

Impact of Reinforcement Type on Control of Drying Shrinkage Cracking of Concrete Under Restraint

by Emmanuel K. Attiogbe

In a slab-on-ground, evaporation results in moisture gradients, leading to tensile strains that peak at the exposed surface. Reinforcement used to hold control joints or cracks together will further add to the tensile strains and may cause intermediate cracks to develop between joints.¹⁻³

Various types of reinforcement are commercially available for control of shrinkage cracking of concrete, such as conventional steel reinforcement, which consists of steel bars or welded-wire reinforcement (WWR), fiber-reinforced polymer (FRP) bars, steel fibers, and synthetic macrofibers. For each reinforcement type, available products have different geometries, including different surface characteristics, which would impact the bond strength between the reinforcement and the concrete.

It is beneficial to evaluate these various reinforcement types to determine their relative performance in controlling the restrained shrinkage cracking behavior of concrete. This is of particular interest because reinforcements such as synthetic macrofibers and FRP bars provide a lower carbon footprint than conventional steel reinforcement.⁴⁻⁹ This article reviews two sets of published test data on restrained shrinkage cracking of slabs-on-ground and provides an analysis to identify a reinforcement parameter that can be used to compare the performance of various reinforcement types.

Performance of Test Slabs

Studies have been undertaken to evaluate the performance of conventional steel reinforcement, steel fibers, synthetic (polypropylene [PP]) macrofibers, and glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars when used to control restrained shrinkage cracking.^{2,10-12}

Conventional steel reinforcement, steel fibers, and synthetic macrofibers

In a study by Fortin,¹⁰ part of which was also reported by Bissonnette et al.,² 75 mm (3 in.) thick restrained test slabs with control joints were cast on a plastic sheet placed over a moist sand bed in a controlled environment and monitored for shrinkage, curling, joint opening, and cracking over a duration of 1 year. The concrete mixtures were designed to have a high level of drying shrinkage of about 0.09% at 28 days to magnify the response of the slabs and shed light on the restrained shrinkage phenomena. Furthermore, to magnify the response of the slabs, the joint spacing of 3 m (10 ft) used for the 75 mm thick slab was larger than the 1.8 m (6 ft) joint spacing that would meet ACI 360R-10³ recommendations with respect to the ratio between slab thickness and joint spacing.

Selected slabs were cast with concrete containing shrinkage-reducing admixture (SRA) at 1.0% by weight of cementitious content for a drying shrinkage of about 0.04% at 28 days. In addition to a plain concrete slab (no reinforcement), slabs were constructed using WWR at reinforcement ratios ρ of 0.08% and 0.23%, steel fibers at a volume fraction V_f of 0.17%, and PP macrofibers at a V_f of 0.75%. The WWR was continuous through the joints. The slab containing the steel fibers also had 0.10% by volume of PP macrofibers for plastic shrinkage crack control.

Surface profiles for the normal-strength concrete test slabs^{2,10} are presented in Fig. 1(a) to (e) and show the curling heights at the joints in each slab. The figures show that only the slab with WWR at $\rho = 0.23\%$ (Fig. 1(c)) developed a midpanel crack (after 47 days of drying), and subsequently curled at the midspan, during the 1-year duration of testing.

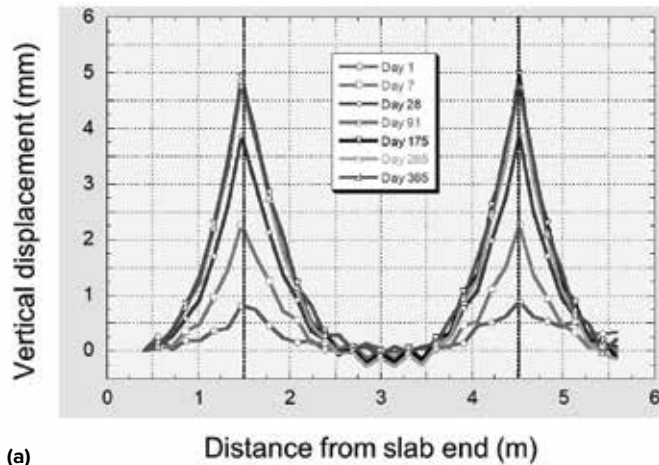
The width of the midpanel crack or macrocrack was about 0.625 mm (0.025 in.).¹⁰ This cracking with steel reinforcement, which has a high modulus of elasticity E_r and a relatively high value of ρ for the slab, indicates that the

curling stress is increased by the reinforcement.¹ Therefore, a reinforcement stiffness parameter or ratio that accounts for the magnitudes of E_r and ρ could be effective for comparing the performance of various reinforcement types in controlling restrained shrinkage cracking behavior of concrete elements.

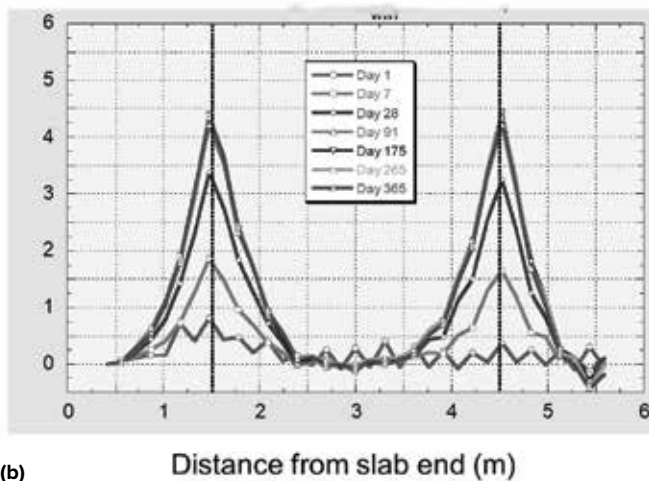
Reinforcement stiffness ratio: From a shrinkage-based analysis performed by Miltenberger and Attiogbe,¹ in which the strain gradient in the slab is assumed to be linear and the reinforcement is assumed to be distributed throughout the thickness of the slab, the tensile stress in the concrete induced by reinforcement σ_{rr} can be expressed as

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \rho E_r \varepsilon_{nt} \quad (1)$$

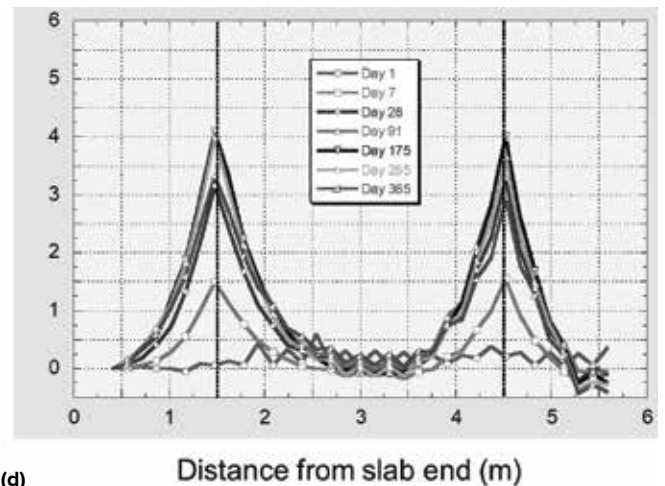
where ε_{nt} is the net shrinkage strain at the surface of the concrete slab; hence, $1/2\varepsilon_{nt}$ is the average strain in both the concrete and the reinforcement, given a linear strain distribution with no shrinkage at the bottom of the slab. Taking E_e as the creep-adjusted modulus of elasticity or



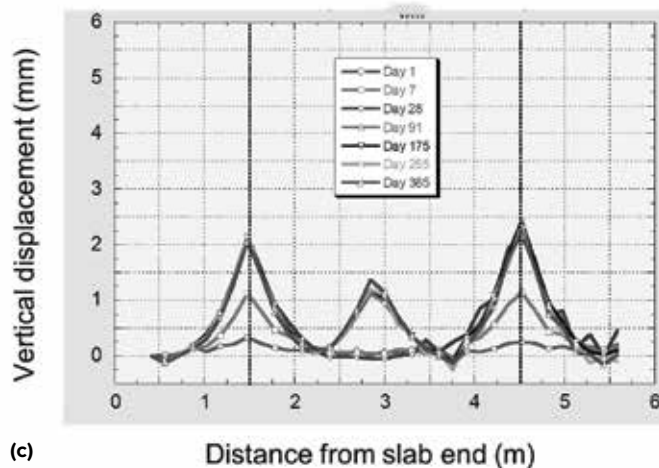
(a)



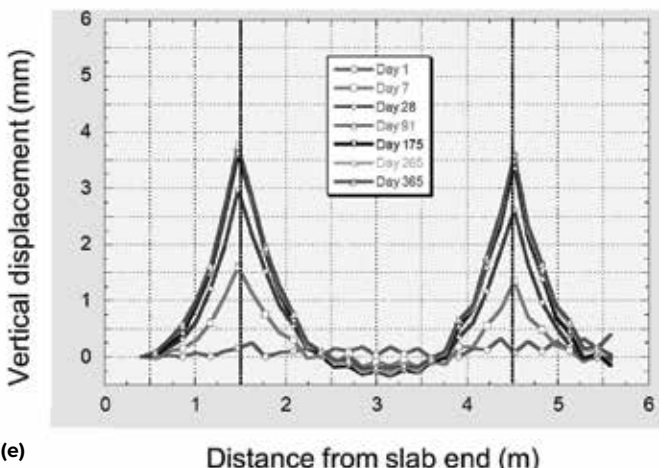
(b)



(d)



(c)



(e)

Fig. 1: Slab surface profiles: (a) plain concrete with no midpanel cracking; (b) WWR (steel) at $\rho = 0.08\%$ and no midpanel cracking; (c) WWR (steel) at $\rho = 0.23\%$ and midpanel cracking; (d) PP macrofiber with $V_f = 0.75\%$ and no midpanel cracking; and (e) steel fiber with $V_f = 0.17\%$ and no midpanel cracking (from References 2 and 10) (Note: 1 mm = 0.04 in.; 1 m = 3.3 ft)

effective modulus of elasticity of the concrete at macrocracking and n_e as the effective modular ratio E_r/E_e , Eq. (1) can be expressed as Eq. (2) in terms of a reinforcement stiffness ratio ρn_e

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \varepsilon_{nt} E_e (\rho n_e) \quad (2)$$

The value of E_e to use in calculating a value for n_e is obtained by accounting for the effect of tensile creep on the modulus of elasticity of the concrete under the gradually increasing restrained shrinkage stresses.¹³ Equation (2) shows that at fixed values of ε_{nt} and E_e at cracking for a given concrete, the higher the value of ρn_e , the higher the restraining force or tensile stress induced in the concrete by the reinforcement. This implies that a sufficiently low value of ρn_e is required for reinforcement not to cause midpanel cracks to develop in the concrete element at early ages, as indicated by the steel-reinforced slab with a lower ρ value of 0.08%, whose surface profile is shown in Fig. 1(b).

The value of ρn_e can be determined for fiber-reinforced concrete elements as well by noting that ρ is related to V_f through the fiber orientation factor α ¹⁴

$$N_1 A_f = \rho = \alpha V_f \quad (3)$$

where N_1 is the number of fibers per unit of cross-sectional area of the concrete; and A_f is the cross-sectional area of a fiber. For rigid (steel) fibers, α is 0.521.¹⁴ For non-rigid fibers, such as synthetic macrofibers, α for rigid fibers is modified by a folding effect factor,¹⁵ which accounts for the tendency of non-rigid fibers to be bent. The folding effect factor quantifies the projected length of the fiber as the effective fiber length, and it impacts the number of fibers across a given cross-sectional surface of the concrete. The average of the two-dimensional (2-D) and three-dimensional (3-D) orientation factors has been recommended as an approximation for the actual fiber orientation factor.^{14,16} Given that the folding effect is likely to be somewhat different for different synthetic macrofibers, a value of 0.856 is taken as an approximate

value¹⁵ for the various commercially available products.

Multiplying the α value of 0.521 for steel fibers by the folding effect factor of 0.856 results in an α value of 0.446 for synthetic macrofibers in Eq. (3). As such, ρn_e , which accounts for both the reinforcement ratio and the modulus of elasticity of the reinforcement relative to the creep-adjusted modulus of elasticity of the concrete, can be quantified for various reinforcement types. For each of the various commercially available synthetic macrofibers, it would be beneficial to determine a representative value for α through fiber counts on cross sections of concrete specimens and applying Eq. (3).

Slab performance and ρn_e values: The reinforcement properties for the concrete test slabs without SRA, whose surface profiles are presented in Fig. 1(a) to (e), as well as the condition of the slabs with respect to curling height, joint opening, and cracking, are summarized in Table 1. The average curling height and joint opening data shown in Table 1 for the two joints in each slab are after 90 days of testing. For the concrete used in these slabs, the 28-day compressive strength is 30 MPa (4350 psi). At this level of concrete strength, the tensile creep coefficient at cracking C_r is taken to have a value of 1.50¹³ and, hence, E_e is calculated to be 11.8 GPa (1710 ksi) for a modulus of elasticity of 29.5 GPa (4280 ksi). Table 1 shows that the only slab that developed a macrocrack had the largest value of ρn_e of 3.90%, which, per Eq. (2), indicates the highest level of stress induced by the reinforcement relative to the stress levels in the other slabs that did not crack. However, Table 1 and Fig. 2 show that, in general, the smaller the value of ρn_e , the larger the curling height and the joint opening. This implies that while the development of a macrocrack or intermediate crack may be mitigated if the value of ρn_e is relatively low, the tightening of joints may be compromised. Curling heights below 6 mm (0.25 in.) in low-traffic areas or under storage racks are generally acceptable,¹⁷ but in high-traffic areas, curling height should be no more than about 0.5 mm (0.020 in.).¹⁸ Joint (or crack) openings below 0.3 mm (0.01 in.) are generally acceptable.¹⁷ Therefore, adequate reinforcement would entail a

Table 1:

Reinforcement properties and amount, curling height, joint opening, and status of midpanel cracking (macrocracking) for the test slabs (28-day drying shrinkage = 0.09%)

Reinforcement type	E_r , GPa	$n_e = E_r/E_e^*$	ρ (V), %	ρn_e , %	Curling height at joint, mm	Joint opening, mm	Age at cracking (macrocracking), days
WWR (steel)	200	16.95	0.08	1.36	4.22	1.35	None
			0.23	3.90	2.26	0.78	47
Steel fibers	210	17.80	0.09 (0.17)	1.60	3.50	1.20	None
PP macrofibers	10	0.85	0.33 (0.75)	0.28	4.04	1.32	None
None (plain concrete)	—	—	0.00	0.00	4.77	1.61	None

* $E_e = 11.8$ GPa

Note: 1 GPa = 145 ksi; 1 mm = 0.04 in.

level of reinforcement at a value of ρn_e that is sufficiently low enough to minimize the likelihood of macrocracking but is sufficiently high enough to enable curling height and joint (or crack) opening to be at acceptable levels.

It should be noted that the dosage of 0.17% by volume for the steel fiber evaluated was below the typical dosage range of 0.25 to 0.50% for steel fibers,³ but the fiber reinforcement at a ρn_e value of 1.60% was able to mitigate midpanel cracking (refer to Fig. 1(e)), while the curling height and joint opening of the slab were both about 54% higher than those for the WWR-reinforced concrete slab that developed an intermediate crack at a ρn_e value of 3.90%. Both curling height and joint opening would be expected to be lower at a steel fiber dosage within the typical dosage range and at a joint spacing that meets ACI 360R-10 recommendations. The dosage of 0.75% by volume for the evaluated PP macrofibers was toward the high end of the dosage range for such fibers, which is 0.25 to 1.0%.³ While the macrofiber reinforcement at a ρn_e value of 0.28% mitigated midpanel cracking, the curling height and joint opening of the slab were 79% and 69%, respectively, higher than those of the WWR-reinforced concrete slab with a ρn_e value of 3.90%. As in the case of the steel fibers, curling height and joint opening achieved with the PP macrofibers would be lower at a joint spacing that meets ACI 360R-10

recommendations. Differences in surface characteristics of various synthetic macrofibers, which would imply differences in bond strength between the fibers and concrete, would impact the relative performance of the fibers in controlling restrained shrinkage cracking behavior of concrete elements. In addition, at equal volume fractions, the relative performance of the macrofibers would be impacted by differences in the folding effect of the fibers and, hence, by differences in fiber orientation on cross sections of the concrete.

The plain concrete slab did not develop an intermediate crack, but as seen in Table 1 and Fig. 2 (for $\rho n_e = 0$), the curling height and the joint opening were the largest among the slabs tested. Such relatively high levels of curling height and joint opening would negatively impact the serviceability, durability, and aesthetics of the plain concrete slab, which is the reason some adequate level of reinforcement that is continuous through the joints is often used to hold the joints tight at acceptable levels of curling height and joint (or crack) opening. The lack of intermediate cracking in the plain concrete slab compared with cracking of the slab with $\rho n_e = 3.90\%$ ($\rho = 0.23\%$) emphasizes the effect a relatively high amount of conventional steel reinforcement has on causing intermediate cracking when it is continuous through the joints while it holds joints tight. Such cracking could negatively



TURN ENVIRONMENTAL PROMISES INTO **PROOF.**

NEU's Validation/Verification Program is your opportunity to prove your environmental claims.

With NEU's mark of assurance, your technology gains the trust it needs to stand out in a competitive market.

Build credibility with NEU's Validation/Verification Program. **Apply today.**



impact the serviceability, durability, and aesthetics of the reinforced concrete slab; hence, it is important to understand what an adequate level of reinforcement is for each reinforcement type. In this regard, when ACI 360R-10 recommendations with respect to the ratio between slab thickness and joint spacing are followed, the provision of reinforcement to keep joints tighter without the likelihood of causing intermediate or out-of-joint cracking would need to consider a level of reinforcement at a sufficiently low value of ρn_e . A level of reinforcement at a ρn_e value that is higher than necessary means the joint is over-reinforced, which makes out-of-joint cracking highly likely. The test data in Table 1 indicate that at typical reinforcement ratios and fiber dosages at which the values of ρn_e are sufficiently low, the likelihood of macrocracking would be minimized. In addition, curling height and joint opening would be reduced with lower-shrinkage concrete, which can be achieved using SRA.¹⁰

The SRA-treated concrete slabs in the reported study, none of which developed an intermediate crack, were the unreinforced slab and those reinforced with PP macrofibers at $V_f = 0.75\%$, steel fibers at $V_f = 0.17\%$, and WWR at $\rho = 0.23\%$. Figures 3(a) and (b), respectively, show curling height and joint opening plotted against values of ρn_e for the slabs with or without SRA-treated concrete. Note in the figures that ρn_e for the SRA-treated concrete slabs are slightly smaller than the corresponding values for the slabs without SRA. This is because the value of E_c for the SRA-treated concrete (13.1 GPa [1900 ksi]) is slightly larger than the value for the concrete without SRA (11.8 GPa [1710 ksi]), which is due to a lower tensile creep coefficient when SRA is used.¹³ SRA reduced curling height by 28 to 48% and joint opening by 32 to 52%. The figures show that concrete containing SRA with reinforcements at low values of ρn_e (0.0 to 1.42%) achieved curling heights and joint openings that were approximately the same as those achieved by concrete without SRA that had conventional steel reinforcement at the higher value of ρn_e of 3.90%. Therefore, using low-shrinkage concrete with reinforcements at low ρn_e would enhance the likelihood of avoiding macrocracking and reduce curling height and joint opening.

Conventional steel reinforcement and GFRP bars

A second study that evaluated the performance of 150 mm (6 in.) thick slabs reinforced with conventional steel bars and GFRP bars is also considered.^{11,12} Six jointless restrained slabs were constructed over plastic sheets, with three slabs placed indoors and three placed outdoors. The two sets of three slabs were reinforced with conventional steel bars at $\rho = 0.17\%$ and with GFRP bars at $\rho = 0.19\%$ and $\rho = 0.11\%$. The slabs were monitored, and detailed mapping of microcrack patterns was carried out, along with measuring crack lengths and widths. For the three slabs in the controlled indoor environment that were cast with concrete having a 28-day drying shrinkage of 0.05%, the steel-reinforced slab developed a macrocrack (crack width > 0.3 mm) after 126 days of drying, whereas the

two GFRP-reinforced slabs did not develop any macrocracks during the 209 days of testing. The cracking tendency observed in these slabs is primarily attributed to the development of curling stresses from differential drying, as curling stresses would dominate over linear shrinkage stresses because of low restraint at the base of the slabs due to the

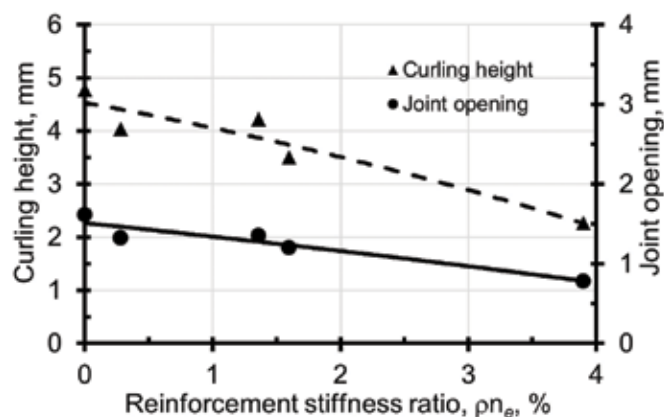
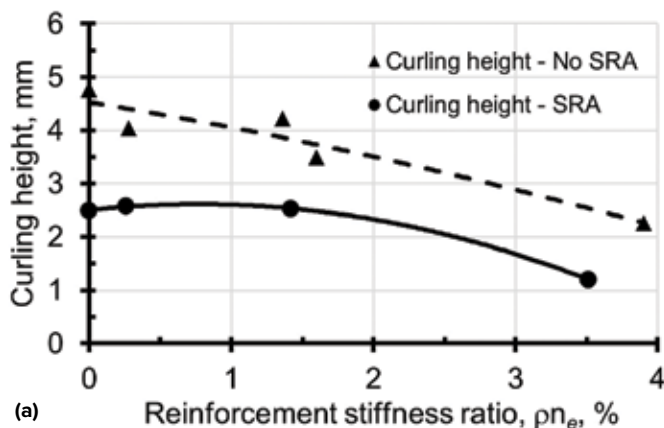
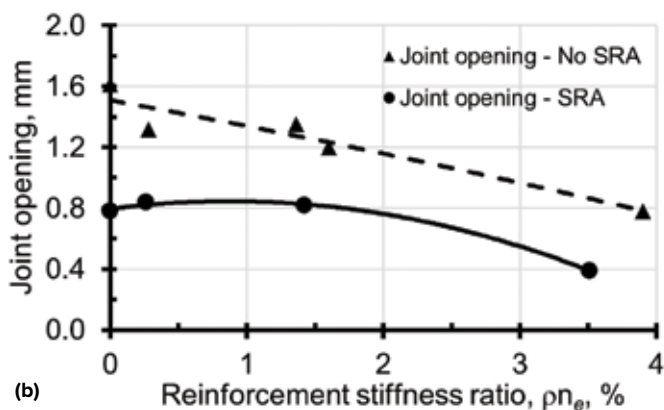


Fig. 2: Curling height and joint opening versus reinforcement stiffness ratio for the test slabs (Note: 1 mm = 0.04 in.)



(a)



(b)

Fig. 3: (a) Curling height; and (b) joint opening versus reinforcement stiffness ratio for the test slabs with or without SRA-treated concrete (Note: 1 mm = 0.04 in.)

Table 2:

Reinforcement properties and amount, crack width, and status of macrocracking for the test slabs (28-day drying shrinkage = 0.05%)

Reinforcement type	E_r , GPa	$n_e = E_r/E_c^*$	ρ , %	ρn_e , %	Max. microcrack width at 85 days (macrocrack width at 209 days), mm	Age at macrocracking, days
Steel bars	210	19.81	0.17	3.37	0.036 (0.660)	126
GFRP bars	46.9	4.42	0.19	0.84	0.048	None
			0.11	0.49	0.050	None

* $E_c = 10.6$ GPa

Note: 1 GPa = 145 ksi; 1 mm = 0.04 in.

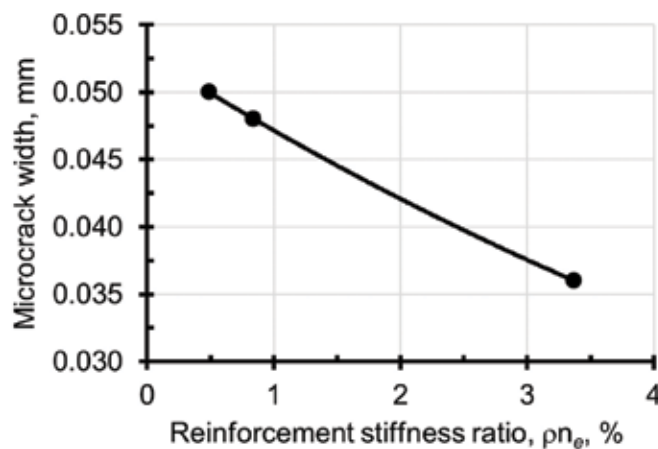


Fig. 4: Microcrack width versus reinforcement stiffness ratio for the test slabs (Note: 1 mm = 0.04 in.)

slabs being cast on plastic sheets.^{18,19}

Table 2 summarizes the reinforcement properties for the indoor test slabs along with the condition of the slabs with respect to cracking and crack widths. As macrocracking occurred in the steel-reinforced slab beyond 85 days of drying,¹² the maximum widths of microcracks are shown at 85 days for the slabs, with the width of the macrocrack that formed in the steel-reinforced slab shown at the end of testing at 209 days. To calculate values of n_e for the slabs, the concrete compressive strength at 28 days of 31 MPa (4500 psi), the corresponding value of 1.50 for C_r ¹³, and a value of 10.6 GPa (1530 ksi) for E_c , which is based on the modulus of elasticity of the concrete, are used. ACI 318-14, Eq. (19.2.2.1.b),²⁰ along with the compressive strength value, are used to calculate the modulus of elasticity of the concrete. Table 2 shows that the steel-reinforced slab that developed a macrocrack had the highest value of ρn_e at 3.37%. At approximately equal values of ρ , ρn_e for the GFRP-reinforced slab that did not develop a macrocrack ($\rho n_e = 0.84\%$) was about four times smaller than the value for the steel-reinforced slab. Table 2 and Fig. 4 show that the widths of these microcracks were well below the maximum acceptable level of 0.3 mm^{11,17} and were smaller for the higher value of ρn_e

until the macrocrack formed in the steel-reinforced slab. A larger number of the microcracks formed in the GFRP-reinforced slab ($\rho n_e = 0.84\%$) than in the steel-reinforced slab.¹¹ As microcracking contributes to the relaxation of tensile stresses,^{21,22} the larger number of microcracks in the GFRP-reinforced slab would delay or mitigate the development of macrocracks, as was observed.

Therefore, adequate reinforcement would entail a level of reinforcement at a value of ρn_e that is sufficiently low enough to minimize the likelihood of macrocracking but is sufficiently high enough to enable crack widths to be at an acceptable level. In this regard, at typical reinforcement ratios or fiber dosages, reinforcement with a lower modulus of elasticity than conventional steel reinforcement, such as GFRP bars or synthetic macrofibers, would be at a lower value of ρn_e and, therefore, could be more effective in mitigating macrocracking or out-of-joint cracking of concrete while keeping joints or microcracks sufficiently tight. Use of lower-modulus reinforcement in low-shrinkage concrete (considered to have 28-day drying shrinkage < 0.025%) would facilitate extending joint spacing beyond ACI 360R-10 recommended values, with the possibility of eliminating the joints.

Relative Time-to-Cracking with Various Reinforcement Types

An analysis for curling stresses is used to demonstrate that the time it would take for macrocracking to occur in reinforced slabs would be shorter than in plain (unreinforced) slabs. As assumed in the case of σ_{rr} (Eq. (1) and (2)), each reinforcement type is distributed throughout the thickness of the slab.

If macrocracking is assumed to occur in both plain and reinforced slabs when the curling stress capacity σ_{curl} of the concrete is exceeded, analysis by Miltenberger and Attiogbe¹ yields the following equation for the curling stress in a reinforced slab

$$\sigma_{curl} = \frac{3}{2} \frac{L^2 \Delta \epsilon_r}{h^2} (100 \gamma_c h \beta + \sigma_{rr}) \quad (4)$$

where L is the length of the slab panel; h is the thickness of the slab; $\Delta \epsilon_r$ is the differential shrinkage strain between the

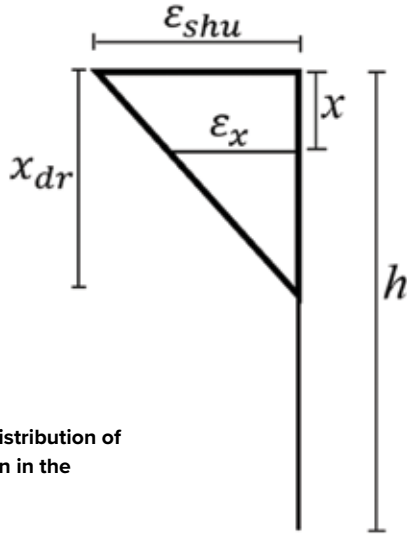


Fig. 5: Linear distribution of shrinkage strain in the concrete slab

surface of the reinforced slab and the depth of the drying front in the slab; γ_c is the unit weight of the concrete; β is a constant that relates the unsupported length of the curled slab to the differential shrinkage strain; and σ_{rr} is given by Eq. (2). For the plain concrete slab, $\sigma_{rr} = 0$ in Eq. (4); therefore, setting the curling stress equation for the reinforced slab equal to that for the plain slab

$$\Delta\epsilon_r(100\gamma_c h\beta + \sigma_{rr}) = \Delta\epsilon_p(100\gamma_c h\beta) \quad (5)$$

where $\Delta\epsilon_p$ is the differential shrinkage strain between the surface of the plain slab and the depth of the drying front in the slab. A linear strain distribution is assumed^{1,23} for both the reinforced and the plain slabs, as illustrated in Fig. 5, where ϵ_{shu} is the ultimate drying shrinkage strain of the concrete for a given environment and is assumed to be reached quickly on the surface of the slab, and ϵ_x is the shrinkage strain at a depth x . Then, the shrinkage strain gradient in the slab is expressed as

$$\frac{\epsilon_{shu} - \epsilon_x}{x} = \frac{\epsilon_{shu} - 0}{h} \quad (6)$$

where $\epsilon_{shu} - \epsilon_x = \Delta\epsilon$. For $x = x_{dr}$ or $x = x_{dp}$, Eq. (6) gives the following for $\Delta\epsilon_r$ and $\Delta\epsilon_p$

$$\Delta\epsilon_r = \frac{x_{dr}}{h} \epsilon_{shu} \quad \text{and} \quad \Delta\epsilon_p = \frac{x_{dp}}{h} \epsilon_{shu} \quad (7)$$

where x_{dr} and x_{dp} are the depths of the drying fronts at the time of cracking in the reinforced and plain slabs, respectively. It can be inferred from Eq. (5) that, at cracking, the differential shrinkage strain in the reinforced concrete slab would be smaller than in the plain slab ($\Delta\epsilon_r < \Delta\epsilon_p$). This implies that at the time of cracking of the reinforced slab, the depth of the drying front would be shallower than when cracking occurs in the plain slab; that is, $x_{dr} < x_{dp}$ per Eq. (7). As the moisture diffusion characteristics would be expected to be the same in both slabs under a given environment, a smaller value of x_{dr} compared with x_{dp} implies that the reinforced slab would crack

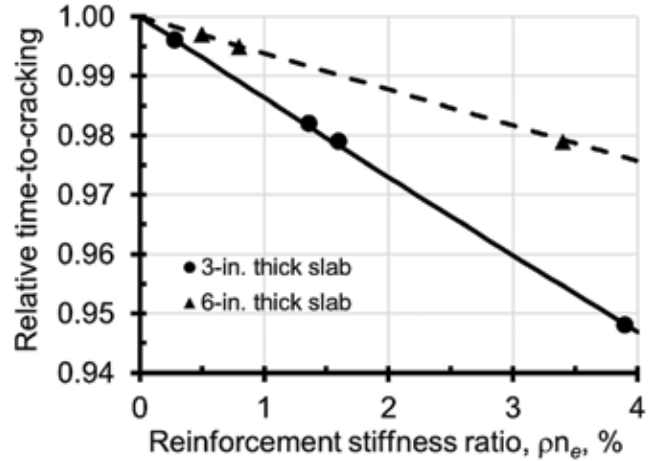


Fig. 6: Trend of relative time-to-cracking and reinforcement stiffness ratio relationship for the concrete slabs (Note: 1 in. = 25 mm)

sooner than the plain slab, as is demonstrated with Eq. (9). Substituting Eq. (2) and (7) into Eq. (5) and simplifying them yields Eq. (8)

$$\frac{x_{dr}}{x_{dp}} = \frac{100\gamma_c h\beta}{100\gamma_c h\beta + \frac{1}{2} \epsilon_{nt} E_e (\rho n_e)} \quad (8)$$

However, the depth of the drying front is proportional to the square root of the time-to-cracking, with the constant of proportionality being a function of the moisture diffusion coefficient.²³ Therefore, x_{dr} is proportional to $\sqrt{(t_{cr})_r}$, and x_{dp} is proportional to $\sqrt{(t_{cr})_p}$, where $(t_{cr})_r$ is the time-to-cracking for the reinforced slab, and $(t_{cr})_p$ is the corresponding parameter for the plain slab. With the moisture diffusion characteristics being the same in the reinforced and plain slabs, Eq. (8) becomes

$$\frac{(t_{cr})_r}{(t_{cr})_p} = \left[\frac{1}{1 + k(\rho n_e)} \right]^2 \quad (9)$$

where $k = (1/2\epsilon_{nt}E_e)/(100\gamma_ch\beta)$. Equation (9) links ρn_e to the time it takes for a reinforced concrete slab to develop a macrocrack relative to the time it takes for a plain slab to crack. The value of k in Eq. (9) is calculated by considering cracking to occur at an average strain $(1/2\epsilon_{nt})$ of 0.01%, which is of the same magnitude as the measured longitudinal internal strain in the concrete and the reinforcement when midpanel cracking occurred in the reinforced slab with $\rho = 0.23\%$.²

Equation (9) is plotted in Fig. 6 for a range of values of ρn_e , along with predicted data points for the slabs in the two studies discussed. For the slabs in the first study,^{2,10} $k = 0.69$, based on $\epsilon_{nt} = 0.0002$, $E_e = 11.8$ GPa (1710 ksi), $\gamma_c = 2320$ kg/m³ (145 lb/ft³), $h = 75$ mm (3 in.), and β is assumed to have a value equal to 10. For the slabs in the second study,^{11,12} $k = 0.31$, based on $\epsilon_{nt} = 0.0002$, $E_e = 10.6$ GPa (1530 ksi), $\gamma_c = 2320$ kg/m³ (145 lb/ft³), $h = 150$ mm (6 in.), and β is again assumed to have a value equal to 10. Figure 6

shows that the higher the value of ρn_e , the shorter the time-to-cracking, or the lower the resistance to the development of macrocracks in the concrete element. The predicted trend in the time-to-cracking is consistent with the fact that the slab with the highest value of ρn_e in each study developed a macrocrack, whereas the other slabs did not crack. The analysis correctly predicts that for the 75 mm thick slabs, the conventional steel-reinforced slab with $\rho n_e = 3.90\%$ would develop a macrocrack earlier (which occurred at 47 days) than the other slabs with lower ρn_e values in the range of 0.0 to 1.60% that did not develop macrocracks. Also, the analysis correctly predicts that for the 150 mm thick slabs, the conventional steel-reinforced slab with $\rho n_e = 3.37\%$ would develop a macrocrack earlier (which occurred at 126 days) than the GFRP-reinforced slabs with lower ρn_e values of 0.49 and 0.84% that did not develop macrocracks. It should be noted that because of the assumptions stated in this analysis, the magnitudes of the calculated relative time-to-cracking in Fig. 6 only demonstrate the trend and not the actual magnitudes.

The likelihood of macrocracking diminishes the longer the predicted time-to-cracking because there would be a longer period to relax stresses.^{13,23} This is reflected in Fig. 1, where it

is seen that the slabs with low values of ρn_e (0.0 to 1.60% in Table 1), which are predicted to take longer to crack relative to the slab with $\rho n_e = 3.90\%$ (refer to Fig. 6), did not develop macrocracks during the 1-year duration of testing. Also, reducing the rate of drying by protecting the concrete from windy and low relative humidity (RH) conditions during early ages would provide a longer period to relax stresses and thereby minimize the likelihood of macrocracking.¹³ Equation (9) and Fig. 6 indicate that for a given concrete, a thicker slab would take longer to crack at a constant value of ρn_e , which is consistent with fracture mechanics concepts.^{23,24}

The analysis presented and the reported test results show that ρn_e , which accounts for both the reinforcement ratio and the modulus of elasticity of the reinforcement relative to the creep-adjusted modulus of elasticity of the concrete, provides a useful basis for comparing the effectiveness of various reinforcement types in controlling restrained shrinkage cracking behavior of concrete elements.

Concluding Remarks

For a given concrete and reinforced concrete elements under differential drying, the findings from the reported studies and the analysis presented support the following:

- Reinforcement stiffness ratio ρn_e is a measure of the restraining force or tensile stress induced in the concrete by reinforcement; therefore, it correlates well with the development of macrocracks, as well as with the magnitudes of curling height and joint (or crack) opening. It is a useful parameter to consider when selecting the type and amount of reinforcement to control restrained shrinkage cracking behavior of concrete elements;
- When ACI 360R-10 recommendations with respect to the ratio between slab thickness and joint spacing are followed, the provision of reinforcement to keep joints tighter without the likelihood of causing intermediate or out-of-joint cracking would need to consider a level of reinforcement at a sufficiently low value of ρn_e . A level of reinforcement at a value of ρn_e that is higher than necessary means the joint is over-reinforced, which makes out-of-joint cracking highly likely; and
- At typical reinforcement ratios or fiber dosages, reinforcement with a lower modulus of elasticity and lower carbon footprint relative to conventional steel reinforcement, such as GFRP bars or synthetic macrofibers, would be at a lower value of ρn_e and, therefore, could be more effective in mitigating macrocracking or out-of-joint cracking while keeping joints or microcracks sufficiently tight. With such lower-modulus reinforcement, use of low-shrinkage concrete, which can be achieved with SRA, would enhance the likelihood of avoiding macrocracking and reduce curling height and joint (or crack) opening. Therefore, lower-modulus reinforcement in low-shrinkage concrete would facilitate extending joint spacing beyond ACI 360R-10 recommended values, with the possibility of eliminating the joints.



Career Center

Students—the next step has never been easier

Find internships, browse jobs,
and post your résumé.



The Career Center Offers

- ✓ Résumé writing assistance
- ✓ Career coaching
- ✓ Career learning center
- ✓ Reference checking

✕ Follow @ACICareerCenter

www.concrete.org/careercenter

References

1. Miltenberger, M.A., and Attiogbe, E.K., "Shrinkage-Based Analysis for Control-Joint Spacing in Slabs-on-Ground," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June 2002, pp. 352-359.
2. Bissonnette, B.; Attiogbe, E.K.; Miltenberger, M.A.; and Fortin, C., "Drying Shrinkage, Curling, and Joint Opening of Slabs-on-Ground," *ACI Materials Journal*, V. 104, No. 3, May-June 2007, pp. 259-267.
3. ACI Committee 360, "Guide to Design of Slabs-on-Ground (ACI 360R-10)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 72 pp.
4. Aldea, C.-M.; Gandee, C.; Heasley, B.; Helmink, H.; Labbe, C.A. III; Mahoney, M.A.; Offenber, M.A.; and Schaef, S., "Fiber-Reinforced Concrete for Long-Term Durable Structures—Case Studies," *Concrete International*, V. 45, No. 11, Nov. 2023, pp. 53-59.
5. Mahoney, M.A., "Lowering Carbon Footprint of Concrete Construction Using Fiber Reinforcement Technology," *Novel Developments in the Use of Advanced Fiber Reinforced Concretes, Part 1 of 2*, session at ACI Concrete Convention – Spring, San Francisco, CA, April 2-6, 2023.
6. Sbahieh, S.; Tahir, F.; and Al-Ghamdi, S.G., "Environmental and Mechanical Performance of Different Fiber Reinforced Polymers in Beams," *Materials Today: Proceedings*, V. 62, Part 6, 2022, pp. 3548-3552.
7. Orouji, M., and Najaf, E., "Effect of GFRP Rebars and Polypropylene Fibers on Flexural Strength in High-Performance Concrete Beams with Glass Powder and Microsilica," *Case Studies in Construction Materials*, V. 18, 2023, 11 pp.
8. Sbahieh, S.; McKay, G.; and Al-Ghamdi, S.G., "A Comparative Life Cycle Assessment of Fiber-Reinforced Polymers as a Sustainable Reinforcement Option in Concrete Beams," *Frontiers in Built Environment*, V. 9, May 2023, 15 pp.
9. Ryan, C., and Garcia-Taengua, E., "Fibre-Reinforced Concrete Is Sustainable and Cost-Effective for Water-Retaining Structures," *Sustainability*, V. 13, No. 20, Oct. 2021, 16 pp.
10. Fortin, C., "Curling and Strain Monitoring of Slabs Strips in a Laboratory Environment," MS thesis, Laval University, Quebec City, QC, Canada, May 2005, 322 pp.
11. Barragan, B.E.; Mudadu, A.; Tiberti, G.; and Plizzari, G.A., "GFRP Reinforced Concrete Slabs under Restrained Shrinkage," *Concrete International*, V. 45, No. 7, July 2023, pp. 39-45.
12. Mudadu, A.; Tiberti, G.; Barragan, B.; and Plizzari, G., "Behavior of Concrete Slabs Reinforced with Fiberglass Rebar Under Restrained Shrinkage," Publication No. 10024750-A, Owens Corning Infrastructure Solutions, LLC, Toledo, OH, Mar. 2022.
13. Attiogbe, E.K., "A Procedure to Evaluate the Potential for Drying Shrinkage Cracking of Concrete under Restraint," *Concrete International*, V. 44, No. 8, Aug. 2022, pp. 29-33.
14. Soroushian, P., and Lee, C.-D., "Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 5, Sept.-Oct. 1990, pp. 433-439.
15. Alberti, M.G.; Enfedaque, A.; and Gálvez, J.C., "How to Predict the Orientation Factor of Non-Rigid Macrosynthetic Fibre Reinforced Concrete," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, V. 246, 2017, 11 pp.
16. Soroushian, P., and Lee, C.-D., "Tensile Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete: Correlation with Some Measures of Fiber Spacing," *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 541-546.
17. Suprenant, B.A., and Malisch, W.R., "Repairing Curled Slabs," *Concrete Construction*, May 1999, 5 pp.
18. Walker, W.W., and Holland, J.A., "The First Commandment for Floor Slabs: Thou Shalt Not Curl Nor Crack...(Hopefully)," *Concrete International*, V. 21, No. 1, Jan. 1999, pp. 47-53.
19. Pigeon, M., and Bissonnette, B., "Tensile Creep and Cracking Potential," *Concrete International*, V. 21, No. 11, Nov. 1999, pp. 31-35.
20. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 520 pp.
21. Altoubat, S.A., and Lange, D.A., "Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early Age," *ACI Materials Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug. 2001, pp. 323-331.
22. Hossain, A.B.; Pease, B.; and Weiss, W.J., "Quantifying Early-Age Stress Development and Cracking in Low Water-to-Cement Concrete: Restrained-Ring Test with Acoustic Emission," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, V. 1834, No. 1, Jan. 2003, pp. 24-32.
23. Attiogbe, E.K.; Weiss, W.J.; and See, H.T., "A Look at the Stress Rate versus Time of Cracking Relationship Observed in the Restrained Ring Test," *Advances in Concrete Through Science and Engineering*, Northwestern University, Evanston, IL, Jan., 2004, 14 pp.
24. Weiss, W.J., and Shah, S.P., "Restrained Shrinkage Cracking: The Role of Shrinkage Reducing Admixtures and Specimen Geometry," *Materials and Structures*, V. 35, No. 2, Mar. 2002, pp. 85-91.

Selected for reader interest by the editors.



Emmanuel K. Attiogbe, FACI, is a Research Engineer in private practice in Discovery Bay, CA, USA. He retired in 2016 as Head of Innovation for the development of alternative reinforcements for concrete at BASF Construction Chemicals, now Master Builders Solutions. He is past Chair of the TAC Technology Transfer Committee

and the Technology Transfer Advisory Group of the ACI Foundation's Strategic Development Council (now reorganized as the Concrete Innovation Council) and a past member of the ACI Board of Direction. He is a member of several ACI committees and the ACI Foundation's Concrete Research Council. He was awarded the 2021 ACI Wason Medal for Most Meritorious Paper, the 2015 ACI Henry L. Kennedy Award, and the 1995 ACI Wason Medal for Materials Research. He received his BSc in civil engineering from Kwame Nkrumah University of Science and Technology, Kumasi, Ghana, and his MS and PhD in civil engineering from The University of Kansas, Lawrence, KS, USA.

Impacto del tipo de refuerzo en el control de las fisuras por contracción por secado del concreto sometido a restricción

Por Emmanuel K. Attiogbe

En una losa sobre el suelo, la evaporación genera gradientes de humedad, lo que provoca deformaciones de tracción que alcanzan su valor máximo en la superficie expuesta. El refuerzo utilizado para mantener juntas de control o grietas unidas incrementa aún más estas deformaciones de tracción y puede causar la aparición de grietas intermedias entre juntas. Existen diversos tipos de refuerzo disponibles comercialmente para el control de fisuras por contracción del concreto, como el refuerzo convencional de acero (que incluye barras de acero o mallas electrosoldadas), las barras de polímero reforzado con fibras (FRP), las fibras de acero y las microfibras sintéticas. Para cada tipo de refuerzo, los productos disponibles tienen diferentes geometrías, incluyendo distintas características superficiales, que afectan la resistencia de adherencia entre el refuerzo y el concreto.

Es beneficioso evaluar estos diferentes tipos de refuerzo para determinar su desempeño relativo en el control del agrietamiento por contracción restringida del concreto. Esto resulta de particular interés, ya que refuerzos como las microfibras sintéticas y las barras FRP presentan una huella de carbono menor en comparación con el refuerzo convencional de acero⁴⁻⁹. Este artículo revisa dos conjuntos de datos de pruebas publicadas sobre agrietamiento por contracción restringida en losas sobre el suelo y proporciona un análisis para identificar un parámetro de refuerzo que pueda utilizarse para comparar el desempeño de los distintos tipos de refuerzo.

Desempeño de las losas de prueba

Se han realizado estudios para evaluar el desempeño del refuerzo convencional de acero, fibras de acero, microfibras sintéticas (de polipropileno [PP]) y barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP, por sus siglas en inglés), cuando se utilizan para controlar el agrietamiento por contracción restringida^{2,10-12}.

Refuerzo convencional de acero, fibras de acero y microfibras sintéticas

En un estudio realizado por Fortin¹⁰, parte del cual también fue reportado por Bissonnette et al.², se colaron losas de prueba restringidas de 75 mm (3 pulgadas) de espesor, con juntas de control, sobre una lámina plástica colocada sobre una base de arena húmeda en un ambiente controlado. Estas losas se monitorearon durante un período de un año para evaluar fenómenos como la contracción, el alabeo (curling), la apertura de juntas y la fisuración. Las mezclas de concreto fueron diseñadas con un alto nivel de contracción por secado, aproximadamente del 0.09% a los 28 días, con el fin de amplificar la respuesta de las losas y estudiar más a fondo los efectos de la contracción restringida. Asimismo, para magnificar esta respuesta, el espaciamiento entre juntas fue de 3 m (10 pies), mayor al recomendado por la norma ACI 360R-10³, que sugiere una relación más estricta entre el espesor de la losa y la separación entre juntas (1.8 m o 6 pies para una losa de ese espesor). En algunas losas seleccionadas se utilizó un aditivo reductor de contracción (SRA, por sus siglas en inglés) en una dosificación del 1.0% respecto al contenido de cementante, lo que permitió reducir la contracción por secado a aproximadamente 0.04% a los 28 días. Además de una losa de concreto simple sin refuerzo, se construyeron losas reforzadas con diferentes materiales: malla electrosoldada (WWR) con relaciones de refuerzo ρ de 0.08% y 0.23%, fibras de acero con una fracción volumétrica V_f de 0.17%, y microfibras sintéticas de polipropileno (PP) con un V_f de 0.75%. La malla WWR se colocó de manera continua atravesando las juntas. La losa que contenía fibras de acero también incluía microfibras de PP al 0.10% en volumen para el control de la fisuración por contracción plástica.

Los perfiles de superficie de las losas de concreto de resistencia normal^{2,10} se presentan en la Fig. 1(a) a (e), donde se muestran las alturas de alabeo en las juntas de cada losa. Dichas figuras evidencian que solo la losa con WWR al $\rho = 0.23\%$ (Fig. 1(c)) desarrolló una fisura en la zona central (después de 47 días de secado) y posteriormente presentó alabeo en el centro del vano durante el año completo de monitoreo.

El ancho de la grieta en el centro del panel o macrogrieta fue de aproximadamente 0.625 mm (0.025 pulgadas). Esta fisuración con refuerzo de acero, que tiene un alto módulo de elasticidad E_r y un valor relativamente alto de ρ para la losa, indica que:

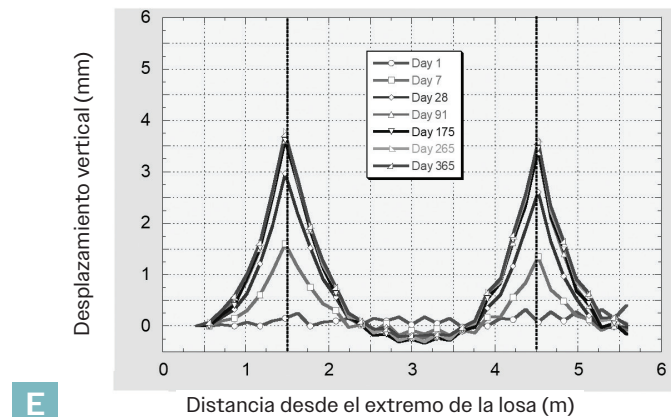
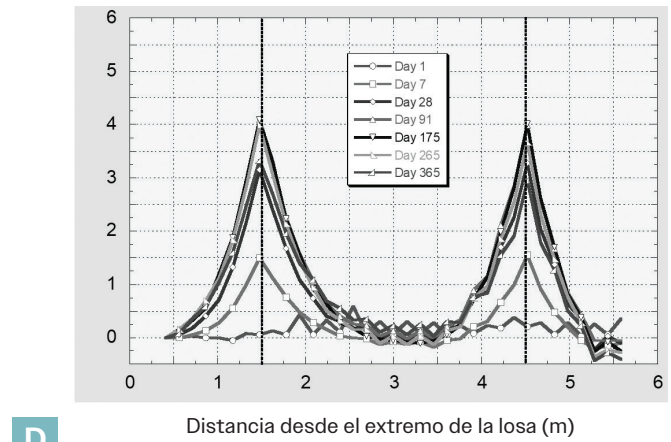
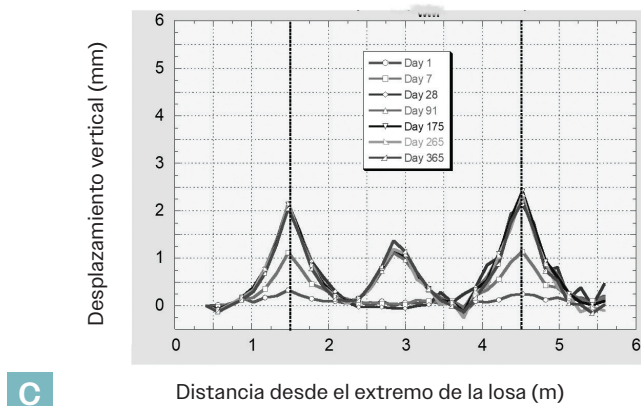
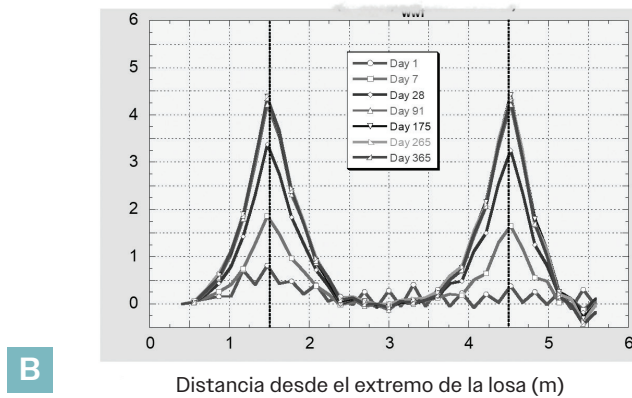
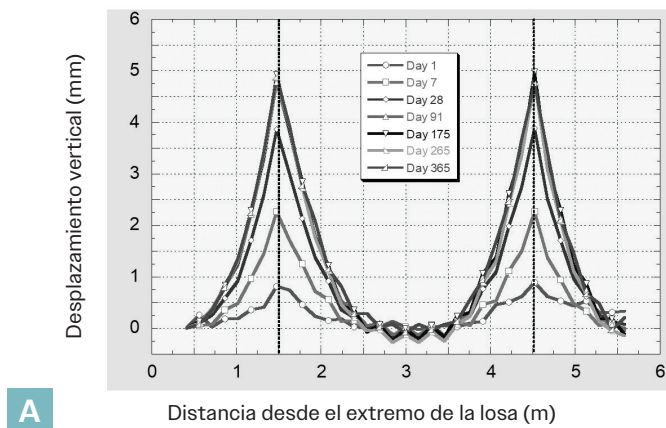


Fig. 1: Perfiles de la superficie de losas: (a) concreto simple sin fisuración en el centro del panel; (b) malla electrosoldada (acero) con $\rho=0.08\%$ y sin fisuración en el centro del panel; (c) malla electrosoldada (acero) con $\rho=0.23\%$ y fisuración en el centro del panel; (d) macrofibras de polipropileno (PP) con $V_f = 0.75\%$ y sin fisuración en el centro del panel; y (e) fibras de acero con $V_f = 0.17\%$ y sin fisuración en el centro del panel (tomado de las Referencias 2 y 10). (Nota: 1 mm = 0.04 in.; 1 m = 3.3 ft)

El esfuerzo de alabeo se incrementa por el refuerzo¹. Por lo tanto, un parámetro o razón de rigidez del refuerzo que considere las magnitudes de E_r y ρ podría ser efectivo para comparar el rendimiento de varios tipos de refuerzo en el control del agrietamiento por retracción restringida en elementos de concreto.

Relación de rigidez del refuerzo: A partir de un análisis basado en retracción realizado por Miltenberger y Attiogbe¹, en el que se supone que el gradiente de deformación en la losa es lineal y el refuerzo está distribuido a lo largo del espesor de la losa, el esfuerzo de tracción en el concreto inducido por el refuerzo σ_π puede expresarse como:

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \rho E_r \varepsilon_{nt} \quad (1)$$

donde ε_{nt} es la deformación neta por retracción en la superficie de la losa de concreto; por lo tanto, $1/2 \varepsilon_{nt}$ es la deformación promedio tanto en el concreto como en el refuerzo, suponiendo una distribución lineal de la deformación sin retracción en la parte inferior de

la losa. Tomando E_r como el módulo de elasticidad ajustado por fluencia o el módulo de elasticidad efectivo del concreto al momento de la macro fisuración y n_e , como la relación modular efectiva E_r/E_c , permite que la Ecuación (1) se exprese como la Ecuación (2) en términos de una razón de rigidez de refuerzo ρn_e :

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \varepsilon_{nt} E_c (\rho n_e) \quad (2)$$

El valor de E_c a usar para calcular n_e se obtiene considerando el efecto de la fluencia a tracción sobre el módulo de elasticidad del concreto bajo esfuerzos de contracción restringida que aumentan gradualmente¹³. La Ecuación (2) muestra que, para valores fijos de E_{nt} y E_c al momento de la fisuración en un concreto dado, cuanto mayor sea el valor de ρn_e mayor será la fuerza de restricción o esfuerzo de tracción inducido en el concreto por el refuerzo. Esto implica que se requiere un valor suficientemente bajo de ρ_{ne} para que el refuerzo no cause la aparición de fisuras en la zona media del elemento de concreto en edades tempranas, como lo indica la losa reforzada con acero que tiene un valor más bajo de ρ de 0.08%, cuyo perfil superficial se muestra en la Fig. 1(b). El valor de ρ_{ne} también puede determinarse para elementos de concreto reforzado con fibras, observando que ρ se relaciona con V_f mediante el factor de orientación de las fibras α ¹⁴:

$$N_f A_f = \rho = \alpha V_f \quad (3)$$

donde N_f es el número de fibras por unidad de área de la sección transversal del concreto, y A_f es el área de la sección transversal de una fibra. Para fibras rígidas (de acero), α es 0.521¹⁴. Para fibras no rígidas, como las macrofibras sintéticas, α para fibras rígidas se modifica mediante un factor de efecto de plegado¹⁵, el cual tiene en cuenta la tendencia de las fibras no rígidas a doblarse. El factor de efecto de plegado cuantifica la longitud proyectada de la fibra como la longitud efectiva de la fibra, y afecta el número de fibras en una superficie de sección transversal dada del concreto. Se ha recomendado utilizar el promedio de los factores de orientación bidimensional (2-D) y tridimensional (3-D) como una aproximación para el factor real de orientación de las fibras^{14,16}. Dado que el efecto de plegado probablemente varía entre diferentes tipos de macrofibras sintéticas, se toma un valor aproximado de 0.856.

Multiplicar el valor de α de 0.521 para fibras de acero por el factor de efecto de plegado de 0.856 da como resultado un valor de α de 0.446 para macrofibras sintéticas en la Ec (3). De este modo, ρn_e , que tiene en cuenta tanto la relación de refuerzo como el módulo

de elasticidad del refuerzo en relación con el módulo de elasticidad del concreto ajustado por fluencia, puede cuantificarse para diversos tipos de refuerzo. Para cada una de las distintas macrofibras sintéticas disponibles comercialmente, sería beneficioso determinar un valor representativo de α mediante el conteo de fibras en secciones transversales de especímenes de concreto y la aplicación de la Ec (3).

Desempeño de las losas y valores de ρn_e : Las propiedades del refuerzo para las losas de concreto de prueba sin aditivos reductores de contracción (SRA), cuyos perfiles superficiales se presentan en la Fig. 1(a) a (e), así como la condición de las losas con respecto a la altura de alabeo, apertura de juntas y fisuración, se resumen en la Tabla 1. Los datos promedio de altura de alabeo y apertura de juntas mostrados en la Tabla 1 para las dos juntas de cada losa corresponden a 90 días de ensayo. Para el concreto utilizado en estas losas, la resistencia a la compresión a 28 días es de 30 MPa (4,350 psi). A este nivel de resistencia del concreto, se adopta un valor de 1.50¹³ para el coeficiente de fluencia a tracción en el momento de la fisuración C_r , y, por lo tanto, el módulo de elasticidad efectivo E_c se calcula en 11.8 GPa (1,710 ksi) para un módulo de elasticidad de 29.5 GPa (4,280 ksi). La Tabla 1 muestra que la única losa que desarrolló una macrofisura fue la que presentó el valor más alto de ρn_e , con un 3.90%, lo cual, según la Ec. (2), indica el mayor nivel de esfuerzo inducido por el refuerzo en comparación con los niveles de esfuerzo en las demás losas que no presentaron fisuras. Sin embargo, tanto la Tabla 1 como la Fig. 2 muestran que, en general, mientras menor es el valor de ρn_e , mayor es la altura de alabeo y la apertura de juntas. Esto implica que, si bien el desarrollo de una macrofisura o fisura intermedia puede mitigarse cuando el valor de ρn_e es relativamente bajo, el cierre de las juntas podría verse comprometido. Alturas de alabeo menores a 6 mm (0.25 pulgadas) son generalmente aceptables en zonas de bajo tránsito o bajo estanterías de almacenamiento¹⁷, pero en zonas de alto tránsito, la altura de alabeo no debería superar aproximadamente los 0.5 mm (0.020 pulgadas)¹⁸. Las aperturas de juntas (o fisuras) menores a 0.3 mm (0.01 pulgadas) son generalmente aceptables¹⁷. Por lo tanto:

Tabla 1:
Propiedades y cantidad del refuerzo, altura de alabeo, apertura de junta y estado de agrietamiento en el centro del panel (macroagrietamiento) para las losas de prueba (contracción por secado a los 28 días = 0.09%)

Tipo de refuerzo	E_r , GPa	$n_e = E/E_e^*$	$\rho (V_r)$, %	ρn_e , %	Alturo de alabeo en la junta, mm	Apertura de junta, mm	Edad de agrietamieto (macroagrietamiento), días
Malla soldada (acero)	200	16.95	0.08	1.36	4.22	1.35	Ninguno
			0.23	3.90	2.26	0.78	47
Fibras de acero	210	17.80	0.09 (0.17)	1.60	3.50	1.20	Ninguno
Macrofibras de polipropileno (PP)	10	0.85	0.33 (0.75)	0.28	4.04	1.32	Ninguno
Sin refuerzo (concreto simple)	—	—	0.00	0.00	4.77	1.61	Ninguno

* E_e = 11.8 GPa
 Nota: 1 GPa = 145 ksi; 1 mm = 0.04 in.

Unrefuerzoadecuadoimplicaríaunnivelderefuerzo con un valor de ρn_e que sea lo suficientemente bajo como para minimizar la probabilidad de fisuración (macrocracking), pero también lo suficientemente alto como para que la altura del alabeo y la apertura de juntas o fisuras se mantengan en niveles aceptables.

Cabe destacar que la dosificación de 0.17% en volumen para las fibras de acero evaluadas estuvo por debajo del rango típico, que va de 0.25 a 0.50% para este tipo de fibras³. Sin embargo, el refuerzo con fibras, con un valor de ρn_e de 1.60%, logró evitar la fisuración en la zona media del panel (ver Fig. 1(e)). Aun así, la altura por alabeo y la apertura de junta de esta losa fueron aproximadamente un 54% mayores que las de la losa reforzada con WWR (malla electrosoldada), la cual sí presentó una fisura intermedia con un ρn_e de 3.90%. Se esperaría que tanto la altura de alabeo como la apertura de junta fueran menores si se usara una dosificación dentro del rango típico de fibras de acero y un espaciamiento entre juntas conforme a las recomendaciones del ACI 360R-10. Por otro lado, la dosificación usada para las macrofibras de polipropileno (PP) fue de 0.75% en volumen, lo cual se sitúa hacia el extremo superior del rango típico de 0.25 a 1.0%³. Aunque este refuerzo con macrofibras, con un valor de ρn_e de 0.28%, también evitó la fisuración intermedia, la altura de alabeo y la apertura de junta de la losa fueron 79% y 69% mayores, respectivamente, en comparación con la losa reforzada con WWR con un ρn_e de 3.90%. Al igual que con las fibras de acero, se espera que la altura de alabeo y la apertura de junta obtenidas con las macrofibras PP sean menores si se utiliza un espaciamiento entre juntas conforme a ACI 360R-10.

Las diferencias en las características superficiales de diversas macrofibras sintéticas, que implican diferencias en la adherencia entre las fibras y el concreto, afectarían el rendimiento relativo de las

fibras en el control del agrietamiento por contracción restringida en elementos de concreto.

Además, con fracciones de volumen iguales, el rendimiento relativo de las macrofibras se vería influido por las diferencias en el efecto de plegado de las fibras y, por tanto, por diferencias en la orientación de las fibras en las secciones transversales del concreto.

La losa de concreto simple no desarrolló una grieta intermedia, pero como se observa en la Tabla 1 y la Fig. 2 (para $\rho n_e = 0$), la altura de alabeo y la apertura de la junta fueron las más grandes entre las losas ensayadas. Estos niveles relativamente altos de alabeo y apertura de junta afectarían negativamente la funcionalidad, durabilidad y estética de la losa de concreto simple, razón por la cual se suele usar cierto nivel adecuado de refuerzo continuo a través de las juntas para mantenerlas cerradas en niveles aceptables de alabeo y apertura de junta (o grieta). La falta de agrietamiento intermedio en la losa simple, comparada con la losa con $\rho n_e = 3.90\%$ ($\rho = 0.23\%$), enfatiza el efecto que tiene una cantidad relativamente alta de refuerzo convencional de acero en causar agrietamiento intermedio cuando es continuo a través de las juntas, aunque mantiene cerradas dichas juntas. Este agrietamiento podría afectar negativamente la funcionalidad, durabilidad y estética de la losa reforzada; por ello, es importante comprender cuál es el nivel adecuado de refuerzo para cada tipo de refuerzo.

Por lo tanto, es importante comprender cuál es el nivel adecuado de refuerzo para cada tipo de refuerzo en losas de concreto. En este sentido, cuando se siguen las recomendaciones del ACI 360R-10 respecto a la relación entre el espesor de la losa y el espaciamiento de las juntas, la provisión de refuerzo para mantener las juntas más cerradas, sin que se genere agrietamiento intermedio o fuera de la junta, requeriría considerar un nivel de refuerzo con un valor

suficientemente bajo de ρn_e . Un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e más alto del necesario significa que la junta está sobre-reforzada, lo que hace muy probable la aparición de grietas fuera de la junta.

Los datos de ensayo de la Tabla 1 indican que, a tasas de refuerzo típicas y con diferentes dosificaciones, cuando los valores de ρn_e son suficientemente bajos, se minimiza la probabilidad de agrietamiento significativo. Además, la altura de alabeo y la apertura de juntas se reducirían con concreto de menor retracción, lo cual puede lograrse mediante el uso de SRA.

Las losas de concreto tratadas con SRA (agente reductor de retracción) en el estudio reportado —ninguna de las cuales desarrolló una grieta intermedia— fueron: la losa sin refuerzo y aquellas reforzadas con macrofibras de polipropileno (PP) a una dosificación volumétrica $V_f=0.75\%$, fibras de acero a $V_f=0.17\%$, y mallas electrosoldadas (WWR) a una relación de refuerzo $\rho=0.23\%$.

Las Figuras 3(a) y 3(b), respectivamente, muestran la altura de alabeo y la apertura de junta graficadas en función de los valores de ρn_e para losas con y sin concreto tratado con SRA. Se observa en dichas figuras que los valores de ρn_e para las losas tratadas con SRA son ligeramente menores que los valores correspondientes en las losas sin SRA. Esto se debe a que el módulo de elasticidad E_e efectivo para el concreto tratado con SRA (13.1 GPa [1900 ksi]) es ligeramente mayor que para el concreto sin SRA (11.8 GPa [1710 ksi]), lo cual está asociado a un menor coeficiente de fluencia por tracción cuando se emplea SRA.

El uso de SRA redujo la altura de alabeo entre un 28 % y un 48 %, y la apertura de juntas entre un 32 % y un 52 %. Las figuras demuestran que el concreto con SRA, reforzado con bajos valores de ρn_e (entre 0.0 y 1.42 %), alcanzó alturas de alabeo y aperturas de junta aproximadamente iguales a las logradas por el concreto sin SRA que utilizó refuerzo de acero convencional con un valor de ρn_e más alto de 3.90 %.

Por lo tanto, el uso de concreto de baja retracción con refuerzo a bajos niveles de ρn_e incrementaría la probabilidad de evitar fisuración significativa (o agrietarse) y reduciría tanto la altura de alabeo como la apertura de junta (o de fisura).

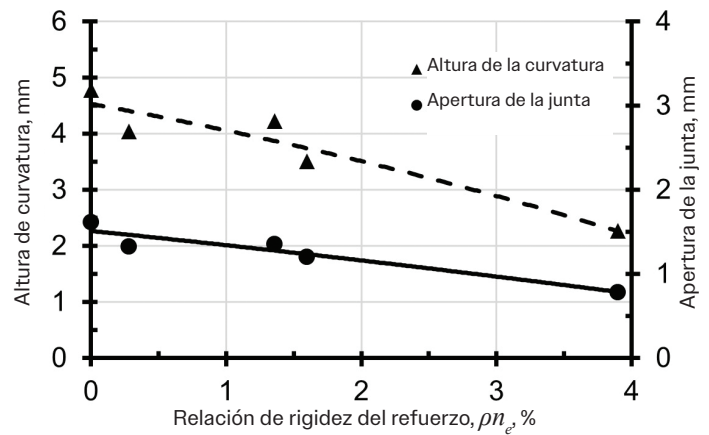
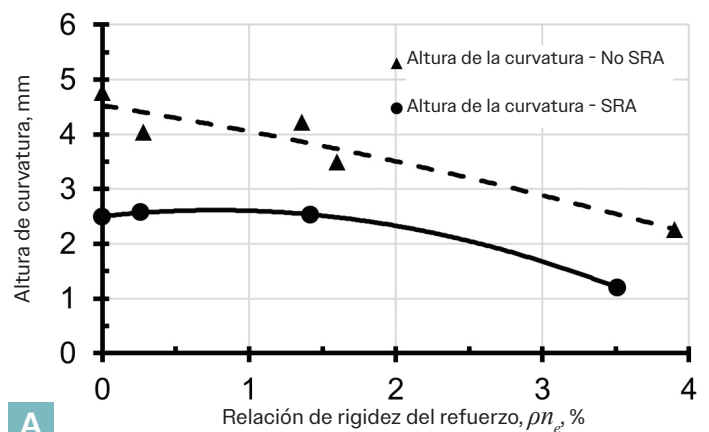
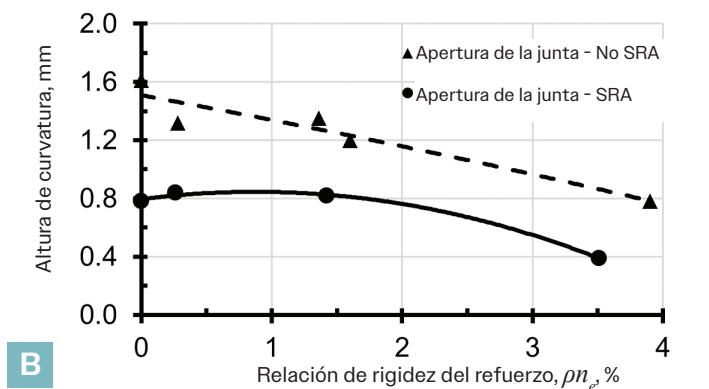


Fig. 2: Altura de curvatura y apertura de la junta versus relación de rigidez del refuerzo para las losas de prueba (Nota: 1 mm = 0,04 pulg.) 1 m = 3.3 ft



A



B

Fig. 3: (a) Altura de alabeo; y (b) relación entre la apertura de la junta y la rigidez del refuerzo para las losas de prueba con o sin concreto tratado con SRA (Nota: 1 mm = 0,04 pulg.)

Refuerzo de acero convencional y barras de PRFV

También se considera un segundo estudio que evaluó el rendimiento de losas de 150 mm (6 pulg.) de espesor reforzadas con barras de acero convencionales y barras de PRFV^{11,12}. Se construyeron seis losas sin juntas con refuerzos sobre láminas de plástico, con tres losas colocadas en interiores y tres en exteriores. Los dos conjuntos de tres losas fueron reforzados con barras de acero convencionales a $\rho = 0.17\%$ y con barras PRFV a $\rho = 0.19\%$ y $\rho = 0.11\%$. Se monitorizaron las losas y se realizó un mapeo detallado de los patrones de microfisuras, además de medir la longitud y el ancho de las grietas. En las tres losas en el ambiente interior controlado, que se moldearon con concreto con una retracción por secado a los 28 días del 0.05 %, la losa reforzada con acero desarrolló una macrofisura (ancho de fisura > 0.3 mm) después de 126 días de secado, mientras que las dos losas reforzadas con PRFV no desarrollaron macrofisuras durante los 209 días de ensayo. La tendencia al agrietamiento observada en estas losas se atribuye principalmente al desarrollo de tensiones de alabeo por el secado diferencial, ya que las tensiones de alabeo predominarían sobre las tensiones de retracción lineal debido a la baja restricción en la base de las losas debido a las losas se vaciaron sobre láminas plásticas^{18,19}.

La Tabla 2 resume las propiedades de la armadura para las losas de prueba en interiores, junto con el estado de las losas en cuanto a la formación de grietas y los anchos de las mismas. Como se presentó macro fisuración en la losa reforzada con acero después de 85 días de secado¹², los anchos máximos de las microgrietas se muestran a los 85 días para todas las losas, mientras que el ancho de la macrofisura que se

formó en la losa con refuerzo de acero se presenta al final del ensayo, a los 209 días. Para calcular los valores de n_e en las losas, se utilizó una resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de 31 MPa (4,500 psi), un valor correspondiente de 1.50 para C_r ¹³, y un valor de 10.6 GPa (1,530 ksi) para E_c , que se basa en el módulo de elasticidad del concreto del ACI 318-14. La ecuación (19.2.2.1.b)²⁰ junto con el valor de resistencia a la compresión, se emplearon para calcular el módulo de elasticidad del concreto.

La Tabla 2 muestra que la losa reforzada con acero, que desarrolló una macrofisura, presentó el valor más alto de ρn_e , con un 3.37%. A valores aproximadamente iguales de ρ , el valor de ρn_e para la losa reforzada con GFRP que no presentó macrofisuras ($\rho n_e = 0.84\%$) fue aproximadamente cuatro veces menor que el valor correspondiente a la losa con refuerzo de acero. Tanto la Tabla 2 como la Figura 4 indican que los anchos de estas microgrietas se mantuvieron muy por debajo del límite máximo aceptable de 0.3 mm^{11,17}, y que fueron menores en los casos con valores más altos de ρn_e .

Hasta que se formó la macrofisura en la losa A reforzada con acero.

Se formó un mayor número de microgrietas en la losa reforzada con GFRP- ($\rho n_e = 0.84\%$) que en la losa reforzada con acero¹¹. Dado que la micro fisuración contribuye a la relajación de los esfuerzos de tracción^{21,22}, el mayor número de microgrietas en la losa con refuerzo de GFRP habría retrasado o atenuado el desarrollo de macrofisuras, como efectivamente se observó.

Tabla 2: Propiedades y cantidad del refuerzo, ancho de grieta y estado de macro fisuración de las losas de prueba (contracción de secado a los 28 días = 0.05 %).

Tipo de refuerzo	E_r , GPa	$n_e = E_r/E_c^*$	ρ , %	ρn_e , %	Ancho máximo de microfisura a los 85 días (ancho de microfisura a los 209 días), mm	Edad en el momento de la macrofisuración, días
Barras de acero	210	19.81	0.17	3.37	0.036 (0.660)	126
Barras de PRFV	46.9	4.42	0.19	0.84	0.048	Ninguna
			0.11	0.49	0.050	Ninguna

* $E_c = 10.6$ GPa
Nota: 1 GPa = 145 ksi; 1 mm = 0.04 in.

Por lo tanto, un refuerzo adecuado implicaría un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e lo suficientemente bajo como para minimizar la probabilidad de macro fisuración, pero a la vez lo suficientemente alto como para mantener los anchos de fisura dentro de un nivel aceptable. En este sentido, con relaciones típicas de refuerzo o dosificaciones usuales de fibras, el uso de materiales de refuerzo con un módulo de elasticidad inferior al del acero convencional como barras de GFRP o macrofibras sintéticas conduciría a un valor de ρn_e menor y, por lo tanto, podría ser más eficaz para mitigar la macro fisuración o la fisuración fuera de juntas en el concreto, manteniendo las juntas o microgrietas suficientemente estrechas. El uso de refuerzos con menor módulo de elasticidad en concreto de baja retracción (considerado como aquel que presenta una retracción por secado a los 28 días menor a 0.025%) permitiría aumentar la separación entre juntas más allá de los valores recomendados por el ACI 360R-10, con la posibilidad incluso de eliminar las juntas.

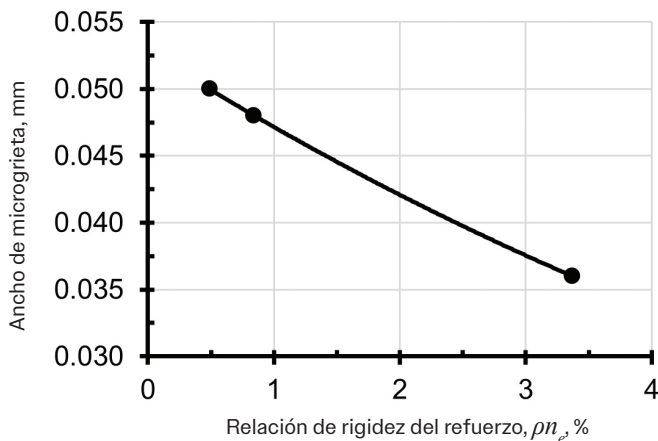


Fig. 4: Ancho de microgrieta versus relación de rigidez del refuerzo para las losas de prueba (Nota: 1 mm = 0.04 in.)

Tiempo relativo hasta la fisuración con distintos tipos de refuerzo

Se utiliza un análisis de esfuerzos por alabeo (*curling stresses*) para demostrar que el tiempo que tomaría para que ocurra una fisuración macro en losas reforzadas sería menor que en losas simples (*sin refuerzo*). Como se asumió en el caso de σ_{rr} (Ec. (1) y (2)), cada tipo de refuerzo se distribuye a lo largo del espesor de la losa.

Si se asume que la fisuración macro ocurre tanto en losas simples como en las reforzadas cuando se excede la capacidad de esfuerzo por alabeo σ_{alabeo}

del concreto, el análisis realizado por Miltenberger y Attiogbe¹ proporciona la siguiente ecuación para el esfuerzo por alabeo en una losa reforzada:

$$\sigma_{curl} = \frac{3}{2} \frac{L^2 \Delta \epsilon_r}{h^2} (100 \gamma_c h \beta + \sigma_{rr}) \quad (4)$$

donde L es la longitud del panel de la losa; h es el espesor de la losa; $\Delta \epsilon_r$ es la deformación diferencial por contracción entre la superficie de la losa reforzada y la profundidad del frente de secado en la losa; γ_c es el peso unitario del concreto; β es una constante que relaciona la longitud no soportada de la losa alabeada con la deformación diferencial por contracción; y σ_{rr} está dada por la Ec. (2). Para la losa de concreto simple, $\sigma_{rr} = 0$ en la Ec. (4); por lo tanto, al igualar la ecuación del esfuerzo por alabeo para la losa reforzada con la de la losa simple, se obtiene:

$$\Delta \epsilon_r (100 \gamma_c h \beta + \sigma_{rr}) = \Delta \epsilon_p (100 \gamma_c h \beta) \quad (5)$$

donde $\Delta \epsilon_p$ es la deformación diferencial por contracción entre la superficie de la losa simple y la profundidad del frente de secado en la losa. Se asume una distribución lineal de deformaciones^{1,23} tanto para las losas reforzadas como para las simples, como se ilustra en la Figura 5, donde ϵ_{shu} es la deformación última por contracción de secado del concreto para un entorno dado (y se asume que se alcanza rápidamente en la superficie de la losa), y ϵ_x es la deformación por contracción a una profundidad x . Entonces, el gradiente de deformación por contracción en la losa se expresa como:

$$\frac{\epsilon_{shu} - \epsilon_x}{x} = \frac{\epsilon_{shu} - 0}{h} \quad (6)$$

donde $\epsilon_{shu} - \epsilon_x = \Delta \epsilon$. Para $x = x_{dr}$ o $x = x_{dp}$, la Ec. (6) da lo siguiente para $\Delta \epsilon_r$ y $\Delta \epsilon_p$:

$$\Delta \epsilon_r = \frac{x_{dr}}{h} \epsilon_{shu} \quad \text{y} \quad \Delta \epsilon_p = \frac{x_{dp}}{h} \epsilon_{shu} \quad (7)$$

donde x_{dr} y x_{dp} son las profundidades de los frentes de secado en el momento de la fisuración en las losas reforzada y simple, respectivamente. Se puede inferir de la Ec. (5) que, en el momento de la fisuración, la deformación diferencial por contracción en la losa de concreto reforzado sería menor que en la losa simple ($\Delta \epsilon_r < \Delta \epsilon_p$). Esto implica que, en el momento en que fisura la losa reforzada, la profundidad del frente de secado sería menor que cuando ocurre la fisuración en la losa simple; es decir, $x_{dr} < x_{dp}$ según la Ec. (7). Dado que se esperaría que las características de difusión de humedad fueran iguales en ambas losas bajo un mismo entorno, un valor menor de x_{dr} comparado con x_{dp} implica que la losa reforzada fisuraría.

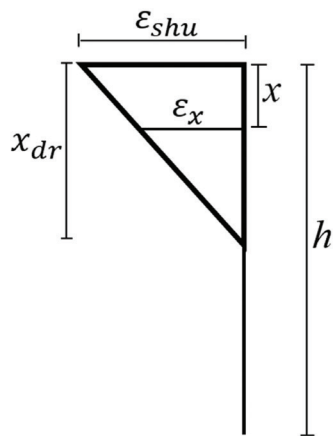


Fig. 5: Distribución lineal de la deformación por contracción en la losa de concreto

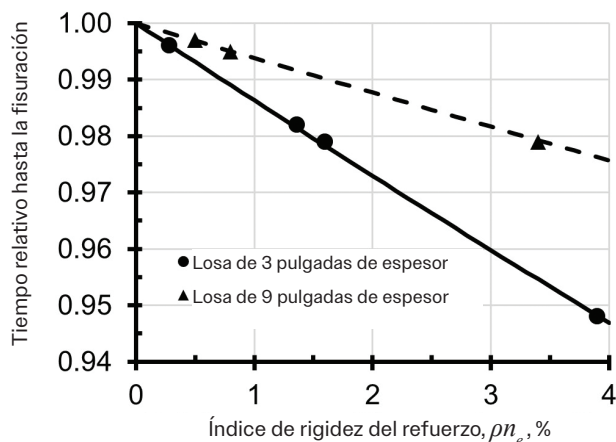


Fig. 6: Tendencia de la relación entre el tiempo relativo hasta la fisuración y la rigidez de refuerzo en las losas de concreto (Nota: 1 pulgada = 25 mm)

Sustituyendo la Ecuación (2) y (7) en la Ecuación (5) y simplificándola se obtiene la Ecuación (8):

$$\frac{x_{dr}}{x_{dp}} = \frac{100\gamma_c h \beta}{100\gamma_c h \beta + \frac{1}{2} \varepsilon_{nt} E_e (\rho n_e)} \quad (8)$$

Sin embargo, la profundidad del frente de secado es proporcional a la raíz cuadrada del tiempo hasta la fisuración, siendo la constante de proporcionalidad una función del coeficiente de difusión de humedad. Por lo tanto, x_{dr} es proporcional a $\sqrt{(t_{cr})_r}$ y x_{dp} es proporcional a $\sqrt{(t_{cr})_p}$, donde $(t_{cr})_r$ es el tiempo hasta la fisuración para la losa reforzada, y $(t_{cr})_p$ es el parámetro correspondiente para la losa simple. Suponiendo que las características de difusión de humedad sean las mismas en las losas reforzada y simple, la Ecuación (8) se convierte en:

$$\frac{(t_{cr})_r}{(t_{cr})_p} = \left[\frac{1}{1 + k(\rho n_e)} \right]^2 \quad (9)$$

donde $k = (1/2 E_{nt} E_e) / (100\gamma_c h \beta)$. La Ecuación (9) vincula ρn_e con el tiempo que tarda una losa de hormigón reforzado en desarrollar una macrofisura en relación con el tiempo que tarda en fisurarse una losa simple. El valor de k en la Ecuación (9) se calcula considerando que la fisuración ocurre a una deformación promedio $(1/2 E_{nt})$ de 0.01% lo cual es del mismo orden de magnitud que la deformación interna longitudinal medida en el hormigón y la armadura cuando se produjo la fisuración en el panel medio en la losa reforzada con $\rho = 0.23\%$. La Ecuación (9) se grafica en la Figura 6 para un rango de valores de ρn_e , junto con puntos de datos predichos para las losas en los dos estudios discutidos. Para las losas del primer estudio, $k = 0.69$, basado en $E = 0.0002$, $E_e = 11.8 \text{ GPa}$ (1,710 ksi), $\gamma_c = 2,320 \text{ kg/m}^3$ (145 lb/ft³), $h = 75 \text{ mm}$ (3 in), y se supone que β tiene un valor igual a 10. Para las losas del segundo estudio, $k = 0.31$, basado en $E = 0.0002$, $E_e = 10.6 \text{ GPa}$ (1,710 ksi), $\gamma_c = 2,320 \text{ kg/m}^3$ (145 lb/ft³), $h = 150 \text{ mm}$ (6 in) y se supone nuevamente que β tiene un valor igual a 10.

La figura 6 muestra que cuanto mayor es el valor de ρn_e , más corto es el tiempo hasta la fisuración, o menor es la resistencia al desarrollo de macro fisuras en el elemento de hormigón.

La tendencia prevista en el tiempo hasta la fisuración es coherente con el hecho de que la losa con el valor más alto de ρn_e en cada estudio desarrolló una macrofisura, mientras que las otras losas no se fisuraron. El análisis predice correctamente que, para las losas de 75 mm de espesor, la losa reforzada con acero convencional con $\rho n_e = 3.90\%$ desarrollaría una macrofisura más temprano (lo cual ocurrió a los 47 días) en comparación con las otras losas con valores menores de ρn_e , en el rango de 0.0 a 1.60%, que no desarrollaron macrofisuras. Asimismo, el análisis también predice correctamente que, para las losas de 150 mm de espesor, la losa reforzada con acero convencional con $\rho n_e = 3.37\%$ desarrollaría una macrofisura antes (lo cual ocurrió a los 126 días) que las losas reforzadas con GFRP (polímero reforzado con fibra de vidrio), que tenían valores menores de ρn_e (0.49% y 0.84%) y no presentaron macrofisuras.

Cabe señalar que, debido a las suposiciones consideradas en este análisis, las magnitudes del tiempo relativo hasta la fisuración calculadas en la Figura 6 solo muestran la tendencia, no los valores reales.

La probabilidad de que ocurra una macrofisura disminuye mientras mayor sea el tiempo estimado hasta la fisuración, ya que habría un periodo más largo para que las tensiones se relajen. Esto se refleja en la Figura 1, donde se observa que las losas con bajos valores de ρn_e (0.0 a 1.60%, según la Tabla 1), que se predice que tardan más en fisurarse en

comparación con la losa con $\rho n_e = 3.90\%$ (ver Figura 6), no desarrollaron macrofisuras durante el periodo de prueba de un año.

Además, reducir la velocidad de secado protegiendo el concreto de condiciones ventosas y con baja humedad relativa (HR) durante las edades tempranas, permitiría un mayor tiempo para la relajación de tensiones y, por lo tanto, minimizaría la probabilidad de macro fisuración. La Ecuación (9) y la Figura 6 indican que, para un concreto determinado, una losa más gruesa tardaría más en fisurarse a un valor constante de ρn_e , lo cual es consistente con los conceptos de la mecánica de fractura.

El análisis presentado y los resultados de los ensayos reportados muestran que ρn_e , que considera tanto la relación de refuerzo como el módulo de elasticidad del refuerzo en relación con el módulo de elasticidad ajustado por fluencia del concreto, proporciona una base útil para comparar la efectividad de distintos tipos de refuerzo en el control del agrietamiento por contracción restringida en elementos de concreto.

Conclusiones

Para un concreto determinado y elementos de concreto reforzado sometidos a secado diferencial, los resultados de los estudios presentados y el análisis respaldan lo siguiente:

La relación de rigidez del refuerzo ρn_e mide la fuerza de contención o tensión de tracción inducida en el hormigón por el refuerzo; por lo tanto, se correlaciona bien con el desarrollo de macrofisuras, así como con la magnitud de la altura de alabeo y la apertura de la junta (o fisura). Es un parámetro útil a considerar al seleccionar el tipo y la cantidad de refuerzo para controlar el comportamiento de los elementos de hormigón frente a la fisuración por retracción restringida.

Cuando se siguen las recomendaciones de ACI 360R-10 respecto a la relación entre el espesor de la losa y el espaciamiento de las juntas, la provisión de refuerzo para mantener las juntas más herméticas sin la probabilidad de causar agrietamiento intermedio o fuera de la junta debería considerar un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e suficientemente bajo. Un nivel de refuerzo con un valor de ρn_e superior al necesario significa que la junta está sobre reforzada, lo que aumenta la probabilidad de agrietamiento fuera de la junta.

Con las proporciones o dosis de fibra de refuerzo típicas, el refuerzo con un módulo de elasticidad más bajo y una huella de carbono más baja en comparación con el refuerzo de acero convencional, como las barras de PRFV o las macrofibras sintéticas, tendría un valor de ρn_e más bajo y, por lo tanto, podría ser más eficaz para mitigar la macro fisuración o la fisuración fuera de la junta, manteniendo las juntas o micro fisuraciones suficientemente estancas. Con este refuerzo de módulo más bajo, el uso de hormigón de baja retracción, que se puede lograr con hormigón de baja retracción (SRA), aumentaría la probabilidad de evitar la macro fisuración y reduciría la altura de alabeo y la apertura de la junta (o fisura). Por lo tanto, el refuerzo de módulo más bajo en hormigón de baja retracción facilitaría la ampliación del espaciamiento entre juntas más allá de los valores recomendados por ACI 360R-10, con la posibilidad de eliminar las juntas.

Referencias

1. Miltenberger, M.A., and Attiogbe, E.K., "Shrinkage-Based Analysis for Control-Joint Spacing in Slabs-on-Ground," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June 2002, pp. 352-359.
2. Bissonnette, B.; Attiogbe, E.K.; Miltenberger, M.A.; and Fortin, C., "Drying Shrinkage, Curling, and Joint Opening of Slabs-on-Ground," *ACI Materials Journal*, V. 104, No. 3, May-June 2007, pp. 259-267.
3. ACI Committee 360, "Guide to Design of Slabs-on-Ground (ACI 360R-10)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 72 pp.
4. Aldea, C.-M.; Gandee, C.; Heasley, B.; Helmink, H.; Labbe, C.A. III; Mahoney, M.A.; Offenberger, M.A.; and Schaef, S., "Fiber-Reinforced Concrete for Long-Term Durable Structures—Case Studies," *Concrete International*, V. 45, No. 11, Nov. 2023, pp. 53-59.
5. Mahoney, M.A., "Lowering Carbon Footprint of Concrete Construction Using Fiber Reinforcement Technology," Novel Developments in the Use of Advanced Fiber Reinforced Concretes, Part 1 of 2, session at ACI Concrete Convention – Spring, San Francisco, CA, April 2-6, 2023.
6. Sbahieh, S.; Tahir, F.; and Al-Ghamdi, S.G., "Environmental and Mechanical Performance of Different Fiber Reinforced Polymers in Beams," *Materials Today: Proceedings*, V. 62, Part 6, 2022, pp. 3548-3552.
7. Orouji, M., and Najaf, E., "Effect of GFRP Rebars and Polypropylene Fibers on Flexural Strength in High-Performance Concrete Beams with Glass Powder and Microsilica," *Case Studies in Construction Materials*, V. 18, 2023, 11 pp.
8. Sbahieh, S.; McKay, G.; and Al-Ghamdi, S.G., "A Comparative Life Cycle Assessment of Fiber-Reinforced Polymers as a Sustainable Reinforcement Option in Concrete Beams," *Frontiers in Built Environment*, V. 9, May 2023, 15 pp.

9. Ryan, C., and Garcia-Taengua, E., "Fibre-Reinforced Concrete Is Sustainable and Cost-Effective for Water-Retaining Structures," *Sustainability*, V. 13, No. 20, Oct. 2021, 16 pp.
10. Fortin, C., "Curling and Strain Monitoring of Slabs Strips in a Laboratory Environment," MS thesis, Laval University, Quebec City, QC, Canada, May 2005, 322 pp.
11. Barragan, B.E.; Mudadu, A.; Tiberti, G.; and Plizzari, G.A., "GFRP Reinforced Concrete Slabs under Restrained Shrinkage," *Concrete International*, V. 45, No. 7, July 2023, pp. 39-45.
12. Mudadu, A.; Tiberti, G.; Barragan, B.; and Plizzari, G., "Behavior of Concrete Slabs Reinforced with Fiberglass Rebar Under Restrained Shrinkage," Publication No. 10024750-A, Owens Corning Infrastructure Solutions, LLC, Toledo, OH, Mar. 2022.
13. Attiogbe, E.K., "A Procedure to Evaluate the Potential for Drying Shrinkage Cracking of Concrete under Restraint," *Concrete International*, V. 44, No. 8, Aug. 2022, pp. 29-33.
14. Soroushian, P., and Lee, C.-D., "Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 5, Sept.-Oct. 1990, pp. 433-439.
15. Alberti, M.G.; Enfedaque, A.; and Gálvez, J.C., "How to Predict the Orientation Factor of Non-Rigid Macrosynthetic Fibre Reinforced Concrete," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, V. 246, 2017, 11 pp.
16. Soroushian, P., and Lee, C.-D., "Tensile Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete: Correlation with Some Measures of Fiber Spacing," *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 541-546.
17. Suprenant, B.A., and Malisch, W.R., "Repairing Curled Slabs," *Concrete Construction*, May 1999, 5 pp.
18. Walker, W.W., and Holland, J.A., "The First Commandment for Floor Slabs: Thou Shalt Not Curl Nor Crack...(Hopefully)," *Concrete International*, V. 21, No. 1, Jan. 1999, pp. 47-53.
19. Pigeon, M., and Bissonnette, B., "Tensile Creep and Cracking Potential," *Concrete International*, V. 21, No. 11, Nov. 1999, pp. 31-35.
20. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 520 pp.
21. Altoubat, S.A., and Lange, D.A., "Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early Age," *ACI Materials Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug. 2001, pp. 323-331.
22. Hossain, A.B.; Pease, B.; and Weiss, W.J., "Quantifying Early Age Stress Development and Cracking in Low Water-to-Cement Concrete: Restrained-Ring Test with Acoustic Emission," *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, V. 1834, No. 1, Jan. 2003, pp. 24-32.
23. Attiogbe, E.K.; Weiss, W.J.; and See, H.T., "A Look at the Stress Rate versus Time of Cracking Relationship Observed in the Restrained Ring Test," *Advances in Concrete Through Science and Engineering*, Northwestern University, Evanston, IL, Jan., 2004, 14 pp.
24. Weiss, W.J., and Shah, S.P., "Restrained Shrinkage Cracking: The Role of Shrinkage Reducing Admixtures and Specimen Geometry," *Materials and Structures*, V. 35, No. 2, Mar. 2002, pp. 85-91.

Emmanuel K. Attiogabe, FACI, es un ingeniero investigador que ejerce de forma privada en Discover Bay, California, EE.UU. Se retiró en 2016 como Jefe de Innovación para el desarrollo de refuerzos alternativos para concreto en BASAF Construction Chemicals, ahora Master Builders Solutions. Fue presidente del Comité de Transferencia de Tecnología TAC y del Grupo Asesor de Transferencia de Tecnología de la Fundación ACI (actualmente conocido como el Consejo de Innovación del Concreto), y exmiembro del Consejo Directo de ACI. Es miembro de varios comités de ACI y del Consejo de Investigación sobre el Concreto de la Fundación ACI. Recibió la Medalla ACI Wason 2021 al Artículo Más Meritorio, la Medalla ACI Henry L. Kennedy 2015 y la Medalla ACI Wason 1995 para Investigación en Materiales. Obtuvo su licenciatura en ingeniería civil en la Kwame Nkrumah University of Science and Technology, en Kumasi, Ghana, y su maestría y doctorado en ingeniería civil en la University of Kansas, en Lawrence, Kansas, EE. UU.



Título original en inglés:
**Impact of Reinforcement
Type on Control of Drying
Shrinkage Cracking of
Concrete Under Restraint**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo Perú**



Traductor:
**Estudiantes
del ACI UCSM -
Arequipa**



Revisores Técnicos:
**Ing. Julio Higashi
Luy**



**Ing. Jakelyn Quispe
Vásquez**