

تحلیل تئوری و اجزای محدود ستون‌های HPFRCC در پل‌های راه و راه‌آهن تحت بار خارج از مرکز

محمدجواد معمار، دانشجوی دکتری سازه، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

علی خیرالدین*، استاد ممتاز، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

علی همتی، استادیار، گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

Email: kheyroddin@semnan.ac.ir

دریافت: ۱۳۹۹/۰۲/۲۶ - پذیرش: ۱۳۹۹/۰۴/۲۵

چکیده

پل‌های بتن آرمه از مهمترین عناصر سازه‌ای در سیستم حمل و نقل جاده‌ای و ریلی می‌باشند. استفاده از مصالح جایگزین بر پایه سیمان که رفتار مطلوب‌تری در کشش نسبت به بتن داشته باشند، همواره مورد توجه است. مصالح کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC)، به علت رفتار سخت‌شوندگی کرنشی پس از ایجاد اولین ترک در کشش و ایجاد پل‌های بین ترک‌ها به علت وجود الیاف در این مواد، رفتار مقاوم‌تر و شکل پذیرتری نسبت به بتن معمولی در کشش از خود نشان می‌دهند. در این مطالعه، رفتار ستون‌های بتنی و HPFRCC در پل‌ها که تحت بار محوری خارج از مرکز ناشی از بار مرده عرشه پل می‌باشند، با استفاده از روش اجزای محدود، به کمک نرم‌افزار ABAQUS و روش تئوری، پس از صحت‌سنجی با نتایج آزمایشگاهی، با یکدیگر مقایسه و بررسی شده است. همچنین، اثر پارامترهای بیشینه مقاومت فشاری، کرنش نهایی کششی کامپوزیت‌های سیمانی و مقدار آرماتورهای طولی بر تغییرات منحنی اندرکنش بار محوری - لنگر خمشی در ستون‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که توان باربری ستون‌های بتن مسلح و HPFRCC مسلح در ناحیه کنترل فشار منحنی اندرکنش بار محوری - لنگر خمشی به یکدیگر تقریباً نزدیک است. ولی مقدار خروج از مرکزیت متعادل و توان باربری ستون HPFRCC مسلح در ناحیه کنترل کشش منحنی، به علت تغییر رفتار کامپوزیت‌های سیمانی در کشش نسبت به بتن بیشتر از ستون بتن مسلح است. مقدار این افزایش توان باربری متغیر و وابسته به مقدار خروج از مرکزیت بار محوری بوده و بین ۵/۲ تا ۴۲/۷ درصد می‌باشد. همچنین، مقدار افزایش خروج از مرکزیت متعادل ۲۰٪ است.

واژه‌های کلیدی: ستون پل‌های راه و راه‌آهن، کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند، اجزای محدود، اندرکنش بار محوری-لنگر خمشی، خروج از مرکزیت متعادل

۱. مقدمه

شوندگی کرنشی پس از تشکیل اولین ترک کششی و ایجاد پل‌های بین ترک‌های کششی به وسیله الیاف پلی وینیل الکل^۳ (PVA) که در این مصالح موجود است و با کنترل عمق ترک‌های کششی و جلوگیری از رشد ترک‌های چندگانه در عرض عضو سازه‌ای، رفتاری مقاوم‌تر و شکل‌پذیرتر نسبت به بتن معمولی خواهند داشت (وانگ و همکاران، ۲۰۱۴؛ کیائو و همکاران، ۲۰۱۹). استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی به جای بتن معمولی در ستون پل‌ها، منجر به کاهش عرض ترک‌های کششی و افزایش توان باربری ستون، نسبت به پل‌های تماماً بتنی خواهد شد (حسینی و گنجتورک، ۲۰۱۹؛ ژانگ و همکاران، ۲۰۱۹). مقادیر حداکثر مقاومت فشاری و مقاومت کششی HPFRCC و بتن تقریباً نزدیک به یکدیگر و به ترتیب بین ۲۰ تا ۹۰ مگاپاسکال و ۲ تا ۱۰ مگاپاسکال می‌باشد. آنچه که باعث تفاوت این دو ماده می‌شود، مقدار کرنش نهایی کششی کامپوزیت‌های سیمانی می‌باشد که بین ۰.۲٪ تا ۰.۸٪ خواهد بود (کوانگ و همکاران، ۲۰۱۶؛ لین و همکاران، ۲۰۲۰). این قابلیت تحمل کرنش زیاد در کشش موجب می‌شود این مصالح کامپوزیتی در دسته‌ای جدا از بتن‌های الیافی مسلح^۴ (FRC) طبقه بندی شوند (چو و همکاران، ۲۰۱۲؛ گنجتورک و الناشای، ۲۰۱۳).

مطالعات زیادی در زمینه کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند و استفاده از آنها در ستون پل‌ها انجام شده است. ژانگ و همکاران (۲۰۱۹) اثر استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی در ستون پل‌های بتن آرمه مربعی شکل را در مقیاس آزمایشگاهی مورد بررسی قرار داده‌اند. هر ستون تحت بار محوری فشاری خالص و بار جانبی سیکلیک قرار گرفته است. آنها فقط در طول ناحیه پلاستیک ستون پل بتن آرمه (۲۸٪ ابتدایی طول ستون تا تکیه‌گاه)، از کامپوزیت‌های سیمانی به جای بتن معمولی استفاده کرده‌اند. بدین منظور، سه حالت کلی در نظر

پل‌ها یکی از حیاتی‌ترین عناصر سازه‌ای در زیرساخت‌های حمل و نقل هر کشور می‌باشند. لذا، به منظور خدمات رسانی مطلوب و حفظ سرمایه ملی، حفظ و دوام این سازه بسیار حائز اهمیت می‌باشد. در طراحی راه‌ها، به علت فرارگیری پایه پل‌ها در مسیر رودخانه‌ها و یا مسیرهای آبی، یکی از خرابی‌های رایج و معمول که مشاهده شده است، خوردگی آرماتورهای فولادی ستون پل‌های بتن آرمه و در نتیجه خرابی و آسیب پل‌ها می‌باشد (ارشدی و همکاران، ۱۳۹۸). یکی از دلایلی که منجر به خوردگی آرماتورها می‌شود، وجود بازشدگی و ترک-خوردگی‌های متعدد کششی در رویه ستون پل‌های بتن آرمه به علت ضعف و شکنندگی بتن در بارگذاری‌های کششی و به دنبال آن نفوذ یون کلر و مواد خورنده به آرماتورهای فولادی می‌باشد (ترونگ و همکاران، ۲۰۱۷؛ سینگ و همکاران، ۲۰۱۹). بر اساس گزارش مدیریت فدرال بزرگراه‌های آمریکا (FHWA، ۲۰۱۷)، نزدیک به ۴۰٪ از پل‌های بتن آرمه در ایالات متحده تا پایان سال ۲۰۱۷ بیش از ۵۰ سال دارای قابلیت بهره‌برداری بوده‌اند و ۵۴۵۶۰ پل معیوب هستند. سرمایه مورد نیاز برای تعمیر این پل‌ها بیش از ۱۲۳ میلیارد دلار است. به همین ترتیب، وضعیت ایمنی پل‌ها در چین خوش‌بینانه نیست. در حال حاضر، حدود ۱۳٪ از پل‌ها در چین دارای مشکلات جدی ناشی از آسیب ساختاری و زوال طبیعی هستند (شین و همکاران، ۲۰۱۸). لذا استفاده از مصالحی بر پایه سیمان که قابلیت‌های خوب فشاری بتن را داشته باشد و در عین حال بتواند عملکرد کششی بتن را بهبود ببخشد، همواره مورد توجه طراحان بوده است. مصالح کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند^۱ (HPFRCC)، یا کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده^۲ (ECC)، به علت نداشتن درشت‌دانه در ساختار خود و رفتار سخت

3- Poly Vinyl Alcohol

4- Fiber Reinforced Concrete

1 - High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composite

2- Engineered Cementitious Composite

گرفته شده، که شامل: کل ستون پل از جنس بتن معمولی، ستون در ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک تماماً از جنس HPFRCC و حالت آخر ترکیب بتن و HPFRCC در ناحیه مفصل پلاستیک می‌باشد. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی در طول مفصل پلاستیک به جای بتن معمولی می‌تواند شدت خرابی‌های کششی در پایه ستون و عرض ترک‌های کششی را کاهش داده و ظرفیت باربری و شکل‌پذیری را به ترتیب به میزان ۱۶٪ و ۳۳٪ افزایش دهد. اگر ۴۴٪ مساحت داخلی مقطع ستون در ناحیه مفصل پلاستیک از بتن معمولی و بقیه از جنس کامپوزیت سیمانی باشد، ظرفیت باربری و شکل‌پذیری نسبت به ستون تماماً بتنی به ترتیب ۱۰٪ و ۲۲٪ افزایش خواهد یافت. لی و همکاران (۲۰۱۹)، ستون‌های بتن آرمه و کامپوزیت‌های سیمانی با الیاف پلی‌وینیل‌الکل با مقاومت فشاری زیاد (حدود ۵۴ مگاپاسکال)، تحت بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت زیاد را مورد بررسی آزمایشگاهی و تئوریک قرار داده‌اند. به علت عملکرد بهتر کامپوزیت‌های سیمانی نسبت به بتن در کشش، خروج از مرکزیت بار محوری ۶۶٪ بعد از مقطع ستون در این مطالعه انتخاب شده است که بتواند کشش قابل توجهی در ستون ایجاد کند و اختلاف بتن و کامپوزیت‌های سیمانی را بهتر مورد مقایسه قرار دهد. نتایج نشان می‌دهد که با یکسان در نظر گرفتن تمامی پارامترها در ستون HPFRCC مسلح، بیشینه بار محوری خارج از مرکز ۳۲٪ بیشتر از ستون بتن مسلح بوده و عرض ترک‌های کششی در ستون HPFRCC کمتر از ستون بتنی می‌باشد. همچنین، در ستون کامپوزیت‌های سیمانی، اثر کاهش قطر آرماتورهای فولادی نیز مورد مقایسه قرار گرفته است. با کاهش قطر آرماتور در ستون کامپوزیت سیمانی از ۱۴ به ۱۲ میلی‌متر، توان باربری ۸٪ بیشتر از ستون بتن مسلح با قطر ۱۴ میلی‌متر بوده است. نتایج آزمایشگاهی در این مطالعه با نتایج تئوری مورد مقایسه قرار گرفته است و اختلاف بین نتایج بین ۴/۲ تا

۸/۶- می‌باشد (علامت منفی نشان‌دهنده این است که مقدار نتایج آزمایشگاهی بیشتر از نتایج تئوری است). با کاهش قطر آرماتور طولی در ستون کامپوزیت سیمانی به علت ضعف کششی ستون و اینکه ستون بیشتر تحت رفتار کششی قرار می‌گیرد، مقدار توان باربری ستون در نتایج تئوری بیشتر از نتایج آزمایشگاهی شده است (لی و همکاران، ۲۰۱۹). حسینی و گنجتورک (۲۰۱۹)، به عنوان یک شیوه نوین در ساخت پل‌های بتن آرمه، از کامپوزیت‌های سیمانی به جای بتن معمولی در ستون پل‌ها استفاده کرده‌اند. شیوه تحلیل آنها روش اجزای محدود پس از صحت‌سنجی لازم با نتایج آزمایشگاهی بوده است. به منظور مقایسه رفتار ستون‌های کامپوزیت‌های سیمانی، سه دسته ستون مدل و تحلیل شده است: ستون بتن مسلح، ستون ECC مسلح، و ترکیب بتن و ECC، به گونه‌ای که ۴۰٪ مساحت داخلی ستون دایره‌ای شکل از بتن و پیرامون آن از کامپوزیت‌های سیمانی می‌باشد. هر یک از ستون‌ها تحت بار محوری فشاری خالص ثابت و بار سیکلیک جانبی قرار گرفته شده است. قطر و طول ستون دایره‌ای شکل، با در نظر گرفتن مقیاس لازم با ابعاد واقعی ستون پل‌های بتن آرمه در این مطالعه به ترتیب ۲۰۳ و ۹۱۰ میلی‌متر می‌باشد. برای تحلیل به روش اجزای محدود، ابعاد مش‌بندی ستون ۴۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. نتایج نشان می‌دهد که توان باربری جانبی ستون ECC، ۱۷٪ و برای ستون ترکیبی بتن و ECC، ۱۱٪ بیشتر از ستون تماماً بتنی می‌باشد (حسینی و گنجتورک، ۲۰۱۹). منجوشا و آیالا (۲۰۱۹)، اثر استفاده از مصالح HPFRCC در محیط پیرامونی ستون‌های کامپوزیتی که قسمت داخلی آنها از لوله فولادی که با بتن معمولی پر شده است را تحت بار محوری فشاری خارج از مرکز به روش اجزای محدود مورد مطالعه قرار داده‌اند. ستون کامپوزیتی مورد بررسی در این تحقیق، مربعی شکل و به ابعاد ۳۰۰*۳۰۰ میلی‌متر بوده، به گونه‌ای که لوله فولادی به قطر ۱۵۰ میلی‌متر در

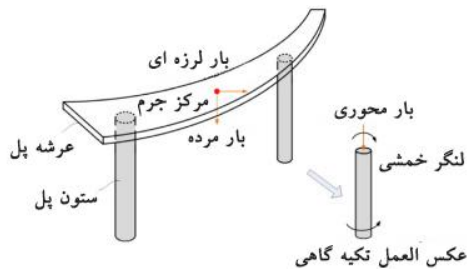
پلاستیک تیر می‌تواند بیشینه نیروی جانبی و تغییر مکان جانبی را به ترتیب ۴۵٪ و ۱۰۹٪ نسبت به قاب بتن مسلح افزایش دهد.

با توجه به قرار گیری مرکز جرم عرشه پل در نقطه-ای خارج از مرکز ستون‌ها (مطابق شکل ۱)، این امر می‌تواند ستون پل‌ها را تحت بار محوری فشاری خارج از مرکز ناشی از بار مرده عرشه‌ی پل قرار دهد، که به علت وزن زیاد عرشه، منجر به کشش قابل توجهی در ستون پل‌ها خواهد شد. لذا، در این مطالعه، رفتار ستون‌های بتن و HPFRCC مسلح در پل‌ها، تحت بار محوری خارج از مرکز، با روش‌های تحلیل تئوری و اجزای محدود مورد مقایسه قرار خواهد گرفت. به منظور دستیابی به منحنی‌های اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی، هر یک از ستون‌ها تحت بار محوری با خروج از مرکزیت‌های متفاوت و خمش خالص قرار می‌گیرد. همچنین، اثرات بیشینه مقاومت فشاری، کرنش نهایی کششی کامپوزیت‌های سیمانی، و مقدار آرماتورهای طولی در تغییرات منحنی‌های اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی ستون‌ها، اختلاف بین نتایج شیوه‌های تحلیل تئوری و اجزای محدود برای هر یک از ستون‌ها و مقایسه نوع خرابی‌های فشاری و کششی ستون‌های بتنی و HPFRCC مورد ارزیابی و مطالعه قرار خواهد گرفت.

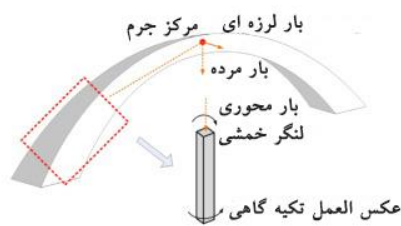
مرکز این ستون، که از بتن معمولی پر شده، قرار گرفته است. ستون تحت بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متر می‌باشد. محیط پیرامون لوله فولادی از جنس HPFRCC مسلح و در حالت دیگر، به منظور مقایسه بهتر، از بتن مسلح تشکیل شده است. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که استفاده از HPFRCC به جای بتن معمولی در پیرامون لوله فولادی ستون کامپوزیتی، می‌تواند توان باربری محوری فشاری ستون را افزایش دهد. مقدار این افزایش وابسته به خروج از مرکزیت بار محوری بوده و به علت ایجاد کشش بیشتر در ستون در خروج از مرکزیت‌های بیشتر، این اختلاف باربری بیشتر می‌شود. توان باربری ستونی که بخشی از آن HPFRCC می‌باشد، در خروج از مرکزیت‌های ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متر به ترتیب ۱۱/۴، ۱۲/۷ و ۱۴/۸ درصد بیشتر از ستون کامپوزیتی است که محیط پیرامونی آن از بتن معمولی می‌باشد. همچنین، نوع خرابی‌های فشاری در این دو ستون به علت تشابه رفتار بتن و HPFRCC در فشار، تقریباً مشابه یکدیگر است. ثقفی و همکاران (۱۳۹۵)، از مصالح HPFRCC برای مقاوم‌سازی اتصالات تیر به ستون پل‌های راه‌آهن (با روش تحلیل اجزای محدود) استفاده کرده‌اند. نتایج این مطالعه نشان داد که استفاده از مصالح HPFRCC در ناحیه هسته و مفصل



پل کامپوزیتی



پل قوسی



شکل ۱. بارهای اعمالی روی ستون پل‌ها (وانگ و همکاران، ۲۰۱۷)

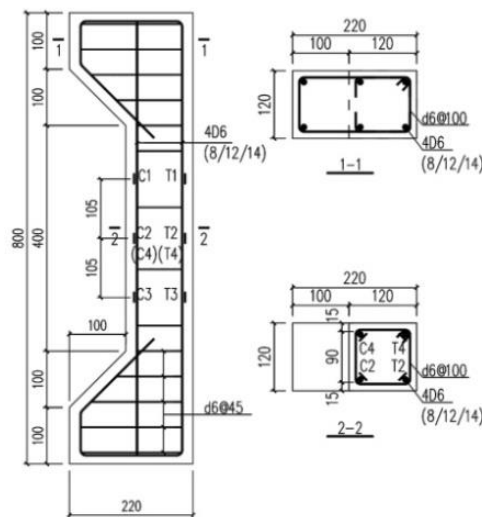
اجرا شده است (شکل ۲). شرایط تکیه‌گاهی ستون‌ها در مطالعه آزمایشگاهی در دو انتها مفصلی می‌باشد. به‌گونه‌ای که قابلیت جابجایی محوری و دوران را دارد؛ ولی در مقابل جابجایی جانبی در بالا و پایین ستون مهار شده است. ستون بتن مسلح در مطالعه لی و همکاران (۲۰۱۹) را R-C و ستون‌های HPFRCC مسلح به آرماتورهای فولادی را R-HPD (D نشان‌دهنده قطر آرماتورهای طولی می‌باشد) نام‌گذاری شده‌اند. قطر آرماتورهای فولادی در ستون بتن مسلح ثابت و برابر با ۱۴ میلی‌متر و در ستون‌های HPFRCC مسلح متغیر و برابر با ۱۰، ۱۲ و ۱۴ میلی‌متر می‌باشد. مقادیر بیشینه تنش فشاری و کرنش نظیر آن و مدول الاستیسیته برای بتن به ترتیب برابر با ۵۳/۸ مگاپاسکال، ۰/۲۱ در صد و ۳۲ گیگاپاسکال و برای کامپوزیت سیمانی به ترتیب برابر با ۵۴ مگاپاسکال، ۰/۲۷ در صد و ۲۱ گیگاپاسکال می‌باشند. تنش اولیه ترک‌خوردگی کششی و تنش نهایی کششی کامپوزیت سیمانی به ترتیب برابر با ۵/۵ و ۶/۸ مگاپاسکال و کرنش نظیر آنها به ترتیب ۰/۲۵ درصد و ۶ درصد می‌باشند. همچنین، مقدار تنش جاری شدن آرماتورهای فولادی ۴۵۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آن ۱۸۵ گیگاپاسکال می‌باشند. موقعیت کرنش‌سنج‌ها برای ثبت تغییر مکان جانبی ستون در شکل ۲، با G_i و T_i نشان داده شده است (لی و همکاران، ۲۰۱۹).

۲. روش‌های تحلیل ستون

در این مطالعه، به علت تعداد زیاد ستون‌های مورد تحلیل و فاصله بسیار نزدیک خروج از مرکزیت‌های بار محوری فشاری (در حدود میلی‌متر)، از روش اجزای محدود و روش تئوری برای تحلیل ستون‌ها استفاده شده است. به منظور اطمینان از نحوه مدل‌سازی مصالح (بتن، HPFRCC و آرماتورهای فولادی)، اندرکنش مناسب بین مصالح، ابعاد مش‌بندی مناسب، روش اعمال بار روی ستون در نرم‌افزار و فرضیات به کار رفته در روابط تئوری، لازم است صحت‌سنجی مناسب بین نتایج این شیوه‌های تحلیل با نتایج آزمایشگاهی انجام شود.

۲-۱. مرور روش آزمایشگاهی

برای صحت‌سنجی نتایج تحلیل تئوری و اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی، از مطالعات آزمایشگاهی لی و همکاران (۲۰۱۹) استفاده شده است. در این تحقیق، ستون‌های بتن مسلح و ستون کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند به همراه آرماتورهای فولادی مطابق شکل ۲، تحت بار محوری فشاری خارج از مرکز با خروج از مرکزیت ۸۰ میلی‌متر، مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفته است. برای اعمال راحت‌تر بار خارج از مرکز در شرایط آزمایشگاهی و مهار ستون، دو ناحیه بالا و پایینی ستون به طول ۱۰۰ میلی‌متر به صورت ماهیچه‌ای شکل

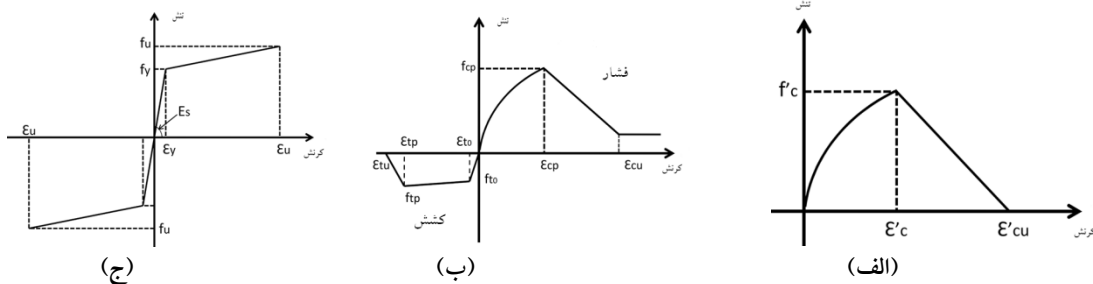


شکل ۲. جزئیات ستون آزمایشگاهی (ابعاد به میلی‌متر می‌باشد) (لی و همکاران، ۲۰۱۹)

می‌دهد (هوگنستاد و همکاران، ۱۹۵۵؛ همتی و همکاران، ۲۰۱۴). از المان سه‌بعدی، هشت گره‌ای و شش‌وجهی Solid (C3D8R)، برای مدل کردن بتن و کامپوزیت‌های سیمانی، و از المان سه‌بعدی و دو گره‌ای Truss (T3D2)، برای مدل کردن آرماتورهای فولادی استفاده شده است. نکته‌ی مهم، اندرکنش مناسب بین آرماتورهای فولادی با بتن یا HSPFRCC، پیرامون خود می‌باشد. درجات آزادی میلگرد نباید مستقل از درجات آزادی بتن یا HSPFRCC پیرامون خود باشد. برای در نظر گرفتن این نکته، قابلیت به نام "Embedded" در نرم‌افزار گنجانده شده است. به وسیله‌ی این قابلیت، می‌توان قطعه‌ای را در درون قطعه‌ی دیگر قرار داد (از طریق قرار دادن گره المان فولاد در المان بتن یا کامپوزیت سیمانی پیرامون خود)، به صورتی که درجات آزادی قطعه درون با استفاده از درجات آزادی اطراف آن، از قطعه‌ی بیرونی درون‌یابی شوند (سلمان و الشراوی، ۲۰۱۸؛ منصف و محمد، ۲۰۱۹).

۲-۲. روش اجزای محدود

در این تحقیق، از نرم‌افزار ABAQUS برای تحلیل غیرخطی اجزای محدود استفاده شده است (آباکوس، ۲۰۱۲). از مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن^۱ (CDP) برای شبیه‌سازی رفتار کششی و فشاری بتن و کامپوزیت‌های سیمانی استفاده شده است (همتی و همکاران، ۲۰۱۶؛ هه و همکاران، ۲۰۱۷). در این مدل، امکان وارد کردن منحنی‌های تنش- کرنش بتن و HSPFRCC در فشار و کشش به نرم‌افزار مطابق شکل‌های ۳- الف و ۳- ب و روابط ۱ تا ۳ فراهم می‌باشد. همانطور که از شکل ۳ مشخص است، بتن و HSPFRCC در فشار رفتاری تقریباً مشابه یکدیگر، ولی رفتاری کاملاً متفاوت در کشش دارند. معیار پلاستیسیته‌ی مورد استفاده برای فولاد، معیار مایسز است. شکل ۳- ج، منحنی تنش- کرنش فولاد و رابطه ۴، ارتباط بین آنها را برای فولاد ارائه



شکل ۳. منحنی تنش-کرنش: الف) بتن تحت فشار، ب) HSPFRCC تحت فشار و کشش و ج) فولاد تحت فشار و کشش

روابط تنش- کرنش HSPFRCC در فشار (همتی و همکاران، ۲۰۱۴):

$$\sigma_{Hc} = f_{cp} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cp}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cp}} \right)^2 \right] \left\langle \text{if} \right\rangle 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{cp}$$

$$\sigma_{Hc} = f_{cp} \left[1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cp}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cp}} \right] \left\langle \text{if} \right\rangle \varepsilon_{cp} \leq \varepsilon < \varepsilon_{cu}$$

(۲)

$$\sigma_{Hc} = k_0 f_{cp} \left\langle \text{if} \right\rangle \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon$$

روابط تنش- کرنش بتن در فشار (هوگنستاد و

همکاران، ۱۹۵۵):

$$\sigma_c = f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \left\langle \text{if} \right\rangle 0 \leq \varepsilon < \varepsilon'_c$$

$$\sigma_c = f'_c \left[1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon'_c}{\varepsilon'_{cu} - \varepsilon'_c} \right] \left\langle \text{if} \right\rangle \varepsilon'_c \leq \varepsilon < \varepsilon'_{cu}$$

(۱)

¹- Concrete Damage Plasticity

فشاری حداکثر دو محوره به یک محوره ($\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$)، نسبت ثابت دوم تانسور تنش (K)، و ویسکوزیته. مقادیر این پارامترها برای بتن مطابق جدول ۱ در نظر گرفته شده است (لایبزه و همکاران، ۲۰۱۹). همچنین، تیسمانس و همکاران (۲۰۱۵) همین مقادیر را برای HPFRCC در نظر گرفته‌اند. فقط مقدار زاویه اتساع داخلی ۳۶ می‌باشد.

جدول ۱. پارامترهای پلاستیسیته بتن

ویسکوزیته	K	$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	ω	Ψ	پارامترها
۰/۰۰۰۱	۰/۶۶	۱/۱۶	۰/۱	۴۰	مقادیر

شرایط مرزی در بالا و پایین ستون، با توجه به نوع محدودیت‌های جابجایی و دوران در ستون (آزاد، مفصلی و گیردار) به ستون شبیه‌سازی شده القا خواهد شد. برای اعمال جابجایی محوری و شرایط مرزی، دو نقطه مبنا در صفحات بالایی و پایینی ستون تعریف می‌شود. موقعیت این نقطه مبنا در صفحه ستون برابر با مقدار خروج از مرکزیت بار محوری فشاری از مرکز ستون تعیین می‌شود. به منظور دستیابی به مقدار حداکثر قابلیت باربری محوری ستون، یک جابجایی محوری (برای ستون‌ها در این مطالعه، این مقدار ۱۰- میلی‌متر در نظر گرفته شده است)، به نقطه مبنا در صفحه بالایی ستون (به عنوان یک شرط مرزی) القا می‌شود. این جابجایی محوری باید به مقداری باشد که بتواند ستون دچار خرابی کامل شود و ظرفیت باربری محوری ستون به درستی تعیین شود. چنانچه این مقدار خیلی کوچک باشد ستون دچار خرابی نمی‌شود و اگر خیلی بزرگ باشد مدت زمان تحلیل بی‌علت افزایش می‌یابد (یوناس و همکاران، ۲۰۱۸). مقدار تقریبی جابجایی محوری اعمالی بر ستون، با توجه به شرایط هندسی ستون، کرنش نهایی فشاری بتن یا HPFRCC و بیشینه مقاومت فشاری بتن یا HPFRCC تعیین می‌شود.

روابط تنش-کرنش HPFRCC در کشش (همتی و همکاران، ۲۰۱۴):

$$\sigma_{Ht} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t0}} f_{t0} \left\langle \begin{array}{l} \text{if} \\ \rightarrow \end{array} \right\rangle 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_{t0},$$

$$\sigma_{Ht} = f_{t0} + \left(\frac{f_{tp} - f_{t0}}{\varepsilon_{tp} - \varepsilon_{t0}} \right) (\varepsilon - \varepsilon_{t0}) \left\langle \begin{array}{l} \text{if} \\ \rightarrow \end{array} \right\rangle \varepsilon_{t0} \leq \varepsilon < \varepsilon_{tp},$$

$$\sigma_{Ht} = f_{tp} \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{tp}}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{tp}} \right) \left\langle \begin{array}{l} \text{if} \\ \rightarrow \end{array} \right\rangle \varepsilon_{tp} \leq \varepsilon < \varepsilon_{tu},$$

$$\sigma_{Ht} = 0 \left\langle \begin{array}{l} \text{if} \\ \rightarrow \end{array} \right\rangle \varepsilon_{tu} \leq \varepsilon$$

(۳)

روابط تنش-کرنش فولاد در فشار و کشش (همتی و همکاران، ۲۰۱۴):

$$\sigma_s = E_s \varepsilon \left\langle \begin{array}{l} \text{if} \\ \rightarrow \end{array} \right\rangle 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_y,$$

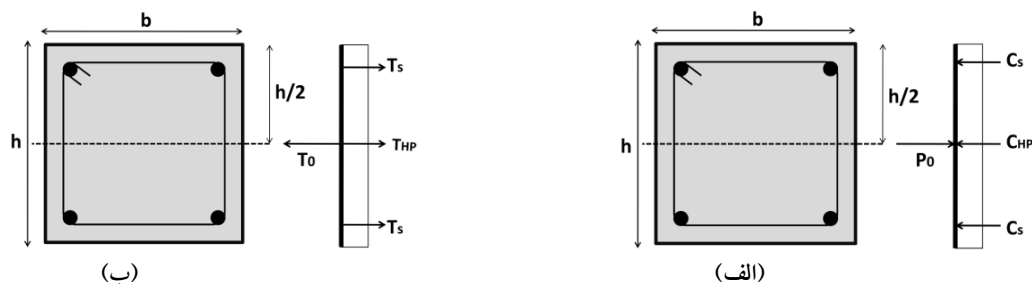
$$\sigma_s = f_y + (f_u - f_y) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \right) \left\langle \begin{array}{l} \text{if} \\ \rightarrow \end{array} \right\rangle \varepsilon_y \leq \varepsilon < \varepsilon_u$$

(۴)

در روابط (۱) تا (۴)، σ_c تنش فشاری بتن، ε کرنش مصالح، f'_c بیشینه تنش فشاری بتن، ε'_c کرنش نظیر بیشینه تنش فشاری بتن، ε'_{cu} کرنش نهایی فشاری بتن، σ_{Hc} تنش فشاری HPFRCC، f_{cp} بیشینه تنش فشاری HPFRCC، ε_{cp} کرنش نظیر بیشینه تنش فشاری HPFRCC، ε_{cu} کرنش نهایی فشاری HPFRCC، σ_{Ht} تنش کششی HPFRCC، f_{t0} تنش کششی HPFRCC در ترک-خوردگی اولیه، ε_{t0} کرنش کششی HPFRCC در ترک-خوردگی اولیه، f_{tp} بیشینه تنش کششی HPFRCC، ε_{tp} کرنش نظیر بیشینه تنش کششی HPFRCC، ε_{tu} کرنش نهایی کششی HPFRCC، σ_s تنش فولاد، f_y تنش جاری شدن فولاد، ε_y کرنش جاری شدن فولاد، f_u تنش نهایی فولاد، ε_u کرنش نهایی فولاد و E_s مدول الاستیسیته فولاد می‌باشند.

در مدل ترکیبی پلاستیک-خسارت بتن (CDP)، باید مقادیر منطقی برای پارامترهای پلاستیسیته مواد سیمانی در نظر گرفته شود. این پارامترها عبارتند از: زاویه اتساع داخلی (Ψ)، خروج از مرکزیت (ω)، نسبت تنش

و ۵- لنگر خمشی خالص (M_0). خروج از مرکزیت متعادل (e_b)، مقداری از خروج از مرکزیت (e)، بار محوری فشاری است که در آن خرابی‌های فشاری و کششی در ستون به طور همزمان ایجاد می‌شوند، به‌گونه‌ای که کرنش فشاری در دورترین تار فشاری HPFRCC و کرنش کششی در آرماتورهای طولی کششی به ترتیب به ϵ_{cu} و ϵ_y خواهند رسید. در ارائه روابط تئوری برای ستون‌ها، دو فرض اساسی: ۱- تغییرات خطی کرنش در ارتفاع مقطع و ۲- برقراری روابط تعادل استاتیک، در نظر گرفته شده است. شکل‌های ۴- الف و ۴- ب، توزیع تنش روی مقطع ستون HPFRCC مسلح را به ترتیب تحت بار محوری فشاری و کششی خالص نشان می‌دهند.



شکل ۴. توزیع تنش در ستون تحت: الف) بار محوری فشاری خالص و ب) بار محوری کششی خالص

فشاری و کرنش نهایی فشاری HPFRCC بوده، و از رابطه ۷ به دست می‌آید (همتی و همکاران، ۲۰۱۴).

$$\alpha = \frac{[2/3\epsilon_{cp} + 0.925(\epsilon_{cu} - \epsilon_{cp})]^2}{2[2/3\epsilon_{cp}\epsilon_{cu} + 0.925(\epsilon_{cu} - \epsilon_{cp}) - 5/12\epsilon_{cp}^2] - (\epsilon_{cu} - \epsilon_{cp})(0.925\epsilon_{cp} + 2.7/6(\epsilon_{cu} - \epsilon_{cp}))} \quad (7)$$

همان‌طور که از روابط مشخص است، HPFRCC بر خلاف بتن، در کشش دارای مقاومت می‌باشد که این نکته، رفتار آن را از ستون‌های بتن مسلح متمایز می‌کند. در بارهای خارج از مرکز فشاری، تمام یا قسمتی از عرض ستون در فشار و قسمتی دیگر در کشش قرار خواهد گرفت. طول ناحیه فشاری در حالت متعادل (α)، از توزیع خطی کرنش در عرض ستون مطابق شکل ۵، و با توجه به مقادیر کرنش نهایی فشاری

برای انجام تحلیل به روش اجزای محدود، ستون باید با ابعاد مناسب مش‌بندی شود (همتی و همکاران، ۲۰۱۳).

۲-۳. روش تئوری

روابط تئوری ارائه شده در این بخش برای ستون‌های HPFRCC مسلح در پنج حالت بارگذاری عبارتند از: ۱- بار محوری فشاری خالص (P_0)، ۲- بار محوری کششی خالص (T_0)، ۳- بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت‌های بزرگتر و مساوی خروج از مرکزیت متعادل (P_e)، ۴- بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت‌های کوچکتر از خروج از مرکزیت متعادل (P_e)

مقادیر حداکثر توان باربری ستون در حالت فشار خالص از رابطه (۵)، و در حالت کشش خالص از رابطه (۶)، به دست می‌آید. در این حالت، به علت فشار یا کشش خالص به وجود آمده در کل مقطع ستون، تمامی آرماتورهای فولادی طولی به حد جاری شدن رسیده‌اند و مقدار تنش در آنها برابر با f_y خواهد بود:

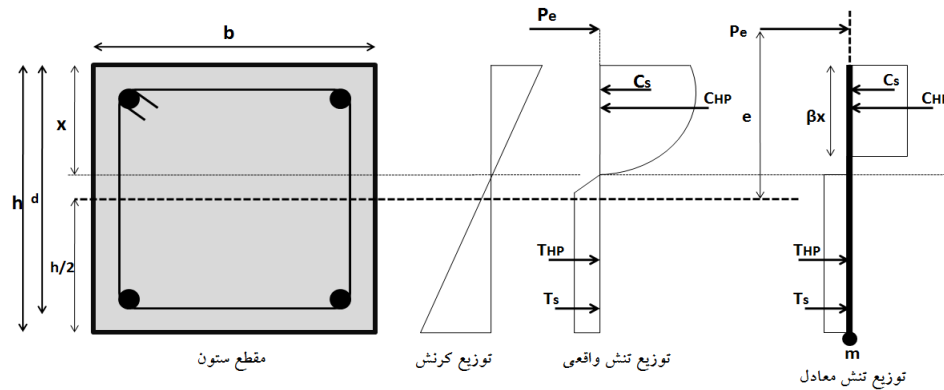
$$P_0 = \alpha \cdot f_{cp} (hb - A_{sc}) + A_{sc} \cdot f_y \quad (5)$$

$$T_0 = f_{t0} (hb - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (6)$$

ضریب α در رابطه (۵) برای تبدیل توزیع تنش از انحنای به خط می‌باشد، که برای بتن برابر با ۰/۸۵ می‌باشد (آیین-نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن آرمه، ۱۳۸۷؛ ACI318-14) و برای HPFRCC وابسته به کرنش، نظیر بیشینه تنش

متعادل، مقدار بار محوری از حل همزمان روابط (۹) و (۱۰) (روابط تعادل نیرو و تعادل لنگر) محاسبه خواهد شد. مقدار تنش در آرماتورهای طولی فولادی کششی، به علت کشش قابل توجه در ستون به حد جاری شدن خواهد رسید. ولی تنش در آرماتورهای طولی فشاری شاید کمتر از حد جاری شدن باشند، و مقدار دقیق آن باید از رابطه (۱۱) محاسبه شود. در بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت کم در هر دو طرف مقطع فشار خواهد بود و یا اگر در یک طرف کشش باشد، تنش در میلگردهای کششی به f_y نخواهد رسید و مقدار دقیق آن از رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود.

HPFRCC و کرنش جاری شدن فولاد مطابق رابطه ۸، محاسبه خواهد شد. چنانچه مقدار طول ناحیه ی فشار (x) ، مقطع ستون HPRC مسلح پس از محاسبات از x_b بیشتر باشد، خروج از مرکزیت بار محوری کم و رفتار ستون بیشتر تحت فشار می‌باشد و چنانچه مقدار طول ناحیه فشار کمتر از x_b باشد، رفتار ستون بیشتر خمشی بوده و خرابی آن بیشتر تحت کشش می‌باشد. شکل ۵، توزیع کرنش در عرض ستون، توزیع واقعی تنش و توزیع معادل سازی شده (بلوک تنش ویتنی) در بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت بالا را نشان می‌دهد. در این حالت و در حالت خروج از مرکزیت



شکل ۵. توزیع تنش ستون تحت بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت زیاد

$$f_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \cdot f_y \leftarrow \text{if } \epsilon_s < \epsilon_y \right.$$

$$f_s = f_y \leftarrow \text{if } \epsilon_s \geq \epsilon_y \right. \quad (11)$$

ضریب β برای تبدیل طول ناحیه فشاری از انحناء به خط استفاده می‌شود، که برای بتن از رابطه ۱۲ و برای HPFRCC وابسته به کرنش نظیر بیشینه تنش فشاری و کرنش نهایی فشاری HPFRCC می‌باشد و از رابطه ۱۳ محاسبه می‌شود (همتی و همکاران، ۲۰۱۴).

ضریب β برای بتن (f'_c بر حسب مگاپاسکال می‌باشد) (همتی و همکاران، ۲۰۱۴):

$$\beta_c = 0.85 \leftarrow \text{if } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \right.$$

$$\beta_c = 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \leftarrow \text{if } 28 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 56 \text{ MPa} \right.$$

(۱۲)

$$x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \cdot d$$

(۸)

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \alpha \cdot f_{cp} \cdot b \cdot \beta x + A_{sc} \cdot f_s = P_e + f_{t0} \cdot b \cdot (h - x) + A_{st} \cdot f_y \quad (9)$$

$$\sum M_m = 0 \Rightarrow \alpha \cdot f_{cp} \cdot b \cdot \beta x \left(h - \frac{\beta x}{2} \right) + A_{sc} f_s (h - d') =$$

$$P_e \left(\frac{h}{2} + e \right) + f_{t0} \cdot b \cdot \frac{(h-x)^2}{2} + A_{st} f_y (h-d)$$

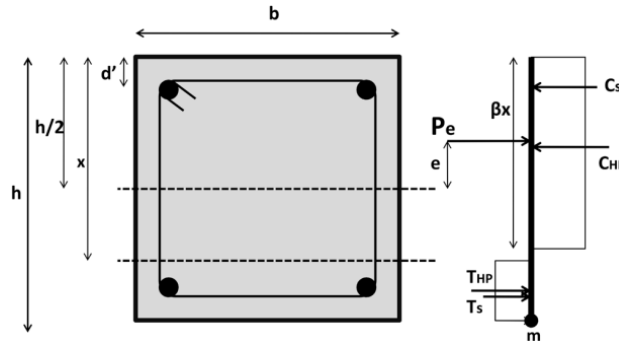
(۱۰)

تنش در آرماتورهای طولی فولادی (تحت فشار یا کشش):

شکل ۶، توزیع تنش ستون تحت بار محوری با خروج از مرکزیت کم را نشان می‌دهد. به علت کم بودن خروج از مرکزیت، قسمت بیشتر ستون تحت فشار قرار می‌گیرد.

$$\beta_c = 0.65 \left\{ \begin{array}{l} \text{if } f'_c \geq 56 \text{ MPa} \\ \text{HPFRCC (همت‌ی و همکاران، ۲۰۱۴):} \end{array} \right.$$

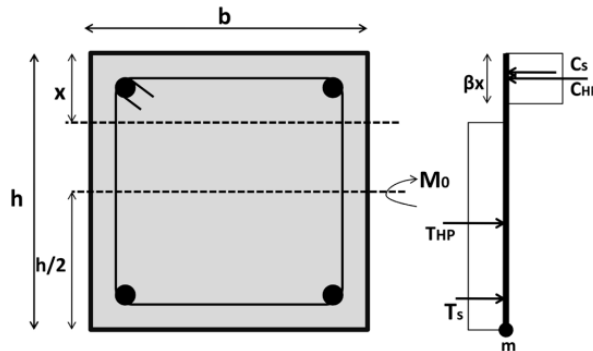
$$\beta = \frac{2[2/3\varepsilon_{cp}\varepsilon_{cu} + 0.925(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cp}) - 5/12\varepsilon_{cp}^2] - (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cp})(0.925\varepsilon_{cp} + 2.7/6(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cp}))}{\varepsilon_{cu}[2/3\varepsilon_{cp} + 0.925(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cp})]} \quad (۱۳)$$



شکل ۶. توزیع تنش ستون تحت بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت کم

عضو HPFRCC مسلح ابتدا طول ناحیه فشاری از رابطه (۱۴) محاسبه و سپس از رابطه (۱۵)، ظرفیت خمشی مقطع به دست می‌آید.

شکل ۷، توزیع تنش عضو HPFRCC مسلح را تحت لنگر خمشی خالص نشان می‌دهد. در این حالت، هیچ نیروی محوری در ستون موجود نیست و مقطع تحت خمشی خالص می‌باشد. برای تعیین مقدار ظرفیت خمشی



شکل ۷. توزیع تنش عضو HPFRCC مسلح تحت لنگر خمشی خالص

در روابط (۵) تا (۱۵)، عرض ستون، h طول ستون، d فاصله آرماتورهای طولی کششی تا دورترین تار فشاری HPFRCC، d' فاصله بین آرماتورهای طولی فشاری تا دورترین تار فشاری HPFRCC، A_{sc} سطح مقطع کل آرماتورهای طولی کششی، A_{st} سطح مقطع کل آرماتورهای طولی کششی، C_{HP} نیروی قابل تحمل HPFRCC در قسمت فشاری ستون، T_{HP} نیروی قابل تحمل HPFRCC در قسمت کششی ستون، C_s نیروی

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \alpha \cdot f_{cp} \cdot b \cdot \beta x + A_{sc} \cdot f_s = f_{t0} \cdot b(h - x) + A_{st} \cdot f_y \quad (۱۴)$$

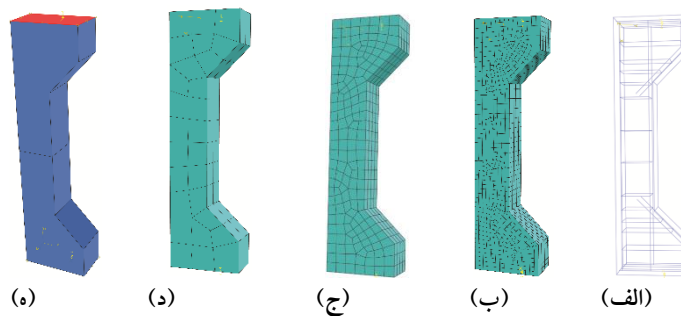
$$\sum M_m = 0 \Rightarrow M_0 = \alpha \cdot f_{cp} \cdot b \cdot \beta x \left(h - \frac{\beta x}{2} \right) + A_{sc} f_s (h - d') - f_{t0} \cdot b \frac{(h - x)^2}{2} - A_{st} f_y (h - d) \quad (۱۵)$$

شبه‌سازی شده است. برای ارزیابی تأثیر ابعاد مش‌بندی ستون‌ها بر نتایج در تحلیل به روش اجزای محدود، ستون‌های R-C و R-HP12 در سه ابعاد مش‌بندی متفاوت (۱۵، ۳۰ و ۶۰ میلی‌متر) مورد تحلیل قرار گرفته است. شکل ۸، موقعیت آرماتورهای طولی و عرضی، ابعاد مش‌بندی و شرایط مرزی این ستون‌ها را نشان می‌دهد. نتایج این شیوه تحلیل و شیوه تحلیل تئوری با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است.

قابل تحمل آرماتورهای طولی در قسمت فشاری ستون و T_s نیروی قابل تحمل آرماتورهای طولی در قسمت کششی ستون می‌باشند.

۴-۲. صحت‌سنجی نتایج روش‌های تحلیل

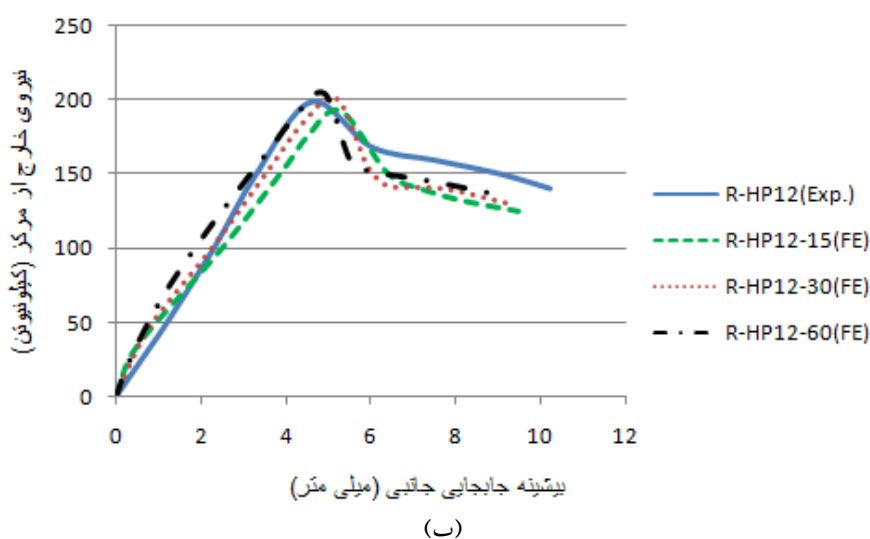
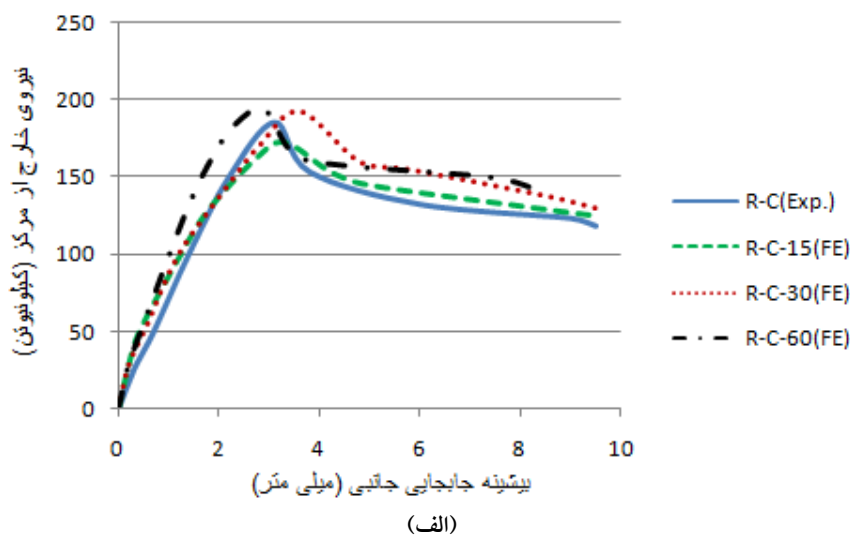
به منظور اطمینان از صحت نتایج اجزای محدود، ستون‌های R-C و R-HPD، در نرم‌افزار ABAQUS



شکل ۸. شبه‌سازی ستون‌های R-C و R-HPD: (الف) موقعیت آرماتورها، (ب) ابعاد مش‌بندی ۱۵ میلی‌متر، (ج) ابعاد مش‌بندی ۳۰ میلی‌متر، (د) ابعاد مش‌بندی ۶۰ میلی‌متر و (ه) شرایط مرزی ستون

نیز مقادیر بیشینه نیروی محوری فشاری با خروج از مرکزیت ۸۰ میلی‌متر برای ستون بتن و HPFRCC مسلح را با سه روش تحلیل و با ابعاد مش‌بندی ۳۰ میلی‌متر در تحلیل اجزای محدود، ارائه می‌کند. به منظور قیاس دقیق‌تر نتایج تئوری و اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. در شکل ۹ و جداول ۲ و ۳، (Exp.) نشان‌دهنده نتایج آزمایشگاهی، (FE) نشان‌دهنده نتایج تحلیل اجزای محدود و (Theo.) نشان‌دهنده نتایج تحلیل تئوری می‌باشند.

برای ستون‌های R-C و R-HP12، منحنی بار محوری-بیشینه جابجایی جانبی ستون (تغییر مکان جانبی در وسط ستون) مطابق شکل ۹، با سه ابعاد مش‌بندی متفاوت ارائه شده است (در شکل ۹، عدد آخر در کنار نام ستون‌ها، نشان‌دهنده ابعاد مش به میلی‌متر در تحلیل اجزای محدود می‌باشد). مقادیر دقیق و بیشینه بار محوری فشاری خارج از مرکز با خروج از مرکزیت ۸۰ میلی‌متر با ابعاد مش‌بندی متفاوت در جدول ۲، برای ستون‌های R-C و R-HP12 ارائه شده است. جدول ۳



شکل ۹. منحنی بار محوری- تغییر مکان جانبی: الف) ستون R-C و ب) ستون R-HP12

جدول ۲. مقادیر بیشینه بار محوری فشاری خارج از مرکز برای ستون‌های R-C و R-HP12 با روش‌های آزمایشگاهی و اجزای محدود با ابعاد مش‌بندی متفاوت (t نشان‌دهنده ابعاد مش‌بندی ستون و بر حسب میلی‌متر می‌باشد، واحد نیرو به کیلو نیوتن است)

ستون	$(P_e)_{Exp.}$ (لی و همکاران)	$(P_e)_{FE}$ (t=15)	$(P_e)_{FE}$ (t=30)	$(P_e)_{FE}$ (t=60)
R-C	۱۸۵	۱۷۲/۶	۱۹۲/۹	۱۹۴/۳
R-HP12	۱۹۹/۵	۱۹۲/۸	۲۰۰/۳	۲۰۴/۸

جدول ۳. مقادیر بیشینه بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت ۸۰ میلی‌متر برای ستون‌های R-HPD و R-C با روش‌های آزمایشگاهی، اجزای محدود و تئوری (واحد نیرو به کیلو نیوتن است)

ستون	$(P_e)_{Exp.}$ (لی و همکاران)	$(P_e)_{FE}$	$(P_e)_{Theo.}$	$\frac{(P_e)_{FE}}{(P_e)_{Exp.}}$	$\frac{(P_e)_{Theo.}}{(P_e)_{Exp.}}$
R-C	۱۸۵	۱۹۲/۹	۱۹۰/۶	۱/۰۴	۱/۰۳

۰/۹۲	۰/۹۵	۲۲۵/۳	۲۳۲/۸	۲۴۶	R-HP14
۰/۹۹	۱	۱۹۷/۲	۲۰۰/۳	۱۹۹/۵	R-HP12
۱/۰۴	۱/۰۶	۱۶۴/۷	۱۶۷/۵	۱۵۸/۸	R-HP10

HP14 و R-HP12 به ترتیب ۳۵/۷ درصد و ۲۰٪ بیشتر از ستون R-HP10 می‌باشد. هر یک از ستون‌های R-C و R-HP12 مسلح، تحت بار محوری فشاری خارج از مرکز با خروج از مرکزیت ثابت و مشخص به مقدار ۸۰ میلی‌متر قرار گرفته است. به علت خروج از مرکزیت زیاد بار محوری فشاری (۶۶٪ بعد مقطع ستون) علاوه بر فشار، کشش قابل توجهی نیز روی ستون ایجاد خواهد شد. دو ماده بتن و HPFRCC دارای رفتاری تقریباً مشابه در فشار ولی کاملاً متفاوت در کشش با یکدیگر هستند. کامپوزیت‌های سیمانی به علت سخت-شوندگی کرنشی پس از تشکیل اولین ترک کششی در منحنی تنش-کرنش کششی خود، رفتاری مقاوم‌تر نسبت به بتن معمولی در کشش از خود نشان می‌دهند. علاوه بر تفاوت رفتار این دو ماده در کشش، مقدار قطر آرماتور طولی نیز در این دو ستون برابر نمی‌باشد. ولی اثر رفتار مقاوم‌تر HPFRCC در کشش نسبت به بتن معمولی بیشتر از اثر تغییرات قطر آرماتور طولی که حدود ۱۶٪ است، می‌باشد. این مقدار خروج از مرکزیت مشخص بار محوری می‌تواند ستون بتن مسلح را به علت ضعف کششی بتن، نسبت به ستون کامپوزیت سیمانی مسلح، بیشتر تحت کشش قرار دهد. یا به بیان دیگر، ستون بتن مسلح بیشتر در ناحیه کنترل کشش منحنی تداخلی بار مجوری-لنگر خمشی نسبت به ستون HPFRCC مسلح قرار گیرد. با توجه به موقعیت قرارگیری ستون در ناحیه کنترل فشار یا کشش منحنی تداخلی بار محوری-لنگر خمشی، و اینکه ستون بیشتر تحت کشش یا فشار قرار خواهد گرفت، و به علت تغییر رفتار منحنی تنش-کرنش بتن یا HPFRCC در فشار و کشش، و همچنین، تأثیر بیشتر ابعاد مش‌بندی بر نتایج

ابعاد مش در تحلیل اجزای محدود مطابق با شکل ۹ و جدول ۲، بر پاسخ ستون‌ها تأثیرگذار می‌باشد. با افزایش ابعاد مش، به علت افزایش سختی ستون‌ها، همانطور که در شکل ۹ دیده می‌شود، در قسمت‌های ابتدایی منحنی، قبل از رسیدن به مقدار بیشینه بار محوری، شیب منحنی تندتر و ستون رفتاری سخت‌تر از خود نشان می‌دهد. در بتن و کامپوزیت‌های سیمانی، با کاهش ابعاد مش، به علت زودتر ترک خوردن عضو در کشش، ظرفیت باربری ستون به طور غیرواقعی کاهش می‌یابد (همتی و همکاران، ۲۰۱۳). از این رو، باید ابعاد مش مناسب برای تحلیل درست اعضای بتنی و کامپوزیت‌های سیمانی به روش اجزای محدود انتخاب شود. در این مطالعه، با توجه به حداقل اختلاف بین ظرفیت باربری ستون‌ها به روش اجزای محدود با روش آزمایشگاهی، برای تحلیل ستون‌ها، در ادامه، ابعاد مش ۳۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

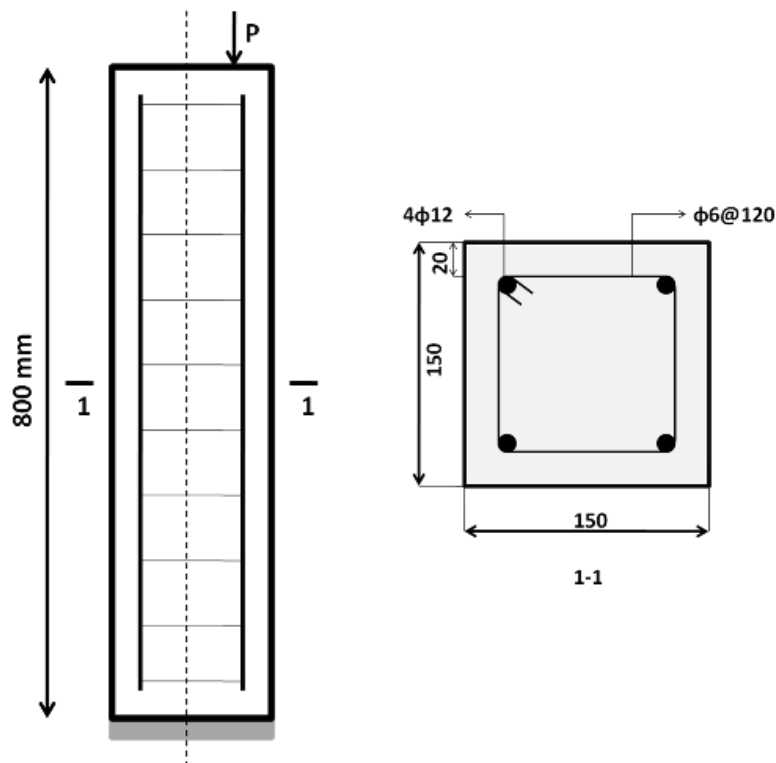
در شکل ۹، در قسمت اولیه منحنی، ستون شبیه‌سازی شده به علت داشتن درجات آزادی کمتر نسبت به ستون آزمایشگاهی، رفتاری سخت‌تر از خود نشان می‌دهد. با ثابت در نظر گرفتن تمامی پارامترها در ستون، مقدار طول ناحیه فشاری (λ)، در ستون کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (به علت رفتار مقاوم‌تر این ماده در کشش) نسبت به ستون بتن مسلح، مقدار ۱۲٪ افزایش می‌یابد. همچنین، در ستون‌های R-HPD، با افزایش قطر آرماتور طولی به علت افزایش مقاومت کششی ستون، طول ناحیه فشاری ستون افزایش می‌یابد. به گونه‌ای که طول ناحیه فشاری در ستون R-

با ابعاد واقعی ستون پل بتنی کاواشیما و همکاران (۲۰۱۲) کوچک شده که نسبت ضریب لاغری ستون (به عنوان پارامتر مهم در تغییرات منحنی‌های تداخلی بار محوری- لنگر خمشی ستون‌ها) تقریباً نزدیک به یکدیگر (حدود ۴٪ اختلاف)، در نظر گرفته شده است. به منظور بررسی تفاوت بین رفتار ستون‌های بتن و HPFRCC مسلح، و اثرات بیشینه تنش فشاری، کرنش نهایی کششی کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند و آرماتورهای طولی در ستون‌ها، بر تغییرات منحنی اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی، مطابق ستون‌های جدول ۴، به دو روش اجزای محدود و تئوری تحلیل خواهند شد. شرایط تکیه‌گاهی ستون در یک انتها گیردار و در انتهای دیگر آزاد می‌باشد. مشخصات مکانیکی بتن و کامپوزیت سیمانی در جدول ۵ ارائه شده است. مدول الاستیسیته بتن و کامپوزیت سیمانی در ستون‌های تحلیلی به ترتیب برابر با ۲۶ و ۱۸ گیگاپاسکال می‌باشد. تعداد و قطر آرماتورهای طولی فولادی به‌گونه‌ای در ستون‌ها می‌باشد که مقدار درصد فولاد موجود در مقطع ρ (نسبت سطح مقطع کل آرماتورهای طولی به سطح مقطع ستون) از مقدار توصیه شده آیین‌نامه ACI318-14، که ۱٪ می‌باشد، کمتر نباشد. مقدار تنش جاری شدن، تنش نهایی و مدول الاستیسیته فولاد آرماتورهای طولی به ترتیب برابر با ۴۰۰، ۶۰۰ مگاپاسکال و ۲۰۰ گیگاپاسکال، و این مقادیر برای آرماتورهای عرضی به ترتیب برابر با ۲۰۰، ۳۲۰ مگاپاسکال و ۲۰۰ گیگاپاسکال می‌باشند.

اجزای محدود، برای ستون‌هایی که در معرض کشش قابل توجه قرار دارند، مقدار اختلاف بین نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی در این دو ستون کمی متغیر می‌باشد. دامنه‌ی این تغییرات به منظور اطمینان از دقت نتایج اجزای محدود باید در یک حد منطقی (حدود ۶٪) در نظر گرفته شود. حداکثر خطای توان باربری ستون‌ها در روش اجزای محدود ۶٪ و در روش تئوری ۸٪ نسبت به روش آزمایشگاهی می‌باشد. با توجه به این اختلاف بین نتایج و انطباق تقریباً مناسب در منحنی بار محوری- جابجایی جانبی بین نتایج اجزای محدود با ابعاد مش‌بندی مناسب و آزمایشگاهی، می‌توان از صحت شبیه‌سازی ستون و فرضیات در نظر گرفته شده در روابط تئوری اطمینان حاصل کرد.

۳. معرفی ستون‌ها برای مطالعه اثر پارامترهای مختلف

ابعاد و طول ستون‌ها در پل‌ها نسبت به ستون ساختمان‌ها بزرگتر می‌باشد. در مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده روی ستون پل‌های بتنی و HPFRCC، به منظور جلوگیری از هزینه‌های آزمایشگاهی و کاهش مدت زمان تحلیل عددی، ابعاد ستون‌های تحلیلی با مقیاسی مناسب با ستون واقعی کوچکتر در نظر گرفته شده است (حسینی و گنجتورک، ۲۰۱۹؛ ژانگ و همکاران، ۲۰۱۹). در این مطالعه، ابعاد ستون مربعی و طول آن مطابق شکل ۱۰، که تحلیل‌های اجزای محدود و تئوری روی آن انجام شده است، به‌گونه‌ای در مقیاس



شکل ۱۰. مشخصات هندسی و موقعیت آرماتورهای طولی و عرضی ستون‌های تحلیلی (ابعاد به میلی‌متر می‌باشند)

جدول ۴. معرفی و نام‌گذاری ستون‌های تحلیلی (واحد تنش‌ها به مگاپاسکال می‌باشد)

ρ (%)	آرماتورهای طولی (میلی‌متر)	ϵ_{tu} (%)	f_{to}	f_{cp}	f'_c	ستون‌های تحلیلی
۲	۴φ۱۲	-	-	-	۳۰	C
۲	۴φ۱۲	۴/۵	۳/۵	۳۰	-	HP
۲	۴φ۱۲	۴/۵	۲/۸	۲۰	-	HP1
۲	۴φ۱۲	۴/۵	۴	۴۰	-	HP2
۱/۴	۴φ۱۰	۴/۵	۳/۵	۳۰	-	HP3
۲/۷	۴φ۱۴	۴/۵	۳/۵	۳۰	-	HP4
۲	۴φ۱۲	۲/۵	۳/۵	۳۰	-	HP5
۲	۴φ۱۲	۶/۵	۳/۵	۳۰	-	HP6

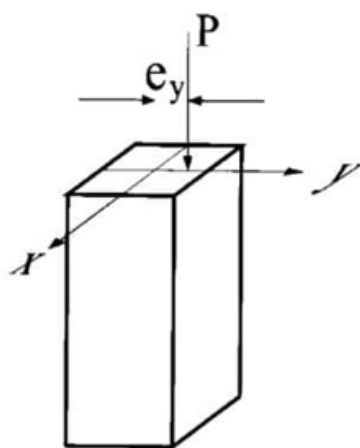
جدول ۵. مشخصات مکانیکی بتن ستون C و کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند ستون HP (واحد تنش‌ها به مگاپاسکال می‌باشد)

مصالح	f'_c	ϵ'_c %	ϵ'_{cu} %	f_{cp}	ϵ_{cp} %	ϵ_{cu} %	f_{t0}	ϵ_{t0} %	f_{tp}	ϵ_{tp} %	ϵ_{tu} %
-------	--------	-----------------	--------------------	----------	-------------------	-------------------	----------	-------------------	----------	-------------------	-------------------

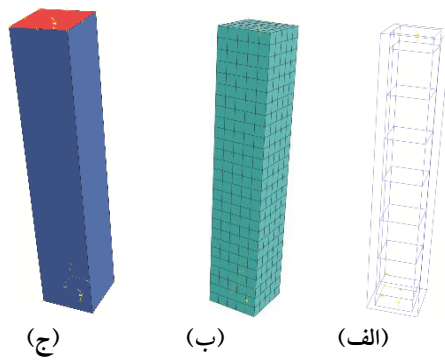
-	-	-	-	-	-	-	-	۰/۳	۰/۲	۳۰	بتن
۴/۵	۴	۵	۰/۰۲۱	۳/۵	۰/۳	۰/۲۱	۳۰	-	-	-	HPFRCC

متفاوت تعریف شده مطابق جدول ۴، و اینکه هر ستون برای دست‌یابی به منحنی بار محوری- لنگر خمشی تحت بارهای متفاوت عبارتند از: بار محوری فشاری خالص، بار محوری کششی خالص، بار محوری فشاری خارج از مرکز با خروج از مرکزیت‌های ۱۵، ۲۵، ۶۰، ۷۵، ۹۰، ۱۰۰، ۱۲۰ و ۱۵۰ میلی‌متر و لنگر خمشی خالص قرار می‌گیرند، لذا ۸۸ ستون با خصوصیات مکانیکی و شرایط بارگذاری متفاوت شبیه‌سازی و تحلیل خواهند شد. مطابق شکل ۱۱، مقدار خروج از مرکزیت‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه از مرکز تقارن ستون (مرکز برش)، اندازه‌گیری شده است. نیروها به‌گونه‌ای به ستون اعمال می‌شوند که تنها خمش تک‌محوره در مقطع ستون ایجاد خواهد شد. ابعاد مش‌بندی برای ستون‌ها ۳۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. شکل ۱۲- الف، موقعیت آرماتورهای طولی و عرضی فولادی، شکل ۱۲- ب، ابعاد مش‌بندی و شکل ۱۲- ج، شرایط مرزی در ستون‌های تحلیلی، شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار، را نشان می‌دهند.

در ستون‌هایی که در آزمایشگاه مورد مطالعه قرار می‌گیرند، برای اعمال بار محوری با خروج از مرکزیت بالا و مهار ستون در بالا و پایین ستون، دو ناحیه ماهیچه-ای شکل تعبیه می‌شود. اما در ستون‌هایی که در نرم‌افزار شبیه‌سازی می‌شوند، به علت اعمال راحت شرایط مرزی و بار محوری با هر خروج از مرکزیت مشخص، می‌توان این نواحی اضافی از ستون را حذف کرد. برای اعمال شرایط مرزی، دو نقطه مبنا در صفحات بالایی و پایینی تعریف می‌شوند. مشخصات دوران و جابجایی حول سه محور به طور جداگانه به این صفحات القا شده تا شرایط مرزی به طور کامل در ستون، شبیه‌سازی شوند. برای اعمال بار محوری فشاری و کششی، جابجایی محوری به ترتیب ۱۰- و ۱۰ میلی‌متر به ستون القا می‌شود. برای بارهای محوری با خروج از مرکزیت، موقعیت نقطه مبنا در صفحه ستون به اندازه‌ی خروج از مرکزیت بار محوری تعیین می‌شود. به‌گونه‌ای که در بار محوری فشاری یا کششی خالص، این نقطه در مرکز ستون قرار می‌گیرد. برای لنگر خمش خالص، دورانی به مقدار ۵ رادیان به نقطه مبنا اعمال می‌شود. با توجه به هشت ستون



شکل ۱۱. بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت تک‌محوره



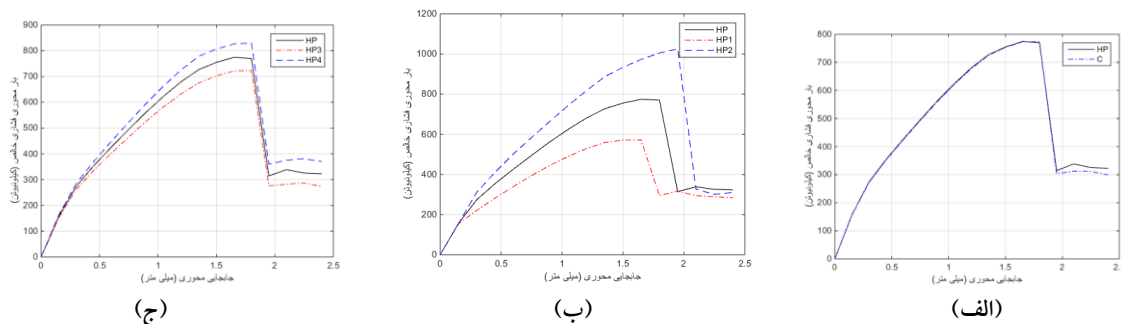
شکل ۱۲. شبیه‌سازی ستون‌های تحلیلی: الف) موقعیت آرماتورهای طولی و عرضی، ب) مش‌بندی و ج) شرایط مرزی

۴. نتایج و بحث

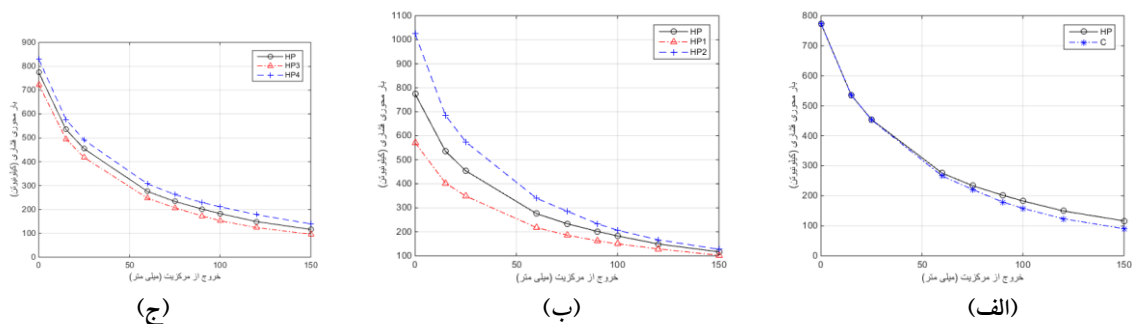
۴-۱. بار محوری فشاری خالص و خارج از مرکز

نتایج تحلیل اجزای محدود برای ستون‌های تحلیلی در این بخش ارائه می‌گردد. شکل‌های ۱۳ و ۱۴ به ترتیب منحنی‌های بار محوری فشار خالص - جابجایی محوری ($P_0 - D$)، و نیروی محوری فشاری خارج از مرکز - خروج از مرکزیت ($P - e$) را برای ستون‌های تحلیلی نشان می‌دهند. برای بررسی راحت‌تر متغیرهای مورد مطالعه (جنس مصالح ستون، بیشینه مقاومت فشاری، کرنش نهایی کششی HPFRCC و آرماتورهای طولی)، منحنی‌ها برای هر متغیر به صورت جداگانه ارائه شده است. افت شدید منحنی‌های بار محوری - جابجایی محوری پس از

نقطه حداکثر بار در شاخه نزولی به علت واگرا شدن حل تحلیل اجزای محدود در اثر آغاز شدن فرایند خردشدگی بتن یا کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند، می‌باشد. رفتاری که در مطالعه به روش اجزای محدود الچالکانی و همکاران (۲۰۱۸) در ستون‌های بتن مسلح نیز دیده شده است. برای شبیه‌سازی افت بار و شاخه نزولی این منحنی نیاز به استفاده از تئوری‌های مکانیک شکست و مقادیر بیشتر ویسکوزیته می‌باشد (الچالکانی و همکاران، ۲۰۱۸). اما هدف این مطالعه صرفاً تعیین بیشینه توان باربری هر ستون به منظور دستیابی به منحنی‌های بار محوری - لنگر خمشی ($P - M$) می‌باشد، که می‌توان از آن اطمینان داشت.



شکل ۱۳. منحنی‌های بار محوری فشاری خالص - جابجایی محوری: الف) اثر جنس مصالح، ب) اثر بیشینه مقاومت فشاری HPFRCC و ج) اثر آرماتورهای طولی



شکل ۱۴. منحنی‌های بار محوری فشاری - خروج از مرکزیت: الف) اثر جنس مصالح، ب) اثر بیشینه مقاومت فشاری HPFRCC و ج) اثر آرماتورهای طولی

مطابق شکل ۱۴-ب، از اثر این متغیر در ستون‌ها کاسته می‌شود. هر چند که با افزایش مقاومت فشاری HPFRCC، مقاومت کششی اولیه آن نیز افزوده می‌شود، ولی اثر افزایش مقاومت فشاری در ستون‌ها بسیار مؤثرتر است. در ستون‌هایی که قطر آرماتور طولی در آنها تغییر پیدا می‌کند، جابجایی محوری، مطابق شکل ۱۳-ج، به علت فشار خالص در مقطع ستون و در نظر گرفتن تمامی پارامترهای فشاری و مشخصات هندسی در این ستون‌ها، ثابت خواهد ماند. ولی توان باربری در ستون‌ها با افزایش قطر آرماتور طولی افزایش می‌یابد. متغیر آرماتور طولی مطابق شکل ۱۴-ج، برخلاف متغیر محوری، در افزایش توان باربری ستون به علت نقش بیشتر آرماتورهای طولی در کشش، مؤثرتر عمل می‌کند. به عنوان مثال، افزایش توان باری ستون HP4 نسبت به ستون HP3 (با افزایش تقریباً دو برابری سطح مقطع آرماتور طولی)، در خروج از مرکزیت ۱۵ میلی‌متر ۱۶٪ و در خروج از مرکزیت ۱۵۰ میلی‌متر ۷/۴۵ درصد می‌باشد. به طور کلی، با افزایش خروج از مرکزیت بار محوری در ستون‌ها، به علت کشش قابل توجه به وجود آمده ناشی از لنگر خمشی در ستون، از ظرفیت باربری ستون کاسته می‌شود. مقدار این کاهش در بار خارج از مرکز با خروج از مرکزیت ۱۵۰ میلی‌متر در ستون‌ها بین ۱۳٪ تا ۱۸٪ بار محوری فشاری خالص خواهد رسید. برای محاسبه لنگر خمشی ناشی از بار خارج از مرکز دو

به منظور ارزیابی دقیق‌تر رفتار مصالح بتن و کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند با یکدیگر در ستون‌های تحت بار خارج از مرکز، تمامی مشخصات هندسی ستون‌های HP، C، و همچنین قطر و تعداد میلگردهای طولی و مشخصات مکانیکی این مصالح در این دو ستون برابر در نظر گرفته شده است. لذا، منحنی بار محوری فشاری - جابجایی محوری مطابق شکل ۱۳-الف کاملاً بر یکدیگر منطبق بوده است. تفاوت هنگامی در این دو ستون قابل مشاهده است که کشش قابل توجهی در این ستون‌ها به وجود آید. مطابق شکل ۱۴-الف، با افزایش خروج از مرکزیت بار محوری، توان باربری ستون HP نسبت به ستون C به علت کشش ناشی از بار خارج از مرکز و به دنبال آن رفتار سخت‌شوندگی کرنشی تحت کشش در مصالح HPFRCC نسبت به بتن معمولی، افزایش می‌یابد. بیشینه این افزایش در خروج از مرکزیت ۱۵۰ میلی‌متر به ۷/۲۸ درصد می‌رسد. با افزایش بیشینه مقاومت فشاری کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در ستون‌ها مطابق شکل ۱۳-ب، توان باربری فشاری ستون افزایش می‌یابد. این افزایش در ستون HP2 نسبت به ستون HP1 که مقاومت فشاری HPFRCC در آن ۲۰ مگاپاسکال افزایش یافته است، در بار فشاری خالص به حدود ۸۰٪ می‌رسد. نکته‌ی مهم در ستون‌هایی که بیشینه مقاومت فشاری HPFRCC در آنها تغییر می‌کند این است که با افزایش خروج از مرکزیت بار خارج از مرکز فشاری،

تحلیل تئوری و اجزای محدود ستون‌های HPFRCC در پل‌های راه و راه‌آهن تحت بار خارج از مرکز

عامل مؤثر، خروج از مرکزیت بار محوری و بیشینه جابجایی جانبی ستون تحت این بار در نظر گرفته شده است. در جداول ۶ و ۷، به ترتیب مقادیر دقیق بیشینه بار محوری و لنگر خمشی برای ستون‌های تحلیلی به روش اجزای محدود ارائه شده است. برای مقایسه بهتر بین ستون‌ها، ظرفیت باربری ستون‌ها نسبت به ستون HP، در جدول ۸ مشخص شده است. مقدار منفی نیرو نشان‌دهنده کششی بودن آن است.

جدول ۶. بیشینه بار محوری با روش اجزای محدود در ستون‌های تحلیلی (واحد نیرو کیلونیوتن می‌باشد)

P_{HP6}	P_{HP5}	P_{HP4}	P_{HP3}	P_{HP2}	P_{HP1}	P_{HP}	P_C	خروج از مرکزیت (میلی‌متر)
۷۷۴/۲	۷۷۴/۲	۸۳۰/۲	۷۲۳/۶	۱۰۲۵	۵۷۱/۶	۷۷۴/۲	۷۷۳/۴	۰ (فشاری)
۵۳۵/۷	۵۳۵/۷	۵۷۷/۲	۴۹۵/۷	۶۸۵/۳	۴۰۲/۸	۵۳۵/۷	۵۳۵/۲	۱۵
۴۵۴/۳	۴۵۴/۳	۴۹۰/۹	۴۱۸	۵۷۴/۵	۳۴۸/۹	۴۵۴/۳	۴۵۳/۴	۲۵
۲۷۵/۷	۲۷۵/۷	۳۰۷/۳	۲۴۷	۳۳۹/۶	۲۱۷/۳	۲۷۵/۷	۲۶۶	۶۰
۲۳۴/۱	۲۳۳/۸	۲۶۲/۹	۲۰۷/۱	۲۸۶	۱۸۶/۳	۲۳۳/۸	۲۲۱/۴	۷۵
۲۰۱/۹	۲۰۱/۷	۲۲۹/۵	۱۷۳	۲۳۳/۸	۱۶۲/۵	۲۰۱/۸	۱۷۹/۲	۹۰
۱۸۳	۱۸۲/۵	۲۱۱/۱	۱۵۳/۱	۲۰۶/۳	۱۵۰/۱	۱۸۲/۸	۱۵۸/۳	۱۰۰
۱۴۹/۶	۱۴۹	۱۷۸/۵	۱۴۲/۲	۱۶۶/۸	۱۲۸/۹	۱۴۹/۴	۱۲۳/۵	۱۲۰
۱۱۹	۱۱۴/۸	۱۳۹/۶	۹۵/۸	۱۲۷/۱	۱۰۲/۳	۱۱۶/۵	۹۰/۵	۱۵۰
-۲۹۸/۲	-۲۶۱	-۳۵۶	-۲۲۲/۸	-۲۸۹/۴	-۲۶۲/۱	-۲۸۰/۶	-۱۹۶/۷	۰ (کششی)

جدول ۷. بیشینه لنگر خمشی با روش اجزای محدود در ستون‌های تحلیلی (واحد لنگر خمشی کیلونیوتن متر می‌باشد)

M_{HP6}	M_{HP5}	M_{HP4}	M_{HP3}	M_{HP2}	M_{HP1}	M_{HP}	M_C	خروج از مرکزیت (میلی‌متر)
۱۰/۸۲	۱۰/۸۲	۱۱/۶	۱۰/۱۵	۱۴/۳۹	۸/۱۶	۱۰/۸۲	۱۰/۸۶	۱۵
۱۳/۹۱	۱۳/۹۱	۱۵/۴۸	۱۲/۹۶	۱۸/۲۳	۱۰/۷۱	۱۳/۹۱	۱۳/۹۷	۲۵
۱۹/۰۸	۱۹/۰۸	۲۱/۱۷	۱۷/۱۹	۲۳/۸۸	۱۴/۸۶	۱۹/۰۸	۱۸/۵۳	۶۰
۱۹/۹۸	۱۹/۹۸	۲۲/۳۷	۱۷/۷۸	۲۴/۷۲	۱۵/۷۳	۱۹/۹۸	۱۸/۹	۷۵
۲۰/۴۴	۲۰/۴۱	۲۳/۱۳	۱۷/۵	۲۳/۷۱	۱۶/۲۹	۲۰/۴۳	۱۸/۱۹	۹۰
۲۰/۳۵	۲۰/۳۲	۲۳/۴۸	۱۷/۱۲	۲۳/۳۸	۱۶/۶	۲۰/۳۴	۱۷/۷۵	۱۰۰

۱۹/۷۶	۱۹/۷۳	۲۳/۴۳	۱۶/۵۹	۲۲/۶۳	۱۶/۸۵	۱۹/۷۵	۱۶/۴۵	۱۲۰
۱۹/۵	۱۸/۷۴	۲۲/۷۷	۱۵/۸۳	۲۱/۱۳	۱۶/۵	۱۹/۱۳	۱۵/۰۹	۱۵۰
۱۶/۶۲	۱۴/۸۶	۱۹/۲۱	۱۳	۱۶/۵۶	۱۴/۳۲	۱۵/۸۳	۱۱/۸	∞

جدول ۸. مقایسه توان باربری ستون‌ها با ستون HP

$\frac{P_{HP6}}{P_{HP}}$	$\frac{P_{HP5}}{P_{HP}}$	$\frac{P_{HP4}}{P_{HP}}$	$\frac{P_{HP3}}{P_{HP}}$	$\frac{P_{HP2}}{P_{HP}}$	$\frac{P_{HP1}}{P_{HP}}$	$\frac{P_C}{P_{HP}}$	خروج از مرکزیت (میلی‌متر)
۱	۱	۱/۰۷	۰/۹۴	۱/۳۲	۰/۷۴	۱	۰(فشاری)
۱	۱	۱/۰۸	۰/۹۳	۱/۲۸	۰/۷۵	۱	۱۵
۱	۱	۱/۰۸	۰/۹۲	۱/۲۶	۰/۷۷	۱	۲۵
۱	۱	۱/۱۱	۰/۹	۱/۲۳	۰/۷۹	۰/۹۶	۶۰
۱	۱	۱/۱۲	۰/۸۹	۱/۲۲	۰/۸	۰/۹۵	۷۵
۱	۱	۱/۱۴	۰/۸۶	۱/۱۶	۰/۸۱	۰/۸۹	۹۰
۱	۱	۱/۱۵	۰/۸۴	۱/۱۳	۰/۸۲	۰/۸۷	۱۰۰
۱	۱	۱/۱۹	۰/۸۳	۱/۱۲	۰/۸۶	۰/۸۳	۱۲۰
۱/۰۲	۰/۹۸	۱/۲	۰/۸۲	۱/۰۹	۰/۸۸	۰/۷۸	۱۵۰
۱/۰۶	۰/۹۳	۱/۲۷	۰/۷۹	۱/۰۳	۰/۹۳	۰/۷	۰(کششی)

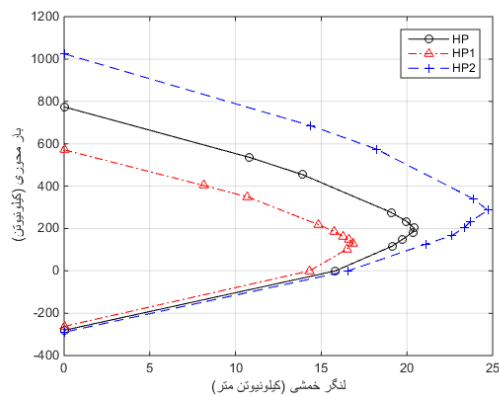
در جداول ۶ و ۷، ∞ بیانگر لنگر خمشی خالص در مقطع، P_X و M_X به ترتیب نشان‌دهنده بیشینه نیروی محوری و لنگر خمشی در خروج از مرکزیت مشخص در ستون X می‌باشند. با توجه به جداول ۶ و ۷، در ستون‌های HPFRCC مسلح با حفظ توان باربری در محدوده‌ی خروج از مرکزیت‌های زیاد (۶۰٪ بعد ستون و بیشتر)، نسبت به ستون بتن مسلح، می‌توان قطر آرماتورهای طولی را ۲۰٪ کاهش داد. این امر موجب می‌شود که عرض ترک (جدا از تفاوت HPFRCC با بتن) و طول هم‌پوشانی و گیرایی آرماتورها (با توجه به رابطه مستقیم بین مقدار عرض ترک و طول هم‌پوشانی و گیرایی آرماتورها با قطر آرماتور طولی) در ستون کاهش یابد. این کاهش قطر آرماتور طولی با حفظ توان باربری در ستون، می‌تواند به حفظ ستون پل‌ها به علت کاهش احتمال خوردگی آرماتورها مؤثر باشد. همچنین، کاهش حجم آرماتور در ستون می‌تواند به اجرای متراکم‌تر کامپوزیت‌های سیمانی در ستون پل‌ها کمک کند.

۲-۴. اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی

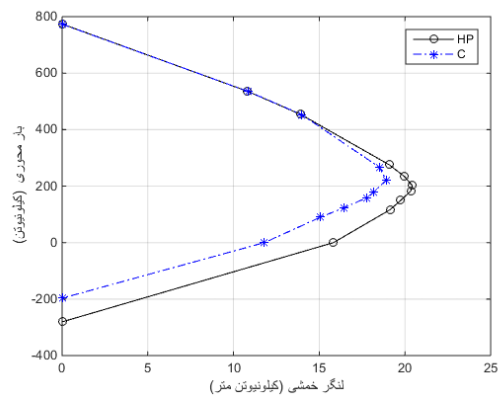
پس از تحلیل ستون‌ها تحت بار محوری با خروج از مرکزیت‌های متفاوت برای هر یک از ستون‌ها، منحنی‌های اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی (P-M)، مطابق شکل ۱۵ رسم شده است. این منحنی از چهار نقطه مهم که عبارتند از: بار محوری فشاری خالص (P_0)، بار محوری فشاری خارج از مرکز با خروج از مرکزیت متعادل (P_b)، لنگر خمشی خالص (M_0)، بار محوری کششی خالص (T_0) و دو ناحیه‌ی فشاری و کششی تشکیل شده است. همانطور که اشاره شد، در نقطه خروج از مرکزیت متعادل، خرابی‌های فشاری و کششی در ستون همزمان اتفاق خواهند افتاد. به گونه‌ای که کرنش در دورترین تار فشاری کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند به ϵ_{cu} ، و در آرماتورهای طولی کششی به ϵ_y ، خواهند رسید. در خروج از مرکزیت‌های کمتر از خروج از مرکزیت متعادل، خرابی ستون در ناحیه کنترل فشار

منحنی، اگر عضو تا شروع جاری شدن فولاد کششی تحت خمش خالص باشد، و در این حالت یک فشار خالص محوری بدان اضافه شود، تنش‌های فشاری ناشی از این بار از تنش‌های کششی خواهد کاست و مجموع دو تنش کمتر از مقدار جاری شدن خواهد شد. در نتیجه اکنون می‌توان یک لنگر خمشی اضافه تا مقداری که ترکیب تنش فولاد ناشی از نیروی محوری فشاری خالص و لنگر خمشی افزایش یافته و به حد جاری شدن برسد، بر مقطع اضافه نمود. با توجه به این که ظهور نیروی محوری فشاری در ناحیه‌ی کنترل کشش منحنی اندرکنش بار محوری- لنگرخمشی بر ظرفیت خمشی مقطع می‌افزاید، طراح باید دقت داشته باشد که در محاسبه‌ی ظرفیت لنگر خمشی مقطع آن مقدار نیروی محوری فشاری در نظر بگیرد که در وجودش 100% یقین دارد.

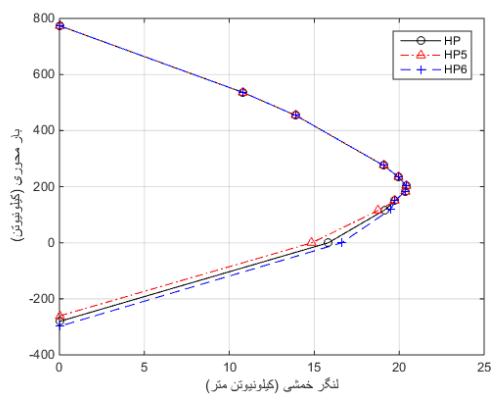
منحنی (P-M)، می‌باشد و آرما توره‌های طولی به حد جاری شدن نخواهند رسید و در ناحیه کنترل کشش خرابی‌ها در اثر جاری شدن آرما توره‌های کششی خواهد بود، و ستون‌ها بیشتر رفتار خمشی خواهند داشت. مطابق شکل ۱۵، در ناحیه کنترل فشار، با افزایش نیروی محوری، از ظرفیت خمشی ستون کاسته می‌شود. در حالی که در ناحیه کنترل کشش، عکس این نکته صادق است. یعنی با افزایش نیروی محوری، بر ظرفیت خمشی ستون نیز اضافه می‌شود. دلیل این امر، در ناحیه‌ی فشاری، خرابی در اثر تجاوز کرنش فشاری HPFRCC از مقدار کرنش نهایی فشاری خود می‌باشد. در حالی که فولاد کششی هنوز به حد جاری شدن نرسیده است. بنابراین، هر چه کرنش ناشی از فشار خالص بزرگ‌تر باشد، سهم کمتری از کرنش فشاری ϵ_{cu} ، برای فشار ناشی از خمش باقی می‌ماند. اما در ناحیه کنترل کشش



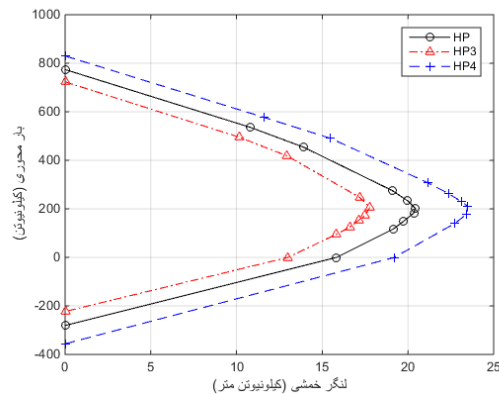
(ب)



(الف)



(د)



(ج)

شکل ۱۵. منحنی‌های اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی: الف) اثر جنس مصالح، ب) اثر بیشینه مقاومت فشاری HPFRCC (ج) اثر آرماتورهای طولی و د) اثر کرنش نهایی کششی HPFRCC

مقدار خروج از مرکزیت متعادل در ستون‌ها کاهش می‌یابد. با افزایش ۱۰ مگاپاسکالی مقاومت فشاری HPFRCC در ستون‌های HP1، HP و HP2، به ترتیب مقدار خروج از مرکزیت متعادل ۱۲۰، ۹۰ و ۷۵ میلی‌متر می‌باشد. شکل ۱۵- ج اثر آرماتورهای طولی را نشان داده است. اثر این متغیر در هر دو ناحیه منحنی تداخلی مشهود است، هر چند که تأثیر آن در ناحیه کنترل کشش به علت عملکرد مناسب‌تر آرماتورهای طولی در خمش نسبت به فشار، از ناحیه کنترل فشار بیشتر است. با افزایش سطح مقطع آرماتورهای طولی به ترتیب در ستون‌های HP3، HP و HP4، به علت افزایش مقاومت کششی در ستون‌ها، مقدار خروج از مرکزیت متعادل ستون‌ها افزایش یافته، و به ترتیب برابر با ۷۵، ۹۰ و ۱۰۰ میلی‌متر خواهد بود. آخرین متغیری که در ستون‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است، کرنش نهایی کششی HPFRCC بوده است. مطابق شکل ۱۵- د، این متغیر در بین متغیرهای بررسی شده در این مطالعه کمترین تأثیر را بر تغییرات منحنی تداخلی بار محوری- لنگر خمشی داشته است. تقریباً می‌توان بیان کرد که این متغیر هیچ تأثیری در رفتار ستون در ناحیه کنترل فشار نداشته است و تنها در خروج از مرکزیت‌ها بالا تأثیری اندکی بر باربری ستون خواهد داشت. با افزایش این متغیر از ۲/۵ درصد به ۶/۵ درصد در ستون‌های HP5 و HP6، لنگر خمش خالص ۱۲٪ افزایش یافته است.

۳-۴. مقایسه نتایج تحلیل روش‌های تئوری و

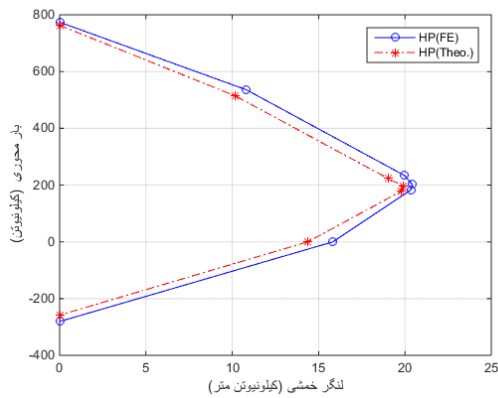
اجزای محدود

ستون‌های تحلیلی، علاوه بر روش اجزای محدود به روش تئوری نیز تحلیل شده است. منحنی‌های اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی برای ستون‌ها به دو روش در شکل ۱۶ نشان داده شده است. مقادیر دقیق بیشینه بار

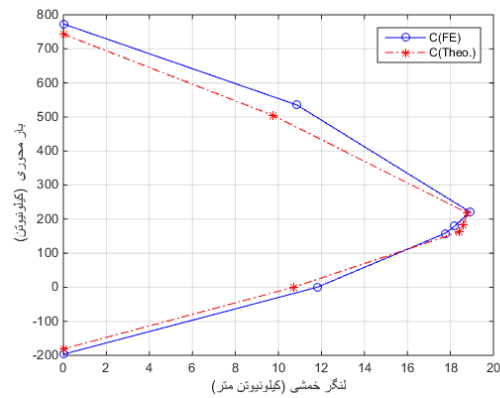
شکل ۱۵- الف، اثر جنس ماده داخلی ستون (بتن یا HPFRCC) را نشان می‌دهد. دو ستون C و HP در ناحیه کنترل فشار منحنی، به علت تشابه خصوصیات مکانیکی و رفتار بتن و کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در فشار و ابعاد یکسان ستون، تقریباً بر یکدیگر منطبق‌اند. اما در ناحیه کنترل کشش، با تغییر رفتار کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند نسبت به بتن معمولی (رفتار سخت‌شوندگی کرنشی کششی HPFRCC، پس از ایجاد اولین ترک کششی در ستون)، توان باربری ستون HP نسبت به ستون بتن مسلح افزایش می‌یابد. این اختلاف باربری در این دو ستون با افزایش خروج از مرکزیت بار محوری که می‌تواند کشش بیشتری در ستون ایجاد کند، تشدید می‌شود. به‌گونه‌ای که در بار محوری کششی خالص، حداکثر این اختلاف به مقدار ۴۲/۷ درصد خواهد رسید. همچنین، رفتار مقاوم‌تر HPFRCC نسبت به بتن در کشش موجب می‌شود که مقدار خروج از مرکزیت متعادل (e_b)، در ستون HP نسبت به ستون C، ۲۰٪ افزایش یابد. این مقاومت بیشتر ستون‌های HPFRCC مسلح در کشش نسبت به ستون بتن مسلح می‌تواند ترک‌های کششی، که یکی از عوامل خرابی آرماتورهای فولادی ستون و به دنبال آن خرابی و عدم پایداری کل سازه پل می‌باشد، را در ستون کاهش دهد. شکل ۱۵- ب اثر بیشینه مقاومت فشاری HPFRCC بر تغییرات منحنی‌های تداخلی را نشان می‌دهد. تأثیر این متغیر در ناحیه فشاری منحنی بیشتر از ناحیه کنترل کشش است. برای مثال، با دو برابر کردن مقدار بیشینه مقاومت فشاری کامپوزیت سیمانی در دو ستون HP2 نسبت به ستون HP1، بار محوری فشاری خالص ۷۹/۳ درصد افزایش یافته ولی لنگر خمش خالص ۱۵/۶ درصد افزایش می‌یابد. با افزایش مقاومت فشاری مصالح ستون، به علت مقاوم‌تر شدن ستون‌ها در مقابل فشار نسبت به کشش،

لنگر خمشی خالص به دو روش تحلیلی برای مقایسه در جدول ۱۰ ارائه شده است.

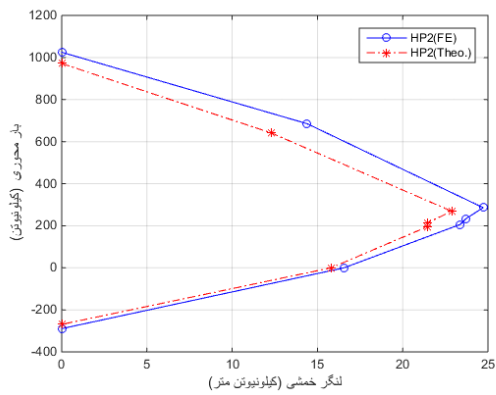
محوری فشاری خارج از مرکز و بار محوری کششی خالص به روش تئوری در جدول ۹ ارائه شده است. همچنین، مقادیر دقیق برای بار محوری فشاری خالص و



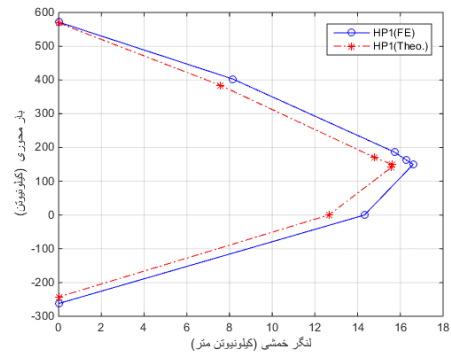
(ب)



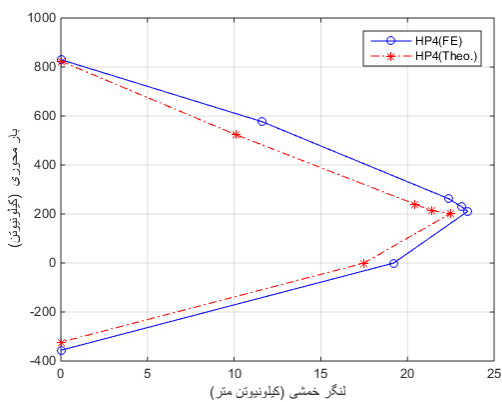
(الف)



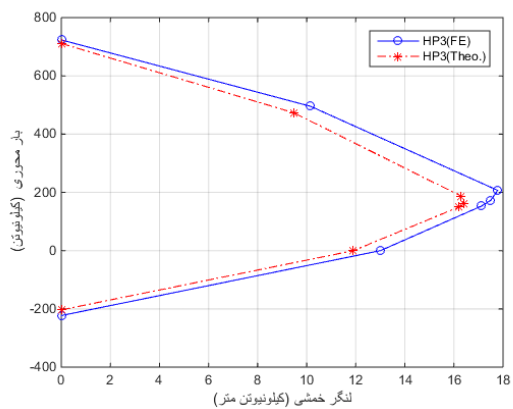
(د)



(ج)



(و)



(ه)

شکل ۱۶. مقایسه منحنی‌های اندرکنش بار محوری-لنگر خمشی به روش‌های تئوری و اجزای محدود: الف) ستون C، ب)

ستون HP، ج) ستون HP1، د) ستون HP2، ه) ستون HP3 و و) ستون HP4

جدول ۹. بیشینه بار محوری با روش تئوری در ستون‌های تحلیلی (واحد نیرو کیلونیوتن می‌باشد)

P_{HP4}	P_{HP3}	P_{HP2}	P_{HP1}	P_{HP}	P_C	خروج از مرکزیت (میلی‌متر)
۵۲۳/۷	۴۷۳/۵	۶۴۰/۸	۳۸۴/۴	۵۱۴/۲	۵۰۴/۳	۱۵
۲۱۳/۹	۱۸۷/۳	۲۶۹	۱۷۰/۲۵	۲۲۳/۵	۲۱۸/۴	۷۵
۲۴۰/۴	۱۶۰/۸	۲۱۴/۷	۱۴۹/۵	۱۹۷/۱	۱۸۲/۶	۹۰
۲۰۲/۶	۱۴۹/۵	۱۹۴/۹	۱۴۱/۸	۱۷۸/۲	۱۶۳/۱	۱۰۰
-۳۲۲/۹	-۲۰۳/۳	-۲۶۹/۱	-۲۴۲/۷	-۲۵۸/۱	-۱۸۱	۰ (کششی)

جدول ۱۰. مقایسه بین نتایج تئوری و اجزای محدود برای ستون‌ها تحت بار محوری فشاری خالص و لنگر خمشی خالص (واحد نیرو کیلونیوتن و واحد لنگر خمشی کیلونیوتن متر می‌باشد)

$\frac{(M_0)_{Theo.}}{(M_0)_{FE}}$	M_0 (FE)	M_0 (Theo.)	$\frac{(P_0)_{Theo.}}{(P_0)_{FE}}$	P_0 (FE)	P_0 (Theo.)	ستون
۰/۹۱	۱۱/۸	۱۰/۷	۰/۹۶	۷۷۳/۴	۷۴۳/۲	C
۰/۹۱	۱۵/۸۳	۱۴/۳۸	۰/۹۸	۷۷۴/۲	۷۶۳	HP
۰/۸۸	۱۴/۳۲	۱۲/۶۵	۰/۹۹	۵۷۱/۶	۵۶۹	HP1
۰/۹۵	۱۶/۵۶	۱۵/۸	۰/۹۵	۱۰۲۵	۹۷۱/۶	HP2
۰/۹۱	۱۳	۱۱/۹	۰/۹۸	۷۲۳/۶	۷۱۱/۴	HP3
۰/۹۱	۱۹/۲۱	۱۷/۵	۰/۹۹	۸۳۰/۲	۸۲۴	HP4
۰/۹۷	۱۴/۸۶	۱۴/۳۸	۰/۹۸	۷۷۴/۲	۷۶۳	HP5
۰/۸۷	۱۶/۶۲	۱۴/۳۸	۰/۹۸	۷۷۴/۲	۷۶۳	HP6

بر تغییر توان باربری ستون را برخلاف روش تحلیل اجزای محدود، نمی‌تواند در نتایج نشان دهد. با در نظر گرفتن تمام ساده‌سازی‌های انجام شده در روابط تئوری، با توجه به اختلاف تقریباً اندک نتایج این روش با روش تحلیل اجزای محدود، می‌توان از دقت و صحت نتایج این روش اطمینان حاصل کرد.

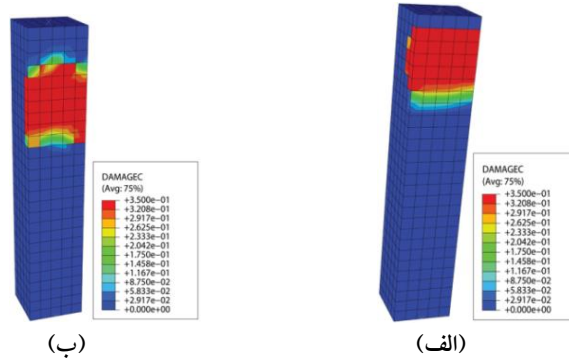
۴-۴. خرابی‌های فشاری و کششی

خرابی‌های فشاری و کششی ستون، برای ستون‌های C و HP برای بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت ۷۵ میلی‌متر به ترتیب در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است. کاهش سختی الاستیک در ستون‌ها در روش اجزای محدود با دو پارامتر d_t و d_c تعیین می‌شود. این پارامترها وابسته به کرنش‌های پلاستیک، دما و مشخصات مکانیکی

اختلاف بین نتایج تئوری و اجزای محدود برای بار فشاری خالص بین ۱٪ تا ۴٪ و برای لنگر خمشی خالص ۳٪ تا ۱۳٪ می‌باشد. با افزایش خارج از مرکزیت بار محوری و به دنبال آن افزایش کشش در مقطع ستون و تغییر رفتار مصالح در کشش نسبت به فشار، اختلاف بین نتایج بیشتر می‌شود. همان‌طور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، توان باربری ستون‌ها در روش تئوری تقریباً کمتر از روش اجزای محدود می‌باشد. دلایل این امر می‌تواند در نظر نگرفتن افزایش تنش در آرماتورهای طولی کششی، ضرایب تبدیل انحنای به خط برای تنش و طول ناحیه‌ی فشاری (α, β) ، نادیده گرفتن مقاومت بتن در کشش، ثابت در نظر گرفتن تنش کششی HPRCC در کشش در حالی که بین f_{tp} و f_{t0} متغیر است، باشد. روابط تئوری اثر متغیر کرنش نهایی کششی HPRCC.

مقدار ۸۰٪ بیشینه بار محوری آن رسیده باشد. به عبارت دیگر، افت ۲۰ درصدی در ظرفیت ستون رخ دهد، ۲- کرنش‌های فشاری بتن و HPFRCC به مقادیر نهایی خود برسند و ۳- کرنش کششی آرماتورهای طولی به کرنش پلاستیک خود برسند (چلپاندیان و همکاران، ۲۰۱۸). در این ستون‌ها، حالت ۱ رخ داده است.

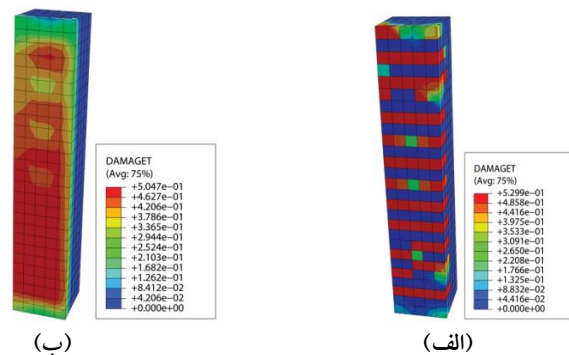
مصلح می‌باشند (چلپاندیان و همکاران، ۲۰۱۸). خرابی‌ها از دو دیدگاه می‌تواند با یکدیگر مقایسه شوند: نوع انتشار ترک‌ها در سطح ستون که بیانگر کیفیت خرابی‌ها، و مقدار کاهش الاستیک ستون‌ها که بیانگر کمیت خرابی‌ها می‌باشند. تحلیل در ستون‌ها (معیار خرابی در شکل‌های ۱۷ و ۱۸) تا زمانی ادامه داشته است که یکی از حالت‌های زیر رخ دهد: ۱- مقدار بار محوری نهایی در ستون به



شکل ۱۷. خرابی‌های فشاری بار محوری با خروج از مرکزیت ۷۵ میلی‌متر: (الف) ستون C و (ب) ستون HP

ستون بتن مسلح به علت رفتار ترد و شکننده بتن در کشش پراکنده‌تر و شدیدتر بوده، در حالی که در ستون HPFRCC مسلح به علت رفتار سخت شونده‌گی کرنشی کششی پس از ایجاد اولین ترک کششی در آن، گسترده‌تر و با شدت کمتری می‌باشند.

خرابی‌های فشاری، هم از لحاظ کیفیت و هم از لحاظ کمیت، در این دو ستون به علت تشابه رفتاری فشاری بتن و کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در فشار و مشخصات مکانیکی فشاری و هندسی یکسان، تقریباً مشابه یکدیگر می‌باشند. اما انتشار ترک‌های کششی در



شکل ۱۸. خرابی‌های کششی بار محوری با خروج از مرکزیت ۷۵ میلی‌متر: (الف) ستون C و (ب) ستون HP

مجاورت محیط‌های مرطوب و خورنده قرار دارند، این تغییر در مکانسیم تشکیل خرابی‌های کششی می‌تواند به حفظ بیشتر پل‌های تشکیل شده از ستون‌های

با توجه به تفاوت نوع خرابی‌های کششی در بار محوری با خروج از مرکزیت‌های زیاد در ستون‌های بتنی و HPFRCC و با توجه به اینکه ستون پل‌ها بیشتر در

با دو برابر کردن این متغیر، توان باربری ستون تحت بار فشاری خالص ۷۹/۳ درصد و تحت لنگر خمشی خالص ۱۵/۶ درصد افزایش یافته و به علت تقویت فشاری ستون، مقدار خروج از مرکزیت متعادل ۶۲/۵ درصد کاهش می‌یابد. متغیر آرماتورهای طولی به علت عملکرد کششی بهتر در خمش در ناحیه کنترل کششی منحنی‌های تداخلی نسبت به ناحیه کنترل فشار مؤثرتر است. با افزایش تقریباً دو برابری در سطح مقطع آرماتورهای طولی، بار محوری بیشینه خارج از مرکز با خروج از مرکزیت‌های ۲۵ و ۱۵۰ میلی‌متر به ترتیب ۱۶/۴ درصد و ۲۱/۶ درصد افزایش می‌یابد. به علت تقویت کششی ستون، خروج از مرکزیت متعادل ۳۳/۳ درصد افزایش می‌یابد. متغیر کرنش نهایی کششی HPFRCC کمترین تأثیر را بر تغییرات منحنی اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی در بین متغیرهای مورد مطالعه در این تحقیق دارد. با افزایش کرنش نهایی کشش HPFRCC از ۲/۵ درصد به ۶/۵ درصد، حداکثر افزایش توان باربری، در لنگر خمشی خالص به مقدار ۱۲٪ بوده است.

۳- در ستون‌های HPFRCC مسلح، با حفظ توان باربری در محدوده‌ی بارهای محوری با خروج از مرکزیت‌های زیاد (۶۰٪ بعد ستون و بیشتر)، نسبت به ستون بتن مسلح، می‌توان قطر آرماتورهای طولی را ۲۰٪ کاهش داد. این امر از آنجایی که باعث کاهش حجم آرماتور در ستون و به دنبال آن اجرای متراکم تر کامپوزیت‌های سیمانی در ستون پل‌ها می‌شود، حائز اهمیت می‌باشد.

۴- اختلاف بین نتایج تئوری و اجزای محدود برای بار فشاری خالص بین ۱٪ تا ۴٪ و برای بار خمشی خالص ۳٪ تا ۱۳٪ بوده است. توان باربری ستون‌ها در تحلیل تئوری نسبت به روش تحلیل اجزای محدود، تقریباً کمتر می‌باشد. دلیل این امر در نظر نگرفتن افزایش تنش در آرماتورهای طولی کششی، ضرایب تبدیل انحنا به خط برای تنش و طول ناحیه‌ی فشاری (α, β) ، نادیده گرفتن مقاومت بتن در کشش، ثابت در نظر گرفتن تنش کششی

کامپوزیت‌های سیمانی نسبت به پل‌های تماماً بتنی کمک کند.

۵. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج تحلیل به روش اجزای محدود و تئوری، ستون‌های بتن مسلح و کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند مسلح تحت بار محوری فشاری یا کششی خالص، بار محوری فشاری خارج از مرکز، و لنگر خمشی خالص، نتایج زیر قابل ارائه می‌باشند:

۱- اختلاف توان باربری در ستون‌های HPFRCC و بتنی در بار محوری فشاری خالص و بارهای محوری با خروج از مرکزیت کم (خروج از مرکزیت‌های تقریباً کمتر از ۲۰٪ بعد ستون)، کم و به یکدیگر نزدیک می‌باشند. اما با افزایش خروج از مرکزیت بار محوری فشاری و به وجود آمدن کشش قابل توجه در ستون و رفتار سخت‌شوندگی کرنشی HPFRCC پس از تشکیل اولین ترک کششی، توان باربری در ستون‌های ساخته شده از HPFRCC نسبت به ستون بتن مسلح افزایش می‌یابد. این افزایش توان باربری (با در نظر گرفتن شرایط کاملاً یکسان در ستون‌ها) برای بار محوری فشاری با خروج از مرکزیت ۱۵۰ میلی‌متر ۲۸/۷ درصد و برای بار محوری کششی خالص ۴۲/۷ درصد می‌باشد. همچنین، به علت رفتار مقاوم‌تر کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند نسبت به بتن معمولی، می‌تواند با شرایط یکسان، مقدار خروج از مرکزیت متعادل در ستون را ۲۰٪ افزایش دهد. این مقاومت بیشتر ستون‌های HPFRCC مسلح در کشش نسبت به ستون بتن مسلح، می‌تواند ترک‌های کششی، که یکی از عوامل خرابی آرماتورهای فولادی ستون و به دنبال آن خرابی و عدم پایدار کل سازه پل می‌باشد، را در ستون کاهش دهد.

۲- اثر متغیر بیشینه مقاومت فشاری HPFRCC در ستون‌های مسلح ساخته شده با این مصالح، بر تغییرات ناحیه کنترل فشار منحنی اندرکنش بار محوری- لنگر خمشی بیشتر از ناحیه کنترل کشش این منحنی می‌باشد.

و شکننده بتن در کشش، در ستون‌های بتن مسلح پراکنده و شدیدتر بوده و در ستون‌های HPFRCC مسلح، گسترده و با شدت کمتری می‌باشند. این تغییر در مکانسیم تشکیل خرابی‌های کششی و قرار گرفتن ستون پل‌ها در محیط‌های مرطوب و خورنده می‌تواند به حفظ بیشتر پل‌های تشکیل شده از ستون‌های کامپوزیت‌های سیمانی، نسبت به پل‌های تماماً بتنی، کمک کند.

HPFRCC در کشش و نادیده گرفتن اثر متغیر کرنش نهایی کششی HPFRCC در روابط تئوری می‌باشد.
۵- خرابی‌های فشاری در ستون بتن و HPFRCC مسلح با در نظر گرفتن شرایط کاملاً یکسان، هم از نظر کمیت و هم از نظر کیفیت، تقریباً مشابه یکدیگر می‌باشند. ولی خرابی‌های کششی به علت رفتار سخت‌شوندگی کرنشی HPFRCC پس از تشکیل اولین ترک کششی و رفتار ترد

۶. مراجع

- ارشدی، ح.، خیرالدین، ع. و نادرپور، ح. ۱۳۹۸. "مطالعه آزمایشگاهی شاخص‌های خرابی اتصالات تیر- ستون پل‌های بتنی راه‌آهن با فولاد مقاومت بالا تحت بار سیکلیک". مهندسی زیرساخت‌های حمل و نقل، ۱۹: ۵۱-۷۰.
- آیین‌نامه طرح و محاسبه پل‌های بتن آرمه. ۱۳۸۷. نشریه شماره ۱۳۸۹.
- ثقفی، م. ح.، شریعتمدار، ه. و خیرالدین، ع. ۱۳۹۵. "بررسی آزمایشگاهی و کاربرد کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند در مقاوم سازی اتصالات تیر به ستون پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب". مهندسی زیرساخت‌های حمل و نقل، ۲(۱): ۳۳-۵۱.

- ABAQUS6.12. 2012. Simulia Inc., Providence, RI.
- ACI318. 2014. "Building code requirements for structural concrete and commentary on building code requirements for structural concrete". American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Chellapandian, M., Suriya Prakash, M. and Rajagopal, A. 2018. "Analytical and finite element studies on hybrid FRP strengthened RC column elements under axial and eccentric compression". Compos. Struct., 184: 234-248. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.09.109>
- Cho, C. G., Kim, Y. Y., Feo, L. and Hui, D. 2012. "Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRCC mortar". Compos. Struct., 94: 2246-2253. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.01.025>
- Elchalakani, M., Karrech, A., Dong, M., Mohamed, A. M. S. and Yang, B. 2018. "Experiments and finite element analysis of GFRP reinforced geopolymer concrete rectangular columns subjected to concentric and eccentric axial loading". Struct., 14: 273-289. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.04.001>
- Federal Highway Administration (FHWA). 2017. "Deficient bridges by highway system". Available online: <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/no10/defbr17.cfm>
- Gencturk, B. and Elnashai, A. S. 2013. "Numerical modelling and analysis of ECC structures". Mater. Struct., 46: 663-682. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9924-0>
- He, A., Cai, J., Chen, Q. J., Liu, X., Xue, H. and Yu, C. 2017. "Axial compressive behavior of steel-jacket retrofitted RC columns with recycled aggregate concrete". Constr. Build. Mater., 141: 501-516. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.013>
- Hemmati, A., Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M. K. 2013. "Flexural behavior of reinforced HPFRCC beams". J. Rehabil. Civ. Eng., 1: 66-77. <https://doi.org/10.22075/JRCE.2013.6>
- Hemmati, A., Kheyroddin, A. and Sharbatdar, M. K. 2014. "Proposed equations for estimating the flexural characteristics of reinforced HPFRCC beams". Iran. J. Sci. Technol., Trans. Civ. Eng., 38: 395-407. <https://doi.org/10.22099/IJSTC.2014.2417>
- Hemmati, A., Kheyroddin, A., Sharbatdar, M. K., Purk, Y. and Abolmali, A. 2016. "Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames". Constr. Build. Mater., 115: 681-689. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.078>
- Hognestad, E., Hanson, N. W. and McHenry, D. 1955. "Concrete stress distribution in ultimate strength design". ACI J., 52(12): 455-479. Available: https://web.yonsei.ac.kr/yscon/course/CEE3402/Handouts/CEE3402_Concrete_stress_distribution_in_Ultimate_Strength_Design.pdf

- Hosseini, F. and Gencturk, B. 2019. "Structural assessment of bridge columns with engineered cementitious composites and Cu-Al-Mn superelastic alloys". *Constr. Build. Mater.*, 203: 331-342. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.102>
- Kavashima, K., Zafra, R., Sasaki, T. and Kajiwara, K. 2012. "Seismic performance of a full-size poltpropylene fiber reinforced cement composite bridge column based on E-defense shake table experiments". *J. Earthq. Eng.*, 16(4): 463-495. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.651558>
- Labizadeh, M., Jamalpour, R., Jing, D. H. and Khajehdezfuly, A. 2019. "A numerical comparison between spiral transverse RC and CFST columns under loads of varying eccentricities". *Period. Polytech. Civ. Eng.*, 63(4): 1171-1182. <https://doi.org/10.3311/PPci.14177>
- Li, L. Z., Bai, Y., Yu, K. Q., Yu, J. T. and Lu, Z. D. 2019. "Reinforced high-strength cementitious composite (ECC) columns under eccentric compression: Experiment and theoretical model". *Eng. Struct.*, 198(11): 109541. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109541>
- Lin, J., Song, Y., Xie, Z., Guo, Y., Yuan, B., Zeng, J. and Wei, X. 2020. "Static and dynamic mechanical behavior of engineered cementitious composites with PP and PVA fibers". *J. Build. Eng.*, S2352-7102(19): 31288-4. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101097>
- Liu, Y. and Zhu, S. 2019. "Finite element analysis on the seismic behavior of side joint of performance cage system in prefabricated concrete frame". *Front. Struct. Civ. Eng.*, 3: 1095-1104. <https://doi.org/10.1007/s11709-019-0538-2>
- Manjusha, K. T. and Anila, S. 2019. "Finite element investigation of ECC encased CFST columns under eccentric loading". *Int. J. Eng. Res. Technol.*, 8: 274-279.
- Moncef, L. N. and Mohamed, A. E. M. A. 2019. "Experimental and numerical study of engineered cementitious composite with strain recovery under impact loading". *Appl. Sci.*, 9(5): 994. <https://doi.org/10.3390/app9050994>
- Qiao, Z., Pan, Z., Xue, W. and Meng, S. 2019. "Experimental study on flexural of ECC/RC composite beams with U-shaped ECC permanent formwork". *Front. Struct. Civ. Eng.*, 3: 1271-1287. <https://doi.org/10.1007/s11709-019-0556-0>
- Quang, K. M., Dang, V. B. P., Han, S. W. Shin, M. and Lee, K. 2016. "Behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite columns subjected to horizontal biaxial and axial loads". *Constr. Build. Mater.*, 106: 89-101. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.087>
- Salman, H. M. and Al-Sherraawi M. H. 2018. "Finite element modeling of a reinforced concrete column strengthened with steel jacket". *Civ. Eng. J.*, 4: 916-925. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-0309144>
- Singh, M., Saini, B. and Chalak, H. D. 2019. "Performance and composition analysis of engineered cementitious composite (ECC)- A review". *J. Build. Eng.*, 26: 10851. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100851>
- Truong, G. T., Kim, J. C. and Choi, K. K. 2017. "Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods". *Eng. Struct.*, 134: 217-235. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.046>
- Tysmans, T., Wozniak, M., Remy, O. and Vantomme, J. 2015. "Finite element modelling of the biaxial behaviour of high-performance fibre-reinforced cement composites (HPFRCC) using concrete damaged plasticity". *Finite Elem. Anal. Des.*, 100: 47-53. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2015.02.004>
- Wang, Y. H., Guo, Y. F., Liu, J. P. and Zhou, X. H. 2017. "Experimental study on torsion behavior of concrete filled steel tube columns subjected to eccentric compression". *J. Constr. Steel Res.*, 129: 119-128. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.11.011>
- Wang, W., Liu, J., Agostini, F., Davy, C. A., Skoczylas, F. and Corvez, F. 2014. "Durability of an ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) under progressive aging". *Cement Concrete Res.*, 55: 1-13. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.09.008>
- Xin, J., Zhou, J., Zhou, F., Yang, S. X. and Zhou, Y. 2018. "Bearing capacity model of corroded RC eccentric compression columns based on hermite interpolation and fourier fitting". *Appl. Sci.*, 9(1): 24. <https://doi.org/10.3390/app9010024>
- Yonas, T. Y., Temesgen, W. and Senshaw F. W. 2018. "Finite element analysis of slender composite column subjected to eccentric loading". *Int. J. Appl. Eng. Res.*, 13: 11730-11737. Available at: https://www.ripublication.com/ijaer18/ijaerv13n15_05.pdf
- Zhang, R., Meng, Q., Shui, Q., He, W., Chen, K., Liang, M. and Sun, Z. 2019. "Cyclic response of RC composite bridge column with precast PP-ECC jackets in the region of plastic hinges". *Compos. Struct.*, 221:110844. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.04.016>