

# Shining a New Light on the Riddle of Shear

by Jack J. Poldon, Neil A. Hoult, and Evan C. Bentz

**D**espite over 100 years of reinforced concrete research, the precise load-carrying mechanism for shear is still up for debate.<sup>1</sup> Past researchers have characterized shear failures through empirical relations based on limited measurement data leading to design codes around the world using different approaches to estimate shear strength. But with the emergence of distributed sensors, namely distributed fiber optic sensors (DFOS) and digital image correlation (DIC), the potential now exists to characterize the behavior of reinforced concrete with a new level of accuracy, and to find an answer to the riddle of shear.<sup>2</sup>

While the ACI shear provisions for members with stirrups are well established, there are numerous cases where a more robust understanding is helpful, such as assessing the strength of existing structures designed by older codes or with poor details, and displacement-sensitive members subjected to high shear forces like transfer girders. The irregularly shaped and nonorthogonal transfer girders in Fig. 1, for example, require a robust understanding of shear to ensure proper performance at both serviceability and ultimate limit states (ULS). In cases where a transfer girder supports many stories of a building, the displacement of these highly loaded members can govern design. Also, as the industry moves toward reducing its carbon footprint, finding efficiencies in design will become increasingly important and this will only be successful if the limitations of the basic design models are understood.

This article examines the ACI 318 assumptions and design approaches for shear using the results from beam tests with varying shear reinforcement designs measured with emerging sensor technologies. After the research campaign is described, the distributed measurements are presented with discussion of the key insights. Finally, takeaway messages are presented for designers.

## Experimental Campaign Specimen design

This study focused on three reinforced concrete beams named JP-1, JP-2, and JP-3 which were designed with varying shear reinforcement, as summarized in Fig. 2 and tested in three-point bending. Specimen JP-1, which contained slightly

more than the ACI minimum shear reinforcement, had a shear reinforcement ratio ( $\rho_v = A_v / (b_w \cdot s)$ ) of 0.11% using single legged 10M stirrups at a spacing of 300 mm, and was designed to fail in shear before the longitudinal reinforcement yielded. Specimen JP-2 had a  $\rho_v$  of 0.22% using double legged 10M stirrups at 300 mm spacing, and was designed to fail in shear at about the same applied load as that required to cause a flexural failure. Specimen JP-3 contained the most shear reinforcement. It had a  $\rho_v$  of 0.33% using double legged 10M stirrups at a 200 mm spacing and was designed to reach its flexural strength and undergo extensive plastic deformation before a shear failure was expected to eventually occur.

Other than the levels of shear reinforcement, the three beams had the same overall geometry with a length of 4880 mm, height of 750 mm, and width of 300 mm. The beams also contained the same amount of tension reinforcement ( $\rho = A_s / (b \cdot d) = 1.47\%$ ) provided by three 35M bars. Specimen JP-1 contained a single 20M bar for compression reinforcement, while JP-2 and JP-3 both contained two 20M bars for compression reinforcement. Uniaxial tension test results for the 10M and 35M are shown in Fig. 2, along with the Ramberg-Osgood coefficients used to translate the measured DFOS strain measurements to stresses.<sup>3</sup> The 20M steel had a measured yield strength of 430 MPa.



**Fig. 1: Transfer girders at the Paul S. Sarbanes Transit Center in Spring City, MD, USA** (photo courtesy of Evan Bentz)

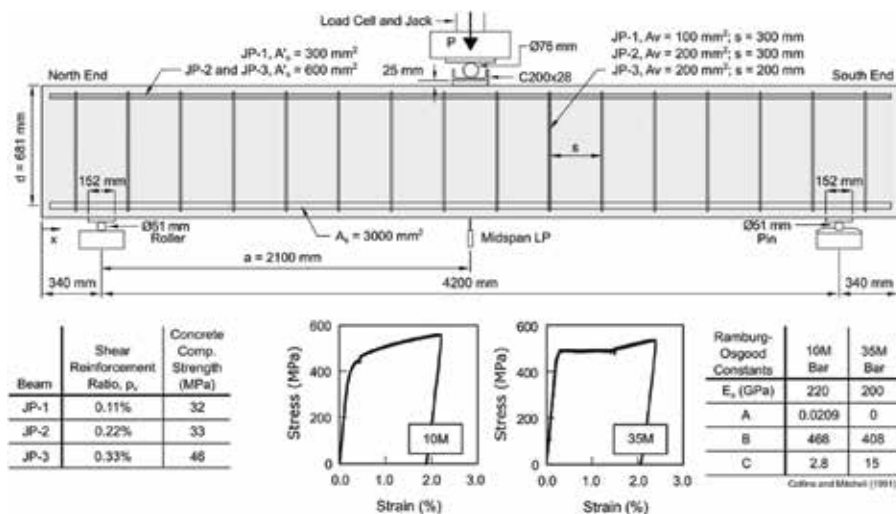


Fig. 2: Test set-up, reinforcement for the three beam specimens, and material properties



Fig. 3: Reinforcement cage of specimen JP-2 being lowered into the forms prior to concrete casting with DFOS bonded to the 20M reinforcement and 10M stirrups visible

The concrete mixture was intended to be the same for all three beams, supplied by a ready mixed concrete company, with a specified 28-day compressive strength of 35 MPa and a maximum coarse aggregate size of 19 mm. On the dates of beam testing, concrete cylinder tests determined the compressive strength of the concrete to be 32 MPa, 33 MPa, and 46 MPa, for JP-1, JP-2, and JP-3, respectively.

### Distributed sensors

The distributed fiber optic sensing technology employed in this study is based on the measurement of Rayleigh backscatter, which is well suited for studying reinforcement strains because of its ability to measure distributed strain accurately and over many meters of fiber. DFOS works by shining a laser down the core of a fiber optic cable, which is only 8 micrometers in diameter (smaller than a human hair), and measuring the light that reflects off internal flaws back to the instrument. Strain measurements can be taken with variable sensor gauge lengths and spacings, where measurement

accuracy of 1 microstrain within the optical fiber's core is possible.<sup>4</sup> In this study, 10 mm gauge lengths and sensor spacings were used. For the three beams, the fiber optic cables were bonded to the reinforcement cage prior to concrete casting<sup>5</sup> as shown in Fig. 3. Fiber optic cables were installed on both longitudinal ribs of the reinforcing bars so the effects of bar bending could be measured but also mitigated by averaging the measurements. Considering all the bonded fiber optic cables on the steel reinforcement and the 10 mm sensor spacing, the three beams collectively contained the equivalent of about 20,000 conventional strain gauges.

The DIC technique employed in this study was a two-dimensional (2-D) DIC algorithm known as geoPIV,<sup>6</sup> which operates by tracking the translation of subsets (a specific group of pixels) throughout a sequence of digital images. When the relative movement of subsets is determined, crack width and slip measurements can be found as shown by Hoult et al.<sup>7</sup>

### Testing protocol

As shown in Fig. 2, the beams were tested in three-point bending with an overall span on-center of 4200 mm. Thus, with an effective depth ( $d$ ) of 681 mm, the shear span-to-depth ( $a/d$ ) ratio was 3.1, meaning the specimens were slender beams from an analysis point of view. The beams were loaded in displacement control at a rate of 1 mm/min with a 2000 kN capacity hydraulic jack. Loading was paused every 50 kN for approximately 20 minutes so the DFOS and DIC measurements could be recorded. In addition to the distributed sensors, linear potentiometers (LPs) measured the beam displacements at midspan while the applied load was measured with a load cell as shown in Fig. 2.

### Measurements and Insights Shear and bending deflections

The load ( $P$ ) versus midspan deflection responses ( $\Delta_{Exp}$  curves) of the three beams are summarized in Fig. 4(a) through (c), which shows that JP-1 and JP-2 experienced brittle shear failures, while JP-3 underwent flexural yielding before an anchorage failure was observed at the north end.<sup>5</sup> Because these  $\Delta_{Exp}$  measurements represent the total displacement from a displacement transducer placed at the midspan of the beams,  $\Delta_{Exp}$  includes both bending deformations from curvature and shear deflections from shear strains, though the latter are usually ignored by designers. Distributed sensing enables the bending and shear deflection components to be decoupled as they were measured independently.

The DFOS longitudinal reinforcement strains could be

used to calculate the bending deflections ( $\Delta_{bending}$ ) while DIC could be used to calculate the shear deflections ( $\Delta_{shear}$ ). The flexural deflections were determined through taking the DFOS strains along the top and bottom reinforcement bars, computing a curvature graph with length, and then performing double integration to find the deflected shape.<sup>8</sup> Meanwhile, distributed shear strains ( $\gamma$ ) were calculated along the north shear spans of the three beams by placing the DIC subsets in a similar arrangement as can be done with two perpendicular displacement transducers installed at a 45-degree angle to the longitudinal axis of the beam.<sup>9</sup> The average shear strain along the north shear span was then multiplied by shear span ( $a$ ) (where,  $\Delta_{shear} = \gamma \cdot a$ ) to find the shear deflection for any given load stage.<sup>8</sup>

As seen in Fig. 4(a) through (c), the total beam deflections calculated from the distributed measurements ( $\Delta_{total,ds}$ ) are in good visual agreement with those obtained directly from the linear potentiometers placed under the beams' midspan. Additionally, until an applied load of about 400 kN, the total beam deflections were primarily due to bending because the beams had not yet developed shear cracks. However, as significant diagonal cracks developed, the shear deflection ( $\Delta_{shear}$ ) became non-negligible. This meant that at service conditions, the shear deflection represented about 25% of the total (where service conditions were taken as 60% of the ACI 318 estimated member strength), as seen in Fig. 4(d). The percentage of total deflection attributable to shear ( $\Delta_{shear} / \Delta_{total,ds}$ ) was found to increase with applied loading, where at the ultimate load it represented up to 42% for specimen JP-1. The proportion of total deflection due to shear at the ultimate load went down as the shear reinforcement ratio increased partly because JP-3 did not fail in shear, but also because higher shear reinforcement levels result in lower shear strains for a given shear stress. It can be concluded from Fig. 4 that curvature plus shear strain is sufficient to model overall member displacement in a transfer girder, and many designs of such members are likely systematically underestimating displacements by ignoring shear strains.

### Components of shear-carrying mechanism

The real power of distributed sensing for understanding shear is not the ability to measure what a dial gauge could, but to help understand what is happening inside a member during loading. The ability to determine internal steel stresses and crack movement at any location in the member allows for the generation of detailed free body diagrams (FBDs) based on the fundamentals of equilibrium, compatibility, and stress-strain relationships. Figure 5 shows an FBD of beam JP-2 at an applied load of 735 kN cut along a shear crack that

formed in the north span, defined as crack JP-2 C2.

The steel forces displayed are not based on a numerical model or code equation but rather on direct strain measurements from the distributed sensors and material models.<sup>10</sup> In Fig. 5, the stirrup tension forces ( $F_{t,ss}$  and  $F_{t,se}$ ) are based on the peak DFOS strains measured on the two legs of the double legged stirrups, which were transformed into stresses through the Ramberg-Osgood function presented in

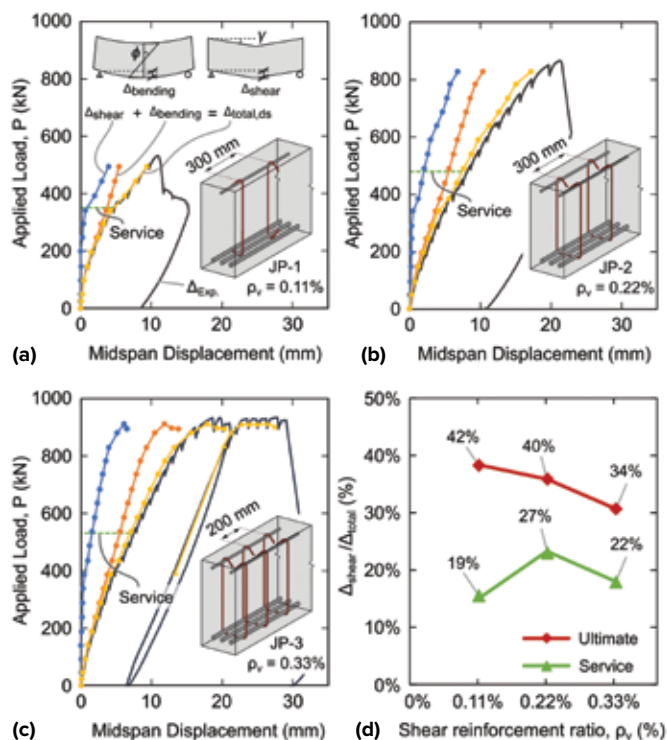


Fig. 4: Load versus midspan deflection responses: (a) load-displacement of JP-1 with a depiction of shear and bending components; (b) JP-2; (c) JP-3; and (d) shear displacement as a percentage of total displacement at service and ultimate loads

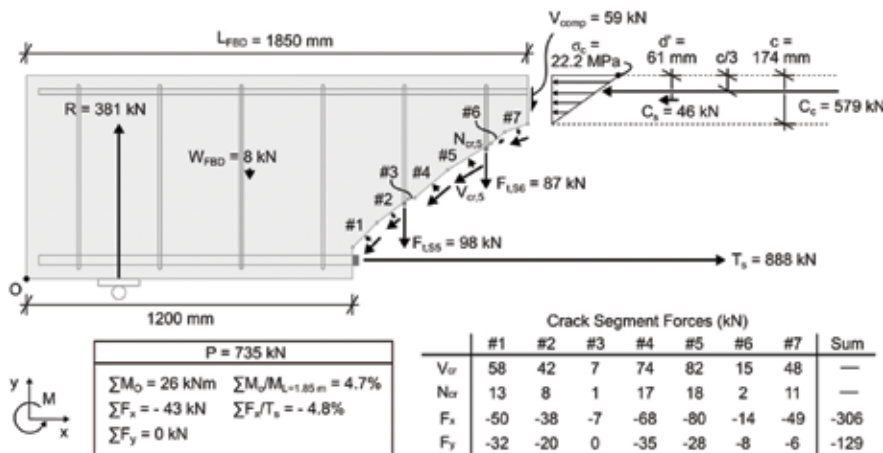


Fig. 5: Free body diagram (FBD) of beam JP-2 at  $P = 735$  kN, where force components are calculated from DFOS strain and DIC crack width and slip measurements

Fig. 2 and multiplied by the reinforcement area.<sup>3</sup> The force in the tension reinforcement was found using the same process for the 35M reinforcing bars at the observed crack location. The compressive concrete force ( $C_c$ ) and compressive reinforcement force ( $C_s$ ) were found by assuming plane sections remain plane at the cut location ( $L_{FBD}$ ), where the compressive strain profile was assumed to be linear and defined using the DFOS strains from the top and bottom reinforcement at that location to determine the neutral axis depth ( $c$ ). To determine  $C_c$ , the strains were converted to stresses using the elastic modulus from Eurocode 2,<sup>11</sup> which equalled 31.5 GPa, as this was found to model the short-term behavior of the concrete better than the ACI Code equation.<sup>12</sup> Lastly, the normal and shear crack forces ( $N_{cr}$  and  $V_{cr}$ ) were found using the measured distributed crack width and slip measurements from the DIC analysis and an aggregate interlock model known as the contact density model.<sup>13</sup> From these measurements, the shear and normal stresses on the crack surface could be estimated, which were then multiplied by the crack area.

Based on the distributed measurements and material models, this approach resulted in an FBD that is close to being in equilibrium, with a 26 kN·m imbalance in the moment and -43 kN imbalance in the x-direction. When these imbalances are compared to the applied moment at the cut face ( $M_{L=1.85\text{ m}}$ ) and the tension steel force ( $T_s = 888\text{ kN}$ ), the FBD is only imbalanced by about 5%, which given the potential variation in parameters such as the modulus of elasticity and the stress carried along the crack is very promising. In this analysis, the y-direction is in perfect equilibrium because the remaining vertical force was set to equal the unknown shear force in the flexural compression region ( $V_{comp}$ ). At  $P = 735\text{ kN}$ ,  $V_{comp}$  represented 15% of the reaction force ( $R$ ) which is close to the ~20% value that Morsch<sup>14</sup> predicted over 100 years ago.

The FBD being close to equilibrium without modifications to the constitutive models implies a number of conclusions: 1) there is shear carried in the flexural compression region of members with stirrups, but it is a relatively small contribution; 2) it is realistic to assume, for slender members like these with stirrups, that the concrete contribution ( $V_c$ ) is the integral of aggregate interlock stresses along the crack plus the small compression region force; and 3) the source of the stirrup contribution to shear strength ( $V_s$ ) is the force in stirrups crossing the cracks. Note that the pair of fiber optic cables on each bar allowed bar bending and dowel action in stirrups and flexural reinforcement to be evaluated. These forces were found to be small<sup>10</sup> and thus are not shown in Fig. 5.

In addition to the core conclusions previously mentioned, another observation from the FBD in Fig. 5 comes from the magnitude of the flexural compression and tensile forces. It is apparent that the tension force arrow ( $T_s = 888\text{ kN}$ ) and combined compression force arrows ( $C_c + C_s = 625\text{ kN}$ ) are unequal. Indeed, the difference of 263 kN is 10 times the self-weight of the beam and thus much more than a measurement error. The reason this occurs is that the aggregate interlock forces on the crack provide a vertical component carrying shear but also a significant horizontal component.

Lest the reader was to conclude that the shear on the crack is not the primary source of  $V_c$ , consider that if normal and shear crack forces ( $N_{cr}$  and  $V_{cr}$ ) were ignored, the x-imbalance would climb to the noted 263 kN, with a similar increase to the moment imbalance. In the vertical direction, the lack of aggregate interlock would also cause the calculated shear in the compression region to equal 49% of the reaction force or an equivalent maximum shear stress of 5.43 MPa. This shear stress combined with the axial stress in Fig. 5 would exceed the diagonal cracking strength in the compression chord, yet this cracking was not observed in the test. Therefore, the

assumption that all the  $V_c$  shear is carried in the compression region cannot be the full story.

### Effect of shear on longitudinal behavior

One cause of the difference in the tension and compression forces in the FBD of Fig. 5 is because these regions are not just resisting flexure but also shear. This mechanism is highlighted in the DFOS strain measurements of the top and bottom reinforcements in a combined distributed measurement (CDM) plot in Fig. 6.<sup>8</sup> This figure shows the DFOS strains spaced every 10 mm along the longitudinal reinforcement bars from JP-2 at an applied point load of 735 kN. The measured tensile (shaded in blue) and compressive (shaded in green) DFOS

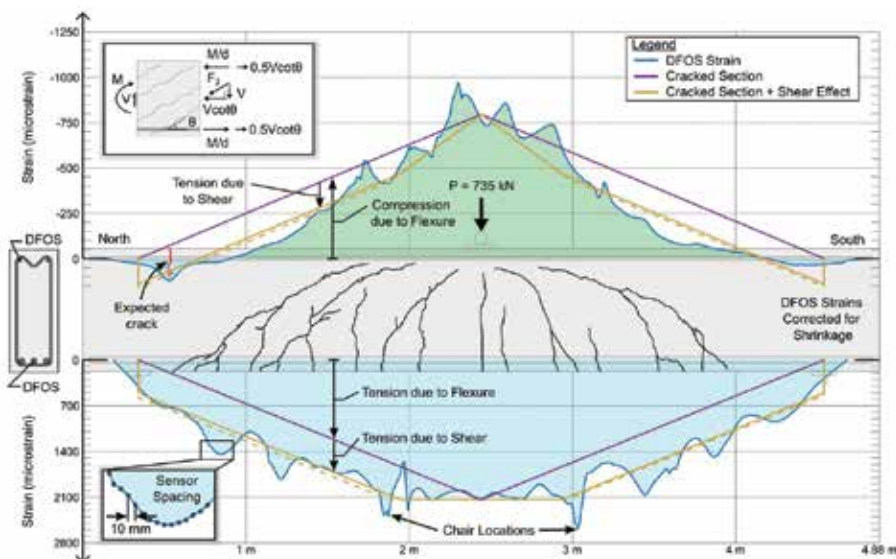


Fig. 6: Combined distributed measurement (CDM) plot of specimen JP-2 at  $P = 735\text{ kN}$  with compressive and tensile reinforcement strains

strains are compared to predictions based on several cracked section analyses (the purple and gold lines). The CDM is plotted with the corresponding cracking pattern, which contains diagonal cracking on both shear spans. The DFOS strains from the tensile reinforcement are not linear with beam length due to tension stiffening effects along the bar. However, the measured DFOS strains also do not follow the transformed cracked section estimate, drawn in purple and labeled as Cracked Section. Generally, the tension reinforcement DFOS strains were significantly higher than the Cracked Section strains, while the compressive reinforcement strains were significantly lower than the Cracked Section strains, particularly away from midspan.

This effect, sometimes called a moment shift, can be explained by the inset FBD in Fig. 6. If the member is assumed to be diagonally cracked with a series of parallel cracks, a field of diagonal compression will form in the web of the member to carry the shear, which also results in an additional horizontal force of  $V/\cot\theta$ . This horizontal compressive component is centered in the web and thus can be modeled as resisted by two additional horizontal tensile forces of  $0.5V/\cot\theta$ , one at the level of the tension reinforcement and the other within the flexural compression region. The Cracked Section + Shear Effect prediction with the gold line fits the measured DFOS strain data more closely than a flexure-only approach. Thus, the argument that the difference in horizontal flexural forces on the top and bottom of the section are caused by aggregate interlock stresses is only part of the story: locally at the crack they are caused by aggregate interlock, but on average they can also be derived directly from the shear stresses themselves assuming only that the member is diagonally cracked. This sort of triangulation of evidence suggests that the analysis in this article is on the right track.

A critical parameter in the Cracked Section + Shear Effect prediction is the angle of principal compressive stress ( $\theta$ ). In the case of the Cracked Section + Shear Effect prediction in Fig. 6,  $\theta$  was taken as 45 degrees, which ACI 318 recommends for shear design.<sup>15</sup> An alternative approach is to determine the average angle of diagonal principal compressive stress experimentally through fitting the Cracked Section + Shear Effect prediction to the DFOS tension reinforcement strain.<sup>10,12</sup> This approach was applied to the data in Fig. 6, as indicated by the dashed gold line. At  $P = 735$  kN in Fig. 6,  $\theta$  was found to be 28 degrees on the north span and 31 degrees on the south span. This hints at a potential opportunity to refine Code approaches and will be discussed further.

Another consequence of the shear cracking is that the  $0.5V/\cot\theta$  component

on the compressive side reduces the measured strain to such an extent that tension is both measured and predicted in the top chord of the beam, where the bending moment is small near the support. This behavior can be seen in Fig. 6, where over the north support, a location exists where the compressive reinforcement strain exceeds the cracking strain of the concrete and, thus, a crack was likely present, though it was too small for the authors to locate. This leads to an interesting consideration for design, in that reinforcement is required in an area where one might typically assume it is not needed for flexure alone.

### Stirrup response

Another key to unlocking the riddle of shear is to understand the response of the transverse reinforcement so that the ACI 318  $V_s$  term can be evaluated. DFOS strain results from one of the stirrup legs of stirrup S6 in beam JP-2 are displayed in Fig. 7(b). Stirrup S6 was located 1.69 m from the north end and crossed several shear cracks (Fig. 7(a)), as reflected in the peaks in strain observed over the height of the stirrup. It is clear from these DFOS results that the response of a stirrup is highly variable over the member height. Therefore, a single strain gauge is inadequate for measuring the stirrup demand because it cannot be guaranteed that the gauge will be at the crack location and hence measure the critical strain.

Meanwhile, the stresses in the stirrup are shown in Fig. 7(c). The distributed stress profile for the stirrup was more constant over the height versus the strain response, particularly at the highest applied load levels (735 kN and 828 kN) and where the shear cracks crossed near the top of the member. This is in line with the ACI 318 Code provisions for stirrup forces at ULS conditions where it is assumed the stirrups will yield. It is also apparent from Fig. 7(c) that the demand near the top

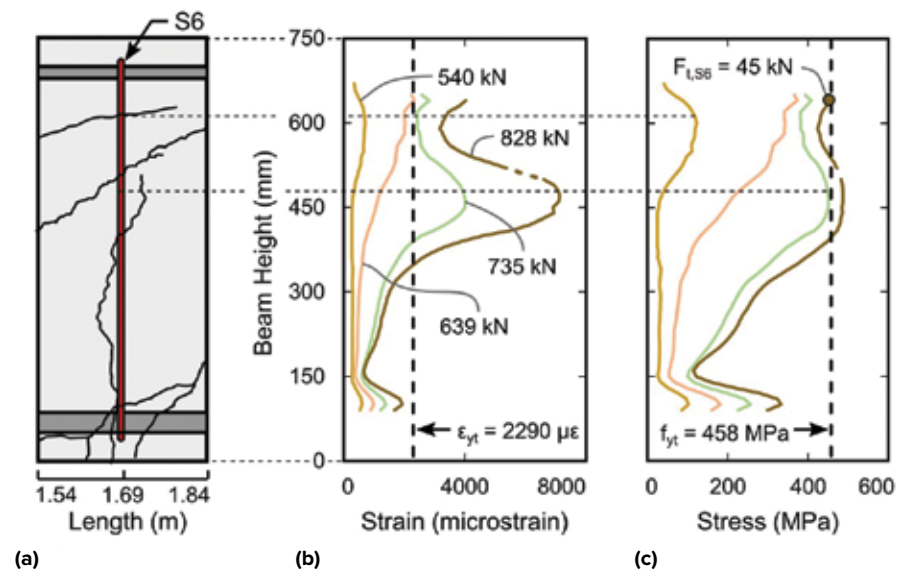
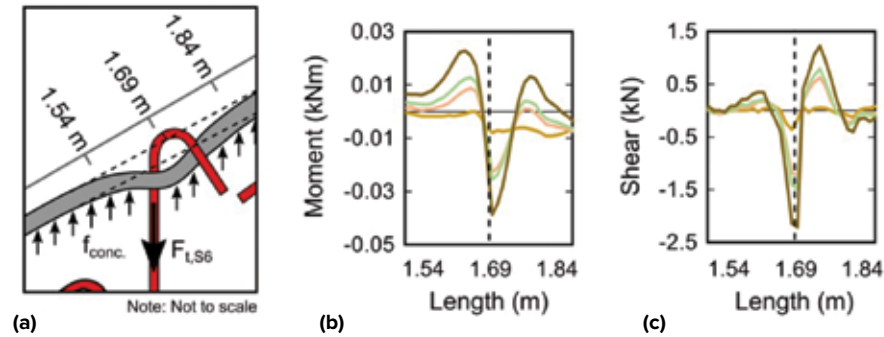
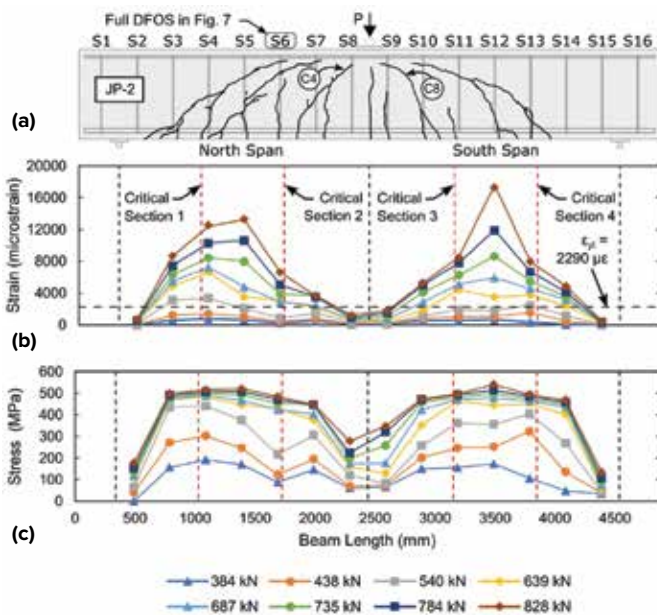


Fig. 7: Demand of stirrup JP-2 S6: (a) cracking pattern at JP-2 S6 location; (b) DFOS strains; and (c) reinforcement stresses



**Fig. 8: Impact of high hook forces: (a) schematic of anchorage-induced compression bar bending; (b) measured moment of 20M compressive reinforcement; and (c) measured shear of 20M compressive reinforcement**



**Fig. 9: Peak stirrup demand for all stirrups in JP-2: (a) cracking pattern for JP-2 at ULS; (b) strains from DFOS; and (c) stresses**

hook of the stirrup was high, equaling 45 kN (98% of yield) at ULS. This meant the demand on the 135-degree stirrup hook was high even though the hook was on the flexural compression side of the member but also in flexurally uncracked concrete. This observation was found for many stirrup leg measurements from JP-1, JP-2, and JP-3, where diagonal shear cracks crossed near the top of the stirrup leg, highlighting the importance of proper stirrup detailing even in the uncracked flexural compression region.

The impact of these high hook forces can also be seen in the flexural compression reinforcement strains, where the stirrup anchorage force induced bending as depicted in Fig. 8(a).<sup>5,8</sup> Because the observed bending in Fig. 8(b) must have an associated shear force diagram, the approximate amount of shear transmitted by the stirrup hook to the compressive reinforcement can be found as presented in Fig. 8(c) (total shear force measured from peak to trough). While

the ~4 kN shear force at ULS is small relative to the 45 kN tension force measured at the top of the east stirrup leg in Fig. 7(c), this demonstrates the potential that distributed sensors offer in terms of understanding and indeed quantifying complex shear behavior.

While Fig. 7 shows the DFOS measurements of a single stirrup leg, Fig. 9 summarizes the peak demand of all the stirrups in specimen JP-2 for loads after shear cracking. The measured peak strains averaged between the two stirrup legs are presented for the 14 stirrups in Fig. 9(b)

while the corresponding stresses are plotted in Fig. 9(c). Figure 9(b) shows how increasing the applied load resulted in increased stirrup strains generally, where the maximum was found in the critical region for shear design ( $d$  from the supports and point load as in ACI 318). The highest measured strain was in S12 at the ULS load stage ( $P = 828$  kN or 96% of the peak load), where the strain exceeded 16,000 microstrain or 1.6% strain in the shear span where the shear failure was observed. The lowest stirrup strains were measured where the shear force diagram approached zero or switched signs in the S2 and S15 stirrups near the support plates and the S8 and S9 stirrups near the load plate.

The peak stirrup stresses, however, tell a different story where the stirrup stress demand was essentially constant along the entire shear span. This occurred because the stirrups were almost all yielding for most of the load levels as shown in Fig. 9(b) and (c), except near the disturbed regions at the member ends. Importantly, the stirrups were observed to yield as early as  $P = 540$  kN (62% of the peak load), clearly demonstrating that reinforced concrete members do not fail once a stirrup first yields—a common misconception. Additional applied load can be resisted due to the rotating angle of the principal compressive stress field, when considered in an average sense, or with additional shear on the crack, when considered locally at the crack.

Another finding from Fig. 9(c) is how high the peak stresses increased for the stirrups nearest to the point load (S8 and S9), which is a region where lower demand in the stirrups might be expected since they were within a distance ( $d$ ) of the load plate. However, because cracks C4 and C8 turn towards the point load, the cracks intercept S8 and S9, causing nearly 400 MPa of stress at ULS conditions. Meanwhile, clamping action prevents cracks from forming near the pin and roller supports, explaining why the measured strains and stresses are relatively lower for S2 and S15.

### Shear resistance reinforcement and concrete contribution

Using the distributed measurements over the height of the stirrups, the resistance which stirrups provide along a crack

( $V_s$ ) can be quantified. The experimentally determined  $V_s$  for eight shear cracks in beams JP-1, JP-2, and JP-3 are presented in Fig. 10. The curves represent the cumulative stirrup forces which cross the shear cracks determined from the DFOS strain measurements. For example, for crack JP-3 C1, the  $V_s$  curve is made up of a total of four stirrups, where  $V_s$  is the total stirrup force from stirrups S5 to S8. As expected, the  $V_s$  was approximately zero for the three beams before shear cracking. But once shear cracking occurred, the  $V_s$  for most cracks does not equal the reaction force (they are below the 1:1 line in the figure). Therefore, some other mechanism must contribute to resisting shear even at low applied loads, namely the concrete contribution  $V_c$ . However, in the case of crack JP-2 C1, the  $V_s$  exceeds the applied shear for some load levels. This is attributed to the flatter portion of crack JP-2 C1 requiring high enough normal compressive stresses on the crack interface to allow  $V_s$  to exceed the reaction force. In Fig. 5, these normal stresses are labeled  $N_{cr}$  and can be seen

to be predicted to be comparatively low for that crack geometry.

The behavioral differences in the shear crack  $V_s$  curves between the three beams show interesting trends worthy of a closer look. Generally, the shear resisted by  $V_s$  for JP-1 and JP-2 begin to plateau as the loading approaches ULS, while JP-3 has a more linear response up to ULS. This was because the stirrups of JP-1 and JP-2 were yielding, as shown in Fig. 7 and 9 for JP-2, and thus the value of  $V_s$  was limited while for JP-3, the member reached flexural yield prior to a shear failure, limiting the demand on  $V_s$ . Figure 10 shows that immediately after diagonal cracking, the concrete and stirrup components ( $V_c$  and  $V_s$ ) both contribute to the shear resistance. Given that the  $V_s$  curves are approximately parallel to the 1:1 applied load line, the amount of  $V_c$  was reasonably constant during loading until the stirrups started to yield. At this point, the  $V_s$  term could not increase; thus, any additional shear must have been resisted by  $V_c$  alone. Eventually, this mechanism would also reach a limit as higher loads are associated with wider cracks and lower aggregate interlock capacity, so eventually the cracks would begin to slip uncontrollably—a shear failure.

The experimentally measured  $V_s$  values at ULS conditions from Fig. 10 are compared to the predictions of shear resistance ( $V_n = V_s + V_c$ ) from ACI 318 in Fig. 11. For this study, all safety factors equalled unity. For the three shear reinforcement ratios tested, ACI 318 provided reasonable but fairly conservative estimates for  $V_s$ . Other design methods, such as the CSA<sup>16</sup> or “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications,”<sup>17</sup> assume lower values of  $\theta$  and thus predict a higher value of  $V_s$  closer to the average behavior shown in

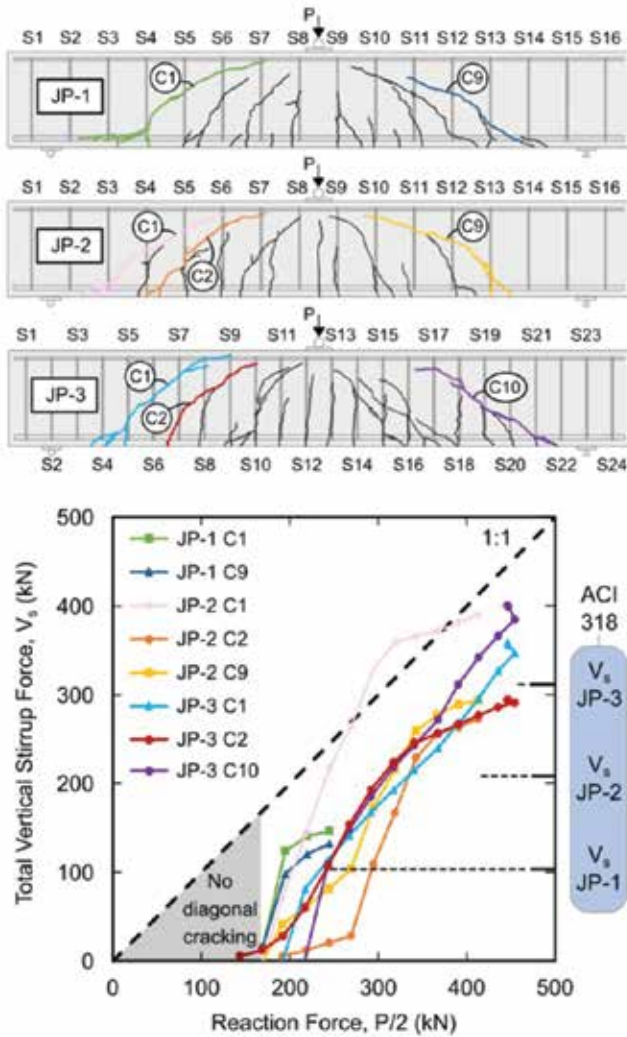


Fig. 10: Measured  $V_s$  with load calculated using DFOS strains for eight shear cracks from JP-1, JP-2, and JP-3, compared to ACI 318 Code predictions

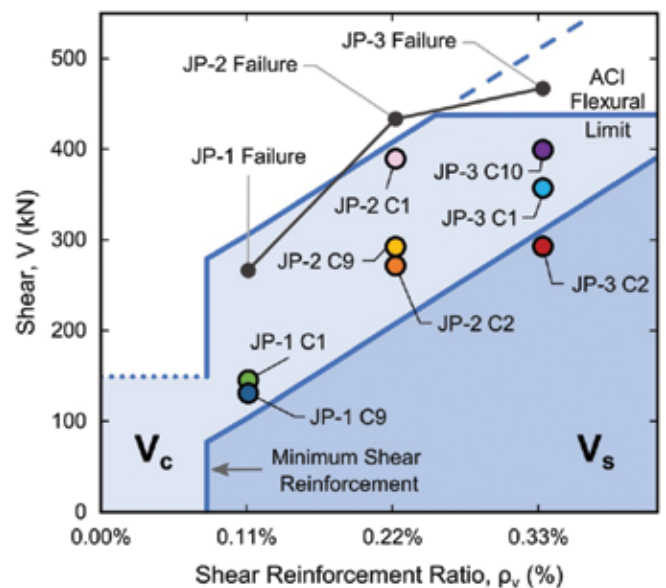


Fig. 11: Measured  $V_s$  of JP-1, JP-2, and JP-3 cracks at ULS conditions compared to  $V_s + V_c$  estimate from ACI 318, and failure load of three beams

Fig. 11.<sup>10</sup> Figure 11 shows via the black line that the ACI Code made good predictions of the failure load, where the code-to-experimental failure load ratio was between 0.94 and 1.14. The other codes, CSA and AASHTO, produced similar predictions of failure load where the code-to-experimental failure load ratio was between 0.90 and 1.11. While each method provided similarly good  $V_s + V_c$  predictions, the ACI Code has a lower  $V_s$  term, meaning that it must also have a higher  $V_c$  value than the other codes in order to produce a similar sum. The recent drop of the  $V_c$  value of members without stirrups in ACI 318-19 due to the size effect could be related to this difference as well, though more study is required to know if this is true in general.

### Summary and Key Findings

This study demonstrated how distributed sensing is a useful tool for unraveling the riddle of shear. The results were used to evaluate reinforced concrete behavior in comparison to the ACI 318 Code provisions and further the understanding of how shear is carried. The key findings from this study include:

- Shear deflections can represent about 25% of the total

- deflection at service conditions for transfer girders, and up to 42% at ULS for members meeting minimum shear reinforcement requirements from ACI 318;
- Distributed measurements enable the individual shear force carrying mechanisms to be quantified and understood, namely  $V_s$ ,  $V_c$ , and shear in the compression region ( $V_{comp}$ ). It was shown that considering aggregate interlock was necessary to maintain equilibrium;
- Cracked reinforced concrete flexural members experience increased horizontal tension demand in the reinforcement due to shear and lower compression demands on the compression face. These decreased compression demands can cause cracks to form on the flexural compression face near regions of high shear and low moment demand (for example, at the support in simply supported members);
- Member failure does not typically occur at the onset of stirrup yielding as the rotating angle of the principal compressive stress field allows for higher shear to be resisted by making the principal compression stress in the concrete that carries the shear more efficient; and
- For the measured  $V_s$  at ULS conditions, ACI 318 was

# Anyone. Anytime. Anywhere.

Instantly Verify  
an individual's  
ACI Certification.  
Download the ACI  
Certification Verify App now!



To learn more or download  
the Verify App, visit  
[concrete.org/verify](https://concrete.org/verify).





shown to conservatively estimate  $V_s$ , while the failure loads were estimated within 14% of the experimental values.

## References

1. Belarbi, A.; Kuchma, D.A.; and Sanders, D.H., "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code," *Concrete International*, V. 39, No. 9, Sept. 2017, pp. 29-32.
2. Kani, G.N.J., "The Riddle of Shear Failure and its Solution," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 4, 1964, pp. 441-468.
3. Collins, M.P., and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Toronto, ON, Canada, 1991, 393 pp.
4. Kreger, S.T.; Gifford, D.K.; Froggatt, M.E.; Sang, A.K.; Duncan, R.G.; Wolfe, M.S.; and Soller, B.J., "High-Resolution Extended Distance Distributed Fiber-Optic Sensing Using Rayleigh Backscatter," *Proceedings of SPIE*, K.J. Peters, ed., V. 6530, Mar. 29, 2007, 10 pp.
5. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Understanding Reinforcement Behavior Using Distributed Measurements of Shear Tests," *ACI Structural Journal*, V. 118, No. 3, May 2021, pp. 255-266.
6. Stanier, S.A.; Blaber, J.; Take, W.A.; and White, D.J., "Improved Image-Based Deformation Measurement for Geotechnical Applications," *Canadian Geotechnical Journal*, V. 53, No. 5, Oct. 2016, pp. 727-739.
7. Hoult, N.A.; Dutton, M.; Hoag, A.; and Take, W.A., "Measuring Crack Movement in Reinforced Concrete Using Digital Image Correlation: Overview and Application to Shear Slip Measurements," *Proceedings of the IEEE*, V. 104, No. 8, 2016, pp. 1561-1574.
8. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Distributed Sensing in Large Reinforced Concrete Shear Test," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 5, Sept. 2019, pp. 235-245.
9. Sherwood, E.G., "One-Way Shear Behaviour of Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams and Slabs," PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 2006, 598 pp.
10. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Understanding Shear-Resistance Mechanisms in Concrete Beams Monitored with Distributed Sensors," *ACI Structural Journal*, V. 119, No. 6, Nov. 2022, pp. 329-340.
11. EN 1992-1-1, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Dec. 2004, 227 pp.
12. Poldon, J.J.; Bentz, E.C.; and Hoult, N.A., "Assessing Beam Shear Behavior with Distributed Longitudinal Strains," *Structural Concrete*, V. 23, No. 3, June 2022, pp. 1555-1571.
13. Maekawa, K.; Pimanmas, A.; and Okamura, H., *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, CRC Press, Boca Raton, FL, 2019, 721 pp.
14. Mörsch, E., "Der Eisenbetonbau: seine Theorie und Anwendung," Konrad Wittwer, Stuttgart, Germany, 1908, 376 pp. (in German)
15. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
16. CSA Committee A23.3, "Design of Concrete Structures," Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada, 2019, 301 pp.
17. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," ninth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2020, 1912 pp.

Selected for reader interest by the editors.



**Jack J. Poldon** is an Engineer-in-Training at RJC Engineers in Toronto, ON, Canada. His consulting work involves the structural design of healthcare, institutional, and sport facilities. He received his BAsC in 2017 and PhD in 2022, both from Queen's University, Kingston, ON, Canada.



**Neil A. Hoult** is a Professor in the Department of Civil Engineering at Queen's University. His research interests include the behavior of reinforced concrete structures and monitoring technologies for the assessment of infrastructure. He received his BAsC and MASc from the University of Toronto, ON, Canada, and his PhD from the University of Cambridge, Cambridge, UK.



**Evan C. Bentz**, FAcI, is Professor and Associate Chair (undergrad) of civil engineering at the University of Toronto. He is a member and past Chair of ACI Committee 365, Service Life Prediction, and a member of Joint ACI-ASCE Committee 445, Shear and Torsion. He received the 2018 ACI Chester Paul Seiss Award and the 2006 and 2017 ACI Design Award. He received his BAsC from the University of Waterloo, Waterloo, ON, Canada, in 1994 and his PhD from the University of Toronto in 2000.

# Advertise



For more information, contact

Dan Kaste, Account Executive

Email: [dan.kaste@wearemci.com](mailto:dan.kaste@wearemci.com)

MCI USA: +1.410.584.8355



# Una nueva luz sobre el enigma del cortante

por Jack J. Poldon, Neil A. Hoult y Evan C. Bentz

A pesar de los más de 100 años de investigación sobre el concreto reforzado, el mecanismo de carga preciso para el cortante sigue siendo objeto de debate.<sup>1</sup> En el pasado, los investigadores han caracterizado las fallas a cortante mediante relaciones empíricas basadas en datos de medición limitados, lo que ha dado lugar a que los códigos de diseño de todo el mundo utilicen diferentes enfoques para estimar la resistencia a cortante. Pero con la aparición de los sensores distribuidos, llamados sensores de fibra óptica distribuidos (DFOS, por sus siglas en inglés) y la correlación de imagen digital (DIC, por sus siglas en inglés), existe ahora la posibilidad de caracterizar el comportamiento del concreto reforzado con un nuevo nivel de precisión, y de encontrar una respuesta al enigma del cortante.<sup>2</sup>

Aunque las disposiciones del ACI sobre el cortante para elementos con estribos están bien establecidas, existen numerosos casos en los que resulta útil una comprensión más sólida, como la evaluación de la resistencia de estructuras existentes diseñadas según códigos antiguos o con detalles deficientes, y de elementos sensibles al desplazamiento sometidos a grandes fuerzas de cortante, como las viguetas de transferencia.

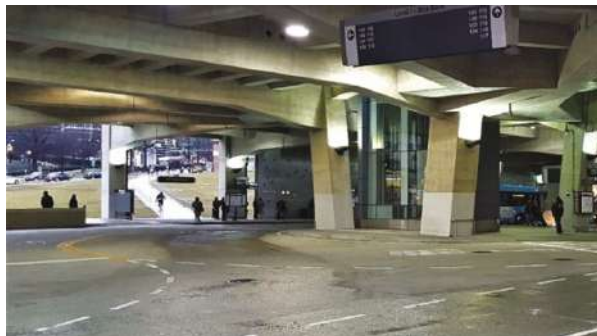


Fig. 1: Vigas de transferencia en el Centro de Tránsito Paul S. Sarbanes de Spring City, MD, EE. UU. (Foto cortesía de Evan Bentz)

Las viguetas de transferencia con forma irregular y no ortogonales de la Fig. 1, por ejemplo, requieren un sólido conocimiento del cortante para garantizar un comportamiento adecuado tanto en los estados límite de servicio como en los estados límite últimos (ULS, por sus siglas en inglés). En los casos en los que una vigueta de transferencia soporta muchos niveles de un edificio, el desplazamiento de estos miembros altamente cargados puede regir el diseño. Además, a medida que la industria avanza hacia la reducción de su huella de carbono, la búsqueda de eficiencias en el diseño será cada vez más importante y esto sólo tendrá éxito si se comprenden las limitaciones de los

modelos básicos de diseño.

Este artículo examina los supuestos y enfoques de diseño del ACI 318 para el cortante utilizando los resultados de ensayos de vigas con diferentes diseños de refuerzo para el cortante medidos con tecnologías de sensores emergentes. Una vez descrita la campaña de investigación, se presentan las mediciones distribuidas y se discuten las principales conclusiones. Por último, se presentan mensajes

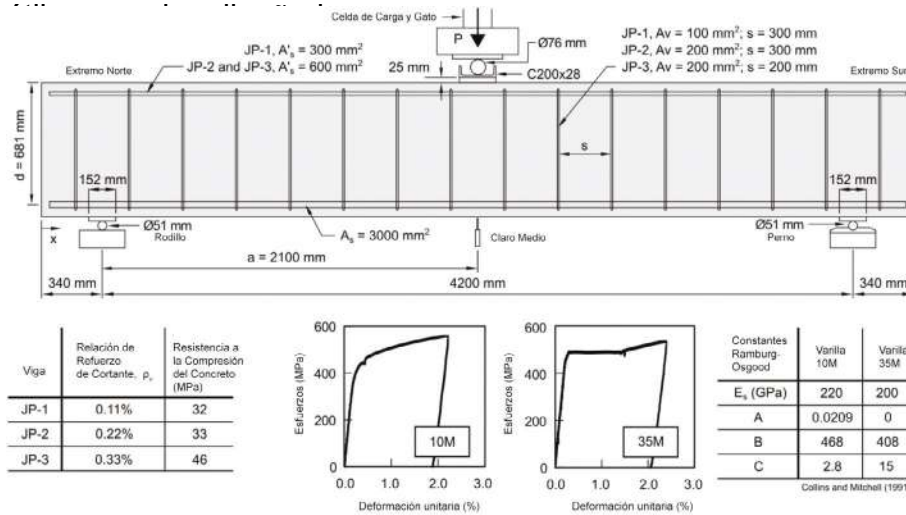


Fig. 2: Montaje del ensayo, refuerzo para los tres especímenes de viga y propiedades de los materiales

## Campaña experimental

### Diseño de los especímenes

Este estudio se centró en tres vigas de concreto reforzado denominadas JP-1, JP-2 y JP-3 que se diseñaron con refuerzo a cortante variable, como se resume en la Fig. 2, y se probaron a flexión en tres puntos. El espécimen JP-1, que contenía algo más de refuerzo a cortante mínimo recomendado por el ACI, tenía una relación de refuerzo a cortante ( $\rho_v = A_v / (b_w \cdot s)$ ) del 0.11% utilizando estribos 10M de una sola pata a una separación de 300 mm, y se diseñó para fallar a cortante antes de que cediera el refuerzo longitudinal. El espécimen JP-2 tenía una  $\rho_v$  del 0.22% utilizando estribos 10M de doble pata a una separación de 300 mm, y se diseñó para fallar a cortante con aproximadamente la misma carga aplicada que la necesaria para provocar una falla a flexión. El espécimen JP-3 contenía la mayor cantidad de refuerzo a cortante. Tenía una  $\rho_v$  del 0.33% utilizando estribos 10M de doble pata con una separación de 200 mm y se diseñó para alcanzar su resistencia a la flexión y sufrir una extensa deformación plástica antes de esperar que finalmente se produjera un fallo a cortante.

Aparte de los niveles de refuerzo a cortante, las tres vigas tenían la misma geometría general, con una longitud de 4880 mm, una altura de 750 mm y un ancho de 300 mm. Las vigas también contenían la misma cantidad de refuerzo de tensión ( $\rho = A_s / (b \cdot d) = 1.47\%$ ) proporcionado por tres varillas 35M. El espécimen JP-1 contenía una única varilla 20M de refuerzo para compresión, mientras que JP-2 y JP-3 contenían dos varillas 20M de refuerzo para compresión. En la Fig. 2 se muestran los resultados de los ensayos de tensión uniaxial para 10M y 35M, junto con los coeficientes Ramberg-Osgood utilizados para traducir las mediciones de deformación DFOS a esfuerzos.<sup>3</sup> El acero 20M tenía un límite elástico medido de 430 MPa. La mezcla de concreto debía ser la misma para las tres vigas, suministrada por una empresa de concreto premezclado, con una resistencia a la compresión especificada a los 28 días de 35 MPa y un tamaño máximo del agregado grueso de 19 mm.

En las fechas de los ensayos de vigas, los ensayos de cilindros de concreto determinaron que la resistencia a la compresión del concreto era de 32 MPa, 33 MPa y 46 MPa, para JP-1, JP-2 y JP-3, respectivamente.

## Sensores distribuidos

La tecnología de detección distribuida de fibra óptica empleada en este estudio se basa en la medición de la retrodispersión de Rayleigh, que es muy adecuada para estudiar las deformaciones del refuerzo debido a su capacidad para medir la deformación distribuida con precisión y a lo largo de muchos metros de fibra. Los DFOS funcionan haciendo brillar un láser por el núcleo de un cable de fibra óptica, que sólo tiene 8 micrómetros de diámetro (más pequeño que un cabello humano), y midiendo la luz que se refleja en los defectos internos de vuelta al instrumento. Las mediciones de la deformación pueden realizarse con sensores de longitudes y distancias variables, lo que permite obtener una precisión de medición de una microdeformación en el núcleo de la fibra óptica.<sup>4</sup> En este estudio se utilizaron longitudes de medición de 10 mm y separaciones entre sensores. Para las tres vigas, los cables de fibra óptica se unieron a la armadura antes del colado del concreto<sup>5</sup> como se muestra en la Fig. 3. Se instalaron cables de fibra óptica en ambas nervaduras longitudinales de las varillas de refuerzo para poder medir los efectos del doblado de las varillas, pero también para mitigarlos promediando las mediciones. Teniendo en cuenta todos los cables de fibra óptica adheridos a la armadura de acero y la separación de los sensores de 10 mm, las tres vigas contenían en conjunto el equivalente a unos 20000 deformímetros convencionales.

**Fig. 3:** Armadura del refuerzo del espécimen JP-2 introducido en las cimbras antes del colado del concreto con el DFOS adherido al refuerzo 20M y los estribos 10M visibles.

La técnica DIC empleada en este estudio fue un algoritmo DIC bidimensional (2-D) conocido como geoPIV,<sup>6</sup> que funciona mediante el seguimiento de la traslación de subconjuntos (un grupo específico de píxeles) a lo largo de una secuencia de imágenes digitales. Cuando se determina el movimiento relativo de los subconjuntos, se pueden hallar mediciones del ancho de la grieta y del deslizamiento, como muestran Hout et al.<sup>7</sup>

## Protocolo de ensayo

Como se muestra en la Fig. 2, las vigas se ensayaron a flexión en tres puntos con un claro total al centro de 4200 mm. De este modo, con un peralte efectivo ( $d$ ) de 681 mm, la relación entre el claro y la profundidad del cortante ( $a/d$ ) era de 3.1, lo que significa que desde el punto de vista analítico las muestras eran vigas esbeltas. Las vigas se cargaron controlando el desplazamiento a una velocidad de 1 mm/min con un gato hidráulico de 2000 kN de capacidad. La carga se detenía a cada 50 kN durante aproximadamente 20 minutos para poder registrar las mediciones DFOS y DIC. Además de los sensores distribuidos, los potenciómetros lineales (LPs) midieron los desplazamientos de la viga en el claro medio, mientras que la carga aplicada se midió con una celda de carga, como se muestra en la Fig. 2.

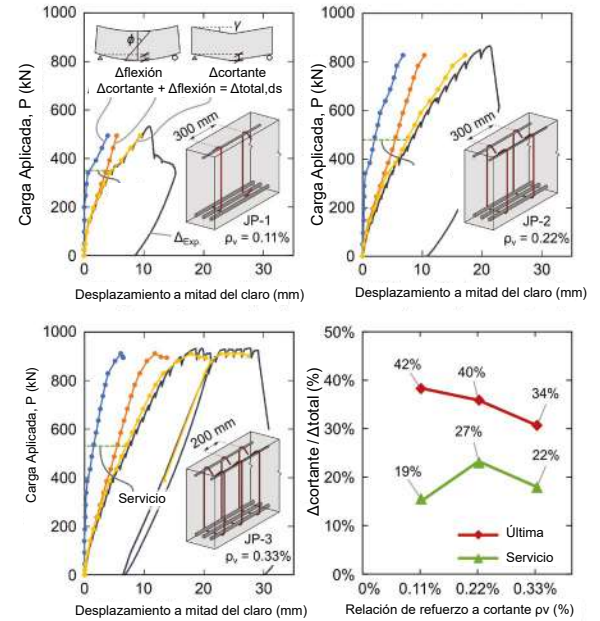


## Mediciones y análisis

### Deflexiones a cortante y a flexión

Las respuestas de la carga ( $P$ ) frente a la deflexión en el claro medio (curvas  $\Delta_{Exp.}$ ) de las tres vigas se resumen en la Fig. 4(a) a (c), que muestra que JP-1 y JP-2 experimentaron fallas frágiles a cortante, mientras que JP-3 sufrió una fluencia a flexión antes de que se observara una falla en el anclaje en el extremo norte.<sup>5</sup> Dado que estas mediciones  $\Delta_{Exp.}$  representan el desplazamiento total de un transductor de desplazamiento colocado en el claro medio de las vigas,  $\Delta_{Exp.}$  incluye tanto las deformaciones por flexión debidas a la curvatura, así como las deflexiones por cortante debidas a las deformaciones a cortante, aunque estas últimas suelen ser ignoradas por los diseñadores. La detección distribuida permite desacoplar los componentes de deformación por flexión y por cortante, ya que se midieron de forma independiente.

Las deformaciones de la armadura longitudinal DFOS podrían utilizarse para calcular las deformaciones por flexión ( $\Delta_{flexión}$ ), mientras que la DIC podría utilizarse para calcular las deformaciones a cortante ( $\Delta_{cortante}$ ). Las deformaciones por flexión se determinaron tomando las deformaciones DFOS a lo largo de las varillas de refuerzo superior e inferior, calculando un gráfico de curvatura con la longitud y realizando a continuación una integración doble para hallar la forma deformada.<sup>8</sup> Mientras tanto, las deformaciones a cortante distribuidas ( $\gamma$ ) se calcularon a lo largo de los claros a cortante norte de las tres vigas colocando los subconjuntos DIC en una disposición similar a la que puede hacerse con dos transductores de desplazamiento perpendiculares instalados en un ángulo de 45 grados con respecto al eje longitudinal de la viga.<sup>9</sup> El esfuerzo a cortante medio a lo largo del claro cortante norte se multiplicó entonces por el claro cortante ( $a$ ) (donde,  $\Delta_{cortante} = \gamma \cdot a$ ) para encontrar la deflexión cortante para cualquier etapa de carga dada.<sup>8</sup>



**Fig. 4:** Respuestas de la carga frente a la deflexión en el claro: (a) desplazamiento de la carga de JP-1 con una descripción de los componentes a cortante y a la flexión; (b) JP-2; (c) JP-3; y (d) desplazamiento a cortante como porcentaje del desplazamiento total con cargas de servicio y cargas últimas.

Como se observa en la Fig. 4(a) a (c), las deformaciones totales de las vigas calculadas a partir de las mediciones distribuidas ( $\Delta_{total, ds}$ ) concuerdan visualmente con las obtenidas directamente de los potenciómetros lineales colocados bajo los claros medios de las vigas. Además, hasta una carga aplicada de unos 400 kN, las deformaciones totales de las vigas se debían principalmente a la flexión, ya que las vigas aún no habían desarrollado grietas a cortante. Sin embargo, a medida que se desarrollaban grietas diagonales significativas, la deflexión a cortante ( $\Delta_{cortante}$ ) se volvía irrelevante.

Esto significaba que, en condiciones de servicio, la deformación a cortante representaba aproximadamente el 25% del total (donde las condiciones de servicio se tomaron como el 60% de la resistencia estimada del elemento según el ACI 318), como se observa en la Fig. 4(d).

Se observó que el porcentaje de deformación total atribuible al cortante ( $\Delta_{cortante}/\Delta_{total,ds}$ ) aumentaba con la carga aplicada, donde en la carga de rotura ésta representaba hasta el 42% para el espécimen JP-1. La proporción de la deformación total debida a cortante en la carga última disminuyó al aumentar la proporción de refuerzo a cortante, en parte porque el JP-3 no falló a cortante, pero también porque los niveles más altos de refuerzo a cortante dan lugar a menores deformaciones a cortante para un esfuerzo a cortante dado. Se puede concluir de la Fig. 4 que la curvatura más la deformación a cortante es suficiente para modelar el desplazamiento global del elemento en una viga de transferencia, y es probable que muchos diseños de dichos elementos estén subestimando sistemáticamente los desplazamientos al ignorar las deformaciones a cortante.

## Componentes del mecanismo a cortante

El verdadero poder de la detección distribuida para comprender el cortante no es la capacidad de medir lo que un medidor de carátula podría medir, sino ayudar a comprender lo que ocurre en el interior de un elemento durante la carga. La capacidad de determinar los esfuerzos internos del acero y el movimiento de las grietas en cualquier punto del elemento permite generar detallados diagramas de cuerpo libre (FBD, por sus siglas en inglés) basados en los fundamentos del equilibrio, la compatibilidad y las relaciones esfuerzo-deformación. La Figura 5 muestra un FBD de la viga JP-2 a una carga aplicada de 735 kN cortada a lo largo de una grieta a cortante que se formó en el claro norte, definida como grieta JP-2 C2.

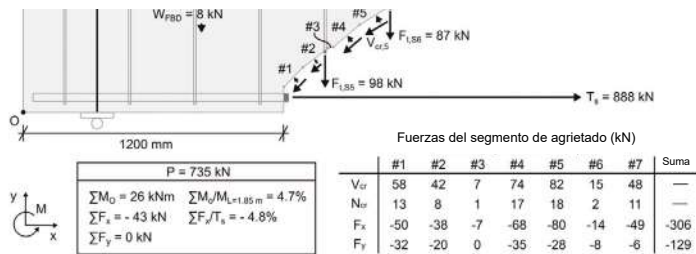


Fig. 5: Diagrama de cuerpo libre (FBD) de la viga JP-2 en  $P = 735$  kN, donde los componentes del esfuerzo se calculan a partir de las mediciones de la deformación DFOS y del ancho y deslizamiento de la grieta DIC.

Las fuerzas del acero que se muestran no se basan en un modelo numérico o una ecuación de código, sino en mediciones directas de la deformación a partir de los sensores distribuidos y los modelos de los materiales.<sup>10</sup> En la Fig. 5, las fuerzas de tensión de los estribos ( $F_{t,S5}$  y  $F_{t,S6}$ ) se basan en las deformaciones DFOS máximas medidas en las dos extremidades de los estribos de doble pata, que se transformaron en esfuerzos gracias a la función de Ramberg-Osgood presentada en la Fig. 2 y se multiplicaron por la zona de refuerzo.<sup>3</sup> La fuerza en el refuerzo de tensión se determinó utilizando el mismo proceso para las varillas de refuerzo 35M en la ubicación de la grieta observada.

La fuerza de compresión del concreto ( $C_c$ ) y la fuerza de compresión del refuerzo ( $C_s$ ) se encontraron asumiendo que las secciones planas permanecen planas en la ubicación del corte ( $L_{FBD}$ ), donde se asumió que el perfil de deformación por compresión era lineal y se definió utilizando las deformaciones DFOS del refuerzo superior e inferior en esa ubicación para determinar la profundidad del eje neutro ( $c$ ). Para determinar  $C_c$ , las deformaciones se convirtieron en esfuerzos utilizando el módulo elástico del Eurocódigo 2,<sup>11</sup> que equivalía a 31,5 GPa, ya que se consideró que modelaba mejor el comportamiento a corto plazo del concreto que la ecuación del Código del ACI.<sup>12</sup> Por último, los esfuerzos de agrietamiento normal y a cortante ( $N_{cr}$  y  $V_{cr}$ ) se calcularon a partir de las mediciones del ancho distribuido de la grieta y del deslizamiento obtenidas mediante el análisis DIC y un modelo de interconexión de los agregados conocido como modelo de densidad de contacto.<sup>13</sup> A partir de estas mediciones, se pudieron estimar los esfuerzos a cortante y normales en la superficie de la grieta, que luego se multiplicaron por el área de la misma.

Según las mediciones distribuidas y los modelos de los materiales, este planteamiento dio como resultado un FBD que se acerca al equilibrio, con un desajuste de 26 kN·m en el momento y de -43 kN en la dirección x. Cuando estos desequilibrios se comparan con el momento aplicado en la cara cortada ( $M_{L=1,85\text{ m}}$ ) y la fuerza del acero de tensión ( $T_s = 888\text{ kN}$ ), el FBD sólo está desajustado en un 5% aproximadamente, lo cual, dada la variación potencial de parámetros como el módulo de elasticidad y el esfuerzo transmitido a lo largo de la grieta, es muy prometedor. En este análisis, el eje "y" está en perfecto equilibrio porque la fuerza vertical restante se fijó para igualar la fuerza a cortante desconocida en la región de flexión por compresión ( $V_{comp}$ ). Con  $P = 735\text{ kN}$ ,  $V_{comp}$  representaba el 15% de la fuerza de reacción ( $R$ ), lo que se aproxima al valor de ~20% que predijo Mörsch<sup>14</sup> hace más de 100 años.

El hecho de que el FBD se aproxime al equilibrio sin modificaciones de los modelos constitutivos implica una serie de conclusiones: 1) En los elementos con estribos se produce un esfuerzo a cortante en la zona de flexión por compresión, pero su contribución es relativamente pequeña;

2) Resulta realista suponer, para elementos esbeltos como éstos con estribos, que la contribución del concreto ( $V_c$ ) es la integral de los esfuerzos de interconexión de los agregados a lo largo de la grieta sumada a la pequeña fuerza de la región de compresión; y 3) El origen de la contribución de los estribos a la resistencia al cortante ( $V_s$ ) es la fuerza en los estribos que atraviesan las grietas. Obsérvese que el par de cables de fibra óptica en cada varilla permitió evaluar la flexión de la varilla y la acción de los pernos en los estribos y el refuerzo de flexión. Se comprobó que estas fuerzas eran pequeñas<sup>10</sup> y, por tanto, no se muestran en la Fig. 5.

Además de las principales conclusiones mencionadas anteriormente, otra observación del FBD de la Fig. 5 procede de la magnitud de las fuerzas de compresión a flexión y a tensión. Resulta evidente que la flecha de la fuerza a la tensión ( $T_s = 888\text{ kN}$ ) y las flechas combinadas de la fuerza a la compresión ( $C_c + C_s = 625\text{ kN}$ ) no son iguales. De

hecho, la diferencia de 263 kN es 10 veces el peso propio de la viga y, por lo tanto, mucho más que un error de medición. La razón de que esto ocurra es que las fuerzas de interconexión del agregado en la grieta proporcionan un elemento vertical que transporta el cortante, pero también un importante elemento horizontal.

Para que el lector no llegue a la conclusión de que el cortante en la grieta no es la fuente principal de  $V_c$ , considere que si se ignoraran las fuerzas normales y cortantes de la grieta ( $N_{cr}$  y  $V_{cr}$ ), el desequilibrio en "x" ascendería a los 263 kN señalados, con un aumento similar del desequilibrio en el momento. En la dirección vertical, la falta de interconexión de los agregados también provocaría que el cortante calculado en la región de compresión fuera igual al 49% de la fuerza de reacción o un esfuerzo cortante máximo equivalente de 5.43 MPa. Este esfuerzo cortante combinado con el esfuerzo axial de la Fig. 5 superaría la resistencia al agrietamiento diagonal en el cordón de compresión, aunque este agrietamiento no se observó en el ensayo. Por lo tanto, la suposición de que todo el cortante  $V_c$  se transmite a la región de compresión no puede ser del todo cierta.

## Efecto del cortante en el comportamiento longitudinal

Una de las causas de la diferencia en las fuerzas de tensión y compresión en el FBD de la Fig. 5 es que estas regiones no sólo resisten la flexión, sino también el cortante. Este mecanismo se destaca en las mediciones de deformación DFOS de los refuerzos superior e inferior en un gráfico de medición distribuida combinada (CDM) que aparece en la Fig. 6.<sup>8</sup>

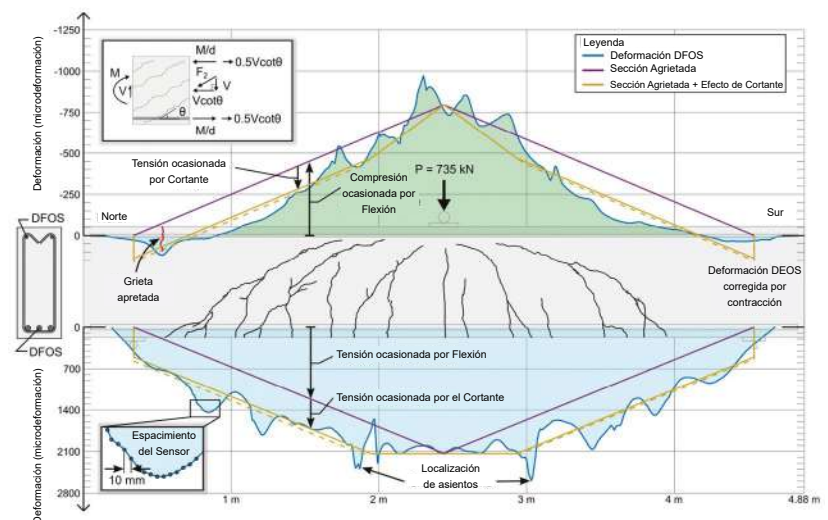
Esta figura muestra las deformaciones DFOS espaciadas cada 10 mm a lo largo de las varillas de refuerzo longitudinales de JP-2 con una carga puntual aplicada de 735 kN. La tensión medida (sombreada en azul) y las deformaciones a compresión DFOS (sombreada en verde) son comparadas a la predicción basada en el análisis de varias secciones agrietadas (líneas purpuras y doradas). El CDM se representa gráficamente con el patrón de agrietamiento correspondiente, que incluye agrietamiento por cortante diagonal en ambos claros de cortante. Las deformaciones DFOS del refuerzo de tensión no dependen directamente de la longitud de la viga debido a los efectos de rigidización por tensión a lo largo de la varilla. Sin embargo, las deformaciones DFOS medidas tampoco siguen la estimación de la sección agrietada transformada, dibujada en morado y etiquetada como Sección Agrietada.

En general, las deformaciones DFOS del refuerzo de tensión fueron significativamente mayores que las de la Sección Agrietada, mientras que las de refuerzo de compresión fueron significativamente menores que las de la Sección Agrietada, especialmente alejadas de la mitad del claro.

Este efecto, a veces denominado desplazamiento de momento, puede explicarse mediante el recuadro FBD de la Fig. 6. Si se supone que el elemento está agrietado diagonalmente con una serie de grietas paralelas, se formará un campo de compresión diagonal en el alma del elemento para soportar el cortante, lo que también da lugar a una fuerza horizontal adicional de  $V \cot \theta$ . Este componente de compresión horizontal está centrado en el alma y, por lo tanto, puede modelarse como resistente a dos fuerzas horizontales de tensión adicionales de  $0.5V \cot \theta$ , una a nivel del refuerzo de tensión y la otra dentro de la región de compresión a flexión. La predicción de Sección Agrietada + Efecto Cortante con la línea dorada se adapta mejor a los datos de deformación DFOS medidos que un enfoque basado únicamente en la flexión. Por lo tanto, el argumento de que la diferencia en los esfuerzos horizontales de flexión en la parte superior e inferior de la sección son causados por esfuerzos de interconexión de los agregados es sólo una parte de la historia: localmente en la grieta son causados por la interconexión de los agregados, pero en promedio también se pueden derivar directamente de los propios esfuerzos cortantes, suponiendo sólo que el miembro está agrietado diagonalmente. Este tipo de triangulación de pruebas sugiere que el análisis de este artículo va por buen camino.

Un parámetro crítico en la predicción de la Sección Agrietada + Efecto Cortante es el ángulo del esfuerzo principal de compresión ( $\theta$ ). En el caso de la predicción de Sección Agrietada + Efecto Cortante de la Fig. 6,  $\theta$  se tomó como 45 grados, que es lo que recomienda el ACI 318 para el diseño a cortante.<sup>15</sup> Un planteamiento alternativo consiste en determinar experimentalmente el ángulo promedio del principal esfuerzo de compresión diagonal mediante el ajuste de la predicción de la Sección

**Fig. 6: Diagrama de medición distribuida combinada (MDC) del espécimen JP-2 a  $P = 735$  kN con deformaciones del refuerzo a compresión y a tensión.**





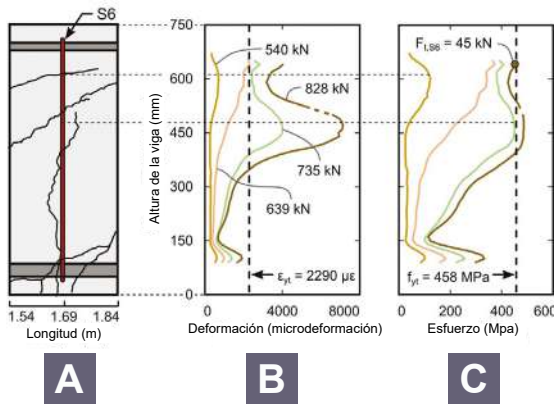


Fig. 7: Demanda del estribo JP-2 S6: (a) patrón de agrietamiento en la ubicación JP-2 S6; (b) deformaciones DFOS; y (c) esfuerzos de refuerzo.

Agrietada + Efecto Cortante a la deformación del refuerzo de tensión DFOS.<sup>10,12</sup> Este enfoque se aplicó a los datos de la Fig. 6, como indica la línea discontinua dorada. En la Fig. 6, para  $P = 735$  kN,  $\theta$  resultó ser de 28 grados en el claro norte y de 31 grados en el claro sur.

Esto indica una posible oportunidad para afinar los enfoques del Código y se discutirá más adelante.

Otra consecuencia del agrietamiento por cortante es que la componente  $0.5V\cot\theta$  de 0,5 por el lado de compresión reduce la deformación medida hasta tal punto que la tensión se mide y se predice en el cordón superior de la viga, donde el momento de flexión es pequeño cerca del apoyo. En la Fig. 6 puede observarse este comportamiento, ya que en el apoyo norte existe un punto en el que la deformación del refuerzo por compresión supera la deformación por agrietamiento del concreto y, por consiguiente, es probable que existiera una grieta, aunque era demasiado pequeña para que los autores pudieran localizarla. Esto conduce a una interesante consideración para el diseño, ya que es necesario el refuerzo en un área donde uno podría asumir que no es necesario exclusivamente para flexión.

## Respuesta de los estribos

Otra clave para descifrar el enigma del cortante es comprender la respuesta del refuerzo transversal para poder evaluar el término  $V_s$  del ACI 318. Los resultados de la deformación DFOS de una de las patas del estribo S6 en la viga JP-2 se muestran en la Fig. 7(b). El estribo S6 estaba situado a 1.69 m del extremo norte y cruzaba varias grietas a cortante (Fig. 7(a)), como reflejan los picos en la deformación observados en toda la altura del estribo.

De estos resultados DFOS se desprende claramente que la respuesta de un estribo es muy variable en toda la altura del elemento. Por lo tanto, un solo extensómetro es inadecuado para medir la demanda del estribo, ya que no se puede garantizar que el extensómetro se encuentre en la ubicación de la grieta y, por lo tanto, mida la deformación crítica.

Mientras tanto, los esfuerzos en el estribo se muestran en la Fig. 7(c). El perfil de los esfuerzos distribuidos en el estribo fue más constante en la altura que en la respuesta a la deformación, especialmente en los niveles de carga aplicada más elevados (735 kN y 828 kN) y donde las grietas a cortante se cruzaban cerca de la parte superior del elemento. Esto concuerda con las disposiciones del Código ACI 318 para las fuerzas en los estribos en condiciones ULS, donde se asume que los estribos cederán. También se observa en la Fig. 7(c) que la demanda cerca del gancho superior del estribo era elevada, igualando los 45 kN (98% del límite elástico) en el ULS. Esto significaba que la demanda en el gancho del estribo de 135 grados era alta, aunque el gancho estuviera en el lado de compresión a flexión del miembro, pero también en concreto no agrietado a flexión. Esto se observó en muchas mediciones de estribos de JP-1, JP-2 y JP-3, donde las grietas diagonales a cortante se cruzaban cerca de la parte superior del estribo, lo que subraya la importancia de un detallado adecuado del estribo incluso en la región de compresión a flexión sin grietas.

El impacto de estas elevadas fuerzas de enganche también puede observarse en las deformaciones del refuerzo de compresión a flexión, en las que la fuerza de anclaje del estribo indujo la flexión, tal como se ilustra en la Fig. 8(a).<sup>5,8</sup> Debido a que la flexión observada en la Fig. 8(b) debe tener un diagrama de fuerza cortante asociado, la cantidad aproximada de fuerza cortante transmitida por el gancho del estribo al refuerzo al cortante se puede encontrar como se presenta en la Fig. 8(c) (fuerza cortante total medida desde el pico hasta la base). Aunque la fuerza a cortante de  $\sim 4$  kN en el ULS es pequeña en comparación con la fuerza a tensión de 45 kN medida en la parte superior de la pata del estribo este en la Fig. 7(c), esto demuestra el potencial que ofrecen los sensores distribuidos para comprender y, de hecho, cuantificar el complejo comportamiento del cortante.

Mientras que la Fig. 7 muestra las mediciones DFOS de una sola pata del estribo, la Fig. 9 resume la máxima demanda de todos los estribos en el espécimen JP-2 para las cargas después del agrietamiento por cortante. En la Fig. 9(b) se presentan las deformaciones máximas medidas promediadas entre las dos patas del estribo para los 14 estribos, mientras que en la Fig. 9(c) se representan los esfuerzos correspondientes. La Figura 9(b) muestra cómo el aumento de la carga aplicada dio lugar a un aumento general de las deformaciones de los estribos, donde el máximo se encontró en la región crítica para el diseño a cortante ( $d$  desde los apoyos

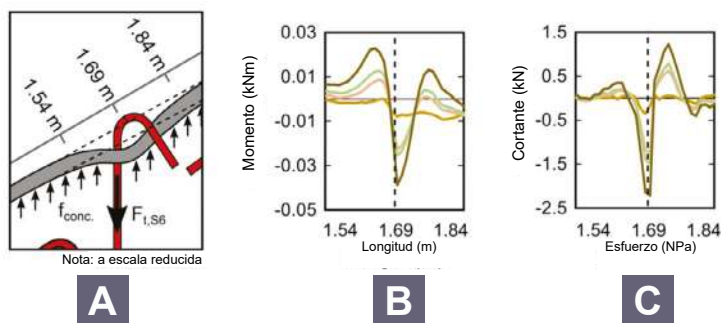


Fig. 8: Impacto de las fuerzas de gancho elevado: (a) esquema de la flexión de la varilla de compresión inducida por el anclaje; (b) momento medido del refuerzo de compresión 20M; y (c) cortante medido del refuerzo de compresión 20M.

y carga puntual según ACI 318). La mayor deformación medida fue en S12 en la etapa de carga ULS ( $P = 828$  kN o 96% de la carga máxima), donde la deformación superó los 16.000 microdeformaciones o el 1,6% de deformación en el tramo a cortante donde se observó la falla por cortante. Las deformaciones más bajas de los estribos se midieron cuando el diagrama de la fuerza cortante se aproximaba a cero o cambiaba de signo en los estribos S2 y S15 cerca de las placas de apoyo y en los estribos S8 y S9 cerca de la placa de carga.

Sin embargo, los niveles máximos de esfuerzo en los estribos muestran una situación diferente, ya que la demanda de esfuerzo en los estribos fue esencialmente constante a lo largo de todo el tramo a cortante. Esto ocurrió porque casi todos los estribos cedieron en la mayoría de los niveles de carga, como se muestra en la Fig. 9(b) y (c), excepto cerca de las regiones perturbadas en los extremos del elemento. Es importante destacar que se observó que los estribos cedían a partir de  $P = 540$  kN (62% de la carga máxima), lo que demuestra claramente que los elementos de concreto reforzado no fallan una vez que el estribo cede por primera vez, lo cual es un error común. Si se considera en sentido medio, la carga adicional aplicada puede resistirse debido al ángulo de rotación del principal campo de esfuerzos de compresión, o con un cortante adicional en la grieta, si se considera localmente en la misma.

Otro hallazgo de la Fig. 9(c) es lo mucho que se incrementaron los picos de esfuerzo para los estribos más cercanos a la carga puntual (S8 y S9), que es una región donde se podría esperar una menor demanda en los estribos ya que se encontraban dentro de una distancia ( $d$ ) de la placa de carga. Sin embargo, debido a que las grietas C4 y C8 giran hacia la carga puntual, las grietas interceptan S8 y S9, causando casi 400 MPa de esfuerzo en condiciones ULS.

Mientras tanto, la acción de sujeción impide que se formen grietas cerca de los soportes de los pernos y los rodillos, lo que explica por qué las deformaciones y los esfuerzos medidos son relativamente menores para S2 y S15.

## Refuerzo con resistencia al cortante y contribución del concreto

Utilizando las mediciones distribuidas sobre la altura de los estribos, se puede cuantificar la resistencia que proporcionan los estribos a lo largo de una grieta ( $V_s$ ). Las  $V_s$  determinadas experimentalmente para ocho grietas a cortante en las vigas JP-1, JP-2 y JP-3 se presentan en la Fig. 10. Las curvas representan las fuerzas del estribo acumuladas que cruzan las grietas a cortante determinadas a partir de las mediciones de deformación DFOS. Por ejemplo, para la grieta JP-3 C1, la curva  $V_s$  se compone de un total de cuatro estribos, donde  $V_s$  es la fuerza total de los estribos S5 a S8. Como era de esperar, el  $V_s$  era aproximadamente cero para las tres vigas antes del agrietamiento a cortante. Pero una vez que se ha producido el agrietamiento a cortante, la  $V_s$  de la mayoría de las grietas no es igual a la fuerza de reacción (están por debajo de la línea 1:1 de la figura). Por lo tanto, algún otro mecanismo debe contribuir a resistir el cortante incluso con cargas bajas aplicadas, es decir, la contribución del concreto  $V_c$ . Sin embargo, en el caso de la fisura JP-2 C1, para algunos niveles de carga la  $V_s$  supera el cortante aplicado. Esto se atribuye a que la parte más plana de la grieta JP-2 C1 requiere esfuerzos de compresión normal suficientemente altos en la interfaz de la grieta para permitir que  $V_s$  supere la fuerza de reacción. En la Fig. 5, estas tensiones normales se denominan  $N_{cr}$  y se puede ver que se prevé que sean comparativamente bajas para esa geometría de grieta.

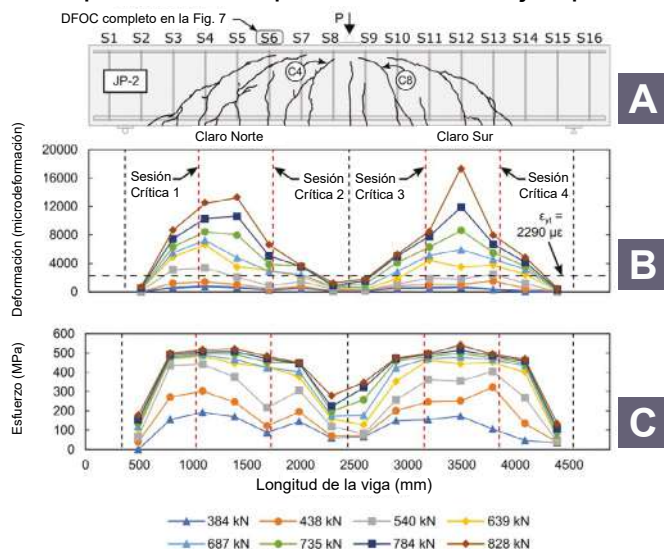


Fig. 9: Demanda máxima del estribo para todos los estribos en JP-2: (a) patrón de agrietamiento para JP-2 en ULS; (b) deformaciones de DFOS; y (c) esfuerzos.

Las diferencias de comportamiento en las curvas  $V_s$  de grieta a cortante entre las tres vigas muestran tendencias interesantes que merecen un análisis más detallado. En general, el cortante resistido por  $V_s$  para JP-1 y JP-2 comienza a estabilizarse a medida que la carga se aproxima al ULS, mientras que JP-3 tiene una respuesta más lineal hasta el ULS. Esto se debió a que los estribos de JP-1 y JP-2 estaban cediendo, como se muestra en las Fig. 7 y 9 para JP-2, y por lo tanto el valor de  $V_s$  era limitado, mientras que para JP-3, el miembro alcanzó su límite elástico por flexión antes de un fallo a cortante, limitando la demanda en  $V_s$ . La figura 10 muestra que inmediatamente después del agrietamiento diagonal, tanto los elementos del concreto como los del estribo ( $V_c$  y  $V_s$ ) contribuyen a la resistencia al cortante. Dado que las curvas  $V_s$  son aproximadamente paralelas a la línea de carga aplicada 1:1, la cantidad de  $V_c$  fue razonablemente constante durante la carga hasta que los estribos empezaron a ceder. En este punto, el plazo  $V_s$  no podría aumentar; por lo tanto, cualquier cortante adicional debió ser resistido sólo por  $V_c$ . Con el tiempo, este mecanismo también alcanzaría un límite, ya que

las cargas más elevadas se asocian a grietas más anchas y a una menor capacidad de interconexión de los agregados, por lo que finalmente las grietas comenzarían a deslizarse sin control: una falla por cortante.

Los valores de  $V_s$  medidos experimentalmente en condiciones ULS de la Fig. 10 se comparan con las predicciones de resistencia a cortante ( $V_n = V_s + V_c$ ) de ACI 318 en la Fig. 11. Para este estudio, todos los factores de seguridad se igualaron a la unidad. Para las tres relaciones de refuerzo al cortante ensayadas, el ACI 318 proporcionó estimaciones razonables, pero bastante conservadoras para  $V_s$ .

Otros métodos de diseño, como el CSA<sup>16</sup> o el "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications",<sup>17</sup> asumen valores más bajos de  $\theta$  y, por tanto, predicen un valor más alto de  $V_s$ , más próximo al comportamiento medio mostrado en la Fig. 11.<sup>10</sup>. La Figura 11 muestra a través de la línea negra que el Código ACI hizo buenas predicciones de la carga de ruptura, donde la relación entre la carga de ruptura del código y la experimental estuvo entre 0.94 y 1.14. Los otros códigos, CSA y AASHTO, ofrecieron predicciones similares de la carga de ruptura cuando la relación entre la carga de ruptura del código y la experimental se situó entre 0.90 y 1.11. Aunque cada método ofreció predicciones  $V_s + V_c$  similarmente buenas, el Código ACI tiene un término  $V_s$  más bajo, lo que significa que también debe tener un valor  $V_c$  más alto que los otros códigos para obtener una suma similar. El reciente descenso del valor de  $V_c$  de los miembros sin estribos en el ACI 318-19 debido al efecto del tamaño podría estar relacionado también con esta diferencia, aunque se requieren más estudios para saber si esto es en general cierto.

## Resumen y principales conclusiones

Este estudio demostró que la detección distribuida es una herramienta útil para desentrañar el enigma del cortante. Los resultados se utilizaron para evaluar el comportamiento del concreto reforzado en comparación con las disposiciones del Código ACI 318 y avanzar en la comprensión de cómo se produce el cortante.

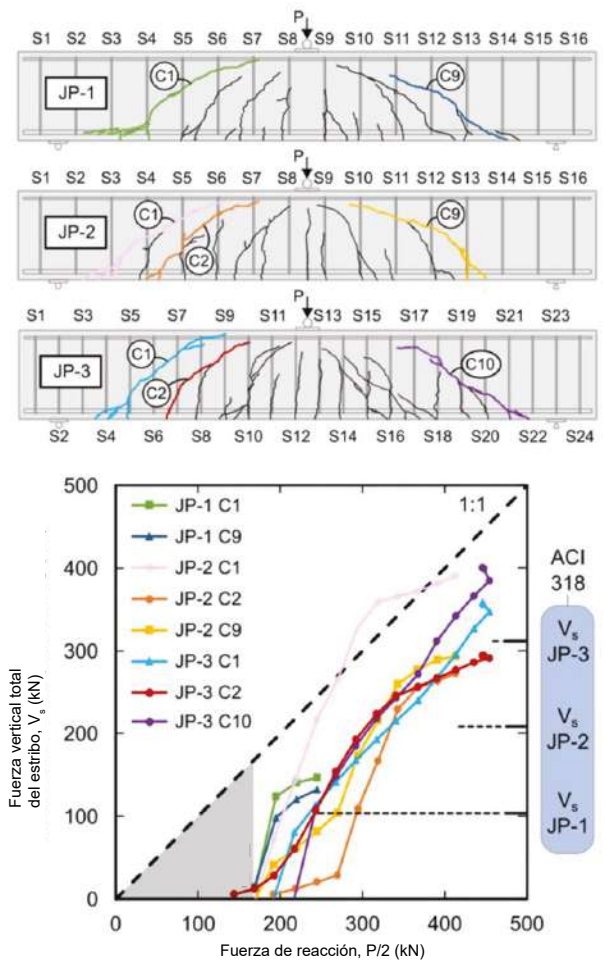
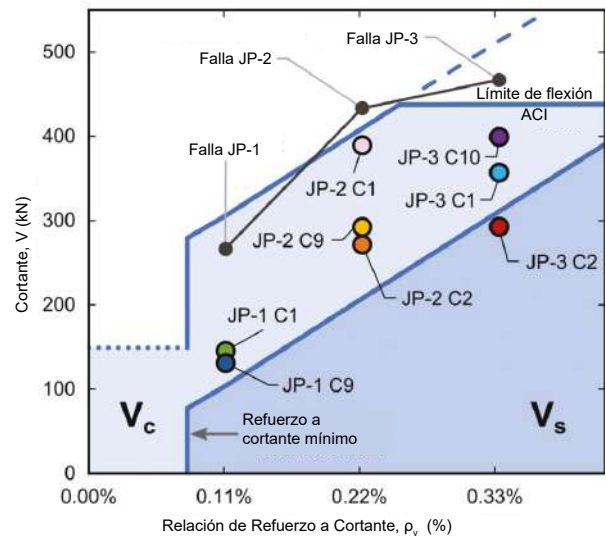


Fig. 10:  $V_s$  medido con carga calculada utilizando las deformaciones DFOS para ocho grietas a cortante de JP-1, JP-2 y JP-3, comparado con las predicciones del Código ACI 318.

Las principales conclusiones de este estudio son:

- Las deflexiones a cortante pueden representar alrededor del 25% de la deflexión total en condiciones de servicio para vigas de transferencia, y hasta el 42% en ULS para miembros que cumplan los requisitos mínimos de refuerzo al cortante de ACI 318;
- Las mediciones distribuidas permiten cuantificar y comprender los mecanismos individuales de transmisión de la fuerza cortante, a saber,  $V_s$ ,  $V_c$  y cortante en la región de compresión ( $V_{comp}$ ). Se demostró que era necesario tener en cuenta la interconexión de los agregados para mantener el equilibrio;

- Los elementos de flexión de concreto reforzado agrietados experimentan una mayor demanda de tensión horizontal en el refuerzo debido al cortante y menores demandas de compresión en la cara de compresión. Estas menores demandas de compresión pueden provocar la formación de grietas en la cara de compresión de flexión cerca de regiones de alta demanda de cortante y bajo momento (por ejemplo, en el apoyo en miembros apoyados de forma sencilla);
- El fallo de un miembro no suele producirse al inicio de la deformación del estribo, ya que el ángulo de rotación del campo de esfuerzo de compresión principal permite resistir un cortante mayor al hacer más eficiente el esfuerzo de compresión principal en el concreto que soporta el cortante; y
- Para la  $V_s$  medida en condiciones ULS, se demostró que el ACI 318 estimaba de forma conservadora la  $V_s$ , mientras que las cargas de ruptura se estimaban dentro del 14% de los valores experimentales.



**Fig. 11:**  $V_s$  medida de las grietas JP-1, JP-2 y JP-3 en condiciones ULS comparada con  $V_s + V_c$  estimada a partir de ACI 318, y carga de ruptura de tres vigas.

## Referencias

1. Belarbi, A.; Kuchma, D.A.; and Sanders, D.H., "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code," Concrete International, V. 39, No. 9, Sept. 2017, pp. 29-32.
2. Kani, G.N.J., "The Riddle of Shear Failure and its Solution," ACI Journal Proceedings, V. 61, No. 4, 1964, pp. 441-468.
3. Collins, M.P., and Mitchell, D., Prestressed Concrete Structures, Response Publications, Toronto, ON, Canada, 1991, 393 pp.
4. Kreger, S.T.; Gifford, D.K.; Froggatt, M.E.; Sang, A.K.; Duncan, R.G.; Wolfe, M.S.; and Soller, B.J., "High-Resolution Extended Distance Distributed Fiber-Optic Sensing Using Rayleigh Backscatter," Proceedings of SPIE, K.J. Peters, ed., V. 6530, Mar. 29, 2007, 10 pp.
5. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Understanding Reinforcement Behavior Using Distributed Measurements of Shear Tests," ACI Structural Journal, V. 118, No. 3, May 2021, pp. 255-266.
6. Stanier, S.A.; Blaber, J.; Take, W.A.; and White, D.J., "Improved Image-Based Deformation Measurement for Geotechnical Applications," Canadian Geotechnical Journal, V. 53, No. 5, Oct. 2016, pp. 727-739.
7. Hoult, N.A.; Dutton, M.; Hoag, A.; and Take, W.A., "Measuring Crack Movement in Reinforced Concrete Using Digital Image Correlation: Overview and Application to Shear Slip Measurements," Proceedings of the IEEE, V. 104, No. 8, 2016, pp. 1561-1574.
8. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Distributed Sensing in Large Reinforced Concrete Shear Test," ACI Structural Journal, V. 116, No. 5, Sept. 2019, pp. 235-245.

9. Sherwood, E.G., "One-Way Shear Behaviour of Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams and Slabs," PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 2006, 598 pp.
10. Poldon, J.J.; Hoult, N.A.; and Bentz, E.C., "Understanding Shear-Resistance Mechanisms in Concrete Beams Monitored with Distributed Sensors," *ACI Structural Journal*, V. 119, No. 6, Nov. 2022, pp. 329-340.
11. EN 1992-1-1, "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Dec. 2004, 227 pp.
12. Poldon, J.J.; Bentz, E.C.; and Hoult, N.A., "Assessing Beam Shear Behavior with Distributed Longitudinal Strains," *Structural Concrete*, V. 23, No. 3, June 2022, pp. 1555-1571.
13. Maekawa, K.; Pimanmas, A.; and Okamura, H., *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, CRC Press, Boca Raton, FL, 2019, 721 pp.
14. Mörsch, E., "Der Eisenbetonbau: seine Theorie und Anwendung," Konrad Wittwer, Stuttgart, Germany, 1908, 376 pp. (in German)
15. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
16. CSA Committee A23.3, "Design of Concrete Structures," Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada, 2019, 301 pp.
17. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," ninth edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2020, 1912 pp.





**Jack J. Poldon**, es ingeniero en formación de RJC Engineers en Toronto, ON, Canadá. Su trabajo de consultoría consiste en el diseño estructural de instalaciones sanitarias, institucionales y deportivas. Obtuvo su licenciatura en ciencias aplicadas en 2017 y su doctorado en 2022, ambos por la Queen's University, Kingston, ON, Canadá.



**Neil A. Hoult** es catedrático del Departamento de Ingeniería Civil de la Queen's University. Sus intereses de investigación incluyen el comportamiento de las estructuras de concreto reforzado y las tecnologías de monitorización para la evaluación de infraestructuras. Obtuvo su licenciatura en ciencias aplicadas y su maestría en ciencias aplicadas en la Universidad de Toronto, ON, Canadá, y su doctorado en la Universidad de Cambridge, Cambridge, Reino Unido.



**Evan C. Bentz**, FACI, es profesor y catedrático asociado de ingeniería civil en la Universidad de Toronto. Es miembro y ex presidente del Comité 365 de ACI, Predicción de vida útil, y miembro del Comité Conjunto ACI-ASCE 445, Cortante y Torsión. Ha recibido el premio Chester Paul Seiss de ACI en 2018 y los premios de diseño de ACI en 2006 y 2017. Recibió su licenciatura en ciencias aplicadas de la Universidad de Waterloo, Waterloo, ON, Canadá, en 1994 y su doctorado de la Universidad de Toronto en 2000.

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Noreste de México

*Título: Una nueva luz sobre el enigma del cortante*



*Traductor:*  
Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez



*Revisor Técnico:*  
Ing. José Abelardo Valdez Aguilar

## せん断の謎に新たな光をあてる

著：Jack J. Poldon, Neil A. Hoult and Evan C. Bentz  
 訳：高津比呂人

本報告では、分布型光ファイバーセンサーとデジタル画像相関法の技術を用いて計測した、せん断補強筋比をパラメータとした梁の実験結果を使って、ACI 規準の仮定とその設計手法について検証を行った。まず、実験の内容について説明し、次に新しいセンサー技術を使って計測した結果からの考察を示し、最後に本実験から得られた知見を示す。

キーワード：ひずみ、補強筋、設計、センサー

### 1. はじめに

100 年を超える鉄筋コンクリートに関する研究にもかかわらず、せん断の正確な耐荷機構についてはまだまだ議論の余地がある。これまでの研究者は、実験により得られた限られた計測データを使って、せん断破壊を根拠づけてきたため、世界中の設計基準において異なる手法でせん断強度が推定されてきた。しかし、分布型センサー、すなわち分布型光ファイバーセンサー（以下、DFOS：Distributed Fiber Optic Sensor）とデジタル画像相関法（以下、DIC：Digital Image Correlation）の出現により、鉄筋コンクリートの挙動を新しいレベルの精度で明らかにし、せん断の謎に答えを見出すことができるようになった。

本報告では、ACI 規準のせん断に関する仮定と設計手法を、新しいセンサーの技術で計測した、せん断補強筋比をパラメータとした梁実験の結果を用いて検証している。まず実験結果を説明した後に、分布型センサーによる計測値とその分析で明らかになったことについて考察する。最後に本実験から得られた知見を示す。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体の設計

本研究では、図 - 1 に示す異なるせん断補強筋比の JP-1、JP-2、JP-3 の 3 体の鉄筋コンクリート梁を用いた。実験は 3 点曲げで実施した。

試験体 JP-1 は、ACI 規準による最小せん断補強筋比をわずかに上回る、せん断補強筋比  $\rho_v = A_v / (b_w \cdot s) = 0.11\%$  ( $A_v$ :せん断補強筋断面積,  $b_w$ :梁ウェブ幅,  $s$ :せん断補強筋ピッチ) の試験体で、10 M (記者註:断面積 100 mm<sup>2</sup>) せん断補強筋を 1 本、300 mm ピッチで配筋しており、引張鉄筋が降伏する前にせん断破壊が先行するよう計画した。

試験体 JP-2 は、 $\rho_v = 0.22\%$  で、10 M せん断補強筋を 2 本、300 mm ピッチで配筋しており、曲げ降伏強度とせん断破壊強度が同等になるように設計した。

試験体 JP-3 は、 $\rho_v = 0.33\%$  でせん断補強筋比が最も

大きく、10 M せん断補強筋を 2 本、200 mm ピッチで配筋し、曲げ降伏が先行し、大きな塑性変形が生じたあとにせん断破壊となるよう設計した。

3 体の梁の寸法は、長さ 4 880 mm、高さ 750 mm、幅 300 mm で同じであるが、せん断補強筋比が異なる。引張鉄筋量も  $\rho = A_s / (b \cdot d) = 1.47\%$  ( $A_s$ :引張主筋断面積,  $b$ :梁幅,  $d$ :梁の有効せい) で同じで、3 本の 35 M (記者註:断面積 1 000 mm<sup>2</sup>) 鉄筋を配筋した。試験体 JP-1 は圧縮鉄筋として 20 M (記者註:断面積 300 mm<sup>2</sup>) を 1 本、試験体 JP-2 と JP-3 は 20 M 鉄筋を 2 本配筋した。

10 M および 35 M 鉄筋の軸引張試験結果を、計測したひずみを後で応力に換算するための Ramberg-Osgood 曲線の係数とともに図 - 1 に示す。20 M 鉄筋の降伏点強度は 430 MPa であった。

コンクリートは 3 体とも同じ配合で、同じ工場から供給されたものである。28 日の目標圧縮強度は 35 MPa で、粗骨材最大径は 19 mm のものを用いた。それぞれの試験体の実験時のシリンダー圧縮試験結果は、JP-1 が 32 MPa、JP-2 が 33 MPa、JP-3 が 46 MPa であった。

#### 2.2 分布型センサー

本研究で採用した分布型光ファイバーセンシング技術は、レイリー後方散乱光による計測方式であり、何メートルもの長さのファイバーにおいて正確に分布ひずみを計測できるため、鉄筋ひずみの検討に適している。DFOS は、直径わずか 8 μm (人間の髪の毛より細い) の光ファイバーケーブルのコアにレーザーを照射し、内

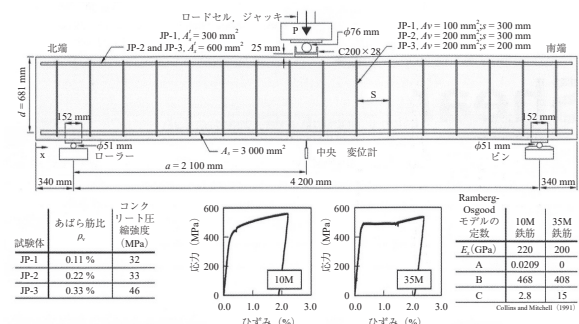


図 - 1 加力装置図と試験体配筋図および材料特性





図 - 2 分散型光ファイバーセンサーの取り付け状況

部の傷に反射して戻ってくる光を計測するものである。ひずみ計測は、センサーのゲージ長や間隔を変えて行うことができ、光ファイバーのコア内で、 $1\mu$ の精度でひずみの計測が可能である。この研究では、 $10\text{ mm}$ のゲージ長と間隔が採用された。3本の梁試験体において、図 - 2に示すように、光ファイバーケーブルをコンクリート打込み前に鉄筋かごに接着した。光ファイバーケーブルは、鉄筋の両縦リブに設置したため、測定値が鉄筋の曲げによる影響を受けるが、計測値を平均することで緩和される。

鉄筋に接着したすべての光ファイバーケーブルとその計測間隔が $10\text{ mm}$ であることを考慮すると、3体の梁の合計で従来のひずみゲージを約 $20\,000$ 個貼り付けたことと同等である。

また、本研究で採用されたDICの技術は、2次元のDICアルゴリズムであり、一連のデジタル画像全体でサブセット(特定のピクセルグループ)の移動を追跡する。サブセットの相対的な動きが決定されると、Houltらの研究によって示されるように、ひび割れ幅とすべり量の計測値を得ることができる。

### 2.3 加力計画

図 - 1に示すように、 $4\,200\text{ mm}$ の梁のスパン中央で加力する3点曲げで実験を行った。したがって、有効せい $d$ は $681\text{ mm}$ なので、せん断スパン比 $a/d$ は $3.1$ となり、スレンダーな梁に分類される。加力は変位制御で行い、 $2000\text{ kN}$ 油圧ジャッキにより、 $1\text{ mm/分}$ の速度で載荷した。DFOSとDICの計測値が記録できるよう、荷重 $50\text{ kN}$ ごとに加力を止めて約 $20$ 分間荷重を保持した。分布型センサーのほかに変位計で加力点直下の変位を計測し、荷重はロードセルで計測した。

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 せん断変形と曲げ変形

3体の梁試験体の荷重( $P$ )とスパン中央の鉛直変位 $\Delta_{Exp}$ の関係を図 - 3(a)~(c)に示す。JP-1とJP-2は脆性的なせん断破壊となり、JP-3は曲げ降伏後に北側の端部で定着破壊した。 $\Delta_{Exp}$ の計測値は、梁中央に設置した変位計の計測値であり、曲げ変形とせん断変形の両方が含まれている。通常、設計者はせん断変形を無視している。分布型センサーでは、曲げ変形成分とせん断変形成分を別々に計測できるので、それらを分離することができる。

DFOSにより計測した主筋のひずみを使って曲げ変形量( $\Delta_{bending}$ )を計算し、DICによる計測値からせん断変形量( $\Delta_{shear}$ )を計算する。主筋の上部と下部に配置したDFOSによる計測ひずみの分布から、長さ方向の曲率分布を計算し、それを2回積分して曲げ変形量を算定する。一方せん断ひずみ( $\gamma$ )は、DICサブセットを、梁の鉛直方向に対して $45$ 度の角度で配置する2つの変位計と同様に配置し、それによって3体の梁の北側のスパンのせん断ひずみ分布を算定した。次に、北側のせん断スパンに沿った平均せん断ひずみにせん断スパン( $a$ )を掛けて、任意の荷重段階のせん断たわみ(ここでは、 $\Delta_{shear} = \gamma \cdot a$ )を求める。

図 - 3(a)~(c)に見られるように、分布型センサーを用いた計算値による梁のたわみの合計( $\Delta_{total, ds}$ )は、梁の中央に設けた変位計の計測値と見た目によく一致している。さらに、載荷荷重が $400\text{ kN}$ に到達するまでは、梁のたわみの合計値は、ほとんどが曲げによるものであることがわかる。これは、梁にせん断ひび割れが発生していないからである。しかし、顕著な斜めひび割れが発生すると、せん断変形量( $\Delta_{shear}$ )は無視できないものとなった。これは、図 - 3(d)に示されるように、常時荷重(常時荷重時をACI規準の強度の推定値の $60\%$ とした場合)では、せん断変形が全体の約 $25\%$ を占めることを意味する。荷重が大きくなると、全体変形量に占めるせん断変形量の割合( $\Delta_{shear}/\Delta_{total, ds}$ )が増加し、終局状態では、試験体JP-1で、最大 $42\%$ となった。

試験体JP-3では、終局状態における全体変形量に占めるせん断変形量の割合が小さくなった。これは、試験体JP-3がせん断破壊しなかったこと、また、せん断補強筋比が大きいいため、せん断応力に対するせん断ひずみが小さくなったことが原因と考えられる。図 - 3から、梁部材全体の変形をモデル化する場合、曲率とせん断ひずみを足して算定すれば良いことがわかるが、多くの部

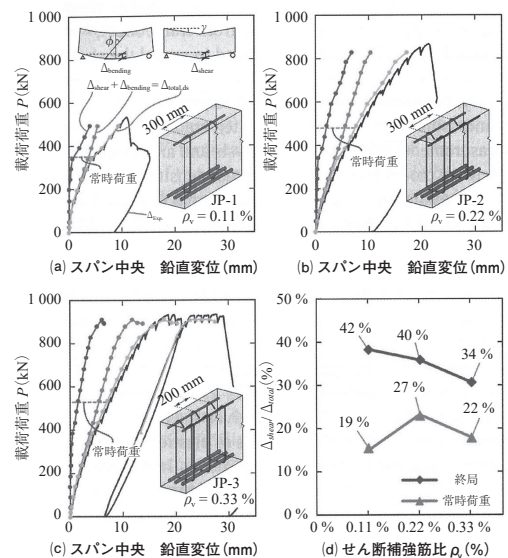


図 - 3 荷重—スパン中央鉛直変位関係 ((a) JP-1, (b) JP-2, (c) JP-3) と (d) 常時荷重時および終局荷重時にせん断変形の占める割合

材設計では、せん断ひずみを無視しているため、変形を過小評価している可能性が高いと結論付けることができる。

### 3.2 せん断伝達機構の構成要素

せん断を理解する上で分布型センサーが真に力を発揮するのは、ダイヤルゲージで計測できることを計測する能力ではなく、加力中に部材の内部で何が起きているかを理解するのに役立つことである。部材の任意の位置で鉄筋の応力とひび割れの挙動を求めることができるため、つり合い条件、適合条件、応力ひずみ関係の基礎原理に基づいた詳細な自由体図を生成することができる。図 - 4 は、 $P = 735 \text{ kN}$  時の試験体 JP-2 の自由体図で、北側スパンに発生したせん断ひび割れ (JP-2 の C2、図 - 9) に沿って切断している。

図に示した鉄筋による力は、数値モデルや規基準の式によるものではなく、分布型センサーにより直接計測したひずみを材料モデルを使って算定した値である。図 - 4 のあばら筋の引張力 ( $F_{t,55}$  と  $F_{t,56}$ ) は、DFOS で計測した 2 本のひずみの計測値から、図 - 1 に示した Ramberg-Osgood モデルの特性値を用いて応力に換算し、その値に鉄筋断面積を掛けて求めた。引張主筋 35 M のひび割れ位置での引張力も同様求めた。

コンクリートの圧縮力 ( $C_c$ ) と圧縮側鉄筋の圧縮力 ( $C_s$ ) は、切断位置での平面保持を仮定して求めた。つまり、ひずみ分布は線形と仮定し、DFOS によって計測した圧縮側および引張側鉄筋のひずみから中立軸深さ ( $c$ ) を決定した。 $C_c$  を決定するにあたって、Eurocode 2 により算定したヤング係数 (31.5 GPa) を用いて、ひずみを応力に変換した。なお Eurocode 2 の値は、短期的なコンクリートの挙動に対して、ACI 規準の式よりも適合性が良いことがわかっている。最後に、ひび割れに垂直に作用する力 ( $N_{cr}$ ) とせん断ひび割れに沿った力 ( $V_{cr}$ ) を、DIC により解析した分布ひび割れ幅およびずれの計測値と、接触密度モデルとして知られる、骨材のかみ合わせモデルを使って計算した。ひび割れ表面での応力に、ひび割れ面積を掛けて荷重に変換した。

分布型センサーによる計測値と材料モデルに基づいた上記の方法で、モーメントでは  $26 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、X 方向で  $-43 \text{ kN}$  の不釣り合いがあったが、平衡状態に近い自由体図が得られた。この不釣り合いの値を、実際の切断面 (北端から  $1.85 \text{ m}$  の位置) でのモーメントと引張鉄筋の引張力 ( $T_s = 888 \text{ kN}$ ) と比較すると、自由体図における不釣り合いの値は約 5% であった。これには、ヤング係数やひび割れに沿って発生する応力の算定値のばら

きの影響が大きいと考えられる。この解析では、曲げ圧縮側のコンクリート部分のせん断力 ( $V_{comp}$ ) が、鉛直方向の他の力とつり合うように設定されているので、y 方向は完全なつり合い状態にある。 $P = 735 \text{ kN}$  において、 $V_{comp}$  は反力 ( $R$ ) の 15% であり、これは Mörsch が 100 年以上前に予測した約 20% という値に近い値である。

構成モデルを変更しない状態で、自由体図が平衡に近い状態であることから、以下の結論がもたらされる。

- 1) 曲げ圧縮領域でのあばら筋の負担せん断力は比較的小さい
- 2) あばら筋のあるこれらのスレンダーな部材の場合、コンクリートの寄与分 ( $V_c$ ) は、ひび割れに沿った骨材のかみ合わせによる応力の積分値と小さな圧縮領域の力の合計値であると考えるのが現実的である
- 3) ひび割れを横切るあばら筋に発生する力が、あばら筋によるせん断力の負担分 ( $V_s$ ) となる

なお、各鉄筋の両側に配置された光ファイバーケーブルによって、あばら筋や主筋の曲げとダウエル効果を評価することができた。これらの力は小さいことがわかったので、図 - 4 には示していない。

上述の主要な結論に加え、図 - 4 の自由体図から得られるもう一つの所見は、曲げ圧縮力と引張力の大きさ由来する。引張力  $T_s = 888 \text{ kN}$  と圧縮力の合計  $C_c + C_s = 625 \text{ kN}$  が等しくないことは明らかである。実際、その差  $263 \text{ kN}$  は、梁の自重の 10 倍であり、計測誤差をはるかに超えている。これが発生する理由として、ひび割れ位置での骨材のかみ合わせによる力によって、せん断力を負担する鉛直成分と同時に、大きな水平成分ももたらされるからである。

しかしながら、ひび割れ位置におけるせん断力がコンクリートの負担せん断力  $V_c$  の主成分ではないと結論付けてはならない。ひび割れに垂直に作用する力 ( $N_{cr}$ ) とせん断ひび割れに沿った力 ( $V_{cr}$ ) を無視できると仮定する場合、x 方向の不釣り合い力は上記で述べた差分  $263 \text{ kN}$  だけ上昇すること、同様にモーメントの不釣り合いも増加することを示しておく。鉛直方向においては、骨材のかみ合わせが無いとすると、圧縮領域でのせん断力負担が反力の 49%、あるいは等価最大せん断応力が  $5.43 \text{ MPa}$  となる。このせん断応力と図 - 4 の軸方向応力を組み合わせたものは斜め圧縮束においてひび割れ応力を超過するが、実験でそのようなひび割れは観察されなかった。したがって、コンクリートによるせん断力負担  $V_c$  がすべて圧縮領域で負担されるという仮定は正しくない。

### 3.3 軸方向の挙動に及ぼすせん断の影響

図 - 4 の自由体において引張力と圧縮力が異なる原因の一つが、これらの領域では曲げだけではなくせん断力も負担していることにある。このメカニズムは、図 - 5 に示した圧縮鉄筋 (上縁) と引張鉄筋 (下縁) において DFOS により計測したひずみにおいて強調される。この図は、試験体 JP-2 で荷重が  $735 \text{ kN}$  の時に、軸方向鉄筋に沿って  $10 \text{ mm}$  間隔で計測した DFOS による計測ひずみを示している。引張鉄筋 (青) および圧縮鉄筋 (緑)

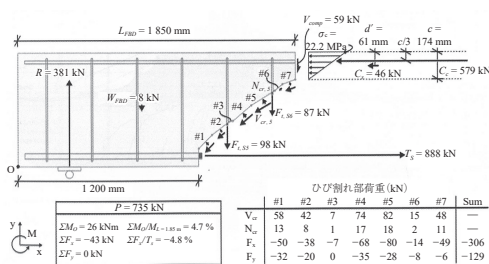


図 - 4 試験体 JP-2 の自由体図 ( $P = 735 \text{ kN}$  時)

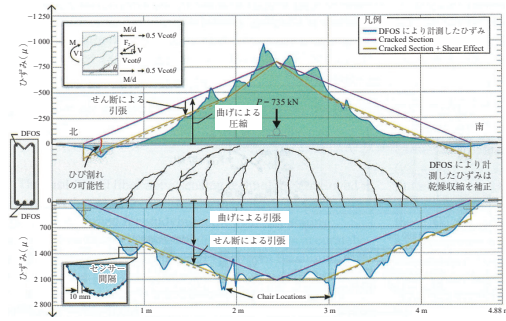


図 - 5 試験体 JP-2 の圧縮・引張鉄筋ひずみ分布 ( $P = 735 \text{ kN}$  時)

の DFOS による計測ひずみを、複数のひび割れ解析に基づく予測値（紫の線と黄の線）と比較している。図 - 5 には同じ荷重時のひび割れ発生状況もあわせて示しており、せん断による斜めひび割れが両側スパンに含まれている。引張鉄筋の DFOS による計測ひずみはテンションステイフィング効果による影響で、梁全長にわたって線形とはなっていない。しかし、DFOS による計測ひずみも、変換されたひび割れ断面推定値“Cracked Section”（紫の線）とも合っていない。一般に、特にスパン中央から離れるほど、引張鉄筋の DFOS による計測ひずみは、“Cracked Section”と書かれたひずみより大幅に大きくなる一方、圧縮鉄筋のひずみは大幅に小さくなる。

モーメントシフトと呼ばれるこの効果は、図 - 5 左上に示す自由体図により説明できる。部材に一連の平行なひび割れが発生しているとすると、部材のウェブに、せん断力を負担するための斜め圧縮場が形成されるが、これによって  $V \cot \theta$  の追加の水平力が発生する。この水平方向の圧縮成分はウェブの中心にあるため、 $0.5V \cot \theta$  の 2 つの水平引張力が、引張鉄筋の位置と曲げ圧縮領域内に発生するとしてモデル化することができる。“Cracked Section + Shear Effect”と書かれた黄色の線の予測値は、曲げだけを考えてときに比べて、DFOS による計測ひずみデータにより近いものとなった。したがって、断面上部と下部での水平方向の曲げ荷重の違いが、骨材のかみ合わせ応力によって引き起こされるという議論は、話の一部にすぎない。局所的には、ひび割れ位置での骨材のかみ合わせによって引き起こされるが、平均で見ると、部材がせん断によって斜めにひび割れていると仮定するだけで、せん断応力から直接導き出すことも可能である。このような証拠の積み重ねは、本論の検証が正しい方向に向かっていることを示唆している。

“Cracked Section + Shear Effect”の予測値の重要なパラメータは、主圧縮応力の傾き ( $\theta$ ) である。図 - 5 の  $\theta$  は、ACI 規準のせん断設計において推奨している  $45^\circ$  とした。別の手法として、DFOS 引張鉄筋ひずみに“Cracked Section + Shear Effect”の予測値を当てはめ、実験的に斜め主圧縮応力の平均角度を決定する方法がある。この方法を、図 - 5 の黄色の破線で示したデータに適用すると、図 - 5 の  $P = 735 \text{ kN}$  において、 $\theta$  は北側スパンで  $28^\circ$ 、南側スパンで  $31^\circ$  となった。これは、規基準に示された方法を改良する可能性を示唆するもの

であり、今後さらなる検討を進める。

せん断ひび割れによるもう一つの結論は、圧縮側の  $0.5V \cot \theta$  成分が、曲げモーメントが小さい支点位置の梁の上端鉄筋の位置で予測においても、実測においてもひずみが減少することである。図 - 5 に示すように北側の支点位置で、圧縮鉄筋のひずみがコンクリートのひび割れひずみを上回る箇所が存在し、ひび割れが発生していると考えられるが、小さすぎて確認ができなかった。このことは、設計上、曲げだけなら補強が不要と思われる箇所でも、補強が必要になるという興味深い考察につながる。

### 3.4 あばら筋の挙動

せん断の謎を解き明かすもう一つの鍵は、ACI 規準における  $V_s$  の項を評価するため、あばら筋の挙動について理解することである。試験体 JP-2 のあばら筋 S6 における DFOS で計測したひずみを図 - 6 (b) に示す。あばら筋 S6 は、梁の北端から  $1.69 \text{ m}$  の位置にあり、数本のせん断ひび割れが S6 を横切っている（図 - 6 (a)）、高さ方向のひずみ分布のピークの値の位置が図には示されている。DFOS による計測ひずみの結果から、あばら筋のひずみが部材の高さ方向にわたって大きく変動していることが明らかとなった。したがって、一枚のひずみゲージだけの測定では、ひび割れの位置にひずみゲージがあるとは限らないので、最大ひずみを測定するには不十分であることがわかる。

一方、あばら筋の応力を図 - 6 (c) に示す。あばら筋の応力分布は、ひずみに比べて、高さ方向により一様な分布となっており、特に最も荷重の大きいレベルで ( $735 \text{ kN}$  と  $828 \text{ kN}$ )、部材の上部付近でせん断ひび割れが交差している部分でそれが顕著であった。これはあばら筋が降伏すると想定される終局限界状態での、ACI 規準でのあばら筋の負担せん断力の規定と一致する。また、図 - 6 (c) から明らかなように、あばら筋上端フック付

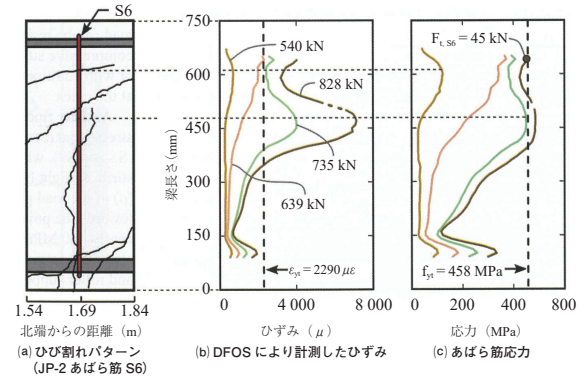


図 - 6 あばら筋ひずみと応力（試験体 JP-2 の S6）

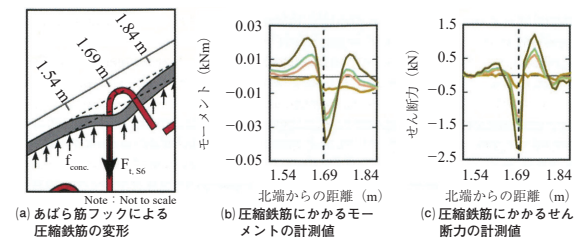


図 - 7 あばら筋のフックにかかる力

近の荷重が大きく、終局限界状態で 45 kN (降伏の 98%) に相当していることがわかる。これは、135° のあばら筋のフック部分が、部材の曲げ圧縮側にあり、曲げひび割れの無いコンクリート内部にあるのにも関わらず、その要求値が高いことを意味している。JP-1, JP-2, JP-3 試験体の多くのおあばら筋でこの徴候がみられ、斜めせん断ひび割れがあばら筋の上部付近を横切っている、ひび割れの発生しない曲げ圧縮領域でも、あばら筋を適切に配筋することの重要性が示された。

これらのフックにかかる大きな力の影響は、曲げ圧縮側の鉄筋ひずみにも見られ、図 - 7(a) に示すように、フックの定着力で曲げが生じている。図 - 7(b) で観測された曲げから、関連するせん断力図が書け、あばら筋のフックによって圧縮鉄筋に伝達するせん断力の合計の概算値は図 - 7(c) のピーク点から、一番低いところの差となる。終局限界状態で約 4 kN というせん断力は、図 - 6(c) のあばら筋の上部で計測された 45 kN という引張力と比較すると小さいが、これは複雑なせん断挙動を理解し、実際に定量化するという点で、分布型センサーが持つ潜在力を示すものである。

図 - 6 では一つのおあばら筋の DFOS 計測値を示したが、図 - 8 はせん断ひび割れ発生後の荷重における、試験体 JP-2 のすべてのあばら筋の最大値の分布を示したものである。同じ断面にある 2 本のおあばら筋の、最大ひずみの平均値の分布 (14 組) を示したものが図 - 8 (b) で、それを応力に換算したものが図 - 8 (c) である。図 - 8 (b) から、荷重を増加させるとあばら筋のひずみが増加し、せん断の設計においてクリティカルとなる領域 (ACI318 で示される支点と加力点から  $d$  離れた位置) で最大となっていることがわかる。最もひずみが大きかったのは、終局限界状態の荷重段階 ( $P = 828$  kN, ピーク荷重の 96%) での S12 であり、せん断破壊が観測されたせん断スパンにあり、 $16000 \mu$  (1.6%) を超えるひずみを計測した。最も小さいひずみは、支点に近い S2 と S15, および加力点に近い S8 と S9 の、せん断力がゼロに近づくか、符号が切り替わるところで計測された。

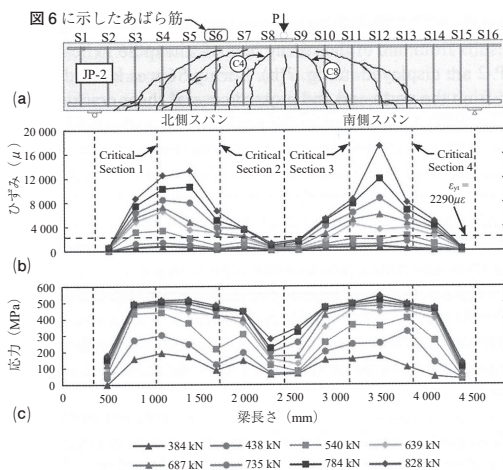


図 - 8 試験体 JP-2 の (a) 終局荷重時ひび割れ発生状況およびあばら筋 (b) ひずみ分布と (c) 応力分布

一方、あばら筋の最大応力は、せん断スパン全体にわたって実質的に一定であるという異なる結果を示している。これは、図 - 8 (b), (c) に示すように、あばら筋が、部材端部の領域を除いて、ほとんどの荷重レベルにおいてほぼ降伏していたためである。重要なことは、 $P = 540$  kN (ピーク荷重の 62%) の時点であばら筋が降伏していることが確認されたことであり、一般的には誤解されているが、あばら筋が降伏しても鉄筋コンクリート部材は破壊しないということが明確に示されたことである。あばら筋降伏後の荷重に対しては、部材全体で考えれば、主圧縮応力場の回転によって抵抗し、局所的に考えれば、ひび割れ面におけるせん断伝達によって抵抗することができる。

図 - 8 (c) からもうひとつわかることは、載荷点に近いあばら筋 (S8 と S9) で、どれだけ最大応力が増加したかということである。S8 と S9 は載荷点から  $d$  の範囲にあり、あばら筋のひずみは小さいと予想される領域内にある。しかし、ひび割れ C4 と C8 が載荷点に向かうため、S8 と S9 をひび割れが横切り、終局限界状態では 400 MPa に近い応力が発生した。一方、ピンやローラー支持部では、ひび割れが発生しないため、計測されたひずみや応力が S2 と S15 で相対的に低くなっている。

### 3.5 せん断補強筋とコンクリートの寄与

あばら筋の高さに沿った分布型センサーの計測値を用いて、せん断ひび割れに沿って生じるせん断補強筋の抵抗 ( $V_s$ ) を定量化することができる。試験体 JP-1, JP-2 および JP-3 の 8 つのせん断ひび割れに対して、実験で得られた  $V_s$  を図 - 9 に示す。図に示す曲線は、DFOS による計測ひずみから決定された、せん断ひび割れを横切るあばら筋の負担荷重の累積値を表している。例えば、試験体 JP-3 の C1 ひび割れの場合、 $V_s$  の曲線は、S5 から S8 の 4 本のおあばら筋の合計値となる。予想どおり、せん断ひび割れ発生前には、3 体の試験体とも  $V_s$  の値はほぼゼロであった。しかし、せん断ひび割れが発生したあと、ほとんどのひび割れの  $V_s$  は反力とは等しくならない (図の 1:1 のラインより下にある)。したがって、荷重が小さい場合でもせん断に抵抗するほかのメカニズム、つまりコンクリートの寄与 ( $V_c$ ) があるということになる。ただし、試験体 JP-2 の C1 ひび割れでは、いくつかの荷重レベルで加えられたせん断力を超えている。これは、C1 のひび割れが水平に分布している部分において、ひび割れ界面に対して垂直に作用する高い圧縮応力が発生したことで、反力を超過したと考えられる。図 - 4 では、これらの応力が  $N_{cr}$  と定義されており、図 - 4 のような斜め方向ひび割れの形状では比較的低い応力が予測されていることがわかる。

3 体の試験体間のせん断ひび割れの  $V_s$  曲線の挙動の違いは、詳しく調べる価値のある興味深い傾向を示している。一般に、試験体 JP-1 と JP-2 の  $V_s$  で抵抗するせん断力は、終局限界状態に近づくにつれて、横ばいになり始めるが、試験体 JP-3 では、終局限界状態までより直線的な応答になっていることがわかる。これは、試験体

JP-2の図-6や図-8に示されるように、試験体JP-1とJP-2ではあばら筋が降伏したため、 $V_s$ の値が上限に達したのに対して、試験体JP-3では、せん断降伏する前に曲げ降伏に達したためである。図-9から、斜めひび割れ発生直後に、コンクリートとあばら筋成分( $V_c$ と $V_s$ )の両方がせん断抵抗に寄与することがわかる。 $V_s$ の曲線が、載荷荷重と反力との関係の1:1の線とほぼ平行であることを考えると、 $V_c$ はあばら筋が降伏し始めるまでほぼ一定であったと考えられる。あばら筋降伏の時点で、 $V_s$ はそれ以上増加することができないので、追加のせん断抵抗は $V_c$ のみによってなされたに違いない。また、荷重が大きくなると、ひび割れ幅が大きくなり、骨材のかみ合わせ作用が小さくなるため、このメカニズムも限界に達する。最終的にひび割れが制御不能にすべり始めるせん断破壊が発生する。

図-9に示した、終局限界状態での実験値 $V_s$ とACI規準によるせん断強度の推定値( $V_n = V_s + V_c$ )の比較を図-10に示す。この研究では、すべての安全率が1と

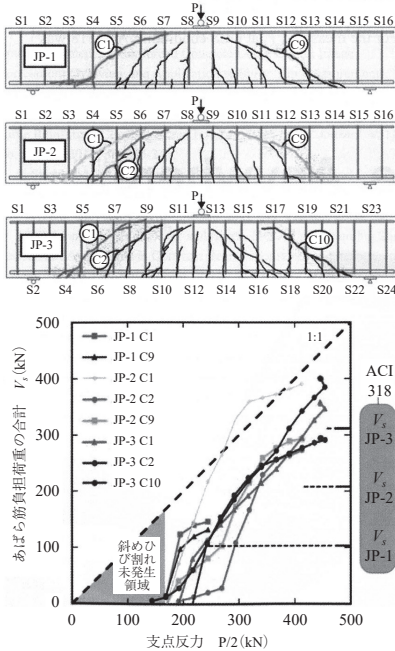


図-9 試験体JP-1, 2, 3の8本のひび割れに対する $V_s$ の計算値と実験値(DFOSによる計測ひずみより算定)の比較

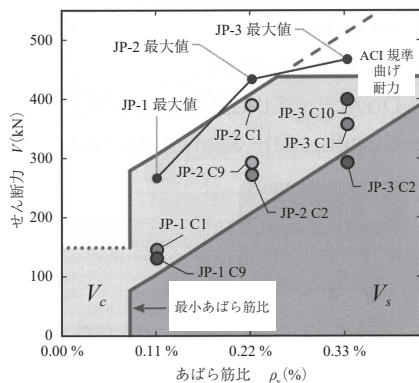


図-10 試験体JP-1, 2, 3の8本のひび割れに対する終局荷重時の $V_s$ の実験値とACI規準による計算耐力

なった。実験を行った3体のせん断補強筋比について、ACI規準は $V_s$ に関して合理的だがかなり安全側の推定値を示した。CSA(訳者註:カナダの規格)やAASHTO(訳者註:米国の橋梁設計示方書)などの他の設計法では、ACI規準に比べて $\theta$ の値を低く想定しているため、 $V_s$ の値が大きくなり、図-10の平均的な挙動に近くなると予測される。図-10より、ACI規準は破壊荷重を精度よく予測できることがわかり、その実験値との比は0.94から1.14の間であった。CSAとAASHTOでは、実験と計算値の比が0.90から1.11の間で、同様の予測精度であった。各方式とも $V_s + V_c$ の予測値はほぼ同じであったが、ACI規準では $V_s$ の値が小さく、同じような合計値となるためには、ほかの規準よりも $V_c$ の値が大きくなる必要があることを意味している。最近のACI規準の2019年の改定で、あばら筋の無い部材の $V_c$ の値を寸法効果により低下させているのは、この違いも関係していると思われるが、その妥当性を確認するためには、さらなる研究が必要である。

#### 4. まとめ

この研究で、分布型センシングがせん断の謎を解明するための有用なツールであることを示した。ACI規準と比較して、鉄筋コンクリートの挙動を評価し、せん断力がどのように伝達するのか理解を深めるために計測結果を使用した。主な結果は以下のとおりである。

- ・せん断たわみは、常時荷重時に全たわみの約25%を占め、ACI318の最小せん断補強筋比の要件を満たす部材において、終局限界状態で最大42%にもなる。
- ・分布型センサーによる計測で、 $V_s$ 、 $V_c$ および圧縮領域でのせん断( $V_{comp}$ )という個々のせん断力伝達機構を定量化し、理解することができる。平衡状態を維持するためには、骨材のかみ合わせを考慮する必要があることが示された。
- ・ひび割れの入った鉄筋コンクリートの曲げ部材では、せん断により鉄筋の水平方向の引張力が増加し、圧縮側では圧縮力が減少する。この圧縮力の低下により、せん断力が大きくモーメントが小さい領域(例えば、単純支持部材の支点位置)の近くの曲げ圧縮面にひび割れが発生することがある。
- ・主圧縮応力場の角度が回転することによって、せん断を伝達するコンクリートの主圧縮応力が効率的になり、より高いせん断力に抵抗できるため、通常はあばら筋降伏の開始時に部材の破壊が生じることはない。
- ・終局限界状態で計測された $V_s$ について、ACI規準では過小評価されているが、破壊荷重については実験値の14%以内で推定された。

原典

Jack J. Poldon, Neil A. Hoult, and Evan C. Bentz: Shining a New Light on the Riddle of Shear, Concrete International, Vol.45, Issue 2, pp.17-25, 2023.2

【2023年3月22日受付】