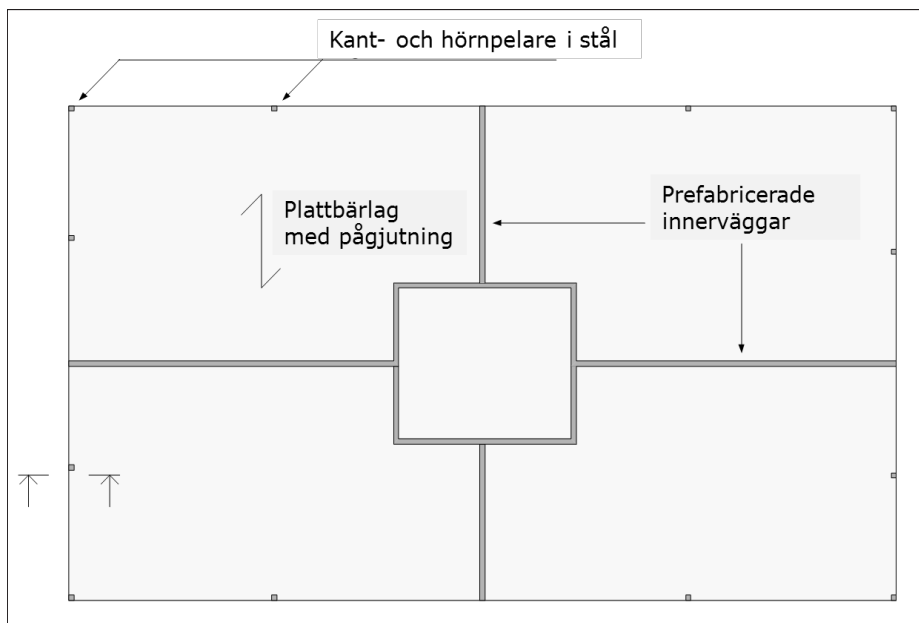


Genomstansning av betongbjälklag på slanka kantpelare av stål

I moderna byggnadsstommar kombineras vanligen plattor av armerad betong med balkar och pelare av stål. Dessa kombinerade betong-stål-stommar utnyttjar den snabba produktionshastigheten och enkelheten av stålkonstruktioner med robustheten och styvheten i armerad betong. Genom dess samverkan optimeras också användandet av materialen. En vanlig stomtyp i bostadshus är platsgjuten betong på prefabricerade plattbärlag i betong som utgör en samverkande och kvarsittande form. För att få flexibla fasader för till exempel stora fönsterpartier, är dessa semi-prefabbjälklag understödda av slanka stålpelare i bjälklagskanten mot fasaden. *Figur 1* visar schematiskt en planskiss med denna stomtyp.



Figur 1: Schematisk planskiss av stomme med plattbärlag och kantpelare av stål.

Genomstansning över kantpelare

Genomstansning av armerade betongplattor på kantpelare av armerad betong har tidigare studerats i flera forskningsprojekt, till exempel [3] och [4]. Resultaten

har legat till grund för vår tidigare beräkningsnorm BBK 79 samt senare versioner fram till BBK 04. Även den idag gällande beräkningsstandarden EN 1992-1-1, Eurokod 2, har beräkningsanvisningar för genomstansning över kantpelare som delvis baseras på samma äldre forskningsresultat. Beräkningarna förutsätter då att pelaren är momentstyvt inspänd i plattan så att plattans överkantsmoment kan föras ned i pelaren samt att pelaren har en relativt stor momentkapacitet och styv-

het. Genomstansningsbrottet i en platsgjuten plattan över en ihopgjuten, platsgjuten pelare liknar då ett excentriskt genomstansningsbrott i en betongplatta över en innerpelare.

Betongplatta på slanka kantpelare

Det strukturella verkningssättet för en betongplatta på slanka kantpelare av stål skiljer sig dock mycket från verkningssättet för betongplattor sammangjutna med massiva betongkantpelare. Den låga styvheten i den slanka stålpelare i förhållande till betongplattan samt att plattan i detta fall i princip är statiskt fritt upplagd på stålpelarens topplåt, medför att i stort sett inga överkantsmoment kan överföras från plattan till pelaren. I praktiken utförs dock oftast dimensioneringen avseende genomstansning för denna stomtyp med samma beräkningsprocedurer och normregler som om det vore en massivt sammangjuten anslutning mellan en betongplatta och en betongpelare. Giltigheten av normens dimensioneringsmetod med tillämpning på denna kombinerade betongstålkonstruktion är dock ifrågasatt.

I ett tidigare examensarbete på KTH [1] som utförts och handletts på Tyréns, har det statiska beteendet av betongplattor fritt upplagda på punktupplag i dess kant studerats på linjärelastiska finita elementanalyser (FEA). Examensarbetet ledde till rekommendationer av en modifierad dimensioneringsmetod och av modifierade anvisningar för armeringsutförandet. I ett senare examensarbete på Chalmers [2], handlett av författaren, har dessa rekommendationer och det verkliga beteendet vid genomstansningsbrott i plattor på slanka kantpelare av stål analyserats och verifierats med icke-linjära finita elementanalyser (NLFEA). Den föreliggande artikeln sammanfattar resultaten från dessa två studier [1][2] och ger också förslag till fortsatta studier som behövs.



Mikael Hallgren
Adj professor, Tekn. Dr. Tyréns AB /
KTH Betongbyggnad

Dagens dimensioneringspraxis och föreslagna modifieringar

Vanligen dimensioneras pelardäck på stålpelare med samma dimensioneringsmetoder som gäller för pelardäck på platsgjutna pelare. Det innebär att betongplattan kontrolleras för genomstansning över kantpelare oberoende av pelarens material eller styvhet. Teorin för genomstansning som dimensioneringsmetoden bygger på förutsätter dock att plattans ovansida är i drag i både radiell och tangentiell riktning samt att underkant platta mot pelaren är i tryck både radiellt och tangentiellt.

Böjarmeringsinnehållet ingår i de flesta dimensioneringsekvationer för genomstansningshållfasthet. Det är då böjarmeringen i överkant platta som avses. I EN 1992-1-1, Eurokod 2, anges genomstansningshållfastheten med uttrycket:

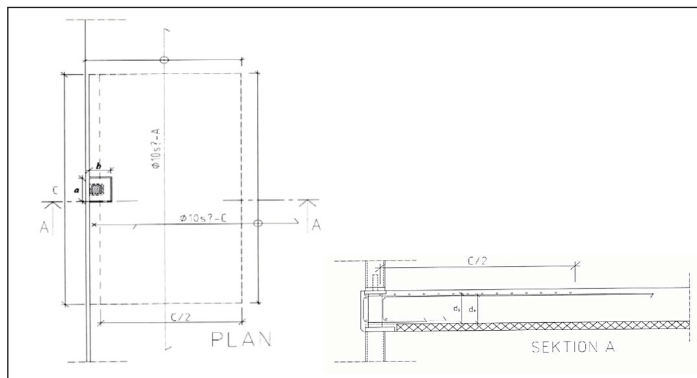
$$v_{Rd,C} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (1)$$

där γ_c är partialfaktorn för betong, k är en faktor för storlekseffekten, ρ_l är medelvärdet för böjarmeringsinnehållet och f_{ck} är den karakteristiska tryckhållfastheten för betong. Medelvärdet för böjarmeringsinnehållet ρ_l beräknas

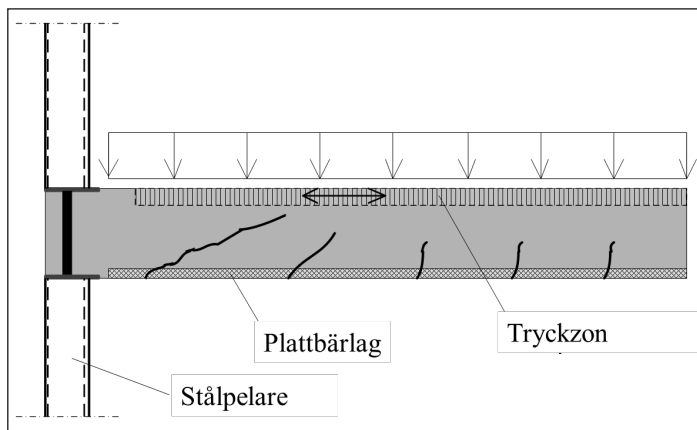
för det geometriska medelvärdet av böjarmeringsinnehållet i de två ortogonala riktningarna över pelaren. Vid en innerpelare ger plattans böjmoment över pelaren vanligen ett armeringsinnehåll som är tillräckligt för *ekvation (1)*. Vid en kantpelare av betong som är sammangjuten med plattan ger vanligen plattans böjmoment vinkelrät mot den fria kanten också ett armeringsbehov som är tillräckligt för *ekvation (1)*. I fallet med slanka kantpelare i stål där i stort sett inget överkantsmoment ges i plattan, erfordras dock extra överkantsarmering för att beräkningsmässigt ge tillräcklig genomstansningshållfasthet enligt *ekvation (1)*. Den dimensioneringen leder då oftast till ett armeringsutförande som visas i *figur 2*.

Men denna praxis har blivit ifrågasatt. Varför lägga in onödigt armering i plattan när de dragspänningar som skulle motivera mängden inte finns? Den föreslagna modifieringen enligt [1] är att brottet inte är ett klassiskt genomstansningsbrott utan snarare ett skjuvbrott i plattstrimlan i riktningen vinkelrät mot den fria kanten och i anslutning till det fria upplaget på stålpelaren, se *figur 3*. I riktningen parallellt med den fria kanten dimensioneras plattan också för balkverkan med en kontinuerlig plattstrimla över kantpelaren.

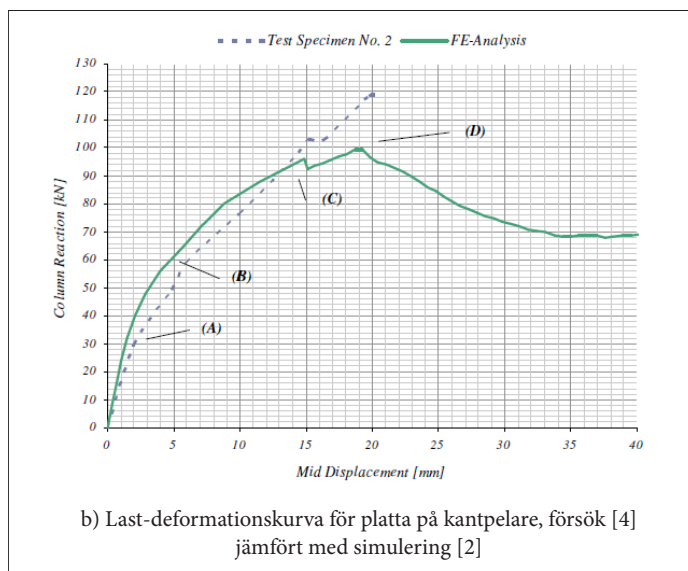
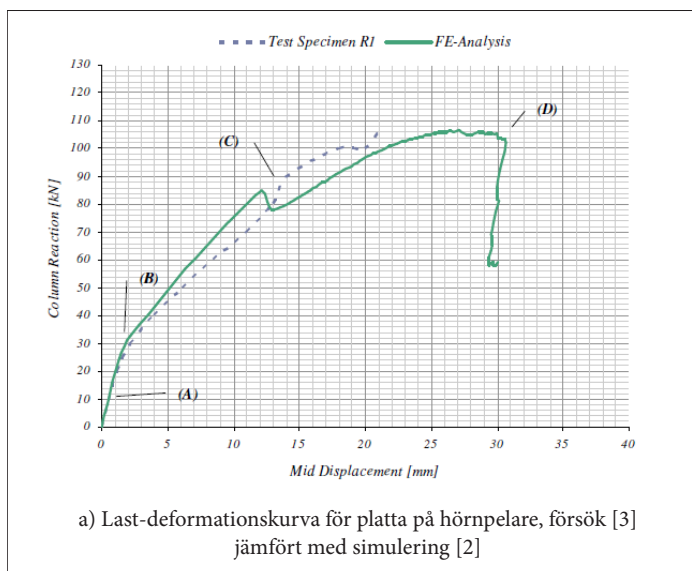
Baserat på den föreslagna teorin till modifierad dimensionering enligt [1] bör alltså betongbjälklag på slanka kantpelare av stål kontrolleras för balkskjuvning i vinkelrät och parallell riktning till den fria kanten, och inte för genomstansning. Rekommenderade val av tvärsnitt som bör kontrolleras och fördelning av skjuvkrafter beskrivs i mer detalj i [1]. I det fall där tvärkraftsarmering blir erforderlig, görs dimensionering med



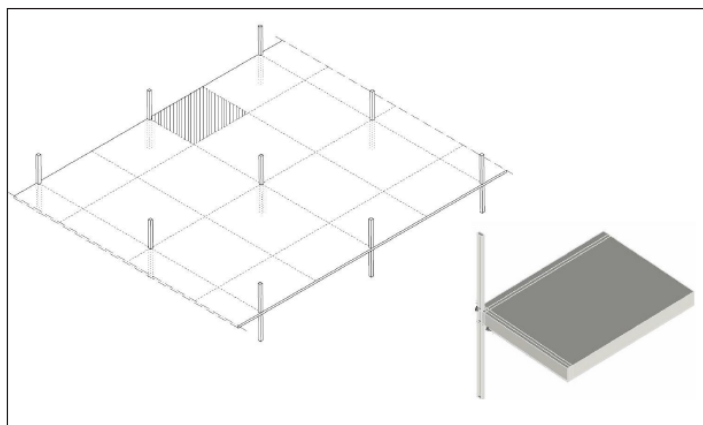
Figur 2: Plan och sektion genom en typisk anslutning mellan kantpelare i stål och betongbjälklag med plattbärlag.



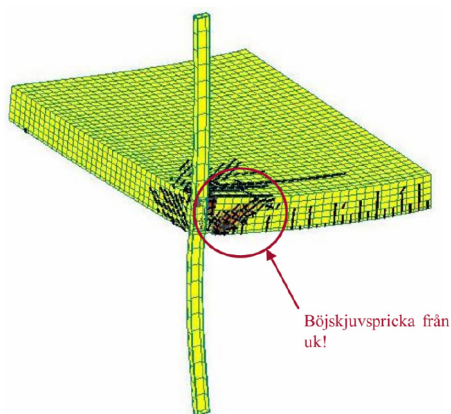
Figur 3: Balkskjuvverkan vinkelrät mot den fria kanten.



Figur 4a och 4b Simulering med NLFEA jämfört med tidigare försök, från [2].



Figur 5: Modellen för NLFEA-simuleringarna [2]



Figur 6: Sprickbild från NLFEA-simulering av platta på slank kantpelare av stål [2]

fackverksmetoden i enlighet med avsnitt 6.2.3 i EN 1992-1-1, Eurokod 2. En vidareutvecklad dimensioneringsmetod av balkanalogin beskriven ovan ges också i en anslutande artikel av Bo Westerberg i detta nummer av föreliggande tidskrift [5].

Icke-linjära finita elementanalyser (NLFEA)

Den ovan beskrivna teorin med balk-

analogi har också prövats med icke-linjära finita element-analyser (NLFEA) [2]. Analyser utfördes med programmet Atena 3D Engineering som omfattar avancerade materialmodeller för betong och armeringsstål. Materialmodellerna möjliggör olinjära simuleringar av uppsprickning och krossning av betong, plasticering av armerings- och konstruktionsstål samt samverkan mellan betong och armering.

För att verifiera analyserna och kalibrera modellerna, utfördes även simuleringar med NLFEA av belastningsprovade plattor på kant- och hörnpelare av betong i tidigare forskningsprojekt [3] [4]. Resultaten visade på en god överensstämmelse av verkningssätt och av brottlast mellan de fysiska försöken och simuleringarna med NLFEA, se *figur 4*.

Efter verifieringen modellerades tre prototyper av plattor på slanka kantpelare av stål och analyserades med NLFEA. På grund av symmetri modellerades endast cirka en fjärdedel av plattfältet mellan fyra tänkta pelare; två kantpelare och två innerpelare. Modellen visas schematiskt i *figur 5* som också

visar modellens placering i hela bjälklaget. Modellen försågs med lämpliga randvillkor i symmetrisnittet mot bjälklaget utanför modellen samt med en fri kant. Armeringen modellerades enligt rekommendationerna i det tidigare arbetet [1], men olika mängder böjarmering användes i respektive prototyp.

Resultaten från simuleringarna bekräftade generellt teorierna i [1]. *Figur 6* visar sprickbilden erhållen i en av simuleringarna. Skjuvsprickan i plattstrimlan vinkelrät mot den fria kanten verkar ha sitt ursprung i en böjspricka i underkant platta. Således liknar sprickbilden balkskjuvning i en fritt upplagd plattstrimla snarare än sprickbilden för genomstansning. Ett visst tvång verkar dock ändå uppträda i överkant platta och övergången från balkskjuvning vinkelrät mot plattan till skjuvning parallellt med den fria kanten är komplicerad.

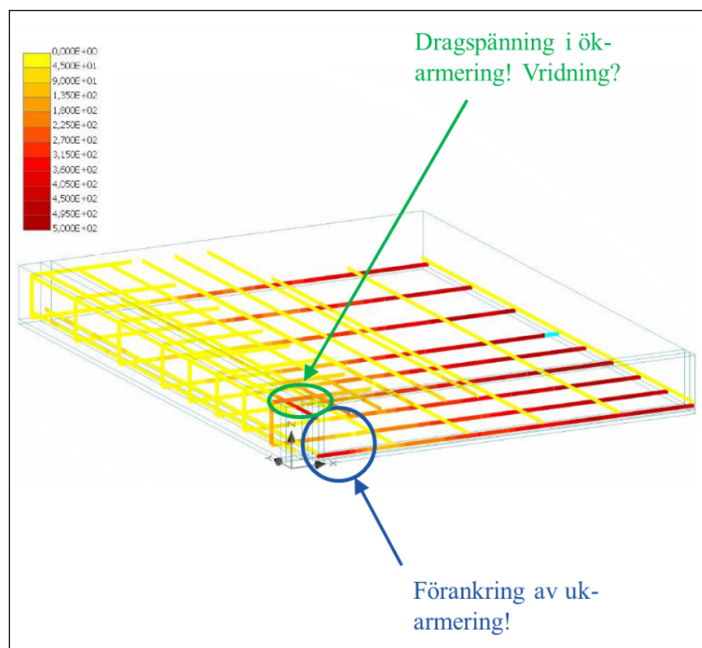
Figur 7 visar spänningar i armeringen modellerad inne i plattan. Det största spänningarna erhöles i underkant platta. Intressant är då att underkantsarmering vinkelrät till den fria kanten och i direkt anslutning till stålpelaren har stora spänningar i sin ände mot pelaren, vilket även kan förstås av sprickbilden i *figur 5* där den stora skjuvsprickan korsar underkantsarmeringen i detta område. Detta antyder behovet av att underkantsarmeringen måste förankras väl direkt mot pelaren. Om underkantsarmeringen ligger i ett plattbärlag som har sin kant här, måste armeringen troligen skarvas med armering den platsgjutna pågjutningen och fogytan mot pågjutningen förses med erforderlig armering för fogskjuvning.

I överkantsarmeringen vinkelrät mot den fria kanten framgår även en viss men lägre spänning, se grön pil i *figur 7*. Detta tyder på att överkantarmering i form av till exempel C-byglar längs med den fria kanten ändå erfordras för att ta upp dessa krafter som troligen uppstår av en vridning av plattstrimlan parallellt med den fria kanten.

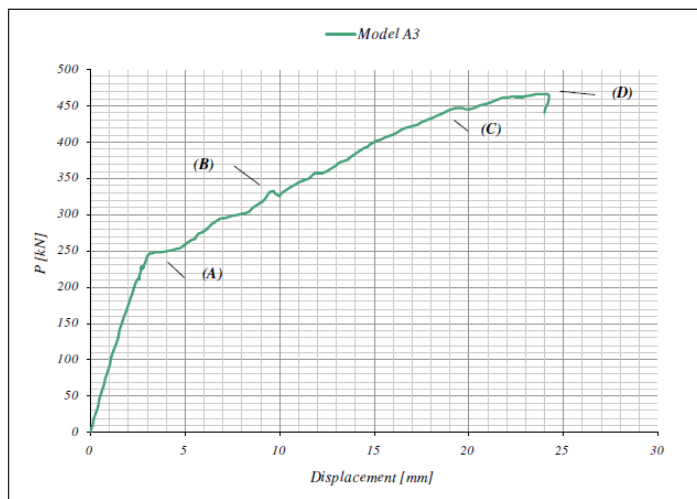
Två av de simulerade prototyperna gick till böjbrott. Den tredje prototypen med det högsta böjarmeringsinnehållet gick till sprött skjuvbrott i simuleringen. Lastdeformationskurvan från simuleringen visas i *figur 8*. Det spröda brottet indikeras i kurvan av den plötsliga förlusten lastkapaciteten med brant nedåtgående kurva i punkten D.

Slutsatser och behov av fortsatta studier

Till viss utsträckning visar NLFEA-simuleringarna att plattstrimlan vinkelrät mot den fria kanten kan dimensioneras



Figur 7: Armerings-spänningar erhållna i NLFEA-simulering av platta på slank kantpelare av stål [2]



Figur 8: Last-deformationskurva från NLFEA-simuleringen av plattprototypen som gick till sprött skjuvbrott [2]

som en fritt upplagd balk. Detta kan möjliggöra utnyttjandet av hela tvärsnittet den samverkande konstruktionen inklusive plattbärlaget vid dimensioneringen. Det förutsätter dock att böjarmeringen i underkant platta förankras för hela sin kapacitet, vilket kompliceras då armeringen ligger i ett plattbärlag som slutar tvärt mot pelaren.

I plattstrimlan parallellt med den fria kanten bör endast den platsgjutna delen

tillgodoräknas vid dimensionering för tvärkrafter. Möjligen kan plattbärlaget tillgodoräknas om metoder för samverkan vidareutvecklas och förbättras. Dessutom måste tvång och vridning i överkant plattan där positiva tvärkrafter i strimlan vinkelrät mot den fria kanten övergår till negativa tvärkrafter i strimlan parallellt med fria kanten beaktas vid dimensioneringen.

Fler simuleringar med NLFEA med

parametriska studier skulle kunna öka kunskap och förståelse ytterligare. I fortsatta studier bör även inverkan av tvärkraftsarmering studeras. Vidare bör teorierna, beräkningsmetoderna och simuleringarna verifieras med fysiska belastningsförsök i laboratorium av modeller i full skala. Allt detta planeras att genomföras på KTH när väl den sökta finansieringen ges. ■

Referenser

- [1] Jensen, M., *Dimensionering av betongbjälklag vid kant- och hörnpelare av stål*. TRITABKN Examensarbete 279, Betongbyggnad KTH, Stockholm 2009, 75 pp.
- [2] Ericsson, S. & Farahaninia K., *Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs on Edge Steel Columns*. Examensarbete 2010:10, Betongbyggnad CTH, Göteborg 2010, 101 pp.
- [3] Ingvarsson H., *Betongplattors hållfasthet och armeringsutförande vid hörnpelare*. Meddelande Nr 122, Byggnadsstatik KTH, Stockholm 1977, 143 pp.
- [4] Kinnunen S., *Försök med betongplattor understödda av pelare vid fri kant*. Rapport R2, Statens institut för Byggeforskning, Stockholm 1971, 103 pp.
- [5] Westerberg B., *Dimensionering av bjälklag upplagda på kantpelare av stål*. Bygg & teknik, nummer 7, sid 54, 2018.