

حالت نهایی و شکل پذیری دال های بتن خودمتراکم مجوف پیش تنیده ی پیش ساخته

علی اکبر مقصودی* (دانشیار)

میثم ترکمانزاده (کارشناس ارشد)

محمد مقصودی (دانشجوی کارشناسی)

بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان

مهندسی عمران شریف
دربی ۲-۲۸۸، شماره ۳، ص. ۱۳۱-۱۴۰، (یادداشت فنی)

نواقص اجرایی اعضای پیش ساخته ی صنعتی از جمله پوشش ناکافی بتن روی فولادهای پیش تنیده، کمبود و یا ناپیوستگی فولادهای پیش تنیده با پوشش بتنی، ضعف در حفظ نیروهای چک زدن پیش تنیده در تکیه گاه های مورد استفاده در کارگاه های پیش تنیده ی پیش ساخته و افت شدید در نیروی چک زدن کابل های پیش تنیده قبل از اعمال آن به عضو از جمله مواردی است که می تواند برای قطعات صنعتی خسارات غیر قابل جبران به همراه داشته باشد. لذا برای بررسی مناسب تر چنین مواردی سه دال مجوف بتن^۱ پیش تنیده ی ساخته شده با بتن خودمتراکم به ابعاد ۴ متر طول، عرض ۱٫۲ متر، و ارتفاع ۰٫۲ متر در صنعت ساخته و سپس در آزمایشگاه تا مرحله ی تخریب بارگذاری شدند. حالت نهایی و شکل پذیری خیز و انحنای آزمایشگاهی دال ها اندازه گیری و نتایج با مقادیر تئوری بررسی و گزارش شده است. نتایج نشان می دهند که نواقص اشاره شده منجر به کاهش شدید افت نیروهای پیش تنیده و اقتصادی نبودن و ناامنی اعضا همراه با کاهش شکل پذیری شده است.

واژگان کلیدی: بتن خودمتراکم، دال مجوف پیش تنیده ی پیش ساخته، افت نیرو در تکیه گاه، پوشش بتنی، شکل پذیری.

مقدمه

راه حل دسترسی به سازه ی بتنی با دوام و مقاوم بدون نیاز به نیروی انسانی ماهر در ژاپن، استفاده از بتن خودمتراکم یا بتن نسل جدید تشخیص داده شد. نیاز به آن برای اولین بار در سال ۱۹۸۶ مطرح و مطالعات پایه یی در دانشگاه Tokyo بر روی خواص و کارایی آن در پروژه های عمرانی انجام شد.^[۱] در ایران نیز برای اولین بار در سال ۲۰۰۴ و ۲۰۰۵ از این نوع بتن در موارد آزمایشگاهی استفاده شد.^[۲] این نوع برای متراکم شدن نیاز به هیچ گونه ویریه داخلی یا خارجی ندارد و می تواند در سازه های با تراکم بسیار بالای آرماتور از جمله اتصالات سازه های بتنی استفاده شود. خصوصیت بسیار روان آن باعث می شود تا به آسانی تحت اثر وزن خود جاری شود و مقاطع محصور شده و فضاهای قالب با تراکم بالای آرماتور را با کم ترین جداسدگی پُر کند. امروزه استفاده از بتن نسل جدید یا بتن خودمتراکم، در ساخت سازه های بتنی در دنیا از جمله ایران رو به رشد است. چنین بتنی در فاز خمیری باید دارای سه مشخصه ی کارایی از جمله توانایی پرکنندگی، قابلیت عبورکنندگی و پایایی باشد.^[۳] استفاده از بتن خودمتراکم در اعضای بتن پیش تنیده و پس تنیده نیازمند تحقیقات فوری است، به نحوی که به علت کمبود اطلاعات و شرایط واقعی این نوع بتن در عملکرد سازه یی در چنین اعضای، بعضی از مراکز تحقیقاتی از جمله دپارتمان

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱/۲۱، اصلاحیه ۱۳۸۹/۸/۹، پذیرش ۱۳۹۰/۲/۵.

magsoudi.a.a@mail.uk.ac.ir
mt_pce@yahoo.com
magsoudi_mohammad@yahoo.com

حمل و نقل آلاباما (ALDOT)^۲ مجوز استفاده از بتن خودمتراکم در تیرهای پل پیش و پس تنیده را نداده است.^[۴] در ایران، علیرغم این که مطالعات بسیار محدودی درباره ی کاربرد بتن خودمتراکم در تیرهای تی شکل پیش تنیده و دال های پس تنیده با فولاد پس تنیده بدون پیوستگی گزارش شده است،^[۵] تحقیقاتی در مورد دال های پیش تنیده ی مجوف با بتن خودمتراکم موجود نیست.

مروری بر مفاهیم و تعاریف شکل پذیری

شکل پذیری مقیاس سنجش توانایی مصالح، مقاطع و المان سازه در تحمل تغییر شکل های عضو تا قبل از فرور بختن بدون کاهش مقاومت است. در آیین نامه های موجود ایجاد کمینه ی شکل پذیری برای اطمینان از جلوگیری شکست ترد در سازه های بتنی را اجباری می دانند. ایجاد این مقدار شکل پذیری، علاوه بر اطمینان به عملکرد سازه یا عضو، باعث ایجاد توانایی اعضای بتنی در برابر تغییر شکل های ناخواسته ی ناشی از نشست های نامتقارن، اثرات زمان بر روی بتن (خزش و...)، اثرات تغییر درجه ی حرارت و طرحی مطمئن می شود. دیگر فایده ی مهم این نیاز آیین نامه یی، ایجاد بازپخش لشگر یا تنش در نواحی با ممان زیاد از جمله تکیه گاه های میانی به نقاطی با ممان کم تر یا تنش کم تر می شود که خود باعث ایجاد یک طرح اقتصادی و ایمن می شود.

شکل‌پذیری براساس ممان - انحنا

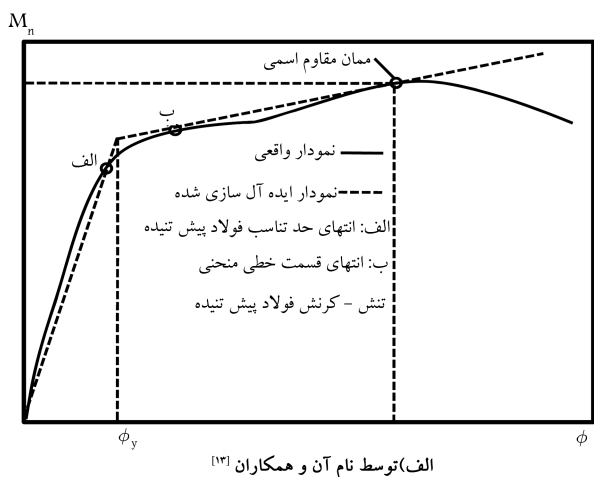
به لحاظ نظری، شکل‌پذیری مقطع می‌تواند براساس رابطه‌ی ممان - انحنا بیان شود. مشخصه‌ی پاسخ یک مقطع شکل‌پذیر، ایجاد انحنای زیاد تا قبل از انهدام است. در این صورت پاسخ یک عضو، وابسته به شکل‌پذیری، معادلات تعادل، و سازگاری است. مشخصات مقطع، درصد فولاد و اندازه‌ی عضو تأثیر زیادی بر شکل‌پذیری آن دارد. نمودار ممان - انحنا برای عضو پیش‌تنیده‌ی شکل‌پذیر و بدون شکل‌پذیری در شکل ۱ الف نشان داده شده است.

شکل‌پذیری یک مقطع بتن‌آرمه یا پیش‌تنیده در یک سازه را می‌توان با نسبت $\frac{\phi_u}{\phi_{sy}}$ نشان داد. ϕ_u انحنای نهایی و ϕ_{sy} انحنای نظیر اولین جاری شدن در فولاد کششی است. این نحوه‌ی تعریف تئوری در مطالعات برخی پژوهشگران استفاده شده است (شکل ۲). [۱۱-۱۴]

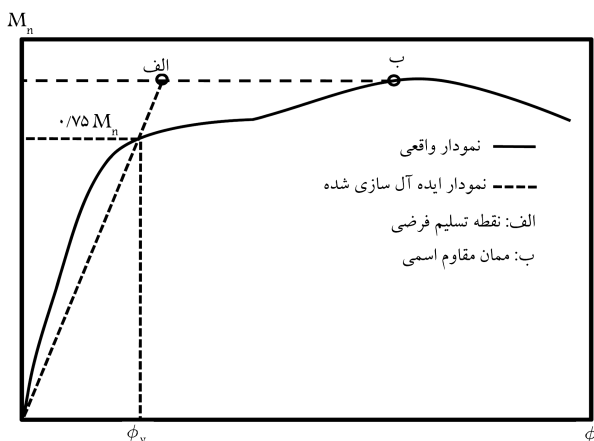
مشکلاتی در تعریف حد تسلیم در سازه‌های بتن پیش‌تنیده وجود دارد و با تعاریف به‌کارگرفته‌شده در بتن مسلح قدری متفاوت است. به عبارت دیگر، همان‌گونه که در شکل ۱ ب نشان داده شده است، نقطه‌ی تسلیم فولادهای معمولی مشخص است؛ درحالی‌که برای فولادهای پیش‌تنیده چنین نقطه‌ی وجود ندارد، زیرا منحنی این نوع فولاد از ابتدای بارگذاری غیرخطی است. این در حالی است که در آیین‌نامه‌های طراحی، انحنای نهایی مقطع با محدود کردن

خاصیت غیرخطی مواد، پژوهشگران را تشویق به استفاده از تحلیل غیرخطی به‌منظور ارزیابی شکل‌پذیری (ظرفیت تغییرشکل) و ظرفیت باربری اعضای سازه‌های بتنی می‌کند. تحلیل کشسانی اصلاح‌شده، تحلیل خمیری ساده‌شده، مدل تعدیل‌شده‌ی تحلیل خمیری و استفاده از مدل اجزای محدود از روش‌های تحلیل غیرخطی است. سازه‌های بتن پیش‌تنیده اغلب شامل سه ماده از جمله فولاد پیش‌تنیدگی (با شکل‌پذیری کم)، فولاد یا آرماتور معمولی (با شکل‌پذیری زیاد) (شکل ۱ و بتن (با شکل‌پذیری کم) هستند. عملکرد انفرادی هر یک از این مواد تأثیر زیادی بر عملکرد کلی عضو یا سازه دارد.

در شکل ۱ الف، M_{dec} مقدار ممان در حالت صفرشدن خیز به سمت بالای عضو پیش‌تنیده، M_{cr} ممان ترک‌خوردگی، M_{sy} و ϕ_{sy} به ترتیب ممان و انحنا در لحظه‌ی تسلیم فولاد معمولی، M_{py} و ϕ_{py} به ترتیب ممان و انحنا در لحظه‌ی تسلیم فولاد پیش‌تنیده، M_u و ϕ_u به ترتیب ممان و انحنای نهایی هستند. [۹] چنان‌که از نمودارهای شکل ۱ الف نمایان است، اگر در یک عضو پیش و یا پس‌تنیده از فولاد معمولی کم‌تر استفاده شود؛ عضو دارای شکل‌پذیری مناسب و اگر از فولاد معمولی بیش از حد استفاده شود، عضو دارای شکل‌پذیری کم است. [۱۰] دو نوع فولاد مصرفی در دال‌های این پژوهش تحت آزمایش کشش قرار گرفتند و در شکل ۱ ب نمودار تنش - کرنش ترسیم شده است. با توجه به این شکل می‌توان دریافت که شکل‌پذیری فولاد پیش‌تنیدگی بسیار کم‌تر از فولاد معمولی است.

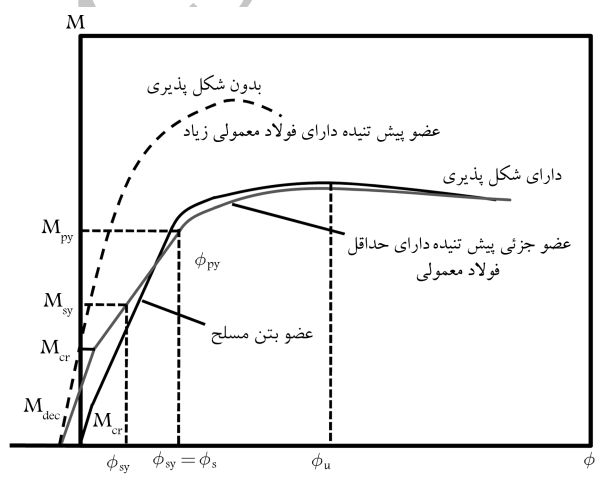


الف) توسط نام آن و همکاران [۱۳]

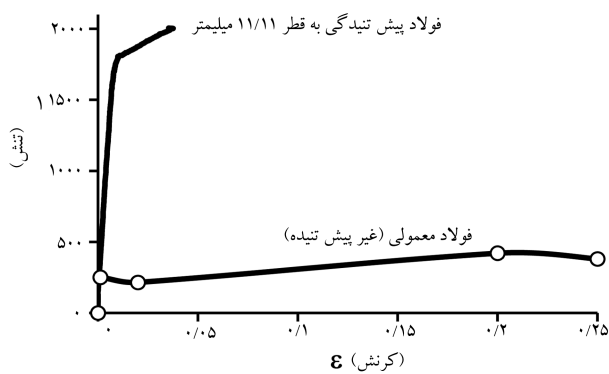


ب) توسط پاک [۱۴]

شکل ۲. تعاریف ϕ_u و ϕ_y .



الف) منحنی ممان - انحنا [۹]



ب) نمودار تنش - کرنش فولاد پیش‌تنیده و معمولی.

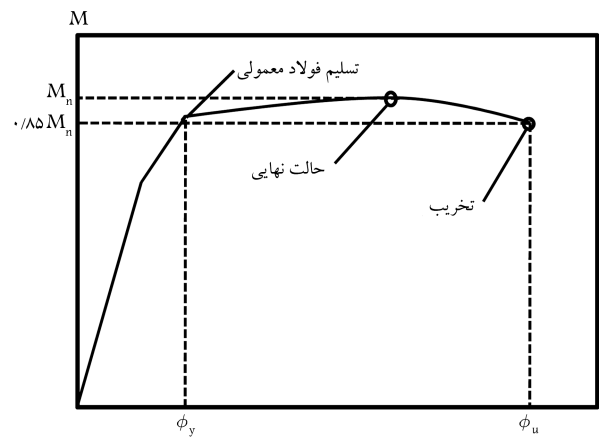
شکل ۱. دیاگرام ممان - انحنا و تنش - کرنش فولاد.

نیازهای آیین‌نامه‌ی برای شکل‌پذیری خمشی

برای سازه‌های بتن‌آرمه‌ی معمولی محدودیت‌های آیین‌نامه‌ها معمولاً مبنی بر محدود کردن نسبت $\frac{e}{d}$ یا کرنش کششی در دورترین تار فولاد کششی است. در ویرایش جدید آیین‌نامه‌ی BS 8110^[17] چنین مشخص شده است که عمق تار خنثی c نباید از نصف ارتفاع عضو بیشتر باشد. این آیین‌نامه، مطالبی را برای شکل‌پذیری در سازه‌های پس یا پیش‌تنیده ارائه نکرده است. در آیین‌نامه‌ی اروپا EC 2^[18] عمق تار خنثی برابر با $0.45d$ و $0.35d$ به ترتیب در اعضای با مقاومت فشاری بتن کم‌تر و یا بیشتر از 60 MPa ($f'_c \leq 60 \text{ MPa}$) پیشنهاد شده است. این محدودیت آیین‌نامه‌ی (EC 2) برای هردو نوع سازه‌ی بتن‌آرمه‌ی معمولی و پیش‌تنیده ارائه شده است. یادآور می‌شود، محدودیت‌ها و توصیه‌های فوق در مورد بتن‌های معمولی (بتن با نیاز به ویریه کردن) در اعضای بتن مسلح و بتن پیش یا پس‌تنیده صورت گرفته است. در مورد استفاده از بتن‌های خودمتراکم (بدون نیاز به ویریه) در چنین اعضای، آیین‌نامه‌ی سازه‌ی در دسترس نیست. لذا در این پژوهش سعی شده است با به‌کارگیری مفاهیم و روابط موجود در آیین‌نامه‌ها و توصیه‌های پژوهشگران برای بتن‌های نیازمند به ویریه، به بحث شکل‌پذیری دال‌های آزمایش‌شده‌ی پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم (بتن بدون نیاز به ویریه) پرداخته شود.

مدل‌سازی آزمایشگاهی

در ابتدای طراحی نمونه‌ها، تصمیم به سبک‌سازی به اندازه‌ی ۳۰ تا ۴۰ درصد در کتب راهنمای طراحی از جمله مؤسسه‌ی بتن پیش‌ساخته‌ی امریکا (PCI) استفاده شده است، موردنظر قرار گرفت. بدین منظور با توجه به مصالح موجود استان، تعداد شش فضای خالی استوانه‌ی با قطر ۱۱۰ میلی‌متر در طول هر دال، که خود باعث سبک و اقتصادی‌شدن این نوع دال نسبت به دال‌های مشابه توپر می‌شود، استفاده شد. معمولاً از این نوع دال در ساخت سقف پارکینگ‌ها و ساختمان‌ها استفاده می‌شود. کنترل شرایط ساخت مناسب در کارگاه به علت پیش‌ساخته‌بودن و همچنین سرعت بالای ساخت این‌گونه سازه‌ها از دیگر مزایای این نوع اعضاست. ضمن این‌که در صورت استفاده از بتن خودمتراکم (بتن بدون نیاز به ویریه) نسبت به بتن معمولی (با نیاز به ویریه) در تولید آن‌ها، مزایای بیشتری از جمله بالاترین سرعت ساخت قطعات و کاهش آلودگی صوتی نیز به همراه خواهد بود. در این پژوهش، ابتدا در صنعت و با نصب انواع ابزارهای اندازه‌گیری (حس‌گر)، تعداد ۳ عدد دال بتنی پیش‌تنیده‌ی مجوف با بتن خودمتراکم مقاومت بالا ساخته شد و سپس نمونه‌ها در آزمایشگاه تا مرحله‌ی تخریب بارگذاری شدند. بدین منظور در صنعت، از بستر آماده‌ی که برای تولید قطعات پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته با روش معروف به سیستم اسپرال ۳، سیستمی که در آن بتن با اسلامپ صفر و با نیاز به ویریه به‌کار می‌رود، استفاده شد. بنابراین، از بستر و تکیه‌گاه‌های قوی موجود در دو انتهای آن برای پیش‌تنیده کردن دال‌های این پژوهش استفاده شد، لیکن بتن ریخته‌شده‌ی دال‌های مجوف از نوع بتن خودمتراکم مقاومت بالا (بدون نیاز به ویریه) است. در فاز خمیری برای اطمینان از خودمتراکم شونده‌ی بتن نیازمند به رسیدن به توصیه‌های جهانی را دارد. بدین منظور آزمایش‌های فاز خمیری از جمله آزمایش جعبه‌ی ال‌شکل، قیف‌وی‌شکل، حلقه‌ی جی، و قطر جریان اسلامپ انجام شد و نتایج در جدول الف نشان داده شده است. همچنین، نتایج با مقادیر توصیه‌شده‌ی جهانی (مقادیر درج‌شده در داخل پرانتز) مقایسه شده است. همان‌گونه که مشخص است، نتایج



شکل ۳. تعاریف ϕ_y و ϕ_u .^[15]

کرنش نهایی فشاری بتن به مقدار مجاز پیشنهادی هر آیین‌نامه محدود می‌شود. همچنین برخی مفاهیم موردنظر در شکل ۳ نشان داده شده است.^[15]

شکل‌پذیری خمشی اعضای پیش‌تنیده

اگرچه تحقیقات در اعضای دارای فولاد پیش‌تندگی به بیش از ۵۰ سال گذشته می‌رسد، اما مطالعات شکل‌پذیری آن‌ها بسیار محدود است. در حالت کلی مقدار شکل‌پذیری خمشی با استفاده از عبارات تغییرمکان (خیز)، انحنا یا جذب انرژی تعیین می‌شود. در این پژوهش، برای دال‌های ساخته‌شده و آزمایش‌شده به دو روش شکل‌پذیری انحنا و خیز به این شرح مقادیر آزمایشگاهی تعیین و بررسی شده است: شکل‌پذیری انحنا با عبارت بدون بعد رابطه‌ی ۱ تعیین می‌شود:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (1)$$

درحالی‌که ϕ_u انحنا تخریب و ϕ_y انحنا تسلیم است. در حالتی محاسبه می‌شود که به ۸۵٪ ممان مقاوم مقطع دسترسی پیدا شود (شکل ۳). در انتخاب نقطه‌ی که بتوان بر مبنای آن مقدار انحنا تسلیم را انتخاب کرد، نظریه‌های مختلفی وجود دارد. نقطه‌ی که در آن فولادهای معمولی به تسلیم می‌رسند، مبنای این انتخاب قرار داده شده است.^[15] تعاریف معتبر دیگری نیز در شکل‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است.

شکل‌پذیری بر مبنای خیز

از آنجایی که محاسبه‌ی خیز عضو به راحتی ممکن است، لذا استفاده از شکل‌پذیری بار-خیز ساده‌تر از انحناست. شکل‌پذیری تغییرمکان (خیز) به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

درحالی‌که Δ_u تغییرمکان تیر در حالت نهایی و Δ_y تغییرمکان در حالت تسلیم است. خیز Δ_u در باری برابر با ۸۵٪ بار نهایی و خیز تسلیم در هنگام تسلیم فولاد معمولی محاسبه می‌شود.^[16]

به دست‌آمده‌ی فاز خمیری بتن خودتراکم در محدوده‌های توصیه‌شده‌ی جهانی است و بنابراین می‌توان چنین بتنی را در فاز خمیری به منزله‌ی بتن خودتراکم تلقی کرد. در فاز سخت‌شده‌ی بتن نیز آزمایش مقاومت فشاری در سنین مختلف انجام و نتایج در جدول ۱ ب نشان داده شده است. نمونه‌ی از سه عدد دال مجوف بتن پیش‌تنیده (دال ۳) در شکل ۴ نشان داده شده است و مشخصات هندسی سه دال در جدول ۲ آورده شده است. دال‌ها براساس مشخصات جدول ۲ طراحی و

در صنعت با بستر موجود (طول بستر حدود ۱۰۰ متر به‌شرعی که قبلاً اشاره شد) اجرا شد. برای ارزیابی کمبود پوشش بتنی لازم بر فولادهای پیش‌تنیده به‌ترتیب در دال‌های ۱ و ۲ پوشش بتنی ۲۰ و ۱۰ میلی‌متری در نظر گرفته شد و برای دال ۳ هیچ پوششی در نظر گرفته نشد. به‌عبارت دیگر فولادهای پیش‌تنیده روی بستر قرار داده شدند، به‌نحوی که پس از تنیده‌شدن و بعد از بتن‌ریزی، قسمتی از قطر فولادها از زیر دال قابل‌رویت شوند (شکل ۴).

عملیات اجرای دال‌های مجوف در صنعت

عملیات جک‌زدن کابل‌ها به‌وسیله‌ی جک مخصوص برای هر یک از فولادهای پیش‌تنیده و رهاسازی آن‌ها از جک بعد از رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز پیشنهادی آیین‌نامه در صنعت ($f_{pz} = 0.7f_{pu}$) انجام گرفته است.

از رشته فولاد هفت‌تایی (دارای ویژگی: قطر ۱۱/۱۱ میلی‌متر $f_{pu} = 2000 \text{ N/mm}^2$ و $f_{pz} = 1500 \text{ N/mm}^2$) و تنش در رشته فولادها در هنگام بارگذاری برابر با 586 N/mm^2 اندازه‌گیری شد) استفاده شد. با توجه به این‌که از سیستم پیش‌تنیده برای تنیدن دال‌های مجوف استفاده شده است، بنابراین در این سیستم ابتدا فولادهای پیش‌تنیده در یک انتهای تکیه‌گاه‌های مدفون در زمین به‌کمک قفل و بست‌های انتهایی نگه‌داری شد و در انتهای دیگر، ابتدا هر رشته فولاد از داخل یک قفل و بست انتهایی عبور داده شد و سپس عملیات تنیدن رشته فولادها به‌وسیله‌ی جک مخصوص در سه مرحله تا رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز (f_{pz}) انجام شد.

بعد از عملیات تنیدن فولادها و آزادسازی نیروی هر یک از آن‌ها به پشت تکیه‌گاه‌های انتهایی، عملیات بتن‌ریزی بتن خودتراکم و سپس عمل‌آوری دال‌ها به‌مدت ۳ روز انتقال نیروی موجود در فولادهای تنیده‌شده از پشت تکیه‌گاه‌ها به دال‌های مجوف صورت گرفت و بنابراین دال‌ها در این سن تحت نیروی کابل‌ها قرار گرفتند و عملاً پیش‌تنیده شدند.

دال‌های مجوف بتن پیش‌تنیده با ارتفاع پوشش بتنی متفاوت بر فولادهای پیش‌تنیده، بتن‌ریزی و ساخته شدند. عملاً امکان بسیار نزدیک‌بودن قسمت‌هایی از طول فولاد پیش‌تنیده به کف قالب وجود دارد (یادآور می‌شود، بستر (کف) پیش‌تنیده‌ها در صنعت به‌مرور زمان با توجه به تعداد زیاد ساخت و ساز قطعات بتنی از موقعیت تراز اولیه‌ی خود خارج شده‌اند (اصطلاحاً deform می‌شوند)، بنابراین پوشش بتن در این نواحی صفر یا ناچیز خواهد بود)، در چنین طولی، ارتفاع پوشش بتنی در مواردی نزدیک به صفر و در نواحی دیگری از طول بستر، فولادها ارتفاع پوشش بتنی بیشتری خواهند داشت.

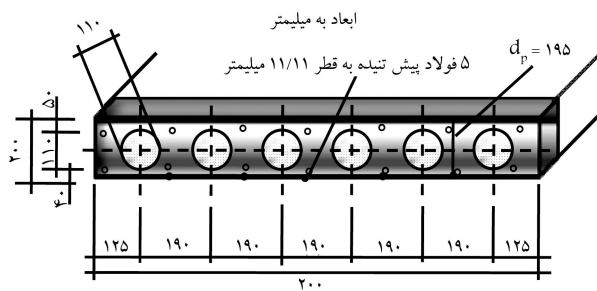
همچنین برای سبک‌سازی و مجوف‌کردن دال‌های دارای بتن خودتراکم، از یونولیت‌های با قطر ۱۱۰ میلی‌متر مدفون‌شده در طول دال استفاده شد. یونولیت‌ها به‌نحوی در داخل دال‌ها قبل از بتن‌ریزی قرار گرفتند که پس از بتن‌ریزی امکان دسترسی به اندازه‌های نشان داده‌شده در شکل ۴ فراهم شد.

جدول ۱ الف. آزمایش‌های فاز خمیری بتن خودتراکم مقاومت بالا و مقایسه با مقادیر پیشنهادی.

Slump flow (dia.)	V-funnel	J-ring (mm)		L-box		نوع دال
		D	h_1/h_2	t (sec)	h_1/h_2	
D (mm)	t (sec)	D	h_1/h_2	t (sec)	h_1/h_2	دال ۱
۶۸۰ (۶۵۰-۷۰۰)	۶/۱ (۶/۰)	۶۸	۷۶	۰/۳۶	۰/۸۳ (۰/۸-۱)	دال ۱
۶۷۴ (۶۵۰-۷۰۰)	۶/۲ (۶/۰)	۷۴	۷۷	۰/۳۷	۰/۸۳ (۰/۸-۱)	دال ۲
۶۸۰ (۶۵۰-۷۰۰)	۶/۴ (۶/۰)	۷۵	۷۷	۰/۳۸	۰/۸۳ (۰/۸-۱)	دال ۳

جدول ۱ ب. نتایج مقاومت فشاری بتن خودتراکم در سنین مختلف.

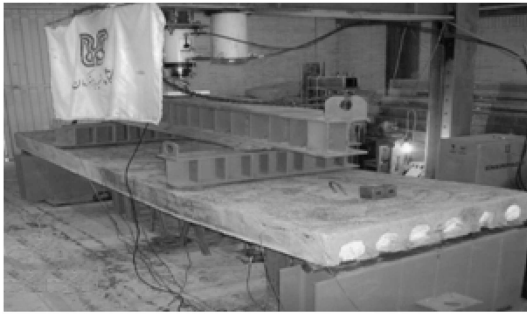
نوع دال	f_{cu} (MPa)	f_{ci} (MPa)
دال ۱	۶۷/۱	۴۶/۰
دال ۲	۶۸/۰	۴۷/۰
دال ۳	۶۹/۰	۴۶/۰



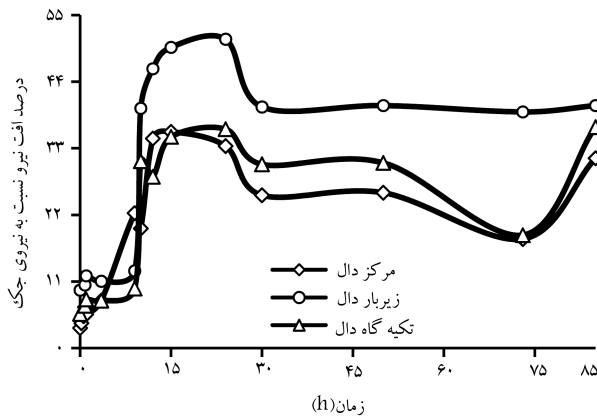
شکل ۴. مشخصات هندسی نمونه‌ی دال ۳.

جدول ۲. مشخصات هندسی دال‌های مجوف پیش‌تنیده با بتن خودتراکم مقاومت بالا.

نمونه	ρ	ρ_p	ρ'	d_p	d	d'
دال ۱	۰/۰۰۱۶۶۷	۰/۰۰۱۶۶۷	-	۱۸۰	-	-
دال ۲	۰/۰۰۱۶۶۷	۰/۰۰۱۶۶۷	-	۱۹۰	۱۷۵	-
دال ۳	۰/۰۰۱۶۶۷	۰/۰۰۱۶۶۷	۰/۰۰۱۶۶	۱۹۵	۱۷۵	۲۵



شکل ۶. نمایی از نمونه‌ی دال‌های مجوف بتن خودمترکم.



شکل ۷. نمودار درصد افت نیرو نسبت به نیروی چک‌زدن در برابر زمان.

مقادیر درصد افت نیروی فولادهای پیش‌تنیده نسبت به زمان (از مرحله‌ی چک‌زدن فولادها تا زمان اعمال این نیرو از تکیه‌گاه‌های دو انتهای بستر اجرای دال‌ها در صنعت که به مدت سه روز به طول انجامید)، به کمک قرائت کرنش‌سنج‌های الکتریکی در شکل ۷ نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، بعد از گذشت حدود ۱۳ ساعت از زمان چک‌زدن اولین فولاد، تقریباً ۳۵ تا ۵۱ درصد افت در آن‌ها اتفاق افتاده است. این میزان افت زیاد در این بازه‌ی زمانی کم، در اثر ضعف تکیه‌گاه‌های تعبیه‌شده در دو انتهای بستر بتن‌ریزی است (و یا همچنین ضعف در قفل و بست‌های انتهایی) و نه ناشی از افت نیروهای رایج و شناخته‌شده مربوط به پیش‌تنیدگی (خزش و انقباض بتن، سستی فولادهای پیش‌تنیده، تغییر شکل ارتجاعی بتن، ...). بنابراین، در دال‌های پیش‌تنیده به طور متوسط حدود ۴۰٪ افت نیرو در کابل‌ها به دلیل ضعف اشاره‌شده در بالا رخ داده است که باید این مقدار در محاسبات مربوط به تخمین افت‌های رایج پیش‌تنیدگی اضافه شود. به عبارت دیگر، در صورتی که افت‌های رایج حدود ۲۰٪ تا سن بهره‌برداری تخمین زده شود، نیروی مؤثر پیش‌تنیدگی در هنگام خدمت f_{pe} (با احتساب ۶٪ افت نیرو، زمان آزمایش بارگذاری دال‌ها در آزمایشگاه)، برابر با $f_{pe} = 0.4 f_{pu}$ در نظر گرفته شده است.

آماده‌سازی نمونه‌های دال برای آزمایش بارگذاری

به منظور انجام آزمایش بارگذاری دال‌ها بعد از حمل نمونه‌ها از صنعت به آزمایشگاه بر روی تکیه‌گاه‌های ساده مطابق شکل ۶ قرار گرفتند و پس از آماده‌سازی‌های لازم از جمله: نصب حس‌گرهای مکانیکی به منظور قرائت کرنش بتن در ارتفاع مقطع دال، نصب خیزسنج‌هایی با دقت ۰/۱ میلی‌متر و نصب لودسل، بارگذاری (چاقویی)

پس از ۲۸ روز عمل‌آوری (از سن بتن‌ریزی)، دال‌ها به آزمایشگاه منتقل شدند و بارگذاری آن‌ها به وسیله‌ی جک بارگذاری که مراحل مختلف بار توسط لودسل^۴ متصل شده به دستگاه ثبت داده‌ها^۵ ثبت می‌شود، انجام شد. به منظور دقت بیشتر، برای انجام تئیدن فولادها در صنعت و اعمال بارگذاری نمونه‌ها در آزمایشگاه از انواع وسایل اندازه‌گیری (حس‌گر) استفاده شده است. مشخصات حس‌گرهای الکتریکی و رشته فولادهای هفت‌تایی در جدول ۳ و همچنین نمایی از نصب حس‌گرها در شکل ۵ آورده شده است.

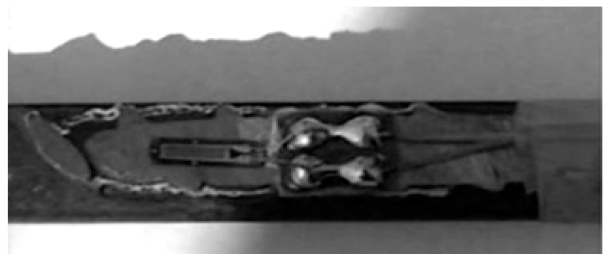
همان‌گونه که در بالا اشاره شد، بر سطح تعدادی از فولادهای پیش‌تنیده قبل از تئیدن آن‌ها، حس‌گرهایی با مشخصات جدول ۳، در مرکز دال، زیربار، و روی تکیه‌گاه نصب شد (شکل ۶) و در صنعت به کمک قرائت آن‌ها در مراحل چک‌زدن فولادها، به مقدار تنش چک‌زدن ($f_{pj} = 0.7 f_{pu}$) دسترسی پیدا شد و سپس در این مرحله، عملیات چک‌زدن فولادها متوقف شد و نیروی چک‌زدن آن‌ها در پشت تکیه‌گاه‌ها تا سن انتقال نیرو به دال‌ها محبوس شده (نگهداری) است. پس از سه روز مراقبت از بتن و کسب مقادیر مقاومت فشاری سن انتقال (جدول ۱ ب)، انتقال نیرو از فولادهای تنیده‌شده به دال‌ها صورت گرفت و اصطلاحاً دال‌ها پیش‌تنیده شدند. به منظور تعیین مقدار افت احتمالی در تکیه‌گاه‌های دو انتهای بستر پیش‌تنیدگی در صنعت، ابتدا و قبل از تئیدن رشته‌های هفت‌تایی^۶ فولادهای پیش‌تنیده، بر آن‌ها و همچنین بر فولادهای معمولی (غیرتنیده) کرنش‌سنج‌های الکتریکی نصب شدند و سپس کرنش‌سنج‌های الکتریکی به دستگاه پردازشگر داده‌ها نصب شدند و بنابراین، در هنگام تئیدن فولادها (چک‌زدن)، مقادیر کرنش اعمالی به آن‌ها در اثر نیروی چک‌زدن شده است.

جدول ۳. خصوصیات کرنش‌سنج الکتریکی (حس‌گر) دو نوع فولاد.

نوع فولاد	نوع حس‌گر	طول (mm)	مقاومت Ω	ضریب
رشته فولاد هفت‌تایی	FLK-۲-۱۱-۵LT	۲	119.5 ± 0.5	۲/۱۳
فولاد معمولی	PFL-۳۰-۱۱	۳۰	120 ± 0.3	۲/۱۳



الف) فولاد پیش‌تنیده؛



ب) فولاد معمولی.

شکل ۵. نمایی از کرنش‌سنج الکتریکی نصب‌شده.

جدول ۴. مقایسه‌ی مقادیر لنگر خمشی آزمایشگاهی و تئوری (آیین‌نامه‌ی ACI).

نمونه	آزمایشگاهی (تن-متر)	ACI
دال ۱	۸٫۸۷	۱۲٫۶۱
دال ۲	۹٫۴۸	۱۶٫۲۳
دال ۳	۷٫۰۳	۱۷٫۸

جدول ۶. مقادیر شکل‌پذیری انحنای آزمایشگاهی.

نمونه	$\phi_u \times 10^{-6}$	$\phi_y \times 10^{-6}$	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
دال ۱	۱۷۵٫۷	۵۱٫۱	۳٫۴۴
دال ۲	۶۵۶٫۱	۱۲۹٫۴	۵٫۱۷
دال ۳	۳۲۱٫۱	۹۲٫۸	۳٫۴۶

در دو محل مطابق شکل ۶، تا مرحله‌ی تخریب صورت‌گرفت (بارگذاری به وسیله‌ی یک جک متکی بر لودسل انجام شد). در جدول ۴ مقایسه‌ی مقادیر لنگر خمشی آزمایشگاهی و تئوری آورده شده است.

شکل‌پذیری خمی و انحنا

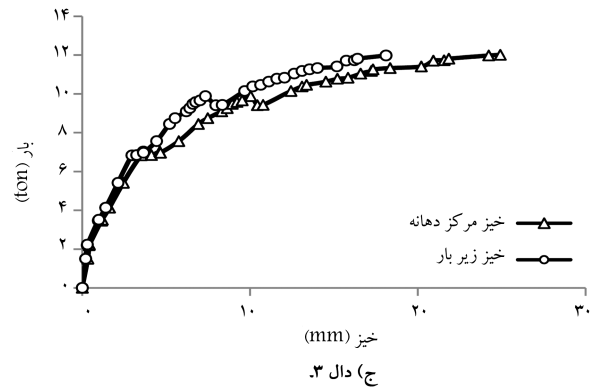
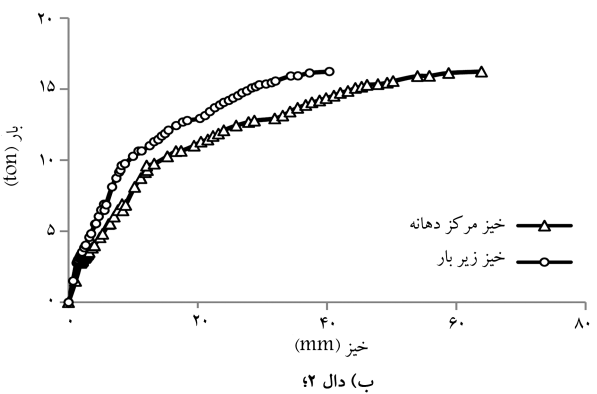
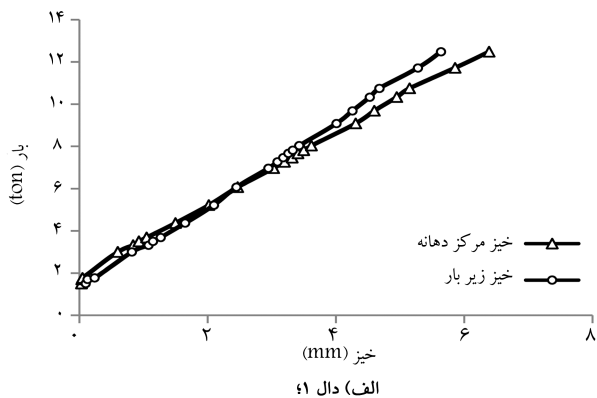
در حین بارگذاری دال‌ها، قرانت حس‌گرهای نصب‌شده بر میلگردها و خم‌سنج صورت‌گرفت و سپس نمودار بار-خم آن‌ها رسم شد (شکل ۸). همان‌گونه که در نمودار دال ۱ مشاهده می‌شود، به‌علت عدم وجود فولاد کششی، دال رفتاری کاملاً خطی دارد و تا مرحله‌ی تخریب با خمی به‌ترتیب حدود ۶، ۴۰ و ۲۱ میلی‌متر به‌ترتیب در دال ۱، ۲ و ۳ (شکل ۸) ایجاد شده است. این در حالی است که دال ۱ دارای پوشش بتنی کافی بر فولادهای پیش‌تنیده است، اما به‌دلیل عدم وجود فولاد کششی و فشاری معمولی، در آن شکست ناگهانی با خم کم به وقوع پیوسته است، که این حاکی از اثر قابل‌توجه این نوع فولادها در اعضای پیش‌تنیده است. لذا پیشنهاد می‌شود در اعضای پیش و پس‌تنیده دارای بتن خودتراکم، از کمیته‌ی فولاد معمولی پیشنهادی آیین‌نامه‌ها (از جمله توصیه‌ی ACI) [۱۹] استفاده شود. توجه به اهمیت بیشتر چنین توصیه‌ی برای دال‌های سراسری با بتن خودتراکم پس‌تنیده‌ی آزمایش‌شده توسط نویسندگان نیز یادآوری می‌شود. [۸]

علی‌رغم این‌که دال‌های دارای بتن خودتراکم تحت شرایط اجرایی نامناسب از نظر ارتفاع پوشش بتنی بر فولادهای تنیده‌شده و کاهش حدود ۴۰ درصدی نیرو در تکیه‌گاه‌ها ساخته شدند، اما به‌نظر می‌رسد سه عامل: ۱. وجود فولاد کششی معمولی، ۲. ارتفاع پوشش بتنی ۲۵ میلی‌متری بر فولادهای معمولی (جدول ۲)، ۳. مقاومت بالای بتن، منجر به پیوستگی نسبتاً مطلوب این نوع بتن در دال‌های با فولاد معمولی کششی شده است (تحقیقات نشان می‌دهد یکی از مزایای بتن خودتراکم نسبت به بتن معمولی، پیوستگی مناسب‌تر آن است [۲۰]) و در نتیجه این گروه دال‌ها در مرحله‌ی تخریب، مقداری شکل‌پذیری از خود نشان داده‌اند. شکل‌پذیری آزمایشگاهی خمی دال‌ها اندازه‌گیری و در جدول ۵ آورده شده است. همچنین دیاگرام لنگر-انحنا دال‌ها رسم شده (شکل ۹) و به‌کمک رابطه‌ی ۱ مقادیر آزمایشگاهی شکل‌پذیری انحنا تعیین و در جدول ۶ آورده شده است.

بناچار به نمودار ممان-انحنا شکل ۱-۳، ۸ و ۹ اعضای پیش‌تنیده و بتن‌آرمه و مقادیر شکل‌پذیری آزمایشگاهی (جدول ۵ و ۶)، می‌توان نتیجه گرفت، ارتفاع پوشش

جدول ۵. مقادیر شکل‌پذیری خمی آزمایشگاهی دال‌ها.

نمونه	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
دال ۱	۳٫۱۷	۶٫۰۱	۲٫۰۲
دال ۲	۹٫۱۱	۴۰٫۵۸	۴٫۴۵
دال ۳	۱۱٫۶۴	۲۵٫۴۸	۲٫۲۱

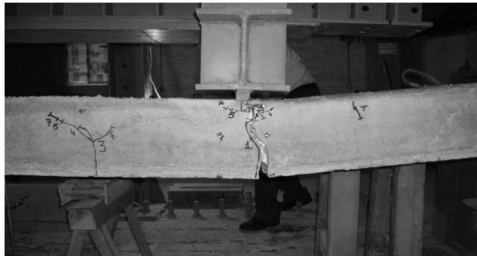


شکل ۸. نمودار بار-خمی.

بتنی بیشتر دال ۲ نسبت به ۳، و این‌که دال ۲ دارای فولاد کششی معمولی است، بنابراین دارای شکل‌پذیری مناسب‌تری نسبت به دال ۳ فاقد پوششی بتنی است، می‌باشد. همچنین علیرغم این‌که پوشش بتنی دال ۱ بیش از دال ۲ است (فاقد فولاد معمولی)، لیکن دال ۱ دارای شکل‌پذیری کم‌تری نسبت به دال ۲ است. نکته‌ی دیگر این‌که اهمیت پوشش در اعضای پیش‌تنیده برای انتقال نیروی پیش‌تنیدگی معادل وجود فولاد کششی و فشاری بر شکل‌پذیری است. به‌عبارت دیگر علیرغم این‌که دال ۳ دارای مقدار کمیته‌ی فولاد معمولی در بالا و پایین است، لیکن دارای شکل‌پذیری



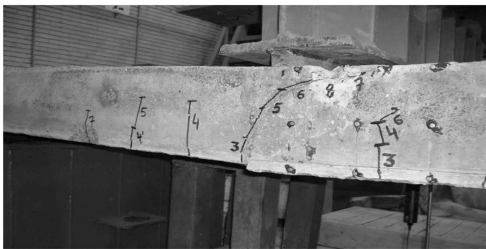
الف) نمونه ۱ در بار نهایی؛



ب) مد شکست در نمونه ۱؛



پ) نمونه ۲ در بار نهایی؛



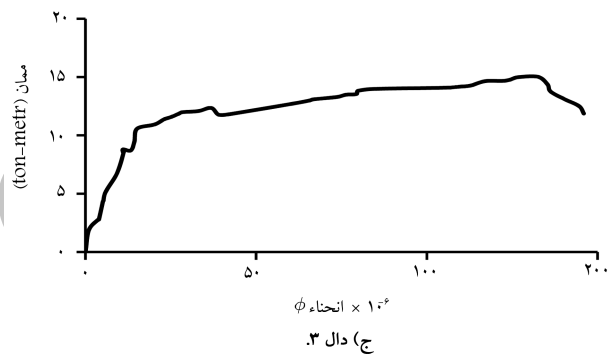
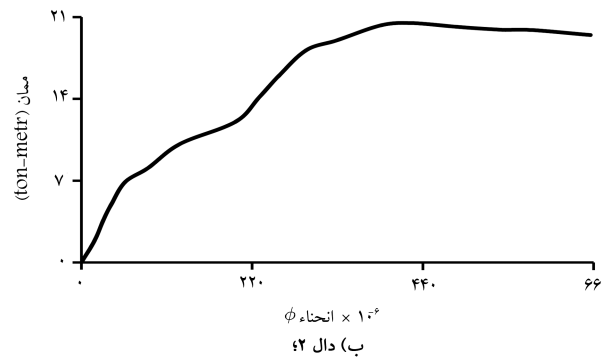
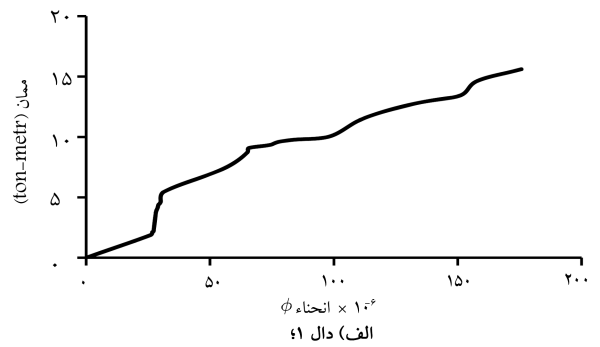
ج) مد شکست در نمونه ۲؛



ح) نمونه ۳ در بار نهایی؛



د) مد شکست در نمونه ۳.
شکل ۱۰. بار نهایی و مد شکست.



شکل ۹. نمودار لنگر-انحناء.

بسیار کمتری (۲/۲۱) است. با کم شدن ارتفاع پوشش بتن، علیرغم افزایش در فولاد معمولی، مقادیر ممان ترک خوردگی، تسلیم فولاد کششی در مرکز دهانه و زیر بار تقریباً یکسان است. برای شناخت بهتر، مدهای تخریب دال‌ها در شکل ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.

کرنش اندازه‌گیری شده‌ی (آزمایشگاهی) مصالح و

وضعیت ترک‌های دال‌ها

مقادیر کرنش آزمایشگاهی مصالح (شامل کرنش بتن در تار فشاری ϵ_{cp} ، کرنش بتن در تار کششی ϵ_{ct} و کرنش فولادهای پیش‌تینیده ϵ_{cp} و معمولی ϵ_{st}) در حالت، بعد از انتقال نیروی پیش‌تینیدگی در شکل ۱۲ نشان داده شده است. به علت فشاری بودن کرنش در تار فوقانی، در قسمت پایین نمودار با علامت مثبت نشان داده شده است. اختلاف زیادی در مقادیر کرنش در زیر بار سمت راست و چپ به علت باز شدن ناگهانی ترک مشاهده گردید. همچنین برای آشنایی بیشتر وضعیت ترک‌ها در حالت نهایی، در شکل ۱۰ نحوه‌ی وقوع ترک‌ها نشان داده شده است. از مقادیر کرنش مصالح بعد از انتقال نیروی پیش‌تینیدگی به دال این نتیجه مشهود است که



ج) دال ۳.

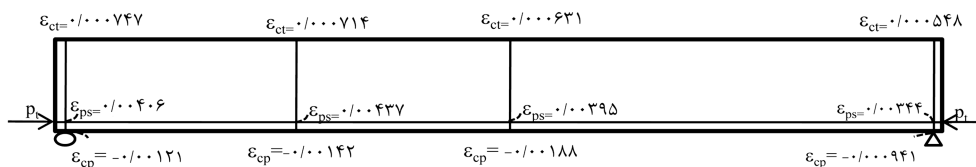


ب) دال ۴.

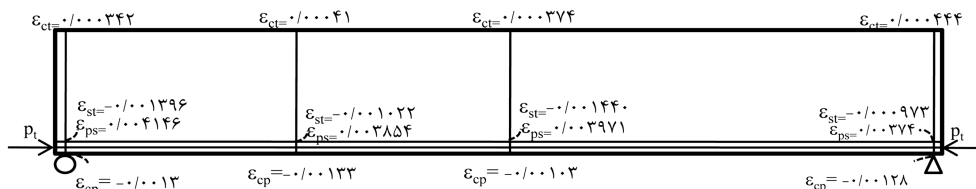


الف) دال ۱.

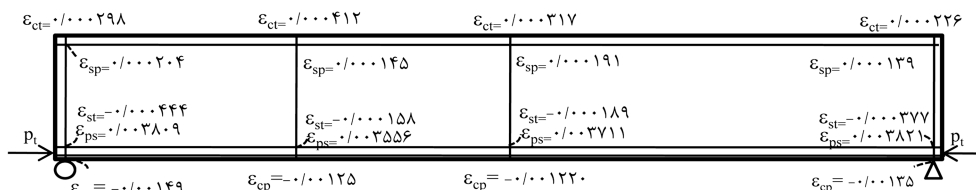
شکل ۱۱. نمایی از وضعیت فولاد پیش‌تنیده (زیر دال).



الف) دال ۱



ب) دال ۲



ج) دال ۳

شکل ۱۲. مقادیر کرنش آزمایشگاهی (بعد از انتقال نیروی پیش‌تنیده).

اثر قابل توجهی بر ظرفیت ترک‌خوردگی دارد (مثلاً با بررسی نمودار ۱۳ می‌توان دریافت که مقادیر بار ترک‌خوردگی از مقدار ۵/۴۱ تن به مقدار ۶/۸۳ در نمونه‌ی ۳ تغییر یافته است). از دیگر موارد قابل مشاهده در شکل ۱۳، تغییرات ناگهانی کرنش دال ۱ در هنگام ترک‌خوردگی و رسیدن ترک تا نواحی بالای دال در لحظه‌ی ترک‌خوردگی است. شکل و نحوه‌ی ترک‌خوردگی دال ۱ در شکل ۱۴، تعداد ۴ عدد ترک که در ابتدا به صورت خمشی و در انتها به صورت چنگال با عرض زیاد ترک است را نشان می‌دهد (شکل ۱۲ ب). اما این نحوه‌ی ترک‌خوردگی در نمونه‌ی ۲ به علت وجود پوشش مناسب و فولاد معمولی با تعداد زیاد و عرض کم‌تر مشاهده شده است (شکل ۱۲ ج). این نوع ترک‌خوردگی در نمونه‌ی ۳ با تعداد کم‌تر و عرض بیشتر نسبت به دال ۲ با حالتی نزدیک به دال ۱ از نظر شکل ترک است. از نکات مشترک در لحظه‌ی تخریب، نوع شکل ترک اصلی در هر سه نمونه است که از نزدیکی بار شروع شده و به‌طور مایل در زیر بار تمام شده است. لازم به ذکر است این وجه اشتراک ترک‌ها قبلاً در برخی مطالعات نیز مشاهده شده است.^[۲۱]

با تعبیه‌ی فولاد معمولی (در ناحیه‌ی پایین دال ۲ و پایین و بالای دال ۳) از مقدار کرنش بتن در ناحیه‌ی کششی و فشاری کاسته شده است و این کرنش در فولاد معمولی مشاهده شده است. لذا مقدار منفی کرنش در فولادهای معمولی پایین دال ۲ و ۳، نمایانگر وجود پیش‌کرنش ایجاد شده ناشی از تنیدن عضو است، که چنین موردی در دال ۱ مشاهده نمی‌شود. لذا در صورت عدم ایجاد افت ۴۰ درصدی ناشی از ضعف تکیه‌گاه‌ها، وقوع خیز به سمت بالا و پیش‌کرنش بیشتر و یا حتی ایجاد ترک‌خوردگی در بالای دال‌ها قابل پیش‌بینی است. همچنین مقادیر کرنش در فولادهای معمولی در قسمت پایین دال ۲ به علت عدم وجود فولاد معمولی در قسمت بالای این دال نسبت به دال ۳ بیشتر شده است. لذا همان‌طور که در بررسی شکل‌پذیری دال‌ها وجود این فولادها ضروری به نظر می‌رسد، در بحث کرنش مصالح و ترک‌خوردگی نیز وجود فولاد معمولی ضروری به نظر می‌رسد. همچنین کرنش در فولاد پیش‌تنیده با کاهش پوشش بتنی به ترتیب در دال ۱ تا ۳ کاسته شده است. بنابراین در دال‌های پیش‌تنیده با بتن خودتراکم مشابه با چنین دال‌هایی با بتن معمولی (با نیاز به ویرنه)، نیروی پیش‌تنیدگی و فولاد معمولی

نتیجه‌گیری

براساس مطالعات نظری و آزمایشگاهی انجام شده برای دال‌های مجوف پیش‌تینده با بتن خودتراکم (بتن بدون نیاز به ویرنه) نتایج زیر به دست آمده است:

۱. با کاهش پوشش بتنی روی فولادهای پیش‌تینده در مقاطع پیش‌تینده دارای بتن خودتراکم، از ظرفیت لنگر خمشی و میران شکل‌پذیری آن‌ها به‌طور قابل توجهی کاسته شده است (مشابه اعضای بتن معمولی (نیازمند به ویرنه)).
۲. تعبیه‌ی فولادهای کششی معمولی در دال‌های پیش‌تینده‌ی ۲ و ۳ (با بتن خودتراکم) منجر به تغییر در نحوه‌ی شکل‌گیری ترک‌ها و عرض آن‌ها شده است، به‌نحوی که دال ۲ (با کمیته‌ی آرماتور معمولی در پایین مقطع) نسبت به دال ۱ (بدون وجود آرماتور معمولی) دارای تعداد ترک بیشتر و عرض کم‌تری شده است.
۳. وجود آرماتور معمولی دارای پیوستگی (غیر از فولاد پیش‌تینده)، باعث ایجاد تعداد ترک‌های بیشتر با عرض کم‌تر شده است، در این صورت ظرفیت باربری عضو به‌طور ناگهانی کاسته نشده است.
۴. در دو دال ۲ و ۳ با فولاد کششی معمولی یکسان، به‌دلیل ضعف در پیوستگی (با پوشش بتنی بسیار کم دال ۳)، تعداد ترک‌ها نسبت به دال ۲ کم‌تر ولی دارای عرض بیشتری است.
۵. همچنین مشابه اعضای پیش‌تینده با بتن‌های معمولی، کم‌شدن پوشش بتنی روی فولادهای پیش‌تینده دارای بتن خودتراکم، باعث ایجاد ترک‌های ناگهانی با عرض زیاد و تعداد کم شده است.
۶. با تعبیه‌ی فولاد کششی و یا فولاد کششی و فشاری معمولی در دال‌های ۲ و ۳ پیش‌تینده دارای بتن خودتراکم، به‌ترتیب لنگر ترک‌خوردگی ۱۲ و ۱۵ درصد افزایش یافته است.
۷. از نظر ظرفیت خمشی، پوشش بتن روی فولاد پیش‌تینده و از نظر شکل‌پذیری یا خیز، فولاد معمولی اثر بیشتری در حالت نهایی از خود نشان داده است.

به‌نحوی که لنگر نهایی آزمایشگاهی دال ۱ با پوشش بتنی ۲ سانتی‌متری بیش از مقدار تئوریک و شکل‌پذیری خیز و انحنای آزمایشگاهی دال ۲ بیش از کمیته‌ی توصیه‌شده‌ی دال ۳ به‌دست آمده است.

فهرست علائم

- M_y : ممان تسلیم
 ρ_b : درصد فولاد کششی متوازن
 $A_{s\ min}$: کمیته‌ی سطح فولاد کششی
 f'_c : مقاومت فشاری بتن
 ρ_{min} : کمیته‌ی درصد فولاد کششی (فولاد پیوسته معمولی)
 d : فاصله‌ی مرکز فولاد طولی کششی معمولی از دورترین تار فشاری
 d_p : فاصله‌ی دورترین تار فشاری از مرکز فولاد پیش‌تیندگی
 M_{cr} : ممان ترک‌خوردگی ناشی از بار خارجی
 ρ_{max} : بیشینه‌ی فولاد کششی معمولی
 A_{ps} : سطح مقطع فولاد پیش‌تیندگی
 A_s : سطح مقطع فولاد طولی کششی غیر پیش‌تینده
 f_{pu} : تنش نهایی در فولاد پیش‌تینده بدون پیوستگی
 c : ارتفاع تار خنثی
 $\rho_p = A_s/bd_p$: درصد فولاد پیش‌تیندگی
 $\rho' = A'_s/bd$: درصد فولاد فشاری
 $\rho = A_s/bd$: درصد فولاد کششی
 b : عرض مقطع فشاری عضو
 d' : فاصله‌ی مرکز فولاد فشاری معمولی از دورترین تار فشاری
 f_{ps} : تنش نهایی در فولاد پیش‌تیندگی
 ϵ_{cu} : کرنش نهایی در بحرانی‌ترین تار فشاری بتن
 ω_p : نسبت فولاد پیش‌تیندگی

پانوشتها

1. self compacting concrete (SCC)
2. Alabama department of transportation (ALDOT)
3. Spiral
4. Load Cell
5. data logger
6. prestressed strand

منابع (References)

1. Okamura, H. "Self compacting high performance concrete", *Concrete International*, **19**(7), pp. 50-54 (1997).
2. Maghsoudi, A.A. and Hoornahad, H. "Self compacting concrete workability test methods", Peace Winds Japan Incorporation with Housing Foundation of the Islamic

Republic of Iran, Earthquake Safer Design for People, Bam, Iran, pp. 74-77 (May 2004).

3. Maghsoudi, A.A. and Hoornahad, H. "Self compacting concrete by use of Kerman's materials", *Proceedings of the 2nd International Conference on Concrete & Development*, Tehran, Iran (April-May 2005).
4. Interim Guidelines for the Use of Self-Consolidating Concrete in Precast/Prestressed Concrete Institute Member Plants, First Edition, Chicago, IL, (2003).
5. ACI Committee 237, *Self-Consolidating Concrete (ACI 237R-04)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. (2007).
6. Schindler, A.K.; Barnes, R.W.; Roberts, J.B. and Rodriguez, S. "Properties of self-consolidating concrete (SCC) for prestressed members", *ACI Materials Journal*, **104**(1), pp. 53-61 (January-February 2007).

7. Maghsoudi, A.A. and Ahmadzadeh Heshmati, A. "Report on serviceability state loading and behavior of prestressed T-beams fabricated of self-consolidating concrete (SCC)", 3rd National Civil Eng. Congress, Tabriz University, Iran (May 2007).
8. Maghsoudi, A.A. and Torkemanzadeh, M., *Ultimate Load Test and Ductility of Constructed Post-Tensioned SCC Continuous Slabs*, 8th International Congress on Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran (May 2009).
9. Chan, K. and Ho, E., *Experimental and Numerical Studies of Concrete Beams Prestressed with Unbounded Tendons*, Doctor of Philosophy, Thesis Submitted to the Department of Civil Engineering, Hong Kong University, pp. 248 (2008).
10. Scholz, H. "Contribution to redistribution of moments in continuous reinforced concrete beams", *ACI Structural Journal*, **87**(2), pp. 150-155 (1990).
11. Scholz, H., "Ductility, redistribution, and hyper static moments in partially prestressed members", *ACI Structural Journal*, **87**(3), pp. 341-350 (1990).
12. Naaman, A.E. "Partially prestressed concrete: Review and recommendations", *PCI*, **33**(6), pp. 30-71 (1985).
13. Naaman, A.E.; Harajli, M.H. and Wight, J.K. "Analysis of ductility in partially prestressed concrete flexural members", *PCI*, **31**(3), pp. 64-87 (1986).
14. Park, R.; Priestley, M.J.N. and Gill, W.D. "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE, Journal of the Structural Division*, **108**(4), pp. 929-950 (1971).
15. Cohn, M.Z. and Bartlett, M. "Computer-simulated flexural tests of partially prestressed concrete sections", *ASCE, Journal of Structural Division*, **108**(12), pp. 2747-2765 (1982).
16. Ricardo, N.F. do Carmo and Sérgio M.R. Lopes "Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams", *Can. Journal Civil Engineering*, **32**, pp.194-203 (2005).
17. British Standard (BS), *Recommendations for the Structural Use of Concrete in Buildings and Structures*, BS 8110 (1997).
18. European Committee for Standardization, Euro Code 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels (2004).
19. American Concrete Institute (ACI), *Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary*, Manual Concrete Practice, ACI 318-08, Farmington Hills, MI (2008).
20. Ahmadzadeh Heshmati, A. "A fundamental change in pre-tensioned bridges by self compacting high strength concrete", M.Sc., dissertation, civil engineering department, shahid bahonar University of Kerman, Kerman, Iran (Outstanding dissertation), (Jan 2005)
21. Tamon, U. and Boonchi, S. "Shear strength of precast prestressed hollow slabs with concrete topping", *ACI Structural Journal*, **88**(4), pp. 402-410 (1991).

Archive of SID