

شکل پذیری و طول (قطر) مفصل در اتصال های بتن آرمه با بتن خودمترکم (SCC) و مدل اجزاء محدود

علی اکبر مقصودی (استادیار)

کاهران مستی (کارشناس ارشد)

دانشکده ی مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

در محل اتصال تیر به ستون خصوصاً در طبقات پایین سازه های بلند بتن مسلح، معمولاً به دلیل تراکم زیاد آرماتورها، بتن معمولی سنتی^۱ اغلب با مشکل اجرا و ویریه کردن روبرو است. استفاده از نسل جدید بتن معروف به بتن خودمترکم (SCC)^۲ به منزله ی جایگزین، انتخاب مناسبی است. این بتن با روانی زیاد و بدون نیاز به ویریه کردن داخلی یا خارجی، منجر به بهبود کیفیت و کاهش قیمت در مقایسه با بتن سنتی است. برای موافقت با استفاده از این نوع بتن در اتصالات تیر-ستون بتن مسلح، از نتایج تحقیقات آزمایشگاهی موجود^۳ عدد اتصال با درصد های مختلف ρ و ρ' برای تعیین شکل پذیری و طول (قطر) مفصل خمیری استفاده شد. اتصالات شبیه سازی شده، تحت بار فزاینده ی نقطه یی تا مرحله ی تخریب قرار گرفتند و مقادیر خیز و کرنش فولاد و بتن در مقاطع مختلف اندازه گیری شدند. در فاز تئوریک این تحقیق، مدل سازی اجزاء محدود (سه بعدی غیرخطی ANSYS) برای اتصالات انجام و منحنی بار-خیز و توسعه ی لولای خمیری ترسیم شد. مقایسه ی نتایج مدل سازی اجزاء محدود و آزمایشگاهی اتصالات، به نزدیکی نتایج در دو روش دلالت دارد. در نتیجه طراحی اتصالات بتن مسلح شکل پذیر با بتن خودمترکم (بدون نیاز به ویریه) امکان پذیر است.

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

واژگان کلیدی: SCC، شکل پذیری، مفصل خمیری، اتصال تیر-ستون، ANSYS.

مقدمه

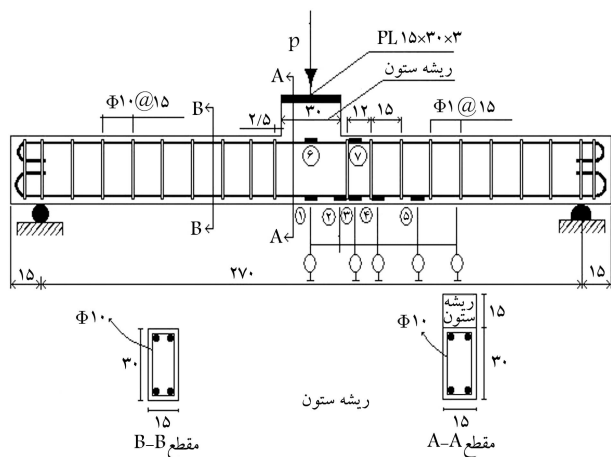
بتن خودمترکم، بتن جدیدی است که اولین بار در سال ۱۹۸۶ برای حل مشکلات دوام سازه های بتنی ابداع شد و در زمینه های مختلفی مورد استفاده قرار گرفت.^۱ از مزایای مهم استفاده از این نوع بتن می توان به کاهش زمان ساخت و ساز، صرفه جویی اقتصادی و بالاترین کیفیت نهایی محصولات اشاره کرد.^۲

این نوع بتن برای مترکم شدن نیاز به هیچ گونه ویریه ی داخلی و یا خارجی ندارد و به دلیل روانی زیادش، می توان از آن در سازه های با تراکم بسیار بالای آرماتور از جمله اتصالات سازه های بتنی استفاده کرد. ویژگی روانی بالای SCC باعث می شود تا به آسانی تحت وزن خود جاری شود و مقاطع محصور شده و فضا های قالب با تراکم بالای آرماتور را با کمترین جداسدگی پر کند.

با توجه به اینکه پاسخ سازه به بارهای زلزله یا باد، بستگی به سختی آن دارد؛ عمل شکل پذیری غیرارتجاعی سعی در کاهش نیروهای اینرسی به ساختمان دارد و در نتیجه باعث اقتصادی شدن طرح سازه می شود. پارامترهای زیادی بر شکل پذیری سازه های بتنی مؤثرند.^{۱۰-۱۲} تغییر در میزان فولاد طولی (کششی و فشاری) به شدت مقاومت مقطع را تغییر می دهد و بیشتر طراحان برای دست یابی به مقاومت های مختلف از تغییر در میزان فولاد طولی (کششی و فشاری) استفاده می کنند.^{۱۱-۱۳} از طرفی مسئله ی مهم در اعضاء بتنی، مقدار کرنش فولاد کششی در حالت نهایی (با توجه به محدودیت جدید آئین نامه ی ACI^{۱۴} بر مقدار کرنش فولاد، برای تأمین شکل پذیری لازم سازه ها و مقدار تنش فولاد در حالت نهایی یا میزان وارد شدن در ناحیه ی سختی کرنشی) برای محاسبه ی طول مهار ی و جلوگیری از شکست پیوستگی قبل از شکست خمشی است. در این تحقیق مدل سازی اتصال با نرم افزار

برای بررسی رفتار اتصالات بتن آرمه ی ساخته شده از بتن خودمترکم، نیاز به داشتن مدلی مناسب از نمونه های ساخته شده مانند یک مدل سازی آزمایشگاهی یا مدلی مناسب با اجزاء محدود است. هدف از این تحقیق، ارائه ی مدل اجزاء محدود مناسب از اتصالات ساخته شده با بتن خودمترکم و مقایسه ی نتایج آن با گزارش موجود نتایج آزمایشگاهی است.^{۱۵} مانع اصلی تجزیه و تحلیل اجزاء محدود سازه های بتن مسلح، مبهم بودن خصوصیات مواد تشکیل دهنده است. کوشش های فراوانی در

تاریخ: دریافت ۱۳۸۶/۵/۸، داوری ۱۳۸۶/۱۱/۱۴، پذیرش ۱۳۸۷/۷/۳۰.

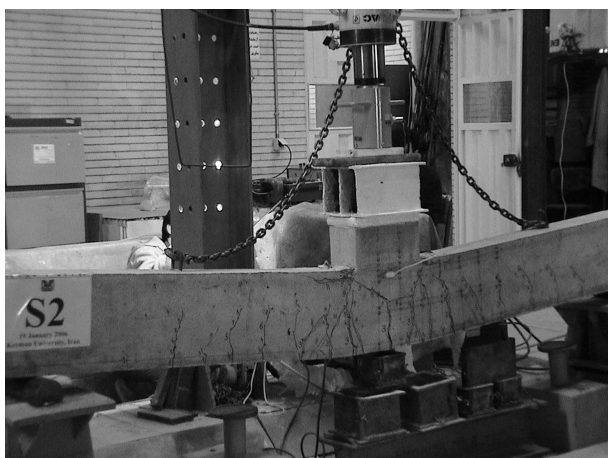


شکل ۱. نمونه‌یی از قفسه‌ی آرماتورها و محل نصب کرنش‌سنج‌های الکتریکی [۵]
 (کلیدی ابعاد بر حسب سانتی‌متر هستند).

کرنش‌سنج‌های الکتریکی نصب شده بر آن‌ها اندازه‌گیری شده است. پولکی‌ها (در ۷ ردیف) بر روی سطح بتن برای قرائت کرنش مکانیکی بتن نصب و برای بارگذاری از جک هیدرولیکی با ظرفیت ۱۴۰۰ kN استفاده شده است. مراحل بارگذاری هر عضو بین ۱۴ تا ۲۳ مرحله تا لحظه‌ی شکست است. پس از هر افزایش بار، مشاهده‌ها و قرائت‌ها و گسترش ترک روی سطح عضو ثبت و گزارش شده است. [۵]

نتایج آزمایش

در اتصالات شکست خمشی و در همه‌ی اعضاء در سطح فوقانی تیرو نزدیک فصل مشترک تیرو ستون (Stub) نیز شکست اتفاق افتاد. پوسته‌شدن اولیه‌ی بتن در وجه تیرو ستون شروع شد و با ادامه‌ی بارگذاری و با گسترش پوسته‌شدن در مناطق دورتر از بر ستون در تیر، تیر باربری خود را از دست داد. طول منطقه‌ی شکست را طول یا قطر مفصل خمیری گویند که بیان‌گر رفتار سازه در هنگام تخریب است. در شکل ۲ نمای از اتصال تحت آزمایش مشاهده می‌شود. مقادیر آزمایشگاهی بار تسلیم و تخریب، خیز تسلیم و نهایی همراه با کرنش‌های بتن فشاری و میلگردهای طولی در جداول ۳ و ۴ برای هر مقطع نشان داده شده است.



شکل ۲. نمای عضو S2 تحت آزمایش، نحوه‌ی گسترش ترک و وسایل آزمایش و نحوه‌ی تخریب.

ANSYS صورت گرفته است. همچنین برای اطمینان از دقت مدل، مقایسه‌یی با گزارش موجود نتایج آزمایشگاهی ۳ اتصال بتن مسلح ساخته‌شده از بتن خودمترکم صورت گرفته است. [۵] این یادآوری لازم است که چنین شبیه‌سازی برای اتصالات در سازه‌های بتن مسلح برای بتن معمولی سنتی قبلاً صورت گرفته است، [۱۵] لیکن در مورد بتن خودمترکم گزارشی مشاهده نشده است. بنابراین، الگوی انتخاب اتصالات در این تحقیق شبیه اتصالات مرجع است. [۱۵]

ابعاد اتصالات منتخب [۵] همانند ابعاد اتصالات بتن معمولی [۱۵] دارای تیرهای بتنی همراه با ریشه‌ی ستون (Stub) و با بتن خودمترکم و در سدهای مختلف فولاد کششی و فشاری است که در آزمایشگاه تا مرحله‌ی تخریب تحت بارگذاری قرار گرفتند. نمودارهای آزمایشگاهی بار-خیز، مقادیر نسبت‌های شکل‌پذیری جابجایی، خیز و بار جاری شدن و نهایی، تعیین و با مقادیر به‌دست آمده از مدل ANSYS مقایسه شده است. همچنین میران جذب انرژی و طول (قطر) مفصل خمیری به دو روش محاسبه و گزارش شده است.

برنامه‌ی آزمایش‌ها

سه عدد عضو بتن مسلح دارای SCC با سطح مقطع ۱۵×۳۰ و طول ۳۰۰ سانتی‌متر همراه با ریشه‌ی ستون به ابعاد ۱۵×۱۵×۳۰ سانتی‌متر هستند. در جدول ۱ جزئیات نمونه‌ها ارائه شده است. استفاده از نشانه‌ی S3-S1 بدین شرح است که حرف S معرف SCC و اعداد ۳-۱ نشان دهنده‌ی تغییر در میران فولاد کششی و فشاری مقطع است. در مکان‌های مختلفی بر میلگردها و سطح بتن، به ترتیب کرنش‌سنج الکتریکی و مکانیکی و خیزسنج‌ها (LVDTs) برای قرائت کرنش و خیز در حین بارگذاری نصب شد. [۵]

در شکل ۱ نمایی از عضو و محل نصب کرنش‌سنج‌های الکتریکی و جزئیات کامل آرماتورگذاری مشخص شده است. از آزمایش میلگرد، تنش تسلیمی برابر با ۴۰۰ MPa به‌دست آمده است. طرح اختلاط بتن خود مترکم را نگارنده‌ی اول ارائه کرد و نتایج آزمایش‌های بتن خودمترکم تازه ۲ در جدول ۲ و همچنین مقاومت فشاری بتن هر نمونه در جدول ۱ آورده شده است.

اعضاء تحت بار نقطه‌یی وارد شده بر روی سطح Stub با تکیه‌گاه ساده آزمایش شده است. فاصله‌ی بین دو تکیه‌گاه در تمام نمونه‌ها ثابت و برابر ۲۷۰ میلی‌متر است (شکل ۱). همان‌گونه که شکل ۱ نشان می‌دهد، خیز در نقاط مختلف دهانه‌ی عضو با خیزسنج‌ها اندازه‌گیری شده است. کرنش در فولاد کششی و فشاری با

جدول ۱. مشخصات نمونه‌های آزمایش. [۵]

شماره اتصال	f'_c (MPa)	d (میلی‌متر)	d' (میلی‌متر)	A_s	ρ (%)	ρ/ρ_b	A'_s
S1	۳۰٫۲	۲۶۳	۳۳	۲Φ۱۰	۰٫۴	$\rho_{min} = ۰٫۱۵$	۲Φ۱۰
S2	۲۷٫۹	۲۶۰	۳۴	۲Φ۱۶	۱٫۳	۰٫۲۷	۲Φ۱۲
S3	۲۸	۲۵۸	۳۸	۲Φ۲۰	۱٫۶۱	۰٫۳۳	۲Φ۱۶

جدول ۲. نتایج آزمایش‌های بتن خود مترکم تازه.

زمان قیف V (ثانیه)	جعبه L (h_2/h_1)	قطر جریان اسلامپ میلی‌متر
۵	۰٫۸۲	۶۹۰

جدول ۳. مقادیر آزمایشگاهی بار تسلیم و تخریب، خیز تسلیم و نهایی، کرنش بحرانی بتن فشاری و میلگردهای طولی در مرکز نمونه.

نمونه‌ی آزمایشی	P_y (تن)	P_u (تن)	Δ_y (میلی متر)	Δ_u (میلی متر)	ϵ_{cc}	$\epsilon_s (\times 10^{-6})$	$\epsilon'_s (\times 10^{-6})$
S1	۲,۵۹۷	۳,۵	۸,۶۶	۹۶	۰,۰۰۰۵	۳۵۱۹۶	-۱۴۰۳
S2	۵,۶۶۱	۷,۴۵۹	۸,۲	۸۶,۳	۰,۰۰۰۴۶	۲۸۵۰۲	-۱۲۵۸
S3	۸,۲۵۸	۱۰,۳۲۳	۱۱,۰۶	۱۱۴,۱	۰,۰۰۱۱۶۵	۱۷۰۱۱	-۱۸۷۹

جدول ۴. مقادیر آزمایشگاهی بار تسلیم و تخریب، خیز تسلیم و نهایی، کرنش بحرانی بتن فشاری و میلگردهای طولی در فاصله‌ی ۲۰ سانتی متری از مرکز نمونه.

نمونه‌ی آزمایشی	P_y (تن)	P_u (تن)	Δ_y (میلی متر)	Δ_u (میلی متر)	ϵ_{cc}	$\epsilon_s (\times 10^{-6})$	$\epsilon'_s (\times 10^{-6})$
S1	۲,۵۹۷	۳,۵	۹,۱۳	۹۰	۰,۰۱۱۰۲	۲۹۶۲۱	-۱۰۳۸۲
S2	۵,۶۶۱	۷,۴۵۹	۸,۰۱	۸۴,۱۴	۰,۰۱۲۲۳۱۷	۴۰۹۳۲	-۹۴۳
S3	۸,۲۵۸	۱۰,۳۲۳	۱۰,۷۸	۱۱۱,۲	۰,۰۱۱۲۷	۳۴۲۴۰	-۹۴۳

باشد، حل در مراحل اولیه متوقف می‌شود. این مسئله با خردشدن المان‌های ناحیه‌ی فشاری در مراحل اولیه‌ی بارگذاری و در نتیجه حذف مکرر المان‌های این نواحی و کاهش سختی عضو همراه است که در نهایت مدل ساخته‌شده تغییر مکان‌های بسیار زیادی از خود نشان می‌دهد و حل هم‌گرا نمی‌شود. در عمل شکست فشاری خالص به این صورت چندان محتمل نیست.

بنابراین در تحقیق حاضر، قابلیت خردشدن بتن از المان Solid65 سلب شد. این مسئله یکی از قابلیت‌های پیش‌بینی شده‌ی نرم‌افزار است که در این صورت باید منحنی تنش-کرنش بتن در ناحیه‌ی فشاری را تعریف کرد.

رسم دیاگرام تنش-کرنش بتن

بتن دارای رفتاری متفاوت در کشش و فشار است. در فشار تردشکن و در کشش مقاومت چندانی از خود نشان نمی‌دهد. از آنجا که چگونگی معرفی دیاگرام تنش-کرنش در هم‌گرایی مسئله‌ی بسیار مهمی است، بسیاری از پژوهشگران، روابط مختلفی برای منحنی تنش-کرنش بتن در نظر گرفته‌اند.^[۱۸-۲۱] در این تحقیق از رابطه‌ی ۱ استفاده شده است.^[۱۸]

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \times \frac{n}{n - 1 + (\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c})^n} \quad (1)$$

$$n = 0,8 + \frac{f'_c}{17} \quad (MPa) \quad (2)$$

که در آن f_c تنش فشاری، f'_c بیشینه‌ی تنش نمونه‌ی استوانه‌ی استاندارد بتن، ϵ_c کرنش فشاری، ϵ'_c کرنش زمانی که f_c به مقدار f'_c می‌رسد، است. ضریب تناسب منحنی را با m (رابطه‌ی ۲) نشان می‌دهند و منحنی صعودی بیشتر خطی می‌شود. معادله‌ی ۱ رابطه‌ی بین ϵ_c و f_c را به صورت تابعی از سه ثابت: مقاومت فشاری، کرنش نهایی تار فشاری و m بیان می‌کند که می‌توان آن‌ها را از دیاگرام تنش-کرنش نمونه‌ی استوانه‌ی واقعی به دست آورد. برای بتن با وزن مخصوص معمولی مقدار m را می‌توان از رابطه‌ی ۲ تعیین کرد. با داشتن مقدار ϵ'_c که از آزمایش نمونه‌ی استوانه‌ی یا قرانت کرنش‌سنج‌های نصب شده بر سطح عضو معلوم می‌شود، می‌توان تمام نقاط دیاگرام را معرفی کرد. در این تحقیق از مقادیر قرانت کرنش‌سنج‌های نصب شده بر سطح عضو برای در نظر گرفتن بتن پوسته در مدل اجزاء محدودی استفاده گردید (شکل ۳). همچنین با توجه به مقادیر آزمایشگاهی کرنش که در جداول ۳ و ۴ آورده شده، مقدار کرنش بیشینه برای بتن پوسته ۰,۱٪ در نظر گرفته شده است (به عبارت

مدل‌کردن رفتار مصالح

مدل‌سازی بتن مسلح

برای مدل‌کردن رفتار بتن از معیار ویلیام-وارنک^[۱۶] استفاده شده است (اغلب از این معیار برای بتن‌های سنتی استفاده می‌شود)، که می‌تواند به خوبی رفتار بتن در کشش و فشار را مدل‌سازی کند. برای مدل‌سازی بتن خودمتراکم در نمونه‌های بتن مسلح در نرم‌افزار ANSYS، از المان Solid65 (المان معمول نرم‌افزار ANSYS برای مدل‌کردن بتن معمولی) استفاده شده است. این المان ۸ گره‌ی با ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی در هر گره، قابلیت مدل‌سازی ترک خوردگی، خردشدگی، خزش، تغییر شکل‌های بزرگ، کرنش‌های بزرگ و تولد و مرگ المان را دارد.^[۱۶] برای این نوع بتن (SCC) نیز سعی شد از المان‌های رایج مدل ANSYS که پژوهشگران برای بتن معمولی سنتی بارها استفاده کرده و از عملکرد نسبی آن رضایت داشته‌اند، استفاده شود.

از آنجا که رفتار بتن آرمه در عمل با ترک خوردگی و خردشدگی و همچنین با ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک می‌تواند همراه باشد، مدل مورد استفاده در نرم‌افزار ANSYS قابلیت پیش‌بینی شکست در اعضای بتن آرمه را دارد. دو پارامتر مقاومت کششی و فشاری بتن در تشکیل و تعریف سطح شکست به کار می‌رود. معیار شکست مورد استفاده‌ی نرم‌افزار برای بررسی رفتار چند محوره‌ی بتن، معیار ویلیام-وارنک^[۱۶] در نظر گرفته شد. در روند انجام تجزیه و تحلیل زمانی که در یک المان ترک خوردگی یا خردشدگی اتفاق می‌افتد، مدل کشسانی در راستای ترک خورده (و در ۳ راستا برای المان خرد شده) صفر منظور می‌شود.

در روند انجام این تحقیق مشاهده شد پس از ایجاد ترک در بتن (SCC) در مراحل اولیه، (مشابه بتن‌های سنتی) حل متوقف می‌شود. این در حالی است که هنوز فولادهای مقطع فرصت تغییر شکل دادن در محدوده‌ی غیر ارتجاعی را پیدا نکرده‌اند. این شکست زود هنگام به علت ایجاد گره‌هایی رخ می‌دهد که در اطراف آن‌ها تمام المان‌ها خرد شده‌اند.

در تحقیقات سایر پژوهشگران توصیه‌های مختلفی برای مشکل هم‌گرایی مشاهده می‌شود. به نظر می‌رسد گزارش کامل اجزاء محدود حاصل از تحقیقات انجام شده در دانشگاه اورگون،^[۱۷] این مسئله را به نحو مطلوبی حل کرده است. در این تحقیق مشاهده شد که اگر قابلیت خردشدن المان‌ها در مدل مورد بررسی وجود داشته

۳. ناحیه‌ی کرنش سخت‌شدگی مجدد.

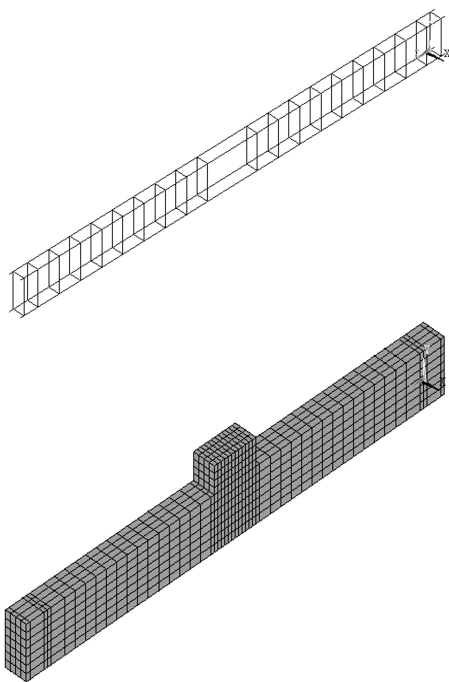
$$\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \Rightarrow f_s = f_y + (f_u - f_y) \left[\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} - \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right]$$

که در آن f_s تنش فولاد زمانی که کرنش آن ε_s است، ε_y کرنش نظیر نقطه‌ی جاری‌شدن فولاد f_y ، ε_{sh} کرنش در انتهای ناحیه‌ی افقی جاری‌شدن، ε_u و f_u نیز به‌ترتیب کرنش و تنش نهایی هستند.

مدل سازی عضو به روش اجزاء محدود

اولین گام برای انجام یک تجزیه و تحلیل اجزاء محدود ایجاد حجم‌های مورد نظر (ساخت مدل) و المان‌بندی آن است. به عبارت دیگر گام مهم در مدل‌سازی اجزاء محدود، انتخاب چگالی (Density) مش است، این امر در هم‌گرایی مسئله و رسیدن به جوابی قابل قبول بسیار مهم است. ابتدا برای اتصال S3 مدل‌سازی اجزاء محدود در مقطع مرکزی اتصال صورت گرفت و پس از مش‌زدن عضو بتنی مسلح همانند اتصال (S3) آزمایش شده، با تعدادی مش مطلوب فولادهای مسلح‌کننده مستقیماً بین گره‌های المان 65 Solid قرار گرفتند (شکل ۴).

در فاز آزمایشگاهی این تحقیق مشاهده شد حین بارگذاری اتصال S3 با جاری‌شدن میلگردهای طولی، اتصال همچنان توان باربری خود را با افزایش جابجایی حفظ کرده و این امر ناشی از درصد فولاد کششی طولی و محصورشدگی بتن حاصل از فولاد فشاری، خاموت‌ها و... است. ابتدا برای مدل‌سازی اجزاء محدودی اتصال S3، از کرنش حاصل از آزمایش تک محوری نمونه‌ی بتن فشاری استفاده شد که نتایج به‌دست آمده در ناحیه‌ی خطی (شرایط بهره‌برداری) قابل قبول ولی نتایج افتادگی نهایی مدل ANSYS با نتایج آزمایشگاهی با اختلاف زیادی روبرو بودند. درصد خطای مربوط به بار جاری‌شدن و افتادگی نهایی به‌ترتیب ۲۱ و



شکل ۴. مدل اجزاء محدودی اتصال.

دیگر $\varepsilon_{cc} = \varepsilon'_c$ و مقادیر آن در جداول ۳ و ۴ موجود است) که مربوط به فاصله‌ی ۲۰ سانتی‌متری از مرکز و تقریباً برای همه‌ی نمونه‌ها یکسان است. این یادآوری لازم است همان‌گونه که در جدول ۱ نشان داده شده است، چنین به‌نظر می‌رسد که مشابه بتن‌های سستی، تعبیه‌ی فولاد فشاری در اعضاء دارای بتن خودمترک، منجر به افزایش کرنش نهایی بتن پوسته (۱/۰۷) شده است. همچنین علی‌رغم اینکه مقدار متوسط ۹/۷۵ سانتی‌متری خیز نهایی ایجاد شده در اعضاء (جدول ۴)، به‌کارگیری خاموت‌های با فاصله‌ی ۱۵ سانتی‌متر و نیز تسلیم فولاد کششی تا فاصله‌ی ۵۰ سانتی‌متری از مرکز عضو، می‌تواند دال بر صحت این مقدار کرنش (۱/۰۷) به‌ظاهر زیاد باشد، لیکن انجام آزمایش‌های بیشتر در این زمینه مفید خواهد بود.

فولادهای مسلح‌کننده

با در نظر گرفتن رابطه‌ی غیرخطی برای رفتار میلگردها با فرض حالت ایزوتروپیک خطی برای ناحیه‌ی خطی و ایزوتروپیک چند خطی برای ناحیه‌ی غیرخطی و همچنین اختصاص معیار ون میزز برای گسیختگی فولاد رفتار غیرخطی اعضاء به نحو مناسبی مدل شد. برای مدل‌سازی آرماتورها از المان خرپایی Link8 (دلیل استفاده از المان Link برای مدل‌کردن میلگردها در نظر نگرفتن لنگر در گره‌های المان است که در هر گره صرفاً ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی وجود دارد و این خاصیت با رفتار میلگردهای موجود در اعضاء تطابق دارد) از مجموعه‌ی المان‌های نرم‌افزار که یک المان دو‌گره‌یی با ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی در هر گره است استفاده شد. این المان همچنین قابلیت مدل‌کردن تغییر شکل‌های خمیری را نیز داراست.

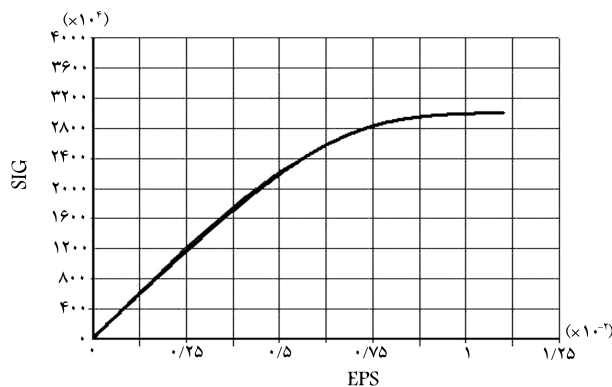
در این تحقیق میلگردهای مسلح‌کننده‌ی بتن در آزمایشگاه، تحت آزمایش کشش مستقیم قرار گرفتند و دیاگرام‌های تنش-کرنش کامل فولاد رسم شده است. دیاگرام تنش-کرنش فولادهای مسلح‌کننده شامل سه ناحیه است: ناحیه‌ی اول که بیانگر رفتار خطی فولاد است، ناحیه‌ی دوم که به‌صورت افقی است و بدون تحمل هیچ‌گونه تنش اضافی مقداری کرنش از خود نشان می‌دهد و ناحیه‌ی سوم (ناحیه‌ی سخت‌شدگی مجدد) که فولاد با افزایش کرنش، مقاومت از خود نشان می‌دهد. به‌عبارت دیگر کاربرد این مفاهیم به‌شرح زیر است:

۱. ناحیه‌ی کشسان؛

$$\varepsilon_s < \varepsilon_y \Rightarrow f_s = E_s \varepsilon_s$$

۲. ناحیه‌ی افقی پلاستیک؛

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \Rightarrow f_s = f_y$$



شکل ۳. نمودار تنش-کرنش بتن پوسته (پوشش بتن روی آرماتورها).

اجزاء محدودی که در آن بتن پوسته و هسته هر یک با خصوصیات متفاوت مش زده شده‌اند، S₃-Fc Model مدلی است که کل بتن اتصال با استفاده از نتایج بارگذاری تک محوره‌ی نمونه‌ی استوانه‌یی بتن معمولی مش زده شده است و برای مدل‌کردن میلگردها از المان Link₈ استفاده شد. S₃-beam و S₃-pipe مانند مدل S₃-Fc Model هستند با این تفاوت که برای مدل‌کردن میلگردها به ترتیب از المان‌های Pipe_{۱۶} و Beam_۴ استفاده شده است. همچنین Exp Model مفهوم مدل آزمایشگاهی را دارد.

مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی عددی (اتصالات S₃-S₁) و

آزمایشگاهی رفتار بار-تغییر شکل

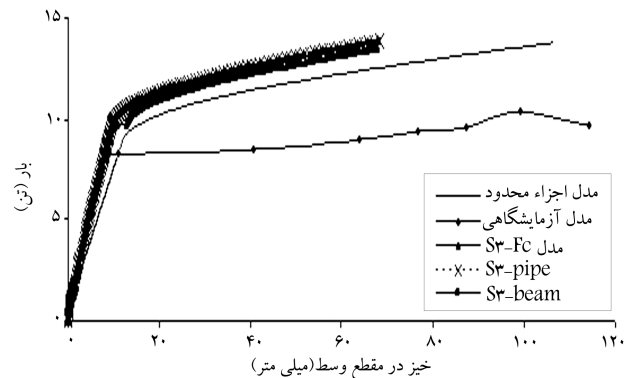
منحنی بار-تغییر شکل برای اعضاء بتن مسلح در خمش با بتن معمولی اغلب چهار مرحله‌ی رفتاری را نشان می‌دهد. لازم به یادآوری است که این چهار مرحله‌ی رفتاری برای اعضاء آزمایش شده با بتن SCC نیز مشاهده شده است.

مرحله‌ی اول زمانی است که تیر در ناحیه‌ی کششی ترک می‌خورد، پس از این مرحله ممان اینرسی مقطع در اثر ترک‌خوردگی مقطع کاهش و شیب منحنی بار-تغییر شکل تغییر می‌یابد. ترک‌های خمشی اولیه در گوشه‌ی Stub ستونی در یک فاصله‌ی کوتاهی از تغییر شکل به طرف تیر افزایش یافتند. مرحله‌ی مهم دوم در منحنی بار-تغییر شکل، نقطه‌ی تسلیم برای عضو است. از آنجایی که اعضاء به‌طور مطلوبی مسلح شده‌اند (جدول ۱)، فولاد کششی قبل از رسیدن به کرنش بحرانی فشاری در بتن تسلیم شده است (جدول ۳ و ۴). نقطه‌ی تسلیم دارای اهمیت ویژه‌ی است؛ زیرا این نقطه مرز بین رفتار کشسان و رفتار غیرکشسان را مشخص می‌کند. مرحله‌ی سوم روی نمودار معرف شکست اولیه‌ی بتن (رسیدن کرنش در تار بحرانی عضو به کرنش بحرانی فشاری بتن) در منطقه‌ی فشاری است. نمی‌توان از منحنی بار-تغییر شکل برای تعیین این نقطه استفاده کرد، زیرا تغییر چشم‌گیری در منحنی متناظر با آن وجود ندارد. به همین دلیل از مقادیر قرابت شده‌ی کرنش بتن اعضاء (S₃-S₁) استفاده شده است تا این نقطه تعیین موقعیت شود. و مرحله‌ی چهارم رفتاری با پوسته پوسته شدن سطحی در طرف فوقانی تیر در گوشه‌های Stub (محل وصل عضو عمودی Stub به سطح فوقانی تیر در این محل) و با رسیدن کرنش بتن در این ناحیه به کرنش نهایی، شکست اتفاق افتاده است. در مرحله‌ی ۴ نیز ممکن است میلگردهای کششی، گسیخته شده و باربری خود را از دست بدهند. به کمک مقادیر آزمایشگاهی جداول ۳ و ۴ و اطلاعات موجود^[۵] منحنی بار-افتادگی در نقاط مختلف برای اتصالات S₃-S₁ آزمایش شده (مرکز اتصال، ۱۵، ۳۰، ۵۰ و ۶۷ سانتی‌متر از مرکز اتصال) در اشکال ۷-۹ به دست آمده و با نتایج ANSYS مقایسه شده است. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی با مدل اجزاء محدود همان‌گونه که اشکال ۷-۹ نشان می‌دهد، کلیه‌ی اعضاء قادر به رسیدن بارگذاری تا

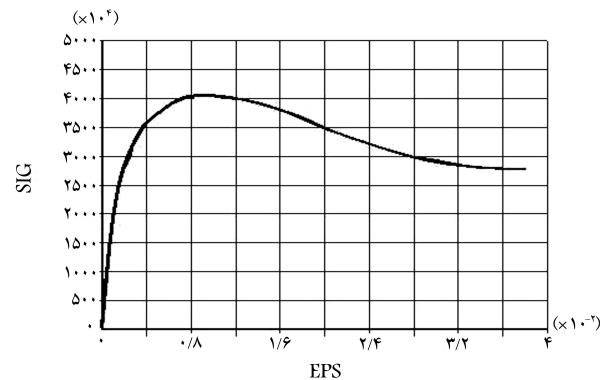
۴۱ درصد (مدل S₃-Fc Model برای اتصال S₃) (شکل ۵) به دست آمد. با توجه به این میزان خطا در سعی بعدی، برای در نظر گرفتن شرایط محصورشدگی بتن ابتدا از المان‌های Beam_۴ و Pipe_{۱۶} برای مدل‌کردن خاموت‌ها استفاده و سپس مشاهده شد که این مدل‌سازی نیز مناسب نیست، زیرا اختلاف زیادی با نتایج آزمایشگاهی داشت (درصد خطای مربوط به بار جاری شدن و افتادگی نهایی به ترتیب ۲۷ و ۴۱ درصد به دست آمد (جدول ۵)).

بنابراین برای رفع مشکل مدل‌کردن تمام فولادهای مسلح‌کننده، همچنان از المان خرپایی Link_۸ استفاده شد ولی برای در نظر گرفتن محصورشدگی بتن، اتصال مزبور با المان Solid_{۶۵} با دو نوع خصوصیت متفاوت مش زده شد. قسمت پوسته‌ی بتن (پوشش بتنی روی آرماتورها (شکل ۳)) و برای قسمت بتن هسته که با خاموت‌ها محصور شده است از شکل ۶ استفاده شد. پس از تجزیه و تحلیل و مقایسه‌ی نتایج ANSYS با نتایج آزمایشگاهی، نتایج قابل قبولی به دست آمد (درصد خطای مربوط به بار جاری شدن و نهایی به ترتیب ۶/۱ و ۶/۷۲ شد (شکل ۵ و جدول ۵)). لذا از این روش مدل‌کردن برای اتصالات S₁ تا S_۳ استفاده شد.

یادآور می‌شود توضیحات اشاره شده در شکل ۵ عبارتند از: FE Model



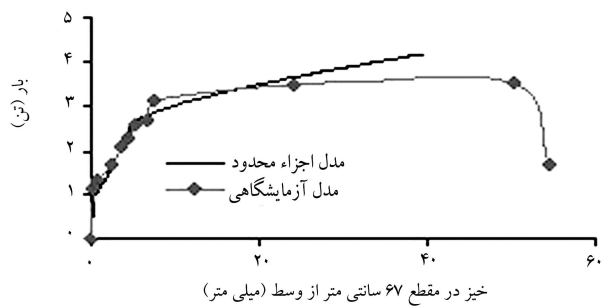
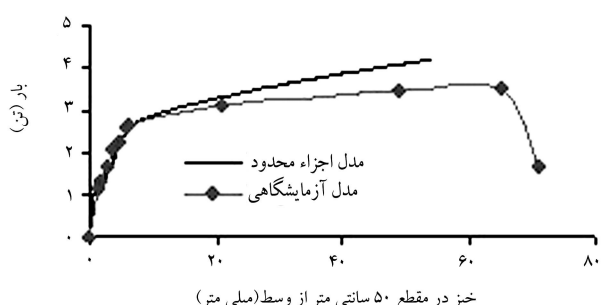
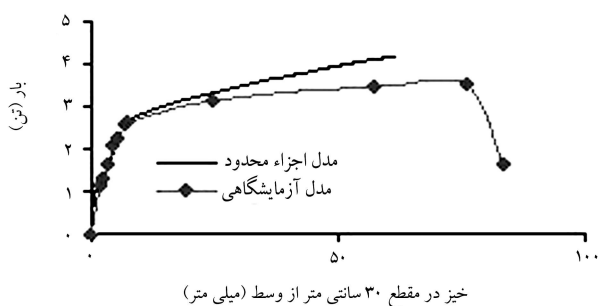
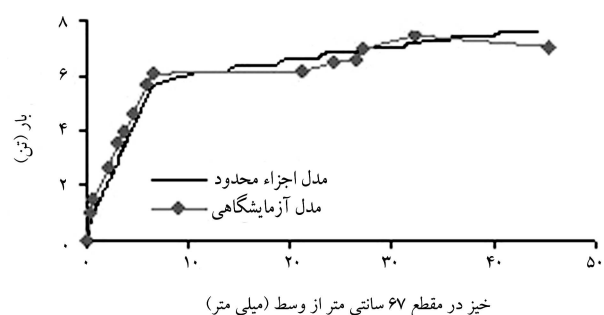
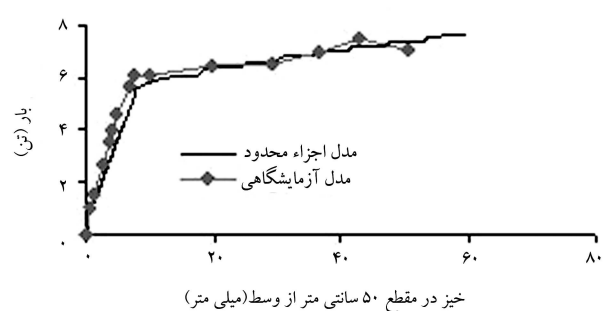
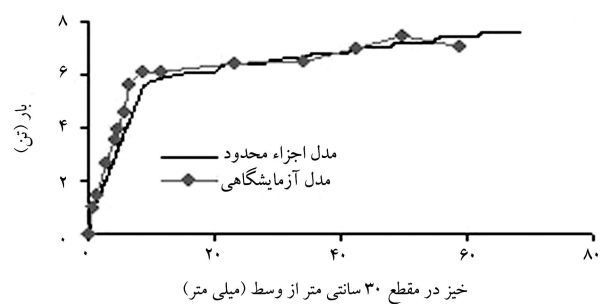
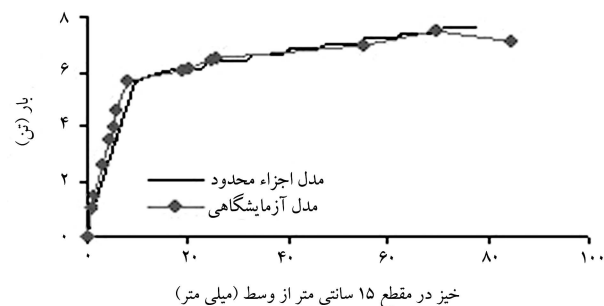
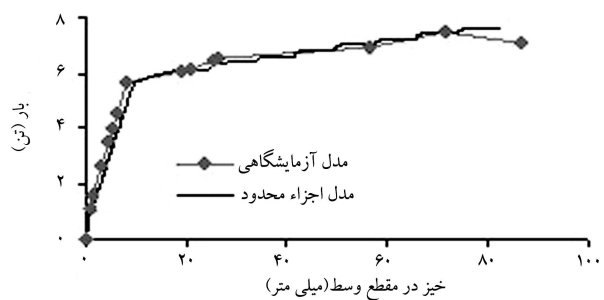
شکل ۵. مقایسه‌ی مدل‌سازی‌های مختلف با نتایج آزمایشگاهی اتصال S₃.



شکل ۶. نمودار تنش-کرنش بتن هسته.

جدول ۵. مقایسه‌ی بار جاری شدن و افتادگی نهایی آزمایشگاهی و مدل‌های مختلف ANSYS اتصال S₃.

S ₃ _beam	S ₃ _pipe	S ₃ _Fc Model	مدل اجزاء محدود	مدل آزمایشگاهی	مدل مورد استفاده
۱۰/۴۸۸	۱۰/۴۸۸	۱۰	۸/۷۶۸	۸/۲۵۸	بار جاری شدن P _y (تن)
۶۷/۳	۶۷/۳	۶۷/۳	۱۰/۶۴۳	۱۱۴/۱	خیز نهایی Δ _u (میلی‌متر)
-۲۷	-۲۷	-۲۱	-۶/۱	-	درصد خطای P _y
۴۱	۴۱	۴۱	۶/۷۲	-	درصد خطای Δ _u



شکل ۸. مقایسه‌ی نمودار بار-افتادگی مدل ANSYS و آزمایشگاهی اتصال S2 در نقاط مختلف.

شکل ۷. مقایسه‌ی نمودار بار-افتادگی مدل ANSYS و آزمایشگاهی اتصال S1 در نقاط مختلف.

مرحله ۴ هستند، که بیان‌گر رفتار مطلوب این نوع سازه‌ها با بتن خودمترکم هستند. به عبارت دیگر فولاد کششی تا فاصله‌ی ۵۰ سانتی‌متر از مرکز تسلیم شده است. و اعضاء S۱-S۳ دارای قطر مفصلی کمیته‌ی برابر با ۱۰۰ سانتی‌متر (۲*۵۰) است (همان‌گونه که در شکل ۱ نشان داده شده است، قرانت آخرین کرنش‌سنج الکتریکی نصب شده بر میلگرد کششی در فاصله‌ی ۵۰ سانتی‌متری از مرکز در بار نهایی، حاکی از تسلیم این میلگرد در اعضاء است).^[۵] این موضوع، همچنین حاکی از اعتماد بالا به عملکرد این نوع بتن در مناطق زلزله‌خیز است. همچنین مشاهده می‌شود که نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی ANSYS برای هر ۳ نمونه آزمایش شده به هم نزدیک است که حاکی از مناسب بودن مدل انتخابی است.

شکل‌پذیری جابجایی (μ_d)

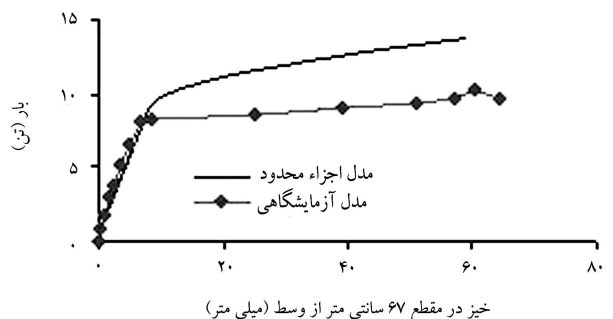
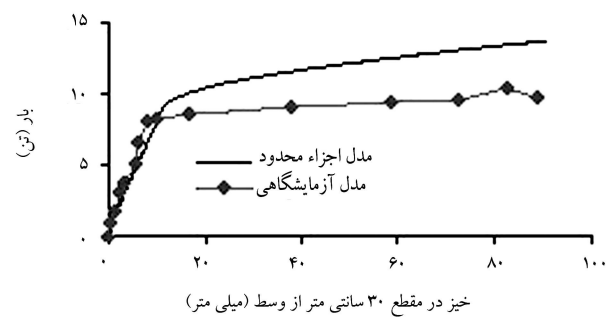
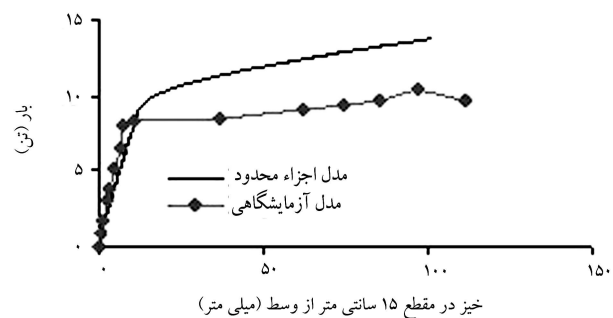
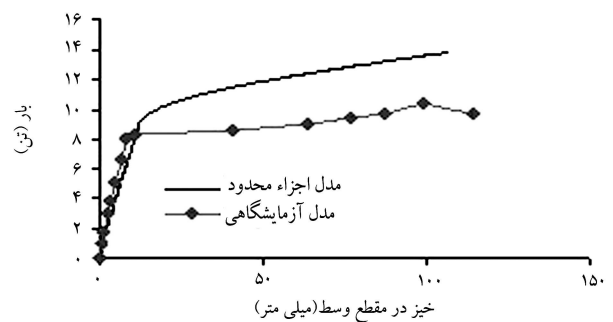
در مناطق زلزله‌خیز، یکی از معیارهای مطلوب در بررسی رفتار سازه، محاسبه‌ی نسبت شکل‌پذیری است. برای طراحی سازه‌های بتنی در مناطق لرزه‌خیز، کمیته‌ی مقدار شکل‌پذیری جابجایی در محدوده‌ی ۳ الی ۴ الزامی است.^[۲۲]

در جدول ۶ مقایسه‌ی بار جاری شدن و نهایی و در جدول ۷ افتادگی جاری شدن و نهایی و درصد خطای به دست آمده از مقایسه‌ی نمونه‌ها به ترتیب برای حالت مدل‌سازی با ANSYS و آزمایشگاهی و همچنین مقدار شکل‌پذیری مربوط به هر نمونه آورده شده است. مشاهده می‌شود در مرکز اعضاء درصد خطای بار جاری شدن و نهایی به ترتیب بین ۰٫۷۶ تا ۶٫۱۸ و ۲٫۱۲ تا ۳۳٫۴۷، درصد خطای افتادگی جاری شدن و نهایی به ترتیب بین ۴٫۹۱ تا ۱۶٫۵۸ و ۴٫۵۸ تا ۲۲٫۹۲ درصد است. در دیگر مقاطع، سایر مقایسه‌ها و درصدهای خطای به دست آمده در جدول ۷ نشان داده شده است. یاد آوری می‌شود درصدهای خطای به دست آمده بستگی به چگونگی معرفی دیاگرام‌های تنش کرنش فولاد و بتن، مقدار ضریب انتقال برش در حالت ترک باز و بسته دارد که در این تحقیق ضریب انتقال برش در حالت ترک باز ۰٫۳ و برای ترک بسته برای بتن هسته ۰٫۷ و برای بتن پوسته ۰٫۵ در نظر گرفته شد. با توجه به نتایج جدول مشاهده می‌شود که با افزایش فولاد کششی از مقدار شکل‌پذیری جابجایی کاسته شده است. البته در بعضی نمونه‌ها به علت افزایش مقدار فولاد فشاری این کاهش چشمگیر نیست (S۲ و S۳).

برای کلیه‌ی اعضاء، مقدار شکل‌پذیری از کمیته‌ی عدد ۳ پیشنهادی پژوهشگران بزرگ‌تر به دست آمده است، که نشان‌دهنده‌ی رفتار بسیار مطلوب اتصالات بتن مسلح با این نوع بتن است. به عبارت دیگر مقدار شکل‌پذیری زیاد، نشان‌دهنده‌ی میزان وارد شدن بیشتر در ناحیه‌ی سختی کرنشی فولاد است و گویای مقدم بودن شکست خمشی بر شکست پیوستگی اعضاء دارای بتن خودمترکم است که در مناطق

جدول ۶. مقایسه‌ی بار جاری شدن و نهایی آزمایشگاهی و مدل ANSYS.

نتایج	بار(تن)	S۱	S۲	S۳
آزمایشگاهی	P_y	۲,۵۹۷	۵,۶۶۱	۸,۲۵۸
	P_u	۳,۵	۷,۴۵۹	۱۰,۳۲۳
ANSYS	P_y	۲,۷۰۸	۵,۶۱۸	۸,۷۶۸
	P_u	۴,۲	۷,۶۱۷	۱۳,۷۷۸
درصد خطا	P_y	-۴٫۳	۰٫۷۶	-۶٫۱۸
	P_u	-۲۰	-۲٫۱۲	-۳۳٫۴۷



شکل ۹. مقایسه‌ی نمودار بار-افتادگی مدل ANSYS و آزمایشگاهی اتصال S۳ در نقاط مختلف.

جدول ۷. مقایسه‌ی افتادگی جاری شدن و نهایی و مقادیر شکل پذیری آزمایشگاهی و مدل ANSYS اتصالات در مقاطع مختلف اعضا.

مقاطع	نمونه‌ی آزمایشی	نتایج آزمایشی		نتایج عددی		μ_{dnum}	μ_{dexp}	درصد خطا برای Δy	درصد خطا برای Δu	درصد خطا برای μ_d
		Δu (میلی متر)	Δy (میلی متر)	Δu (میلی متر)	Δy (میلی متر)					
وسط	S1	۸,۶۶	۹۶	۸,۹	۷۴	۱۱,۰۸	۸,۳۱	-۲,۸	-۲۲,۹۱	۲۵
	S2	۸,۲	۸۶,۳	۹,۵۶	۸۲,۳۵	۱۰,۵۲	۸,۶۱	-۱۶,۵۸	۴,۵۸	۱۸,۱۵
	S3	۱۱,۰۶	۱۱۴,۱	۱۱,۷	۱۰۶,۴۳	۱۰,۳۱	۹,۱۰	-۵,۷۹	۶,۷۲	۱۱,۷۴
۱۵ سانتی متر از وسط	S1	۹,۱۳	۹۰	۸,۵۷	۶۸,۴۰	۹,۸۵	۸	۶,۱۳	۲۴	۱۸,۷۸
	S2	۸,۰۱	۱۴,۸۴	۹,۵۲	۷۷,۶	۱۰,۵	۸,۱۵	-۱۸,۸۵	۷,۷۷	۲۲,۳۸
	S3	۱۰,۷۸	۱۱۱,۲	۱۱,۵۳	۱۰۰,۸۴	۱۰,۳۱	۸,۷۵	-۶,۹۶	۹,۳۱	۱۵,۱۳
۳۰ سانتی متر از وسط	S1	۷,۴۹	۷۶	۸,۰۶	۶۱,۷۰	۱۰,۱۵	۷,۶۶	-۷,۶۱	۱۸,۸۲	۲۴,۵۳
	S2	۶,۵۸	۵۸	۸,۹	۶۷	۸,۸۱	۷,۵۳	-۳۵,۲۶	-۱۵,۵۲	۱۴,۵۳
	S3	۱۰,۲۸	۸۸,۶	۱۰,۸	۹۰,۷	۸,۶۲	۸,۴۰	-۵,۰۶	-۲,۳۷	۲,۵۵
۵۰ سانتی متر از وسط	S1	۶,۴۰	۶۵,۰۱	۷,۲۷	۵۴	۱۰,۱۵	۷,۴۳	-۱۳,۵۹	۱۶,۹۴	۲۶,۸
	S2	۶,۸۵	۵۰,۴	۸,۱	۵۹	۷,۳۶	۷,۲۸	-۱۸,۲۵	-۱۷,۰۶	۱,۰۹
	S3	۸,۰۴	۷۵	۹,۸	۷۸,۵	۹,۳۳	۸,۰۱	-۲۱,۸۹	-۴,۶۷	۱۴,۱۵
۶۷ سانتی متر از وسط	S1	۶,۸	۵۰,۰۵	۵,۷۱	۴۰,۴۰	۷,۳۶	۷,۰۷	۱۶,۰۳	۱۹,۲۵	۳,۹۴
	S2	۵,۹۵	۴۵,۳۵	۶,۴۵	۴۴	۷,۶۲	۶,۸۲	-۸,۴۰	۲,۹۸	۱۰,۵
	S3	۸,۴۵	۶۴,۳۵	۷,۸۳	۵۸,۷۳	۷,۶۱	۷,۵	۷,۳۴	۸,۷۳	۱,۴۴

یکسان با افزایش فولاد فشاری و برای اعضا با فولاد فشاری یکسان نیز با افزایش فولاد کششی طول ناحیه‌ی جاری شدن کاهش می‌یابد.

زلزله خیز مهم است. به بیان دیگر، استفاده از این نوع بتن در سازه‌ها و خصوصاً اتصالات سازه‌های بتن مسلح، قادر به جذب انرژی قابل توجهی است.

نتیجه گیری

در این تحقیق، برای مدل سازی اجزاء محدودی اعضا مسلح شده دارای بتن خودمترکم (بدون نیاز به ویریه)، ابتدا مدل سازی های مختلف در برنامه‌ی ANSYS برای نمونه‌ی S3 انجام شد و نتایج عددی به دست آمده با نتایج موجود آزمایشگاهی مقایسه و در نهایت، برای مدل کردن انواع فولادهای مسلح کننده از المان خرابایی Link8 استفاده شد و برای در نظر گرفتن بتن (بتن خودمترکم)، اتصال مزبور با المان Solid65 با دو نوع خصوصیات متفاوت: (۱) قسمت پوسته‌ی بتن (پوشش بتنی روی آرماتورها)؛ (۲) قسمت بتن هسته که با خاموت‌ها محصور شده است، مش زده شد. پس از تجزیه و تحلیل و مقایسه‌ی نتایج ANSYS با نتایج آزمایشگاهی، نتایج قابل قبولی (با درصد خطایی برابر با ۶/۱ و ۶/۷۲ به ترتیب برای بار جاری شدن و افتادگی نهایی) به دست آمد. بر این اساس، از این روش مدل کردن برای اتصالات S1 تا S3 دارای SCC، که شبیه مدل سازی رایج در سازه‌های بتن مسلح (سستی)، با نیاز به ویریه) است، استفاده شد.

نتایج مدل سازی ANSYS و آزمایشگاهی اتصالات ساخته شده از بتن خودمترکم سازگاری خوبی با یکدیگر دارند. این در حالی است که نتایج دوروش در فاز بهره برداری بسیار به یکدیگر نزدیک هستند. از دو نوع بتن برای مش زدن رفتار بتن پوسته و هسته (محصور شده با خاموت‌ها) استفاده شد، بتن پوسته نسبت به قسمت هسته، مدول کشسانی کمتری دارد و برای

بررسی طول (قطر) مفصل خمیری در فولادهای کششی

در این تحقیق به کمک قرائت کرنش سنجهای کششی در مقاطع مختلف (شکل ۱) از جمله در فاصله‌ی ۵۰ سانتی متری مشاهده شد کرنش در میلگردهای کششی همه‌ی اعضا فراتر از این ناحیه جاری می‌شوند. از این رو سعی شده است با استفاده از داده‌های کرنش سنجهای موجود و با فرض اینکه روی تکیه‌گاه مقادیر کرنش در میلگردهای کششی تقریباً صفر است، این مقادیر درون بایی شده و سپس با مقادیر حاصل از مدل ANSYS مقایسه و درصد خطای هر یک در جدول ۸ آورده شده است.

در مورد میلگردهای کششی از نتایج جدول ۸ مشاهده می‌شود همانند بتن‌های سنتی که نیاز به ویریه دارند در اعضا دارای SCC نیز، برای اعضا با فولاد کششی

جدول ۸. طول ناحیه‌ی جاری شدن در میلگردهای کششی.

S3	S2	S1	
۱۶۱	۱۷۵	۲۰۳	نتایج آزمایشگاهی (سانتی متر)
۱۵۵	۱۲۵	۱۵۵	نتایج ANSYS (سانتی متر)
۳,۷	۲۸,۵	۲۴	درصد خطای ANSYS

محدود منتخب، نشان می‌دهد که کلیه اعضای قادر به رسیدن به باری بیش از بار نهایی هستند. به عبارت دیگر، همانند بتن‌های سنتی، استفاده از بتن خودمتراکم در سازه‌های بتن مسلح، منجر به رفتار شکل‌پذیر آنها می‌شود به نحوی که امکان تشکیل مفصلی با طول (قطر) 10° سانتی‌متر در اعضاء مورد مطالعه در این تحقیق فراهم شده است. مشابه بتن‌های سنتی، استفاده از SCC برای اعضاء با فولاد کششی یکسان، با افزایش فولاد فشاری و برای اعضاء با فولاد فشاری یکسان نیز با افزایش فولاد کششی، طول (قطر) مفصل خمیری کاهش می‌یابد. در این حالت مقایسه‌ی دو روش آزمایشگاهی و عددی کمینه و بیشینه‌ی خطایی برابر با $3/7$ و $28/5$ درصد را نشان می‌دهد.

در اعضاء این تحقیق، مقدار شکل‌پذیری به دست آمده، از کمینه‌ی مقدار ۳ پیشنهادی پژوهشگران، برای اعضاء بتن (سنتی) مسلح ویژه‌ی مناطق زلزله‌خیز، بیشتر شده است. به بیان دیگر، امکان طراحی شکل‌پذیر اتصالات بتن مسلح با بتن خودمتراکم مقدور است.

در نظر گرفتن رفتار بتن پوسته از مقادیر قرائت کرنش‌سنج‌های نصب‌شده بر سطح (پوسته) بتن استفاده شد (ϵ'_c)، در این حالت نیز نتایج دو روش از درصد خطای مناسبی برخوردارند.

برای در نظر گرفتن محصورشدگی بتن خودمتراکم، استفاده از المان‌های Pipe ۱۶ و Beam ۴ نتایج مطلوبی در بر نداشته است. چنین به نظر می‌رسد که با لا بودن درجات آزادی در این المان‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری و تغییر شکل‌های کمتر می‌شود. همچنین با استفاده از المان‌های Link ۸، Pipe ۱۶ و Beam ۴ مشاهده شد که بهترین هم‌خوانی مدل ANSYS با نتایج آزمایشگاهی مربوط به حالتی است که بتن پوسته و هسته هر یک با خصوصیتی متفاوت (مش زده) المان‌بندی (FE Model) شوند.

از نتایج به دست آمده مشاهده شد که درصد خطای مربوط به بار جاری شدن و افتادگی نهایی به ترتیب برای Fc Model ۲۱ و ۴۱، برای Pipe و Beam ۲۷ و ۴۱، برای Model FE ۶/۷۲ و ۶/۸ است. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی با مدل اجزاء

پانویس

1. Normal Conventional Concrete
2. Self Compacting Concrete
3. fresh SCC

منابع

1. Okamura, H., "Self-compacting high-performance concrete," *Concrete International*, **19**(7), pp. 50-54 (July 1997).
2. Skarendahl, A., and Petersson, Ö., "State-of-the-art report of RILEM technical committee 174-SCC, self-compacting concrete", *Report* (23), pp. 141 (2001).
3. Khayat, K.H. "Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete", *ACI Materials Journal*, **96**(3), pp. 349-353 (May-Jun 1999).
۴. مقصودی، علی اکبر؛ فرخ قاطع، حمید و اکبرزاده بنگر، حبیب "شکل پذیری و حالت نهایی محل اتصال در اعضاء ساخته شده از بتن خودمتراکم (SCC)"، اولین همایش مقاوم‌سازی لرزه‌ی، تهران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، کد مقاله ۶۰۵ (۱۳۸۵).
۵. فرخ قاطع، حمید "بررسی تحلیلی و تجربی شکست اتصالات تیر به ستون اعضاء بتن مسلح دارای بتن خودمتراکم (SCC)"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، بخش عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان (۱۳۸۵).
6. Kachlakev, D.; Miller, T., and Yim, S. "Finite element modeling of reinforced concrete structures strength with FRP laminates" *Report for Oregon Department of Transportation*, Salem (May 2001).
7. Fanning, P. "Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams", *Electronic Journal of Structural Engineering* (4) pp.110-121 (2001).
8. Barbosa, A. F., and Gabriel, O.R. "Analysis of reinforced concrete structures using ansys nonlinear concrete model", *Computational Mechanics* (1988).
9. Hashemi, H.; Rahgozar, R., and Maghsoudi, A. A. "Finite element and experimental serviceability of HSC beams strengthened with FRP sheets", *American Journal of Applied Sciences*, **4**(9), pp. 725-735 (2007).
۱۰. مقصودی، علی اکبر و اکبرزاده بنگر، حبیب "آنالیز شکل پذیری تیرهای محصور شده دارای بتن مقاومت بالا (HSC)"، تهران، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، کد مقاله ۱۰۲۴ (۱۳۸۳).
11. Ashour, A.A. "Effect of compressive strength and tensile reinforcement ratio on flexural behavior of high-strength concrete beams," *Eng. Struct. J.*, pp. 413-423 (2000).
12. Mattock, A.H. "The rotational capacity of hinging region in reinforced concrete beams", *Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE-ACI, Miami, pp. 143-181 (Nov. 1964).
13. Maghsoudi, A.A., and Akbarzadeh, H. "Effect of ρ' on ductility of HSC members under bending", *Seventh International Symposium on Utilization of High-Strength/High Performance Concrete*, Washington, D.C., USA (2005).
14. American Concrete Institute (ACI) "Building code requirements for structural concrete" and "Commentary," ACI 318.05 and ACI 318R.05 (2005).
15. Ned H. Burns, and Chester P. Siess, F., "Plastic Hinging in Reinforced Concrete" *Journal of the Structural Divi-*

- sion Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, ASCE, pp. 45-46 (October 1966).
16. William, K.J, and Warnke, E.D. "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete", *Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, ISMES, Bergamo, Italy, **19**, p. 174 (1975).
 17. ANSYS, ANSYS User's Manual, Version 9.
 18. Popovics, S. "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete," *Cement and Concrete Research*, **3**(5), PP. 583-599 (1973).
 19. Thorenfeldt, E., and Tomaszewicz, A. "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design", *Proceedings of The Symposium Utilization of High-Strength Concrete*, Tapir, Trondheim, PP. 149-159 (1987).
 20. Collins, M.P., and Porasz, A. "Shear design for high-strength concrete", *CEB Bulletin, Information*, (193), PP. 77-83 (1989).
 21. Collins, M.P., and Mitchell, D. "Prestressed concrete structure", *Prentice-Hall Inc*, Englewood Cliffs, New Jersey, P. 766 (1991).
۲۲. مقصودی، علی اکبر "شکل‌پذیری سازه‌های بتن آرمه ویژه مناطق زلزله خیز"، کرمان، دانشگاه شهید باهنر کرمان (۱۳۷۵).