مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۸، شماره‌ی ۲، ص. ۹۹-۱۱۱

Original Article

تأثیر نواقص اجرایی بر عملکرد خمشی دال‌های مجوف بتنی پیش‌ساخته‌ی پیش‌تنیده

علی‌اکبر مقصودی * **(دانشیار)**
محمد مقصودی (کارشناس)
میثم ترکمان‌زاده (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان

با گسترش صنعت ساختمان‌سازی، روش‌های نوین به‌منظور دسترسی به طرحی اقتصادی و ایمن مورد توجه خاص طراحان است. استفاده از بتن خودمتراکم[1] و صنعت پیش‌تنیدگی به همراه سبک‌سازی سازه‌ها در سال‌های اخیر نسبتاً رو به رشد بوده است. اما بی‌توجهی به ساخت سازه‌یی ایمن در صنعت منجر به از دست‌دادن جان انسان‌ها می‌شود. لذا برای بررسی موارد مناسب‌تر، سه دال مجوف بتن پیش‌تنیده‌ی ساخته‌شده با بتن خودمتراکم با ابعاد ۴ متر طول، ۱٫۲ متر عرض، و ۰٫۲ متر ارتفاع و دو عدد دال مجوف بتن پیش‌تنیده‌ی ساخته‌شده با بتن معمولی با ابعاد ۶ متر طول، ۱٫۲ متر عرض، و ۰٫۲ متر ارتفاع، مشابه روش اجرایی در صنعت ساخته شد و سپس نمونه‌ها تا مرحله‌ی تخریب در آزمایشگاه بارگذاری شدند. مقایسه‌ی هر چه بیشتر دال‌های صنعتی با عملکرد واقعی آن‌ها، از جمله پوشش کم بتنی بر فولاد پیش‌تنیده و استفاده از تکیه‌گاه‌های کارگاهی با افت زیاد نیروی پیش‌تنیدگی و شکل ظاهر دو نوع بتن مصرفی از جمله اهداف این نوشتار است.

واژگان کلیدی: بتن خودمتراکم و معمولی، دال مجوف پیش‌تنیده، افت در تکیه‌گاه، شکل ظاهر، پوشش بتنی.

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

مقدمه

از سال ۱۹۸۳، مسئله‌ی دوام سازه‌های بتنی یکی از مهم‌ترین مسائل مورد علاقه‌ی محققان ژاپنی قرارگرفته است. همچنین مسئله‌ی دوام و سبک‌سازی دو عامل بسیار مهم و مورد علاقه‌ی محققان در سراسر دنیاست. ساخت سازه‌های بتنی با دوام و تراکم مناسب بتن، نیاز به نیروی انسانی ماهر دارد. با گذشت زمان و ازدیاد پروژه‌های عمرانی، کمبود نیروی با تجربه تأثیر چشم‌گیری برکیفیت سازه‌ها در دنیا و به‌ویژه ژاپن گذاشت. راه حل دسترسی به سازه‌یی با دوام و مقاوم بدون نیاز به نیروی انسانی ماهر، به‌کارگرفتن بتن خودمتراکم یا بتن نسل جدید تشخیص داده شد. بتنی که قادر است در هرگوشه‌یی از عضو سازه بدون نیاز به ویبره و فقط تحت اثر وزن خود به تراکم دلخواه برسد. نیاز به این نوع بتن برای اولین بار در سال ۱۹۸۶ مطرح شد،[1] و پژوهشگران در دانشگاه توکیو مطالعات پایه‌یی بر روی خواص و کارایی این نوع بتن در پروژه‌های عمرانی انجام دادند. در ایران نیز برای اولین مرتبه در سال ۱۳۸۳ چنین بتنی طراحی و اجرا شد و خواص مکانیکی آن مورد بررسی قرارگرفت.[2و3] امروزه بتن خودمتراکم، زمینه‌ساز حل بسیاری از مشکلات سازه‌های بتنی خصوصاً در مقاطع با تراکم زیاد میلگرد شده است. این نوع بتن، برای متراکم‌شدن نیاز به هیچ‌گونه ویبره‌ی داخلی و یا خارجی ندارد و می‌تواند در سازه‌های با تراکم بسیار بالای آرماتور از جمله اتصالات سازه‌های بتنی استفاده شود. خصوصیت بسیار روان آن باعث جاری‌شدن آسان آن تحت وزن خودش می‌شود و مقاطع محصورشده و فضاهای قالب با تراکم بالای آرماتور را با کمترین جداشدگی پر کند. امروزه استفاده از بتن نسل جدید یا بتن خودمتراکم در ساخت سازه‌های بتنی در دنیا از جمله ایران رو به رشد است. تعریف این نوع بتن از منظر مؤسسه‌ی پی‌سی‌آی (PCI)[4] بدین شرح است: بتنی با کارایی بالا که می‌تواند بدون جداشدگی یا افتراق در دانه‌ها و بدون هر نوع آب‌انداختگی در بتن در میان تراکم زیاد آرماتورها و تحت هندسه‌ی سازه به‌طور مناسبی تحت اثر وزن خود و بدون هیچ‌گونه لرزاننده‌ی داخلی یا خارجی فضاهای خالی را پر کند. مشخصه‌ی کارآیی در تعریف PCI به این صورت است:

- توانایی پرکنندگی: قابلیت بتن خودمتراکم برای جاری‌شدن تحت وزن خود در تمام فضای قالب.
- قابلیت عبورکنندگی: توانایی بتن خودمتراکم برای عبور از محل‌های مختلف بدون جداشدگی سنگدانه‌ها از خمیر بتن یا انسداد و گرفتگی.
- پایایی: توانایی (بتن خودمتراکم) در همگن‌ماندن در هنگام انتقال و قرارگرفتن در قالب.

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱/۱۵، اصلاحیه ۱۳۸۹/۷/۳، پذیرش ۱۳۸۹/۱۰/۲۲.

آیین‌نامه‌ی ACI ۲۳۷R-۰۴ [۵] بتن خودمتراکم را این‌گونه تعریف می‌کند: بتنی با قابلیت روانی زیاد، بدون جداشدگی سنگدانه‌های بتن، که می‌تواند بدون هرگونه لرزاننده‌ی مکانیکی هر فضایی از جمله گوشه‌های قالب را پر کند و اطراف آرماتورها را بپوشاند. در حال حاضر، بیشتر پیمانکاران استفاده از بتن خودمتراکم را به‌لحاظ داشتن شرایط یکنواخت‌تر ساخت و همچنین معضلات کمتر اجرایی برای اعضای لاغر و با تراکم زیاد آرماتور از جمله اعضای پیش و پس‌تنیده پذیرفته‌اند. اما به‌علت کمبود اطلاعات و شرایط واقعی این نوع بتن در عملکرد سازه‌یی، بعضی از مراکز تحقیقاتی از جمله بخش حمل و نقل آلاباما (ALDOT)[۲] مجوز استفاده از بتن خودمتراکم در تیرهای پل پیش و پس‌تنیده را نداده است.[۶] به‌عبارت دیگر، اهمیت ضرورت انجام تحقیقات بیشتر در این زمینه محسوس است.

با اجرای اولین سازه‌ی بتنی پیش‌تنیده (۱۹۵۰) تحولی در ساخت پل‌ها ایجاد شد. هم اکنون بیش از ۵۰٪ پل‌های ساخته‌شده در دنیا به‌صورت پیش و پس‌تنیده اجرا می‌شوند (شکل ۱).[۷]

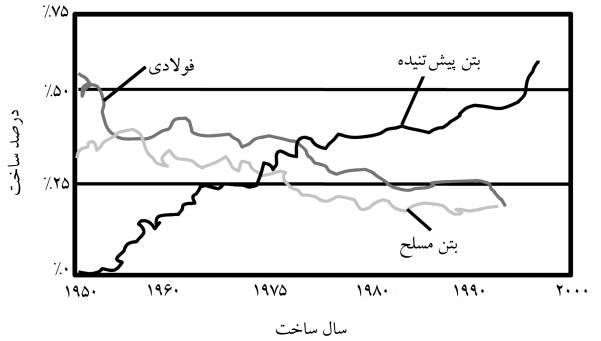
دو روش متفاوت برای انتقال نیروی پیش‌تنیدگی به عضو بتنی موجود است: پیش‌تنیده و پس‌تنیده[۸] این نوع سازه‌ها اغلب شامل سه ماده‌ی: فولاد پیش‌تنیدگی (با شکل‌پذیری کم)، فولاد معمولی (با شکل‌پذیری زیاد، شکل ۲) و بتن (با شکل‌پذیری کم) است. این نوع سازه‌ها اغلب از فولاد پیش‌تنیدگی (با شکل‌پذیری کم، شکل ۲)، فولاد معمولی (با شکل‌پذیری زیاد، شکل ۲) و بتن (با شکل‌پذیری کم) تشکیل شده است. رفتار انفرادی هر یک از این مواد تأثیر زیادی بر رفتار کلی عضو یا سازه دارد. تحقیقات نشان می‌دهد[۹] در صورت استفاده از کمینه‌ی فولاد معمولی در عضو پیش و یا پس‌تنیده عملکرد بهره‌برداری و نهایی عضو بهبود می‌یابد.

تحقیقی در سال ۱۹۸۸، در مورد تخمین عرض ترک‌ها در بارگذاری خمشی دال‌ها انجام شد[۱۰] در این تحقیق ۱۵ نمونه‌ی آزمایشگاهی بررسی شد و یکی از مهم‌ترین نتایج ارائه‌شده در آن، نحوه‌ی ترک‌خوردگی این نوع اعضا بود که شیب ترک‌های ایجادشده کمتر از دال‌های توپر است و علت آن، کاهش ناحیه‌ی کششی بتن است که درنهایت منجر به شکست زودهنگام داخلی این اعضا می‌شود. لذا این محققان برای استفاده از فرمول‌های دال‌های معمولی پیشنهاد کاهش ۲۰ درصدی مقاومت در این اعضا را نسبت به دال‌های توپر ارائه کردند. همچنین در همین راستا تحقیقات دیگری انجام شد،[۱۱-۱۳] و این نتیجه‌ی مهم استخراج شد که بتن ترک‌نخورده بین ترک‌ها باعث سختی دال معمولی یا مجوف می‌شود. لذا، با توجه به اینکه این ناحیه در اعضای مجوف کاهش پیدا می‌کند، سختی این المان‌ها به همان نسبت کاهش می‌یابد. دیگر اینکه، به‌علت بتن کمتر بر روی فولادها در اثر مجوف‌کردن آن‌ها، این اعضا دارای پیوستگی ناشی از لغزش کمتری هستند (این نتیجه در دیگر مطالعات نیز نشان داده شده است).[۱۴و۱۵]

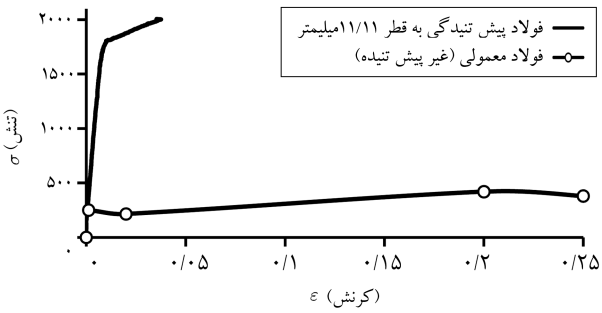
در سال ۱۹۸۰، تعداد ۸ نمونه دال مجوف پیش‌تنیده با دهانه‌ی ۲۲/۵ متر، عرض ۱/۲ متر، و ضخامت ۳۸۰ میلی‌متر برای بررسی عملکرد خمشی دال‌های مجوف با دهانه‌ی بلند آزمایش شد.[۱۶] درنهایت، بیشترین خیز ۱۳۸ میلی‌متر در لحظه‌ی نهایی و ۱۶۶ میلی‌متر بعد از ۲۴ ساعت از بارگذاری و همچنین خیز ماندگاری برابر با ۱۸ میلی‌متر بعد از باربرداری گزارش شد. ضمن اینکه نتایج مطلوب و مورد انتظاری از عملکرد خمشی آن‌ها در حالت سرویس گزارش شد. بین سال‌های ۱۹۷۸ تا ۱۹۸۷، مؤسسه‌ی VTT تعداد ۵۰ نمونه‌ی ساخته‌شده توسط شرکت‌های سازنده‌ی مختلف در اروپا را که برای بررسی آثار ساخت مختلف در نقاط مختلف ساخته شده بود، آزمایش کرد و نتایج آن گزارش شد.[۱۷و۱۸]

در سال ۲۰۰۴، نتایج آزمایشگاهی نشان داد که تعداد زیادی از ساختمان‌های ساخته‌شده با دال‌های مجوف به‌علت عملکرد ضعیف لرزه‌یی (نبود اطلاعات کافی در حین ساخت) در معرض خطرند.[۱۹] در سال ۲۰۰۵، پژوهشگری عملکرد برشی جان را در ۴۹ نمونه‌ی آزمایشگاهی بررسی کرد،[۲۰] و درنهایت یک مدل پیشنهادی را که برای محاسبه‌ی مقاومت برشی جان ارائه شده بود،[۱۸] با توجه به نتایج آزمایش‌ها، مدل مناسبی ارزیابی کرد. در سال ۲۰۰۶، در نتیجه‌ی بررسی عملکرد برشی دال‌های مجوف که به‌طور یکطرفه و بدون آرماتور برشی اجرا می‌شود؛ یک سری آزمایش توس انجام شد.[۲۱] درنهایت، پیشنهاد شد برای دال‌های با ضخامت بیش از ۳۲۰ میلی‌متر مقاومت برشی کمتری نسبت به رابطه‌ی پیشنهادی ACI ۳۱۸-۰۵ [۲۲] درنظر گرفته شود. در سال ۲۰۰۸، تحقیقی بر مبنای اثر ممان‌های منفی ایجادشده‌ی ناشی از بتن‌ریزی درجا و همچنین آرماتورهای قرارداده‌شده در بالا برای دال‌های مجوف در حین اجرا انجام گرفت.[۲۳] در این تحقیق که متمرکز بر تخریب‌های خمشی و برشی بود، مشاهده شد که در نمونه‌ها، شکست ترد خمشی در بارهایی کمتر از تخمین آیین‌نامه‌ها به‌وقوع پیوست. همچنین، شکست خمشی ـ برشی در ناحیه‌ی ممان منفی نیز مشاهده شد، که این موضوع ناشی از ترک‌های خمشی بود که مقاومت برشی را کاهش داده است.

شکل ۲ نمودار تنش ـ کرنش دو نوع فولاد مصرفی در سازه‌های بتنی را نشان می‌دهد. مشهود است که شکل‌پذیری فولاد پیش‌تنیده بسیار کمتر از فولاد معمولی است.



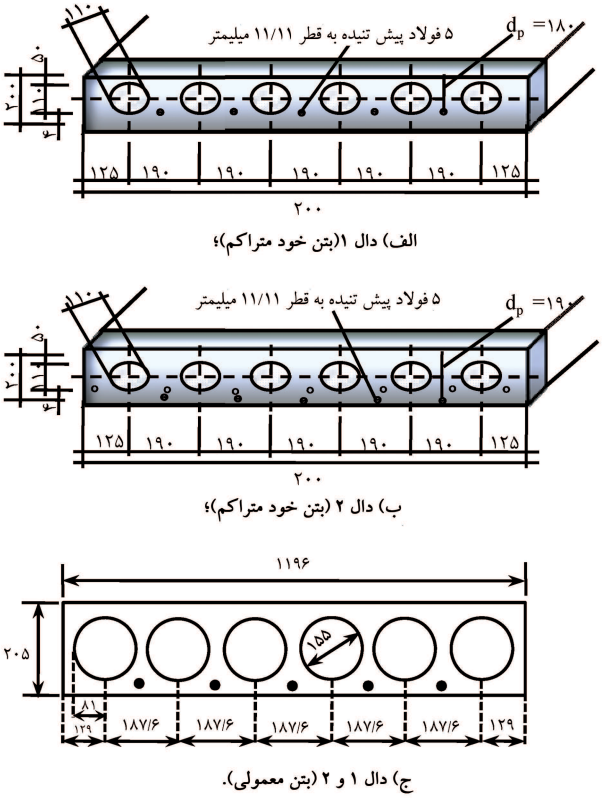
شکل ۱. درصد ساخت پل‌ها براساس مصالح اصلی ساخت.



شکل ۲. نمودار تنش کرنش انواع فولاد در اعضای پیش‌تنیده و بتن آرمه.

دال‌های مجوف پیش‌تنیده پیش‌ساخته و مدل‌سازی آزمایشگاهی

دال‌های مجوف پیش‌تنیده (شکل ۳) باعث کاهش حدود ۴۰ درصدی وزن دال می‌شود، که خود باعث اقتصادی‌شدن این نوع اعضا نسبت به حالت توپر می‌شود (در صورت کنترل، شرایط ساخت مناسب در کارگاه به‌علت پیش‌ساخته‌بودن و همچنین سرعت بالای ساخت از دیگر مزایای آن‌هاست). همچنین در صورت استفاده از



الف) دال ۱(بتن خود متراکم)؛

ب) دال ۲ (بتن خود متراکم)؛

ج) دال ۱ و ۲ (بتن معمولی).

شکل ۳. مشخصات هندسی دال‌ها.

بتن خودمتراکم (بتن بدون نیاز به ویبره) نسبت به بتن معمولی (با نیاز به ویبره) در تولید آن‌ها، مزایای بیشتری از جمله بالارفتن سرعت ساخت قطعات و کاهش آلودگی صوتی را نیز به‌همراه خواهد داشت. از دیگر مزایای این نوع سازه‌ها کنترل مناسب شرایط ساخت در کارگاه به‌علت پیش‌ساخته‌بودن و همچنین سرعت در ساخت است. در این تحقیق، ۵ عدد دال بتنی پیش‌تنیده‌ی مجوف، سه عدد با بتن خود متراکم مقاومت بالا، با ابعاد ۴ متر طول، ۱٫۲ متر عرض، و ۰٫۲ متر ارتفاع و دو عدد با بتن معمولی، با ابعاد ۶ متر طول، ۱٫۲ متر عرض، و ۰٫۲ متر ارتفاع (با سیستم معروف به سیستم اسپیرال[۳]) در صنعت ساخته و سپس نمونه‌ها در آزمایشگاه تا مرحله‌ی تخریب بارگذاری شدند (یادآور می‌شود که لازمه‌ی استفاده از سیستم اسپیرال برای تولید قطعات بتنی پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته به‌نحوی است که در بتن ایجاد ویبره می‌کند، ضمن اینکه امکان استفاده از فولاد معمولی در قطعات نیز وجود ندارد). با توجه به ساخت دال‌های مجوف بتن (با نیاز به ویبره) پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته‌ی یک‌طرفه (معروف به سیستم اسپیرال) در سال‌های اخیر در برخی از استان‌های کشور، مواردی از نقص در بازدید از بعضی کارگاه‌ها در حین ساخت این سقف‌های پیش‌ساخته مشاهده شده است. از جمله‌ی این نواقص، کمبود پوشش کافی بتن بر روی فولادهای پیش‌تنیده، کمبود و یا عدم پیوستگی فولادهای پیش‌تنیده با پوشش بتنی، کمبود مقاومت بتن، ضعف در حفظ نیرو در تکیه‌گاه‌های انتهایی قوی مورداستفاده در کارگاه‌های پیش‌ساخته‌ی پیش‌تنیده است. لذا برای بررسی مناسب‌تر چنین نواقصی، از انواع ابزارهای اندازه‌گیری (حس‌گر[۴]) در دال‌های بتنی استفاده شد. به‌منظور اطمینان از خودمتراکم‌شوندگی بتن خودمتراکم، در فاز خمیری، بتن نیازمند به‌رسیدن به توصیه‌های جهانی است. بدین منظور آزمایش‌های فاز خمیری از جمله آزمایش جعبه‌ی ال ـشکل، قیف وی ـشکل، حلقه‌ی جی، و قطر جریان اسلامپ انجام شد و نتایج به‌دست‌آمده در جدول ۱الف نشان داده شده است. همچنین، در این جدول نتایج با مقادیر توصیه‌شده‌ی جهانی (مقادیر درج‌شده در داخل پرانتز) مقایسه شده است. چنان‌که مشخص است، نتایج به‌دست‌آمده‌ی فاز خمیری بتن خودمتراکم، در محدوده‌های توصیه‌شده‌ی جهانی است و بنابراین می‌توان چنین بتنی را در فاز خمیری، به‌منزله‌ی بتن خودمتراکم تلقی کرد. در فاز سخت‌شده‌ی بتن نیز آزمایش مقاومت فشاری در سنین مختلف انجام و نتایج در جدول ۱ب نشان داده شده است. ضمن اینکه برای بتن معمولی، در فاز خمیری اسلامپ برابر با صفر به‌دست آمده است و متوسط مقاومت فشاری این نوع بتن در سنین مختلف در جدول ۱ب آورده شده است.

با توجه به ساخت دال‌های مجوف بتن (با نیاز به ویبره) پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته‌ی یک‌طرفه در سال‌های اخیر در برخی از استان‌های کشور در مواردی نواقص در حین ساخت این سقف‌های پیش‌ساخته‌شده از جمله: کمبود پوشش کافی بتن بر روی فولادهای پیش‌تنیده، کمبود و یا عدم پیوستگی فولادهای پیش‌تنیده با پوشش بتنی، کمبود مقاومت بتن، ضعف در حفظ نیرو در تکیه‌گاه‌های انتهایی قوی مورداستفاده در کارگاه‌های پیش‌ساخته‌ی پیش‌تنیده و افت شدید نیروی پیش‌تنیده در آن‌ها، و بنابراین کاهش نیروی اولیه‌ی پیش‌تنیده‌ی وارد به بتن و... از جمله مواردی است که در بازدید از بعضی کارگاه‌ها، در حین ساخت این نوع اعضای سازه‌یی مشاهده می‌شود.

مشخصات هندسی دو نوع دال با بتن خودمتراکم و بتن نیازمند به ویبره در شکل ۳ نشان داده شده است. طراحی دال‌ها با توجه به جدول ۲ انجام شده است

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

نوع دال	جعبه‌ی ال		حلقه‌ی جی (mm)		قیف وی	جریان اسلامپ (قطر)
	$h_۱/h_۲$	t (sec)	$h_۱/h_۲$	D	t (sec)	D (mm)
HCSCC*۱	۰٫۸۳ (۱-۰٫۸)	۰٫۳۶	۷۶	۶۸	۶٫۰۱ (۶٫۰)	۶۸۰ (۶۵۰-۷۰۰)
HCSCC۲	۰٫۸۳ (۱-۰٫۸)	۰٫۳۷	۷۷	۷۴	۶٫۲ (۶٫۰)	۶۷۴ (۶۵۰-۷۰۰)
HCSCC۳	۰٫۸۳ (۱-۰٫۸)	۰٫۳۸	۷۷	۷۵	۶٫۴ (۶٫۰)	۶۸۰ (۶۵۰-۷۰۰)

*: دال مجوف دارای بتن خود متراکم

جدول ۱. ب) نتایج مقاومت فشاری دو نوع بتن.

نوع دال	f_{ci} (MPa)	f_{cu} (MPa)
HCSCC۱	۴۶٫۰	۶۷٫۱
HCSCC۲	۴۷٫۰	۶۸٫۰
HCSCC۳	۴۶٫۰	۶۹٫۰
HCNC*۱	۲۴٫۰	۳۵٫۰
HCNC۲	۲۵٫۰	۳۷٫۰

*: دال مجوف دارای بتن معمولی

جدول ۲. جزئیات دال‌های پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم و معمولی.

نمونه	ρ_b	ρ	ρ'	d_p^*	d^*	d'^*
HCSCC۱	۰٫۰۰۱۶۶۷	–	–	۱۸۰	–	–
HCSCC۲	۰٫۰۰۱۶۶۷	۰٫۰۰۱۶۶	–	۱۹۰	۱۷۵	–
HCSCC۳	۰٫۰۰۱۶۶۷	۰٫۰۰۱۶۶	۰٫۰۰۱۶۶	۱۹۵	۱۷۵	۲۵
HCNC۱	۰٫۰۰۱۶۶۷	–	–	۱۸۰	–	–
HCNC۲	۰٫۰۰۱۶۶۷	–	–	۱۸۰	–	–

و در صنعت با بستر موجود (با طولی حدود ۱۰۰ متر) که از قبل به‌منظور اجرای سقف‌های بتن (بتن با نیاز به ویبره) پیش‌تنیده با سیستم اسپیرال تهیه شده بود، اجرا شد. به‌منظور ارزیابی کمبود پوشش بتنی بر روی فولادهای پیش‌تنیده، پوشش بتنی در دال ۱ و ۲، به‌ترتیب ۲۰ و ۱۰ میلی‌متر و برای دال ۳ پوششی درنظرگرفته نشد. به‌عبارت دیگر برای دال ۳، فولادهای پیش‌تنیده روی بستر قرار داده شدند به‌نحوی‌که پس از تنیده‌شدن آن‌ها و بعد از بتن‌ریزی دال، نیمی از قطر فولادها از زیر دال قابل رؤیت شد (شکل ۳ب).

عملیات اجرای دال‌های مجوف بتنی پیش‌تنیده در صنعت

عملیات جک‌زدن کابل‌ها با جک مخصوص برای هر یک از فولادهای پیش‌تنیده و رهاسازی آن‌ها از جک بعد از رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز پیشنهادی آیین‌نامه ($f_{pj=۰٫۷f_{pu}}$) در صنعت انجام شده است. عملیات جک‌زدن کابل‌ها و رهاسازی آن‌ها از جک، با جک مخصوص برای هر یک از فولادهای پیش‌تنیده انجام شد. شایان ذکر است رهاسازی آن‌ها از جک، بعد از رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز پیشنهادی آیین‌نامه ($f_{pj=۰٫۷f_{pu}}$) در صنعت انجام شده است. با توجه به اینکه از سیستم پیش‌تنیده برای تنیدن دال‌های مجوف استفاده شده است، در این سیستم ابتدا فولادهای پیش‌تنیده در یک انتهای تکیه‌گاه‌های مدفون در زمین با کمک قفل و بست‌های انتهایی نگهداری شدند و در انتهای دیگر، ابتدا هر رشته‌ی فولاد از داخل یک قفل و بست انتهایی (شکل ۴) عبور داده شد و سپس عملیات تنیدن رشته‌ی فولادها با جک مخصوص در سه مرحله تا رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز، f_{pj} انجام شده است.

بعد از عملیات تنیدن فولادها و آزادسازی نیروی هر یک از آن‌ها به پشت تکیه‌گاه‌های انتهایی، عملیات بتن‌ریزی آن‌ها با دو نوع بتن: ۱. بتن معمولی (با اسلامپ تقریباً برابر با صفر و سیستم اسپیرال، که هم‌زمان با بتن‌ریزی، عملیات ارتعاش بتن و ایجاد شش حفره در طول دال ایجاد می‌شود و اصطلاحاً دال مجوف اجرا خواهد شد)؛ ۲. بتن خودمتراکم (شکل ۴ب) انجام گرفته است. پس از آن عمل‌آوری دال‌ها به‌مدت ۳ روز انجام شد و سپس در این سن، نیروی فولادهای تنیده‌شده با عملیات قطع فولادهای تنیده‌شده به دال‌های مجوف صورت گرفت و بنابراین دال‌ها با دو نوع بتن و ارتفاع پوشش بتن متفاوت، در این سن تحت نیروی کابل‌ها قرارگرفت و عملاً پیش‌تنیده شدند (شکل ۵الف).

چنان‌که در شکل ۵ب مشاهده می‌شود، در عمل امکان اینکه قسمت‌هایی از طول فولاد پیش‌تنیده به کف قالب بسیار نزدیک باشد، وجود دارد (یاد آور می‌شود که بستر (کف) پیش‌تنیده‌ها در کارخانه‌ها به‌مرور زمان با توجه به تعداد زیاد ساخت

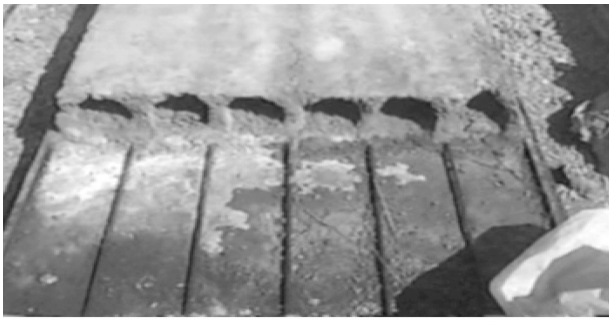


الف) نمایی از نحوه ی عبور فولادهای پیش تنیده در قفل و بست های انتهایی در تکیه گاه های مدفون شده در زمین که در صنعت از آن استفاده شده است؛

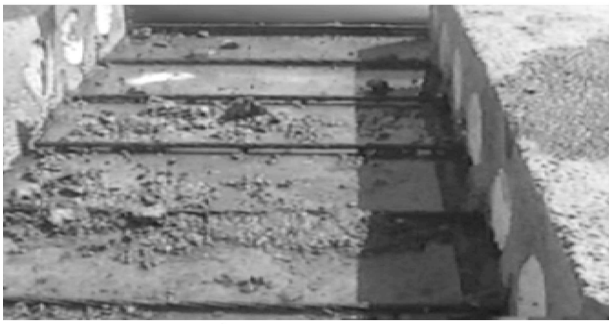


ب) نمایی از بستر دال های مجوف بتنی (بتن معمولی) پس از عملیات جک زدن، بتن ریزی و قبل از تنیدن دال.

شکل ۴. نمایی از قفل و بست انتهایی و بستر.



الف) نمای نزدیک از دال مجوف بتنی (بتن معمولی) پس از اجرای عملیات جک زدن، بتن ریزی و قبل از تنیدن دال؛



ب) نمایی از پوشش روی فولاد پیش تنیدگی در دال ها.

شکل ۵. نمایی از دال مجوف و پوشش بتن.

و ساز قطعات بتنی از موقعیت تراز اولیه خود خارج شده است (اصطلاحاً deform می‌شود)، بنابراین پوشش بتن در این نواحی صفر یا ناچیز خواهد بود)، در چنین طولی، ارتفاع پوشش بتنی در مواردی نزدیک به صفر در محل‌هایی که بستر پیش‌تنیده از حالت تراز اولیه خود خارج شده است (نمونه‌ی دال ۳ نشان داده‌شده در شکل ۵ب) و در نواحی دیگری از طول بستر، فولادها ارتفاع پوشش بتنی بیشتری خواهند

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

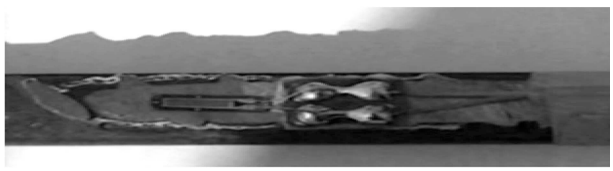
نوع فولاد	نوع حس‌گر	طول (mm)	مقاومت Ω	ضریب
رشته‌ی فولاد هفت‌تایی	FLK-۲-۱۱-۵LT	۲	۱۱۹٫۵±۰٫۵	۲٫۱۳
فولاد معمولی	PFL-۳۰-۱۱	۳۰	۱۲۰±۰٫۳	۲٫۱۳

داشت. همچنین به‌منظور سبک‌سازی و مجوف‌کردن دال‌های دارای بتن خودمتراکم، از یونیلیت‌های مدفون‌شده در دال‌ها با قطر ۱۱۰ میلی‌متر در طول دال استفاده شده است. یونیلیت‌ها به‌نحوی در داخل دال‌ها قبل از بتن‌ریزی نگهداری شدند که پس از بتن‌ریزی، امکان دسترسی به اندازه‌های نشان داده‌شده در شکل ۴ فراهم شد. پس از ۲۸ روز عمل‌آوری (از سن بتن‌ریزی)، دال‌ها به آزمایشگاه منتقل شدند و بارگذاری آن‌ها توسط جک بارگذاری که مراحل مختلف بار توسط لود سل[5] متصل‌شده به دستگاه ثبت داده‌ها[6] ثبت می‌شد، انجام شد و پس از ۲۸ روز عمل‌آوری، به‌منظور آزمایش بارگذاری، دال‌ها از صنعت به آزمایشگاه منتقل شدند. به‌منظور دقت بیشتر، برای انجام تنیدن فولادها در صنعت و اعمال بارگذاری نمونه‌ها در آزمایشگاه از انواع وسایل اندازه‌گیری استفاده شده است. حس‌گرهای الکتریکی و مکانیکی و دیگر الحاقات مربوطه‌ی مورداستفاده در این پژوهش از شرکت TML کشور ژاپن و انگلستان خریداری و بر فولادهای پیش‌تنیده و همچنین بر سطح بتن نصب شدند. مشخصات حس‌گرهای الکتریکی و رشته‌ی فولادهای هفت‌تایی[7] در جدول ۳ و همچنین نمایی از نصب حس‌گرها در شکل ۶ آورده شده است.

همان‌گونه که اشاره شد، بر سطح تعدادی از فولادهای پیش‌تنیده قبل از تنیدن آن‌ها، حس‌گرها با مشخصات ذکر شده در جدول ۳، در مرکز دال، زیر بار و روی تکیه‌گاه نصب شد (شکل ۶الف) و به کمک قرائت حس‌گرها در مراحل جک‌زدن فولادها در صنعت، به مقدار تنش جک‌زدن $f_{pj} = ۰٫۷f_{pu}$ دسترسی پیدا شد و سپس در این مرحله عملیات جک‌زدن فولادها متوقف و نیروی جک‌زدن آن‌ها، در پشت تکیه‌گاه‌ها تا سن انتقال نیرو به دال‌ها، محبوس (نگهداری) شد (شکل ۴الف). به‌منظور دسترسی به مقدار تنش جک‌زدن $f_{pj} = ۰٫۷f_{pu}$، قرائت حس‌گرها در مرحله‌ی جک‌زدن فولادها انجام شد. سپس در این مرحله عملیات جک‌زدن فولادها متوقف شد و نیروی جک‌زدن آن‌ها، تا سن انتقال نیرو به دال‌ها، در پشت تکیه‌گاه‌ها محبوس شده (نگهداری) است (شکل ۴ب). پس از سه روز مراقبت از

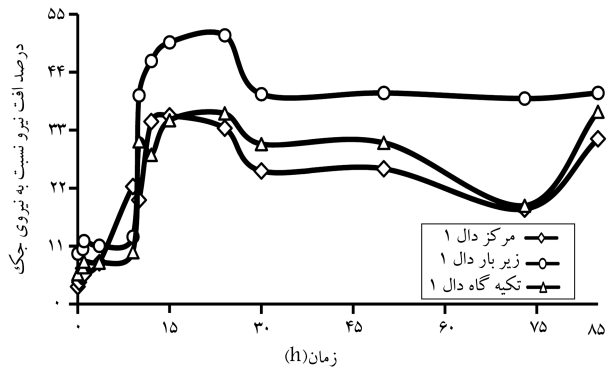


الف) فولاد پیش تنیده؛



ب) فولاد معمولی.

شکل ۶. کرنش‌سنج الکتریکی نصب‌شده.



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

بتن و کسب مقاومت فشاری مقادیر سن انتقال نشان‌داده‌شده در جدول ۱ برای دو نوع بتن، انتقال نیرو از فولادهای تنیده‌شده به دال‌ها منتقل و اصطلاحاً دال‌ها تنیده شدند.

به‌منظور تعیین مقدار افت احتمالی در تکیه‌گاه‌های دو انتهای بستر پیش‌تنیدگی کارگاه، ابتدا و قبل از تنیدن رشته‌های هفت‌تایی فولادهای پیش‌تنیده، بر آن‌ها و همچنین بر فولادهای معمولی (غیرتنیده) کرنش‌سنج‌های الکتریکی نصب شد، سپس کرنش‌سنج‌های الکتریکی به دستگاه پردازش‌گر داده‌ها نصب شد و بنابراین، در هنگام تنیدن فولادها (جک‌زدن)، مقادیر کرنش اعمالی به آن‌ها در اثر نیروی جک‌زدن، قابل تعیین شده است. مقادیر درصد افت نیروی فولادهای پیش‌تنیده نسبت به زمان (از مرحله‌ی جک‌زدن 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 حس‌گرها در شکل ۷ آورده شده است.

چنان‌که در شکل ۷ ملاحظه می‌شود، بعد ازگذشت حدود ۱۳ ساعت از زمان جک‌زدن اولین فولاد، حدود 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 ناشی از افت نیروهای رایج و شناخته‌شده مربوط به پیش‌تنیدگی (خزش و انقباض بتن، سستی فولادهای پیش‌تنیده، تغییرشکل ارتجاعی بتن، و...) نیست. بنابراین، در دال‌های پیش‌تنیده‌ی این تحقیق به‌طور متوسط حدود ۴۰٪ افت نیرو در کابل‌ها به‌دلیل ضعف اشاره‌شده رخ داده است که باید این مقدار در محاسبات مربوط به تخمین افت‌های رایج پیش‌تنیدگی اضافه شود. به‌عبارت دیگر، در صورتی‌که افت‌های رایج حدود ۲۰٪ تا سن بهره‌برداری تخمین زده شود، نیروی مؤثر پیش‌تنیدگی در هنگام خدمت (با احتساب ۶۰٪ افت نیرو، زمان آزمایش بارگذاری دال‌ها)، برابر با $f_{pe} = ۰٫۴f_{pu}$ درنظر گرفته شده است.

آماده‌سازی نمونه‌های دال برای آزمایش بارگذاری

به‌منظور انجام آزمایش بارگذاری دال‌ها، بعد از حمل آن‌ها از صنعت به آزمایشگاه، بر روی تکیه‌گاه‌های ساده (شکل ۸) قرار گرفته است و پس از آماده‌سازی‌های لازم (نصب حس‌گرها برای قرائت کرنش بتن، نصب خیزسنج با دقت ۰٫۰۱ میلی‌متر و نصب لود سل)، بارگذاری آن‌ها تا مرحله‌ی تخریب صورت گرفت. با کمک حس‌گرهای مختلف، با هر افزایش بار، قرائت‌های مربوطه با کمک دستگاه پردازش‌گر داده‌ها انجام شد.



الف) دال های مجوف بتن خود متراکم؛



ب) دال های بتن معمولی.

شکل ۸. نمایی از نمونه‌ی دال‌ها برای انجام آزمایش بارگذاری.

مقاومت خمشی اعضای پیش‌تنیده

به‌منظور محاسبه‌ی ظرفیت لنگر اسمی در اعضای پیش‌تنیده، آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸-۰۸ [۲۴] رابطه‌ی ۱ را پیشنهاد کرده است:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s \left(f_y - 0.85 f'_c\right) \left(\frac{a}{2} - d'\right) \quad (1)$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p}(\omega - \omega')\right]\right\} \quad (2)$$

تعیین تنش در فولاد پیش‌تنیده در رابطه‌ی ۲ آمده است. M_n ظرفیت خمشی اسمی مقطع، A_{ps} مساحت فولادهای پیش‌تنیده، f_{ps} تنش در فولاد پیش‌تنیده، d_p عمق مؤثر تا فولاد پیش‌تنیده، A_s مساحت فولاد کششی معمولی، f_y تنش تسلیم در فولاد معمولی، d عمق مؤثر تا فولاد معمولی کششی، A'_s مساحت فولاد فشاری معمولی، f'_c مقاومت فشاری بتن، d' عمق مؤثر تا فولاد معمولی فشاری، f_{pu} تنش نهایی در فولاد پیش‌تنیده، ρ_p درصد فولاد پیش‌تنیده، ω اندیس فولاد معمولی کششی، ω' اندیس فولاد معمولی فشاری، که مقادیر ω و ω' از رابطه‌ی ۳ به‌دست می‌آید.

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}, \qquad \omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c} \quad (3)$$

مشاهده می‌شود که با اصلاح نقص تکیه‌گاه‌ها در صنعت، امکان کاهش افت نیرو از حدود ۴۰٪ به ۲۰٪ و افزایش ظرفیت لنگرخمشی نهایی آزمایشگاهی دال‌هاست. این در حالیست که مقادیر آزمایشگاهی به‌دست‌آمده با درنظرگرفتن ۴۰٪ افت نیرو، به مقادیر پیشنهادی ACI نزدیک شده است (جدول ۴).

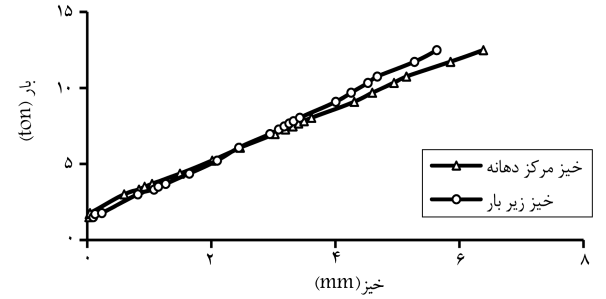
جدول ۴. مقایسه‌ی مقادیر لنگر خمشی آزمایشگاهی و آیین‌نامه‌ی ACI.

نمونه	آزمایشگاهی (تن ـ متر)	ACI
HCSCC۱	۸٫۸۷	۱۲٫۶۱
HCSCC۲	۹٫۴۷	۱۶٫۳۳
HCSCC۳	۷٫۰۳	۱۷٫۸
HCNC۱	۴٫۳۶	۱۰٫۸۵
HCNC۲	۴٫۶۰	۱۰٫۸۵

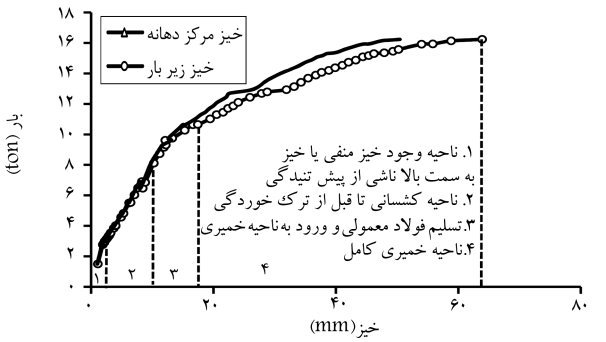
بحث نتایج آزمایشگاهی

نمودار بار ـ خیز دال‌های مجوف پیش‌تنیده با دو نوع بتن در شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان داده شده است.

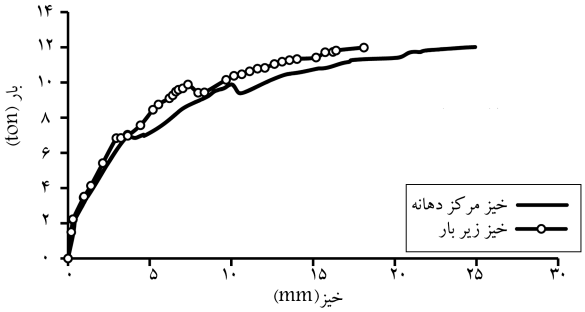
علی‌رغم اینکه دال‌های دارای بتن خودمتراکم تحت شرایط اجرایی نامناسب از نظر ارتفاع پوشش بتنی روی فولادهای تنیده‌شده و کاهش حدود ۴۰ درصدی نیرو در تکیه‌گاه‌ها ساخته شدند، اما به‌نظر می‌رسد سه عامل: ۱. وجود فولاد کششی



الف) دال ۱؛

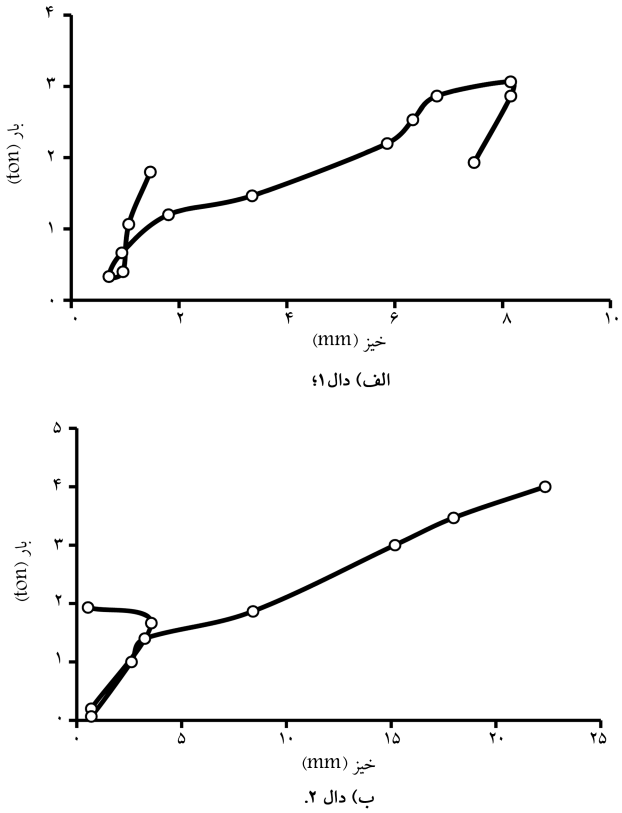


ب) دال ۲؛



ج) دال ۳.

شکل ۹. نمودار بار ـ خیز (دارای بتن خودمتراکم).



شکل ۱۰. نمودار بار ـ خیز (دارای بتن معمولی).

معمولی، ۲. ارتفاع پوشش بتنی ۲۵ میلی‌متری روی فولادهای معمولی (جدول ۲)، ۳. مقاومت بالای بتن، منجر به پیوستگی نسبتاً مطلوب این نوع بتن در دال‌های با فولاد معمولی کششی می‌شود (تحقیقات نشان می‌دهد[۸] یکی از مزایای بتن خودمتراکم نسبت به بتن معمولی، پیوستگی مناسب‌تر آن است) و درنتیجه این گروه دال‌های آزمایش‌شده درمرحله‌ی تخریب، مقداری شکل‌پذیری از خود نشان داده‌اند.

در حین بارگذاری دال‌های دارای بتن خودمتراکم، قرائت حس‌گرهای نصب‌شده بر میلگردها صورت گرفت و سپس نمودار بار ـ خیز آن‌ها رسم شد (شکل ۹). همان‌گونه که در نمودار بار ـ خیز نمونه‌ی ۱ مشاهده می‌شود، به‌علت عدم وجود فولاد کششی، این دال رفتاری کاملاً خطی تا مرحله‌ی تخریب با خیزی به‌ترتیب حدود ۰٫۱ و ۰٫۲۵ درصد دال ۲ و۳ (به‌ترتیب شکل ۹الف و ۹ج) 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 خیز کم به‌وقوع 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 خودمتراکم، از کمینه‌ی فولاد معمولی پیشنهادی آیین‌نامه‌ها (از جمله توصیه‌ی ACI) استفاده شود. توجه به اهمیت بیشتر این نکته در دال‌های سراسری با بتن خودمتراکم پس‌تنیده‌ی آزمایش‌شده توسط نویسندگان این نوشتار نیز یادآوری شده است[۹]

به‌طورکلی در اعضای پیش‌تنیده دارای فولاد معمولی (دال‌های ۲ و ۳) چهار ناحیه (شکل ۹ ب و ۹ ج) مشهود است، ناحیه‌ی ۱ مربوط به قبل از صفرشدن خیز به سمت بالای[۸] ناشی از پیش تنیدگی است. از ویژگی مهم این ناحیه شروع نمودار از ناحیه‌ی منفی آن و تحت فشار قرارگرفتن تار پایین بتن است (در قسمت کرنش مصالح بحث بیشتری آورده شده است). همان‌طورکه از نمودار مشخص است، در نواحی ۱ و ۲ رفتار عضو کاملاً کشسانی و نمودار عملکرد خطی از خود نشان داده است. بعد از ترک‌خوردگی عضو، نمودار بار ـ خیز با تغییر در شیب آن و کاهش در سختی عضو مواجه شده است (ناحیه‌ی ۳ نمودار). ناحیه‌ی ۴ پس از تسلیم فولاد معمولی و با تغییر مجدد در شیب نمودار به‌وقوع پیوسته است. شایان ذکر است نواحی (۱، ۲ و ۳) در نمودار بار ـ خیز اعضای دارای فقط فولاد پیش‌تنیده (فاقد فولاد معمولی) با دو نوع بتن با شیب ثابت (شکل‌های ۹الف و ۱۰) ایجاد شده است. یادآور می‌شود، اجرای دال‌های پیش‌تنیده با سیستم اسپیرال، امکان استفاده از هر نوع میلگرد معمولی (کششی، فشاری و برشی) میسر نیست و لذا همان‌گونه که در شکل ۱۰ نشان داده شده است، عملکرد چنین اعضایی مشابه با شکل ۹الف است.

در تحقیقات پیشین، محققان بارها در اعضای خمشی بتن مسلح با بتن معمولی (نیازمند به ویبره) چهار ناحیه‌ی مزبور را با تغییر در شیب نمودار گزارش داده‌اند. با توجه به موارد اشاره‌شده، از دیگر نکات مهم شکل ۹، همانند اعضا با بتن معمولی، در اعضای دارای بتن خودمتراکم نیز، مشاهده‌ی تغییر شیب نمودار در هر یک از چهار ناحیه است. به‌عبارت دیگر، عملکرد خمشی اعضای بتن مسلح با بتن خودمتراکم، مشابه عملکرد آن‌ها با بتن معمولی (با نیاز به ویبره) است.

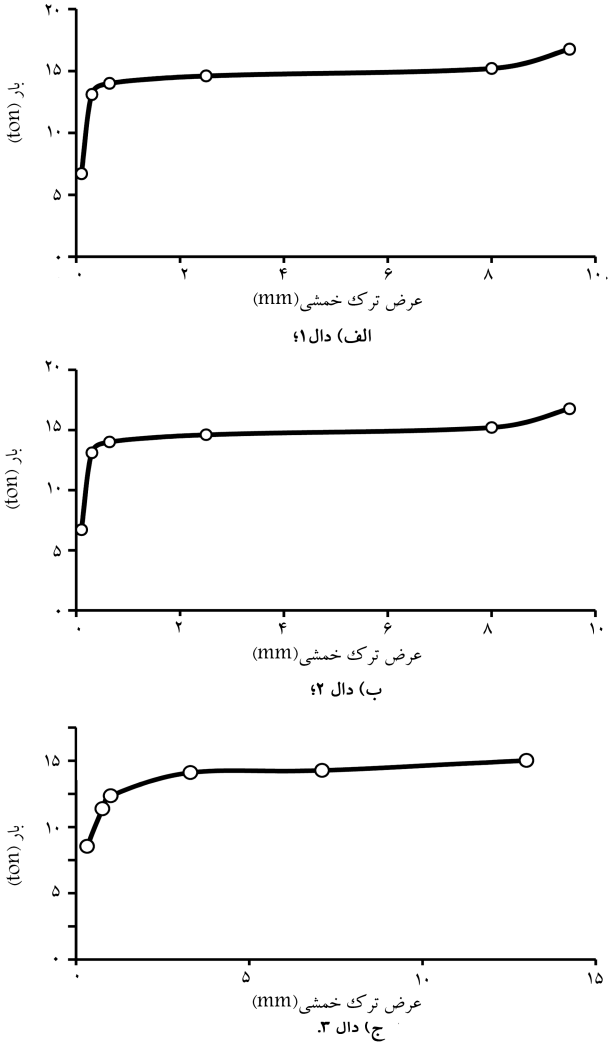
بحث بار ـ عرض ترک خمشی دال‌های پیش‌تنیده

برای دو نوع بتن، در حین بارگذاری، مقادیر عرض ترک خمشی دال‌ها با دقت ۰٫۰۱ میلی‌متر، با هر افزایش باری اندازه‌گیری شد و نمودار بار ـ عرض ترک خمشی نمونه‌ها برای دو نوع بتن در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده است. همچنین مقادیر لنگر ترک‌خوردگی تئوری نمونه‌ها به روش آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸-۰۸ [۲۴] تعیین شد و مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و تئوری در جدول ۵ نشان داده شده است. با توجه به نتایج جدول ۵ و شکل ۱۱ مشاهده می‌شود که با تعبیه‌ی فولاد کششی و یا فولاد کششی و فشاری معمولی (به‌ترتیب دال ۲ و ۳) در دال‌های پیش‌تنیده‌ی بتن خودمتراکم، به‌ترتیب لنگر ترک‌خوردگی ۱۲ و ۱۵ درصد افزایش یافته است. این در حالی‌است که چنین مقایسه‌یی برای دال‌های پیش‌تنیده دارای بتن معمولی (به‌دلیل عدم امکان تعبیه‌ی فولاد معمولی در سیستم اجرای دال با روش اسپیرال) ممکن نیست.

با توجه به عملکرد کلی نمودارهای بار ـ خیز برای اعضای پیش‌تنیده (و بتن‌آرمه معمولی) می‌توان چنین نتیجه گرفت، از آن‌جا که ارتفاع پوشش بتنی فولادهای پیش‌تنیده برای دال ۲ نسبت به دال ۳ بیشتر انتخاب شده است، و دال ۲ دارای فولاد کششی معمولی است، بنابراین دارای خیز مناسب‌تری نسبت به دال ۳ (فاقد پوششی بتنی) است. همچنین علی‌رغم اینکه پوشش بتنی در نمونه‌ی دال ۱ بیش از دال ۲ است ولی فاقد فولاد معمولی است، لیکن دال ۱ دارای خیز کمتری نسبت به دال

جدول ۵. لنگر ترک‌خوردگی آزمایشگاهی و آیین‌نامه‌یی.

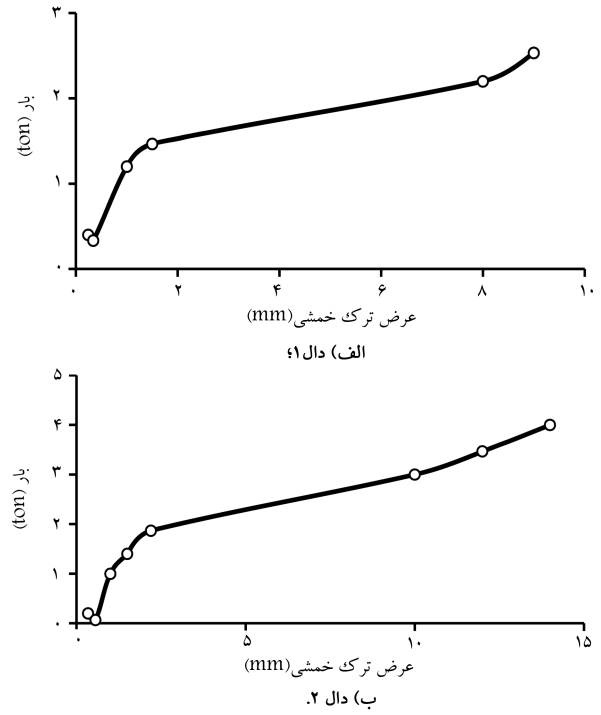
نمونه	آزمایشگاهی (تن ـ متر)	ACI
HCSCC۱	۶٫۷۶	۶٫۹۳
HCSCC۲	۸٫۴۱	۷٫۱۲
HCSCC۳	۸٫۵۴	۷٫۲۳



شکل ۱۱. نمودار بار ـ عرض ترک خمشی (بتن خودمتراکم).

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 کمینه‌ی فولاد معمولی در بالا و پایین است، لیکن دارای خیز بسیار کمتری (۲٫۲۱) است. این موضوع در «بحث خیز و کرنش اندازه‌گیری شده‌ی دال‌ها» بیشتر اشاره شده است و چنین نتیجه‌گیری گردیده است که با کم‌شدن ارتفاع پوشش بتن، علی‌رغم افزایش در فولاد معمولی، مقادیر ممان ترک‌خوردگی، تسلیم فولاد کششی در مرکز دهانه و زیر بار تقریباً یکسان است.

برای درک بهتر و مشاهده‌ی عینی‌تر، به‌ترتیب در شکل‌های ۱۳ و۱۴ مدهای تخریب دال‌های دارای بتن خودمتراکم و معمولی و همچنین شکل ظاهر این دو نوع بتن نشان داده شده است. با توجه به شکل ۱۳ و مشاهدات با دقت عینی آزمایشگاهی چنین نتیجه می‌شود، که پیوستگی ضعیف دال ۲ و یا بسیار ضعیف دال ۳ در دال‌های دارای بتن خودمتراکم پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته (مشابه با بتن‌های معمولی) بارگذاری‌شده، منجر به ایجاد تعداد ترک‌های کم، لیکن با عرض زیاد، در آن‌ها شده است. تعبیه‌ی فولادهای کششی معمولی در دال‌های ۲ و ۳ منجر به تغییر در نحوه‌ی شکل‌گیری ترک‌ها و عرض آن‌ها در هنگام تخریب شده است. به‌نحوی‌که دال ۲ (با کمینه‌ی آرماتور معمولی در پایین مقطع) نسبت به دال ۱ (بدون وجود آرماتور معمولی)، دارای تعداد ترک بیشتر و عرض کمتر شده است (شکل ۱۳ب و



شکل ۱۲. نمودار بار ـ عرض ترک خمشی (بتن معمولی).

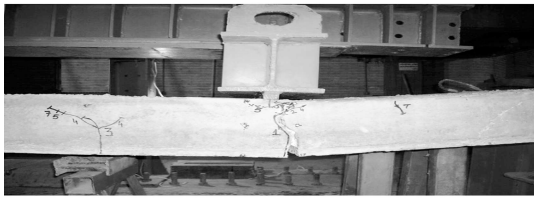
۱۳و). همچنین از مقایسه‌ی شکل ۱۳د و ۱۳و مشاهده می‌شود، علی‌رغم اینکه دو دال ۲ و ۳ دارای فولاد کششی معمولی یکسانی هستند، لیکن تعداد ترک‌ها در دال ۳ به‌دلیل ضعف در پیوستگی با پوشش بتنی بسیار کم نسبت به دال ۲ کمتر، ولی ترک‌ها دارای عرض بیشتری شده‌اند. اما این روند مناسب در وضعیت ترک‌ها با کم‌شدن پوشش و درست انتقال‌نیافتن نیروی پیش‌تنیدگی به عضو ۳ از بین‌رفته و فقط با وقوع یک ترک با عرض زیاد (مشابه دال ۱) شکست ناگهانی در دال اتفاق افتاده است.

از دیگر نکات مهم این است که دال‌های مجوف پیش‌تنیده برخلاف دال‌های توپر دارای نحوه‌ی آرایش متفاوتی در شکل‌گیری ترک‌ها بودند که همان‌طور که در شکل ۱۳ مشخص است در این نمونه‌ها و همچنین نمونه‌های بتن معمولی ترک‌های خمشی به‌طور قائم هستند و فقط ترک‌های اولیه تشکیل شده‌اند و در هیچ‌یک از دال‌های آزمایش‌شده ترک‌های ثانویه مشاهده نشد، که این مورد نسبت به نمونه‌های توپر[۲و۹] آزمایش‌شده نمایان است. لذا توصیه می‌شود مدلی برای ارزیابی عرض و فاصله‌ی ترک برای این‌گونه دال‌ها تهیه شود. دلیل موجه این نوع عملکرد شاید کاهش سطح بتن بالای فولاد ناحیه‌ی کششی که از عوامل مهم در تشکیل ترک‌های ثانویه یعنی تغییر در سختی کششی سازه به‌علت کم‌شدن سطح کششی بتن است، باشد.

علی‌رغم اینکه در دال‌های مجوف پیش‌تنیده‌شده دارای بتن معمولی، فولادهای پیش‌تنیده دارای پوشش بتنی مناسبی هستند (جدول ۲)، لیکن کاهش حدود ۶۰ درصدی افت نیرو در فولادهای پیش‌تنیده و اینکه بتن‌ریزی با سیستم اسپیرال امکان استفاده از فولاد معمولی را در دال فراهم نمی‌کند، و در این گروه دال‌ها نیز امکان یک شکست با تعداد ترک زیاد همان‌گونه که در شکل ۱۴ نشان داده شده، فراهم نشده است. دال‌ها با وقوع تعداد اندکی ترک و عریض‌شدن زودهنگام آن‌ها (شکل ۱۲)، به‌طور ناگهانی تخریب شده‌اند. به‌منظور آشنایی با نمای تمام‌شده دو نوع بتن، در شکل ۱۳ و ۱۴ تصاویر نمای نزدیک آن‌ها نشان داده شده است. چنان‌که مشاهده



الف) نمونه ۱ در بار نهایی؛



ب) مد شکست در نمونه ۱؛



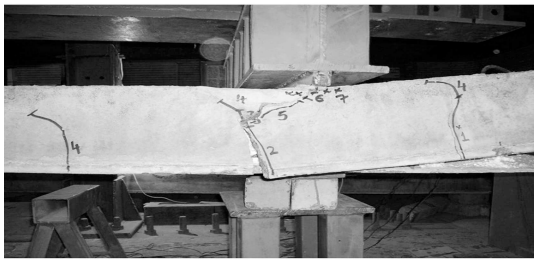
ج) نمونه ۲ در بار نهایی؛



د) مد شکست در نمونه ۲؛



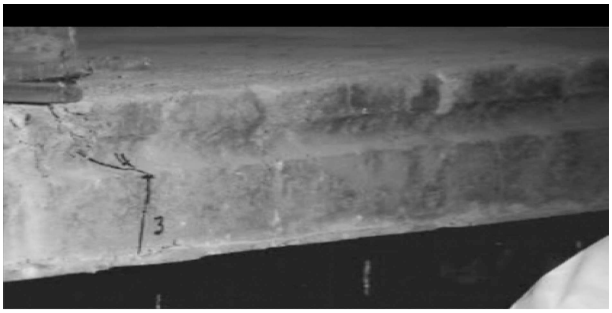
ح) نمونه ۳ در بار نهایی؛



پ) مد شکست در نمونه ۳.

شکل ۱۳. بار نهایی و مدهای تخریب دال‌های دارای بتن خودمتراکم.

می‌شود، نمای تمام‌شده دال‌های دارای بتن خودمتراکم علی‌رغم اینکه بدون ویبره اجرا می‌شوند، به‌مراتب از نمای بتن با نیاز به ویبره زیباتر است. همچنین، همان‌گونه که از شکل ۱۴ و شکل ۸ب مشخص است، دال‌های با بتن معمولی، قبل از بارگذاری دارای ترک‌های قابل توجهی بودند. وجود چنین ترک‌هایی باعث شده تا بر رفتار بارگذاری اولیه‌ی دال‌ها مؤثر باشد، به‌نحوی‌که پس از بارگذاری اندکی، بار تقلیل یافته و سپس امکان بارگذاری در آن‌ها فراهم شده است، (شکل ۱۰).



الف) بتن پیش تنیده ۴؛



ب) بتن پیش تنیده ۵.

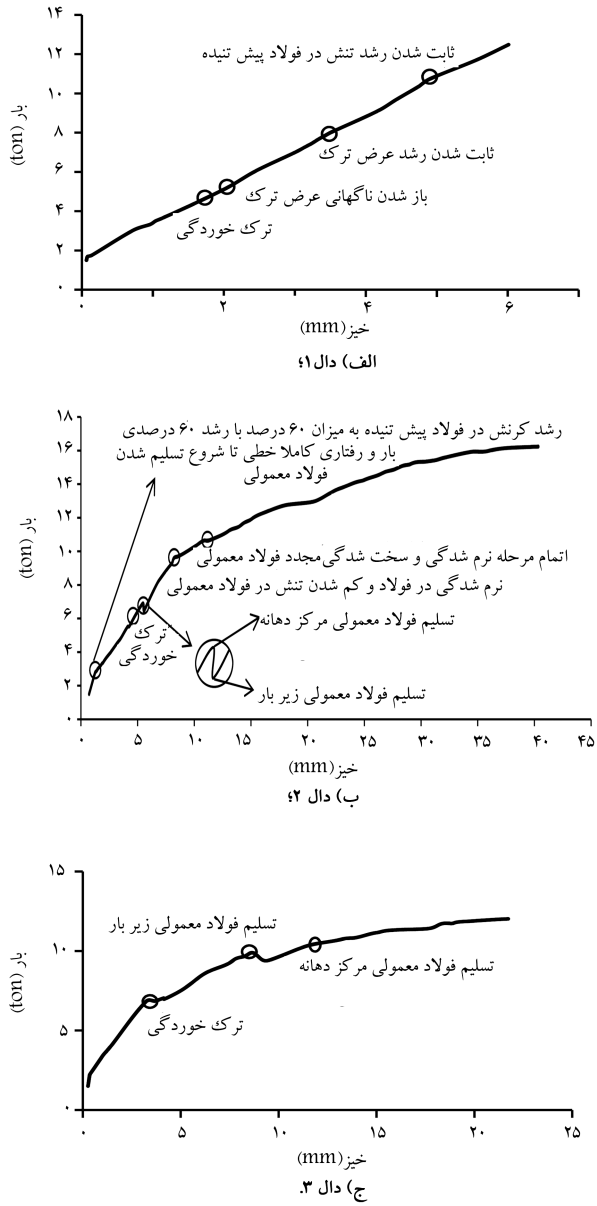
شکل ۱۴. نمای نزدیک ترک‌خوردگی و ظاهر تمام شده‌ی دال مجوف (دارای بتن معمولی).

بحث خیز و کرنش اندازه‌گیری‌شده‌ی دال‌ها

برای بررسی دقیق‌تر وضعیت مصالح، نمودار بار-خیز دال‌ها در شکل ۱۵ با توضیحات لازم نشان داده شده است. از نکات مشترک برای نمونه‌ها اینکه به‌علت خیز به سمت بالای اولیه ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی، نمودار بار-خیز نمونه‌ها از مبداء (صفر) شروع نشده است. پیش‌تنیدگی اولیه‌ی اعمال‌شده در مرکز دهانه‌ی دال ۲، خیز به سمت بالای بیشتری و برای دال ۳ به‌علت کم‌شدن پوشش و انتقال کمتر نیروی پیش‌تنیدگی به مقطع و همچنین وجود فولاد فشاری مقدار خیز کمتری اتفاق افتاده است. قابل ذکر است مقادیر فوق در مرحله‌ی بارگذاری (با درنظرگرفتن کلیه‌ی افت‌ها قرائت شده است) البته علامت مثبت برای خیز به سمت پایین و علامت منفی برای خیز به سمت بالا منظور شده است.

در نمودار شکل ۱۵الف مشاهده می‌شود به‌علت عدم وجود فولاد معمولی در عضو، رفتار بار-خیز عضو کاملاً خطی است. نکته‌ی قابل توجه تغییر اندک در شیب نمودار در بار ۵/۴ تن که بار ترک‌خوردگی است و همچنین بار ۶/۳ تن که مطابق با بازشدن ناگهانی عرض ترک (حدود ۳ میلی‌متر) تغییر در شیب این نمودار را حاصل شده است. پس از بار ۸ تن، با هر افزایش باری به میزان ۱ تن، عرض ترک در حدود ۳۰٪ افزایش یافته است. به‌عبارت دیگر رشد عرض ترک ثابت مانده است. این وضعیت برای تنش در فولاد پیش‌تنیده در بار ۱۰/۷ تن اتفاق افتاده است.

شکل ۱۶ب نمودار بار-خیز دال ۲ را نشان می‌دهد. این نمودار در بار حدود ۳ تن با افزایش ۶۰ درصدی بار، در کرنش فولاد پیش‌تنیده نیز افزایشی ۶۰ درصدی مشاهده می‌شود نقطه‌ی بعدی برجسته‌شده‌ی دیگر در شکل، نقطه‌ی ترک‌خوردگی در بار ۶/۷ تن است. یکی از نقاط قابل توجه، نزدیکی نقاط تسلیم‌شدن فولاد در نقاط زیر بار و مرکز دهانه است که در نمونه‌ی اصلی ۷۵۰ میلی‌متر باهم فاصله دارند، اما به‌علت قرارداشتن در یک منطقه با ممان ثابت، تسلیم بسیار نزدیکی از نظر



الف) دال ۱؛

ب) دال ۲؛

ج) دال ۳.

شکل ۱۵. نمودار بار خیز وسط دهانه‌ی دال‌ها.

مقدار بار دارند. از دیگر نکات مهم اشاره‌شده در شکل، نرم‌شدگی و سخت‌شدگی مجدد فولاد معمولی است، که پس از این مرحله، خیز در عضو به‌صورت غیرخطی با افزایش بار افزایش یافته است و در خیز حدود ۴۰ میلی‌متر، نمونه باربری خود را از دست داده است. در شکل ۱۷، نمایی از نحوه‌ی وقوع ترک‌های زیر (کف) دال‌ها نشان داده شده است. شایان ذکر است به‌علت ارتفاع پوشش بتنی بیشتر این دال نسبت به دال ۳ و همچنین وجود فولاد معمولی کششی، نسبت به دال ۱، دال ۲ دارای خیز بیشتری شده است و درنهایت باعث افزایش کرنش در فولاد معمولی نسبت به دال ۳ و افزایش کرنش در فولاد پیش‌تنیده نسبت به دال ۱ شده است.

برای دال ۳ نمودار بار ـ خیز در شکل ۱۶ج رسم شده است. همان‌طورکه در شکل نشان داده شده است تا بار ترک‌خوردگی ۶٫۹ تن، نمودار به‌صورت خطی رشد داشته است و پس از ترک‌خوردگی، تغییر در شیب نمودار ایجاد شده است



الف) دال ۱؛

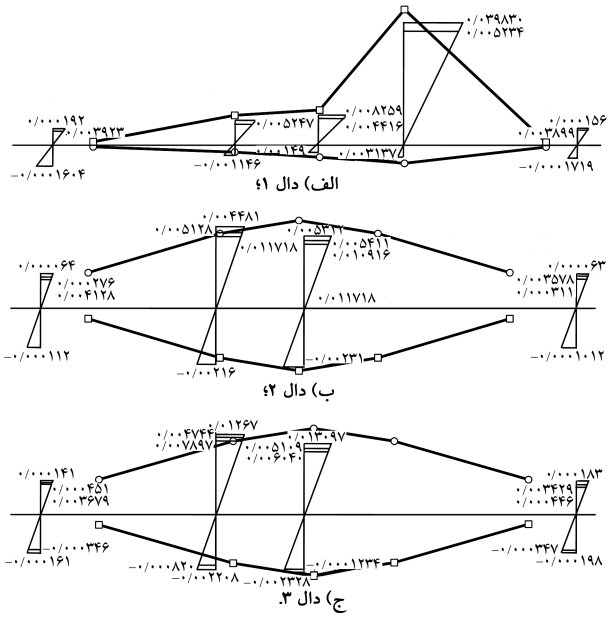
ب) دال ۲؛

ج) دال ۳.

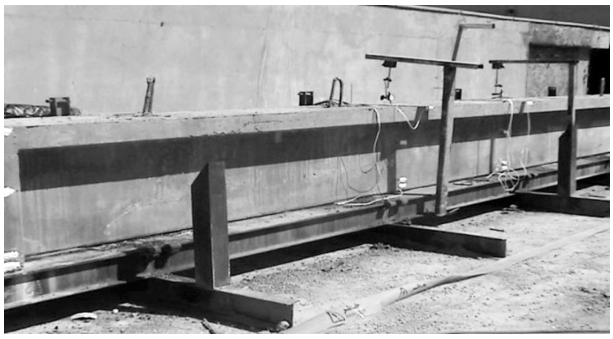
شکل ۱۶. نمایی از وضعیت فولاد پیش‌تنیده (زیر دال) در حالت نهایی.

و تقریباً تا هنگام تسلیم فولاد معمولی با شیبی ثابت رشد کرده و سپس تا هنگام تخریب نمونه، مجدداً خیز نمونه با شیب کمتری با هر افزایش باری، افزایش یافته است.

مقادیر کرنش مصالح (شامل کرنش بتن فشاری، کششی و فولادهای پیش‌تنیده و معمولی) در حالت نهایی در شکل ۱۷ نشان داده شده است. به‌علت فشاری بودن کرنش در تار فوقانی، در قسمت پایین نمودار با علامت مثبت نشان داده شده است. چنان‌که از شکل ۱۷الف مشخص است اختلاف زیادی در مقادیر کرنش در زیر بار سمت راست و چپ به‌علت بازشدن ناگهانی ترک مشاهده می‌شود (شکل‌های ۱۳ و ۱۴). یادآور می‌شود، محققان با طراحی و اجرای صحیح و موفقیت‌آمیز تکیه‌گاه‌های قوی در صنعت به‌منظور تولید قطعات پیش‌تنیده (شکل ۱۸)، موفق به ساخت و آزمایش تیرهای پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم برای اولین مرتبه در کشور شدند.[۲۵] با نصب ابزارهای دقیق به تیرهای T شکل دهانه‌ی ۹٫۵ متری پیش‌تنیده با این نوع بتن، میزان کل افت نیرو (افت نیروهای رایج ناشی از پیش‌تنیدگی و همچنین افت نیروی احتمالی ناشی از قفل و بست‌ها و تکیه‌گاه‌های طراحی‌شده) تا سن ۲۸ روز حدود ۲۵٪ اندازه‌گیری و گزارش شد. یادآور می‌شود، این مقدار افت نیرو نزدیک به مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه[۲۴] برای بتن‌های معمولی در حالت بهره‌برداری



شکل ۱۷. مقادیر کرنش نهایی حاصل از آزمایشگاه.



شکل ۱۸. نمایی از تیر T شکل پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم.

عضو است، ضمن اینکه تیرهای T شکل آزمایش‌شده با احتساب ۲۵٪ افت نیرو، قادر به تحمل لنگر آزمایشگاهی نزدیک به مقادیر تئوریک برای بتن‌های معمولی شده‌اند.

نتیجه‌گیری

براساس مطالعات تئوری و آزمایشگاهی انجام‌شده برای نمونه‌های دال مجوف پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم و معمولی نتایج زیر به‌دست آمده است:

۱. با کاهش پوشش بتنی بر روی فولادهای کششی در مقاطع پیش‌تنیده دارای بتن خودمتراکم (بدون نیاز به ویبره)، از ظرفیت لنگر خمشی و میزان خیز آن‌ها به‌طور قابل‌توجهی کاسته شده است (مشابه اعضای بتن معمولی (نیازمند به ویبره)).

۲. تعبیه فولادهای کششی معمولی در دال‌های پیش‌تنیده ۲ و ۳ (با بتن خودمتراکم) منجر به تغییر در نحوه‌ی شکل‌گیری ترک‌ها و عرض آن‌ها شده است. به‌نحوی‌که دال ۲ (با کمینه‌ی آرماتور معمولی در پایین مقطع) نسبت به نمونه‌ی ۱ (بدون وجود آرماتور معمولی) دارای تعداد ترک بیشتر و عرض کمتر شده است.

۳. وجود آرماتور معمولی دارای پیوستگی (غیر از فولاد پیش‌تنیده)، باعث ایجاد تعداد ترک‌های بیشتر با عرض کمتر در دال شده است، در این‌صورت ظرفیت باربری عضو به‌طور ناگهانی کاسته نشده است.

۴. در دو دال ۱ و ۳، به‌دلیل ضعف در پیوستگی (با پوشش بتنی بسیار کم دال ۳)، تعداد ترک‌ها نسبت به دال ۲ کمتر ولی دارای عرض بیشتری شده است.

۵. مشابه اعضای پیش‌تنیده با بتن‌های معمولی، کم‌شدن پوشش بتنی روی فولادهای پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم، 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 پیش‌تنیده دارای بتن خودمتراکم، به‌ترتیب لنگر ترک‌خوردگی ۱۲ و ۱۵٪ افزایش یافته است. این در حالی‌است که چنین مقایسه‌یی برای دال‌های پیش‌تنیده با بتن معمولی (به‌دلیل عدم امکان تعبیه‌ی فولاد معمولی در سیستم اجرای دال با روش اسپیرال) ممکن نیست.

۷. لنگر ترک‌خوردگی آزمایشگاهی دال‌های پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم بیش از مقادیر آیین‌نامه‌ی ACI است.

۸. به‌علت ضعف در تکیه‌گاه‌های بستر پیش‌تنیده در صنعت و یا قفل و بست‌های انتهایی، فقط با گذشت ۱۳ ساعت از زمان نیروی جک‌زدن فولاد، به‌طور متوسط حدود ۴۰٪ افت نیرو در کابل‌ها رخ داده است. با تخمین این مقدار افت نیرو، نیروی مؤثر پیش‌تنیدگی در هنگام خدمت برابر با $f_{pe} = 0/4 f_{pu}$ خواهد بود. به‌عبارت دیگر، علی‌رغم ایجاد پیش‌تنیدگی، ظرفیت باربری چنین عضوی نزدیک به ظرفیت عضو بتن مسلح غیرپیش‌تنیده است.

۹. ظرفیت لنگر تئوریک نهایی دال‌های پیش‌تنیده با استفاده از آیین‌نامه‌ی ACI برای بتن‌های معمولی، بیش از مقادیر آزمایشگاهی برای بتن‌های خودمتراکم است. علت این اختلاف عدم یا کاهش پیوستگی است و نه ظرفیت خمشی آن‌ها.

۱۰. به‌دلیل ضعف در پیوستگی، مقادیر بار ترک‌خوردگی تئوریک بیش از بار ترک‌خوردگی آزمایشگاهی نمونه‌هاست.

۱۱. از نظر ظرفیت خمشی، پوشش بتن روی فولاد پیش‌تنیده و از نظر خیز، فولاد معمولی اثر بیشتری در حالت نهایی از خود نشان داده است.

۱۲. مشابه اعضای خمشی بتن مسلح با بتن معمولی (نیازمند به ویبره) چهار ناحیه با تغییر در شیب نمودار بار ـ خیز با مشاهده‌ی تغییر شیب نمودار در هر یک از چهار ناحیه در اعضای با بتن خودمتراکم مشاهده شد. به‌عبارت دیگر، عملکرد خمشی اعضای بتن مسلح با بتن خودمتراکم، مشابه عملکرد آن‌ها با بتن معمولی (با نیاز به ویبره) است.

۱۳. نمای ظاهر دال‌های پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم به‌مراتب زیباتر از بتن‌های معمولی است. بنابراین می‌توان از چنین نمایی به‌عنوان نمای ظاهر ساختمان‌ها استفاده کرد و با حذف نماکاری بر اقتصاد و زیبایی طرح افزود.

علائم

ρ_b: درصد فولاد کششی متوازن؛
$A_{s\,\min}$: کمینه‌ی سطح فولاد کششی؛
f'_c: مقاومت فشاری بتن؛

$\rho_{\min}$: کمینه‌ی درصد فولاد کششی (فولاد پیوسته‌ی معمولی)؛
d: فاصله‌ی مرکز فولاد طولی کششی معمولی از دورترین تار فشاری؛
f_{ps}: تنش نهایی در فولاد پیش‌تنیدگی؛
d': فاصله‌ی مرکز فولاد فشاری معمولی از دورترین تار فشاری؛
f_{pu}: تنش نهایی در فولاد پیش‌تنیده بدون پیوستگی؛
f_{ci}: مقاومت فشاری بتن در لحظه‌ی انتقال نیروی پیش‌تنیدگی؛
d_p: فاصله‌ی دورترین تار فشاری از مرکز فولاد پیش‌تنیدگی؛
M_{cr}: ممان ترک‌خوردگی ناشی از بار خارجی؛
A_s: سطح مقطع فولاد طولی کششی غیر پیش‌تنیده؛
A_{ps}: سطح مقطع فولاد پیش‌تنیدگی؛
b: عرض مقطع فشاری عضو؛
$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$: درصد فولاد پیش‌تنیدگی؛
$\rho = \frac{A_s}{bd}$: درصد فولاد کششی؛
$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$: درصد فولاد فشاری؛
f_{cu}: مقاومت فشاری بتن در روز ۲۸ام.

پانوشت

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

منابع (References)

1. Okamura, H. and Ozawa, "Self compacting high performance concrete", *Concrete International,* **19**(7), PP. 50-54 (July 1980).
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 (16 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, Anton, K.; Barnes, Robert, W.; Roberts, James, B. and Rodriguez, S. "Properties of self-consolidating concrete for prestressed members", *ACI Materials Journal,* **104**(1), pp. 53-61 (January-February 2007).
7. TRB A2C03: Committee on Concrete Bridge, *Concrete Bridges*, Millennium Papers (2000).
8. Ramezanianpor, A.A. and Maghsoudi, A.A. "Design of reinforced concrete structure", Tehran, Elmi-farhangi Press (1996).
9. Torkamanzade, M., *Design and Analysis of Post Tensioned Unbonded Tendon Deck Slabs with Self Compacting Concrete*, M.Sc. thesis submitted to the Department of Civil Engineering, Kerman University, pp. 180 (September 2009).
10. Oduyemti, O.S. and Clarck, A. "Prediction of crack widths in circular voided concrete slabs subjected to longitudinal bending", *Proc. Instn Ciu. Engrs, Part 2,* **85**, pp. 259-270 (June 1988).
11. Clark, A. and Spiersd, M., *Tension Stiffening in Reinforced Concrete Beams and Slabs-Under Short-Term Load*, Cement and Concrete Association, London, Technical Report 42.521, pp. 1-19 (1978).
12. Clark, A. and Cranstown, B. "The influence of bar spacing on tension stiffening in reinforced concrete slabs", Advances in Concrete Slab Technology, Pergammon Press, London, pp. 118-128 (1979).
13. Oduyemti, O.S. and Clark, A. "Tension stiffening in longitudinal sections of circular voided concrete slabs", *Proc. Instn Civ. Engrs part 2,* **83**, pp. 861-874 (Dec. 1987).
14. Beeby, W., *An Investigation of Cracking in Slabs Spanning One Way*, Cement and Concrete Association, London, Technical Report 42.433, pp. 1-31 (1970).
15. Beeby, W.A., *Study of Cracking in Reinforced Concrete Members Subjected to Pure Tension*, Cement and Concrete Association, London, Technical Report 42.468, pp. 1-25 (1972).
16. Norman, W. Bunn "New hollow-core slab extends span range", *PCI Journal,* pp. 168-172 (July-August 1980).
17. Elliott, K.S. "Research and development in precast concrete framed structures", *Progress in Structural Engineering and Materials, John Wiley and Sons,* **2**, pp.129-139 (2000).
18. Yang, L. "Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure", *Journal of Structural Engineering, ASCE,* **120**(9), pp. 2675-2696 (September 1994).
19. Matthews, J., *Hollow-core Floor Slab Performance Following a Severe Earthquake*, a Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy at the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand (2004).

20. Pajari, M., *Resistance of Prestressed Hollow Core Slabs Against Web Shear Failure*, Research Notes 1292, VTT Building and Transport, Kemistintie, Finland, pp. 69 (April 2005).

21. Hawkins, Neil, M. and Ghosh, S.K. "Shear strength of hollow-core slabs", *PCI Journal,* pp.110-114 (Jan–Feb 2006).

22. American Concrete Institute (ACI), *Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary*, Manual Concrete Practice, ACI 318-05, Farmington Hills, MI (2005).

23. Woods, Lisa, J., *The Significance of Negative Bending Moments in the Seismic Performance of Hollow-Core Flooring*, Thesis of Master of Engineering at the University of Canterbury, pp. 294 (2008).

24. American Concrete Institute (ACI), *Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary*, Manual Concrete Practice, ACI 318-08, Farmington Hills, MI (2008).

25. 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 (1-3 May 2007).

EXPERIMENTAL AND THEORITICAL PERFORMANCE OF PRESTRESSED HOLLOW CORE SLABS WITH HIGH STRENGHT SELF COMPACTING CONCRETE

A.A. Maghsoudi⋆
maghsoudi.a.a@mail.uk.ac.ir
M. Maghsoudi
maghsoudi_mohammad@yahoo.com
M. Torkamanzadeh
mt_pce@yahooo.com
Faculty of Engineering
Shahid Bahonar University, Kerman

Sharif Civil Engineering Journal
Volume 28, Issue 2, Page 99-111, Original Article

© Sharif University of Technology

Abstract

The development of self compacting concrete, SCC, began in Japan (Tokyo University) in the mid 1980s, with the aim of reducing durability problems in complicated and heavily reinforced concrete structures, due to lack of skilled workers and poor communication between designers and construction engineers. Even though previously (and still today) conventional (vibrating) concrete in some applications was cast without any compaction, this new concrete was deliberately designed to be able to fill every corner of the form and encapsulate all reinforcements with maintained stability, only under the influence of gravitational forces.

Since that time, Japanese contractors have used SCC in different applications. In contrast with Japan, research in Europe, American and Iran started later. The advantages of SCC offer many benefits to construction practices. Elimination of compaction work results in reduced costs in placement, equipment needed for construction, shortening of construction time and improved quality control.

In recent years, there have been a number of significant developments in SCC, from either the viewpoint of concrete technology or reinforced concrete structural elements. However, very limited reports are available on prestressed concrete elements, while using high strength self compacting concrete, HSSCC. Also, more research is urgently needed in order to understand the use of HSSCC in precast prestressed lightweight slabs (hollow core slabs) to formulate design rules.

The deficiencies of industrial precast prestressed constructional members, such as the lack or unbundling of concrete covers on prestressing strands, weakness in holding prestressed jacking forces in precast prestressed end supports in industry, the loss of high amounts of prestressed jacking forces of strands before transferring the forces into the members, and etc., can cause irreparable damage. For better investigation of such cases, therefore, for the first time in Iran, three precast prestressed hollow core HSSCC slabs, with dimensions of 2.0m in length, 1.2m in width and 0.2m in height, are industrially cast and, then, experimentally load tested up to failure. Their ultimate state and experimental deflection and curvature ductility are measured, and the results are compared theoretically. The results show that producing such industrially deficient products is unsafe and uneconomic.

Key Words: self compacting concrete, precast prestressed hollow core slab, prestressed losses, deficiencies, ductility.

⋆ corresponding author

Received 04 April 2010; received in revised form 25 September 2010; accepted 12 January 2011