

ضرورت بررسی مفهوم بازتوزیع لنگر و تعیین مقدار (آزمایشگاهی و تئوری) آن در دال‌های سراسری پس‌تنیده با بتن خودمتراکم

میثم ترکمانزاده (کارشناس ارشد)

علی‌اکبر مقصودی* (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان

مهندسی عمران شریف
دوری ۲-۲۸، شماره ۲، ص. ۱۳۱-۱۳۸، (پادداشت نشی)

دراختیار نبودن اطلاعات و عدم شناخت کافی بتن خودمتراکم^۱ و پس‌تنیدگی در عملکرد سازه‌ی عرشه‌های یکسره‌ی پل‌های پس‌تنیده در جهان و ایران، انگیزه‌ی اصلی این نوشتار است. بدین منظور ابتدا مروری بر مفهوم بازپخش لنگر در آیین‌نامه‌ها برای بتن‌های معمولی (نیازمند به ویریه) صورت گرفته است. همچنین، برای بررسی عملکرد این نوع بتن در بازپخش لنگر و ارزیابی رابطه‌های موجود آیین‌نامه‌ی بتن‌های معمولی، دو نمونه آزمایشگاهی دال دو دهانه‌ی سراسری پس‌تنیده بدون پیوستگی^۲ با بتن خودمتراکم به طول ۷/۵، عرض ۱ و ارتفاع ۲۰ سانتی‌متر، ساخته و تا مرحله‌ی نهایی بارگذاری شدند. نتایج تحقیقات نظری و آزمایشگاهی نشان داد که استفاده از آیین‌نامه‌های فعلی دنیا برای تخمین مقدار بازپخش لنگر در سازه‌های بتن معمولی را می‌توان با اطمینان برای بتن خودمتراکم به‌کار برد.

واژگان کلیدی: بتن خودمتراکم، فولاد پس‌تنیدگی بدون پیوستگی، بازپخش لنگر و دال.

mt_pce@yahoo.com
maghsoudi.a.a@mail.uk.ac.ir

مقدمه

بتن نسل جدید یا بتن خودمتراکم بتنی است که در آن بدون نیاز به هیچ‌گونه ویریه‌ی داخلی یا خارجی تحت اثر وزن خود متراکم می‌شود و با توجه به روان بودن آن، قادر است به‌سهولت در فضاهای باریک، پر پیچ و خم و همچنین با تراکم زیاد آرماتور عبور کند و تحت تأثیر وزن خود، متراکم شود. کاربرد این نوع بتن در جهان در مورد سازه‌های بتن مسلح رو به رشد است، ضمن اینکه تحقیقات اندکی در مورد کاربرد بتن خودمتراکم در اعضا معین و نامعین بتن پیش یا پس‌تنیده موجود است.^[۷-۵] بنابراین توجه به موضوع شکل‌پذیری و بازتوزیع لنگر در دال‌های یک‌طرفه‌ی پس‌تنیده سراسری (دو دهانه) با فولادهای بدون پیوستگی ساخته‌شده از بتن خودمتراکم مقاومت بالا در این نوشتار مد نظر است. در این نوع بتن، به‌علت استفاده از مواد ریزدانه‌ی بیشتر نسبت به بتن‌های معمولی و ویریه‌نکردن بتن، و همچنین با افزایش مقاومت فشاری بتن، احتمال ایجاد شکستگی متفاوت نسبت به بتن‌های با مقاومت معمولی است (کرنش نهایی بتن ϵ_{cu}) با افزایش مقاومت آن کاهش می‌یابد^[۸]، از دیگر اولویت‌های در نظر گرفته‌شده این نوشتار است. تحقیقات نشان داده است که با کاهش کرنش نهایی بتن ϵ_{cu} مقدار شکل‌پذیری عضو کاهش می‌یابد،^[۹] در این صورت تعیین اینکه آیا عضو توانایی رسیدن به ظرفیت چرخش خمیری را دارد تا بتوان از تحلیل‌های موردنظر استفاده کرد یا خیر، مهم است. نکته‌ی دیگر اینکه به‌علت امکان پیوستگی متفاوت بین این نوع بتن با فولادهای معمولی (به‌علت حذف ویریه و افزایش مواد ریزدانه در بتن خودمتراکم)، ظرفیت تغییرشکل نهایی (خیز) و درصد بازپخش لنگر چنین اعضایی ضرورت فوری

یکی از موارد مهم در طراحی اعضا در حالت نهایی، بحث بازپخش لنگر (بازتوزیع لنگر، پخش مجدد لنگر) است. اهمیت موضوع همواره تحت تأثیر دو منظر ایمنی سازه (افزایش مقدار شکل‌پذیری) و اقتصاد (میزان فولاد مصرفی) طرح‌هاست. متأسفانه به این موضوع مهم در ویرایش‌های قدیم آیین‌نامه‌ها که بیشتر ساختمان‌های موجود براساس آن‌ها طراحی شده‌اند، پرداخته نشده و فقط محدودیتی در به‌کارگیری بیشینه‌ی فولاد مجاز نسبت به فولاد متوازن اعمال شده است. مثلاً در پژوهشی^[۱] نشان داده شده است که در صورت استفاده از میزان فولاد پیشنهادی ۹۹-۱۳۱۸ ACI^[۲]، برابر با $\rho_{max} = 0.7\rho_b$ در تیرهای تحت خمش، چنین عضوی فقط شکل‌پذیری برابر با ۲ دارد، که تقریباً برابر با نصف مقدار کمینه‌ی پیشنهادی شکل‌پذیری در مناطق زلزله‌خیز است. و لذا استفاده از این میزان فولاد، برای چنین نواحی نگران‌کننده و ناپایم است. چنین نحوه‌ی طراحی، در آیین‌نامه‌ی آمریکا از سال ۲۰۰۲^[۳] تغییر کرده و سعی شده است روش طراحی به آیین‌نامه‌ی انگلستان BS۸۱۱۰ (۱۹۸۵)^[۴] نزدیک‌تر شود. به‌عبارت دیگر در آیین‌نامه‌ی انگلستان^[۴] طراحی براساس درصد بازتوزیع لنگر صورت گرفته است، که به‌نظر روش پیشرفته‌تری نسبت به ویرایش‌های قدیمی‌تر ACI^[۲] است. ضمن اینکه روش طراحی در مناطق زلزله‌خیز، براساس شکل‌پذیری و بازتوزیع لنگر به طرح مطمئن‌تر سازه نسبت به روش‌های قدیمی و رایج بعضی آیین‌نامه‌ها که براساس مقاومت بتن نهاده شده است، خواهد شد.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۱۱/۱۰، اصلاحیه ۱۳۸۹/۱۱/۱۱، پذیرش ۱۳۸۹/۱۲/۱۵.

بررسی آیین‌نامه‌ها در مورد بازتوزیع لنگر

در اغلب آیین‌نامه‌های فعلی دنیا، اجازه‌ی بازپخش لنگر در سازه‌ها را در حالت نهایی با ایجاد شکل پذیری مناسب می‌دهند. اما نکته‌ی مهم که در خیلی از آیین‌نامه‌ها مورد توجه قرار نگرفته است، بازپخش لنگر در سازه‌های پس‌تنیده است. لذا بررسی مقایسه‌ی نتایج و روابط آیین‌نامه‌ها با مقادیر حاصل از نتایج آزمایشگاهی ضروری به نظر می‌رسد. آیین‌نامه‌ها با استفاده از روش‌های توسعه‌یافته، طراحان را در انتخاب یکی از سه روش آنالیز یا تحلیل غیرخطی، تحلیل خمیری و تحلیل براساس آنالیز خطی با در نظر گرفتن بازتوزیع لنگر یاری کرده‌اند. ساده‌ترین و سریع‌ترین روش در بین روش‌های فوق، روش آنالیز کشسانی خطی با بازتوزیع لنگر است. ضریب بازتوزیع لنگر (β) به صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود.

$$\beta = \frac{M_{red}}{M_{els}} \quad (1)$$

همچنین درصد بازتوزیع لنگر ($\%MR$) با رابطه‌ی ۲ نیز قابل تعیین است.

$$\%MR = \frac{M_{elast} - M_{red}}{M_{elast}} \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۲، M_{red} مقدار ممان حاصل از تحلیل خمیری یا حاصل از بازپخش لنگر است.

در آیین‌نامه‌ی CEB-FIP [۱۰] درصد بازپخش ممان به شکل پذیری فولاد، مقاومت بتن و نوع سازه بستگی دارد. این شرایط در جدول ۱ نشان داده شده است. تنها تغییر این ویرایش آیین‌نامه (۱۹۹۳) نسبت به ویرایش سال ۱۹۹۰ تبدیل مقدار بیشینه‌ی ۳۰٪ بازپخش لنگر به ۲۵٪ برای سازه‌های دارای فولاد با شکل پذیری زیاد و معمولی است. برای تعیین دسته نوع A یا B برای فولاد پس‌تنیده، آیین‌نامه‌ی CEB-FIP پیشنهادهایی ارائه کرده است. این پیشنهادها در سه سطر آخر جدول ۱ آمده است. مبنی بر اینکه چنین الزاماتی در تیرهای سراسری ایجاد شود، تا ۲۵٪ بازپخش لنگر در اعضای پس‌تنیده مجاز تلقی شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد آیین‌نامه‌ی CEB-FIP (۱۹۹۰) برای اولین مرتبه بازپخش لنگر را به مقاومت بتن و شکل پذیری فولاد وابسته کرده است. پس از آن آیین‌نامه‌ی Euro Code ۲

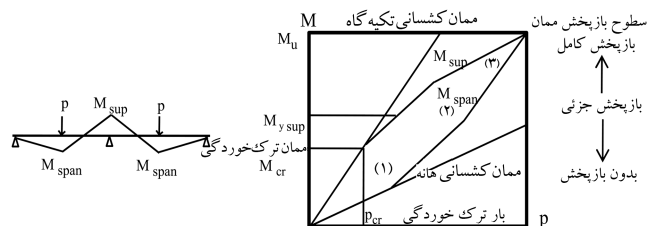
جدول ۱. بازتوزیع لنگر مطابق با آیین‌نامه‌ی CEB-FIP [۱۰].

درصد بازتوزیع لنگر	مقاومت بتن	شکل پذیری فولاد
$\beta \geq 0.44 + 1.25x/d$	$12 \leq f'_c \leq 35 \text{ Mp}$	شکل پذیری معمولی و زیاد (classes S and A)
$\beta \geq 0.56 + 1.25x/d$	$40 \leq f'_c \leq 80 \text{ Mp}$	شکل پذیری معمولی و زیاد
$0.75 \leq \beta \leq 1$	تیرهای سراسری و قاب‌های بدون مهار جانبی	شکل پذیری معمولی و زیاد
$0.9 \leq \beta \leq 1$	قاب‌های دارای مهار جانبی	شکل پذیری معمولی و زیاد
$0.9 \leq \beta \leq 1$ و $\beta \geq 0.44 + 1.25x/d$	$12 \leq f'_c \leq 80 \text{ Mp}$	شکل پذیری کم (class B)
$c/d \leq 0.45$	$12 \leq f'_c \leq 35 \text{ Mp}$	شکل پذیری معمولی و زیاد
$c/d \leq 0.35$	$40 \leq f'_c \leq 80 \text{ Mp}$	شکل پذیری معمولی و زیاد
$c/d \leq 0.25$	$12 \leq f'_c \leq 80 \text{ Mp}$	شکل پذیری کم (class B)

چنین تحقیقاتی را نشان می‌دهد. سؤال مهم مطرح دیگر عبارت است از اینکه آیا سازه‌های پس‌تنیده با فولاد بدون پیوستگی دارای بتن خودمترکم در نواحی بحرانی (از جمله بالای مقطع تکیه‌گاه میانی یا مقطع پایین وسط دهانه در دهانه‌های سراسری)، شکل‌پذیری کافی برای ایجاد مفصل خمیری با ظرفیت چرخش کافی برای تحلیل غیرخطی یا تحلیل خطی با بازتوزیع لنگر را دارد یا خیر؟ از ابهامات بسیار مهم دیگر اینکه با تغییر در مقدار مقاومت بتن، مقدار سختی خمشی در فاز قبل از ترک‌خوردگی بیشتر شده است و این خود باعث تغییر در مقادیر بازپخش ممان می‌شود. بنابراین سعی شده است به این نکات در این نوشتار پرداخته شود.

مفهوم کلی بازپخش ممان

استفاده از تحلیل کشسانی برای تخمین لنگر خمشی در اعضای سراسری (یکسره) تا باری که منجر به عملکرد خطی مصالح است، صادق است. معمولاً شیب نمودار بار-لنگر (شکل ۱) پس از ترک‌خوردگی عضو تغییر می‌کند و دیگر تحلیل کشسانی قادر به نشان دادن عملکرد واقعی عضو نیست. اختلاف بین دیاگرام لنگر واقعی و لنگر به‌دست‌آمده از تحلیل کشسانی، مربوط به بازپخش لنگر است. یک عضو سراسری می‌تواند به‌طور جزئی یا کامل لنگر خود را بازپخش کند. بازپخش جزئی یا کامل به مکانیسم خرابی عضو بر می‌گردد، یعنی حالتی که عضو در محل مفصل خمیری قادر به ایجاد چرخش کافی است. در صورتی که عضو قادر به ایجاد چرخش کافی نباشد، بار خرابی از بار اسمی کمتر می‌شود و عضو به بازپخش کامل لنگر نمی‌رسد. دیاگرام بار-بازپخش لنگر در یک عضو سراسری تحت دو بار متمرکز در وسط دهانه به‌طور فرضی در شکل ۱ نشان داده شده است. شکل ۱، نمایانگر سه ناحیه‌ی بحرانی (یک ناحیه در تکیه‌گاه میانی و دو ناحیه‌ی دیگر زیر بارهای وسط دهانه) است، به‌نحوی که هر سه ناحیه دارای ظرفیت لنگر نهایی (M_u) یکسانی هستند. مقدار بازپخش لنگر از روی شکل ۱ قابل تشخیص است. در صورتی که لنگر در وسط دهانه یا زیر بار و یا روی تکیه‌گاه میانی باعث خرابی عضو شود و مقدار آن نزدیک به لنگر کشسانی باقی بماند، هیچ‌گونه بازپخش لنگری در عضو رخ ندهد (ناحیه‌ی شماره ۱، در شکل ۱). در صورتی که دو مقطع وسط دهانه یا زیر بار قادر به تحمل لنگر نهایی (M_u) باشند، بازپخش لنگر به حالت کامل رسیده است (ناحیه‌ی شماره ۳، در شکل ۱). در بازپخش جزئی، خرابی در عضو رخ داده است اما مقطع وسط دهانه هنوز به ظرفیت نهایی خود نرسیده است (ناحیه‌ی شماره ۲، در شکل ۱). برای تعیین مقدار بار خرابی و بازپخش لنگر باید از روش تحلیل غیرخطی استفاده کرد. برای دسترسی به هر یک از سطوح (۱، ۲، ۳) تعیین مقدار شکل‌پذیری مقاطع بحرانی عضو الزامی است.



شکل ۱. نمونه‌یی از نحوه‌ی بازپخش لنگر در یک عضو سراسری.

جدول ۴. سطوح شکل‌پذیری فولاد در آیین‌نامه‌های طراحی.

آیین‌نامه	فولاد با شکل‌پذیری کم	فولاد با شکل‌پذیری معمولی	فولاد با شکل‌پذیری زیاد
CEB-FIP	Class B: $(f_{su}/f_{sy}) \geq 1,05, \epsilon_{cu} \geq 2,0$	Class A: $(f_{su}/f_{sy}) \geq 1,08, \epsilon_{cu} \geq 5,0$	Class S: $(f_{su}/f_{sy}) \geq 1,15, \epsilon_{cu} \geq 6,0$
Euro Code 2	Type N: $(f_{su}/f_{sy}) \geq 1,05, \epsilon_{cu} \geq 2,0$	Type H: $(f_{su}/f_{sy}) \geq 1,08, \epsilon_{cu} \geq 5,0$	مسکوت مانده

جدول ۲. بازتوزیع لنگر مطابق با Euro Code 2 (۱۹۹۲) [۱۱].

درصد بازتوزیع لنگر	مقاومت بتن و شکل‌پذیری فولاد
$\beta \geq 0,44 + 1,25x/d$	$f'_c \leq 50 \text{ Mp}$
$\beta \geq 0,56 + 1,25x/d$	$f'_c \geq 50 \text{ Mp}$
$\beta \geq 0,7$	شکل‌پذیری معمولی و زیاد
$\beta \geq 0,85$	شکل‌پذیری کم

پیش و پس تنیده، ۵٪ افزایش نسبت به آیین‌نامه‌ی اروپا (EC2) از سال ۱۹۹۲ به آیین‌نامه‌ی اروپا (EC2) در سال ۲۰۰۴ داشته است، ۲. این مقدار وابسته به کرنش نهایی بتن (ϵ_{cu}) شده است. به عبارت دیگر، چنین نتیجه می‌شود که حرکت به سمت وابسته‌کردن بازتوزیع لنگر به شکل‌پذیری، یا به بیان دیگر، در صورتی که سازه‌ی قادر به رسیدن به کرنش ۰٫۳۵٪ که مربوط به ϵ_{cu} در حالت نهایی است، باشد؛ چنین سازه‌ی دارای شکل‌پذیری مناسب در مصالح و مقدار قرارداده شده در جدول ۴ عضو است که قادر به ایجاد چنین کرنشی در بتن شده است. در جدول ۴ مشخصات فولاد با شکل‌پذیری زیاد، معمولی و کم نشان داده شده است.

آیین‌نامه‌ی ACI 318-99 [1] مربوط به بازپخش ممان در سازه‌های پیش‌تنیده است. بر این اساس، اگر در سازه‌های دارای فولاد پس‌تنیده‌ی بدون پیوستگی، کمینده‌ی فولاد معمولی پیوسته تعبیه شود، درصد بازپخش لنگر در ناحیه‌ی ممان منفی مطابق رابطه‌ی ۴ قابل تعیین است.

$$20 \left[1 - \frac{\omega_p + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')}{0,36\beta_1} \right] \quad (4)$$

در رابطه‌ی ۴ مقادیر ω ، ω' و ω_p عبارتند از:

$$\omega_p = \rho_p \frac{f_{py}}{f'_c}, \quad \omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c}, \quad \omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

در حالی که، β_1 عبارت است از ضریب مربوط به ارتفاع بلوک تنش فشاری معادل، d_p ارتفاع فولاد پس‌تنیده از وجه فشاری تا مرکز این نوع فولاد، d ارتفاع فولاد معمولی از وجه فشاری تا مرکز فولاد، ρ_p نسبت فولاد پس‌تنیده، ρ درصد فولاد معمولی کششی، ρ' درصد فولاد معمولی فشاری. تنها تغییری که در این آیین‌نامه تا سال ۲۰۰۲ دیده شد، این است که در ویرایش ۱۹۸۹ [۱۳] این آیین‌نامه مبحث ممان ثانویه قبل از بازپخش ممان با ضریب ۱ محاسبه شده است و ممان ناشی از بار خارجی با ضریب ۱ بازپخش و با هم جمع جبری می‌شود. این تغییر در نتیجه‌ی مطالعات نسبتاً دقیق و منطقی [۱۴] اتخاذ شده است. آیین‌نامه‌ی ACI 318-08 [۱۵] موضوع بازپخش لنگر در سازه‌های پیش‌تنیده را همانند سازه‌های بتن‌آرمه معمولی منظور می‌کند. در این ویرایش آیین‌نامه، در صورتی بازپخش لنگر مجاز است که کرنش در دورترین تار فولاد کششی ϵ_t ، به مقدار کمینده ۰٫۷۵٪ بدون در نظر گرفتن اثر پیش‌تنیده، خزش و انقباض برسد. در این صورت این آیین‌نامه ۲۰٪ بیشینه‌ی بازپخش لنگر با مقدار $\epsilon_t = 1000$ (کرنش در دورترین تار فولاد کششی) را برای هر نوع بارگذاری در نظر می‌گیرد (ϵ_t عبارت است از کرنش خالص فولاد کششی). یادآوری می‌شود که در پیوست B آیین‌نامه برای سازه‌های پیش و پس‌تنیده، مجوز استفاده از رابطه‌ی ۴ داده شده است. برای محاسبه‌ی ϵ_t می‌توان از رابطه‌ی ۵ ارائه‌شده در سال ۱۹۹۲ استفاده کرد، [۱۶] در حالی که M_n ممان اسمی مقطع است.

$$\epsilon_t = 0,003 \left[\frac{\beta_1}{1 - \sqrt{1 - \frac{40R_n}{17f'_c}}} - 1 \right], \quad R_n = \frac{M_n}{bd^2} \quad (5)$$

(۱۹۹۲) [۱۱] به این موضوع اشاره کرده است. آیین‌نامه‌ی EC2 (۱۹۹۲) با توجه به دو محدودیت اصلی یعنی نوع فولاد و مقاومت فشاری بتن (عوامل اصلی برای شکل‌پذیری)، مقدار بازتوزیع لنگر را مطابق جدول ۲ تعریف کرده است. از دیگر نکات قابل ذکر برای شکل‌پذیری مورد نیاز در آیین‌نامه‌ی EC2 (۱۹۹۲)، محدودیت‌هایی برای نسبت ارتفاع تار خنثی به فاصله‌ی مرکز فولاد طولی کششی معمولی از دورترین تار فشاری c/d و شکل‌پذیری فولاد مورد استفاده در سازه‌های بتنی است. مثلاً برای استفاده از تحلیل خمیری بدون کنترل چرخش مفصل خمیری، آیین‌نامه‌ی EC2 (۱۹۹۲) محدودیت نسبت ارتفاع تار خنثی به فاصله‌ی مرکز فولاد طولی کششی معمولی از دورترین تار فشاری بتن را برابر با $c/d = 0,25$ در نظر می‌گیرد. همچنین در صورت استفاده از فولاد با شکل‌پذیری زیاد، نیازی به کنترل چرخش مفصل خمیری نیست.

آیین‌نامه‌ی Euro Code 2 (۲۰۰۴) [۱۱] بدون توضیحی در مورد چرخش خمیری، استفاده از روش تحلیل براساس آنالیز خطی با در نظر گرفتن بازتوزیع لنگر را برای اعضاء خمشی مجاز دانسته است. موارد آیین‌نامه‌ی در جدول ۳ نشان داده شده است. قابل ذکر است که ϵ_{cu} (کرنش نهایی بتن) برای بتن‌های با مقاومت کمتر یا مساوی ۵۰ مگاپاسکال، برابر ۰٫۳۵٪ و برای مقاومت ۵۵ تا ۹۰ مگاپاسکال مطابق رابطه‌ی ۳ است. f'_c مقاومت نمونه‌ی استوانه‌ی ۲۸ روزه بتن است.

$$\epsilon_{cu} = (2,8 + 27 \left[\frac{98 - f'_c}{100} \right]^4) \times 10^{-2} \quad (3)$$

از مقایسه‌ی نتایج جدول ۲ و ۳ چنین نتیجه می‌شود که: ۱. مقدار بازتوزیع لنگر در سازه‌های دارای فولاد با شکل‌پذیری کم (همانند اعضاء دارای فولادهای

جدول ۳. بازتوزیع لنگر مطابق با Euro Code 2 (۲۰۰۴) [۱۱].

درصد بازتوزیع لنگر	مقاومت بتن و شکل‌پذیری فولاد
$\beta \geq 0,44 + 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d$	$f'_c \leq 50 \text{ Mp}$
$\beta \geq 0,54 + 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d$	$f'_c \geq 50 \text{ Mp}$
$\beta \geq 0,7$	شکل‌پذیری معمولی و زیاد
$\beta \geq 0,85$	شکل‌پذیری کم

جدول ۵. مشخصات هندسی نمونه‌ها.

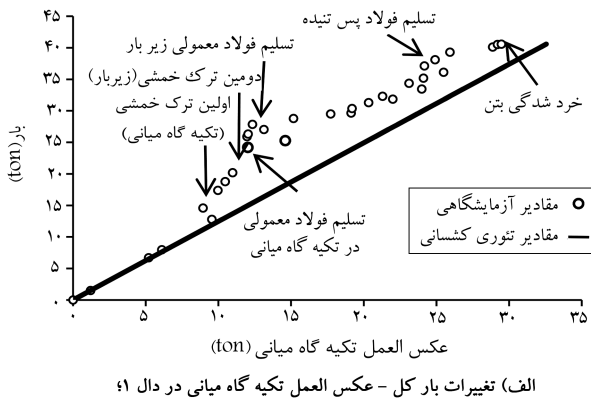
نمونه	مشخصات هندسی					
	نسبت فولاد معمولی	قطر فولاد پس تنیده	تعداد فولاد پس تنیده	$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$	$\rho = \frac{A'_{ps}}{bd}$	$\rho' = \frac{A'_p}{bd}$
SCC slab ۱	ρ_{min} پایین	۹٫۵۴	۶	۰٫۰۱۹۳۶	۰٫۰۲۴۰۲	۰٫۰۲۴۰۲
SCC slab ۲	ρ_{min} بالا و پایین	۱۱٫۱۱	۴	۰٫۰۱۷۴۶	۰٫۰۲۴۰۲	۰٫۰۲۴۰۲

به علت نبود آرماتور طولی بعد از نقطه‌ی قطع عملی در دال ۱ (۹۰۰ میلی‌متری از تکیه‌گاه میانی)، بنابراین بیشتر آرماتورهای حرارتی در قسمت پایین عضو قرار داده شده و تغییراتی در سختی ایجاد شده است.

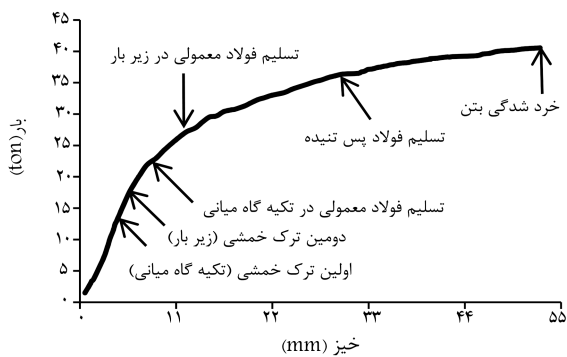
در ساخت دال‌ها، ۳ تغییر اعمال شده است که عبارتند از: ۱. قطع فولاد طولی در دال ۱ بعد از نقطه‌ی عطف که باعث تغییر در سختی نمونه و در نهایت شکل پذیری و همچنین مقاومت خمشی عضو شده است، ۲. تعداد فولاد پس تنیدگی که باعث تغییر در مقاومت خمشی و ممان ثانویه شده است، ۳. تغییر در فولاد عرضی که ایجاد سختی متفاوت را ایجاد کرده است. در هر یک از دال‌ها طبق آیین‌نامه‌ی ACI 318-08^[۱۵] از مقداری آرماتور حرارتی و انقباضی برابر با $\frac{A_s}{A_g} = 0.018$ استفاده شده است. لذا در هر متر طول دال، ۳۶۰ میلی‌متر مربع آرماتور به‌طور عرضی با چیدمانی مطابق شکل ۲ قرار داده شد. برای دقت بیشتر، انواع ابزارهای دقیق اندازه‌گیری از کمپانی TML کشور ژاپن تهیه و بر سطح انواع فولادها و بتن در نقاط مختلف طول تیر نصب شد. نتایج آزمایش‌های فاز خمیری و سخت‌شدگی بتن خودتراکم در جدول ۶ نشان داده شده است. نحوه‌ی طرح و ساخت نمونه‌ها به‌طور کامل در مرجع ۵ آورده شده است.

مدل‌سازی، ساخت نمونه‌ی آزمایشگاهی و نتایج

برای طراحی نمونه‌ها، از آنجا که تاکنون آیین‌نامه‌ی در مورد طراحی اعضای پیش یا پس تنیده با بتن خودتراکم (بدون نیاز به ویربه) منتشر نشده است، از آخرین ویرایش آیین‌نامه‌ی ACI 318-08^[۱۵] در طراحی و ساخت نمونه‌ها که برای سازه‌های بتنی معمولی (با نیاز به ویربه) منتشر شده است، استفاده شد. جزئیات دال‌های آزمایش‌شده‌ی سراسری پس تنیده با بتن خودتراکم در شکل ۲ و همچنین جدول ۵ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن درصد بازتوزیع لنگر در این اعضا، در دال شماره ۱ از تعداد ۶ عدد رشته‌ی فولاد (strand) هفت‌تایی پس تنیده‌ی بدون پیوستگی با قطر ۹٫۵۴ میلی‌متر و در دال شماره ۲ از تعداد ۴ عدد رشته‌ی فولاد هفت‌تایی پس تنیده‌ی بدون پیوستگی با قطر ۱۱٫۱۱ میلی‌متر استفاده شده است. همچنین در دال ۱ و ۲ از کمینه‌ی فولاد طولی معمولی سراسری براساس پژوهشی در سال ۱۹۹۲ در پایین و بالای تاوله استفاده شده است (توضیح اینکه کمینه‌ی فولاد طولی معمولی کششی در ناحیه‌ی لنگر منفی (تکیه‌گاه میانی) در دال ۱، فقط در ناحیه‌ی از دال یعنی تا نقطه‌ی عطف لنگر استفاده شده است).^[۱۵] نحوه‌ی طرح و ساخت نمونه‌ها به‌طور کامل در مرجع ۵ آورده شده است. برای دو دال آزمایش‌شده در شکل‌های ۳ و ۴، نمودار عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی در مقابل بار اعمالی در مراحل مختلف رسم شده است. در نمونه‌ها از آرماتور حرارتی در جهت عرضی استفاده شده است که جزئیات استفاده از آن‌ها در شکل ۲ نشان داده شده است.

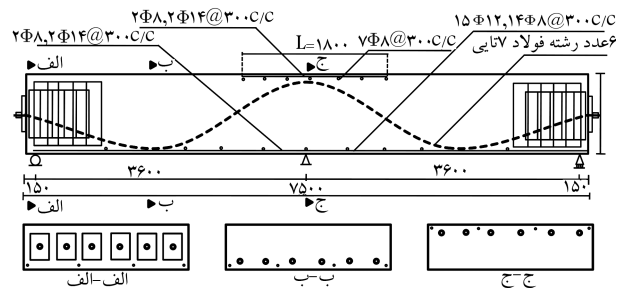


الف) تغییرات بار کل - عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی در دال ۱

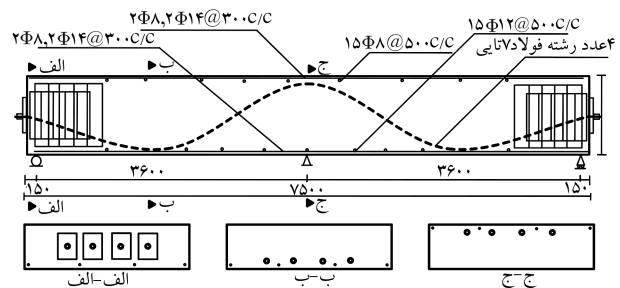


ب) نمودار بار-خیز دال ۱

شکل ۳. نمودار تغییرات بار عکس‌العمل تکیه‌گاه میانی و بار-خیز دال ۱



الف) نمونه ۱



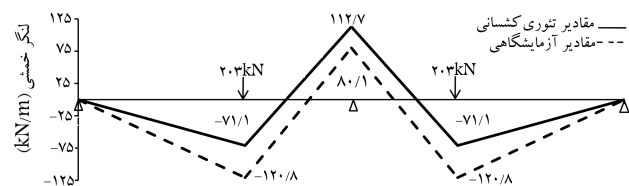
ب) نمونه ۲

شکل ۲. مشخصات هندسی.

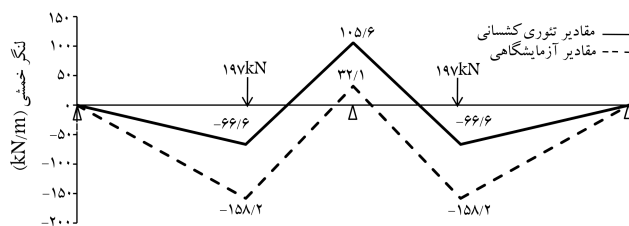
یک توزیع واقعی ممان در مدل آزمایشگاهی با مدل تحلیل کشسانی برای پیش‌بینی ممان تا چه اندازه تفاوت دارد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود در بار نهایی، دال ۱ و ۲ قادر به بازتوزیع لنگری به ترتیب برابر با ۱۵/۳ و ۴۲/۹ درصد در بار نهایی است. به عبارت دیگر، با این میزان بازتوزیع لنگر، عملکرد برتر این نوع بتن (علی‌رغم اینکه بدون ویرانه‌ریزی می‌شود و توجه به این نکته که بتن طراحی شده دارای مقاومت بالایی است (جدول ۶) و انتظار تردشکنی آن به دلیل مقاومت بالای آن نسبت به بتن‌های با مقاومت کم هست) مشهود است.

همچنین نکته‌ی حائز اهمیت دیگر اینکه فولادهای پس‌تنیده با بتن خودمتراکم اطراف خود بدون پیوستگی هستند. به عبارت دیگر، چنین نتیجه می‌شود که با اجرای اعضای دارای پیوستگی فولاد با بتن اطراف، امکان بازتوزیع لنگر بیشتری فراهم خواهد شد. همچنین، امکان بازتوزیع بیشتر لنگر در نمونه‌های آزمایشی در صورتی فراهم خواهد شد که بار در مرکز دهانه (۱/۸ متر) اعمال شود و نه در محل فعلی (۱/۴ متری از تکیه‌گاه میانی). زیرا در فاصله‌ی ۱/۸ متری عضو، خروج از مرکزیت فولادهای پس‌کشیده برابر با $e = 70 \text{ mm}$ و در فاصله‌ی ۱/۴ متری مقدار آن برابر با $e = 50 \text{ mm}$ است. افزایش در خروج از مرکزیت، منجر به افزایش ظرفیت ممان می‌شود و در نتیجه بر ظرفیت مقطع و بازپخش لنگر افزوده خواهد شد.

با توجه به اینکه سه تغییر اعمالی باعث تغییر در مقدار مقاومت خمشی (به مقدار اندک)، شکل‌پذیری یا خیز دال‌ها و در نهایت تغییر زیادی در مقدار بازپخش لنگر را ایجاد کرده است، با دقت در شکل‌های ۵ و ۶، این واقعیت روشن می‌شود که با کوچک‌ترین تغییر در مشخصات عضو که باعث تغییرات ناچیزی در حدود ۳٪ در مقاومت خمشی شده است، تغییراتی در حدود ۶۴٪ در بازپخش لنگر را ایجاد کرده است. همچنین این نتیجه به دست می‌آید که با افزایش شکل‌پذیری عضو (استفاده



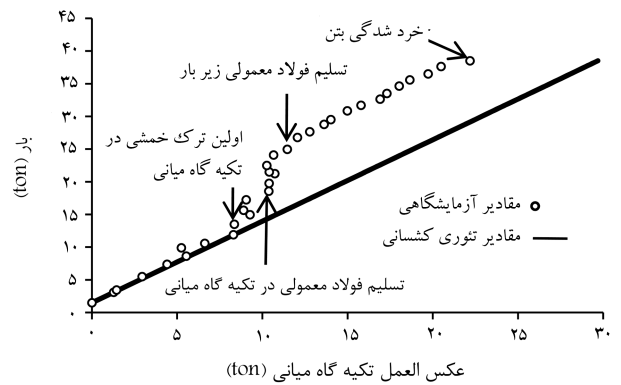
شکل ۵. پروفیل طولی لنگر خمشی در حالت کشسانی و مقادیر آزمایشگاهی برای دال ۱.



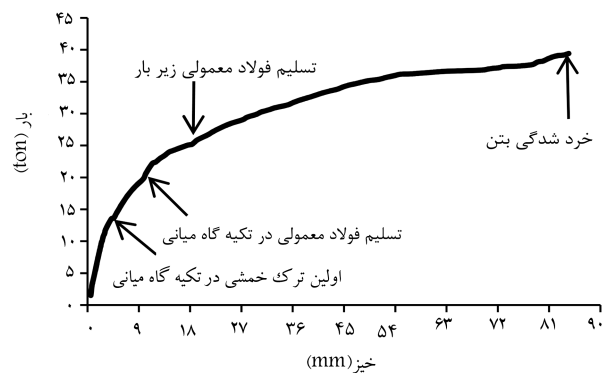
شکل ۶. پروفیل طولی لنگر خمشی در حالت کشسانی و مقادیر آزمایشگاهی برای دال ۲.

جدول ۶. نتایج آزمایش فاز خمیری و سخت شده‌ی بتن خودمتراکم مقاومت بالا.

نمونه	متوسط مقاومت نمونه‌ی مکعب فشاری در سن انتقال f_{ci} (MPa)	متوسط مقاومت نمونه‌ی مکعب فشاری در سن ۲۸ روزه f_{cu} (MPa)	شکل L جعبه t (sec) h_1/h_2	J حلقه D (mm) $h_1 - h_2$ (mm)	شکل V قیف (sec)	قطر اسلامپ
SCC slab ۱	۵۹٫۰	۶۷٫۱	۰٫۸۳ h_1/h_2	۶۸ D ۷۶ $h_1 - h_2$	۷٫۰۱	۶۸
SCC slab ۲	۶۱٫۰	۶۸٫۰	۰٫۸۹ h_1/h_2	۷۴ D ۷۷ $h_1 - h_2$	۶٫۸۵	۷۴



الف) تغییرات بار کل - عکس العمل تکیه‌گاه میانی در دال ۱؛ ۲



ب) نمودار بار - خیز دال.

شکل ۴. نمودار تغییرات بار عکس العمل تکیه‌گاه میانی و بار - خیز دال ۲.

نمودار بار کل - عکس العمل تکیه‌گاه میانی در مراحل مختلف بارگذاری با کمک قرائت حس‌گرها ترسیم و در شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است. همان‌گونه که در نمودارهای بار - خیز در شکل‌های ۳ الف و ۴ الف نشان داده شده است، در دال‌های ۱ و ۲، با رسیدن بار به ترتیب به مقدار ۱۳/۴ و ۱۱/۹ تن، ترک خمشی به وقوع پیوسته و از سختی عضو کاسته شده است. ابتدا تسلیم در فولادهای معمولی در تکیه‌گاه میانی و سپس در وسط دهانه رخ داده است. بار نهایی در دال ۱ و ۲ به ترتیب ۴۰/۶۷ و ۳۹/۴ تن به دست آمده است.

مشاهده می‌شود که با کاهش سختی عضو، مقدار نیروی عکس‌العمل در تکیه‌گاه میانی کم شده و بازپخش لنگر با شدت بیشتری ادامه یافته است. همچنین بعد از این مرحله، با افزایش بار، مقدار لنگر در وسط دهانه افزایش یافته است. برای مقایسه و اطمینان از اینکه با بتن‌های خودمتراکم در سازه‌های پس‌تنیده‌ی سراسری با فولاد پس‌تنیده‌ی بدون پیوستگی نیز امکان بازتوزیع لنگر وجود دارد، پروفیل طولی لنگر خمشی در حالت کشسانی و مقادیر آزمایشگاهی برای دال ۱ و ۲ در بیشترین بار در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است. با توجه به این اشکال دیده می‌شود که

همان‌طور که اشاره شد، بازپخش لنگر به دو عامل مهم: ظرفیت نهایی و ظرفیت چرخشی مقطع وابسته است.

مقایسه‌ی بازتوزیع لنگر تئوری و آزمایشگاهی

همان‌گونه که قبلاً اشاره شد، در حال حاضر روش آیین‌نامه‌ی برای تعیین بازتوزیع لنگر در اعضای بتن خودتراکم (بدون نیاز به ویریه) پیش و یا پس‌تنیده وجود ندارد. بنابراین، در این نوشتار، مقایسه‌ها با آیین‌نامه‌هایی که مربوط به بتن معمولی (نیازمند به ویریه) در این‌گونه اعضا است، صورت گرفته است. با توجه به اختلاف نظر آیین‌نامه‌ها در مورد درصد بازتوزیع لنگر، در این قسمت محاسبات تئوریک با کمک روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌های بحث‌شده در قسمت‌های قبل، صورت گرفته و نتایج با مقادیر آزمایشگاهی نوشتار حاضر مقایسه و در جدول ۷ نشان داده شده است. با توجه به مقادیر جدول ۷ چنین نتیجه می‌شود که به ترتیب بیشترین مقدار بازتوزیع لنگر تئوری با استفاده از آیین‌نامه‌ی CEB-FIP و کمترین این مقدار (با مقادیری یکسان) با هر یک از آیین‌نامه‌ی EC2 (۱۹۹۲) به دست می‌آید. در حالی‌که برای دال ۲ نتایج آزمایشگاهی به ترتیب نزدیک به سه و دو برابر مقادیر آیین‌نامه‌های EC2 (۱۹۹۲) و EC2 (۲۰۰۴) است. هر چند با اختلاف قابل توجهی، مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ی CEB-FIP به مقدار آزمایشگاهی دال ۲ نزدیک‌تر است.

همچنین مقادیر بازپخش لنگر با استفاده از رابطه‌های پیشنهادی آیین‌نامه‌های ACI318-08 و ACI318-99 محاسبه و مقادیر در جدول ۷ آورده شده است. براساس این مقادیر، مقدار پیشنهادی ACI318-99 به نتایج آزمایشگاهی دال ۱ و مقادیر پیشنهادی ACI318-08 به نتایج آزمایشگاهی دال ۲ نزدیک‌تر است. با توجه به مقادیر حاصله می‌توان دریافت که اگرچه وابسته‌کردن بازپخش لنگر به کرنش مصالح در سازه‌های بتن‌آرمه کاملاً مناسب به نظر می‌رسد، اما برای سازه‌های دارای فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی کافی نیست. لذا در اعضا دارای فولاد فشاری، رابطه‌ی پیشنهادی آیین‌نامه نیازمند اصلاح است (این مهم توسط نویسندگان در دست بررسی است و در نوشتار دیگری ارائه خواهد شد). اختلاف موجود بین مقادیر آزمایشگاهی به علت تغییرات اعمالی (سراسری بودن فولاد طولی، تغییر در تعداد فولاد پس‌تنیده و فولاد عرضی) است که در نهایت، باعث اختلاف ۶۴ درصدی در بازتوزیع لنگر را ایجاد کرده است. یادآوری می‌شود که چنین اختلاف زیادی، در نتایج آزمایش ۷ تیر با دو دهانه‌ی سراسری دارای فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی نیز مشاهده شده است.^[۱۷] و در این آزمایش برای تیرهای آزمایش‌شده، بازتوزیع لنگری بین ۳ تا ۵ درصد را مشاهده کردند. همچنین اختلاف بین مقادیر آزمایشگاهی و آیین‌نامه‌ی نیز از آن جهت است که هنوز آیین‌نامه‌های مذکور ضوابط خاص بازتوزیع لنگر اعضای دارای فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی را ارائه نکرده‌اند که می‌توان گفت کمبود اطلاعات آزمایشگاهی یکی از دلایل این موضوع است. به نظر چنین می‌رسد که عوامل مؤثر در بازتوزیع آزمایشگاهی: چندبرابری دال ۲ نسبت به مقادیر تئوری، تعبیه‌ی فولادهای عرضی بیشتر در بالا و پایین دال ۲ نسبت به دال ۱، و سراسری بودن فولادهای معمولی طولی در دال ۲ نسبت به دال ۱ است. هرچند

از ظرفیت خمیری و فاصله‌گرفتن از حالت کشسانی (دال ۱ و ۲)، تخمین مدل کشسانی با واقعیت اختلاف بیشتری یافته است. به عبارت دیگر، با تمهیدات کمی از جمله سراسری قراردادن فولاد معمولی طولی، رفتاری شکل‌پذیر از یک عضو دارای فولاد پس‌تنیده با فولاد بدون پیوستگی مشاهده شد (هر چند چنین نتیجه‌ی نیاز به انجام آزمایش‌های بیشتر را ضروری می‌کند).

با دقت در رفتار نمودارهای ۳ و ۴ قابل مشاهده است که در دال ۱ بعد از انتقال ممان از تکیه‌گاه میانی (پس از تشکیل اولین مفصل) به زیر بار، این انتقال همچنان ادامه یافته است، به نحوی که ظرفیت مقطع در محل زیر بار، زودتر از ظرفیت تکیه‌گاه میانی، به حالت نهایی رسیده و لنگر دوباره به تکیه‌گاه میانی بازپخش مجدد شده است. لذا در حین بارگذاری تا قبل از رسیدن ظرفیت مقطع زیر بار به حالت نهایی خود، بازپخش لنگر اولیه‌ی در حدود ۵۰٪ اتفاق افتاده است (شکل ۶). چنین بازپخش لنگری، در بارهای ۶۰ تا ۷۰ درصد بار نهایی عضو، که به عبارت دیگر همان ظرفیت مقطع در زیر بار است، به وقوع پیوسته است. همان‌گونه که در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است، پس از اتمام ظرفیت باربری مقطع، مجدداً لنگر به تکیه‌گاه میانی منتقل شده است.

نمونه‌ی از مد شکست و وضعیت چرخش در مفاصل خمیری برای دال ۱ در شکل ۷ نشان داده شده است. ابتدا در هر دو دال، اولین مفصل خمیری در تکیه‌گاه میانی شکل گرفته و لنگر پس از تشکیل مفصل در این محل، به وسط دهانه بازپخش شده است. اما بعد از تسلیم فولادهای معمولی پیوسته در وسط دهانه، لنگر دوباره به تکیه‌گاه میانی انتقال یافته است.

در تیرهای بتن مسلح مقاومت بالا (با بتن‌های نیازمند به ویریه) نشان داده شده است^[۱] که با تعبیه‌ی فولاد فشاری ضریب شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. علت افزایش حدود ۲۵٪ بازتوزیع لنگر بیشتر، در نمونه‌ی ۲ که منجر به افزایش شکل‌پذیری بیشتر آن شده است، تعبیه‌ی فولاد فشاری در وسط دهانه‌های این دال است. زیرا



الف) حالت نهایی زیر بار؛ ب) حالت نهایی در تکیه‌گاه؛ ج) حالت نهایی زیر بار.

شکل ۷. نمای کلی از نحوه‌ی تخریب دال ۱.

جدول ۷. مقایسه‌ی بازتوزیع لنگر آیین‌نامه‌ی و آزمایشگاهی (%).

نمونه	EC2 (۱۹۹۲)	EC2 (۲۰۰۴)	CEB-FIP	ACI318-99	ACI318-08	آزمایشگاهی
SCC Slab ۱	۱۵	۲۰	۲۵	۱۶٫۴	۲۰	۱۵٫۳
SCC Slab ۲	۱۵	۲۰	۲۵	۱۶٫۱	۲۰	۴۲٫۹

۶. برای این نوع بتن، تهیه کمیته‌ی فولاد طولی معمولی لازم برای شکل‌پذیری مناسب برای رسیدن به بازپخش لنگر در تمام مقاطع بحرانی از جمله تکیه‌گاه میانی و زیر بار ضروری به‌نظر می‌رسد.
۷. برای دال‌های آزمایش‌شده، با کاهش سختی عضو، بازپخش لنگر با شدت بیشتری ادامه یافته است. همچنین بعد از این مرحله، با افزایش بار، مقدار لنگر در وسط دهانه افزایش یافته است.
۸. برای دال ۱ نتایج بازتوزیع لنگر آزمایشگاهی با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ی EC2 (۱۹۹۲) یکسان است. همچنین به ترتیب بیشترین مقدار بازتوزیع لنگر تئوری با استفاده از آیین‌نامه‌ی CEB-FIP و کمترین این مقدار (با مقادیری یکسان) با هر یک از آیین‌نامه‌ی EC2 (۲۰۰۴) به دست می‌آید. در حالی که برای دال ۲ نتایج آزمایشگاهی به ترتیب نزدیک به سه و دو برابر مقادیر آیین‌نامه‌های EC2 (۱۹۹۲)، EC2 (۲۰۰۴) است. هر چند با اختلاف قابل توجهی، مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ی CEB-FIP به مقدار آزمایشگاهی دال ۲ نزدیک‌تر است.
۹. برای هر دو دال، بدون در نظر گرفتن میزان درصد فولاد پس‌تنیده‌ی مصرفی، میزان فولاد عرضی معمولی و همچنین منقطع و یا سراسری بودن فولادهای طولی معمولی، همواره مقادیر تئوریک بازتوزیع لنگر حاصل از آیین‌نامه‌های بررسی‌شده یکسان خواهد بود. هرچند تحقیقات آزمایشگاهی بیشتر با توجه به بازنگری مفاهیم آیین‌نامه‌ی در اعضاء پس‌تنیده دارای هر دو نوع بتن (معمولی و خودمتراکم) با فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی، به‌نظر ضروری است.

نتیجه‌گیری

نتایج آزمایشگاهی بازتوزیع لنگر دو دال یکسره‌ی بتن خودمتراکم پس‌تنیده با فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی با مقادیر تئوریک پنج آیین‌نامه مقایسه شده است (ضمن توصیه به انجام آزمایش‌های بیشتر) نتایج زیر به دست آمده است. یادآوری می‌شود که از آنجا که در حال حاضر، آیین‌نامه‌ی در مورد بازتوزیع لنگر چنین اعضایی با بتن خودمتراکم وجود ندارد، مقایسه‌ها با آیین‌نامه‌های مربوط به بتن معمولی (بتن با نیاز به ویرره) صورت گرفته است، تا بدین طریق کاربرد آیین‌نامه‌های موجود «با بتن خودمتراکم» نیز ارزیابی شود.

۱. ظرفیت خمشی اسمی (نهایی) مقطع (section) دال‌های یکسره‌ی بتن خودمتراکم پس‌تنیده با فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی با دقت زیاد رانمی‌توان فقط از راه محاسبات وابسته به مقطع آن تعیین کرد. بلکه برای تعیین چنین ظرفیتی، نیاز به شناخت عملکرد کل عضو (whole member) است. به عبارت دیگر، اغلب چنین تغییر می‌شود که این‌گونه اعضاء به دلیل عدم پیوستگی بین فولاد پس‌تنیده با بتن اطراف، دارای رفتاری تردشکن و یا به عبارتی دارای ظرفیت خمشی اسمی کمتری نسبت به مقادیر مشابه در اعضاء پیش‌تنیده یا پس‌تنیده با فولاد تنیده‌شده دارای پیوستگی است.

۲. نتایج تحقیق حاضر به‌وضوح نشان داده است، علی‌رغم عدم پیوستگی بین فولاد پس‌تنیده با بتن خودمتراکم اطراف، این‌گونه اعضاء دارای ظرفیت تحمل تنشی بیش از مقادیر پیشنهادی توسط پژوهشگران و آیین‌نامه‌هاست، مشروط به اینکه دارای کمیته‌ی فولاد معمولی پیوسته باشند.

۳. مقدار بازپخش لنگر در بار نهایی برای اعضاء آزمایش‌شده، رفتار روشنی به نسبت c/d از خود نشان نداده است. قابل ذکر است، چنین وضعیتی برای کرنش آرمان‌تور و بتن نیز برقرار است. البته این بدان علت است که رفتار این اعضاء به کل عضو وابسته است، در حالی که نسبت c/d به وضعیت مقطع مورد بررسی ارتباط دارد.

۴. استفاده از روابط آیین‌نامه‌ی ۸-۳۱۸ ACI برای تعبیه کمیته‌ی فولاد طولی معمولی در اعضاء دارای بتن معمولی (نیازمند به ویرره)، برای ۲۰٪ بازپخش لنگر برای اعضاء دارای بتن خودمتراکم نیز به‌نظر کافی و ضروری است، اما توصیه می‌شود این مقدار فولاد به‌صورت سراسری در طول عضو قرار داده شود.

۵. با توجه به تعداد کم دال‌های آزمایش‌شده، در حال حاضر، به‌طور میانگین به‌نظر می‌رسد، مقدار ۲۰٪ بازپخش لنگر در دال‌های پس‌تنیده با فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی، مقداری مناسب است. در این صورت به‌شدت توصیه به استفاده از کمیته‌ی فولاد طولی معمولی پیوسته به‌صورت سراسری می‌شود.

فهرست علائم

P : بار خارجی اعمالی

M_y : ممان تسلیم

ρ_b : مشخصه‌ی فولاد بالانس

$A_{s \min}$: حداقل سطح فولاد خمشی

f_c' : مقاومت فشاری بتن

d_p : فاصله‌ی دورترین تار فشاری از مرکز فولاد پس‌تنیدگی

M_{cr} : ممان ترک‌خوردگی ناشی از بار خارجی

ρ_{\max} : بیشترین مشخصه‌ی فولاد بالانس

A_s : سطح مقطع فولاد طولی خمشی غیر پیش‌تنیده

β : ضریب بازتوزیع لنگر

MR : درصد بازتوزیع لنگر

A_{ps} : سطح مقطع فولاد پس‌تنیدگی

b : عرض سطح فشاری عضو

$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$: نسبت فولاد پس‌تنیدگی

$\rho = \frac{A_{ps}}{bd}$: نسبت فولاد کششی

$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$: نسبت فولاد فشاری

d' : فاصله‌ی مرکز فولاد طولی فشاری معمولی از دورترین تار فشاری

f_{ps} : تنش نهایی در فولاد پس‌تنیدگی

ϵ_{cu} : کرنش نهایی فشاری بتن

ω_p : نسبت فولاد پیش‌تنیدگی

c : ارتفاع تار خنثی

f_{pu} : تنش نهایی در فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی

پانویس

1. self compacting concrete (SCC)
2. unbonded post tensioned tendon

منابع (References)

1. MacGregor J.G. "Ductility of reinforced concrete structures special for seismic areas", Translated by: Maghsoudi, A.A., Kerman University Press (1996).
2. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99)*, American Concrete Institute, Detroit, MI. (1999).
3. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)*, American Concrete Institute, Detroit, MI. (2002).
4. British Standard (BS), *Structural Use of Concrete, Part 1*, British Standards Institution, BS 8110 (1985).
5. ترکمانزاده، میثم، تحلیل و طراحی عرشه‌ی دال‌های بتن پس‌تنیده سراسری خود متراکم، پایان‌نامه‌ی تحصیلی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان (۱۳۸۸).
6. Maghsoudi, A.A. and Ahmadzadeh Heshmati, A., *Report on Serviceability State Loading and the Behavior of Prestressed T-Beams Fabricated of Self-Consolidating Concrete (SCC)*, 3rd National Civil Eng. Congress, Tabriz University, Iran (2007).
7. Naito, C.J.; Parent, G. and Brunn, G. "Performance of bulb-tee girders made with self-consolidating concrete", *PCI Journal*, **51**(06), pp. 72-85 (Nov.-Dec. 2006).
8. Ricardo, N.F. Do Carmo and Sérgio M.R. Lopes "Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beam", *Can. Journal Civil Eng.*, **32**, pp.194-203 (2005).
9. Oehlers, D.J.; Liu, I.; Ju, G., and Seracino, R. "Moment redistribution in continuous plates RC flexural members part 2: Flexural rigidity approach", *Engineering Structures*, **26**(14), pp. 2209-2218 (December 2004).
10. Comité Euro-International Du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*, Thomas Telford, London, UK (1993).
11. European Committee for Standardization, *European Committee for Standardization Euro Code 2: Design of Concrete Structures- Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Brussels (1992).
12. European Committee for Standardization, *European Committee for Standardization Euro Code 2: Design of Concrete Structures- Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Brussels (2004).
13. DIN 1045-part 1, *Concrete Reinforced and Prestressed Concrete Structures. Part1, Concrete Specification, Properties, Production and Conformity*, Application Rules for DIN EN 206-1, German code (2001).
14. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-89)*, American Concrete Institute, Detroit, MI (1989).
15. Wyche, P.j.; Uren, J.C. and Reynolds, G.C. "Interaction between prestress secondary moment redistribution and ductility", *ACI Structural Journal*, **89**(1), pp. 57-70 (1992).
16. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary (R318-08)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., p. 443 (2008).
17. Mast, R.F. "Unified design provisions for reinforced and prestressed concrete flexural and compression members", *Structural Journal*, **89**(2), pp. 185-199 (March 1992).

A NECESSARY INVESTIGATION INTO THE CONCEPT OF MOMENT REDISTRIBUTION AND ITS EXPERIMENTAL AND THEORETICAL DETERMINATION IN UNBONDED POST TENSIONED CONTINUOUS SLABS CONSISTING OF SELF COMPACTING CONCRETE

M. Torkamanzade

mt_pce@yahoo.com

A. A. Maghsoudi*

maghsoudi.a.a@mail.uk.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Shahid Bahonar University of Kerman

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 28, Issue 2, Page 131-138, Research Note

© Sharif University of Technology

Abstract

To achieve acceptance for the use of high strength self compacting concrete, HSSCC, in pre and post tensioned elements, this study was conducted. Investigation into the mechanical property effects of the fairly new concrete generation of HSSCC was performed by the first author and, for the designed HSSCC mix, the fresh properties (Slump Flow, L-box, V-funnel and J-ring tests), as well as hardened properties, such as compressive and flexural strength, modulus of elasticity, shrinkage and swelling, were measured at different ages and reported elsewhere. However, it was concluded that while producing HSSCC, it is possible to reduce the amount of shrinkage and swelling by 69% and 30%, respectively, when compared with ordinary self compacting concrete,

SCC. In other words, by applying high strength SCC in prestressed elements, it is possible to reduce the total amount of prestress losses. Therefore, as a general conclusion, current knowledge of HSSCC shows that there are definite advantages, both technical and economical, in using a higher concrete strength in prestressed concrete structures. Greater strength per unit cost and per unit weight, increased modulus of elasticity and reduced shrinkage and creep are some of these advantages. Theoretical and experimental research is required to understand the effects of concrete strength on unbonded post tensioned continuous slabs consisting of SCC. As no research work is available on the structural behavior of HSSCC used on post tensioned continuous bridge decks, a research program was conducted at Shahid Bahonar University of Kerman under the first author. For this purpose, first, a review is made on the concept of moment redistribution from the point of view of different standards, based on normal (vibrated) concrete. The relations for normal concrete are evaluated by casting and experimentally load testing two unbounded continuous post tension HSSCC slabs, having 7.5m length, 1.0m width and 0.2m height. The theoretical and experimental results indicated that it is safe to make use of available standards on vibrating concrete for moment redistribution calculations of tested slabs consisting of this type of non vibrating concrete. With the obtained range of results, it was found that HSSCC will consolidate exceptionally well under its own weight, even for elements containing high amounts of reinforcement.

Key Words: high strength self compacting concrete, unbonded post tensioned, moment redistribution, slabs.

* corresponding author

Received 30 January 2010; received in revised form 21 January 2011; accepted 06 March 2011