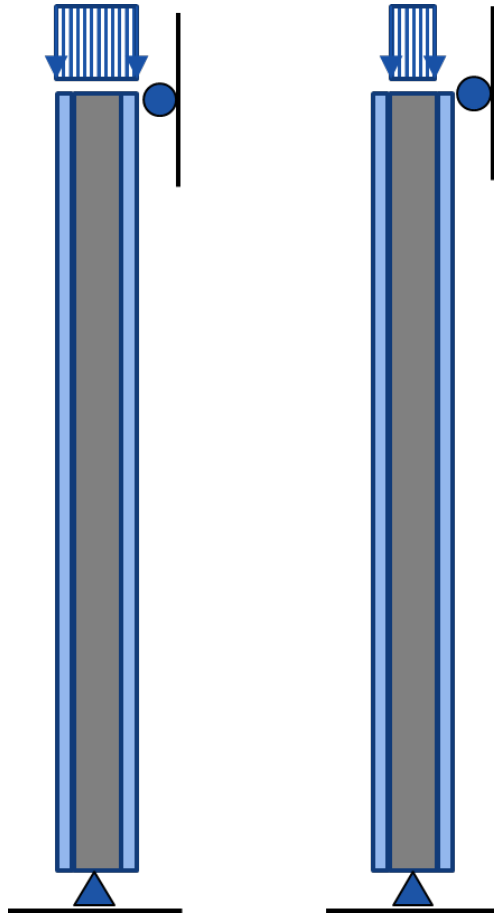
Tanken var att mäta formtrycket i minst en av de cylindriska pelarna. Men eftersom pelarna var så smala bedömdes det som omöjligt att montera givare i det (på insidan) 210 mm smala röret innehållande längsgående armering och ringarmering utan att störa gjutningen och därmed påverka resultatet menligt. Därför tillverkades istället en extra pelarform av trä med kvadratisk tvärsnitt men med samma höjd som de cylindriska pelarna, dvs. 3 m.

Formtrycket mättes på fyra nivåer; 0,15; 0,80; 1,45 och 2,10 m från botten. Givarna tillhandahölls av LTU.

## Belastningsförsöken

Belastningsförsöken eller pelarprovningen genomfördes i ett laboratorium hos RISE i Borås. I försöksupställningen eftersträvades en pelare fritt upplagd på två stöd vilket principiellt visas i figur 14. I förhållande till gjutningen monterades pelarna upp och ned i riggen. Detta gjordes av praktiska skäl eftersom avståndet från kablarna från trådtöjningsgivarna till mätutrustningen då blev mindre.

På hälften av pelarna påfördes lasten över hela pelarens ovansida (figur 15, t.v.). På den andra hälften av pelarna påfördes lasten enbart på en centriskt belägen inre cirkel (med diametern 200 mm) av pelaren (figur 15, t.h.). I båda fallen var pelarens hela undersida upplagd på en cirkulär stålplatta. Utan vidhäftning mellan de båda betongerna borde man få en väsentligt lägre brottlast ifall inte hela tvärsnittet belastas. Detta gäller i synnerhet ett fall som detta där den 3D-utskrivna formen är oarmerad. Ringsarmeringen, vars syfte är att ge sammanhållning eller *confinement*, ligger ju i kärnan (se figur 11).

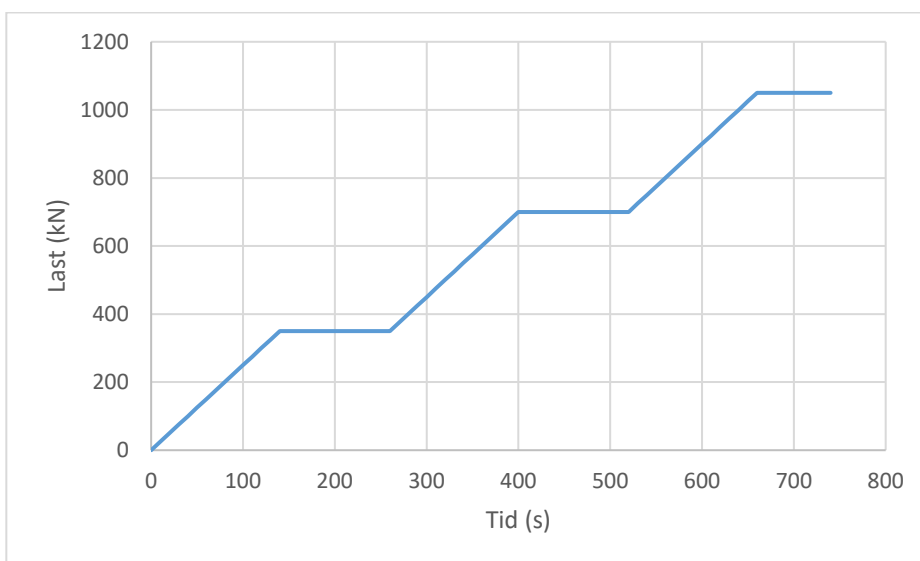


**Figur 14:** Principskiss av pelarprovning. Hela tvärsnittet belastas (t.v.) resp. enbart en inre del av tvärsnittet belastas (t.h.).



**Figur 15:** Lastcellens placering då hela övre tvärsnittet av pelaren belastades (t.v.) resp. då enbart en inre del av tvärsnittet belastades (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).

Lasten påfördes i steg om 350 kN med en hastighet av 150 kN/min. Därefter hölls lasten konstant under 2 minuter för att därefter ökas på nytt (figur 16). Vid varje steg mättes och registrerades last, deformation och töjning i armeringen samt noterades ev. sprickor, kross- eller andra skador på provkroppen. För att nå en brottlast = 2100 kN behövdes således sex steg och c:a 24 minuter.



**Figur 16:** Lasten påfördes i steg om 350 kN. Bilden visar de tre första stegen.

## Provning av tryckhållfasthet, E-modul och vidhäftning

Provning av tryckhållfasthet och elasticitetsmodul utfördes enligt standard SS-EN 12390-3 resp. SS EN 12390-13-2021, Metod A. Elasticitetsmodulen bestäms genom att man mäter såväl spänning som töjning på cylindriska provkroppar som belastas enligt ett visst schema som innehåller fler belastningscykler. Elasticitetsmodulen bestäms som den s.k. sekantmodulen vid belastning upp till en tredjedel av den förväntade tryckhållfastheten. Provningen avslutas med belastning till brott varvid avstämning mellan förväntad och verklig tryckhållfasthet kan göras.

Vidhäftningen mellan SKB och 3D-utskrivna betong provades genom utborring av tolv cylindrar med diametern ca 87 mm. Provningen utfördes av RISE i Borås enligt EN 14488-4:2005 + A1:2008 och SS 13 72 31:2005. Borrkärnor togs från oskadade delar av samverkanspelarna efter belastningsförsöken, kärnornas ytor planades och därefter drogs de till brott i en dragprovningssmaskin.

## Beständighetsprovning

Provning av kloridinträngning, frostbeständighet och karbonatisering genomfördes av RISE enligt Nordtest metod NT Build 492, SS 137244, utgåva 5, resp. SS-EN 12390-12:2020.

Antalet prov begränsades enligt ovan.

Standardprovningen av kloridinträngning görs genom att man lägger på en elektrisk spänning axiellt över provkroppen och därmed tvingar kloriderna att vandra in i provkroppen från den sida som exponeras för en 10-procentig saltlösning (NaCl). Efter en viss tid spräcker man provkroppen och mäter hur långt kloriderna nått genom att påföra silvernitratt på brottytan (som är parallell mot kloridflödet). Med hjälp av inträngningsdjupet beräknar man därefter kloridmigrationskoefficienten.

Provningen av frostbeständighet gjordes på utborrade cylindrar i 3-procentig saltlösning. Ackumulerad avflagning mättes efter 7, 14, 28, 42 och 56 cykler.

Standardprovning av karbonatisering genomförs genom att karbonatiseringsdjupet mäts efter 7, 28 och 70 dygn. Enligt standarden undersöks provet i en kammare med förhöjd koldioxidhalt (3 %). Koldioxidhalten i atmosfären är idag ca 415 ppm, dvs. drygt 0,4 ‰ eller 0,04 %. Provningen av karbonatisering är således kraftigt accelererande (70 gånger). Det är därför svårt att bedöma hur snabbt karbonatiseringen skulle ske i verkligheten, inte minst då betongs egenskaper förändras över tid. Dessa förändringar kan inte studeras i accelererad provning. Provningen kan dock rangordna olika betonger m.h.t. deras motstånd mot karbonatisering. Harrison m.fl. (2012) gjorde en genomgång av ett flertal provningar med olika betongrecept, olika förhöjda halter på koldioxiden och olika långa provningstider. De fann att rangordningen verkar vara oberoende av provningstid, CO<sub>2</sub>-halt och härdningstid.

# Resultat

Resultaten från försöken redovisas i detta kapitel. Det inleds med ett kalendarium, fortsätter med provkroppar och formtrycksmätning samt avslutas med resultat från hållfasthetsprovning, belastningsförsök, provning av vidhäftning samt beständighetsförsök. I förekommande fall jämförs resultaten med beräknade värden och data från litteratur och erfarenhet.

## Kalendarium

Försöken och provningarna inleddes under våren 2023 och avslutades i januari 2024. Datum för de olika stegen redovisas i nedanstående tabell.

**Tabell 2:** Datum för de i försöken ingående stegen.

<b>Nr</b>	<b>Rubrik</b>	<b>Datum</b>	<b>Dag</b>	<b>Ålder vid provning (dygn)</b>
1	Förberedelser för 3D-utskrift (inställningar, programmering, förförsök mm)	Våren 2023		
2	Utskrift av 3D-pelarförmor	23 aug. 2023	235	
3	Utskrift av 3D-låda för materialprov	23 aug. 2023	235	
4	Armering med trådtöjningsgivare	September 2023		
5	Gjutning av cylindrar av betong till 3D-utskriften	14 sept. 2023	257	
6	Gjutning av SKB + provkroppar	22 sept. 2023	265	
7	Provning av tryckhållfasthet, 3D-betong	12-13 okt. 2023	285-286	28 – 29
8	Provning av E-modul, 3D-betong	13 okt. 2023	286	29
9	Provning av tryckhållfasthet, SKB	20 okt. 2023	293	28
10	Provning av E-modul, SKB	20 okt. 2023	293	28
11	Provning av tryckhållfasthet, SKB	2 nov. 2023	306	41
12	Transport av pelare till laboratoriet	24 okt. 2023	297	32 resp. 62
13	Provning av kloridinträngning	31 okt. 2023	304	69
14	Belastningsförsök (6 st)	31 okt. – 3 nov. 2023	304-307	39-42 resp. 69-72
15	Utborrning av betongcylindrar	Vecka 45 2023	310-314	45-49 resp. 75-79
16	Vidhäftningsprovning	13 & 15 nov. 2023	317 & 319	52-54 resp. 82-84
17	Provning av tryckhållfasthet, 3D-betong	22-23 nov. 2023	326-327	91-92
18	Provning av E-modul, 3D-betong	23 nov. 2023	327	92
19	Frostprovning	9 nov. 2023 – 4 jan. 2024	313 - 369	78-134
20	Provning av karbonatisering	3 nov. 2023 – 12 jan. 2024	307 - 377	72-142

## Utveckling av betongrecept för 3D-utskrift

Under våren 2023 pågick ett intensivt arbete med att ta fram en betong som dels är lämplig för 3D-utskrift, dels är frostbeständig. Ansvarig för framtagningen av denna betong och utskriften av de kvarstannande betongformarna var företaget ConcretePrint som har sin utrustning placerad intill Betongindustris betongfabrik i Tumba söder om Stockholm.

Arbetet följdes och dokumenterades av Bahdi & Hassani (2023). I detta examensarbete redovisas sex försök att ta fram ett lämpligt recept. Sammansättningen för det sjätte receptet återges i tabell 3. Lufthalten uppmättes till 5 % vilket innebär förutsättningar för frostbeständighet. Samtidigt lyckades man skriva ut cylindriska pelarformar med höjden 1,4 m vilket var målet med just denna gjutning. Ett foto av provkroppar som skrevs ut med detta betongrecept visas i figur 17.

**Tabell 3:** Betongsammansättning i arbetet med att ta fram lämpligt recept för 3D-utskriften betong (Bahdi & Hassani, 2023).

Enhetsvolym (m <sup>3</sup> )	0,040	1,0
Cement I (kg)	25	625
Vatten (kg)	12,5	312
Grus 0-4 mm (kg)	54	1350
Luftporbildare (kg)	0,050	1,25
Flytmedel	X	X
Acceleratorer	X	X
Andra kemikalier	X	X
Summa (kg)	92	2288
<i>vct</i>	0,50	0,50

Anm. X = mängderna är sekretessbelagda.



**Figur 17:** Provkroppar producerade i utvecklingen av betongrecept våren 2023. (Bahdi & Hassani, 2023).

## Tillverkning av provkroppar

Pelarförmarna skrevs ut den 23 augusti 2023 av företaget ConcretePrint med ett recept enligt tabell 3. 22 dagar senare tillverkades cylindriska betongprover för hållfasthetsprovning av samma recept.

Den 22 september 2023 fylldes pelarförmarna med SKB från Betongindustris betongfabrik i Tumba (figur 18). Till betongen användes följande recept (C28/35, 16, SF2, *vct* 0,60, tabell 4):

**Tabell 4:** Betongsammansättning för SKB (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).

Enhetsvolym (m <sup>3</sup> )	1,0
Bascement (CEM II/A-LL, kg)	325
Kalkstensfiller (kg)	83
Vatten (kg)	195
Grus 0-8 mm (kg)	1032
Grus 8-16 mm (kg)	685
Flytmedel (kg)	4,45
Summa (kg)	2324
<i>vct</i>	0,60



Aktuell hållfasthetsklass var C28/35, dvs. en klass lägre än vad som var planerat (C32/40), men skillnaden är inte så stor (10 % lägre förväntad medeltryckhållfasthet). Orsaken till skillnaden var praktiska skäl vid betongfabriken.



**Figur 18:** 3D-utskrivna pelarformar och form i hårdpapp före gjutning med SKB. Längst t.v. skymtar träformen med kvadratisk tvärsnitt för mätning av form tryck och längst ned till vänster rätblocket ur vilket provkroppar för beständighetsprovning borrades.

Den självkompakterade betongen göts i tre stycken 1 m höga skikt. Det första skiktet göts kl. 11.40, det andra 13.40 och det tredje kl. 14.40. Flytsättningsutvecklingen för betongen till de tre skikten redovisas i tabell 5.

**Tabell 5:** Uppmätta flytsättningsmått för SKB till pelarna (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024)

	SKB till skikt 1	SKB till skikt 2	SKB till skikt 3
Momentant	670	670	700
Efter 1 h	400	550	-
Efter 2 h	200	320	-

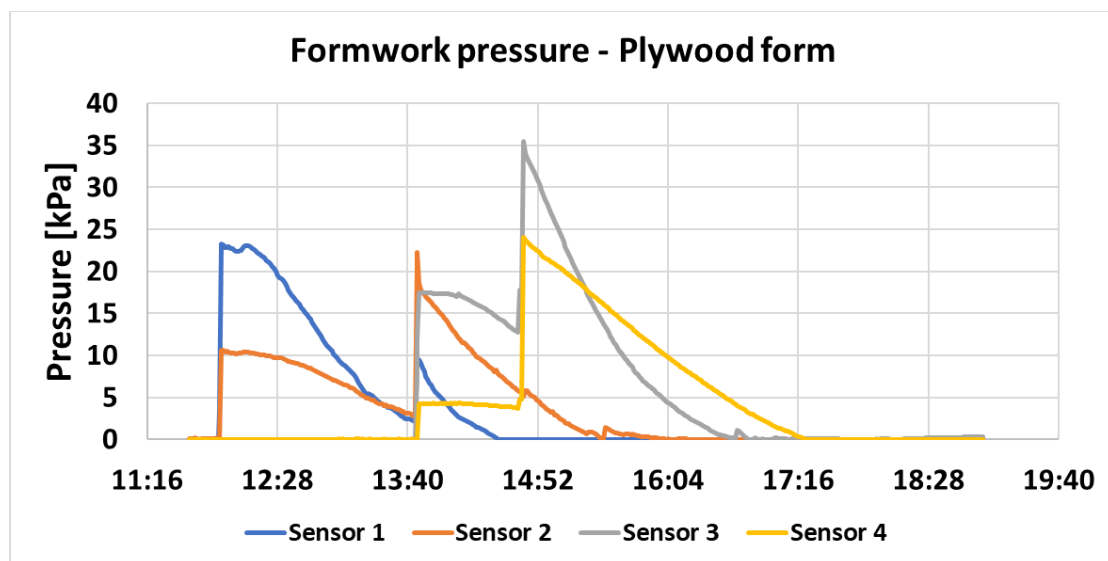
Flytsättningsmått mellan 660 och 750 mm klassas som flytsättningsmåttsklass SF 2 (SS-EN 206:2013), vilket innebär att betongen i det aktuella fallet ligger i den mittersta klassen av tre. Att

flytsättnmättet minskar över tid är en indikation på (irreversibel) strukturuppbyggnad i betongen. Ett rimligt värde på minskningen är 200 mm/h (Gardner m.fl., 2012), vilket ligger i närheten av de uppmätta värdena i tabell 5. Det är strukturuppbyggnaden i SKB som gör att formtrycket i höga formar blir lägre än det hydrostatiska trycket ifall stighastigheten är måttlig.

## Formtryck

Formtrycket mättes kontinuerligt efter första gjutningen av pelaren i träform med kvadratisk tvärsnitt. Mätvärdena redovisad i figur 19. Tabell 6 innehåller en jämförelse mellan uppmätt formtryck omedelbart efter gjutning av varje skikt och beräknat fullt hydrostatiskt tryck där betongens tunghet uppskattats till  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ . Det hydrostatiska trycket  $p = \gamma h$ , där  $h$  = vätskans stighöjd. I det enskilda fallet beräknas  $h$  som avståndet mellan den färska betongens överyta och givarens nivå.

Av tabellen framgår att överensstämmelsen mellan uppmätt formtryck och fullt hydrostatiskt tryck direkt efter gjutning är god i flertalet fall. Avvikelser i givare 2 och 3 (på nivån 0,8 resp. 1,45 m) beror sannolikt på att givarnas faktiska lägen avvek från de avsedda. Intressantare är att vi ser att formtrycket sjunker snabbt med tiden efter gjutning. Redan 1 timme efter gjutning har formtrycket i givaren på understa nivån sjunkit kraftigt och 2 timmar efter gjutning är formtrycket noll.



Figur 19: Uppmätt formtryck (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).

**Tabell 6:** Jämförelse mellan uppmätt formtryck och fullt hydrostatiskt tryck direkt efter skiktets gjutning

		Skikt 1		Skikt 2		Skikt 3	
Stighöjd (m)		1,0		2,0		3,0	
Klockslag		11.40		13.40		14.40	
Tid efter start (min)		0		120		180	
Givare nr		Hydrostatiskt tryck (kPa)	Uppmätt tryck (kPa)	Hydrostatiskt tryck (kPa)	Uppmätt tryck (kPa)	Hydrostatiskt tryck (kPa)	Uppmätt tryck (MPa)
Nivå (m)							
1	0,15	20,4	23	44,4	10	68,4	0
2	0,80	4,8	10	28,8	23	52,8	6
3	1,45	–	–	13,2	18	37,2	36
4	2,10	–	–	–	–	21,6	24

## Hållfasthet och elasticitetsmodul

Tryckhållfastheten bestämdes genom tryckprovning av gjutna cylindrar. Resultaten redovisas i tabell 7. Medelvärdet för den självkompakterande betongen ökade från 28 dygn till tiden för belastningsförsöken (vid 41 dygn) från 36,7 till 43,8 MPa, dvs. med 19 %.

Provningresultaten för cylindrar av betong för 3D-utskrift var märkligt låga vid 28 dygn. Någon förklaring har inte kunnat fastställas. Värdena vid 29 dygn (som erhöles som ”biprodukt” vid provning av elasticitetsmodul, se tabell 7) var mer förväntade för en betong med  $v_{ct} = 0,5$ . Vid en ålder svarande mot pelarformarnas ålder vid belastningsförsöken hade medelhållfastheten ökat till 56,3 MPa vilket är det värde som använts vid analysen av pelarnas brottlast.

**Tabell 7:** Uppmätt tryckhållfasthet (MPa)

Ålder (dygn)	3D-utskrivna betong			SKB	
	28	29	69-70	28	41
Enskilda värden	36,6	49,7	59,0	37,4	45,7
	37,7	46,9	52,7	36,0	41,9
	37,7	51,9	57,4	36,8	43,9
			58,8	37,1	
			52,5	37,5	
		57,2	35,3		
Medel	37,3	49,5	56,3	36,7	43,8
Std-avvikelse	0,6	2,5	2,9	0,9	1,9

Uppmätta värden från provningarna av elasticitetsmodul redovisas i tabell 8. Här sticker värdena vid 70 dygn för betongen till 3D-utskrift ut. Värdena verkar orimligt låga och därför har värdena vid 29 dygn använts vid analysen av pelarna. Rapportförfattaren har inte lyckats få en förklaring till varför dessa värden var så låga. Något kan ha gått fel vid töjningsmätningarna under provtryckningen. Övriga värden kring 32 GPa är rimliga för betong med hållfasthetsklasser mellan C25/30 och C35/45. Betongens elasticitetsmodul har generellt en mycket blygsam ökning över tid.

**Tabell 8:** Uppmätt elasticitetsmodul (GPa)

Ålder (dygn)	3D-utskriven betong		SKB
	29	70	28
Enskilda värden	32,2	23,6	32,5
	29,7	23,1	32,0
	34,6	24,1	31,0
Medel	32,2	23,6	31,8
Std-avvikelse	2,5	0,5	0,8

Anm. Värdena svarar mot s.k. stabiliserade värden enligt provningsmetoden SS EN 12390-13-2021, Metod A. Värdena vid 70 dygn är orimligt låga. Orsaken till det har inte kunnat bestämmas.

## Belastningsförsök

### Beräknade brottlaster

Normalkraften  $N$  för en kort, centriskt belastad, armerad betongpelare kan beräknas med denna ekvation:

$$N = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot A_s = \sigma_c \cdot (1 - \rho) \cdot A + \sigma_s \cdot \rho \cdot A \quad (7)$$

där  $\sigma_c$  = spänningen i betongen,  $\sigma_s$  = spänningen i armeringen,  $A_c$  = betongarean,  $A_s$  = armeringsarean,  $A$  = hela tvärsnittsarean och  $\rho$  = armeringsinnehållet ( $= A_s/A_c$ ). Vidhäftning mellan betong och armering innebär att töjningarna i båda materialen är lika stora. Då gäller att  $\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_c$ , där  $\alpha$  är förhållandet mellan de båda materialens elasticitetsmoduler, dvs.  $\alpha = E_s/E_c$ . För vanlig betong och vanlig armering är  $\alpha \approx 210/30 = 7$ .

Vid brott är  $\sigma_c$  = betongens tryckhållfasthet  $f_{cc}$ . Antag att  $\sigma_c = 50$  MPa. Då är  $\sigma_s = 7 \times 50 = 350$  MPa vilket är mindre än armeringens draghållfasthet  $f_{st} = 500$  MPa. Pelarens brottlast kan då beräknas med följande ekvation:

$$N_{\text{brott}} = f_{cc} \cdot (1 - \rho) \cdot A + \alpha \cdot f_{cc} \cdot \rho \cdot A \quad (8)$$

För den homogena pelaren i föreliggande försöksserie är radien  $R_2 = 150$  mm (se figur 20).  $A = \pi \cdot R_2^2 = \pi \cdot 150^2 = 70\,700$  mm<sup>2</sup>. Vid belastningsförsöken av pelarna var medeltryckhållfastheten  $f_{cc}$  för den självkompakterande betongen = 43,8 MPa (tabell 7), vilket ger brottlasten  $N_{\text{brott}} = f_{cc} \cdot A_c = 3,09$  MN (utan hänsyn till armeringen).

Armeringen bestod av fyra stänger med diametern  $\Phi = 8 \text{ mm}$  vilket ger  $A_s = 201 \text{ mm}^2$  och  $\rho = 0,28 \%$ . Med  $\alpha = 210/31,8 = 6,6$  (för betongens E-modul, se tabell 8) och ekvation 8 erhålls  $N_{\text{brott}} = 3,15 \text{ MN}$  eller 2 % större än värdet för motsvarande oarmerade betongpelare.

Om vi mot bakgrund av armeringens högst marginella inverkan försummar den och istället betraktar samverkanspelaren på motsvarande sätt, kan normalkraften beräknas med följande ekvation:

$$N = \sigma_{c1} \cdot A_1 + \sigma_{c2} \cdot A_2 \quad (9)$$

där index 1 står för kärnan och 2 för den kvarsittande formen.

Av tabell 8 framgår att de båda betongernas elasticitetsmoduler är ungefär lika stora. P.g.a. osäkerhet i provningsmetoden finns ingen anledning att sätta olika värden på dem. Det betyder att både töjningar och spänningar är lika i båda delarna av samverkansvärsnittet ifall vidhäftning råder mellan delarna. Enligt tabell 7 var medeltryckspänningarna för SKB och den 3D-utskrivna betongen vid belastningsförsöken  $f_{cc1} = 43,8$  resp.  $f_{cc2} = 56,3 \text{ MPa}$ . En undre gräns för brottlasten kan då beräknas med följande ekvation där vi utgår ifrån att det är den lägsta hållfastheten som blir avgörande för brottlasten, dvs.

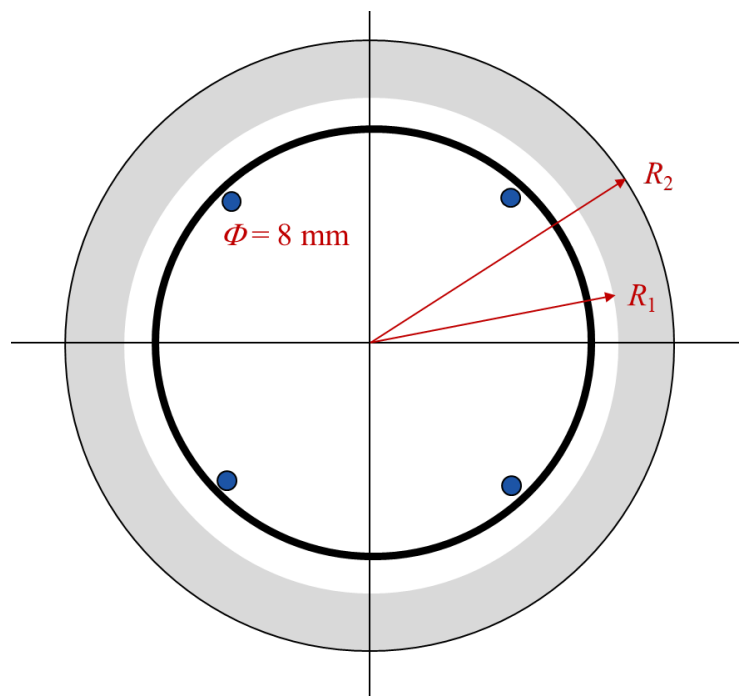
$$N_{\text{brott}} = f_{cc1} \cdot A_{c1} + f_{cc2} \cdot A_{c2} = f_{cc1} \cdot A \quad (10)$$

Brottlasten blir lika stor som för motsvarande homogena pelartvärsnitt, dvs. 3,09 MN.

En övre gräns för bärförmågan skulle kunna beräknas genom att man lägger ihop bärförmågan för de båda delarna, dvs.

$$N_{\text{brott}} = f_{cc1} \cdot A_{c1} + f_{cc2} \cdot A_{c2} \quad (11)$$

Om vi antar att  $R_1 = 105 \text{ mm}$  (enligt figur 20), erhålls  $A_1 = 34\,600 \text{ mm}^2$ .  $A_2 = A - A_1 = 36\,100 \text{ mm}^2$  och  $N_{\text{brott}} = 43,8 \cdot 34\,600 + 56,3 \cdot 36\,100 = 3,55 \cdot 10^6 \text{ N} = 3,55 \text{ MN}$ .



**Figur 20:** Pelartvärsnitt.

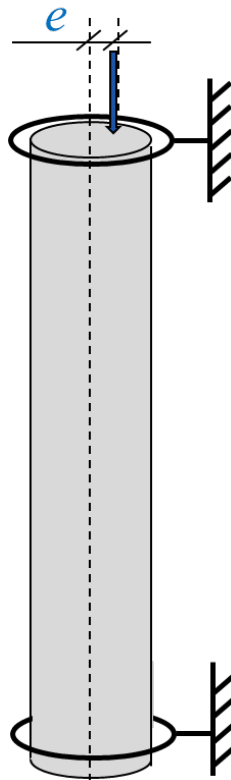
Vid belastningsförsöken eftersträvades centrisk last. Det är dock svårt att åstadkomma fullständigt centrisk belastning i laboratoriet. Spänningen i tvärsnittet är dock ganska känslig även för en relativt liten excentricitet  $e$  (figur 21). Spänningen  $\sigma$  i tvärsnittets periferi (vid  $R = \Phi/2$ ) kan beräknas med Naviers ekvation:

$$\sigma = N/A + N \cdot e/W \quad (12)$$

För ett massivt cirkeltvärsnitt är arean  $A = \pi \cdot \Phi^2/4$  och böjmotståndet  $W = \pi \cdot \Phi^3/32$ . Ekvation 12 kan då förenklas till

$$\sigma = \{4 \cdot N/(\pi \cdot \Phi^2)\} \cdot (1 + 8 \cdot e/\Phi) \quad (13)$$

Vi ser att  $e = \Phi/8$  ger en fördubbling av tryckspänningen i periferin och att  $e = -2\Phi/8$  ger dragspänningar med samma belopp i periferin diametralt mot den punkt där lasten angriper. I det aktuella fallet (med  $\Phi = 300$  mm) ger en excentricitet  $e = 10$  mm en förstoring av den största tryckspänningen med 27 %.



**Figur 21:** Cylindrisk pelare belastad med excentrisk last.

Ovan talas om ”en kort, centriskt belastad armerad betongpelare”. Det är för att hålla isär behandlingen ifrån knäckning. Knäcklasten för den aktuella pelaren, som kan ses som fritt upplagd i båda ändar, bestäms med hjälp av Eulers andra knäckfall, dvs.

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot EI/H^2 \quad (14)$$

Här är  $E = 32$  GPa,  $I = \pi \cdot \Phi^4/64 = 400 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$  och  $H = 3,0$  m. Vi får  $N_{cr} = 14$  MN. Men eftersom den beräknade brottlasten ligger kring 3 MN föreligger ingen risk för knäckning.

## Uppskattning av excentricitet ur uppmätta töjningar

Som visats ovan har excentriciteten en stor betydelse på spänningarna och därmed också på storleken på brottlasten. Vid belastningsförsöken mättes armeringstöjningen i två mitt emot varandra placerade vertikala armeringsstänger. Om normalkraften ligger på x-axeln genom armeringsstängerna (figur 22, t.v.), kan excentriciteten  $e$  uppskattas med hjälp av ekvation 13. Efter några beräkningsled och utnyttjande av Hookes lag erhålls (se bilaga A):

$$e = 2 \cdot (I/A) \{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)\} / (r_1 - r_2) \quad (15)$$

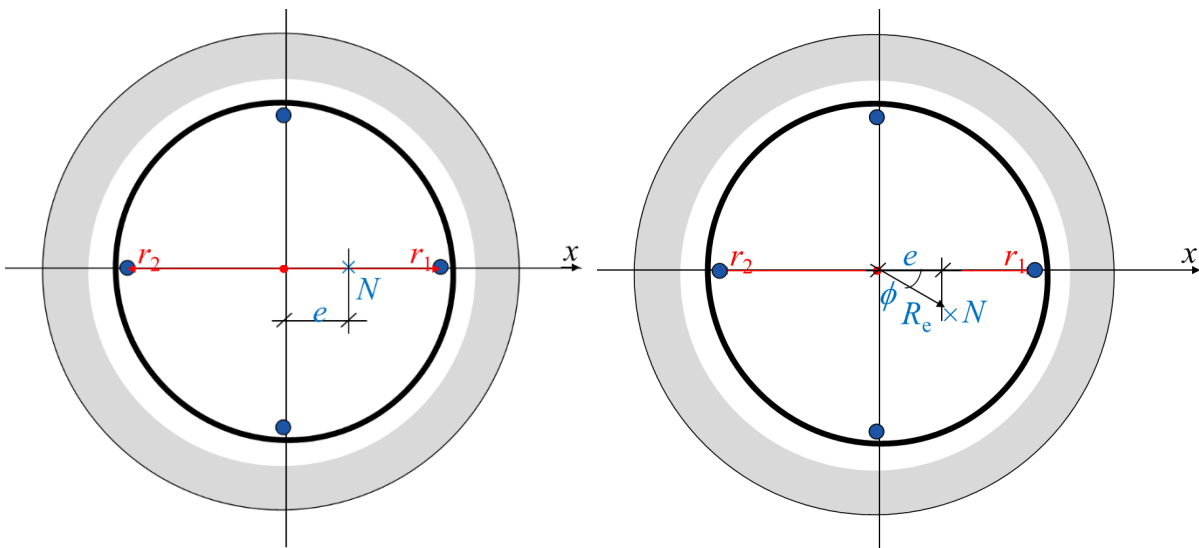
där  $A$  och  $I$  är tvärsnittets area resp. tröghetsmoment,  $r_1$  och  $r_2$  är läget på x-axeln för armeringsstäng 1 resp. 2 samt  $\varepsilon_1$  och  $\varepsilon_2$  är uppmätt armeringstöjning i stång 1 resp. 2. För det massiva, cirkulära tvärsnittet är  $A = \pi \cdot \Phi^2/4$  och  $I = \pi \cdot \Phi^4/64$ . Om armeringsstängerna ligger lika långt från centrum är  $r_1 = -r_2 = r$ . Ekvation 15 kan skrivas om som

$$e = \Phi^2 \cdot \{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)\} / (16 \cdot r) \quad (16)$$

I praktiken är det inte sannolikt att lastens angreppspunkt ligger just på sammanbindningslinjen (x-axeln) mellan den två armeringsstängerna. Antag istället att angreppspunkten ligger på avståndet  $R_e$  från centrum där radien  $R_e$  bildar vinkeln  $\phi$  med x-axeln (figur 22, t.h.). Denna får en komponent  $e$  på x-axeln som kan beräknas som  $e = R_e \cdot \cos \phi$ . I vårt fall uppskattar vi  $e$  genom de uppmätta armeringstöjningarna. Den egentliga excentriciteten kan då beräknas som

$$R_e = e / \cos \phi \quad (17)$$

Eftersom alla värden på  $\phi$  mellan  $-\pi/2$  och  $\pi/2$  är lika sannolika är medelvärdet på  $\cos \phi = 2/\pi \approx 0,64$ . Om  $e$  beräknats till 10 mm med ekvation 16, är  $R_e$  sannolikt litet större med väntevärdet  $10/0,64 = 16$  mm.



**Figur 22:** Pelartvärsnitt belastat med excentrisk tryckkraft  $N$ , där  $N$  ligger i linje med två armeringsstänger försedda med trådtöjningsgivare, x-axeln (t.v.) resp. bilda vinkeln  $\phi$  med x-axeln.

## Uppmätta brottlaster

Uppmätta brottlaster varierad mellan 1370 och 2529 kN (tabell 9). Man kan dela in pelarna i två grupper; en där hela tvärsnittet belastades (belastningsytans diameter = 300 mm, grupp A) och en där enbart en inre del av tvärsnittet belastades (diameter = 200 mm, grupp B). Den första gruppen nådde brottlaster mellan 2074 och 2529 kN och den andra gruppen mellan 1370 och 1411 kN. Möjliga orsaker till skillnaderna diskuteras i nästa avsnitt.

I fyra fall av sex skedde brottet i övre delen (toppen) av pelaren, i övriga fall i undre delen (botten). Ett foto från pelare V efter brott visas i figur 23. För foton från samtliga sex pelare efter brott hänvisas till Al-Bazarkan & Alahmad (2024) och bilaga B. Brottet skedde plötsligt. Eftersom avståndet mellan byglarna var större än vad som anges av EK 2 bröts en större bit av betongen loss än vad som sannolikt varit fallet med tätare armering.

**Tabell 9:** Uppmätta brottlaster och tillhörande deformationer (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024)

Pelare, nr	Typ	Belastningsytans diameter (mm)	Datum	Minsta omkrets (mm)	Brottlast (kN)	Deformation vid brottlast (mm)	Brottets läge
I	Samverkan	300	1 nov.	990	2240	6,8	Topp
II	Samverkan	200	2 nov.	1005	1410	3,1	Topp
III	Samverkan	200	3 nov.	1005	1411	4,6	Topp
IV	Samverkan	300	1 nov.	970	2529	8,2	Botten
V	Homogen	300	31 okt.	945	2074	14,7	Botten
VI	Homogen	200	3 nov.	945	1370	4,3	Topp





**Figur 23:** Pelare V efter brott. Notera att brottet skedde i botten av provkroppen.

#### Jämförelse mellan uppmätt och beräknad brottlast

I tabell 10 redovisas en jämförelse mellan uppmätta och beräknade brottlaster. Beräkningar har gjorts med såväl ekvation 7 som ekvation 8. Beräkningen enligt ekvation 8 ger en övre gräns för bärförmågan medan beräkningen enligt ekvation 7 kan ses som en undre gräns för bärförmågan.

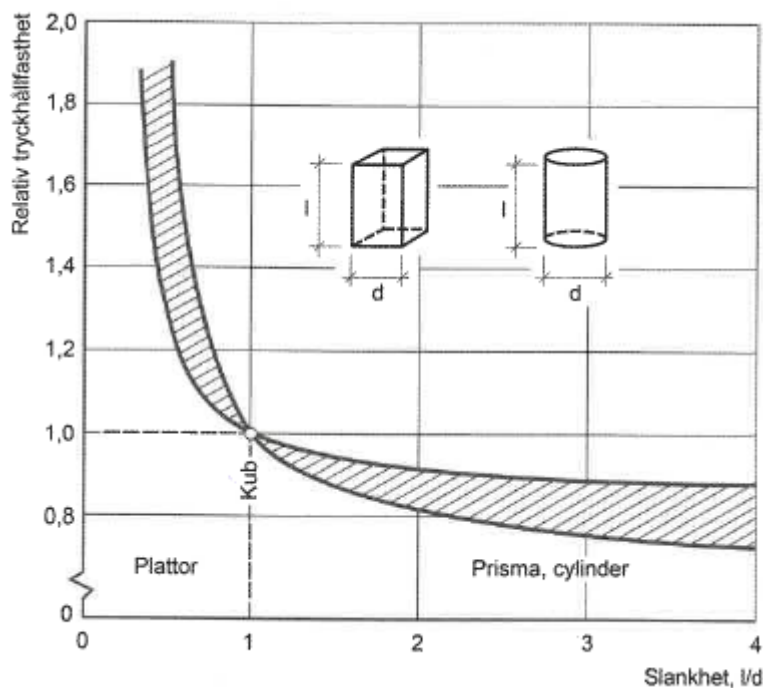
**Tabell 10:** Jämförelse mellan uppmätt och beräknad brottlast

Pelare nr	Typ	Bel.-diam (mm)	$\phi$ (mm)	SKB, $f_{cc1}$ (MPa)	3DPC, $f_{cc2}$ (MPa)	Brottlast (kN)			Kvot kol. 8/ kol. 7
						Uppmätt	Enligt, ekv 10	Enligt ekv 11	
Kol. 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	Samv.	300	315	43,8	56,3	2240	3416	3507	0,66
II	Samv.	200	320	43,8	56,3	1410	3520	4132	0,40
III	Samv.	200	320	43,8	56,3	1411	3520	4132	0,40
IV	Samv.	300	309	43,8	56,3	2529	3280	3332	0,77
V	Homogen	300	301	43,8	56,3	2074	3113		0,67
VI	Homogen	200	301	43,8	56,3	1370	3113		0,44

Anm. Pelare I, IV & V tillhör grupp A, pelare II, III och VI tillhör grupp B.

Uppmätta brottlaster var i samtliga fall mindre än de beräknade brottlasterna. I de fall hela tvärsnittet belastades (grupp A) uppnåddes mellan 66 och 77 % av den beräknade brottlasten. Det viktigaste resultatet var att samverkanspelarnas bärförmåga var minst lika hög som de homogena.

Det är känt att den relativa tryckhållfastheten för betong sjunker med ökande slankhet hos provkroppen (figur 24). Höga cylindrar är relativt sett svagare än korta. I detta fall är slankheten  $l/d = H/\Phi = 3,0/0,3 = 10$ . Cylindrar för standardprovning (som också användes i detta projekt) har slankheten  $l/d = 2$ . Man kan därför förvänta sig att maximal tryckspänning i pelarna blir lägre än vad som erhållits vid tryckhållfasthetsprovningen. Men av figur 24 framgår att den relativa tryckhållfastheten bara har en svagt sjunkande trend då  $l/d > 1$ . Figuren sträcker sig inte till  $l/d = 10$  men pelarnas relativt stora slankhet kan ändå knappast vara orsaken till att uppmätt brottlast understiger den beräknade.



**Figur 24:** Relativ tryckhållfasthet för provkroppar med olika slankhet  $l/d$ . Från Westerberg (2021) som återgivit resultat från Schickert (1981).

I de fall då enbart en mindre, centrisk del av tvärsnittet belastades (grupp B) uppnåddes mellan 40 och 44 % av den beräknade brottlasten. Inte heller här kunde man se någon skillnad mellan samverkande och homogena pelare. Om vidhäftningen mellan SKB och den 3D-utskrivna betongformen hade varit obefintlig eller bristfällig hade man kunna förvänta sig en tydlig skillnad eftersom försök med betongpelare i stålrör visat en sådan skillnad (Graures, 1993). Utebliven skillnad kan därför tolkas som en indikation på att vidhäftning existerade och samverkan mellan de båda delarna därmed fungerade.

Varför skillnaden mellan pelare där hela tvärsnittet belastades (grupp A) och dem där enbart en inre del av tvärsnittet belastades (grupp B) var så stor har ingen uppenbar förklaring. En möjlig sådan är excentricitet. Skulle excentriciteten vara noll i första fallet och t.ex. 25 mm i det andra fallet ger ekvation 7 en utökad kantspänning på 67 % vilket är i paritet med den aktuella skillnaden (pelare i grupp A nådde 63 % högre brottlast).

En annan hypotes skulle kunna vara att den yttre, obelastade, ringformade delen av tvärsnittet inte ger den omslutningseffekt eller *confinement* som en tryckt sådan borde ge. Därmed når spänningen i den inre kärnan sin maximala hållfasthet innan den yttre ringen tar sin fulla del av belastningen. Detta hade kunnat kontrolleras genom mätningar av töjningar i såväl kärnan som i periferin, men det gjordes alltså inte. Töjningarna mättes endast på armeringsstängerna och de var alla placerade i tvärsnittets kärna.

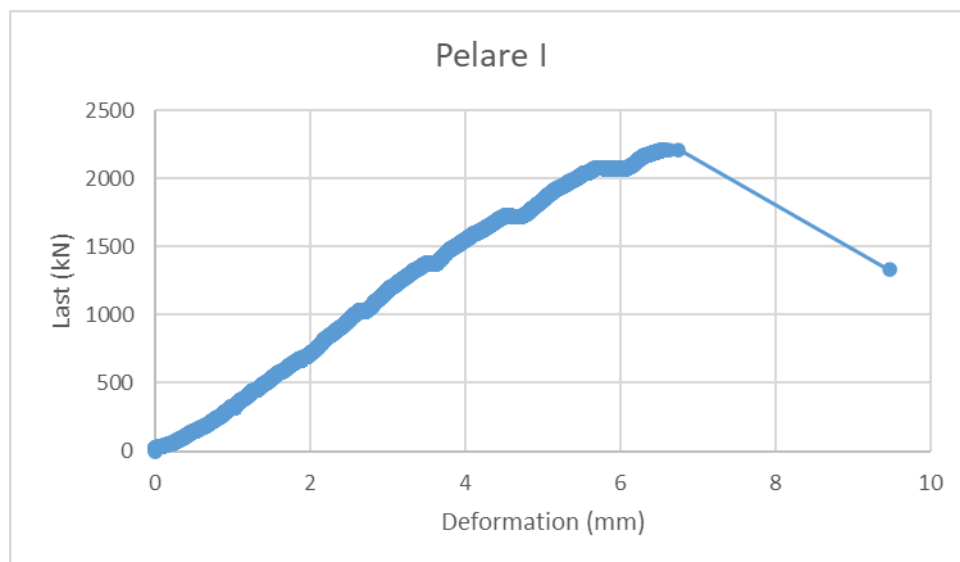
### Last-deformationsdiagram

Vid belastningsförsöken mättes last och deformation, Vi ser att sambandet mellan deformation och last är relativt rätlinjigt, se figur 25 till 30. Lutningen på dessa linjer varierar från pelare till pelare. Vid lasten 1000 kN avläses deformationer mellan 2,3 och 3 mm, vilket sannolikt mer beror på olikheter i givares placering och noggrannhet än skillnader i pelarnas styvhhet. I flertalet fall når last-deformationskurvan en platå, där lasten är konstant medan deformationen ökar, innan lasten sjunker mot noll under kraftigt ökande deformation samtidigt som tryckbrottet utvecklas.

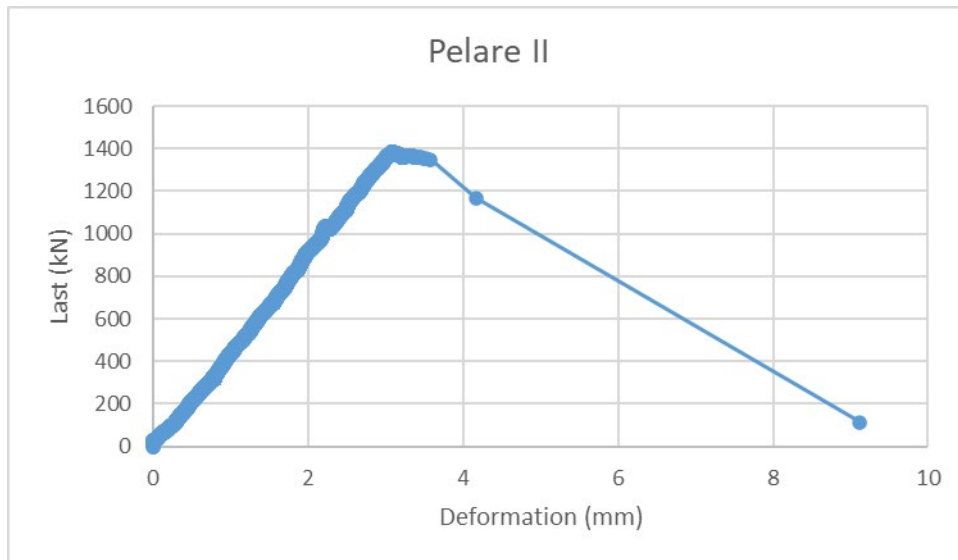
Om man antar att Hookes lag gäller upp till lasten 1000 kN kan deformationen  $\delta$  uppskattas som

$$\delta = \{N/(EA)\} \cdot H = 4 \cdot \{N/(\pi \cdot E_c \cdot \Phi^2)\} \cdot H \quad (18)$$

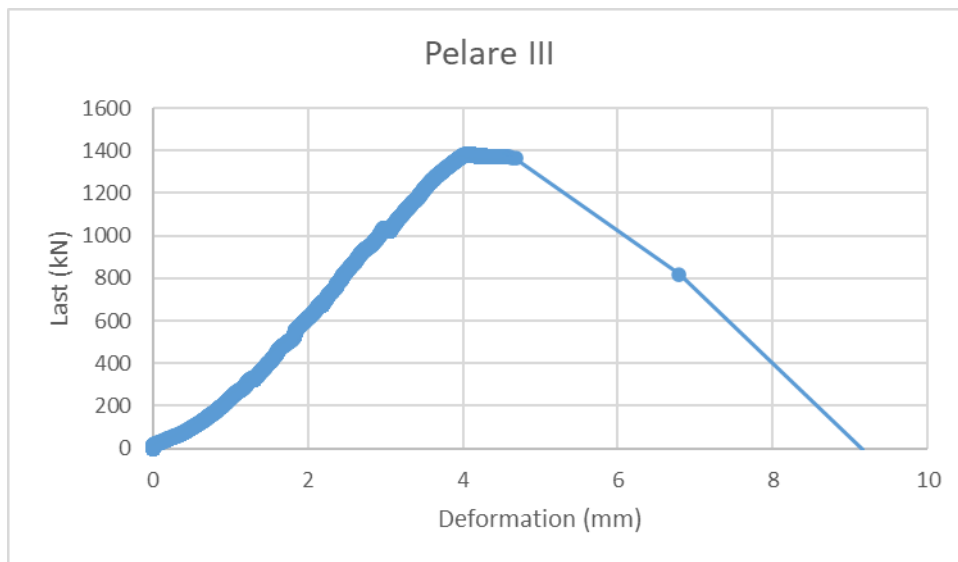
Med  $N = 1000$  kN,  $E_c = 31,8$  GPa,  $\Phi = 0,3$  m och  $H = 3,0$  m erhålls  $\delta = 1,3$  mm. Värdet är väsentligt lägre än uppmätta värden. Orsakerna är sannolikt deformationer i upplagsanordningen och begynnande krossning i betongen.



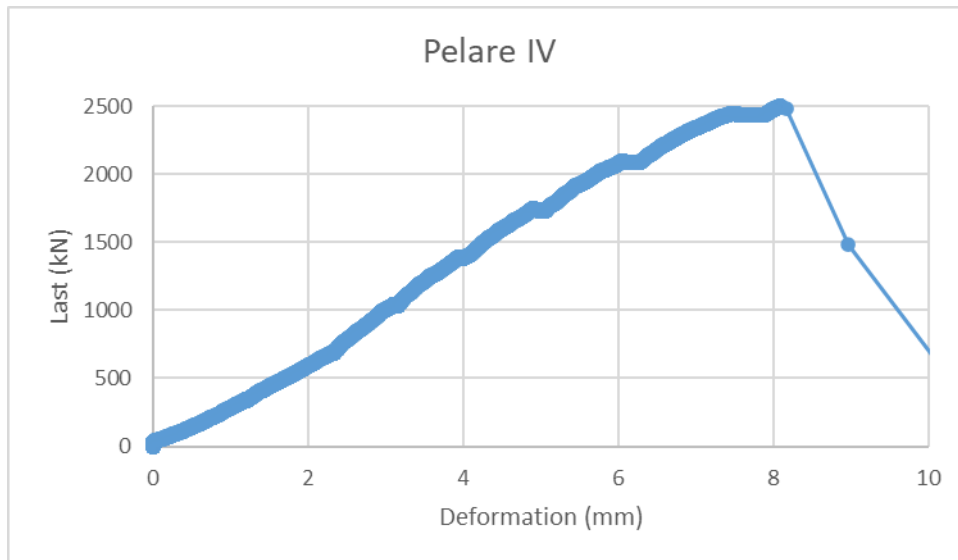
**Figur 25:** Last-deformationsdiagram för pelare I.



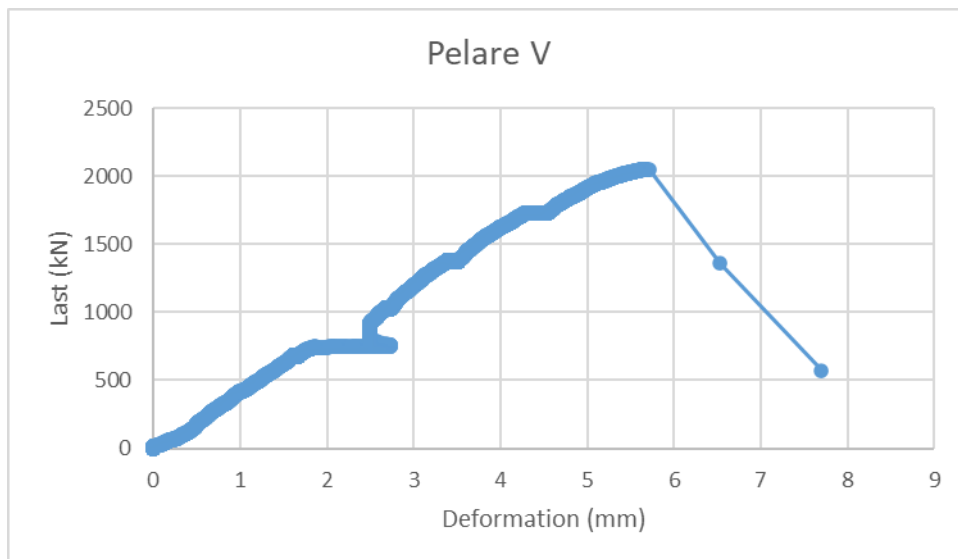
**Figur 26:** Last-deformationsdiagram för pelare II.



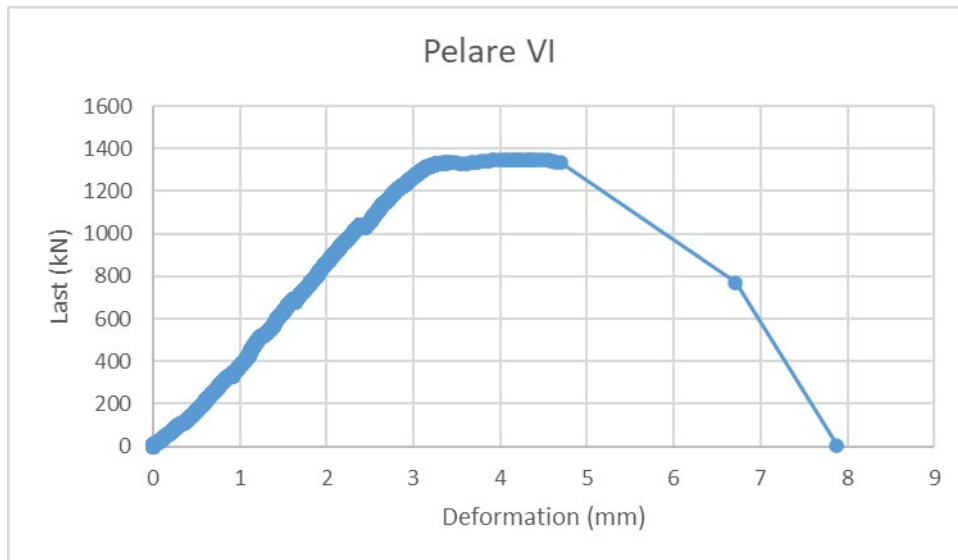
**Figur 27:** Last-deformationsdiagram för pelare III.



**Figur 28:** Last-deformationsdiagram för pelare IV.



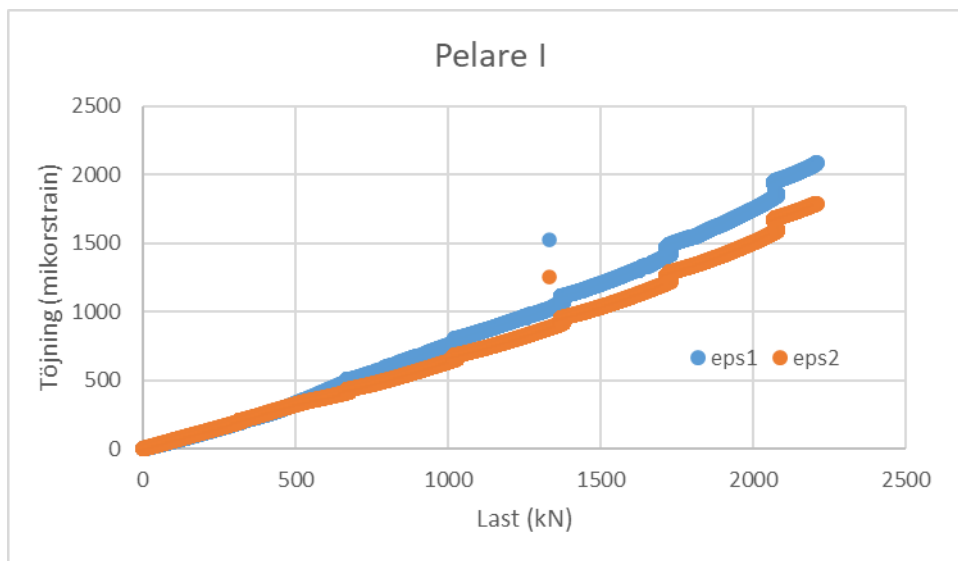
**Figur 29:** Last-deformationsdiagram för pelare V.



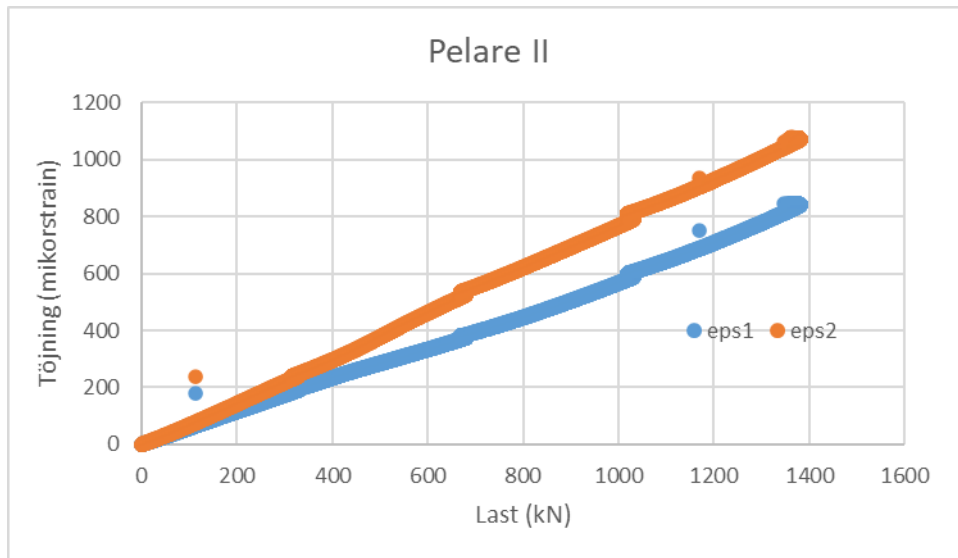
**Figur 30:** Last-deformationsdiagram för pelare VI.

### Uppmätta armeringstöjningar

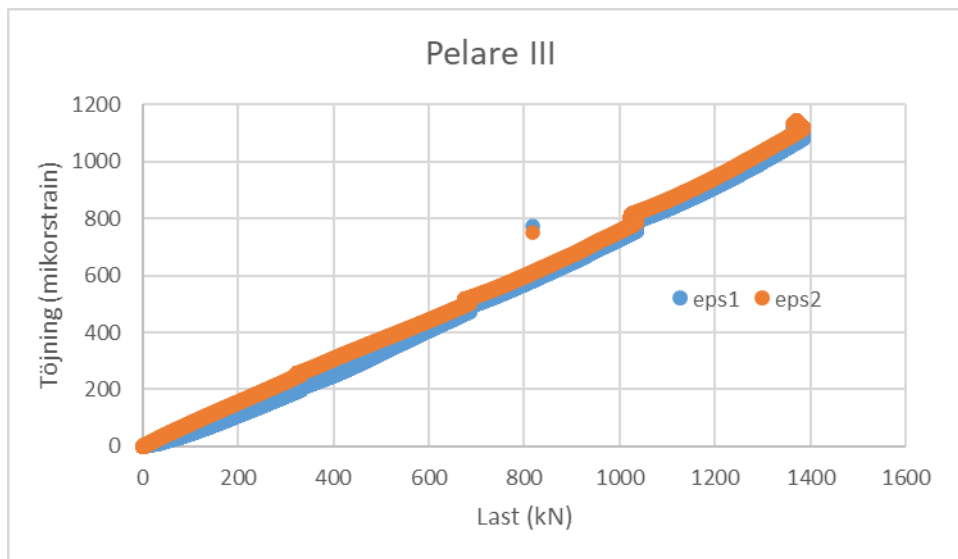
Armeringstöjningen mättes med trådtöjningsgivare i två vertikala stänger i varje pelare. Töjningarna registrerades kontinuerligt, Uppmätt värden redovisas i figur 31-36.



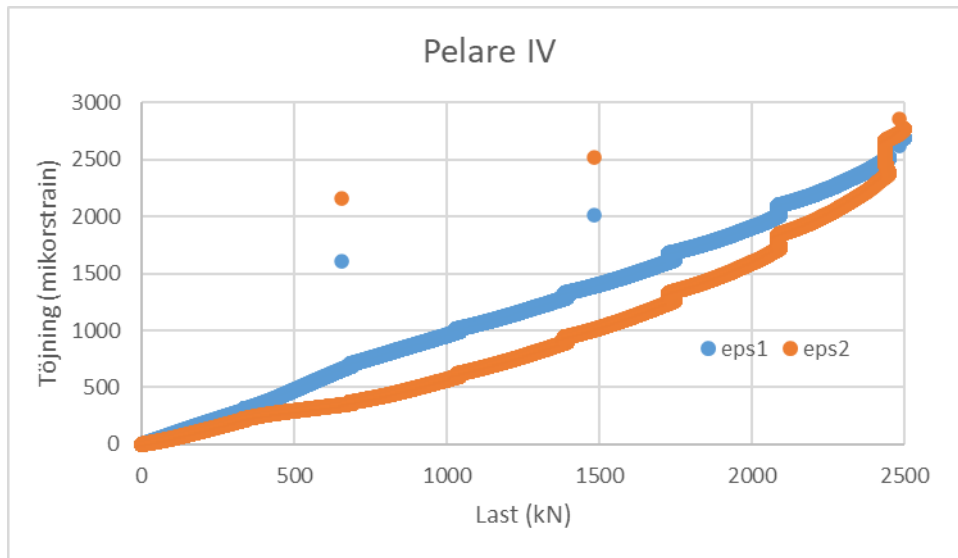
**Figur 31:** Uppmätta armeringstöjningar för pelare I.



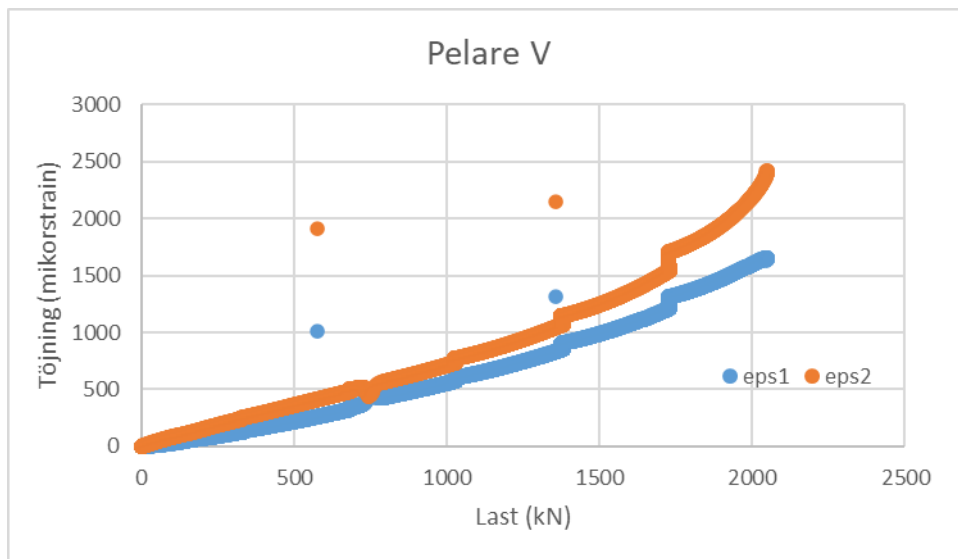
**Figur 32:** Uppmätta armeringstöjningar för pelare II.



**Figur 33:** Uppmätta armeringstöjningar för pelare III.

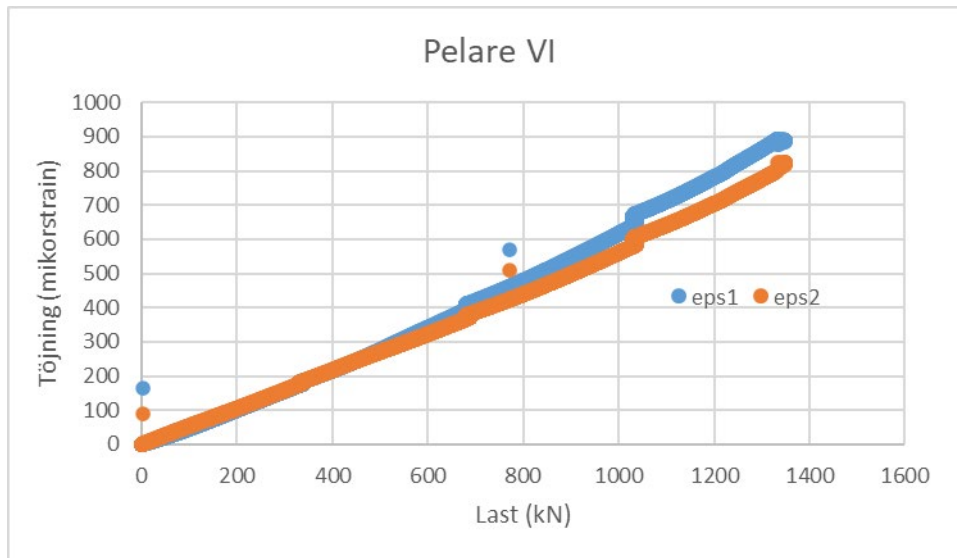


**Figur 34:** Uppmätta armeringstöjningar för pelare IV.



**Figur 35:** Uppmätta armeringstöjningar för pelare V.





**Figur 36:** Uppmätta armeringstöjningar för pelare VI.

Vi kan konstatera att armeringstöjningarna vid brott uppgår till 2000 à 2500  $\mu$ strain (2 à 2,5 %) för pelare I, IV och V (grupp A) och till c:a 1000  $\mu$ strain (1 %) för pelare II, III och VI (grupp B). Hela tvärsnittet belastades i pelarna inom grupp A medan pelarna i grupp B belastades enbart i en inre cirkel med diametern = 200 mm.

Kontinuitet mellan armering och omgivande betong innebär att töjningen i betongen = töjningen i armeringen. Antar man att Hookes lag gäller kan spänningen beräknas som  $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon$ . Med  $E_c = 32$  GPa erhålls  $\sigma_c \approx 30$  MPa för grupp B och  $\sigma_c = 60 - 80$  MPa för grupp A. De mindre spänningarna är lägre än betongernas tryckhållfasthet medan de högre spänningarna överstiger hållfastheten. Å andra sidan syns en icke-linjär ökning i slutet av diagrammen för pelarna i grupp A (I, IV och V), se figur 31, 34 och 35. Tilläggas kan att spänningen beräknad som last dividerat med tvärsnittsarea är c:a 20 MPa för grupp B och 30 – 35 MPa för grupp A. Två möjliga förklaringar till att spänningarna beräknade ur töjning är ungefär dubbelt så stora som spänningarna beräknade från last och area är excentricitet och icke-linjäritet. Inverkan av lastens excentricitet behandlas i nästa avsnitt. Att sambandet mellan töjning och spänning inte är linjärt innebär att vid högre spänningar är töjningen större än vad som ges av Hookes lag. Omvänt betyder det att spänningen vid stora töjningar och töjningar nära brott kan vara mindre än vad som ges av  $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon$ .

### Excentricitet uppskattad ur uppmätta armeringstöjningar

Med hjälp av ekvation 16 kan excentriciteten  $e$  uppskattas ur uppmätta armeringstöjningar. I tabell 11 finns resultatet av sådana beräkningar. Dessa har genomförts på upp till fem olika lastnivåer, eftersom det inte är självklart att excentriciteten är konstant under hela belastningsförsöket (pelaren kan t.ex. röra sig i förhållande till upplagen).

**Tabell 11:** Uppskattning av excentricitet ur uppmätta armeringstöjningar

Pelare, nr	Uppskattad excentricitet $e$ (mm) vid last =				
	400 kN	800 kN	1200 kN	1600 kN	2000 kN
I	-1,3	+6,2	+6,1	+5,7	+5,7
II	-8,9	-12,6	-10,4	–	–
III	-8,1	-1,9	-1,3	–	–
IV	+12,8	+23,1	+16,5	+11,2	+6,9
V	-21,8	-9,5	-9,0	-8,8	-10,7
VI	-0,1	+3,2	+4,0	–	–

Vi kan konstatera att de uppskattade excentriciteterna ligger mellan 0 och 20 mm (tecknet spelar ingen roll). Men som nämnts ovan ger redan en excentricitet på 10 mm en förstörd kantspänning på 27 %. Eftersom excentriciteten sannolikt inte ligger på sammanbindningslinjen mellan de båda töjningsgivarna är den verkliga excentriciteten förmodligen större. Eftersom pelarna (II, III & VI) som belastades med en mer koncentrerad last (grupp B) nådde väsentligt lägre brottlasten än de pelare där hela tvärsnittsytan belastades (grupp A) hade man kunnat förvänta sig en större excentricitet för dessa tre. Något stöd för den hypotesen finns inte i tabellens data. Osäkerhet i töjningsgivarnas värden kan ha haft betydligt större inverkan på de beräknade värdena än ev. excentricitet. Excentricitetens menliga inverkan på brottlasten får kvarstå som en möjlig men fortfarande obekräftad förklaring till de stora skillnaderna i uppmätt brottlast.

## Vidhäftning

Efter belastningsförsöken provades vidhäftningen mellan den 3D-utskrivna betongformen och den självkompakterande betongen genom utborrning och dragprovning av kärnor i oskadade områden av de fyra samverkanspelarna I-IV. Resultaten redovisas i tabell 12. Av tabellen framgår att medelvärdet för samtliga tolv prov var 1,75 MPa vilket är i paritet med vad som brukar erhållas mellan betong gjuten vid två tidpunkter i laboratoriet (se kap. 15 i Betonghandboken Material, Silfwerbrand, 2021). I fem fall skedde brottet till minst 50 % i fogen. Medelvärdet för dessa fem prov var 1,54 MPa vilket också överstiger det krav man ofta ställer på vidhäftningen (1,0 MPa).

**Tabell 12:** Resultat från vidhäftningsprovningen

Provkropp, nr	Ålder, betongform (3DPC) (d)	Ålder, SKB (d)	Brottspänning (MPa)	Typ av brott, SKB-fog-3DPC (%)
I-1	82	52	1,29	100-0-0
I-2	82	52	2,31	90-0-10
I-3	82	52	2,04	100-0-0
II-1	82	52	1,4	95-0-5
II-2	82	52	2,18	100-0-0
II-3	82	52	2,11	100-0-0
III-1	84	54	1,64	0-100-0
III-2	84	54	1,67	0-90-10
III-3	84	54	1,61	0-50-50
IV-1	84	54	2,06	0-50-50
IV-2	84	54	1,98	100-0-0
IV-3	84	54	0,73	0-100-0
Medelvärde, alla			1,75	
Standardavv., alla			0,45	
Medelvärde, fogbrott			1,54	
Standardavv., fogbrott			0,49	

Anm. Som fogbrott definieras här alla prov med minst 50 % brott i fogen.

## Beständighetsförsök

Beständighetsförsöken omfattade kloridmigration, frostprovning och karbonatisering. I samtliga fall låg fokus på den 3D-utskrivna betongen eftersom det var den 3D-utskrivna pelarformens kapacitet som täckskikt som var föremål för intresset.

### Kloridmigration

Kloridmigration mättes av RISE enligt Nordtest metod NT BUILD 492. Provningsmetoden är en accelererad provningsmetod där man mäter inträngningsdjupet och räknar ut en kloridmigrationskoefficient som är ett mått på kloridinträngningsmotståndet. Ju lägre värde på koefficienten, desto större motstånd. Provningarna genomfördes på tre cylindriska provkroppar med diametern 94 mm och tjockleken 51 mm. Provkropparna var utborrade ur den kubiska provkroppen beskriven i avsnittet ”Provkroppar”. Den sida som utsattes för en 10-procentig NaCl-lösning bestod av 3D-utskrivna betong. Provkropparnas ålder vid provningen var 69 dygn.

Kloridmigrationskoefficienten  $D$  för de tre provkropparna bestämdes till 13,9; 20,9 resp.  $12,6 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  med ett medelvärde på  $15,8 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Hur skall man då värdera dessa värden? Det finns flera förslag. Nilsson m.fl. (1998) föreslog en indelning i fem grupper från ”låg motstånd mot kloridinträngning” ( $D > 15 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ) till

”extremt högt motstånd mot kloridinträngning” ( $D < 2,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ). Enligt den klassificeringen ger mätningarna ett resultat mellan sämsta och näst sämsta motståndet (”måttligt motstånd mot kloridinträngning” ( $10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < D < 15 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ).

Baroghel-Bouny (2006) föreslog också en femgradig skala. Dess värden spänner över ett större intervall. De uppmätta värdena hamnar där på det näst sämsta steget (”lågt” motstånd,  $10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s} < D < 50 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ).

Man kan även sätta mätvärdena i relation till värden som uppmätts för moderna betongblandningar. Provningsresultat enligt samma mätmetod visar att ett rimligt värde för gjuten betong med  $v_{ct} = 0,40$  och anläggningscement är  $D = 11 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  (Carlswärd, 2024). Den 3D-utskrivna betongen hade ett  $v_{ct} = 0,50$  vilket ger en litet mindre tät betong varför ett högre värde på koefficienten  $D$  är rimligt.

## Frost

Frostbeständighet provades av RISE enligt S137244 Frysprovning, utgåva 5. Tillverknings hela tvärsnittet belastades i den andra gruppen förfarande: 4A: 3,0% NaCl. Exponerad yta var den 3D-utskrivna betongens. Betongens ålder vid start var 78 dygn. Resultaten redovisas i tabell 13.

RISE bedömning av provningsresultaten var ”God frostbeständighet”, vilket är näst högsta beständighetsklassen på en fyrgradig skala. Gränsen för högsta klassen (”Mycket god frostbeständighet”) går vid  $0,10 \text{ kg/m}^2$  efter 56 cykler. Resultaten från provningen ligger således precis på gränsen till den högsta.

**Tabell 13:** Ackumulerad avflagning efter X dygn ( $\text{kg/m}^2$ )

Märkning	X = 7	14	28	42	56
F1	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09
F2	0,02	0,04	0,06	0,09	0,10
F3	0,01	0,03	0,05	0,07	0,09
F4	0,02	0,04	0,06	0,08	0,11
F5	0,02	0,03	0,06	0,08	0,10
Medel	0,018	0,034	0,056	0,078	0,098

## Karbonatisering

RISE genomförde provningen för bestämning av motståndsförmåga mot karbonatisering på hårdnad betong i enlighet med SS-EN 12390-12:2020, 70 dygns exponering i 3% koldioxid. Proverna var utborrade från en låda med en kvarsittande form av 3D-utskrivna betong (figur 13 och 18). Lådan var fylld med SKB. Proverna togs från ytan. Resultaten redovisas i tabell 14.

**Tabell 14:** Värden i mm efter 0, 7, 28 och 70 dygns exponering

0		7		28		70	
Kub	Värde	Kub	Värde	Kub	Värde	Kub	Värde
K1	0,3	K3	1,5	K5	1,5	K7	4,7
K2	0,3	K4	2,1	K6	1,9	K8	4,5

---

Medel	0,31	1,80	1,71	4,63
-------	------	------	------	------

---

Standarden innehåller ingen information om hur mätvärdena skall tolkas. Resultaten kan jämföras med provningar Heidelberg Materials Cement Sverige genomfört med samma metod på RISE. Deras resultat för betongrecept med CEM I & CEM II/A och *vct* 0,50-0,60 låg mellan 6 och 12 mm efter 70 dygn (Westerholm M, 2024). Värdena för den 3D-utskrivna betongen var således bättre än dessa.

# Kommentarer, slutsatser och fortsatt forskning

## Kommentarer

När man avslutat experimentella försök kan man alltid fråga sig ifall man skulle ha haft fler provkroppar, genomfört fler mätningar och dokumenterat mer. Budgeten begränsar antalet provkroppar men kostnaden för fler mätningar brukar vara relativt begränsad. Skulle man göra om försöken borde försöksserien kompletteras med följande:

1. Mätning av pelarnas initiala krokighet.
2. Dokumentation av läget för de båda instrumenterade armeringsstängerna och riktningen för en linje mellan dem (x-axeln) i förhållande till försöksuppställningen.
3. Mätning av lastens excentricitet före varje belastningsförsök.
4. Mätning av pelarens utböjning i sidled.
5. Bestämning av vinkeln  $\phi$  mellan en axel genom de instrumenterade givarna (x-axeln) och en radie från centrum till lastens angreppspunkt (se figur 22, t.h.).
6. Utborrning och tryckprovning av kärnor ur oskadade delar av SKB-kärnan för att bestämma tryckhållfastheten i färdig konstruktion (som ju kan ha varit annorlunda än den som provats på standardcylindrarna).
7. Provning av armeringens sträckgräns, brottgräns och elasticitetsmodul.
8. I hälften av belastningsförsöken belastades enbart en inre cirkel av tvärsnittet motsvarande storleken på SKB-kärnan i samverkansbalkarna. Det hade kanske varit intressantare att enbart belasta den yttre ringen svarande mot den 3D-utskrivna betongformen. Då hade försöken mer efterliknat de försök med betongfyllda stålrorospelare som Marianne Grauers utförde på Chalmers (Grauers, 1993).

Punkten 4 är tämligen komplicerad eftersom den aktuella försöksuppställningen inte styrde utböjningen i någon speciell riktning. Man hade därför behövt mäta deformationen i två vinkelräta riktningar.

Punkten 3 är mycket svår att genomföra. Det bör påpekas att laboratoriepersonalen på RISE i Borås gjorde allt som rimligen kunde göras för att begränsa excentriciteten så mycket som möjligt. Med den aktuella försöksuppställningen torde punkten 5 vara praktiskt omöjlig att bestämma.

## Slutsatser

Försöken visar att det är möjligt att producera samverkanspelare av kvarsittande, 3D-utskrivna betongform med en kärna av SKB. Formtrycket ledde inte till några skador på eller läckage genom betongformen. Stighastigheten var dock begränsad till 1 m/h. Ringkraften – som ger dragspänningar i betongformen – är proportionell mot det cirkulära pelartvärsnittets radie och radien var här begränsad till 150 mm. I grövre pelare kan man behöva sänka stighastigheten ytterligare.

Belastningsförsöken visar att samverkanspelare som består av en kvarsittande 3D-utskrivna betongform och en SKB-kärna kan bära lika höga tryckkrafter som motsvarande homogena pelare i SKB.

Vidhäftningen mellan de två olika betongdelarna är tillräcklig för att utveckla statisk samverkan. Detta visades vid belastningsförsöken där endast SKB-kärnan belastades. Detta bekräftades senare genom dragprovning av utborrade kärnor genom fogen mellan 3D-utskrivna betongform och SKB. Vidhäftningen uppmättes till 1,75 MPa, vilket väsentligen överstiger värdet på 1 MPa som ofta används som gränsvärde för statisk samverkan.

En fråga, som förblev obesvarad i analysen av försöksresultaten, var varför pelarna i belastningsförsöken inte nådde beräknade brottlast. Den troligaste förklaringen är att lasten var excentrisk men den storlek på excentriciteten som uppskattades ur uppmätt armeringstjockning var inte tillräcklig för att stödja en sådan hypotes. Man kan också tänka sig att pelarna var krokiga från början. Formrören var dock fabrikstillverkade med hög noggrannhet medan betongformarna borde varit svårare att skriva ut helt vertikalt. Någon skillnad i brottlast mellan dessa båda typer noterades ju inte, varför den initiala excentricitet (som tyvärr inte mättes) torde ha varit lika liten för båda.

En annan förklaring kan vara att hållfastheten hos den självkompakterande betongen i pelarna inte var lika hög som den som mättes på cylindriska standardprovkroppar. Orsaken till det skulle i sin tur kunna vara att det var svårt att gjuta SKB i 3 m höga, armerade formar med en inre diameter på 210 mm.

Beständigheten hos den 3D-utskrivna betongen studerades genom kloridmigrationsförsök, frostprovning och karbonatiseringsprovning. Frostbeständigheten befanns vara ”god”, vilket är den näst högsta nivån på en fyrgradig skala. Motståndet mot karbonatisering var i paritet med värden för gjutna betonger med snarlika *vct*. Kloridinträngningen var däremot sämre. De värden som uppnåddes var inom den näst lägsta nivån på en skala med fem steg. Sannolikt berodde de låga värdena på att motståndet är försvagat i fogen mellan två lager i den utskrivna pelarformen.

Totalt sett var försöken lovande.

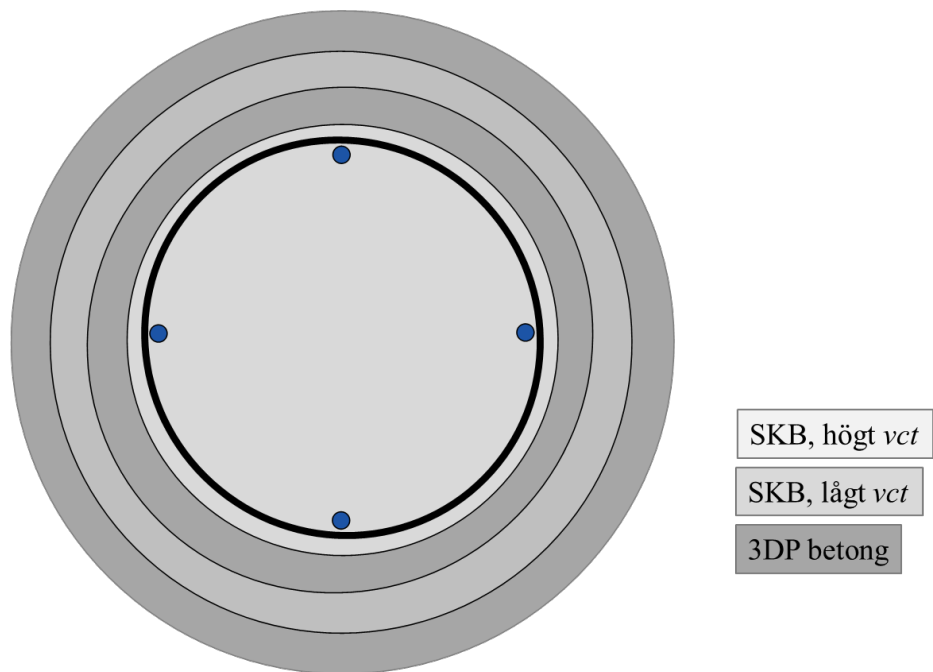
## Förslag till fortsatt forskning

Som nämnts i föregående avsnitt var resultaten från försöken lovande. Det finns därför all anledning att fortsätta forskningen om samverkanspelare av 3D-utskrivna formar med en kärna av SKB. Den fortsatta forskningen bör omfatta såväl frågor kring bärförmåga som gjutbarhet och beständighet. Man kan lista följande frågor:

- Hur kan man hantera formtrycket när man fyller pelarformen med SKB så att inte den 3D-utskrivna formen spricker eller läcker? Problemen ökar i grövre pelare och vid högre stighastigheter.
- I det andra examensarbetet (Shabo & Hossein, 2021) uppstod sprickor p.g.a. temperaturskillnader mellan SKB och pelarform. Detta skedde vid ett tillfälle vintertid då temperaturen snabbt sjönk 16°C. Men hur känslig är denna lösning för temperaturskillnader? Behöver man vidta åtgärder för att förhindra temperatursprickor och i så fall vilka?

- Belastningsföroken visade att brotlasterna för samverkanspelarna var lika höga som brotlasterna för motsvarande homogena pelare i SKB. Men varför nåddes inte beräknade brotlaster? Hur stor blir excentriciteten i ett verkligt fall? Är den större än den excentricitet som man skall anta enligt gällande dimensioneringsregler?
- Vid dimensionering behandlas betongens krypning. Är kryptalet för den 3D-utskrivna betongformen densamma som för SKB eller konventionellt gjuten betong? Om inte, måste detta beaktas vid dimensionering. Långtidsförsök med samverkanspelare vore därför av intresse.
- Beständighetsförsöken visade att den 3D-utskrivna betongen kunde uppnå ”god frostbeständighet” på gränsen till ”mycket god frostbeständighet”. Problemet var kloridinträngningen. Går det att vidareutveckla betongen och utskriftsmetodiken så att motståndet mot kloridinträngning ökar?
- 3D-utskrivna betong har i dagsläget en liten maximal stenstorlek och därför mer cementpasta vilket leder till tämligen höga cementhalter. När det gäller hållbarhetsfrågan är tanken med samverkanspelarna att kompensera den höga cementhalten i betongformen med en reducerad cementhalt i den självkompakterande betongen. Men ifall inte formen kan ge tillräckligt skydd mot kloridinträngning behöver täcksiktet förstärkas på annat sätt för att samverkansspelaren skall kunna användas i miljöer där tölsalter används eller intill havsvatten. En möjlighet vore då att skriva ut en dubbel form, dvs. två ringar i ett tvärsnitt (figur 37). Man skulle då kunna använda en högvärdig SKB (med lågt *vct*) i mellanrummet mellan de båda delarna av formen och en enklare SKB (med högt *vct*) i kärnan. Detta koncept vore naturligtvis mer komplicerat att producera men en del av lösningen till betongindustrins hållbarhetsproblem ligger i en större nyansering och en användning av flera betongrecept till ett och samma projekt. Konceptet är värt att prova.
- Vidare finns ett generellt behov av att vidareutveckla betongrecept och teknik för 3D-utskrift så att man kan använda mindre mängd cement i betongen.
- Att skriva ut pelarformen på den plats där pelaren skall stå låter kanske bäst. Man slipper transporter och pelaren kan direkt anpassas till avsedd uppgift. Men att flytta runt 3D-skrivaren kan å andra sidan leda till praktiska problem. En möjlighet vore därför att skriva ut pelaren i en betongelementfabrik eller i en speciell del av byggarbetsplatsen och därefter flytta den till avsedd plats under den kommande bron (eller annan applikation). Detta förfarande skulle naturligtvis begränsa storleken på samverkansspelaren men för mindre pelare kan det vara värt att studera. Fördelarna med utebliven formsättning och formrivning samt möjligheterna att kombinera olika betongkvaliteter kvarstår ju även vid ett sådant förfarande.
- Slutligen har svenska Trafikverket vanligen önskemål om släta ytor på bropelare. Utan extra åtgärder blir ytorna på 3D-utskrivna pelare randiga. Metoder finns att släta till ytorna på 3D-utskrivna betong. Här finns också behov av FoU.





**Figur 37:** Exempel på tvärsnitt med 3D-utskrivna dubbelform fylld med högvärdig resp. enklare SKB.

# Referenser

Al-Bazarkan A & Alahmad H (2024): "Loading Tests on Composite Concrete Columns – A comparison between composite columns made of permanent 3DPC formwork filled with SCC and columns made of homogenous SCC". *Examensarbete*, samhällsbyggnadsprogrammet, skolan för arkitektur och samhällsbyggnad, KTH.

Anton A, Reiter L, Wangler T, Frangez V, Flatt R J & Dillenburger B (2021): "A 3D concrete printing prefabrication platform for bespoke columns". *Automation in Construction*, Vol. 122, 16 pp.

Bahdi E & Hassani M (2023): "Samverkande bropelare av kvarsittande 3D-utskrivna betongform & igjuten SKB". *Examensarbete*, högskoleingenjörprogrammet byggt teknik och design, skolan för arkitektur och samhällsbyggnad, KTH.

Baroghel-Bouny V (2006): "Durability Indicators: Relevant Tools for Performance-Based Evaluation and Multi-Level Prediction of RC Durability". *Proceedings*, Int. RILEM Workshop on Performance-Based Evaluation and Indicators for Concrete Durability. Madrid, Spain, March 19-21, 2006, pp. 3-30.

Bekaert M, Van Tittelboom K & De Schutter G(2023): "The Effect of Curing Conditions on the Service Life of 3D Printed Concrete Formwork". *Materials*, Vol. 16, 29 pp.

Bolin J-O (1993): "Ölandsbron i nya kläder". *Tidskriften Betong*, nr 1/93, s. 10-11.

Boned Ferrer S (2021): "Performance of 3D printed concrete formworks for bridge pillars focusing on casting". *Examensarbete*, kandidatnivå i betongbyggnad, skolan för arkitektur och samhällsbyggnad, KTH, Stockholm.

Carlsvärd, Jonas (2024). Chef teknik & provning, Heidelberg Materials Betong Sverige, E-brev till författaren, 12 april 2024.

Chen Y, Zhang W, Zhang Y, Yu Z, Liu C, Wang D, Liu Z, Liu G, Pang B & Yang L (2023): "3D Printed concrete with coarse aggregates: Built-in-Stirrup permanent concrete formwork for reinforced columns". *Journal of Building Engineering*, V. 70, 20 pp.

EN 14488-4:2005 (2005) + A1:2008 (2008): "Provning av sprutbetong - Del 4: Vidhäftningshållfasthet genom dragprovning av borrkärnor". SIS, Stockholm.

Gardner N J, Keller L, Quattrociochi R & Charitou G (2012): "Field Investigation of Formwork Pressures using Self-Consolidating Concrete". *Concrete International*, V. 34, No. 1, pp. 41-47.

Gaudiellièrè N, Duballet R, Bouyssou C, Mallet A, Roux Ph, Zakeri M & Dirrenberger J (2019): "Building Applications Using Lost Formworks Obtained Through Large-Scale Additive Manufacturing of Ultra-High-Performance Concrete". *3D Concrete Printing Technology*, Chapter 3, pp. 37-58.

Giraldo Soto, Alejandro (2024). PhD MSc Civil Eng., Senior Assistant, ETH, Zürich. Schweiz. E-brev till författaren, 7 mars 2024.

Grauers M (1993): "Composite Columns of Hollow Steel Sections Filled with High Strength Concrete". *Doktorsavhandling*, avdelningen för betongbyggnad, institutionen för konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Harrison T A, Jones M R, Newlands M D, Kandasami S & Khanna G (2012): "Experience of using the prTS 12390-12 accelerated carbonation test to assess the relative performance of concrete". *Magazine of Concrete Research*, V. 64, No. 8, pp. 737-747.

Hernández Vargas J (2023): "Design for 3D Concrete Printing: Optimisation Through Integrated Workflows". *Licentiatavhandling*, avdelningen för betongbyggnad, institutionen för byggvetenskap, KTH, Stockholm.

Katzer J & Skoratko A (2021): "Concept of Using 3D Printing for Production of Concrete-Plastic Columns with Unconventional Cross-Sections". *Materials*, March 2023, 14 pp.

Mate M & Ibrahim A (2022): "Framtagning av klimatsmart betong för 3D-skrivning". *Examensarbete*, högskoleingenjörsprogrammet byggt teknik och design, skolan för arkitektur och samhällsbyggnad, KTH.

Nilsson L et al. (1998): "High-Performance Repair Materials for Concrete Structures in the Port of Gothenburg". *Proceedings*, 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Concrete under Severe Conditions – Environment & Loading, Tromsø, Norway, June 21-24, 1998, Vol. 2, pp. 1193-1198.

NT Build 492 (1999): "Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments".

Raza Z, Triantafyllidis Z, Anton A., Dillenburger B & Shahverdi M (2024): "Seismic performance of Fe-SMA prestressed segmental bridge columns with 3D printed permanent concrete formwork". *Engineering Structures*, V. 302, March 2024, 17 pp.

Schickert G (1981): Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. *Die Bautechnik*, Vol. 58, Nr 1, s 52-57.

Shabo I & Hossein J (2022): "Försök med samverkande bropelare av 3D-utskrivna betong och SKB". *Examensarbete*. kandidatnivå i betongbyggnad, avd. för betongbyggnad, inst. för byggvetenskap, skolan för arkitektur och samhällsbyggnad, KTH, Stockholm.

Silfwerbrand J (2021): "Vidhäftning". Kapitel 15, *Betonghandboken Material*, utgåva 3, del 2, AB Svensk Byggtjänst & Svenska Betongföreningen, Stockholm, s. 189-210.

Silfwerbrand J (2022): "Bropelare av SKB med kvarsittande 3D-utskrivna betongform – en pilotstudie". *Rapport*, avdelningen för betongbyggnad, institutionen för byggvetenskap, KTH, Stockholm.

SS 13 72 31:2005 (2005): "Betongprovning - Hårdnad betong - Tryckhållfasthet - Omräkningsfaktorer". SIS, Stockholm.

SS 137244:2019 (2019): "Betongprovning - Hårdnad betong - Avflagnings vid frysning". SIS, Stockholm,

SS-EN 12390-12:2020 (2020): "Provning av hårdnad betong - Del 12: Bestämning av motståndsförmåga mot karbonatisering: accelererad metod". SIS, Stockholm.

SS-EN 12390-13:2021 (2021): "Provning av hårdnad betong - Del 13: Bestämning av elasticitetsmodulens sekantvärde vid tryck". SIS, Stockholm..

SS-EN 12390-3:2019 (2019): "Provning av hårdnad betong - Del 3: Tryckhållfasthet hos provkroppar". SIS, Stockholm.

SS-EN 1992-1-1:2005 (2005): Eurokod 2: "Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader". SIS, Stockholm, 244 s.

SS-EN 206:2013+A2:2021 (2021): "Betong - Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse". SIS, Stockholm.

Svenska Betongföreningen (2002): "Självkompakterande betong – Rekommendationer för användning". *Betongrapport* nr 10, Stockholm.

Svenska Betongföreningen (2020): "Självkompakterande betong – Rekommendationer för användning". *Betongrapport* nr 10, utgåva 2, Stockholm.

Westerberg B (2021): "Tryckhållfasthet". Avsnitt 14.4, *Betonghandboken Material*, utgåva 3, del 2, AB Svensk Byggtjänst & Svenska Betongföreningen, Stockholm, s. 57-72.

Westerholm, Mikael (2024). TeknL, Heidelberg Materials Cement Sverige, Stockholm. E-brev till författaren, 7 mars 2024.

Westerlind H (2021): "Choreographing Flow: A Study in Concrete Deposition". *Doktorsavhandling*, institutionen för arkitektur, KTH, Stockholm.

Zhu B, Nematollahi B, Pan J, Zhang Y, Zhou Z & Zhang Y (2021): "3D concrete printing of permanent formwork for concrete column construction". *Cement & Concrete Composites*, Vol. 121, 15 pp.

Östberg E & Rensgard Platte F (2022): "Grundläggningsmetoder för 3D-printade betonghus". *Examensarbete*, högskoleingenjörsprogrammet byggteknik och design, skolan för arkitektur och samhällsbyggnad, KTH, 2022.

# Bilaga A – Beräkning av excentricitet

Studera figur 22! En x-axel dras genom tvärsnittets centrum och lastens angreppspunkt. Avståndet mellan punkterna är excentriciteten  $e$ . Spänningen  $\sigma_1$  i en punkt 1, som ligger på x-axeln men på avståndet  $r_1$  från centrum kan beräknas med Naviers ekvation:

$$\sigma_1 = N/A + (N \cdot e/I) \cdot r_1 \quad (\text{a})$$

På samma sätt kan en spänning  $\sigma_2$  i en punkt 2, som ligger på x-axeln men på avståndet  $r_2$  från centrum kan beräknas som

$$\sigma_2 = N/A + (N \cdot e/I) \cdot r_2 \quad (\text{b})$$

Motsvarande töjningar kan beräknas med hjälp av Hookes lag  $\varepsilon = \sigma/E$ . Vi får

$$\varepsilon_1 = N/(EA) + (N \cdot e/\{EI\}) \cdot r_1 \quad (\text{c})$$

$$\varepsilon_2 = N/(EA) + (N \cdot e/\{EI\}) \cdot r_2 \quad (\text{d})$$

Men i vårt fall är  $r_2 = -r_1 = r$ . Summerar man  $\varepsilon_1$  och  $\varepsilon_2$  erhålls

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 = 2 \cdot N/(EA) \quad (\text{e})$$

Om man istället subtraherar  $\varepsilon_2$  från  $\varepsilon_1$  erhålls

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = 2 \cdot (N \cdot e/\{EI\}) \cdot r \quad (\text{f})$$

Dividerar man ekv. f med ekv. e får man ett uttryckt ur vilket  $e$  kan lösas

$$\frac{2 \cdot (N \cdot e/\{EI\}) \cdot r}{2 \cdot N/(EA)} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \rightarrow e = \frac{I}{A} \cdot \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} \cdot \frac{1}{r} \quad (\text{g})$$

För det massiva, cirkulära tvärsnittet är  $A = \pi \cdot \Phi^2/4$  och  $I = \pi \cdot \Phi^4/64$ . Ekvation g kan skrivas om som

$$e = \Phi^2 \cdot \{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)/(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)\}/(16 \cdot r) \quad (\text{h})$$

Känner man töjningarna i två motstående punkter lika långt från centrum kan således ett värde på excentriciteten beräknas.

## **Bilaga B – Foton av pelarna efter brott**

Vid belastningsförsöken i Borås fotograferades samtliga pelare efter brott. Bilderna finns först publicerade i Al-Bazarkans och Alahmads examensarbete (2024).

Pelare I, IV och V tillhör grupp A, där pelarens hela övre tvärsnitt belastades. Pelare II, III och VI tillhör grupp B där enbart en inre del av det övre tvärsnittet belastades.



**Figur 38:** Pelare I efter brott (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).



**Figur 39:** Pelare II efter brott (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).



**Figur 40:** Pelare III efter brott (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).



**Figur 41:** Pelare IV efter brott (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).





**Figur 42:** Pelare V efter brott (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).



**Figur 43:** Pelare VI efter brott (Al-Bazarkan & Alahmad, 2024).







Johan Silfwerbrand är professor i brobyggnad vid KTH. Han har arbetat som lärare, forskare och handledare under fyra decennier. Silfwerbrands forskning spänner över ett stort område inom betongtekniken, t.ex. betongreparationer, betongvägar, markstensbeläggningar, fiberbetong, industrigolv, självkompakterande betong och 3D-skrivning av betong. Johan Silfwerbrand har länge verkat för att sprida nya rön till en teknikintresserad allmänhet genom populärvetenskapliga artiklar, debattartiklar, föredrag samt uppdrag som redaktör i tidskrifterna *Betong* och *Nordic Concrete Research*.

Pelare är ett fundamentalt element inom konstruktionstekniken. Pelare är i huvudsak tryckta vilket gör att pelare av sten funnits i flera tusen år. Betong är ju egentligen en konstgjord sten och är liksom natursten bra i tryck men ganska svag i drag. Sedan mer än 100 år tillbaka är betong det vanligaste materialet i pelare. Sättet att tillverka betongpelare är också ungefär 100 år. Man reser en form av trä eller stål och fyller formen med betong. När betongen härdat river man formen och vi har en färdig betongpelare. Att bygga och riva form tar tid och dessutom kan träformar bara användas en eller ett par gånger.

Denna rapport – *Samverkanspelare av 3D-utskrivna och självkompakterande betong – Laboratieförsök* – sammanfattar en lovande försöksserie där formarna producerats med 3D-skrivare och därefter fyllts med självkompakterande betong. Formerna blir en del av en samverkanspelare där den 3D-utskrivna betongformen och den självkompakterande betongkärnan tillsammans bär lasten. Utöver belastningsförsök med samverkanspelarna innehåller rapporten också resultat från vidhäftnings- och beständighetsprovning.