

M. Ahmadi*

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd, Iran.

e-mail: masoud.ahmadi@abru.ac.ir

M. R. Musavi

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd, Iran.

e-mail: rm_mousavi@abru.ac.ir

Effect of High-Strength Materials on Axial Capacity of CFT Columns

The review of existing codes and standards revealed that the design provisions for CFT members with high strength materials are still limited. This paper addresses this gap and suggests simple design equations for high strength square CFT columns using a three-step approach. The first step consists of collecting the experimental database of high-strength square composite column tests from the literature and assessing the possibility of developing the design equations for high-strength CFT columns. The second step consists of developing a nonlinear model for calculating the capacity of high-strength CFT columns using a large number of experimental data by applying gene expression programming. The third step consists of assessing the performance of the proposed relation using the common and modified coefficient of determination (R and r_m), root-mean-square error (RMSE), mean absolute percentage error (MAPE), and gradients of regression lines (k and k'). An analysis is also carried out to propose a strength reduction factor (ϕ) for the proposed design equation. The results demonstrated that the proposed model has acceptable efficiency in the range of the experimental database parameters, and the suggested relation can be utilized for the pre-design of high-strength CFT columns.

Keywords: Axial strength; concrete filled steel tube, high-strength concrete, high-strength steel, gene expression programming

* Corresponding author

Received 15 April 2021, Revised 02 May 2021, Accepted 02 May 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.6837.1239

اثر مقاومت مصالح بر ظرفیت محوری ستون‌های فولادی پر شده با بتن

در سال‌های اخیر، اعضای با مقطع فولادی پر شده با بتن بدلیل عملکرد هم افزایی بتن و فولاد در ساختمان‌های بلند، پل‌ها و سازه‌های صنعتی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. بررسی آیین‌نامه‌های مختلف نشان داده است که در طراحی این اعضا محدودیت‌هایی برای مقاومت بتن و اجزای فولادی ایجاد شده است. در این مطالعه به بررسی محدودیت‌های اشاره شده برای مقاومت مصالح مورد استفاده در آیین‌نامه‌های طراحی پرداخته شده و رابطه‌ای برای تاثیر مصالح مقاومت بالا (خارج از محدوده آیین‌نامه) بر ظرفیت محوری ستون‌های فولادی پر شده با بتن با استفاده از یک روش سه مرحله‌ای ارائه گردیده است. مرحله اول شامل تدوین پایگاه داده آزمایشگاهی از اعضای با مصالح مقاومت بالا و ارزیابی امکان گسترش معادلات طراحی برای آنها می‌باشد. مرحله دوم شامل توسعه مدل جدید برای تعیین اثرات مقاومت مصالح بر ظرفیت محوری فشاری این اعضا بر مبنای پایگاه داده توسعه داده در مرحله اول و استفاده از الگوریتم برنامه‌سازی بیان ژنی است. در مرحله سوم، عملکرد رابطه پیشنهادی براساس ضریب تشخیص مرسوم و اصلاح شده (R و r_m)، خطای جذر میانگین مربعات (RMSE)، میانگین درصد خطا نسبی (MAPE) و شیب خطوط رگرسیون عبوری از مرکز (k و k') مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین ضریب کاهش مقاومت برای رابطه پیشنهادی ارائه گردیده است. نتایج نشان داده است که رابطه ارائه شده در محدوده پایگاه داده ایجاد شده، دقت قابل قبولی داشته و می‌تواند به عنوان ابزاری مناسب در تخمین ظرفیت محوری ستون‌های ساخته شده از مصالح مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد.

واژگان کلیدی: ظرفیت محوری، مقطع مختلط، بتن پرمقاومت، فولاد مقاومت بالا، برنامه ریزی بیان ژن.

مسعود احمدی*

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه آیت الله بروجردی،
بروجرد، ایران.
پست الکترونیک:
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

میر رحیم موسوی

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه آیت الله بروجردی،
بروجرد، ایران.
پست الکترونیک:
rm_mousavi@abru.ac.ir

۱- مقدمه

که تنش‌های خمشی و کششی بیشتر مؤثرند، افزایش قابل توجهی در سختی و مقاومت مقطع مشاهده می‌شود. در مقاطع پر شده با بتن (CFT^1)، بخش فولادی به علت تماس با بتن سخت شده، سختی بیشتری می‌یابد و کماتش در آن به تاخیر می‌افتد و یا اتفاق نمی‌افتد. بنابراین تا زمانیکه تماس بین بتن و فولاد کاهش یابد (مثل ترک خوردن بتن و یا جداسازی بتن و فولاد) کماتش به تاخیر خواهد افتاد. البته در این اعضا با ترک

در سال‌های اخیر، اعضای با مقطع مختلط پر شده با بتن براساس شکل مقطع جدار فولادی به صورت دو دسته پر کاربرد دایروی و مستطیلی در صنعت ساختمان سازی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این اعضا به علت قرارگیری جدار فولادی در پیرامون مقطع، دقیقاً در جایی

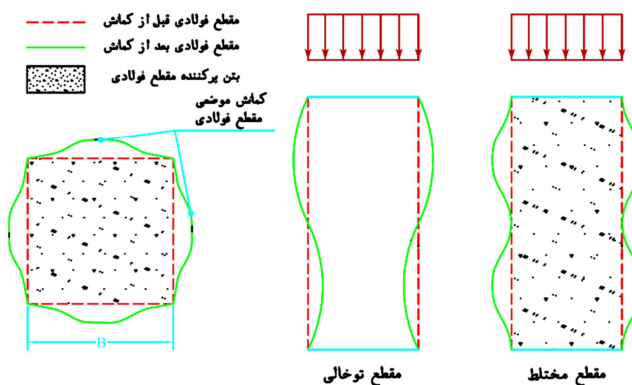
* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۱/۲۶، بازنگری: ۱۴۰۰/۰۲/۱۲، پذیرش: ۱۴۰۰/۰۲/۱۲
DOI: 10.22091/cer.2021.6837.1239 شناسه دیجیتال

¹- Concrete-filled steel tube (CFT)

و به دنبال آن افزایش مقاومت و شکل پذیری در بتن می شود. همانطور که از شکل ۱ مشخص است، کمانش موضعی در ستون کوتاه پر شده با بتن به صورت تغییر شکل به سمت بیرون است و این پدیده قبل از باربری نهایی عضو می تواند ایجاد شود.

خوردن بتن به علت جلوگیری از انبساط بیش از حد توسط جدار فولادی، همچنان تماس بین بتن و فولاد برقرار خواهد بود. بنابراین هسته بتنی مدهای کمانش جانبی را به سمت بیرون انتقال می دهد (شکل ۱). از سوی دیگر، جدار فولادی باعث افزایش محصورشدگی در هسته بتنی



شکل ۱- کمانش موضعی در مقطع مربعی (یا مستطیلی) و تغییر مود کمانش در طول ستون [۴]

۲۱ MPa کمتر و از ۶۹ MPa بیشتر و برای

بتن های سبک نباید از ۲۱ MPa کمتر و از ۴۱ MPa بیشتر باشد.

(ب) تنش تسلیم اجزای فولادی مقطع مختلط نباید از ۵۲۵ MPa بیشتر باشد.

(پ) تنش تسلیم میلگردهای مقطع مختلط (در صورت وجود) نباید از ۵۵۰ MPa بیشتر باشد.

جزئیات دقیق تر محدودیت های مرتبط با مصالح در سه آیین نامه اشاره شده در جدول ۱ ارائه گردیده است. در حالت کلی، براساس محدودیت های ارائه شده توسط آیین نامه های مذکور، ماکزیمم مقاومت فشاری بتن و تسلیم فولاد به اعداد ۱۰۰ و ۶۹۰ مگاپاسکال محدود شده است.

اگرچه مطالعات گذشته بینش ارزشمندی در مورد رفتار ستون های مختلط با مقاومت بالا فراهم آورده است اما همچنان معادلات طراحی جامعی در آیین نامه های طراحی برای اعضای ساخته شده با بتن و فولاد مقاومت بالا وجود ندارد. بخش تفسیر آیین نامه AISC360، یکی از دلایل چنین محدودیت هایی را عدم آزمایش های کافی

تحقیقات نشان داده است که این پدیده وابسته به نسبت عرض به ضخامت مقطع می باشد [۱-۳]. قابل توجه است که هزینه های ساخت سازه هایی که در آنها از ستون های CFT استفاده می شود، به علت اجرای سریع و طراحی بهینه می تواند کاهش یابد [۱]. به علت مقاومت بالاتر، ستون مرکب سبک تر از یک ستون بتن آرمه با مقاومت مشابه می باشد که باعث کاهش بار، هزینه و مقدار آرماتور و به طور کلی هزینه های ساخت است. همچنین بایستی ذکر شود که مقطع فولادی در اعضای CFT به عنوان قالب نیز مورد استفاده قرار می گیرند. ضوابط آیین نامه های Eurocode4، AISC360، AS/NZS2327 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در طراحی اعضای مختلط، محدودیت هایی در رابطه با مقاومت مصالح مورد استفاده و سختی اعضای مختلط ایجاد کرده اند که بایستی مورد توجه قرار گیرد [۴-۶]. به عنوان نمونه براساس محدودیت های بخش مصالح آیین نامه AISC 360-16 در این اعضا باید به موارد زیر توجه نمود:

(الف) مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن برای بتن های با وزن مخصوص معمولی نباید از

و فقدان توسعه روابط جامع و کارآمد در این زمینه بیان کرده است.

جدول ۱- اندازه محدودیت‌های مرتبط با مصالح در ستون‌های CFT

مقاومت فشاری بتن (MPa)	مقاومت تسلیم فولاد (MPa)	آیین‌نامه
$21 \leq f_c \leq 69$	$F_y \leq 525$	AISC 360-16
$20 \leq f_c \leq 50$	$235 \leq F_y \leq 460$	Eurocode 4
$20 \leq f_c \leq 100$	$F_y \leq 690$	AS 2327

CFT تحت بارگذاری محوری پرداخت [۷]. اشنایدر^۳، اثر شکل و ضخامت جدار فولادی بر روی مقاومت نهایی اعضای مختلط را بررسی کرده و نتایج را با آیین‌نامه اعضای مختلط AISC LRFD مورد مقایسه قرار داد. نتایج نشان داد که تغییر در شکل مقطع و نسبت عرض به ضخامت جدار فولادی اثر قابل توجهی بر روی رفتار این اعضا دارد [۹]. جزئیات بیشتر در رابطه با مطالعات انجام شده بر روی اعضای CFT توسط محققین در مراجع [۱۸-۲۳] ارائه شده است.

به‌صورت خلاصه می‌توان اشاره نمود که نتایج این مطالعات آزمایشگاهی نشان داده است که رفتار و مقاومت اعضای CFT با مقاومت معمولی به پارامترهایی مانند مقاومت فشاری بتن (f_c)، تنش تسلیم فولاد (F_y)، نسبت عرض (یا قطر) به ضخامت مقطع فولادی (b/t یا D/t) و طول عضو (L) بستگی دارد.

۲-۲- اعضای CFT با مصالح مقاومت بالا

مطالعه بر روی اعضای CFT مستطیلی و مربعی با مصالح مقاومت بالا توسط محققان در سال‌های اخیر مورد توجه قرار گرفته است [۲۴-۳۵].

بررسی آزمایشگاهی و عددی انجام گرفته توسط پژوهشگران بر روی ستون‌های با جدارهای فولادی با مقاومت بالا نشان داد که مدل‌های عددی ارائه شده به خوبی قابلیت مدل‌سازی محصورشدگی، کمانش موضعی و رفتار قبل و بعد از باربری نهایی را دارا هستند [۲۶ و

از این‌رو، در این مطالعه به بررسی اثر مقاومت فشاری مصالح بتنی و مقاومت تسلیم مصالح فولادی خارج از محدوده آیین‌نامه AISC360 بر ظرفیت محوری فشاری ستون‌های مربعی CFT پرداخته و در نهایت مدل مقاومت نهایی پیشنهاد و عملکرد آن مورد بررسی قرار گرفته است. توسعه مدل غیرخطی مقاومت محوری فشاری بر مبنای طیف قابل توجهی از داده‌های آزمایشگاهی و استفاده از الگوریتم برنامه‌سازی بیان ژنی انجام شده است.

۲- تاریخچه تحقیقات

بعد از اولین مطالعه بر روی اعضای CFT در سال ۱۹۵۷، در دهه‌های اخیر مطالعات آزمایشگاهی و عددی گسترده‌ای بر روی این اعضا انجام گرفته است. مطالعات انجام شده بر روی این اعضا را می‌توان در دو بخش اعضای مختلط با مقاومت مرسوم و مقاومت بالا تقسیم‌بندی نمود. در ادامه جزئیاتی از هر دو دسته‌بندی ارائه شده است.

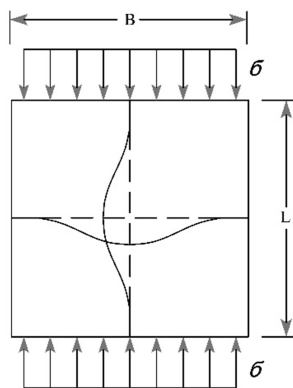
۲-۱- اعضای CFT با مقاومت معمولی

تاکنون مطالعه‌های آزمایشگاهی متنوعی برای ارزیابی رفتار اعضای CFT با مقاومت معمولی مانند ستون‌ها، تیرها و تیر-ستون‌ها انجام گرفته است [۷-۱۷]. لین^۱، با تمرکز بر روی اثرات مقاومت فشاری بتن، شکل و ضخامت جدار فولادی و نسبت طول به عرض مقطع، به بررسی رفتار و مقاومت ۱۸ نمونه از ستون‌های

³- Schneider

²- Lin

آیین نامه AISC 360-16 مقررات طراحی را برای اعضای CFT با مقاومت معمولی توصیه نموده است که از منظر کماتش موضعی در برابر فشار محوری و لنگر خمشی به سه گروه: مقاطع فشرده، مقاطع غیرفشرده و مقاطع لاغر طبقه بندی نموده و روابطی برای مقاومت محوری ارائه نموده است. این تقسیم بندی ها برای مقاطع مستطیلی باتوجه به پارامتر نسبت بعد بزرگتر به ضخامت (λ) انجام گرفته است. اگر ضریب لاغری کمتر از مقدار λ_p باشد، مقطع به صورت فشرده؛ اگر بزرگتر از λ_p و کمتر از λ_r باشد، مقطع به صورت غیرفشرده؛ و اگر بزرگتر از λ_r و کمتر از λ_{max} باشد، مقطع به صورت لاغر در نظر گرفته می شود. در مقاطع فشرده پدیده کماتش موضعی اتفاق نمی افتد و مقطع به حداکثر مقاومت خود در باربری فشاری خواهد رسید. در مقاطع غیرفشرده، رفتار کماتشی الاستیک و پلاستیک قابل رخداد است و مقاومت فشاری این اعضا بوسیله کماتش غیرالاستیک محدود می شود و این مقدار کمتر از مقاطع فشرده است. در مقاطع لاغر رفتار کماتش الاستیک رخ می دهد و مقاومت فشاری عضو به علت رخداد کماتش الاستیک محدود و کمتر از مقاطع فشرده و غیرفشرده می گردد. مطالعات انجام شده نشان داد که کماتش الاستیک در صفحه ای به ضخامت t_p و ابعاد L و B که تحت تنش σ قرار گرفته است (شکل ۲) دارای تغییرشکلی به مقدار W می باشد که از رابطه (۱) محاسبه می شود [۳۶]:



شکل ۲- تغییرشکل صفحه فولادی [۳۶]

[۲۸]. مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط وارما^۴ و همکاران، نشان داد که شکل پذیری این اعضا، از نسبت عرض b به ضخامت t جدارهای فولادی، سطح بار محوری و مقاومت فولاد، متأثر است [۲۵]. ساکینو^۵ و همکاران، مدل تنش- کرنشی را برای بتن محصور شده توسط جدار فولادی ارائه کردند. صحت این روابط با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی نیز تأیید شد. مدل پیشنهادی قابلیت در نظر گرفتن محصور شدگی، کماتش موضعی و تنش های محوری را دارا می باشد [۲۹]. لی^۶ و همکاران، تمرکز مطالعات خود را بر روی مقاومت محوری اعضای با مقطع لاغر متشکل از فولاد مقاومت بالا (رده ۸۰۰) قرار دادند. پارامترهای مورد بررسی در این مطالعه شامل مقاومت تسلیم فولاد، نسبت عرض به ضخامت ورق فولادی و نصب سخت کننده می باشد. نتایج نشان داده است که اتساع جانبی بتن ترک خورده بیشترین اثر را در کاهش مقاومت محوری فولاد مقاومت بالا دارد [۳۴]. اگرچه بررسی های آزمایشگاهی گذشته فهم مفیدی در مورد رفتار محوری اعضای مختلط با مقاومت بالا فراهم نموده اما اکثر آیین نامه هایی طراحی بررسی شده توسط نویسندگان مقاله، استفاده از مصالح با مقاومت بالا را در ستون های مستطیلی و مربعی با محدودیت مواجه کرده اند.

۳- روابط آیین نامه های AISC و Eurocode

در این بخش به بیان روابط آیین نامه های Eurocode4، AISC360 برای ستون های CFT پرداخته می شود [۴ و ۵]. به دلیل تشابه روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان با ضوابط آیین نامه AISC 360، از تکرار روابط پرهیز شده است.

۳-۱- آیین نامه AISC 360-16

⁴- Varma
⁵- Sakino
⁶- Lee

باشد، مقطع در دسته مقاطع غیرفشرده قرار می‌گیرد [۳۷]. آیین نامه AISC 360-16 برای مقاطع مستطیلی فشرده CFT در حالت حدی نهایی، تنش جدار فولادی در ناحیه فشاری را برابر تنش تسلیم فولاد (به صورت یکنواخت) و تنش بتن را براساس فرضیات برنولی برابر با مقدار $0.85f_c$ در نظر گرفته است. در مقاطع غیرفشرده و لاغر به دلیل کمناش های موضعی (یا کلی) ایجاد شده در مقطع و در طول عضو، تنش فشاری بتن در حالت حدی نهایی بایستی به مقدار $0.7f_c$ محدود گردد.

براساس آیین نامه AISC 360-16، مقادیر ضریب لاغری برای مقاطع فشرده، غیرفشرده و لاغر به ترتیب برابر با $\lambda_r = 3.0\sqrt{E_s/F_y}$ ، $\lambda_p = 2.26\sqrt{E_s/F_y}$ و $\lambda_{max} = 5.0\sqrt{E_s/F_y}$ است. دلیل اعمال محدوده λ_{max} موجود نبودن اطلاعات آزمایشگاهی کافی در این محدوده و جلوگیری از اثرات بتن ریزی بر جدار فولادی در ستون های بسیار لاغر است. مقاومت فشاری اسمی مقاطع مستطیلی CFT (P_{no}) برای مقاطع فشرده، غیرفشرده و لاغر به ترتیب از روابط (۶) تا (۸) محاسبه می‌شود:

$$P_{no} = P_p \quad (۶)$$

$$P_p = F_y A_s + 0.85f_c A_c$$

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (۷)$$

$$P_y = F_y A_s + 0.7f_c A_c$$

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7f_c A_c \quad (۸)$$

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(b/t)^2}$$

که A_s و A_c مساحت ناحیه بتنی و فولادی در مقطع، و F_y و f_c مقاومت تسلیم جدار فولادی و مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استاندارد بتنی است. آیین نامه AISC 360-16 با توجه به معادله (۷) برای مقاطع غیرفشرده به جای استفاده از یک رابطه خطی به صورت محافظه کارانه از یک سهمی درجه دو بین مقاطع فشرده و لاغر استفاده

$$w = q \sin^2 m\pi x / L \sin^2 n\pi y / L \quad (۱)$$

که q مقدار تغییرشکل در مرکز صفحه است.

اگر انرژی کرنشی ذخیره شده و کار انجام شده در طی کمناش الاستیک برابر با U و V فرض شود، مقدار انرژی پتانسیل نهایی برابراست با:

$$PE = U - V \quad (۲)$$

با کمینه سازی مقدار PE نسبت به تغییرشکل q و فرض صفر نبودن مقدار q مقدار تنش بحرانی برابراست با:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E_s}{12(1 - \nu^2)} \frac{1}{(B/t_p)^2} \quad (۳)$$

که k ، ضریب کمناشی موضعی الاستیک؛ ν ، ضریب پواسون و E_s ، مدول الاستیسیته فولاد است.

مطالعات برادفورد^۷ و همکاران نشان داده است که ضریب k بین ۴ (برای مقاطع توخالی) و ۱۰/۶ (برای مقاطع پرشده) متغیر است. در آیین نامه AISC 360-16 مقدار ضرایب k و ν به ترتیب برابر با ۱۰ و ۰/۳ در نظر گرفته شده است و براساس این مقادیر، رابطه (۳) به صورت رابطه (۴) بازنویسی می‌شود:

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{(B/t)^2} \quad (۴)$$

با فرض رسیدن مقدار تنش بحرانی به مقدار تنش تسلیم فولاد (F_y)، مقدار ضریب لاغری در این محدوده برابر است با:

$$\frac{b}{t} = 3.0 \sqrt{E_s / F_y} \quad (۵)$$

همچنین مطالعات انجام شده براساس نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده است، هنگامی که ضریب لاغری در مقطع مستطیلی CFT کمتر از مقدار $2.26\sqrt{E_s / F_y}$

^۷ - Bradford

$$(EI)_{eff} = E_s I_s + 0.6 E_c I_c \quad (15)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (16)$$

$$\phi = 0.5 * [1 + 0.21(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (17)$$

۴- الگوریتم برنامه سازی بیان ژنی

الگوریتم ژنتیک، توسط هولاند^۸ در دهه ۶۰ میلادی و براساس تئوری تکاملی داروین ابداع شد. مراحل این الگوریتم به صورت زیر است:

(۱) شروع: ایجاد یک جمعیت تصادفی از تعداد n فرد.

(۲) ارزیابی تابع برازندگی f(x) برای هر فرد x در جمعیت.

(۳) جمعیت جدید: ایجاد یک جمعیت جدید با تکرار گام های زیر تا زمانی که جمعیت جدید کامل شود.

(الف) انتخاب: انتخاب دو فرد به عنوان والدین از جمعیت با توجه به برازندگی آنها (امتیاز بیشتر به معنای شانس بیشتر برای انتخاب خواهد بود).
(ب) ترکیب متقابل: با ترکیب متقابل عضو جدیدی ایجاد می شود، در صورتی که ترکیب متقابل ایجاد نشود فرزند کپی دقیقی از والدین خواهد بود.

(پ) جهش: با عامل جهش، فرزند جدید با احتمال در نظر گرفته شده برای جهش، در یک موقعیت معمولاً تصادفی، جهش پیدا خواهد کرد.

(ت) پذیرش: قرار دادن فرزند جدید در میان جمعیت جدید.

(۴) جایگزینی: از جمعیت جدید ایجاد شده به عنوان جمعیت اولیه برای گام جدید الگوریتم استفاده می کند.

کرده است. برای در نظر گرفتن اثر طول، آیین نامه رابطه (۹) را برای محاسبه مقاومت فشاری اسمی اصلاحی (P_n) پیشنهاد داده است:

$$P_n = P_{no} [0.658^{P_{no}/P_e}] \quad \text{if } P_{no}/P_e \leq 2.25 \quad (9)$$

$$P_n = 0.877 P_e \quad \text{if } P_{no}/P_e > 2.25$$

که در رابطه فوق، P_e نیروی فشاری بحرانی ستون براساس حالت حدی کمانش خمشی الاستیک است که از رابطه (۱۰) به دست می آید:

$$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(kL)^2}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c \quad (10)$$

$$C_3 = \left(0.6 + \frac{2A_s}{A_s + A_c}\right) \leq 0.9$$

که kL طول موثر عضو؛ I_s و I_c ممان اینرسی مقطع فولادی و بتنی و EI_{eff} صلبیت موثر مقطع است.

۲-۳- آیین نامه Eurocode4

آیین نامه Eurocode4 برای مقاطع مستطیلی CFT رابطه (۱۱) را براساس مولفه های مقاومتی بتن و فولاد ارائه نموده است:

$$N_{us} = A_s F_y + A_c f_c \quad (11)$$

در این رابطه A_s و A_c به ترتیب مساحت مقطع فولادی و بتن پر شده می باشد.

آیین نامه برای در نظر گرفتن اثرات طول و کمانش، رابطه اصلاحی مقاومت فشاری اسمی (N_{uc}) را براساس لاغری نسبی (روابط ۱۲ و ۱۳) و ضریب کاهش χ پیشنهاد داده است:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{us}/N_{cr}} \quad (12)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_e^2} \quad (13)$$

$$N_{uc} = \chi N_{us} \quad (14)$$

که، L_e طول موثر ستون و $(EI)_{eff}$ سختی خمشی موثر و χ ضریب کاهش است که از روابط زیر به دست می آیند:

⁸ Holland

(کروموزوم) هستند که سپس به عنوان نهادهای غیرخطی با اندازه ها و اشکال مختلف بیان شده اند. این الگوریتم نقاط ضعف دو روش قبلی را پوشش می دهد. در الگوریتم GEP ژنوتایپ و فنوتایپ کروموزوم به ترتیب دارای یک ساختار خطی (مشابه الگوریتم ژنتیک) و یک ساختار درختی با طول و اندازه متغیر (مشابه الگوریتم برنامه نویسی ژنتیکی) است. هر ژن دارای یک بخش سر و یک بخش دنباله است که در بخش دنباله امکان قرارگیری توابع نیست. همچنین طول بخش دنباله براساس حداکثر تعداد آرگومان های توابع مورد استفاده و طول سر محاسبه می شود. بعد از ایجاد کروموزومها، برازندگی آنها در نسل مورد بررسی قرار می گیرد. در این روش کروموزومها به صورت بیان ژن (ET^{11}) بیان می شوند. یک ET مشابه یک پروتئین در سلول طبیعی تعیین می کند که فنوتیپ یک ژن چیست. فریرا در این الگوریتم یک زبان ساده و کارآمد به نام کاروا¹² برای بیان ژن ها و ایجاد ET ها ابداع کرده است.

قواعد بیان ژن به ET به صورت مراحل زیر می باشد:

- ۱- نقطه آغازین یک ژن متناظر با ریشه یک ET است.
- ۲- تعداد گرهها در خط بعدی به تعداد آرگومان های هر عنصر موجود در خط قبلی بستگی دارد.
- ۳- در هرخط به ترتیب از چپ به راست گرهها مشابه ترتیبی که در ژن دارند پر می شوند.
- ۴- فرآیند به صورت خط به خط تا زمانی که یک خط تنها حاوی ترمینال باشد ادامه می یابد.

۵- پایگاه داده آزمایشگاهی

همانطور که در بخش دوم مورد بحث قرار گرفت، مطالعات آزمایشگاهی متعددی برای بررسی رفتار و

۵) آزمایش: اگر شرایط پایان الگوریتم تأمین شده باشد، الگوریتم پایان می پذیرد و بهترین گزینه در آن جمعیت، به عنوان جواب بهینه معرفی می شود.
۶) حلقه: بازگشت به گام ۲.

برنامه نویسی ژنتیکی در سال ۱۹۸۵ توسط کرامر بر پایه الگوریتم ژنتیک ابداع و در سال ۱۹۹۲ بوسیله کوزا توسعه یافت. این روش با ایجاد نهادهای غیرخطی با اندازهها و اشکال مختلف مسائل را حل می کند. الفبای مورد استفاده برای ایجاد این نهادها نیز برای تعیین سیستمی تطبیق پذیر، متنوع تر و غنی تر است. با این حال، افراد جمعیت ایجاد شده فاقد ژنوم ساده، مستقل و کارآمد هستند. از دیگر ویژگی های این روش این است که نیاز به جمعیت بزرگ دارد و هرچه جمعیت بیشتر باشد کارایی نیز بالاتر خواهد بود. بطور کلی روش های برنامه نویسی ژنتیکی به دلیل اینکه باید با درخت های تجزیه کار کنند، بسیار کند هستند و با توجه به اینکه دارای جمعیت زیادی نیز هستند، بدست آوردن شایستگی، دارای هزینه بالایی است.

الگوریتم بیان ژنی (GEP^9) شاخه دیگری از الگوریتم ژنتیک است که توسط فریرا¹⁰ در سال ۲۰۰۱ معرفی شد [۳۸]. الگوریتم بیان ژنی، مانند الگوریتم ژنتیک و برنامه نویسی ژنتیکی، یک الگوریتم ژنتیکی است که به عنوان جمعیت از افراد استفاده می کند، که آنها با توجه به برازندگی و معرفی تنوع ژنتیکی با استفاده از یک یا چند اپراتور ژنتیکی است. تفاوت اساسی میان مشخصه های طبیعی این سه الگوریتم وجود دارد. در الگوریتم ژنتیک مشخصه ها به صورت رشته های نمادین با طول ثابت هستند (کروموزوم). در برنامه نویسی ژنتیکی مشخصه ها به صورت نهادهای غیرخطی با اندازهها و اشکال مختلف می باشند (درخت تجزیه) و در الگوریتم توسعه ژنی مشخصه ها به عنوان شته های نمادین با طول ثابت

¹¹ - Expression tree

¹² - Karva

⁹ - Gene expression programming

¹⁰ - Ferreira

همانطور که از جدول قابل مشاهده است پایگاه داده جمع آوری شده طیف وسیعی از مشخصات هندسی و خصوصیات مصالح را در بر گرفته است. طول ستون در محدوده ۳۰۰ تا ۱۲۰۰ میلیمتر، نسبت طول به بعد کوچکتر ستون در محدوده ۳ تا ۶/۱، ابعاد مقطع در محدوده ۱۰۰/۳ تا ۳۱۹، ضخامت بال و جان مقطع در محدوده ۴ تا ۱۲/۵، نسبت لاغری در مقطع جدار در محدوده ۱۰ تا ۵۰/۶، مقاومت فشاری بتن در محدوده ۲۰ تا ۱۶۴/۱ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم فولاد در محدوده ۲۵۹ تا ۸۳۵ مگاپاسکال متغیر است. نسبت طول به بعد کوچکتر ستون ها در محدوده ۳ تا ۶/۱ متغیر است که نشان می دهد ستون های کوتاه در این مطالعه در نظر گرفته شده اند. مشابه رویکرد آیین نامه AISC 360-16، برای دسته بندی مفیدتر داده ها ضریبی به نام λ_{coeff} به صورت رابطه (۱۸) تعریف شده است.

$$\lambda_{coeff} = \frac{b/t}{\sqrt{E_s/F_y}} \quad (18)$$

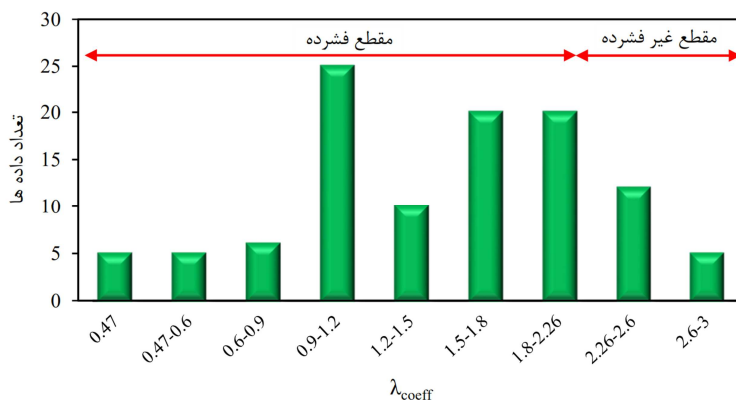
مقاومت محوری ستون های CFT مقاومت بالا انجام گرفته است. در این بخش نتایج مطالعات مرتبط با مقاطع مربعی جمع آوری شده است. در مجموع این اطلاعات برای ۸۷ نمونه آزمایشگاهی است [۲۴،۲۶-۳۳،۳۹]. خلاصه ای از اطلاعات نمونه ها در جدول ۲ آورده شده است. قابل ذکر است که نمونه هایی جمع آوری شده اند که در بارگذاری آنها بار به بتن و فولاد اعمال شده است. پارامترهای مورد بررسی شامل: (۱) طول ستون (L) بر حسب میلیمتر، (۲) بعد مقطع فولادی (B) بر حسب میلیمتر، (۳) ضخامت جدار فولادی (t) بر حسب میلیمتر، (۴) نسبت بعد به ضخامت (b/t)، (۵) مقاومت تسلیم جدار فولادی (F_y) بر حسب مگاپاسکال، (۶) مقاومت فشاری بتن (f'_c) بر حسب مگاپاسکال، و (۷) مقاومت محوری ستون CFT (P) بر حسب کیلونیوتن می باشد. داده های جمع آوری شده را می توان در سه دسته تقسیم بندی نمود: الف) نمونه های با فولاد مقاومت بالا و بتن معمولی، ب) نمونه های با فولاد معمولی و بتن مقاومت بالا و پ) نمونه های با فولاد و بتن مقاومت بالا.

جدول ۲- مشخصات آماری نمونه های آزمایشگاهی جمع آوری شده

فاکتور آماری	طول (mm)	بعد مقطع فولادی (mm)	ضخامت مقطع فولادی (mm)	تنش تسلیم جدار (MPa)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	مقاومت محوری ستون (kN)
دامنه	۹۰۰	۲۱۸/۷	۸/۵	۵۷۶	۱۴۴/۱	۱۰۸۱۷
میانگین	۵۳۰/۳۱۵	۱۷۰/۹۴۹	۶/۲۷۹	۶۱۴/۸۵۲	۷۷/۲۳۵	۴۷۶۹
انحراف استاندارد	۱۸۱/۲۰۲	۵۳/۳۱۰	۲/۳۹۳	۱۵۵/۸۶	۳۸/۹۸۲	۲۵۶۱/۸۶
ضریب تغییرات	۰/۳۴۲	۰/۳۱۲	۰/۳۸۰	۰/۲۵۳	۰/۵۰۵	۰/۵۳۷
مینیمم	۳۰۰	۱۰۰/۳	۴	۲۵۹	۲۰	۱۴۹۰
%۲۵	۴۳۲	۱۳۲/۵	۴/۱۸	۵۰۵/۲۵	۴۰/۶۵	۲۸۰۸
%۵۰	۴۸۰	۱۶۰	۵/۹۵	۶۱۸	۷۸/۵	۴۰۲۶
%۷۵	۶۰۰	۱۹۹/۶۵	۶/۶	۷۵۶	۹۱/۱	۶۵۴۶
ماکزیمم	۱۲۰۰	۳۱۹	۱۲/۵	۸۳۵	۱۶۴/۱	۱۲۳۰۷

توجه است که در این مطالعه محدوده لاغر مورد توجه قرار نگرفته است.

نمودار توزیع نمونه های آزمایشگاهی نسبت به این ضریب در شکل ۳ نشان داده شده که مبین قرار گرفتن داده ها در محدوده فشرده و غیرفشرده می باشد. قابل



شکل ۳- توزیع نمونه های آزمایشگاهی در برابر λ_{coeff}

۶- رابطه پیشنهادی مقاومت محوری

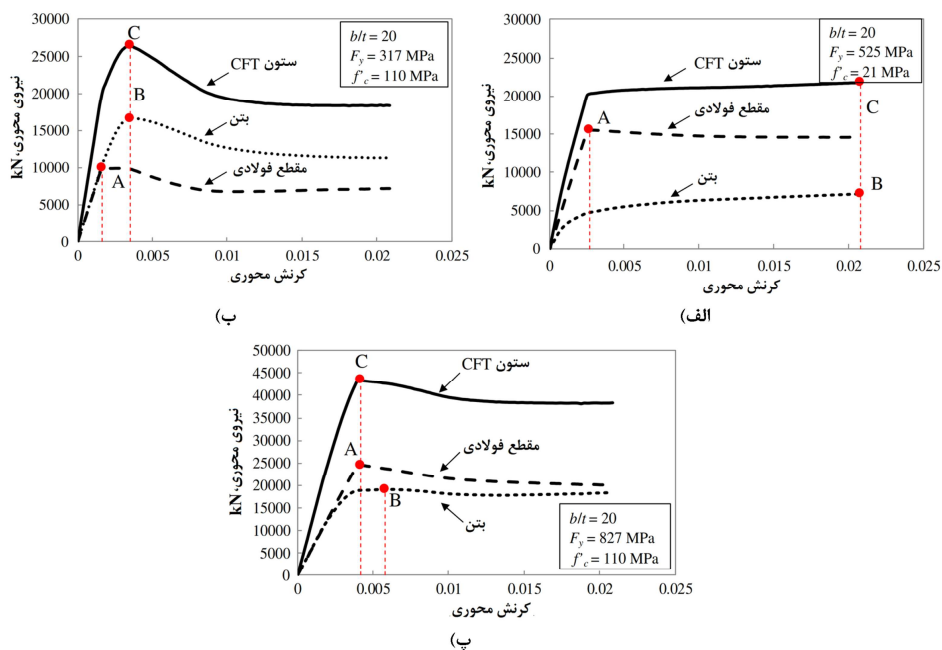
در ناحیه فشاری نمودار تنش- کرنش فولاد، با رسیدن کرنش به مقدار ϵ_{lb} تنش فشاری قابل تحمل توسط فولاد کاهش می یابد. قابل توجه است که تاکنون مطالعات محدودی بر روی محاسبه دقیق مقدار کرنش متناظر با کمانش موضعی در ستون های CFT با مقاومت معمولی انجام گرفته است [۱، ۲۹ و ۴۱]. براساس مطالعات ساکینو و همکاران و تورت و حجار^{۱۳}، در رابطه با بتن نیز حداکثر مقاومت فشاری قابل تحمل توسط بتن می تواند در لحظه مقاومت نهایی محوری ستون یا بعد از آن رخ دهد [۲۹ و ۴۱]. به عنوان نمونه در شکل ۴، سهم بتن و فولاد از ظرفیت باربری ستون برای حالات مختلف مقاومت فولاد و بتن در یک نسبت ثابت $b/t = 20$ ارائه شده است. بررسی این شکل حاکی از پیچیده بودن رفتار محوری ستون با مصالح پرمقاومت دارد. از سوی دیگر قابل توجه است که با تغییر نسبت b/t در محدوده کم تا زیاد به این پیچیدگی ها اضافه خواهد شد. بنابراین در این مطالعه برای در نظر گیری چنین پیچیدگی هایی، از تابع پیشنهادی (۱۹) استفاده شده است:

$$N_{GEP} = f(B, t, F_Y, f_c, L) \quad (19)$$

مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام گرفته بر روی ستون های کوتاه CFT با بتن و فولاد مقاومت بالا نشان داده است که رفتار محوری را می توان در سه دسته مورد بررسی قرار داد که عبارتند از: (الف) نمونه های با فولاد مقاومت بالا و بتن معمولی (HS-CC)، (ب) نمونه های با بتن مقاومت بالا و فولاد معمولی (CS-HC) و (پ) نمونه های با فولاد و بتن مقاومت بالا (HS-HC). مطالعه Lai و Varma نشان داده است که در لحظه بیشینه مقاومت محوری فشاری ستون کوتاه CFT رفتار فولاد و بتن وابسته به نسبت b/t ، مقدار مقاومت تسلیم (F_Y) و مقدار مقاومت فشاری بتن (f_c) دارد [۴۰].

در مقطع فولادی دو حالت تسلیم نهایی مصالح یا کمانش موضعی می تواند رخ دهد. در حالت تسلیم نهایی بدلیل ایجاد تنش های محیطی (افقی) ناشی از اتساع بتن در جداره فولادی، مقدار تنش نهایی مصالح کمتر از F_Y خواهد بود [۴۰]. تنش محیطی در اکثر تحقیقات دارای مقدار مشخصی نمی باشد. معیاری که عموماً در مطالعات برای ارتباط بین تنش های قائم و افقی در مقطع فولادی مورد استفاده قرار می گیرد، معیار تسلیم فون مایسز می باشد. از سوی دیگر، رخداد کمانش موضعی سبب کاهش مقاومت فشاری بخش فولادی مقطع خواهد شد.

¹³- Tort and Hajjar



شکل ۴- منحنی تنش کرنش و تعیین سهم فولاد و بتن، (الف) فولاد مقاومت بالا و بتن معمولی، (ب) بتن مقاومت بالا و فولاد معمولی و (پ) فولاد و بتن مقاومت بالا.

ریشه دوم و سوم و تابع نمایی به عنوان عملگرهای فرعی انتخاب شده‌اند. در مرحله سوم در انتخاب ساختار کروموزوم ها، طول سر برابر با ۷ انتخاب شده و با انجام آزمون و خطا از بین ۳، ۴ و ۵ ژن در هر کروموزوم در نهایت ۳ ژن در نظر گرفته شده است. همچنین در هر اجرا تعداد کروموزوم بین ۲۵ تا ۳۵ انتخاب گردیده است. در مرحله چهارم که انتخاب تابع پیوند است، ۳ ژن انتخابی از طریق تابع مجموع به هم پیوند داده می شوند. در مرحله آخر نیز از ترکیبی از کلیه عملگر های بهسازی از قبیل جهش، وارون سازی، سه نوع ترانسپوز و ... استفاده شده است. برای جلوگیری از بیش برآزش و کم برآزش بعد از فرایند استخراج رابطه، داده ها به دو دسته آموزش و صحت سنجی تقسیم بندی شده اند. تابع برآزندگی در این مطالعه خطای جذر میانگین مربعات بین مقدار دقیق و تقریب زده می‌باشد. سعی شده است برای آموزش شبکه از ماکزیمم ۷۰ درصد داده‌ها استفاده شده و حداقل ۳۰ درصد داده ها در فاز آزمایش مورد استفاده قرار گیرند. قبل از آموزش بهتر است ورودی‌ها و هدف را مقیاس‌بندی کنیم تا در یک محدوده خاص قرار گیرند. با

برای تعیین رابطه با دقت مناسب، از الگوریتم برنامه‌سازی بیان ژنی استفاده گردیده است. انتخاب مناسب‌ترین پارامترهای الگوریتم، تاثیر مستقیمی بر دقت و کارایی مدل پیشنهادی در تخمین کرنش متناظر با کماتش موضعی خواهد داشت. از اینرو تلاش شده است بر پایه پژوهش‌های انجام شده توسط محققان دیگر و نویسندگان و استفاده از تکرارهای زیاد، بهترین ترکیب پارامترهای ورودی مدنظر قرار گیرد. روند تعیین مدل پیشنهادی شامل پنج مرحله است. در این مطالعه طول محدوده انتخابی برابر با ۱۰۰ و مجموعه شامل ۱۰ برازش است. از اینرو مقدار تابع برازش ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است. مرحله دوم، شامل انتخاب مجموعه ترمینال‌ها و مجموعه توابع برای ایجاد کروموزوم‌ها است. مجموعه ترمینال‌ها همان متغیرهای مستقلی هستند که شامل پارامترهای مختلف تاثیرگذار در برآورد N_{GEP} می‌باشند. در انتخاب توابع نیز در الگوسازی‌های مختلف توابع متفاوتی در نظر گرفته شده است. در ادامه از چهار عملگر /، X، -، + به عنوان عملگرهای اصلی انتخاب شده و عملگرهای دیگری همچون توان دوم و سوم،

در شبکه‌ها اندازه گیری می‌کنند. به نحوی که $R=I$ به معنی ارتباط کامل بوده و $R=0$ نشان دهنده رابطه تصادفی است. این دو معیار یعنی $RMSE$ و R به عنوان اساس انتخاب سیستم ایده‌آل در نظر گرفته شده‌اند. بعد از سعی و خطاهای مکرر، رابطه مقاومت محوری ستون‌های CFT با مصالح مقاومت بالا براساس بهینه‌ترین حالت رویکرد برنامه‌سازی بیان ژنی به صورت زیر به دست آمده است:

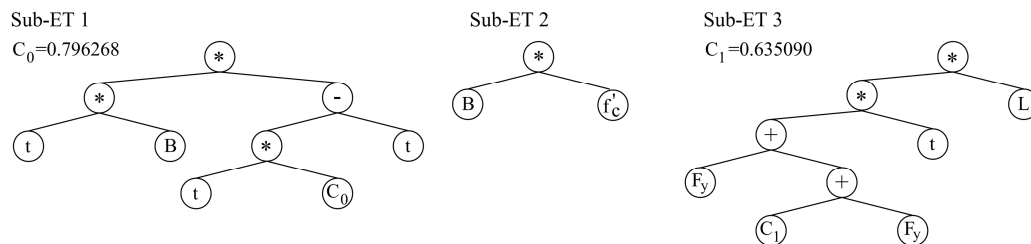
$$N_{GEP} = Bf_c - 0.2037Bt^2 + Lt(0.6351 + 2F_y) \quad (20)$$

شکل ظاهری رابطه (۲۰) نشان می‌دهد که معادله توسعه داده شده تا حد ممکن ساده‌تر از روابط آیین‌نامه‌های Eurocode 4 و AISC 360 می‌باشد. پارامترهای مربوط حالت بهینه و ET متناظر با رابطه (۲۰) به ترتیب در جدول ۳ و شکل ۵ آورده شده است.

توجه به پارامترهای ورودی معادله (۱۹) مشخص است که اعداد ورودی و خروجی و همچنین دامنه تغییرات آنها با یکدیگر بسیار متفاوت است. از این رو برای یکنواخت کردن مقادیر ورودی و خروجی، قبل از شروع آموزش لازم است دامنه تغییرات داده‌ها را به یکدیگر نزدیک کنیم تا پراکندگی آنها خللی در عملکرد شبکه ایجاد نکند. در روش مورد استفاده در این مطالعه، تمامی اعداد ورودی و نیز مقادیر مربوط به بردار هدف با توجه به مقدار حداقل و حداکثر هر یک از پارامترها، بین ۰/۱ تا ۰/۹ مقیاس می‌شوند. ملاک توقف آموزش شبکه‌ها، ریشه میانگین مربعات خطا ($RMSE$) است که ریشه میانگین تفاوت مربعی بین مقادیر خروجی و هدف می‌باشد. مقادیر کمتر به معنای عملکرد بهتر شبکه بوده و مقدار صفر به معنی عدم وجود خطا می‌باشد. عامل دیگری که در تشخیص سیستم بهینه و مناسب موثر است، مقادیر رگرسیون (R) داده‌ها هستند که همبستگی بین خروجی‌ها و هدف‌ها را

جدول ۳- تنظیمات پارامترهای مرتبط با الگوریتم GEP

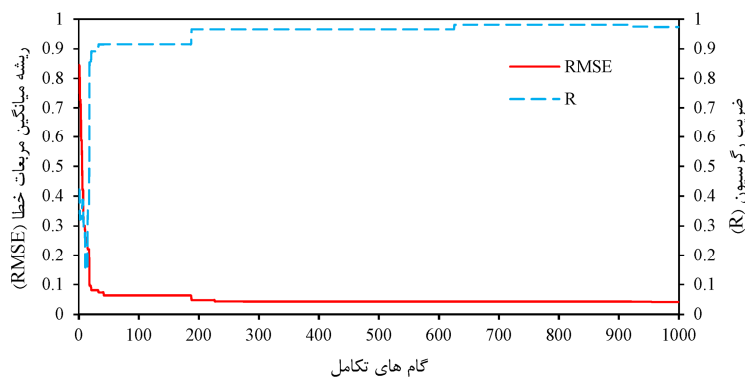
تنظیمات	پارامتر	
۲۸	Chromosomes	کلی
۳	Genes	
۷	Head size	
۸	Tail size	
۸	Dc size	
۲۳	Gene size	
Addition	Linking function	
* / - +	Function	
۰/۰۰۶۳۵	Function Insertion	
۰/۰۰۸۲	Permutation	
۰/۰۰۸۲	Inversion	اپراتورهای ژنتیکی
۰/۰۰۲۸	Gene Recombination	
۰/۰۰۲۸	Gene Transposition	
۰/۰۰۲۶۸	Dc Mutation	
۰/۰۰۸۲	Dc Permutation	
۰/۰۰۸۲	Dc Inversion	
۱۰	Constants per Gene	ثابت‌های عددی
Floating-Point	Data Type	
-۱۰	Lower Bound	
۱۰	Upper Bound	



شکل ۵- درخت متناظر با رابطه تعیین مقاومت ستون CFT با مصالح پرمقاومت

توجهی است که این مقدار در گام ۳۰۰ به کمترین مقدار ممکن خود رسیده و تقریباً در همین مقدار به صورت ثابت باقی مانده است. همچنین بعد از گام تکامل ۶۲۰ مقدار ضریب همبستگی به بیشینه مقدار خود (۰/۹۷۳۷) رسیده است.

نمودار مربوط به مقادیر جذر میانگین مربعات خطا و رگرسیون در گام‌های مختلف برای بهترین حالت ایجاد شده در شکل ۶ نشان داده شده است. همانطور که از شکل مشخص است، گام‌های آموزش به نحوی پیش رفته‌اند که مقادیر خطا در ابتدای یادگیری مقدار قابل



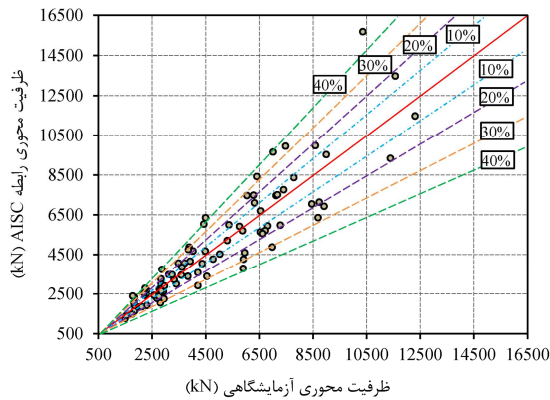
شکل ۶- نمودار عملکرد مدل برنامه ریزی بیان ژن

است. مقادیر میانگین درصد خطا نسبی رابطه توسعه داده شده و معادلات آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 برای کل داده ها به ترتیب برابر با ۹/۱۱۵، ۱۵/۴۶۴ و ۱۷/۶۰۵ می باشد. مقادیر بدست آمده نشان داده است که خطای نسبی رابطه پیشنهادی از روابط موجود کمتر است. برای ارزیابی دقت رابطه پیشنهادی از سنجه انحراف معیار مقادیر باقیمانده استفاده شده است. در واقع، هرچه نتایج به دست آمده فاصله کمتری با یکدیگر داشته باشند، دقت آن سیستم بیشتر است. به عبارت دیگر، دقت را می توان تابعی از انحراف معیار داده‌ها به حساب آورد. هرچه انحراف معیار داده‌ها کمتر باشد، سیستم دقیق تر است.

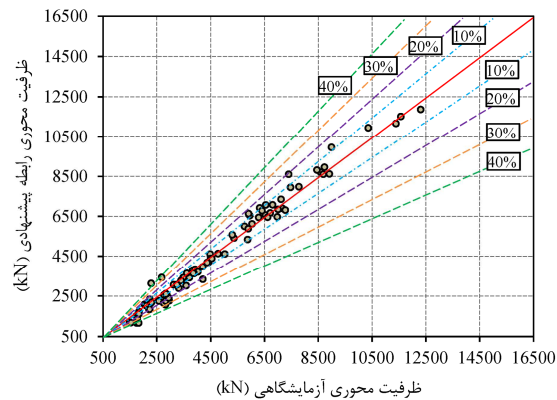
۷- ارزیابی عملکرد رابطه پیشنهادی

برای ارزیابی عملکرد و دقت روش توسعه داده شده و معادلات آیین نامه AISC 360 و Eurocode 4، نتایج آنها با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفته است. این مقایسه در شکل ۷ نشان داده شده است. در بهترین حالت نقاط بایستی بر روی خطی با زاویه ۴۵ درجه قرار گیرند. فاصله گرفتن از نیمساز نشان دهنده خطای مدل‌ها می‌باشد. مقایسه بین نتایج مربوط به مدل پیشنهادی و سایر روابط موجود نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی عملکرد قابل قبولی دارد.

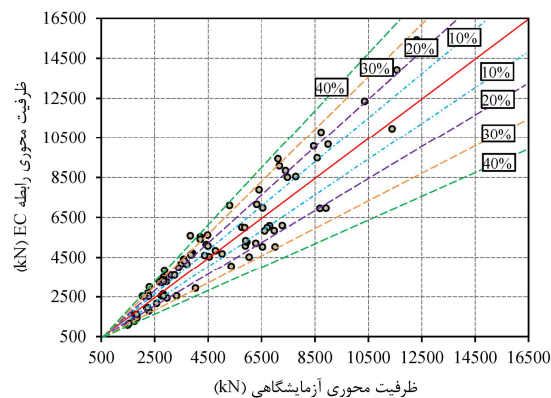
برای بررسی صحت رابطه پیشنهادی از سنجه میانگین درصد خطا نسبی استفاده شده است. صحت نشان دهنده میزان نزدیک بودن نتایج به مقدار واقعی



(ب) مقایسه معادله آیین نامه AISC 360 با نتایج نمونه های آزمایشگاهی



(الف) مقایسه رابطه پیشنهادی با نتایج نمونه های آزمایشگاهی



(پ) مقایسه معادله آیین نامه Eurocode 4 با نتایج نمونه های آزمایشگاهی

شکل ۷- مقایسه رابطه پیشنهادی و معادلات آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 با نتایج نمونه های آزمایشگاهی

اطمینان روابط را بیشتر خواهد کرد. بررسی دقیقتر شکل-های ۷ و ۸ نشان می دهد که بیش از ۸۵ درصد مقادیر بدست آمده از رابطه پیشنهادی کمتر از مقادیر آزمایشگاهی می باشد و این رویکرد در روابط آیین نامه ها به مراتب کمتر می باشد.

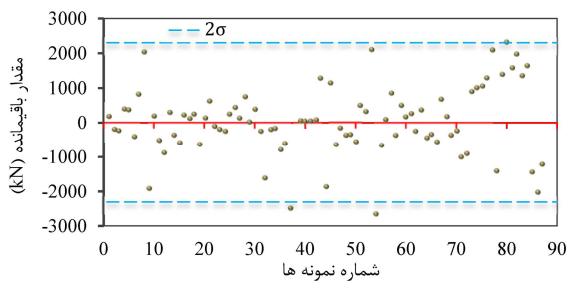
برای بررسی دقیق تر عملکرد روش توسعه داده شده، از دو شاخص آماری ضریب همبستگی و خطای جذر میانگین مربعات و معیار معرفی شده توسط مراجع [۴۲ و ۴۳] استفاده شده است. معادلات مربوط به این شاخص های آماری در روابط (۲۱) تا (۲۹) آمده است.

(۲۱)

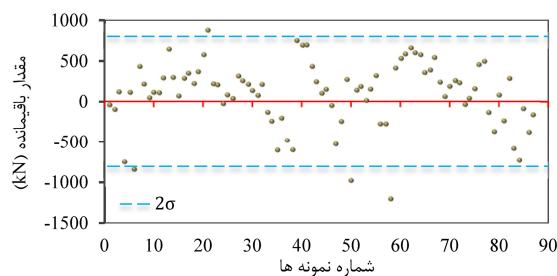
$$R^2 = \frac{[\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \bar{N}_{actual})(N_{i,model} - \bar{N}_{model})]^2}{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \bar{N}_{actual})^2 \sum_{i=1}^n (N_{i,model} - \bar{N}_{model})^2}$$

مقادیر باقیمانده و دو برابر انحراف معیار مقادیر باقیمانده برای رابطه پیشنهادی و روابط موجود در شکل ۸ نشان داده شده است. مقادیر انحراف معیار مقادیر باقیمانده فرمول پیشنهادی و روابط آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 به ترتیب برابر با ۴۰۱/۶۵۵، ۱۱۴۲/۳۲ و ۱۰۱۴/۳۶۷ کیلونیوتن می باشد. هنگامی که دقت و صحت در کنار هم مورد ارزیابی قرار گیرند، عملکرد نتایج اندازه گیری و میزان نزدیکی به مقدار واقعی قابل استناد خواهد بود. این هدفی است که هر وسیله اندازه گیری دنبال می کند. نتایج بدست آمده نشان می دهد که رابطه پیشنهادی عملکرد مناسبی دارد. از سوی دیگر قابل توجه است که مقادیر بدست آمده از روابط بایستی جانب احتیاط را رعایت کرده و تا حد ممکن از مقادیر آزمایشگاهی کوچکتر باشد. این موضوع قابلیت

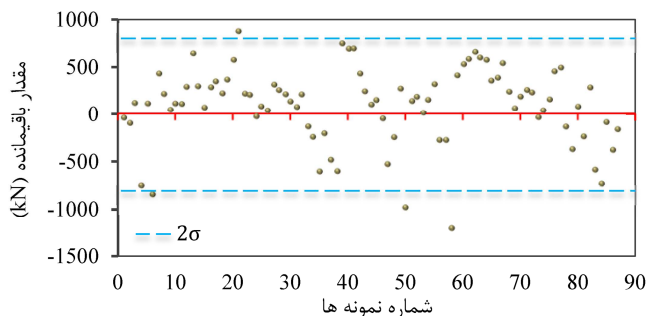
$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - N_{i,model})^2}{n}} \quad (22)$$



ب) آیین نامه AISC 360



الف) رابطه پیشنهادی



پ) آیین نامه Eurocode 4

شکل ۸- مقادیر باقیمانده رابطه پیشنهادی و معادلات آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4

$N_{i,model}$ مقدار ظرفیت محوری بدست آمده از رابطه؛ \bar{N}_{model} میانگین همه مقادیر $N_{i,model}$ ؛ n تعداد نمونه ها؛ k و k' شیب خطوط رگرسیون عبوری از مرکز؛ R_o^2 و $R_o'^2$ به ترتیب ضریب همبستگی خطوط رگرسیون بهینه مقادیر واقعی و پیش‌بینی؛ و r_m^2 شاخص اصلاح شده R^2 است.

در بهترین حالت بایستی مقدار $R=1$ و مقدار $RMSE$ برابر صفر شوند که در عمل رسیدن به این آستانه ها بسیار سخت می‌باشد. مطالعات، نشان داده است اگر مقدار R بزرگتر از $0/8$ باشد و مقدار خطا در کمترین مقدار خود قرار گیرد، همبستگی قابل قبولی بین مقدار واقعی و تقریب زده شده برقرار است [۴۴]. مقادیر شاخص‌های آماری R و $RMSE$ براساس داده‌های آزمایشگاهی در جدول ۴ آورده شده است. از سوی دیگر در شاخص معرفی شده توسط مراجع، توصیه شده است که مقادیر مورد تأیید برای k و k' در بازه $0/85$ تا $1/15$

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n N_{i,actual} N_{i,model}}{\sum_{i=1}^n N_{i,model}^2} \quad (23)$$

$$k' = \frac{\sum_{i=1}^n N_{i,actual} N_{i,model}}{\sum_{i=1}^n N_{i,actual}^2} \quad (24)$$

$$R_o^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (N_{i,model} - N_i^{ro})^2}{\sum_{i=1}^n (N_{i,model} - \bar{N}_{model})^2} \quad (25)$$

$$R_o'^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \hat{N}_i^{ro})^2}{\sum_{i=1}^n (N_{i,actual} - \bar{N}_{actual})^2} \quad (26)$$

$$N_i^{ro} = k N_{i,model} \quad (27)$$

$$\hat{N}_i^{ro} = k' N_{i,actual} \quad (28)$$

$$r_m^2 = R^2 (1 - \sqrt{|R^2 - R_o^2|}) \quad (29)$$

که $N_{i,actual}$ مقدار ظرفیت محوری گزارش شده در آزمایشگاه؛ \bar{N}_{actual} میانگین همه مقادیر $N_{i,actual}$ ؛

محوری فشاری ستون‌های مربعی CFT ساخته شده با بتن و فولاد مقاومت بالا را با دقت مناسبی می‌توانند محاسبه کنند.

می‌باشد [۴۲ و ۴۳]. همچنین مقدار بدست آمده برای r_m بایستی بزرگتر از ۰/۵ باشد. نتایج بررسی معیارهای تکمیلی عملکرد در جدول ۴ آورده شده است و بررسی نتایج نشان داده است که مدل توسعه داده شده ظرفیت

جدول ۴- معیارهای عملکرد مدل توسعه داده شده و روابط آیین‌نامه‌ای

مدل پیشنهادی	Eurocode 4	AISC 360	شرط پذیرش	معیار
۰/۹۸	۰/۹۴۲	۰/۹۱۴	$R > 0.8$	R
۴۱۰/۱۳۱	۱۰۳۰/۴۶۸	۱۱۳۵/۹۳	کمترین مقدار ممکن	RMSE
۰/۹۹۶	۰/۹۲۱	۰/۹۵۴	$0.85 < k < 1.15$	k
۰/۹۹۷	۱/۰۵۴	۱/۰۰۴	$0.85 < k' < 1.15$	k'
۰/۹۲۱	۰/۷۹۱	۰/۷۱۱	$r_m > 0.5$	r_m
مناسب	مناسب	مناسب	عملکرد کلی	

نسبت مقاومت واقعی به اسمی بوده که از رابطه (۳۱) محاسبه می‌گردد:

$$\frac{R_m}{R_n} = P * M * F \quad (31)$$

که در رابطه فوق، P ، M و F پارامترهایی هستند که به ترتیب بیانگر عدم قطعیت مربوط به تحلیل، مواد و ساخت می‌باشند. ضریب تحلیل براساس میانگین نسبت مقادیر واقعی به محاسباتی قابل اندازه‌گیری است. ضریب مواد به صورت نسبت مقاومت واقعی به مقاومت اسمی در نظر گرفته می‌شود و ضریب ساخت به صورت نسبت خواص (ممان اینرسی، اساس مقطع الاستیک، اساس مقطع پلاستیک) مقطع واقعی به اسمی بیان می‌گردد.

ضرایب α و β در رابطه (۳۰)، ثابت‌های تقریب خطی و شاخص قابلیت اطمینان می‌باشند. برای مدل مقاومتی ارائه شده می‌توان مقدار ضریب تغییرات را با استفاده از تقریب درجه یک به صورت زیر در نظر گرفت:

$$V_R = \sqrt{(V_M)^2 + (V_F)^2 + (V_P)^2} \quad (32)$$

که در رابطه فوق، V بیانگر ضریب تغییرات می‌باشد. پارامترهای آماری برای اعضای فولادی در مطالعاتی که در دهه‌های گذشته انجام شده، پیشنهاد گردیده است [۱۲، ۴۶ و ۴۷]. قابل ذکر است که با توجه به تغییرات انجام

۸- ضریب کاهش مقاومت

در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، مقاومت طراحی از حاصلضرب مقاومت اسمی R_n در ضریب کاهش مقاومت ϕ محاسبه می‌گردد. در آیین‌نامه AISC 360-16 مقدار ضریب کاهش مقاومت برای ستون‌های مختلط برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است. در این بخش براساس رابطه پیشنهادی، ضریب کاهش مقاومت آن نیز محاسبه گردیده است. براساس مطالعات، ضریب کاهش مقاومت از رابطه (۳۰) قابل محاسبه می‌باشد [۴۵]:

$$\phi = \frac{R_m}{R_n} e^{-\alpha \beta V_R} \quad (30)$$

مقاومت اعضا که عموماً با R نشان داده می‌شود بطور عمده وابسته به مقاومت مواد، شکل هندسی و ابعاد اعضا می‌باشد. در طراحی، این مشخصات به صورتی قطعی در نظر گرفته می‌شود در صورتی که در واقعیت عدم قطعیت‌هایی در اندازه‌گیری اعضا وجود دارد. بنابراین مقاومت یک متغیر تصادفی با عدم قطعیت‌های وابسته به آن می‌باشد. در رابطه فوق، نسبت $\frac{R_m}{R_n}$ به صورت میانگین

فشاری ستون های مربعی CFT ساخته شده از مصالح مقاومت بالا با استفاده از یک روش سه مرحله ای ارائه گردید که دیگر محدودیت های مقاومتی مصالح را ندارد. توسعه مدل غیرخطی برای در نظر گیری اثرات مقاومت مصالح بر مقاومت محوری فشاری ستون های مربعی CFT بر مبنای پایگاه داده جمع آوری شده و استفاده از الگوریتم برنامه سازی بیان ژنی انجام گرفته است. در رویکرد پیشنهادی، رابطه ای با کمترین پیچیدگی و عملکرد مناسب نسبت به روابط AISC 360 و Eurocode 4 برای محاسبه حداکثر مقاومت فشاری ارائه شده است. مقادیر میانگین درصد خطا نسبی رابطه توسعه داده شده و معادلات آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 به ترتیب برابر با ۹/۱۱۵، ۱۵/۴۶۴ و ۱۷/۶۰۵ می باشد. همچنین مقادیر انحراف معیار مقادیر باقیمانده فرمول پیشنهادی و روابط آیین نامه های AISC 360 و Eurocode 4 به ترتیب برابر با ۴۰۱/۶۵۵، ۱۱۴۲/۳۲ و ۱۰۱۴/۳۶۷ کیلونیوتن بدست آمده است. نتایج نشان داده است که مدل پیشنهادی عملکردی مناسب دارد. از طرفی، بررسی عملکرد مدل پیشنهادی براساس شاخص های کارایی (R ، k ، k' و r_m) و تامین کردن شرایط آنها، نشان از دقت قابل قبول آن دارد. براساس نتایج این مطالعه، رویکرد ارائه شده می تواند به عنوان ابزاری کارآمد در پیش طراحی ستون های مربعی CFT ساخته شده از مصالح مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد.

در انتهای این مطالعه، ضریب کاهش مقاومت نیز براساس رابطه پیشنهادی برای در نظر گیری اثرات مصالح مقاومت بالا ارائه گردیده است. نتایج نشان داده است که ضریب پیشنهادی توسط AISC 360 می تواند به صورت محافظه کارانه ای در طراحی این اعضا مورد استفاده قرار گیرد.

قدردانی

شده در تهیه مقاطع و همچنین استانداردهای تولید می توان از بررسی های جدیدتر استفاده نمود [۴۸].

در این مطالعه، براساس رابطه پیشنهادی، ضریب آنالیز برابر با ۱/۰۸ و ضریب تغییرات آن برابر با ۰/۰۷ در نظر گرفته شده است. با توجه به تعداد محدود آزمایش های انجام شده در زمینه جدارهای فولادی با مقاومت بالا و بتن پر شده مقاومت بالا، ضریب عدم قعیت مواد به صورت محافظه کارانه برابر با ۱/۱ و ضریب تغییرات آن از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V_M = \sqrt{(V_C)^2 + (V_S)^2} \quad (۳۳)$$

مقادیر V_C و V_S براساس مقالات انجام شده، به ترتیب برابر با ۰/۱۸ و ۰/۰۷ در نظر گرفته شده اند [۴۹].

با توجه به رشد تکنولوژی ساخت در اکثر کشورها، مقدار ضریب عدم قطعیت ساخت عموماً برابر یک در نظر گرفته می شود [۴۷]. براساس مطالعه انجام شده، مقادیر β و V_F به ترتیب برابر با ۳ و ۰/۰۵ می توانند در محاسبات مدنظر قرار گیرند [۴۵]. ضریب α نیز براساس ASCE 7-10 [۵۰] برابر با ۰/۷ می باشد.

ضریب کاهش مقاومت رابطه پیشنهادی، براساس روابط بیان شده در این بخش برابر با ۰/۷۶۲ محاسبه شده که نزدیک به مقدار توصیه شده توسط آیین نامه AISC 360-16 دارد. از این رو مقدار توصیه شده توسط AISC 360 می تواند به صورت محافظه کارانه برای ظرفیت محوری فشاری ستون های مربعی CFT ساخته شده از مصالح مقاومت بالا مورد استفاده قرار گیرد.

۹- نتیجه گیری

در این مطالعه، ابتدا به بررسی ضوابط آیین نامه های موجود در زمینه طراحی ستون های مختلط پر شده با بتن پرداخته شده و مشخص گردید که روابط آیین نامه ای موجود محدودیت هایی برای مقاومت مصالح بتنی و فولادی مورد استفاده در این اعضا در نظر گرفته اند. از این رو در این مطالعه، رابطه ای ساده برای مقاومت محوری

حمایت مالی دانشگاه آیت الله بروجردی (ره) و با کد رهگیری ۲۱۰۴۲۸-۱۵۶۶۴ انجام پذیرفته است.

این تحقیق برگرفته از طرح پژوهشی با عنوان «تاثیر اتساع جانبی بتن بر کاهش مقاومت محوری فولاد در ستون های کامپوزیتی بتنی-فولادی» می باشد که با

مراجع

- [1] Denavit, M. D., & Hajjar, J. F. (2014). *Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design*. Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [2] Perea, T., Leon, R. T., Hajjar, J. F., & Denavit, M. D. (2013). "Full-scale tests of slender concrete-filled tubes: axial behavior", *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1249-1262.
- [3] Thai, S., Thai, H.-T., Uy, B., & Ngo, T. (2019). "Concrete-filled steel tubular columns: Test database, design and calibration", *Journal of Constructional Steel Research*, 157, 161-181.
- [4] AISC 360-16 "Specification for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [5] Eurocode 4. (2004). "Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures", European Committee for Standardization.
- [6] NZS 2327. (2016). "Composite structures - Composite steel-concrete construction in buildings". Standards Australia/Standards New Zealand.
- [7] Lin, C. Y. (1998). "Axial capacity of concrete infilled cold-formed steel columns." 9th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. University of Missouri-Rolla.
- [8] Fujimoto, T., Nishiyama, I., & Mukai, A. (1995). "Test results of eccentrically loaded short columns-square CFT columns", Proceedings of the second joint technical coordinating committee meeting on composite and hybrid structures.
- [9] Schneider, S. P. (1998) "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes", *Journal of Structural Engineering*, 124(10), 1125-1138.
- [10] Kang, C.H., Oh, Y.-S., & Moon, T. S. (2001). "Strength of Axially Loaded Concrete-Filled Tubular Stub Column", *Journal of Korean Society of Steel Construction*, 13(3), 279-287.
- [11] Han, L.H., Zhao, X.L., & Tao, Z. (2001). "Tests and mechanics model for concrete-filled SHS stub columns, columns and beam-columns", *Steel and Composite Structures*, 1(1), 51-74.
- [12] Ghannam, S., Jawad, Y.A., & Hunaiti, Y. (2004). "Failure of lightweight aggregate concrete-filled steel tubular columns", *Steel and Composite Structures*, 4(1), 1-8.
- [13] Tao, Z., Han, L.H., & Wang, Z.B. (2005). "Experimental behaviour of stiffened concrete-filled thin-walled hollow steel structural (HSS) stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), 962-983.
- [14] Yu, Z., Ding, F., & Cai, C. S. (2007). "Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(2), 165-174.
- [15] Tokgoz, S., Dundar, C. (2010) "Experimental study on steel tubular columns in-filled with plain and steel fiber reinforced concrete", *Thin-Walled Structures*, 48(6), 414-422.
- [16] Lu, Y., Li, N., Li, S., & Liang, H. (2015). "Behavior of steel fiber reinforced concrete-filled steel tube columns under axial compression", *Construction and Building Materials*, 95, 74-85.
- [17] Naghipour, M., Yousofizinsaz, G., & Shariati, M. (2020). "Experimental study on axial compressive behavior of welded built-up CFT stub columns made by cold-formed sections with different welding lines", *Steel and Composite Structures*, 34(3), 347-359.
- [18] Nishiyama, I. (2002). "Summary of research on concrete-filled structural steel tube column system carried out under the US-Japan cooperative research program on composite and hybrid structures", Building Research Inst.
- [19] Gourley, B.C., Tort, C., Denavit, M.D., Schiller, P.H., & Hajjar, J.F. (2008). "A synopsis of studies of the monotonic and cyclic behavior of concrete-filled steel tube members, connections, and frames", Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois.
- [20] Hajjar, J.F., Gourley, B.C., Tort, C., Denavit, M.D., Schiller, P.H., Mundis, N.L. (2013). "Steel-concrete composite structural systems", Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University, Boston.
- [21] Lai, Z., Varma, A.H. (2015). "Noncompact and slender circular CFT members: Experimental database, analysis, and design", *Journal of Constructional Steel Research*, 106, 220-233.
- [22] Gunawardena, Y.K. R., Aslani, F., Uy, B., Kang, W.H., Hicks, S. (2019). "Review of strength behaviour of circular concrete filled steel tubes under monotonic pure bending", *Journal of Constructional Steel Research*, 158, 460-74.

- [23] Alatshan, F., Osman, S. A., Hamid, R., Mashiri, F. (2020). "Stiffened concrete-filled steel tubes: A systematic review", *Thin-Walled Structures*, 148, 106590.
- [24] Cederwall, K., Engstrom, B., & Grauers, M. (1990). "High-strength concrete used in composite columns", *Special Publication*, 121, 195–214.
- [25] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., Lu, L.W. (2004). "Seismic Behavior and Design of High-Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam Columns", *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 169–179.
- [26] Uy, B. (2001). "Strength of short concrete filled high strength steel box columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 57(2), 113–134.
- [27] Liu, D., Gho, W.-M., & Yuan, J. (2003). "Ultimate capacity of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 59(12), 1499–1515.
- [28] Mursi, M., Uy, B. (2004). "Strength of slender concrete filled high strength steel box columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 60(12), 1825–1848.
- [29] Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S., Nishiyama, I. (2004). "Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns", *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 180–188.
- [30] Liu, D. (2005). "Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), 902–911.
- [31] Lue, D. M., Liu, J.-L., & Yen, T. (2007). "Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(1), 37–44.
- [32] Aslani, F., Uy, B., Tao, Z., & Mashiri, F. (2015). "Behaviour and design of composite columns incorporating compact high-strength steel plates", *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 94–110.
- [33] Xiong, M.-X., Xiong, D.-X., & Liew, J. Y. R. (2017). "Axial performance of short concrete filled steel tubes with high-and ultra-high-strength materials", *Engineering Structures*, 136, 494–510.
- [34] Lee, H.J., Park, H.G., & Choi, I.R. (2019). "Compression loading test for concrete-filled tubular columns with high-strength steel slender section", *Journal of Constructional Steel Research*, 159, 507–520.
- [35] Hu, H.S., Wang, H.Z., Guo, Z.X., Shahrooz, B. (2020). "Axial compressive behavior of square spiral-confined high-strength concrete-filled steel-tube columns", *Journal of Structural Engineering*, 146(7), 4020136.
- [36] Bradford, M.A., Wright, H.D., & Uy, B. (1998). "Local buckling of the steel skin in lightweight composites induced by creep and shrinkage", *Advances in Structural Engineering*, 2(1), 25–34.
- [37] Leon, R.T., Kim, D.K., & Hajjar, J.F. (2007). "Limit state response of composite columns and beam-columns part I: Formulation of design provisions for the 2005 AISC specification", *Engineering Journal*, 44(4), 341–358.
- [38] Ferreira, C. (2002). "Gene expression programming in problem solving", *Soft computing and industry*. Springer, 635–653.
- [39] Varma, A.H., Ricles, J. M., & Sause, R. "Seismic behavior, analysis, and design of high strength square concrete filled steel tube (CFT) columns", Lehigh University.
- [40] Lai, Z., and Varma, A.H. (2018). "High-strength rectangular CFT members: Database, modeling, and design of short columns", *Journal of Structural Engineering*, 144(5), 4018036.
- [41] Tort, C., Hajjar, J.F. "Reliability-based performance-based design of rectangular concrete-filled steel tube (RCFT) members and frames", Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University, Boston.
- [42] Golbraikh, A., Tropsha, A. (2002). "Beware of q²!", *Journal of molecular graphics and modelling*, 20(4), 269–276.
- [43] Roy, P.P., Roy, K. (2008), "On some aspects of variable selection for partial least squares regression models", *Molecular Informatics*, 27(3), 302–313.
- [44] Smith, G. N. (1986). "Probability and statistics in civil engineering", Collins London.
- [45] Ravindra, M. K., and Galambos, T.V. "Load and resistance factor design for steel", *Journal of the Structural Division*, 104(9), 1337–1353.
- [46] Galambos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G., Cornell, C.A. (1982). "Probability based load criteria: Assessment of current design practice", *Journal of the Structural Division*, 108(5), 959–977.
- [47] Ellingwood, B. (1980). "Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures", US Department of Commerce, National Bureau of Standards.
- [48] Bartlett, F.M., Dexter, R.J., Graeser, M.D., Jelinek, J.J.; Schmidt, B.J.; Galambos, T.V. (2003). "Updating standard shape material properties database for design and reliability", *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, 40(1), 2–14.
- [49] Sener, K. C., Varma, A. H. (2014). "Steel-plate composite walls: Experimental database and design for out-of-plane shear," *Journal of Constructional Steel Research*, 100, 197–210.
- [50] ASCE7. (2010). "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers.