



رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح و خواص بررسی رفتار سازه های CFT

نعیم عاملی^{۱*}، سید یعقوب ذوالفقاری فر^۲

^{۱*} دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، گروه مهندسی عمران، واحد یاسوج، دانشگاه آزاد اسلامی، یاسوج، ایران

(naeimameli68@gmail.com)

^۲ استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد یاسوج، دانشگاه آزاد اسلامی، یاسوج، ایران

تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۱/۰۸/۲۵، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۱/۱۲/۲۰

چکیده

اعضای مختلط متشکل از تیر فولادی و ستون بتنی CFT بطور چشمگیری در چند دهه اخیر مورد توجه واقع شده است. ستونهای لوله ای شکل، به سبب دارا بودن مقاومت و سختی خمشی و پیچشی بالا، در قابهای خمشی از مطلوبیت بالایی برخوردار می باشند. ستونهای کامپوزیت به دلیل بهره مندی هم زمان از خواص سودمند مصالح فولاد و بتن از قابلیت و کارایی قابل ملاحظه ای برخوردارند. همچنین وجود هسته بتنی در ستون CFT باعث می گردد تا کمانش موضعی در جداره فولادی این ستونها به تاخیر بیفتد. از این رو، مطرح نمودن یک اتصال مناسب در بین تیر فولادی و ستون کامپوزیت باعث می گردد تا بتوان از فواید بالقوه این مقاطع بهره جست. بتن در ستونهای فولادی در ابتدا به عنوان لایه ای محافظ در برابر ضربه و به ویژه آتش سوزی مورد استفاده قرار گرفت. به این دلیل که مقاطع فولادی در حرارت شدید، بسیار آسیب پذیر و در مواجهه با آتش به سرعت خواص مکانیکی مقاومتی خود را از دست می دهند به عنوان نمونه ویرانی دو برج معروف تجارت جهانی (WTC ۱۱) (، سپتامبر در آمریکا که یکی از دلایل اصلی تأثیر آتش در کاهش و پایین آوردن خواص مکانیکی مقاومتی فولاد بکار رفته بود.

کلمات کلیدی

بتن مسلح، رفتارهای سازه ی، رفتارهای غیر خطی.



Non-linear behavior of Reinforced Concrete Members and Properties of CFT Structures

Naeim Ameli^{1*}, Seyyed Yaqub Zulfaqari Far²

^{*1} Ms.c Student of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Yasouj Branch, Islamic Azad University, Yasouj, Iran

(naeimameli68@gmail.com)

² Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Yasouj Branch, Islamic Azad University, Yasouj, Iran

(Date of received: 16/11/2022, Date of accepted: 11/03/2023)

ABSTRACT

Composite members consisting of steel beam and CFT concrete column have been of great interest in the last few decades. Tubular columns are highly desirable in bending frames due to their high bending and twisting resistance and stiffness. Composite columns have considerable capabilities and efficiency due to the simultaneous benefit of the beneficial properties of steel and concrete materials. Also, the presence of concrete core in the CFT column causes the local buckling in the steel wall of these columns to be delayed. Therefore, proposing a suitable connection between the steel beam and the composite column makes it possible to take advantage of the potential benefits of these sections. Concrete in steel columns was initially used as a protective layer against impact and especially fire. This is because steel sections in extreme heat, very vulnerable and exposed to fire quickly lose their mechanical properties, as an example of the destruction of the two famous World Trade Towers 11 (WTC), September in America, which is one of the reasons The main effect of fire was to reduce and lower the mechanical properties of the steel used.

Keywords:

Reinforced concrete, Structural behavior, Nonlinear behavior.

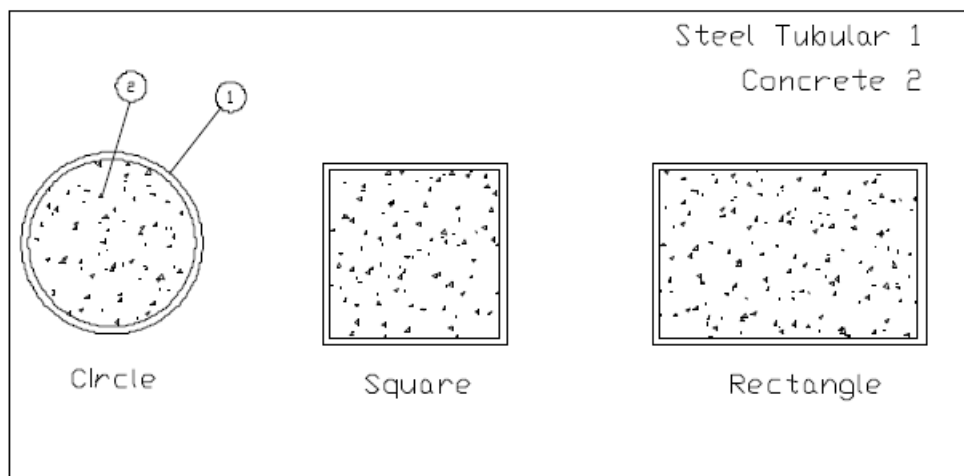


۱- مقدمه

امروزه تقویت و بهسازی سازه‌های موجود بخش اعظم فعالیت‌های ساختمانی را به ویژه در کشورهای پیشرفته تشکیل می‌دهد. وجود ضعف اولیه در طراحی و اجرا، خطاهای محاسباتی، تغییر کاربری برخی سازه‌ها و افزایش بارهای وارده و همچنین کاهش سطح عملکرد سازه‌های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن از دلایل نیاز به بهسازی و تقویت سازه‌های بتن مسلح می‌باشند. به نظر می‌رسد که گسترش استفاده از ستونهای مختلط بتن - فولاد در صنعت ساختمان سازی اتفاقی است و هدف اولیه حفاظت ساختمانهای فولادی در مقابل آتش سوزی بوده است که با این منظور ستونها فولادی را داخل بتن قرار می‌دادند، بتنی که در این مورد استفاده می‌شد یک مخلوط کم مقاومت بوده که در اغلب اوقات از افزایش سختی و مقاومت ستون فولادی به دلیل قرار داده شدن در داخل بتن صرف نظر می‌گردید، مشخص شد بتن ضعیفی که به منظور پوشش مقاطع فلزی بکار می‌رود ظرفیت باربری ستون را افزایش می‌دهد و این امر باعث شد که از بتن ستونهای فولادی به منظور افزایش مقاومت و ارتقاء خصوصیات سازه‌ای آن علاوه بر محافظت در برابر حرارت زیاد استفاده شود کاربرد ستونها لوله‌ای پر شده با بتن (CFT) به اوایل سال ۱۹۰۰ باز می‌گردد [۱]. هنگامی که شماری از پلها و ساختمانها با بکار بردن ستونها CFT ساخته شده‌اند، تعدادی از آنها عبارتند از: تقاطع جهت دهنده بزرگراه آلموند بری (Almand bury انگلستان، خطوط راه آهن چارلروی (Charleroi) بلژیک، اتحادیه کارگری بین المللی در ژنو و یک ورزشگاه در ماریتنی - بوری Martigny - Boury در سوئیس سازه‌های بتن مسلح در هنگام رخدادهای لرزه‌های مانند زلزله، ممکن است آسیب‌پذیری لرزه‌های شدیدی داشته باشند. ظرفیت برشی ناکافی ستون‌ها می‌تواند یکی از خطرناک ترین کمبودهای این نوع سازه‌ها باشد که آنها را در برابر زلزله آسیب‌پذیر میکند [۲]. مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی و همچنین مشاهدات پس از زلزله نشان می‌دهند که حالت شکست برای ستون‌های بتن مسلح در سازه‌هایی که آرماتورهای عرضی کافی و یا اجرای مناسبی نداشته‌اند، ممکن است به صورت شکست برشی و شکست محوری رخ دهد. علاوه بر این، اسچیم و موهل مطالعات آزمایشگاهی انگ و همکاران ونگ و همکاران، هو و پام لی و واتاناب ۴ مورتی و موالیودی و ایوب ۰ و تاسیوس نشان دادند که ظرفیت برشی ستون‌ها به طور قابل توجهی وابسته به تغییرشکل خمشی میباشد [۵]. به منظور محاسبه ی کاهش ظرفیت برشی اعضای بتن مسلح، چندین مدل ارائه شده است؛ راهنمای طراحی لرزه‌های ATC مدلی برای توصیف اثر متقابل بین ظرفیت برشی و تقاضای تغییرشکل ارائه داده است. پریستلی و همکاران مدلی برشی با در نظر گرفتن مقاومت برشی که توسط بتن، آرماتورهای عرضی و بار محوری ایجاد شده است را برای ستونهای بتن مسلح ارائه دادند. همچنین پیشنهاد شد؛ بر اساس ۱۶ مدلی جدید برای پیشبینی ظرفیت برشی ستون بر اساس نتایج تئوری و آزمایشگاهی توسط سزن و موهل این مدل، سهم ظرفیت برشی بتن، وابسته به میزان تقاضای تغییرشکل میباشد. با توجه به معیار گسیختگی مصالح بتنی، پارک و مدلی عددی برای تخمین ظرفیت برشی تیرهای بلند و باریک بدون آرماتورهای عرضی ارائه دادند [۶]. در مدل مذکور، از آنجا همکاران که توزیع تنش نرمال با توجه به تغییرشکل خمشی غیرخطی تیر تغییر میکند، ظرفیت برشی به عنوان تابعی از تغییرشکل خمشی محاسبه شده است. پارک و همکاران با استفاده از روشی مشابه، به پیش بینی افت ظرفیت برشی و ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن مسلح بلند و باریک تحت بارگذاری جانبی چرخ‌های پرداختند.

۲- انواع مقاطع مورد استفاده در ستون‌های لوله‌ای پر شده با بتن (CFT)

از انواع مقاطع مختلط پر شده می‌توان به مقاطع دایره‌ای، مستطیلی، مربعی اشاره نمود که از رایج ترین مقاطع هستند مطابق شکل (۱) نمونه‌هایی از این نوع ستونها را می‌بینید.



شکل ۱: نمونه هایی از مقاطع پر شده با مقاطع مختلف.

مزایا و معایب ستونهای لوله ای پر شده با بتن

از جمله مزایای ستونها مختلط پر شده با بتن می توان به موارد ذیل اشاره نمود:

- ۱- ظرفیت تحمل بار محوری و خمشی عالی .
- ۲- مقاومت جذب انرژی خاصیت نرمی (شکل پذیری) زیاد .
- ۳- بار بحرانی در کمانش (سختی بیشتر).
- ۴- مقاومت برش بالاتر ،
- ۵- نگهداشتن قالب برای هسته بتنی
- ۶- حفاظت سطح بتن از آسیب .
- ۷- اقتصادی بودن نسبت به ستونهای فولادی و بتنی
- ۸- زمان ساخت کمتر
- ۹- حمل و نقل آسانتر [۷]

در مقابل مزایای فوق ستونهای مختلط پر شده با بتن دارای معایبی نیز می باشند و آن بدلیل قرار گیری فولاد در سطح خارجی ستون حفاظت در مقابل آتش سوزی مطرح می گردد و باید تمهیدات خاصی را برای آن پیش بینی نمود . همچنین اجرای اتصالات در این ستونها مشکل بوده و رفتار اتصالات مشخص نمی باشد و تحقیقات کمی در مورد آن صورت گرفته است .

۳- رفتار سازه ای ستونها CFT

استفاده از ستونهای لوله ای پر شده از بتن (CFT) بصورت فزاینده ای در کارهای ساختمانی متداول شده است . این امر تا حدودی به علت خواص عالی مقاومت در برابر زلزله آنها مانند : مقاومت بالا، شکل پذیری زیاد و ظرفیت جذب انرژی زیاد می باشد . حدود ایجاد شده توسط قالب فلزی، خواص بتن را با قرار دادن بتن تحت یک حالت سه محوری بهبود می بخشد و از طرفی از کمانش داخلی لوله فولادی، توسط بتن جلوگیری می کند، خواص افزایش یافته CFT ها می تواند بر حسب رفتار مختلط پین لوله فولادی و هسته بتنی بیان شود [۸]. در سال ۱۹۶۷ مطالعات تئوریک انجام گرفته توسط Gardner و Jacob sen نشان داد که در کرنشهای کم ، مقدار نسبت پواسون بتن در محدوده 0/15 تا 0/25 است اما برای کرنشهای بزرگتر نسبت پواسون بتن حتی تقریباً به مقدار ۰۶ نیز می رسد ، در نتیجه در مراحل اولیه بارگذاری نسبت پواسون برای بتن کمتر از فولاد است. بنابراین لوله فولادی هیچ اثر



محدود کننده ای بر روی هسته بتنی ندارد هنگامیکه کرفس طولی افزایش می یابد، گسترش جانبی بتن کم کم بیشتر از فولاد می شود. در نتیجه یک فشار شعاعی در سطح تماس فولاد و بتن پدید می آید. در این حالت، هسته بتنی تحت تنش سه محوری و لوله فولادی تحت تنش دو محوره قرار دارند. بدلیل وجود کشش حلقوی، خاموتی، (یعنی حالت تنش دو محوره) لوله فولادی نمی تواند تنش تسلیم معمولی را تحمل کند. بنابراین یک انتقال بار از لوله به هسته بتنی وجود دارد، بار متناسب با این شکل خرابی می تواند بطور قابل ملاحظه ای بزرگتر از جمع بارهای خرابی بتن و فولاد تنها گردد، میزان افزایش در بار خرابی بوجود آمده توسط اثر محدود کنندگی فولادی روی هسته بتنی به عوامل متعددی بستگی دارد مانند ضخامت لوله فولادی، نسبت لاغری، خروج از مرکزیت و شکل سطح مقطع، در مورد ستونهای لوله ای دایره ای لوله فولادی اثر محدود کننده بیشتری نسبت به ستونهای مربعی (تمایل دایره ای شدن مقطع مربعی) دارد، مرکز و گوشه های مقاطع مربعی تحت یک فشار محدود کننده بزرگتری نسبت به اضلاع قرار می گیرند، اما در ستونهای دایره ای یک پخش یکنواخت فشار جانبی مورد انتظار است [۹]. عملکرد CFT ها تحت بارگذاری مداوم متفاوت از ستونها بتن آرمه معمولی است، در ستونهای بتن مسلح، بتن هنگامیکه در سن اولیه اش قرار دارد کوتاه شدگی را تجربه می کند، این امر با یک پرپود طولانی انقباض و خزش تحت بار ادامه پیدا می کند. در مورد ستونهای CFT، بدلیل محیط مرطوب داخل لوله فولادی ضریب کوتاه شدگی کم است و انقباض بسیار آرام پیش می رود. با این وجود زنگ زدگی داخل لوله فولادی مورد انتظار است، بتن بیشتر از پوشش فولادی اش تحت کرنش های طولی بزرگ باز می شود. بنابر این کوتاه شدگی بتن به سختی ظرفیت تحمل بار CFT ها تحت تأثیر قرار می دهد. رفتار ستونهای CFT تحت اثر بار متمرکز محوری بستگی به طول کمانش (Le)، حداقل بعد مقطع (B) و خواص مکانیکی بتن و فولاد دارد. با توجه به موارد فوق می توان لاغری (Le/B) یا نسبت لاغریها = ۱ را بدست آورد و از آنجا نتیجه گرفت که ستون کوتاه (چاق) یا متوسط یا بلند (لاغر) است [۱۰]. مکانیزم گسیختگی ستونهای کوتاه بصورت جاری شدن فولاد و خرد شدن بتن است، ستونهای مختلط با طول متوسط بصورت غیر الاستیک رفتار می کند و رفتار آنالیز آنها نیز غیر الاستیک است و مکانیزم گسیختگی آنها بصورت جاری شدن جزئی فولاد و خرد شدن بتن در فشار و ترک خوردن بتن در کشش است. ستونهای بلند بصورت الاستیک رفتار می کنند و روش آنالیز آنها نیز الاستیک است و در این حالت از تغییر شکل های اولیه صرف نظر می شود و می توان رفتار ستون را طبق منحنی اوپلر پیشنهاد نمود.

۴- بررسی مقاومت و چسبندگی بین فولاد و بتن

برای توزیع بار در اتصالات بین فولاد و بتن باید تدابیر خاصی اندیشید. یعنی باید سعی نمود که تنش برشی بین فولاد و بتن از حد مجاز بیشتر نشود. در غیر اینصورت بایستی برای جلوگیری از لغزش بین فولاد و بتن از یک سری برشگیرهای مکانیکی استفاده شود که هم اجرای آنها مشکل و هم هزینه بر است. در بعضی از آئین نامه ها نظیر BS 5:5400 part و ECCS برای مقاومت چسبندگی عدد واحدی معادل ۲۴ Kg/m ارائه شده است. طی چند سال اخیر آزمایشات زیادی توسط محققین مختلف برای تحقیق عدد فوق انجام گرفته و به این نتیجه رسیده اند که عدد فوق در مقایسه با نتایج آزمایشات خیلی واقعی نیست و برای هر گونه اظهار نظر قطعی نیاز به آزمایشات بیشتری می باشد زیرا مقاومت چسبندگی بین فولاد و بتن بستگی به دو نوع ناصافی دارد [۱۱]:

ناصافی های کلی در ستون مقاومت چسبندگی در اثر کمانش موضعی اعضاء کاهش می یابد به همین دلیل چسبندگی در مقاطع دایره ای بیشتر از مقاطع مستطیلی یا مربعی است سختی جداره مقطع فولادی یا همان نسبت عرض به ضخامت نیز بر روی مقاومت و چسبندگی تأثیر دارد یعنی با افزایش نسبت عرض به ضخامت مقاومت چسبندگی کاهش می یابد. اثر پارامترهای مختلف چندین پارامتر بر روی مقاومت چسبندگی مؤثر است که از آن جمله می توان سن، ابعاد نمونه، به عمل آوری بتن و درجه حرارت را نام برد و نتایج نشان می دهد که مقاومت چسبندگی در مقاطع بست دار کمتر از مقاطع لوله ای پر شده با بتن که توسط دیگران آزمایش شده است می باشد [۱۲].



الف) اثر سن بدون شک عمر نمونه یک پارامتر مهم در چسبندگی است. مقاومت چسبندگی در سن یک ساله در حدود ۳۰ درصد مقاومت چسبندگی در سن سه هفته ای می باشد. هر چقدر سن نمونه بیشتر می شود مقاومت چسبندگی کاهش می یابد در یک تحقیق چندین نمونه با ابعاد مختلف و با سن از ۱۴ روز تا ۳۶۰ روز آزمایش شد، نتایج آزمایش نشان می دهد که چسبندگی به افزایش سن نمونه کاهش می یابد، مثلاً از سن ۲۱ روز تا ۲۵۶ روز حدود ۶۲ درصد کاهش برای نمونه هایسایز ۵۰ × ۱۰۰ سانتیمتر و از سن ۱۴ روز تا ۳۶۰ روز ۶۶ درصد کاهش چسبندگی برای نمونه های سایز ۶۰ × ۱۴۰ سانتیمتر مشاهده شده است [۱۲]

ب) اثر ابعاد ابعاد نمونه که انقباض (افت) و محبوس شدن بتن را تحت تأثیر قرار می دهد، یک پارامتر مهم در کاهش چسبندگی است. در تحقیق مورد بحث ۶ سایز مختلف بررسی شده است، که هر یک دارای نسبتهای مختلفی از سطح تماس به سطح مقطع بتن، و نسبت حجم به سطح بودند. مشاهده می شود که نسبت سطح مقطع در نمونه های هم سن بر روی مقاومت چسبندگی تأثیر دارد. وقتی که نسبت A/Acs6/34 تا ۲/۳ تغییر می کند (نمونه بزرگتر می شود) مقاومت چسبندگی حدود ۵۳ درصد برای سن ۴۲ روزه کاهش پیدا می کند. وقتی که از ۴/۶ تا ۵/۴۱ تغییر می کند (نمونه بزرگتر می شود) مقاومت چسبندگی حدود ۳۵ درصد برای سن ۳۶۰ روزه کاهش می یابد.

پ) اثر انقباض (افت) سن و ابعاد دو پارامتر مهمی هستند که بر روی انقباض یک نمونه بتنی تأثیر می گذارند. برای تأثیر ابعاد بر روی انقباض می توان از یک ضریب اصلاح شده استفاده نمود (Acs6/34) $CF = 1.14 - 0.091977$ (Brranson) که در آن حجم بتن و ۵ سطح نمایان خشک شده نمونه است) نسبت - باید بر حسب اینچ باشد [۱۳].

ج) اثر نحوه عمل آوری بتون نحوه عمل آوری یک فاکتور دخیل در مقاومت چسبندگی است. هر چقدر نمونه در شرایط ایده آل و مرطوب عمل آورده شود مقاومت چسبندگی افزایش می یابد مقاومت چسبندگی نمونه های خشک عمل آورده شده در مقایسه با نمونه های مرطوب عمل آورده شده نشان می دهد که برای نسبت حجم به سطح ۵/۵۸ کاهش مقاومت چسبندگی ۴۶ درصد گزارش شده است، هر چند به نظر می رسد که افزایش نسبت حجم به سطح کاهش چسبندگی بیشتری را نشان خواهد داد اما نسبت حجم به سطح ۷/۰۳ فقط ۱۴ درصد کاهش مقاومت چسبندگی را نشان می دهد. د) اثر حرارت درجه افزایش درجه حرارت مقاومت چسبندگی را کاهش می دهد و کاهش مقاومت چسبندگی برای درجه حرارت های بالا بسیار بیشتر می شود، به طوری که به عنوان مثال در دمای 600 مقاومت چسبندگی کمتر از ۲۰ درصد مقدار آن در دمای اطلاق است [۱۴]. تعدادی نمونه با سایزهای مشخص در دماهای مختلف برای تعیین اثر درجه حرارت بر روی مقاومت چسبندگی آزمایش شد، مشاهده می شود که با افزایش دما مقاومت چسبندگی کاهش می یابد. برای نمونه های با سن ۱۵۵ روز گروه که در دمای 180 آزمایش شده است در مقایسه با نمونه هایی که در دمای اتاق آزمایش شده است کاهش مقاومت چسبندگی ۶۶/۷ درصد را نشان می دهد.

۵- شرایط سطح تماس

چسبندگی انتقالی ما بین تویوپ فولادی و بتن پر شده بستگی به جابجایی شعاعی در نتیجه فشار بتن مرطوب روی پوسته و انقباض بتن هسته، به همراه زبری (پستی و بلندی های) سطح داخلی تویوپ دارد. بدلیل تقارن محوری ستونهای CFT فشار P باعث افزایش شعاعی رخ می گردد:

که در آن $d =$ قطر، $a =$ ضخامت جداره، $ES =$ مدول الاستیسیته فولاد است، فشار به ویسکوزیته بتن درجه رطوبت بتن، بار فشاری که مستقیماً به بتن وارد می شود و به قطر تویوپ و تعدادی پارامترهای ناشناخته بستگی دارد انقباض بتن باعث ایجاد یک کاهش شعاعی خواهد شد. در طول پنج دهه اخیر تئوری ها و روشهای طراحی مختلفی توسط گروههای تحقیقاتی زیادی پیشنهاد شده است. با وجودیکه تحقیق در مورد عملکرد ستونهای مختلط از هنگام اولین آزمایشات روی مقاطع فولادی محصور شده در بتن توسط بور (Burr) در سال ۱۹۰۸ در جریان بوده است، اما تا نیمه دوم قرن بیستم پیشرفت کمی حاصل شده است، تا قبل از سال ۱۹۶۷ عملکرد لوله های مختلط تحت بارگذاری محوری شامل افزایش در مقاومت به علت اثر محصور کنندگی و کاربرد یک راه حل مدول مماسی، توسط محققان متعددی مورد مطالعه واقع شده بود. با اینوجود اغلب مطالعات محدود به مقاطع دایره ای بودند تا



مقاطع مستطیلی توخالی و همچنین عدم اطلاعات روی رفتار ستونهای با بارگذاری خارج از مرکز وجود داشت. که این امر ممکن است منجر به روشهای طراحی ای گردد که ظرفیت باربری ستونها را بسیار بیشتر از واقعیت تخمین بزنند [۱۵]. در سال های اخیر درک بهتری از رفتار لوله های پر شده با بتن توسط تعدادی از مطالعات بدست آمده است در ادامه این فصل روشهای طراحی بیان شده توسط فورلانگ (Furlong) در سال ۱۹۶۷ ، گاردنر و ژا کوبسن (Gardner & Jacobson) در سال ۱۹۶۷ ، نئوگی و سن (Neogi & sen) در سال ۱۹۶۹ ، رانگن و جویس (Rangan & Joyce) در سال ۱۹۹۲ ، براد فورد (Bradford) در سال ۱۹۹۶ آورده است [۱۴].

۵-۱- روش تحلیل گاردنر و ژاکوبسن (۱۹۶۷)

(در سال ۱۹۶۷ گاردنر و ژاکوبسن پیشنهاد کردند که همچنان که لوله فولادی هسته بتنی را در خرابی حفظ می کند یک فشار داخلی بین لوله فولادی و بتن گسترش می یابد و یک تنش کششی حلقوی در لوله فولادی ایجاد می کند. بعلاوه این اثر محدود کنندگی مقاومت فشاری بتن افزایش می یابد و معلوم شد که به مقدار زیر می $d = f + ks, s, = rs/f$ که در آن یک ضریب تجربی است و حدوداً ۴ تعیین شده است [۱۴].

۵-۲- روش تحلیل فورلانگ (۱۹۶۷)

در سال ۱۹۶۷ فورلانگ پیشنهاد کرد که حد پائین ظرفیت محوری ستونهای CFT می تواند بعنوان بار لازم برای تسلیم کردن فولاد بعلاوه نیرویی که برای گسترش همان کرنش در بتن لازم است ارائه شود ، ممان پلاستیک فولاد تنها حد پائین برای ظرفیت خمشی خالص است ، وی برای معادله اندرکنش ستونهای CFT یک معادله بیضی پیشنهاد کرد:

$(P/P) + (M/M)$ که در آن M به ترتیب حداکثر ظرفیت محوری و خمشی ستون هستند. بعدها مشخص شد که معادله (۶) محافظه کارانه بوده و معمولاً مقاومت ستونهای CFT را کمتر از حد واقعی تخمین می زند ، در حالت ستونهای بلند یک سختی معادل را برای بدست آوردن بار بحرانی بکار می برد که این سختی معادل جمع جبری سختی برای هر ماده در نظر گرفته شد به عبارتی هر ماده جداگانه عمل می کند و بر اساس آن معادله ای ارائه کرد که توافق نزدیکی با نتایج آزمایش نشان داد و یک فرمول اندر کنش بصورت خط مستقیم توسط نولز (Knowles) و پارک (Park) برای تخمین زدن رابطه بار - ممان محوری برای ستونهای CFT بصورت زیر بکار رفت:

$M / M + P / P = 1$ که در آن P و خمشی وجود ندارد و M بار محوری و ظرفیت ممان خمشی هستند ، P بار محوری نهایی است هنگامی که ممان M ممان خمشی نهایی است هنگامی که بار محوری صفر است [۱۶].

۵-۳- روش تحلیل نئوگی و سن (۱۹۶۹)

(در سال ۱۹۶۹ یک روش عددی توسط نئوگی و سن برای مطالعه رفتار بار تغییر شکل لوله های پر شده با بتن در ناحیه الاستو پلاستیک منتشر شد و فرضیات زیر مطرح شد:

منحنی های تنش - کرنش تک محوری که برای فولاد و بتن بکار رفته اند ، بدون هیچگونه مقاومت کششی برای بتن می باشند.

منحنی های تنش - کرنش با مشخصات باربرداری و بارگذاری مجدد بکار رفته اند و عمل متقابل کامل بین فولاد و بتن اتفاق می افتد و خرابی بعلاوه کمانش محلی یا برش رخ نمی دهد [۱۴].



۵-۴- روش تحلیل رانگن و جویس

در این روش فرض شده است که ظرفیت محوری P یک ستون لاغر لوله ای فولادی پر شده با بتن که بصورت خارج از مرکز بارگذاری شده هنگامی بدست می آید که ممان ماکزیمم M، مساوی ممان خمشی نهایی M در وسط ارتفاع ستون باشد که مقدار P توسط رابطه زیر به M مربوط می شود:

$M = P(e + \delta)$ که در آن و خروج از مرکزیت بار محوری، د تغییر شکل ناشی از خزش (ترم بلند مدت) و δ تغییر شکل در شکست است که هر دو وجود در ارتفاع ستون بدست می آیند. از آنجایی که تغییر شکلها در نتیجه تغییر شکلهای اولیه (یعنی تنشهای پس ماند حاصل از نورد یا جوشکاری) در غلاف مهم هستند لذا می بایست برآورد گردند و به سود اضافه شوند و حالت شکست بتن بدین شرح تعریف شده است که کرنش در دورترین تار فشاری در بتن به مقدار حدی برسد که عمل محصور کنندگی سه محوری لوله فولادی روی بتن پر شده ممکن است بر مقدار تأثیر بگذارد. در آئین نامه ACI مقدار برابر 0.003 در نظر گرفته شده است [۱۶].

۵-۵- روش تحلیل برادفورد (۱۹۹۶)

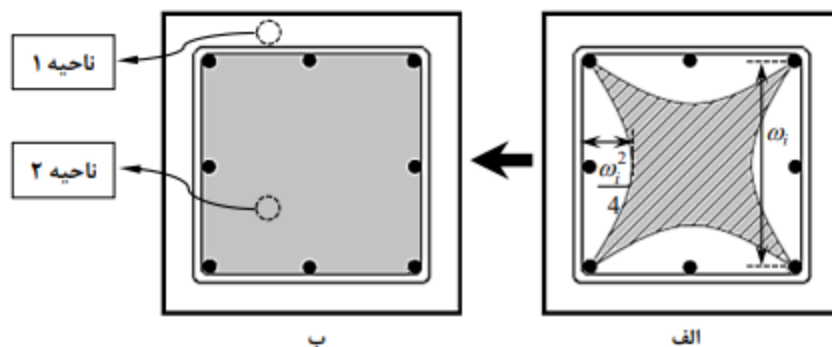
برادفورد رفتار ستونهای لاغر با مقطع مستطیلی پر شده بابتن (RHS) را مورد بررسی قرار داد و در تحلیل برادفورد فقط بارگذاری کوتاه مدت مدنظر قرار گرفته و از اثرات خزش و انقباض بتن صرفنظر شده است. همچنین از کمانش موضعی صرفنظر شده است. فرضیات بکار رفته در تحلیل عبارتند از: فولاد الاستوپلاستیک کامل با تنش تسلیم (بر حسب Mpa) و مدول یانگ $E = 200 \times 10^3$ Mpa و کرنش نهایی بتن به میزان 0.003 متناظر با یک تنش حدی $0.85f_c$ دارد، که بطور یکنواخت روی عمقی به میزان $gkd = 0.85 - 0.007(f - 28)$ که در آن f_c مقاومت مشخصه استوانه ای بر حسب (Mpa) است. حالت خرابی بالانس بدین شرح تعریف شده است که هنگامیکه کرنش بتن در وجه داخلی بال بالایی 0.003 استو کرنش کششی در بال تحتانی مقطع فولادی به کرنش تسلیم می رسد [۱۶].

۶- رفتار غیر خطی اعضاء بتن مسلح

در این بخش، رفتار غیرخطی تیرها و ستونهای بتن مسلح تعیین میشود. در ارزیابی مقاطع سازه‌ای، برای تجزیه و تحلیل مقاطع بتن مسلح، روندی محاسباتی برای تحلیل مقاطع اعضا و تعیین رابطه ی لنگر - انحنای مورد نیاز میباشد. قبل از انجام چنین تحلیلی، باید ویژگی های تنش - کرنش مصالح مشخص شود. در این مقاله، برای نمودار تنش - کرنش آرماتورهای طولی و عرضی، مدلی کاملاً لاستوپلاستیک با لحاظ سخت شدگی مجدد فولاد در نظر گرفته شده است [۱۵].

۶-۱- رفتار غیر خطی بتن محصورشده و محصورنشده توسط آرماتورهای عرضی

در این بخش نحوه محاسبه رابطه تنش - کرنش مقاطع بتن مسلح تحت بارهای محوری در مدل پیشنهادی ارائه میشود. شکل (۱ - الف) نواحی از مقطع عضو که در معرض فشار محصورشدگی از جانب آرماتورهای عرضی می باشند را نشان می دهد. همچنین بر اساس مطالعه ی مندر و همکاران بتن در مقطع عضو به دو ناحیه ی ۱ - پوشش بتنی و ۲ - ناحیه ی محصورشده توسط آرماتورهای عرضی قابل تقسیم می باشد (شکل ۲-ب).



شکل ۲: الف- مناطق محصور شده توسط آرماتورهای عرضی ب- نوای مقطع عضو بتن مسلح بر اساس مندر و همکاران در این مطالعه.

برای ناحیه ی ۱ مدل بتن غیر محصور ارائه شده توسط مندر و همکاران در نظر گرفته شده است. در ناحیه ی ۲ از مدل بتن محصور ارائه شده توسط مندر و همکاران به منظور محاسبه ی تاثیر محصورشدگی روی نمودار تنش - کرنش با اعمال تغییراتی تعیین شده است که به شرح زیر میباشد:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x r} \quad (1)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (4)$$

Es و Esec به ترتیب مدول الاستیسیته و مدول الاستیسیته ی مماسی بتن میباشدند. بر اساس روابط فوق، حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده توسط آرماتورهای عرضی (fcc) ، و کرنش نظیر آن (εcc) ، در مدل مذکور به صورت زیر محاسبه میشود:

$$f'_{cc} = \alpha_1 \alpha_2 f'_c \quad (5)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

در این روابط f c حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور نشده و εc کرنش نظیر آن می باشد. همچنین α1 در رابطه به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\alpha_1 = \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 F_l}{f'_c}} - 2 \frac{F_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (7)$$



۲ بر اساس مطالعه ی ونگ و رستریو به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\alpha_2 = \left(1.4 \frac{f_L}{F_l} - 0.6 \left(\frac{f_L}{F_l} \right)^2 - 0.8 \right) \sqrt{\frac{F_L}{f'_c} + 1} \quad (۸)$$

در روابط بالا f_1 و F_1 به ترتیب حداقل و حداکثر فشار محصور شدگی جانبی موثر بوده و به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$f_1 = \min(f_{1,xx}, f_{1,yy}) \quad (۹)$$

$$F_1 = \max(f_{1,xx}, f_{1,yy}) \quad (۱۰)$$

$$f_{1,xx} = k_e \rho_x f_{sy} \quad (۱۱)$$

$$f_{1,yy} = k_e \rho_y f_{sy} \quad (۱۲)$$

در این روابط $f_{1,xx}$ و $f_{1,yy}$ فشار محصور شدگی جانبی مؤثر ناشی از آرماتورهای عرضی در جهت افقی و عمودی مقطع، ρ_x و ρ_y به ترتیب درصد حجمی آرماتورهای عرضی در جهت x و y مقطع و $f_{1,yy}$ تنش تسلیم آرماتورهای عرضی می باشند. k_e ضریب تاثیر محصور شدگی آرماتورهای عرضی است و به صورت زیر محاسبه می شود.

$$k_e = k_{et} k_{ei} \quad (۱۳)$$

$$k_{et} = 1 - \left(\frac{\sum \alpha_i^2}{6} \right) \left(\frac{b_w}{h_w} \right) \quad (۱۴)$$

$$k_{ei} = \left(1 - \frac{s'}{2b_w} \right) \left(1 - \frac{s'}{2h_w} \right) \quad (۱۵)$$

B_w و h_w به ترتیب طول ساق آرماتور عرضی در جهات x و y بوده و همچنین حداکثر کرنش بتن محصور شده با استفاده از مطالعه ی پریستلی و همکاران به صورت زیر قابل محاسبه می باشد:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4(\rho_x + \rho_y) f_{sy} \epsilon_{su}}{f'_c} \quad (۱۶)$$

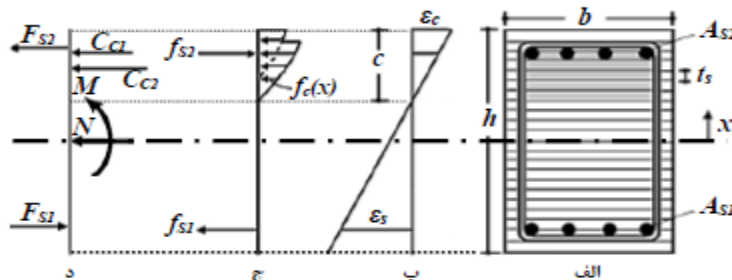
$$f_{ss} = f_{sy} \quad \epsilon_l > \epsilon_{sy} \quad (۱۷)$$

که در روابط فوق، E_s ، E_{sy} به ترتیب کرنش تسلیم و مدول الاستیسیته آرماتورهای عرضی می باشند [۱۶]. محاسبه ی فشار جانبی حاصل از آرماتورهای عرضی به بتن (F^1_{cc}) از طریق روابط (۱۴) و محاسبه ی حداکثر مقاومت فشاری بتن (F^1_{cc}) از طریق رابطه ی (۱۵) و محاسبه ی کرنش محوری بتن (F^1_{cc}) مطابق با حداکثر مقاومت فشاری آن از طریق رابطه ی (۱۶) و مقایسه ی کرنش محوری فرض شده در گام ۱ با کرنش محوری محاسبه شده از گام رابطه (۱۷) انجام می شود. در صورتیکه کرنش محوری فرض شده در گام نخست نزدیک به مقدار بدست آمده از گام ۰ باشد، با استفاده از حداکثر مقاومت فشاری بتن در گام ۵ و کرنش محوری نظیر این تنش در گام ۶، خصوصیات بتن از طریق رابطه ی (۱) قابل محاسبه میباشد. در غیر این صورت مقدار جدیدی در گام ۱ فرض شده و مراحل بالا تکرار میشوند [۱۴].



۲-۶- رفتار خمشی

در این بخش نحوه ی محاسبه ی رفتار خمشی در اعضای بتن مسلح شرح داده میشود. هنگامی که رابطه ی تنش - کرنش بتن در نواحی مختلف تعیین شد، رابطه ی لنگر - انحنای عضو بر اساس آنالیز فایبر مقطع (المان های نواری) بدست می آید. شکل ۳ تحلیل فایبر مقطع عضو بتن مسلح را به صورت شماتیک نشان می دهد. C_{C1} و C_{C2} به ترتیب نیروی فشاری سهم بتن پوشش و بتن محصور شده توسط آرماتور عرضی مقطع میباشد. سایر متغیرها در شکل توصیف شده اند.



شکل ۳: تحلیل فایبر مقطع عضو بتن مسلح را به صورت شماتیک.

روند گام به گام تحلیل لنگر - انحنای عضو در زیر به طور مختصر توضیح داده شده است:

- ۱- فرض مقداری برای کرنش بتن در بالاترین تار مقطع (ϵ_c) توجه شود که در ابتدا معمولاً این مقدار برابر صفر فرض می شود
- ۲- فرض مقداری برای تار خنثی (C)
- ۳- محاسبه کل نیروهای فشاری در بتن و نیروهای کششی و فشاری آرماتورهای طولی:

$$C_C = C_{C1} + C_{C2} = \sum f_c(x) b t_c \quad (18)$$

$$F_{si} = \sum f_{si} A_{si} \quad (19)$$

- ۴- کنترل تعادل نیروی در مقطع با استفاده از رابطه ی زیر. در صورتیکه مقدار $C_C + F_{S1}$ نزدیک به مقدار نیروی محوری (N) باشد. مقدار فرض شده برای تار خنثی (C) در گام ۲ صحیح میباشد. در غیر این صورت مقدار جدیدی برای تار خنثی باید فرض شود.

$$C_C + F_{S1} - N = 0 \quad (20)$$

- ۵- محاسبه لنگر خمشی با استفاده از رابطه ی زیر:

$$M_f = \sum f_c(x) b t_c x_i + \sum F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (21)$$

- ۶- محاسبه انحنای عضو با استفاده از رابطه ی زیر:

$$\phi_1 = \frac{\epsilon_c}{C} \quad (22)$$

- ۷- فرض مقداری بزرگتر از قبل برای کرنش بتن در بالاترین تار مقطع و تکرار روند فوق. این تکرار تا زمانیکه حداقل یکی از شروط نهایی ارضا شود ادامه می یابد [۱۵].



۳-۶- تعیین رابطه ی لنگر - انحنای

با استفاده از روند بالا رابطه ی لنگر - انحنای عضو بتن مسلح محاسبه میشود. برای اختصاص رابطه ی مذکور به اعضای بتن مسلح از روش مفصل پلاستیک که توسط پریستلی و همکاران ارائه شده است. بر اساس روش مذکور چرخش عضو بتنی (θ_i) مطابق با هر سطح انحنای (ϕ_i) ، با روش لنگر سطح قابل تعیین می باشد با فرض اینکه رفتار تیرها یا ستون ها در سازه به صورت عضوی طره ای باشند، دوران عضو بتنی در هر سطح انحنای به صورت زیر قابل محاسبه می باشد:

$$\theta_i = \frac{\phi_i L_{eff}}{2} \quad \phi_i < \phi_y \quad (23)$$

$$\theta_i = \frac{\phi_y L_{eff}}{2} + (\phi_i - \phi_y) L_p \quad \phi_i \geq \phi_y \quad (24)$$

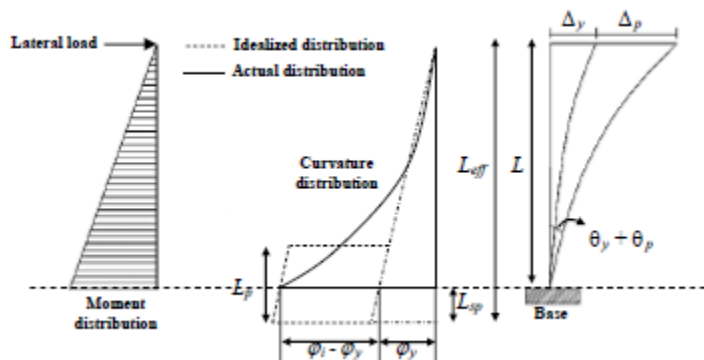
$$\theta_y = \frac{\phi_y L_{eff}}{2} \quad (25)$$

$$L_{eff} = L + L_{sp} \quad (26)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_s d_b \quad f_s \leq f_y \quad (27)$$

$$L_p = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) L + L_{sp} \quad (28)$$

برای بدست آوردن میزان جابجایی اعضای بتنی، پریستلی و همکاران توزیع انحنای واقعی در عضو بتنی را به توزیع انحنای معادل مطابق با شکل ۴ تبدیل کردند [۱۶].



شکل ۴: تغییر پلاستیک و توزیع انحنای در طره ی بتن مسلح.

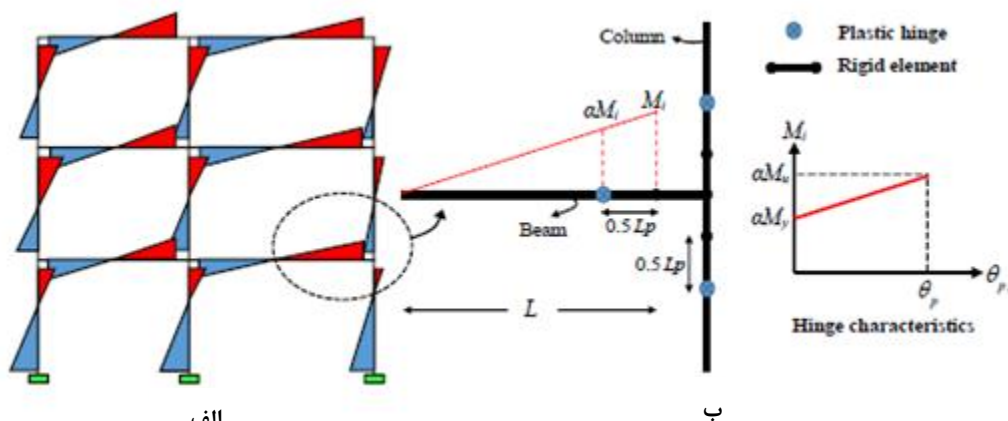
(ϕ_i) انحنای تسلیم در مقطع عضو را نشان میدهد D_b و f_y به ترتیب قطر و تنش تسلیم آرماتورهای کششی مقطع میباشد. لنگر تسلیم و نهایی به ترتیب توسط m_y و m_u نشان داده می شوند. L_{sp} معادل با طول کرنش نفوذی و L_p طول مفصل پلاستیک عضو میباشد که در شکل ۳ نشان داده شده اند L فاصله بین لنگر حداکثر و صفر در اعضای سازه میباشد. به منظور سادگی، L برابر با نصف طول دهانه محاسبه میشود؛ اما در این مطالعه، بر اساس توزیع لنگر در سطح سازه، مقدار L با استفاده از تحلیل پوش آور اولیه، محاسبه شده است با توجه به شکل 4-a همانطور که مشاهده میشود و همچنین با توجه به روابط (۲۱ تا ۳۶) با فرض نصف طول دهانه برای L نتایج وابسته به L به درستی قابل تعیین نمیشود. تحت بار لرزه ای در اعضای سازه، حداکثر لنگر در انتهای عضو تشکیل میشود؛ اما از طرف دیگر، بر اساس رویکرد مفاصل گسسته، رفتار پلاستیک عموماً در فاصله $L_p/5$ از وجه اتصال انتهای عضو،



تعریف می شود. برای اینکه مفصل پلاستیک رفتار مناسب تری از عضو را شبیه سازی کند، ضریب اصلاح α به مقادیر لنگر حاصل از تحلیل لنگر - انحنای اختصاص داده شده است که به صورت زیر قابل محاسبه می باشد.

$$\alpha = 1 - \frac{L_p}{2L} \quad (29)$$

بنابراین با استفاده از ضریب مزبور هنگامی که لنگر در انتهای عضو به مقادیر تسلیم (M_y) می رسد، مفصل پلاستیک که در نقطه ای به فاصله $0.5L_p$ با یک فنر چرخشی مدل شده است رفتار پلاستیک از خود نشان می دهد و هنگامی که لنگر به حداکثر مقدار خود (M_{II}) در انتهای عضو برسد، چرخش پلاستیک در فنر چرخشی به مقدار θ_p می رسد. با توجه به بحث فوق، می توان ذکر کرد که مفصل پلاستیک در حالت اصلاح شده، رابطی لنگر - دوران بدست آمده از تحلیل لنگر - انحنای در سطح عضو را به درستی در سطح سازه شبیه سازی می کند. در صورتی که ضریب α مطابق با فرضیات مطالعات گذشته برابر ۱ باشد، مفصل پلاستیک اختصاص داده شده به عضو به سمت نتایج گمراه کننده میل میکند. در شکل ۵، توزیع لنگر خمشی در اعضای سازه تحت بار جانبی و محل قرارگیری مفاصل پلاستیک در اتصال تیر - ستون نشان داده شده است. [۱۶].



شکل ۵: الف توزیع لنگر خمشی در اعضای سازه تحت بار جانبی، ب- محل قرارگیری مفاصل پلاستیک در اتصال تیر - ستون خارجی.

در حین بارگذاری لرزه ای، سختی خمشی اولیه اعضای خمشی کاهش مییابد. بنابراین در تحلیل غیرخطی اعضای بتنی، سختی خمشی مؤثر در سراسر عضو باید استفاده شود. شیب منحنی لنگر - انحنای قبل از رسیدن به لنگر تسلیم به عنوان سختی خمشی مؤثر در تحلیل غیرخطی اعضای بتنی مورد استفاده قرار میگیرد که توسط رابطه ی زیر قابل محاسبه می باشد:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (30)$$

با M_y, E_c, I_{eff} به ترتیب لنگر تسلیم، مدول الاستیسیته ی بتن و ممان اینرسی مؤثر مقطع عضو می باشند. بنابراین با استفاده از روند بالا، رفتار خمشی غیرخطی عضو بتنی تعیین می شود [۱۴].

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

- ۱- اغلب مطالعات محدود به مقاطع دایره ای هستند (به علت عملکرد بهتر) تا مقاطع مستطیلی توخالی
- ۲- در سال های اخیر درک بهتری از رفتار لوله های پر شده با بتن توسط تعدادی از مطالعات بدست آمده است و به همین دلیل است که گسترش استفاده از ستونهای مختلط بتن - فولاد در صنعت ساختمان سازی، پل سازی و .. بیشتر می شود.



- ۳- پر کردن مقاطع فولادی توخالی با بتن موجب افزایش ظرفیت باربری و سختی و شکل پذیری می گردد . - اثر محبوس شدن بتن در مقطع دایره ای نسبت به دیگر مقاطع با اهمیت تر است.
- ۴- در مقایسه ستونهای CFT با ستونهای بتن آرمه می توان گفت که اولاً برای یک نیروی مشخص ابعاد ستون CFT از ابعاد بتن آرمه کمتر بوده و ثانیاً ستونهای CFT مشکلات برش آرماتور و آرماتوربندی و قالب بندی را ندارند.

۸- مراجع

- 1-Gourley, B. C., Hajjar, J. F., and Schiller, P. H., 1995, **A synopsis of studies of the monotonic and cyclic behavior of concrete-filled tube beam-columns**, Structural Engineering Report No ST-93-Minneapolis, Minnesota: Department of Civil Engineering, University of Minnesota.
- 2- Kitada, T., 1998, **Ultimate strength and ductility of state-of-the-art concrete-filled steel bridge piers in Japan**, Engineering Structures, 20, 4-6, 347-354.
- 3- Mathias, J. and Gylltoft, K., 1996, **Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various of load application**, Department of structural Engineering, concrete structures, Chalmers university of Technology, SE-412 96 Sweden.
- 4- Shams, M., and Ala Saadeghvaziri, M., 1994, **state of the Art of concrete – filled steel tubular columns**, Technical paper: ACI Structural Journal, Title no.94-S51.
- 5-Kim, D. K., 2005, **A Database for Composite Columns**, MSc Thesis, Georgia Institute of Technology, USA.
- 6- Jazebi, F., 2005, **The Column Filled Concrete System against the Fire**, www.civilica.com.
- 7- Song, T. Y., Han, L. H., and Yu, H. G., 2009, **Concrete Filled Steel Tube Stub Columns under Combined Temperature and Loading**, Constructional Steel Research, 66, 3, 366-384.
- 8- Yang, H., Han, L. H., and Wang, Y. C., 2008, **Effects of Heating and Loading Histories on Post Fire Cooling Behaviour of Concrete Filled Steel Tubular Columns**, Constructional Steel Research, 64, 5, 556-570.
- 9- "ISO 834, 1980, **Fire Resistance Tests-Elements of Building Construction**, Amendments 1 and 2.
- 10-Wang, Y. C., 1997, **Some Considerations in the Design of Unprotected Concrete-Filled Steel Tubular Columns under Fire Conditions**, Journal of Constructional Steel Research, 44, 3, 203-223.
- 11-Yu, M., Zha, X., Ye, J., and Li Y., 2009, **Fire Responses and Resistance of Concrete-Filled Steel Tubular Frame Structures**, International Journal of Structural Stability and Dynamics, 10, 2, 251-271.
- 12-ANSYS (Ver. 11), .Reference Manuals: Theory, Elements, Analysis Guide, and Comments, SAS IP Inc, USA.
- 13- Schneider, S. P., 1998, **Axially Loaded Concrete Filled Steel Tubes**, Structural Engineering, 1125-1138.
- 14- Han, L. H., Yang, Y. F., and Xu, L., 2003, **An Experimental Study and Calculation on the Fire Resistance of Concrete-Filled SHS and RHS Columns**, Journal of Constructional Steel Research, 59, 427.452.
- 15- Lie, T. T., and Stringer, D. C., 1994, **Calculation of the Fire Resistance of Steel Hollow Structure Section Columns Filled with Plain Concrete**, Journal of Civil Engineering, 21, 3, 382-385.



16- Guerrero, H., Ruiz-Garcia, J., Escobar, J., and Teran-Gilmore, A., 2017, **Response to seismic sequences of short- period structures equipped with Buckling- Restrained Braces located on the lakebed zone of Mexico City**, Journal of Constructional Steel Research, 137, 37-51.