

مدل‌سازی اجزاء محدود ستون‌های مستطیلی بتن مسلح تقویت شده با FRP

ساسان عشقی (استادیار)
وحید زنجانی‌زاده (کارشناس ارشد)
بزهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

در این تحقیق پس از بررسی علت خرابی ستون‌ها در زلزله‌های گذشته، چگونگی در نظرگرفتن خصوصیات غیرخطی ستون‌های بتن مسلح تقویت شده و نشده توسط GFRP^۱، و به‌طورکلی مدل‌سازی اعضای بتن‌آرمه در نرم‌افزار ANSYS 5.4 تشریح شده است. همچنین ۱۲ نمونه ستون بتن‌آرمه مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. دو نمونه طبق جزئیات آیین‌نامه‌ی آبا مدل شده و ۱۰ نمونه طبق جزئیات آیین‌نامه‌ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ که ۵ نمونه‌ی آن تا ۲۴ سانتی‌متر تقویت شده‌اند و همه تحت بارهای محوری متفاوت و تغییرمکان جانبی در بالای ستون مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. علت انتخاب جزئیات ستون‌ها طبق آیین‌نامه‌ی ACI قبل از ۱۹۷۱ شباهت این ستون‌ها به ستون‌های ساخته شده در کشور ایران است. هدف از انجام این تحلیل‌ها به‌دست آوردن ظرفیت ستون‌های تقویت شده در مقایسه با ستون‌های تقویت نشده و نیز ستون‌های طرح شده طبق آبا در مقایسه با ستون‌های ساخته شده طبق ACI قبل از سال ۱۹۷۱ در بارهای محوری متفاوت است.

مقدمه

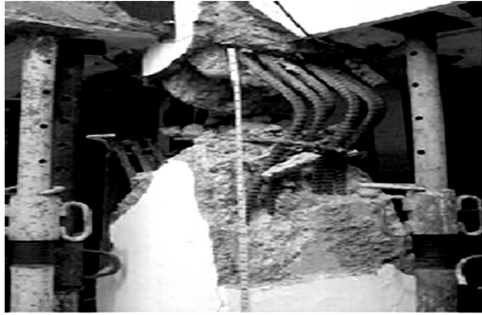
تحقیقات و بررسی‌ها در مورد وضعیت اجرای ساختمان‌های بتن مسلح در کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتنی موجود در مقابل زلزله شدیداً آسیب‌پذیرند. ستون‌ها نیز به‌عنوان عضوی مهم در این ساختمان‌ها از این قاعده مستثنی نیستند. آسیب‌پذیری ستون‌ها ممکن است به‌علت جزئیات اشتباه یا در بعضی موارد به‌علت طراحی نادرست باشد. این نقص باعث شکست ترد ستون بدون شکل‌پذیری لازم شده و تحت بارهای محوری و لنگر خمشی خرابی‌های ناخواسته‌ی مانند خرد شدن زودهنگام بتن در هنگام زلزله به‌علت مقاومت پایین بتن، و لغزش آرماتور طولی قبل از تسلیم به‌علت طول وصله‌ی ناکافی، باز شدن آرماتورهای عرضی به‌علت وجود قلاب با خم ۹۰ درجه و شکست‌های برشی را به همراه خواهند داشت.

به‌عنوان راه حلی برای کاهش آسیب‌پذیری ستون‌های بتن مسلح ساخته شده با این نقص می‌توان از FRP استفاده کرد. استفاده از FRP برای تعمیر و تقویت سازه‌ها در دنیا در حال افزایش بوده و در بعضی موارد به‌علت سبکی، حمل آسان، سادگی اجرا و غیره جایگزین روش‌های کلاسیک تعمیر و تقویت شده است.

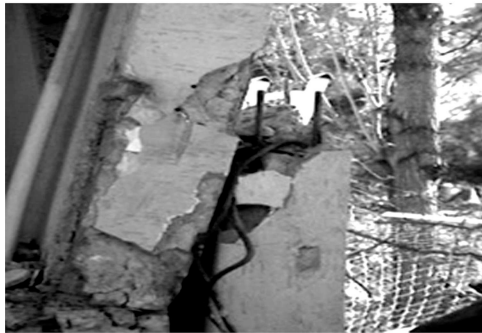
در این تحقیق برای بررسی تأثیر الیاف پلیمری در تقویت ستون‌ها، از ستون‌های مطابق آیین‌نامه‌ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ استفاده شده است که دارای طول وصله‌ی ناکافی، خاموت با فاصله‌ی زیاد و زاویه‌ی قلاب ۹۰ درجه‌اند.^[۱] بدین منظور ۱۰ نمونه مطابق آیین‌نامه‌ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ طراحی شده است. همچنین برای مقایسه،

فهرست علائم

b, d	طول و عرض مقطع
b_c	بعد مقطع محصور شده
C	ضریب چسبندگی
E_j	مدول کشسانی الیاف
f_{yfr}	مقاومت تسلیم آرماتور عرضی
f'_c, f_c	مقاومت فشاری بتن محصور نشده
f_{cc}	مقاومت فشاری بتن محصور شده
f_t	مقاومت کششی بتن
f_r	فشار محصور شدگی
h	بعد ستون
K	شاخصه‌ی محصور شدگی
L	ارتفاع ستون
s	فاصله‌ی آرماتورهای عرضی
t_j	ضخامت کل الیاف
ϕ	زاویه‌ی چسبندگی
ϵ_{cf}	۵٪ کرنش نهایی الیاف FRP
ϵ_{cc50}	کرنش نظیر ۵٪ مقاومت فشاری بتن
ϵ_{cc1}	کرنش نظیر مقاومت فشاری حداکثر بتن
ϵ_{cu}	کرنش نهایی بتن
ϵ_j	کرنش حد پارگی الیاف
ρ_w	درصد حجمی آرماتور عرضی



شکل ۱. خرابی شدید در ستون و فاصله زیاد آرماتور عرضی (زلزله ۱۹۹۹ کلمبیا). [۷]



شکل ۲. خرابی به علت کمبود طول وصله در بالا و پایین ستون زلزله Bingöl ترکیه (۲۰۰۳). [۷]

مسلح به علت کمبود محصور شدگی به علت فاصله‌ی زیاد آرماتورهای عرضی و یا جزئیات نامناسب دیگر در زلزله‌ها شدیداً آسیب‌پذیر بوده‌اند. به علت وضعیت ساخت و ساز و مشکلات مربوط به طراحی، میزان آسیب‌پذیری ستون‌ها در اثر این نقص در ایران ممکن است زیاد باشد.

۲. اثر محصورشدگی در مقاطع مستطیلی

به‌وسیله‌ی آرماتور عرضی و FRP

محصورشده‌گی توسط آرماتور عرضی و اثر آن بر مقاومت و شکل‌پذیری از مفاهیم کلاسیک در بحث طراحی ستون‌های بتنی است. در ادبیات فنی می‌توان به مدل‌های مختلف این محصورشدگی در مقاطع مستطیلی دست یافت. [۴-۶] واضح است که آرماتور عرضی همراه با افزایش کرنش نهایی بتن باعث افزایش شکل‌پذیری بتن می‌شود. این افزایش کرنش نهایی در حالت محصورشدگی با الیاف کامپوزیت بسیار بیشتر است، ولی کاربری محصورشدگی با الیاف کامپوزیت برای مقاطع مستطیلی نسبت به مقطع مدور بیشتر است؛ زیرا نقاطی از هسته بیشتر تحت فشار محدودکننده قرار دارند حال آن‌که نقاطی همچون گوشه‌های مقطع تقریباً تحت فشار قرار ندارند. تیز بودن گوشه‌ها باعث می‌شود که اکثر خرابی‌ها به علت پارگی الیاف کامپوزیت در گوشه‌های مقطع اتفاق بیفتد. (شکل‌های ۳ و ۴).

ستون‌هایی که دقیقاً مطابق الزامات آیین‌نامه‌ی آبا ساخته شده‌اند. ۲ نمونه نیز مطابق با این آیین‌نامه طراحی شده است. ناحیه مفصل خمیری ۵ عدد از نمونه‌های مطابق آیین‌نامه قبل از ۱۹۷۱ با چهار لایه از الیاف کامپوزیت از نوع شیشه تقویت شده‌اند.

در این نوشتار پس از تشریح نحوه‌ی مدل‌سازی تمامی نمونه‌ها با نرم‌افزار، ANSYS 5.4 با روش استاتیکی غیرخطی با کنترل تغییر مکان تحلیل می‌شوند تا عملکرد نمونه‌ها مورد بررسی قرار گیرد. به طوری کلی هدف این نوشتار بررسی عملکرد ستون‌های بتن مسلح ساخته شده در کشور (که با استفاده از جزئیات آیین‌نامه‌ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ طراحی شده‌اند) و ستون‌های طراحی شده مطابق آیین‌نامه‌ی آبا و تأثیر تقویت ناحیه‌ی مفصل خمیری با الیاف شیشه بر عملکرد ستون‌های مطابق آیین‌نامه ACI قبل از سال ۱۹۷۱ است. ابعاد، مقاومت بتن و فولاد و بارهای اعمال شده بر ستون‌ها مطابق آزمایش‌های انجام شده در آزمایشگاه است. [۲] در انتهای نوشتار، مقایسه‌ی پوش منحنی پسماند نمونه‌ی که در آزمایشگاه تحت بارگذاری سیکلی قرار گرفته با نمونه‌ی تحلیل شده با نرم‌افزار نشان می‌دهد که نتایج به دست آمده از مدل اجزاء محدود در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی دارای نتایج قابل قبولی است.

۱. خرابی‌های ستون‌ها در زلزله‌های گذشته

براساس مطالعات انجام شده، خرابی ستون‌های بتن مسلح و آسیب‌وار در ستون‌ها در اثر بارهای زلزله را به صورت زیر می‌توان طبقه‌بندی کرد: [۳]

۱. خرابی به علت لنگر رفت و برگشتی و برش کم تحت اثر فشار محوری زیاد که معمولاً در ستون‌های لاغر مطابق رابطه‌ی مقابل رخ می‌دهد.

$$\alpha = \frac{M}{Vh} = \frac{L}{\lambda h} \geq 3/5$$

۲. خرابی به علت برش رفت و برگشتی و لنگرخمشی کم با فشار محوری زیاد که در ستون‌های چاق مطابق رابطه‌ی مقابل رخ می‌دهد.

$$\alpha = \frac{M}{Vh} = \frac{L}{\lambda h} < 3/5$$

۳. خرابی در ناحیه‌ی وصله در ستون‌ها به‌خصوص در ناحیه‌ی پای ستون.

خرابی در ناحیه‌ی وصله به علت کمبود طول وصله یا وصله کردن درصد زیادی آرماتور در یک مقطع رخ می‌دهد که باعث ترد شدن آن مقطع می‌شود. تا قبل از سال ۱۹۷۱ طول وصله‌ها عموماً به صورت فشاری طرح می‌شد و از این رو حتی ساختمان‌های ساخته شده طبق آیین‌نامه‌ی تا قبل از سال ۱۹۷۱ دارای کمبود طول وصله‌اند. زلزله‌های اخیر در نقاط مختلف دنیا نشانگر این مطلب است.

خرابی‌های دو نمونه ستون به علت فاصله‌ی زیاد آرماتور عرضی و طول وصله‌ی ناکافی در شکل‌های ۱ و ۲ نشان داده شده است. خرابی‌های ستون‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که اکثر ساختمان‌های بتن

۴. مدل سازی محصورشدگی توسط آرماتور عرضی و GFRP

در مدل های عددی یا تحلیلی ستون ها از توزیع آرماتور عرضی استفاده شده است. برای اعمال محصورشدگی توسط آرماتور عرضی از مدل محصورشدگی استفاده شده است. در نهایت، پس از بررسی مدل های مختلف از مدل Park, Priestly, Gill استفاده شد.^[۹] منحنی تنش-کرنش و روابط مربوط به مقاومت محصورشده ی بتن داخل آرماتور عرضی و کرنش نهایی بتن محصور شده در شکل ۵ و نیز در فرمول های ۱ تا ۴ آورده شده است.

$$K = 1 + \frac{\rho_w f_{yw}}{f_c} \quad (1)$$

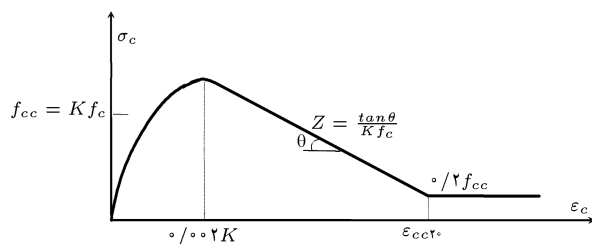
$$\varepsilon_{cc50} = \frac{3 + 0.129 f_c}{145 f_c - 1000} + 0.175 \rho_w \left(\frac{b_c}{s} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

$$z = \frac{0.15}{\varepsilon_{cc50} - \varepsilon_{cc1}} \quad (3)$$

$$f_{cc} = K f_c \quad (4)$$

مطابق جدول ۲، مقدار مقاومت فشاری ۱۸۸/۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است و برای انواع فاصله آرماتورهای عرضی مقدار افزایش مقاومت فشاری از فرمول های مدل محصورشدگی Park, Priestly, Gill محاسبه شده است.^[۳]

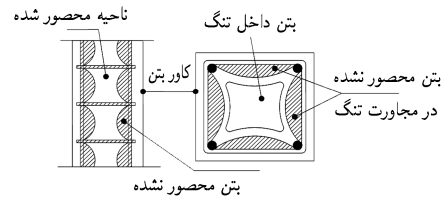
ستون بتن مسلح متداول، از یک هسته ی بتنی محصور در آرماتورهای عرضی و تعدادی آرماتور طولی در پیرامون هسته ی محصورشده، و یک پوشش بتنی در اطراف آرماتورهای عرضی تشکیل یافته است. افزودن پوشش کامپوزیتی FRP بر محیط ستون، سبب محصورشدن پوشش بتنی و اعمال محصورشدگی اضافی بر هسته ستون می شود.



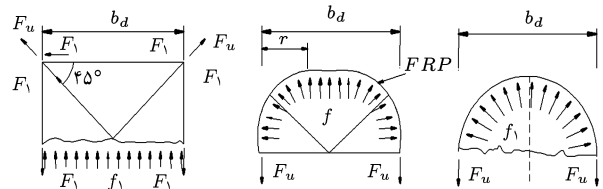
شکل ۵. نمودار تنش-کرنش مدل محصورشدگی با آرماتور عرضی.^[۹]

جدول ۲. مقاومت فشاری بتن محصورشده در آرماتور عرضی برای اعمال در تحلیل.^[۳]

ناحیه ی مورد بررسی	مقاومت بتن محصور نشده (Kg/cm ²)	ρ_w	K	f'_{cc} (kg/cm ²)
$\phi 2 @ 6$	۱۸۸/۵	۰/۰۰۶۴۵	۱/۱	۲۰۷/۴
$\phi 4 @ 15$	۱۸۸/۵	۰/۰۰۲۵۸	۱/۰۴	۱۹۶
پوشش ستون	۱۸۸/۵	۰	۱	۱۸۸/۵



شکل ۳. چگونگی محصورشدگی در مقطع مربعی توسط آرماتور عرضی.^[۳]



شکل ۴. چگونگی تمرکز تنش در ستون های مستطیلی در حالت محصورشدگی با الیاف FRP.^[۸]

۳. طراحی نمونه ها

به طور کلی از ۱۲ نمونه ی طراحی شده ۱۰ نمونه طبق آیین نامه ی ACI قبل از ۱۹۷۱ و ۲ نمونه طبق آیین نامه ی آبا طراحی شدند. از ۱۰ نمونه ی طراحی شده طبق آیین نامه ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ ۵ نمونه با ۴ لایه ی FRP نوع شیشه یی تا ۲۴ سانتی متر از پای ستون تقویت شدند. ارتفاع نمونه های طراحی شده ۸۰ سانتی متر و مقطع آنها 150×150 میلی متر با ۸ آرماتور به قطر ۸ میلی متر از نوع فولاد با مقاومت تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و آرماتورهای عرضی به قطر ۴ میلی متر و با مقاومت تسلیم ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع به فاصله ی ۱۵۰ و ۶۰ میلی متر به ترتیب در ستون های طراحی شده مطابق ACI قبل از ۱۹۷۱ و آبا هستند (فقط در پای ستون تا ۲۴ سانتی متر آرماتور عرضی به فاصله ی ۶۰ میلی متر قرار گرفته و سایر ارتفاع ستون به فاصله ی ۱۵۰ میلی متر است). طول وصله در ستون مطابق آیین نامه ی ACI قبل از ۱۹۷۱، ۱۶ سانتی متر و در ستون مطابق آبا ۴۰ سانتی متر است.

برای تقویت ۲۴ سانتی متر از پای ستون ها با ۴ لایه ی GFRP نوع E و ۲۰۰ گرمی با الیاف عمود بر هم که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است استفاده شده است. ۲۴ سانتی متر معادل یک و نیم برابر طول وصله ی آرماتورها است (طول وصله ۱۶ سانتی متر است). ضخامت هر لایه تقریباً ۰/۲ میلی متر است.

جدول ۱. مشخصات الیاف شیشه نوع E استفاده شده در تحلیل.^[۳]

کرنش حدگسیختگی	چگالی	مقاومت کششی	مدول یانگ	ضریب انبساط گرمایی
۰/۰۴۸	۲/۵۴ gr/cm ³	۱۷۵۰۰ kg/cm ²	7×10^5 kg/cm ²	$10^{-6} 1/c$

فرض کرد که بتن بعد از رسیدن به ظرفیت نهایی خود به‌عنوان ماده‌ی کشسانی-خمیری کامل عمل می‌کند.^[۱۴]

معیار خرابی به کار گرفته شده برای ستون‌های طراحی شده معیار شکست ویلیام وارنک است. این معیار از قابلیت در نظر گرفتن خردشدگی و ترک‌خوردگی در بتن برخوردار است. در این مدل‌سازی از قابلیت ترک‌خوردگی استفاده شده، و به‌جای کاربرد قابلیت خردشدن بتن در اثر فشار در قسمت‌هایی از ستون، از معیار تسلیم دراگر-پراگر^۲ استفاده خواهد شد.

زمانی که بتن تحت ترکیب بار محوری و لنگر خمشی قرار می‌گیرد، ناحیه‌هایی از مقطع ستون که ترک خورده‌اند فقط قابلیت تحمل و انتقال نیروی برشی وارد شده (در جهت عمود بر راستای ترک‌خوردگی که راستای محوری ستون است) را دارند. براساس معیار شکست ویلیام-وارنک، سختی المان‌ها صفر می‌شود تا اینکه نیرو از این نقطه به نقاط دیگر منتقل شود و نقاط دیگر دچار ترک‌خوردگی شوند.^[۱۵] در ناحیه‌ی فشاری مقاطع، با توجه به ضریب پواسون و انبساط حجمی بتن، المان‌های بتن تحت فشار جانبی حاصل از المان‌های محصورکننده قرار می‌گیرند و براساس معیار ویلیام-وارنک تا جایی که مقاومت برشی مقطع اجازه بدهد، از ظرفیت محصورکنندگی FRP استفاده می‌کنند. براساس معیار تسلیم دراگر-پراگر که اصلاح شده‌ی معیار فون میسز است، و نیز براساس تنش سه‌محوره پایه‌گذاری شده در اثر محصورشدگی و فشار جانبی، المان‌های قرار گرفته در ناحیه فشاری مقطع که محصور شده‌اند، نسبت به بتن محصورنشده افزایش مقاومت و افزایش کرنش محوری خواهند داشت که این توسط مدل‌های محصورشدگی یاد شده نیز قابل توصیف است.

معیار گسیختگی در نظر گرفته شده برای الیاف کامپوزیت شیشه، معیار Tsai-Wu است. در این مدل گسیختگی، معیار خرابی با ترکیب و اندرکنش تنش‌های مجاز در تمام جهات به‌دست می‌آید.^[۱۵]

۶. اعمال پارامترهای مدل غیرخطی دراگر-پراگر

در حالت عادی مقدار ضریب چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک در مدل دراگر-پراگر مطابق رابطه‌های ۸ و ۹ محاسبه می‌شود:

$$\sin \phi = \frac{f'_c - f_t}{f'_c + f_t} \quad (۸)$$

$$C = \frac{f'_c \times f_t}{f'_c - f_t} \operatorname{tg} \phi \quad (۹)$$

براساس توضیحات و تفسیر بیان شده پیرامون محصورشدگی یک ستون بتن‌آرمه که کل مقطع آن به‌وسیله‌ی پوششی از FRP محصور شده، و نیز هسته‌ی این مقطع که تحت فشار حاصل از آرمتور عرضی قرار گرفته، واضح است که برای پوشش بتنی و هسته‌ی بتنی در چنین

ستون بتن مسلحی که شامل بتن با مقاومت فشاری محصور نشده (f'_c) است و هسته‌ی آن توسط آرمتور عرضی محصور شده و نیز کل مقطع ستون توسط الیاف FRP محصور شده، پس از بارگذاری محوری، هسته‌ی آن تحت فشار جانبی قرار می‌گیرد. برای مدل‌سازی اثر محصورشدگی بتن در الیاف FRP باید از مدل محصورشدگی استفاده کرد. اصولاً مدل‌های محصورشدگی در ستون‌های مستطیلی کم‌تر از ستون‌های دایره‌یی است که احتمالاً علت آن پیچیده بودن محصورشدگی در ستون‌های مستطیلی است. مدل‌های متعددی برای محصورشدگی الیاف کامپوزیت وجود دارد^[۱۰-۱۳] که در این نوشتار تنها از یک مدل خاص استفاده شده است.^[۹] این مدل در ضمن ساده بودن اکثر مشخصات الیاف را داراست و علاوه بر آن با انجام آزمایشات مختلف در دانشگاه نوادا مورد تأیید قرار گرفته است. رابطه‌ی به‌دست آمده از مدل یاد شده عبارت است از:

$$f_r = K_e \left(\left(\frac{E_j \varepsilon_j t_j}{d} \right) + \left(\frac{E_j \varepsilon_j t_j}{b} \right) \right) \quad (۵)$$

که در آن مقدار ضریب K_e برای مقاطع مستطیلی برابر ۰٫۷۵ است.^[۱۳] در نهایت، مقاومت فشاری محصور شده براساس رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$f_{cu} = f'_c + 98 f_r^{0.7} \quad (۶)$$

که در آن f_r ، f'_c ، f_{cu} بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع محاسبه می‌شوند، و نیز کرنش بیشینه‌ی بتن از رابطه‌ی ۷ به‌دست می‌آید:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{\varepsilon_{cf}}{0.9 - 0.23 \operatorname{Ln} \left(\frac{f_r}{f'_c} \right)} \quad (۷)$$

یک پوشش کامپوزیتی به‌ضخامت t و مدول کشسانی E در کل دو نوع محصورشدگی بر بتن مقطع ستون وارد می‌کند: ابتدا بر پوشش بتنی با ضلع b و مقاومت فشاری f'_c تأثیر می‌گذارد و سبب افزایش مقاومت فشاری پوشش بتن به $f'_{cc-cover}$ می‌شود. دوم، بر اثر اعمال فشار بر بتن هسته با مقاومت فشاری f_{cc-s} سبب افزایش مقاومت فشاری بتن هسته به $f_{cc-total}$ می‌شود (این قسمت تحت تأثیر دو فشار محصورشدگی است).

۵. معیارهای گسیختگی در نظر گرفته شده برای بتن

FRP و

رفتار بتن محصور شده را تحت اثر بارهای وارده می‌توان به سه قسمت تقسیم کرد: الف) تغییر شکل بدون ترک‌خوردگی و به‌طور کشسانی؛ ب) تشکیل و توزیع ترک؛ ج) تغییر شکل‌های خمیری. بنابراین می‌توان چنین

پخش شده در مقطع تأثیری در ازدیاد ترک‌ها ندارد. این در حالی است که در حالت مدل‌سازی آرماتور طولی با 8 Link آرماتورها تقریباً در محل کرنش بیشینه قرار دارند.

در مورد آرماتورهای عرضی نیز در هر دو حالت این آرماتورها در کل حجم ستون توزیع شدند ولی اثر محصورشدگی توسط آرماتورهای عرضی مطابق مدل فرض شده در ستون دیده شده است. برای مدل‌سازی FRP از المان Shell99 استفاده شده است که از یک سو قابلیت تعریف لایه لایه مصالح تا ۱۰۰ لایه و از سوی دیگر قابلیت در نظر گرفتن تغییرشکل‌های بزرگ (برای تحلیل غیرخطی) را دارد. [۱۵] شرایط تکیه‌گاهی در پای ستون گیردار کامل و سر ستون نیز آزاد است. این ستون‌ها با مقیاس ۱/۲ ساخته شده‌اند و تغییر مکان ۵ سانتی‌متر به صورت تدریجی به سر ستون وارد می‌شود. نیروی محوری در نمونه‌های مختلف متفاوت است. علت انتخاب این نوع مدل این است که این ستون‌ها با همین مقیاس در آزمایشگاه ساخته شده [۲] و صحت نتایج آزمایشگاهی حاصله با نتایج تحلیلی تأیید شده است. برای همگراشدن تحلیل غیرخطی در سر ستون و در محل اعمال بار از ورق فولادی به ضخامت ۱ سانتی‌متر استفاده شده است.

۸. پوش ظرفیت ستون‌های تقویت شده و تقویت

نشده

به دست آوردن پوش ظرفیت نمونه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی، به سازه اجازه‌ی ورود به ناحیه‌ی غیرخطی را می‌دهد. در اینجا از منحنی ظرفیت نیرو-تغییر مکان استفاده می‌شود. با افزایش بار محوری ظرفیت باربری ستون کاهش می‌یابد که این در مورد ستون‌های تقویت شده نیز صادق است. مقادیر بار محوری از $(0.75 Ag f'_c)$ تا $(0.75 Ag f'_c)$ منغیر بوده‌اند.

ستون‌های تقویت شده به علت وجود الیاف عمود بر امتداد ستون افزایش یافته است. در ابتدای تحلیل، احتمالاً به خاطر آنکه هنوز لنگر در ستون زیاد نیست، نمودارهای نمونه‌ها تحت بارهای متفاوت تقریباً بر هم منطبق است. ولی با افزایش تغییر مکان زوال مقاومت در نمونه‌ها مشاهده می‌شود. در شکل‌های ۶ تا ۸ نمونه طبق جزئیات آیین‌نامه‌ی آبا تحت بار محوری $(6/36)$ و $(2/12)$ تن و نمونه‌های ساخته شده طبق ACI قبل از سال ۱۹۷۱ تحت بارهای محوری $(2/12)$ ، $(4/24)$ ، $(6/36)$ ، $(8/48)$ ، $(10/6)$ تن و نیز نمونه‌های تقویت شده تحت بارهای محوری $(2/12)$ ، $(4/24)$ ، $(6/36)$ ، $(8/48)$ ، $(10/6)$ تن و تمام نمونه‌ها تحت تغییر مکان ۵ سانتی‌متر (۶٪ تغییر مکان نسبی) تحلیل شده و نمودار ظرفیت آنها ارائه شده است. شکل‌پذیری نمونه‌های تقویت شده در این شکل‌ها کاملاً مشهود است.

ستونی دو دسته پارامتر متفاوت برای مدل رفتاری دراکر-پراگر باید در نظر گرفت.

ضریب محصورشدگی پوشش بتنی که مقاومت فشار محصورشدگی آن تحت تأثیر فشار جانبی ناشی از الیاف به $f_{cc-cover}$ رسیده از رابطه‌ی ۱۰ به دست می‌آید. با استفاده از روابط ارائه شده [۱۴]، زاویه‌ی اصطکاک داخلی و ضریب چسبندگی بتن نیز براساس روابط ۱۱ و ۱۲ به دست می‌آید.

$$K_{cover} = \frac{f_{cc-cover} - f'_c}{f_{1-1}} \quad (10)$$

$$\theta_{cover} = 2 \left(\tan^{-1} \sqrt{K_{cover}} - 45 \right) \quad (11)$$

$$C_{cover} = \frac{f'_c (1 - \sin \theta_{cover})}{2 \cos \theta_{cover}} \quad (12)$$

در مورد هسته‌ی مقطع بتنی، پس از محاسبه‌ی مقاومت فشاری f_{cc-s} که حاصل از فشار جانبی آرماتورهای عرضی است، مقاومت فشاری نهایی $f_{cc-total}$ که بر اثر اعمال فشار جانبی حاصل از الیاف FRP بر بتن با مقاومت f_{cc-s} به وجود آمده، به وسیله‌ی یکی از روابط ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور، محاسبه می‌شود.

پس از محاسبه‌ی ضریب محصورشدگی هسته براساس رابطه‌ی ۱۳، زاویه‌ی اصطکاک داخلی و ضریب چسبندگی هسته‌ی بتنی که تحت تأثیر محصورشدگی حاصل از آرماتور عرضی و FRP قرار دارد از روابط ۱۴ و ۱۵ به دست می‌آید.

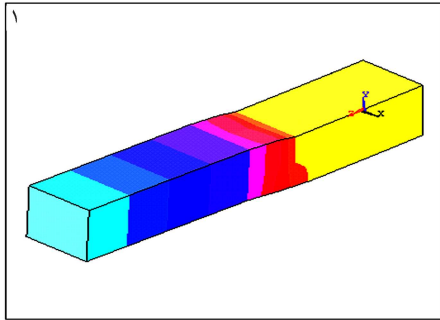
$$K_{core} = \frac{f_{cc-total} - f'_c}{f_{1-1} + f_{1-1}} \quad (13)$$

$$\theta_{core} = 2 \left(\tan^{-1} \sqrt{K_{core}} - 45 \right) \quad (14)$$

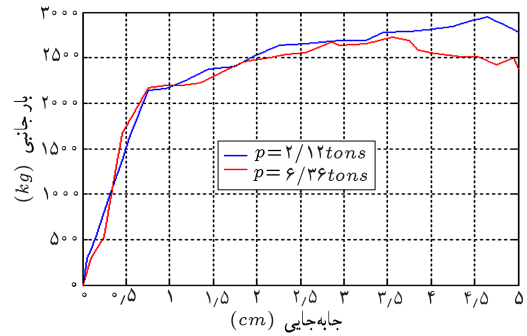
$$C_{core} = \frac{f'_c (1 - \sin \theta_{core})}{2 \cos \theta_{core}} \quad (15)$$

۷. نحوه‌ی مدل‌سازی و شرایط تکیه‌گاهی نمونه‌ها

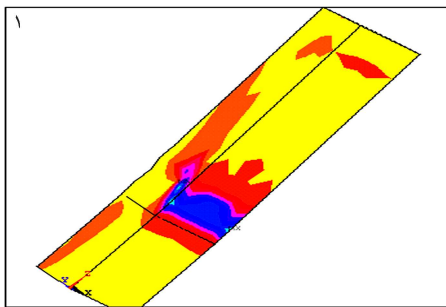
در مدل‌سازی بتن ستون‌ها از المان Solid65 و برای مدل‌سازی آرماتور طولی یک بار از المان Link8 و بار دیگر از توزیع حجمی آرماتور طولی در مقطع استفاده شد. در مدل‌سازی آرماتور طولی با Link8 جواب‌ها به واقعیت نزدیک‌تر بود. در حالت استفاده از Link8 علی‌رغم تعریف مقدار آرماتور یکسان با حالت قبل، پاسخ سازه بهتر بوده و تحت بارگذاری بالاتری سازه دچار خرابی شده است. به نظر می‌رسد که این افزایش در باربری به دلیل موقعیت آرماتورهای طولی است، به طوری که در حالت معرفی آرماتورها بصورت درصدی در المان SOLID 65 به دلیل پراکنده بودن آرماتورها در حجم ستون، ممان اینرسی خمشی نسبت به حالت اخیر کم‌تر بوده است؛ ضمن این‌که در حالت پخش آرماتور ترک‌ها به راحتی از المانی به المان دیگر منتقل می‌شوند و آرماتور



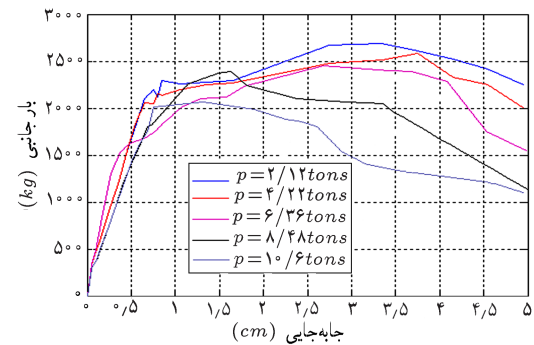
شکل ۹. تغییر شکل در طول ستون بر اثر ۵ سانتی متر تغییر مکان جانبی مطابق آیین‌نامه‌ی آبا با ۶٫۳۶ تن بار محوری.



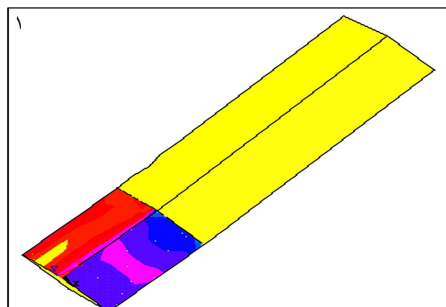
شکل ۶. منحنی پوش ظرفیت نیرو تغییر مکان نمونه‌های طرح شده طبق آیین‌نامه‌ی آبا.



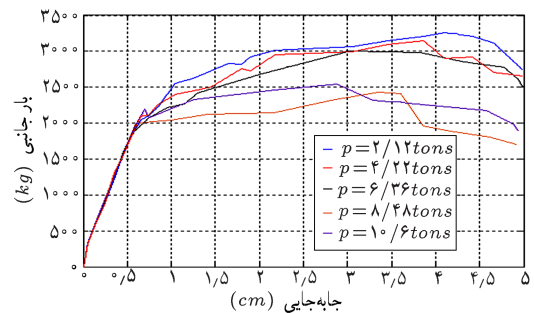
شکل ۱۰. نسبت تنش در ستون تقویت شده مطابق آیین‌نامه‌ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ با بار محوری ۶٫۳۶ تن در تغییر مکان ۴٫۶۸ سانتی‌متر.



شکل ۷. منحنی پوش ظرفیت نیرو تغییر مکان نمونه‌های طرح شده طبق آیین‌نامه‌ی ACI قبل از ۱۹۷۱.



شکل ۱۱. توزیع تنش طبق معیار فون‌میزسز مطابق آیین‌نامه‌ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ با بار محوری ۲٫۱۲ تن در تغییر مکان ۴٫۶۸ سانتی‌متر.



شکل ۸. منحنی پوش ظرفیت نیرو تغییر مکان نمونه‌های طرح شده طبق آیین‌نامه‌ی ACI پیش از ۱۹۷۱، و سپس تقویت‌شده.

۹. مقایسه‌ی پوش نمونه‌ی آزمایشگاهی با نمونه‌ی

تحلیلی

در این قسمت پوش منحنی پسماند آزمایشگاهی ستون تقویت‌شده با پوش ظرفیت نمونه‌های تحلیلی برای نمونه با بار محوری ۶٫۳۶ تن مقایسه شده است. ستون‌های ساخته شده در آزمایشگاه دارای مقطع و آرماتور طولی و عرضی و مشخصات مکانیکی مصالح مشابه با نمونه تحلیلی هستند؛ با این تفاوت که به جای گیرداری پای ستون، در نمونه‌های آزمایشگاهی از فونداسیون به ابعاد ۶۰×۴۰ و ارتفاع ۳۵ سانتی‌متر استفاده شده است که گیرداری کامل ستون را ایجاد می‌کند. نمودار مقایسه شده در شکل ۱۲ نشان داده شده است. [۱]

در شکل‌های ۹ تا ۱۱ به ترتیب، تغییر شکل ستون تقویت شده، نسبت تنش بر روی بتن در ستون تقویت شده، و تنش طبق معیار فون‌میزسز نشان داده شده است. مطابق شکل ۹ به علت محصورشدگی ناحیه‌ی مفصل خمیری در ستون تقویت شده، تغییر شکل ستون تقریباً از وسط ارتفاع آن شروع شده است. تمرکز تنش در شکل ۱۰ در محل قطع الیاف FRP مشهود است. همچنین با توجه به تنش‌های ایجاد شده در شکل ۱۱ بر روی الیاف FRP تنش‌ها در حد مجاز است. چنان‌که در شکل ۶ نشان داده شده است ستون طرح شده طبق آیین‌نامه‌ی آبا از شکل‌پذیری نسبتاً خوبی برخوردار است که با افزایش بار محوری مقداری از شکل‌پذیری آن کاسته می‌شود.

۳. با افزایش بار محوری مقدار شکل پذیری ستون های تقویت شده نسبت به ستون های تقویت نشده بیشتر می شود که احتمالاً علت آن تمایل بتن در ناحیه ی مفصل برای کرنش جانبی است. الیاف در این حالت از کرنش جانبی بتن جلوگیری کرده و باعث افزایش شکل پذیری ستون می شوند.

۴. با افزایش بار محوری، شکل پذیری ستون های تقویت شده و نشده مطابق آیین نامه ی ACI قبل از سال ۱۹۷۱ کاهش می یابد.

۵. اکثر تنش ها ابتدا در ناحیه ی قطع آرماتور در انتهای وصله متمرکز و سپس به بقیه ی نقاط ناحیه ی مفصل خمیری منتقل شده است.

۶. در ستون های تقویت شده، در محل قطع الیاف FRP و نیز گوشه ی ستون ها شدیداً تمرکز تنش مشاهده می شود. ولی هیچ گونه پارگی در زمان تحلیل در محل قطع الیاف و گوشه ی ستون ها دیده نشده است. نتایج آزمایشگاهی نیز مؤید این امر هستند.

۷. ظرفیت خمشی نمونه های تقویت شده به علت الیاف در جهت طول عضو و نیز محصورشدگی در پای ستون به مقدار ۱۵ تا ۲۰ درصد نسبت به نمونه های تقویت نشده افزایش یافته است.

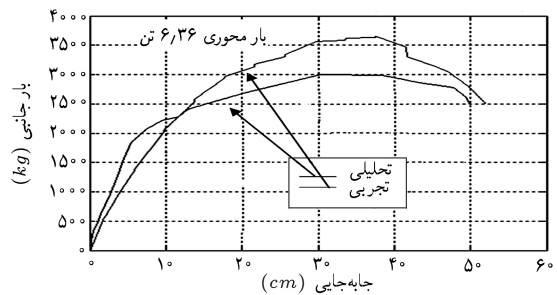
۸. کرنش در بتن فشاری در ستون با بار محوری زیاد بیشتر است.

۹. با افزایش بار محوری تنش در الیاف افزایش می یابد. ولی هیچ گونه پارگی یا تغییر شکل خمیری در الیاف دیده نشد.

۱۰. مقایسه ی پوش منحنی ظرفیت در حالت تحلیل عددی و آزمایشگاهی نشان می دهد که روش مدل سازی توضیح داده شده در مورد ستون های بتن آرمه تقویت شده با الیاف کامپوزیت می تواند به جواب های قابل قبول و دقیقی منتهی شود.

۱۱. در ستون های تقویت شده مفصل خمیری به بالای ناحیه ی تقویت شده منتقل شده است.

۱۲. مدل سازی آرماتور با المان Link 8 نسبت به حالت توزیع آرماتور در حجم جواب های قابل قبول تری دارد.



شکل ۱۲. مقایسه ی منحنی پوش ظرفیت نیرو-تغییر مکان نمونه ی تقویت شده در تحلیل و آزمایش.

نتیجه گیری

کاربرد جزئیات مناسب در محل وصله در پای ستون ها، از اهمیت به سزایی در رفتار سازه های بتن مسلح تحت اثر زلزله برخوردار است. متأسفانه در سازه هایی که با ویرایش های گذشته ی آیین نامه ها طراحی و اجرا شده اند و یا به دلایل اجرایی این جزئیات از شرایط لازم برای محصورشدگی بتن برخوردار نیستند این نقص وجود دارد.

برای ارتقا عملکرد ستون هایی با شرایط ذکر شده که مقاومت برشی کمی دارند، می توان از روش تقویت با الیاف GFRP استفاده کرد. این روش می تواند باعث افزایش ظرفیت برشی و نیز شکل پذیری و مقاومت خمشی این ستون ها شود. برای تحلیل ستون های تقویت شده از روش تحلیل اجزاء محدود استفاده شد برای اطمینان از صحت نتایج، نمودار پوش ظرفیت تحلیلی و آزمایشگاهی ستون تقویت شده مقایسه شد و نشان داده شد که جواب ها از دقت قابل قبولی برخوردارند. علاوه بر موارد یاد شده، با توجه به بررسی های به عمل آمده می توان نتایج زیر را نیز ارائه داد:

۱. به علت سختی زیاد ناحیه ی وصله نسبت به کل ارتفاع ستون، تغییر مکان ستون از ناحیه ی بعد از وصله آغاز شده است؛ بدان معنا که انحنای ناحیه ی وصله ثابت است.
۲. با افزایش بار محوری ظرفیت باربری جانبی ستون های تقویت نشده تا دو برابر کاهش یافته است. این کاهش ظرفیت باربری در ستون های تقویت شده کم تر است.

پانویس

1. Glass Fiber Reinforced Polymer
2. Drucker-Prager

منابع

1. Lynn, A.C., Moehle, J.P., Mahin, Stephen A. and Holmes, William T., "Seismic evaluation of

existing reinforced concrete building column", Earthquake Spectra, **12**(4), (1996).

۲. زنجانی زاده، وحید. «بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی تعمیر و تقویت لرزه یی ستون های بتن مسلح»، پایان نامه ی کارشناسی ارشد رشته مهندسی زلزله، به راهنمایی دکتر ساسان عشقی، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۸۴).

3. Penelis, G. and Kappos, A.J, "Earthquake-resistance concrete structures", E &FN Spon Published (1997).
4. Sheikh. S.A., and Uzumeri. S, "Strength and ductility of tied concrete columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **106**(5), pp. 1079-1102 (1980).
5. Mander. J.B., Priestley, M.J.N. and Park. R, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **114**(8), pp. 1804-1826 (1988).
6. Saatcioglu. M., and Razvi. S, "Strength and ductility of confined concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **118**(6), pp. 1590-1607 (1992).
7. www.nisee.com.
8. Campione. G., Miraglia. N. and Scibilia. N, "Compressive behavior of R.C members strengthened with carbon fiber reinforced plastic layers", *International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structure III*, Malaga, Spain, pp. 397-406 (2001).
9. Park. R, Priestley. M.J. and Gill. W.D, "Ductility of square-confined concrete columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **108**(ST4), pp. 135-137 (1982).
10. Toutanji. H.A, "Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets", *ACI Material Journal*, **96**(3), pp. 397-404 (1999).
11. Xiao. Y. and Wu. H, "Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composites jackets", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **12**(2), pp. 139-146 (2000).
12. Lam. L. and Teng. J.G, "Strength models for fiber reinforced plastic confined concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **128**(5), pp. 612-623 (2002).
13. Pulido. C, Saiidi. S.M, Sanders. D, Itani. A. and El-Azaay. S, "Seismic performance of two-column bents-part1: retrofit with carbon fiber reinforced fabrics", *ACI Structural Journal*, **101**(4) (2004).
14. Mirmiran. A, Zagers. K. and Yuan. W, "Non-linear finite element modeling of concrete confined by fiber composites", *Finite Element in Analysis and Design*, pp. 79-96 (2000).
15. ANSYS®, *Structural Nonlinearities Manual*, Swanson Analysis System, Houston, PA (1995).
16. Eshghi. S. and Zanjani-Zadeh. V, "Experimental study on seismic strengthening of square concrete columns with lap splice deficiencies by glass fiber-reinforced polymer", Paper No: 1635, *Proceeding of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, (2006).