



http://journaliss.ir

مروری بر تکامل روش‌های طراحی پایداری سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن؛ از رویکرد طول مؤثر تا تحلیل مستقیم

نیلمفر بکرانی بالانی^۱، سیامک اپیکچی^{۲*}، علیرضا صادق‌راد^۳

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

*تهران، صندوق پستی ۱۵۸۷۵۴۴۱۳، epackachis@aut.ac.ir

چکیده

این گردآوری با رویکردی مروری-تحلیلی، سیر تکامل روش‌های طراحی پایداری در سازه‌های فولادی و فولادی پر شده با بتن (CFT) را از روش کلاسیک مبتنی بر طول مؤثر تا روش نوین تحلیل مستقیم بررسی می‌کند. در این راستا، تحولات آیین‌نامه‌ای و مبانی فیزیکی حاکم بر هر روش، با تمرکز بر نحوه لحاظ آثار نواقص هندسی اولیه، کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و رفتار غیرالاستیک مصالح، به صورت منسجم تحلیل شده‌اند. نتایج این بررسی نشان می‌دهد که گذار از روش طول مؤثر به تحلیل مستقیم، صرفاً یک تغییر در روابط طراحی نیست؛ بلکه بیانگر تغییر بنیادین در منطق ارزیابی پایداری از رویکردهای ضمنی به مدل‌سازی صریح آثار ناپایداری‌کننده در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌ای است. همچنین این گردآوری نشان می‌دهد که در طراحی اعضای فولادی پر شده با بتن، اگرچه مبانی روش تحلیل مستقیم پذیرفته شده است، اما تأثیر سطح بار محوری بر کاهش صلبیت اعضا هنوز به صورت ساده‌سازی شده و ضمنی در آیین‌نامه‌ها لحاظ می‌شود. نوآوری این پژوهش در ارائه یک جمع‌بندی تحلیلی و یکپارچه از سیر تحول روش‌های طراحی پایداری است که تفاوت‌ها و محدودیت‌های روش‌ها را در منطق حاکم بر طراحی پایداری تبیین کرده و زمینه را برای توسعه مدل‌های دقیق‌تر طراحی پایداری، به‌ویژه برای اعضای فولادی پر شده با بتن، مشخص می‌سازد.

واژگان کلیدی

روش طول مؤثر، روش تحلیل مستقیم، آثار مرتبه دوم، اعضای فولادی پر شده با بتن

A Review on the Evolution of Stability Design Methods for Steel and Concrete-Filled Steel Tube Structures: From the Effective Length to Direct Analysis Method

N. Bakrani balani, S. Epackachi, A.R. Sadeghirad

Abstract

This study, adopting a review-analytical approach, examines the evolution of stability design methods for steel and concrete-filled steel tube (CFT) structures, from the classical Effective Length Method to the modern Direct Analysis Method. In this context, code developments and the underlying physical fundamentals governing each approach are systematically analyzed, with a focus on how initial geometric imperfections, stiffness reduction due to residual stresses, and inelastic material behavior are accounted for. The results reveal that the transition from the Effective Length Method to the Direct Analysis Method is not merely a modification in design formulations, but represents a fundamental change in the logic of stability assessment, shifting from implicit approaches to explicit modeling of destabilizing effects within code-based frameworks. Moreover, the study shows that in the design of concrete-filled steel members, although the fundamental principles of the Direct Analysis Method have been adopted, the effect of the axial load level on member stiffness reduction is still treated in a simplified and implicit manner in current design codes. The novelty of this study lies in providing an integrated analytical synthesis of the evolution of stability design methods, elucidating their underlying logic, differences, and limitations, and establishing a foundation for developing more refined stability design models particularly for concrete-filled steel tube members.

Keywords

Effective Length Method, Direct Analysis Method, Second-Order Effects, Concrete-Filled Steel Tube Members



لذا بررسی تاریخی روند تکامل روش‌های طراحی پایداری از روش طول مؤثر تا تحلیل مستقیم، برای درک بنیادهای علمی و آیین‌نامه‌ای طراحی در هر دو گروه سازه‌های فولادی و مرکب فولاد-بتن، دارای ضرورتی انکارناپذیر است.

این مقاله با رویکرد مروری-تحلیلی، بر تبیین سیر تکامل تاریخی و مبانی روش‌های طراحی پایداری تمرکز دارد. از این رو، مرور مطالعات بر اساس توالی زمانی توسعه مفاهیم و نقاط عطف علمی و آیین‌نامه‌ای انجام گرفته و ساختار مقاله نیز بر همین اساس تنظیم شده است (از محدودیت‌های طول مؤثر، گذار به تحلیل مستقیم، تا توسعه آن در اعضای فولادی پرشده با بتن). در این چارچوب، هدف مقاله تحلیل مفاهیم، مبانی فیزیکی و آیین‌نامه‌ای روش‌ها است و دامنه آن به سازه‌های فولادی و فولادی پرشده با بتن، در چارچوب آیین‌نامه AISC 360-22 و مقررات ملی ساختمان ایران محدود می‌شود [۹ و ۱۰]. شایان ذکر است که این گردآوری در پی ارائه روابط طراحی جدید یا توسعه مدل‌های عددی نوین نبوده و تمرکز آن بر تبیین مزایا، محدودیت‌ها و تفاوت‌های بنیادین روش‌های موجود است.

نوآوری مقاله در ارائه یک جمع‌بندی تحلیلی و یکپارچه از سیر تحول روش‌های طراحی پایداری نهفته است که نشان می‌دهد گذار از روش‌های سنتی (نظیر طول مؤثر) به رویکرد نوین تحلیل مستقیم، فراتر از تغییر در روابط طراحی است و بازتاب‌دهنده یک تحول در فلسفه ارزیابی پایداری است که بر مدل‌سازی صریح آثار غیرخطی فیزیکی و هندسی در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌ای تکیه دارد. همچنین مقاله حاضر، چگونگی تطبیق و توسعه منطق تحلیل مستقیم را به اعضای مرکب فولادی پرشده با بتن تبیین می‌کند.

۲- مفاهیم کلی و آثار مرتبه دوم

پایداری، بیانگر توانایی عضو فشاری در حفظ وضعیت اولیه و تحمل بار در برابر انحرافات جزئی ناشی از نیروهای جانبی است. در محدوده الاستیک، عضو پس از حذف این نیروها معمولاً به جایگاه اصلی خود بازمی‌گردد، مگر آنکه میزان انحراف به حد آغاز تسلیم برسد. ناپایداری زمانی رخ می‌دهد که عضو تحت بارگذاری، وارد فرآیند کمانش شده و پس از نقطه بحرانی، توان تحمل بارهای اضافی را از دست بدهد؛ در این حالت،

پایداری اعضای فشاری در سازه‌های فولادی، از نخستین مباحث بنیادی در مهندسی سازه به‌شمار می‌رود. رفتار این اعضا که تحت تأثیر عواملی چون تنش‌های پسماند^۱ حاصل از فرآیند نورد و جوش، تسلیم موضعی مصالح و نواقص هندسی اولیه^۲ قرار دارد، به‌صورت مستقیم بر ظرفیت و ایمنی کلی سازه اثرگذار است [۱-۴]. از اوایل قرن بیستم تاکنون، راهکارهای متنوعی برای تحلیل و طراحی پایداری ارائه شده است؛ در دهه‌های میانی قرن بیستم، با معرفی ضریب طول مؤثر (K) و گسترش روش طول مؤثر (ELM)^۳ در آیین‌نامه AISC (1963) [۵] محاسبه مقاومت کمانشی اعضا بر مبنای مدل‌های الاستیک ساده‌شده انجام می‌گرفت. هرچند این رویکرد در توسعه مفاهیم طراحی اثرگذار بود، عوامل ناپایدارکننده سیستم شامل کاهش صلبیت ناشی از تسلیم مصالح و نواقص هندسی اولیه را تنها به‌صورت ضمنی دربرمی‌گرفت [۱، ۲، ۴، ۶ و ۷].

با پیشرفت تحلیل‌های عددی و شناخت بهتر رفتار غیرخطی اعضای خمشی-فشاری، رویکردهای دقیق‌تر جایگزین فرضیات سنتی شدند. طی دهه ۱۹۹۰ تا ۲۰۰۰ میلادی، توصیه‌های شورای پژوهشی پایداری سازه‌های آمریکا [۸] سبب شد روش طراحی مبتنی بر تحلیل مستقیم (DM)^۴ در ویرایش‌های جدید آیین‌نامه AISC 360 تثبیت شود. در این روش، کاهش صلبیت اعضا به‌واسطه تنش پسماند و رفتار غیرالاستیک و همچنین نواقص هندسی اولیه به‌صورت صریح در مدل‌سازی لحاظ می‌شوند [۱، ۲، ۴، ۶، ۷ و ۹-۱۸]. بدین ترتیب، طراحی قاب‌های فولادی از سطح روابط سنتی به سمت یک چارچوب تحلیلی جامع و مبتنی بر واقعیت فیزیکی تغییر جهت یافت.

تحول اخیر در روش‌های تحلیل و طراحی، زمینه‌ساز توسعه مفاهیم پایداری در اعضای فولادی پرشده با بتن نیز شد. این نوع اعضا با ترکیب مزایای فولاد و بتن، دارای مقاومت و سختی بالا [۱۹، ۲۲-۲۵، ۳۰، ۳۱، ۳۴، ۴۰-۴۳، ۴۵، ۴۷، ۵۰، ۵۳]، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی^۴ بیشتر [۲۰، ۲۱، ۲۶، ۳۲، ۳۵، ۳۷-۳۹، ۴۸، ۴۹]، بهبود پایداری موضعی مقطع از طریق حذف کمانش روبه داخل جداره فولادی [۲۳، ۲۷-۲۹، ۳۳، ۳۶، ۴۴، ۴۶] و همچنین مزایای اجرایی نظیر تسهیل و تسریع ساخت به‌دلیل ایفای نقش قالب‌بندی مقطع فولادی برای بتن [۲۳، ۲۷-۲۹، ۳۶، ۴۴، ۴۶، ۵۱، ۵۲] هستند.

¹ Residual Stress

² Initial Geometric Imperfections

³ Effective Length Method

⁴ Direct Analysis Method

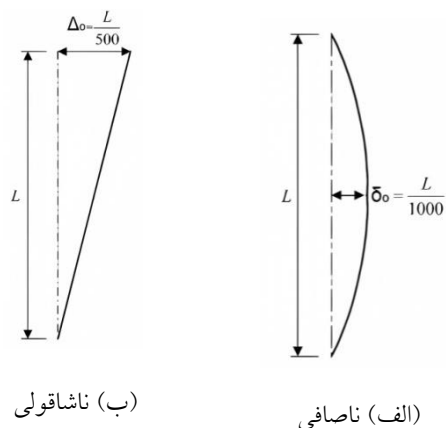
تغییرشکل‌های پیش‌رونده موجب افت ظرفیت و از میان‌رفتن برگشت‌پذیری می‌شود [۱].

مطابق فصل C آیین‌نامه AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، هر روش تحلیل و طراحی در صورتی قابل قبول است که آثار زیر را در ارزیابی پایداری کلی سازه و اعضا لحاظ نماید [۹ و ۱۰]:

- ۱- تغییرشکل‌های خمشی، محوری و برشی در اعضا، اتصالات و سایر اجزای سازه
- ۲- کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و تسلیم مصالح
- ۳- اثر $P-\Delta$ ، شامل تأثیر ترکیبی بارهای محوری و جابه‌جایی‌های جانبی انتهای عضو (شکل (۱))
- ۴- اثر $P-\delta$ ، مرتبط با بارهای محوری و جابه‌جایی‌های خمشی عرضی عضو نسبت به محور اصلی (شکل (۱))
- ۵- آثار $P-\delta_0$ و $P-\Delta_0$ ، حاصل از تأثیر نیروی محوری بر نواقص هندسی اولیه نظیر δ_0 و Δ_0 که ناشی از خطاهای ساخت و نصب هستند (شکل (۲)).



شکل ۱- آثار مرتبه دوم $P-\delta$ و $P-\Delta$ [۲]

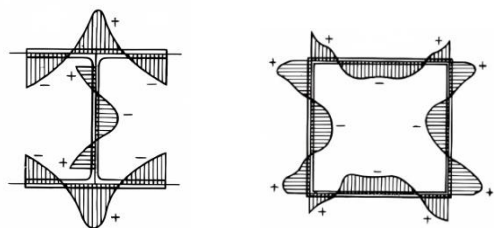


شکل ۲- نواقص هندسی اولیه

۲-۱- تأثیر تنش پسماند

پژوهش‌های انجام‌شده در دانشگاه لیه‌ای [۵۴ و ۵۵] و مطالعات متعدد دیگر [۵۶-۵۸] نشان داده‌اند که تنش‌های پسماند و نحوه توزیع آن‌ها از عوامل اصلی کاهش مقاومت و بروز کماتش در ستون‌های فولادی تحت بار محوری هستند. منشأ این تنش‌ها عمدتاً سردشدن غیریکسان پس از نورد گرم است؛ به‌گونه‌ای که در مقاطع بال‌پهن، نوک بال‌ها و مرکز جان سریع‌تر از ناحیه تقاطع آن‌ها منجمد می‌شوند. این تفاوت سبب ایجاد تنش‌های فشاری پسماند در نواحی سردشده سریع و تنش‌های کششی پسماند در نواحی سردشده کندتر می‌شود. در نتیجه، با افزایش بار، بخش‌هایی از عضو که تحت تنش فشاری پسماند قرار دارند زودتر تسلیم شده و منجر به کاهش صلبیت کلی ستون می‌شوند، به‌طوری‌که رفتار آن مشابه عضوی با «مقطع مؤثر کم‌تر» خواهد بود [۵۹].

علاوه بر نورد گرم، فرآیندهای ساخت مانند جوشکاری، برش با شعله و شکل‌دهی سرد نیز تنش‌های پسماند قابل توجهی ایجاد می‌کنند. در مجاورت جوش، تنش کششی پسماند ممکن است هم‌سطح یا حتی فراتر از تنش تسلیم فلز پایه باشد، درحالی‌که برش با شعله، تنش‌های بزرگی را در لبه‌ها و شکل‌دهی سرد به‌ویژه در گوشه‌ها موجب می‌شود. اهمیت این پدیده نخستین بار با آزمایش‌های زرادخانه و اترتون در سال ۱۹۰۸ آشکار شد، که تأثیر سردشدن غیریکسان را علت افت مقاومت ستون‌های نورد گرم با نسبت لاغری متوسط معرفی کرد و آن را به اعضای نوردشده و جوش‌شده نیز تعمیم داد [۱]. نمونه‌هایی از توزیع تنش پسماند در شکل (۳) ارائه شده است.



(الف) مقاطع ساخته‌شده از ورق (ب) مقاطع بال‌پهن گرم‌نورد

شکل ۳- توزیع تنش پسماند در مقاطع فولادی (علامت + تنش کششی و علامت - تنش فشاری)

۲-۲- مفهوم طول مؤثر

طول مؤثر (KL)، طولی است که اگر در رابطه کماتش ستونی با انتهای مفصلی قرار داده شود، همان بار بحرانی کماتش الاستیک را به‌دست می‌دهد که برای عضو فشاری در شرایط واقعی مورد انتظار است. به بیان دیگر، هدف از تعریف طول مؤثر، معادل‌سازی

رفتار کمانش واقعی عضو با یک ستون ایده‌آل دوسر مفصلی است تا امکان محاسبه بار بحرانی کمانش با روابط سنتی فراهم شود [۱].

شاید هیچ موضوعی در جامعه مهندسی سازه تا پیش از سال ۲۰۰۵، به اندازه ضریب طول مؤثر (K)، طی پنجاه سال قبل از آن محل بحث و ابهام نبوده است. ضریب K نخستین بار برای طراحی پایداری سازه‌های فولادی در ویرایش ۱۹۶۳ آیین‌نامه AISC معرفی شد [۵] و از آن زمان تاکنون، راهنمایی‌ها و توضیحات جامعی پیرامون تعیین صحیح ضریب K و نیز استفاده از آن در روابط اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون، در آیین‌نامه‌ها ارائه شده است.

از جمله حوزه‌هایی که همواره به رهنمودهای ویژه نیاز داشته‌اند، می‌توان به تأثیر ستون‌های متکی^۱ و همچنین تطبیق‌های لازم برای به‌کارگیری ابزارهایی مانند نمودارها در تعیین K اشاره کرد. هدف اصلی از این دستورالعمل‌ها، پیش‌گیری از بروز خطاهای چشمگیر (محافظه‌کارانه یا غیرمحافظه‌کارانه) است که منشأ آن‌ها، تفاوت‌های مهم میان رفتار واقعی سازه و مدل‌های بسیار ساده‌سازی شده‌ای است که اغلب این ابزارها و روابط بر مبنای آن‌ها تدوین شده‌اند.

۳- روش‌های طراحی برای پایداری در سازه‌های فولادی

تضمین پایداری سازه‌های فولادی، مستلزم در نظر گرفتن کلیه عواملی است که می‌توانند به نوعی موجب ایجاد آثار ناپایدارکننده شوند. این عوامل شامل تنش‌های پسماند، تسلیم مصالح و نواقص هندسی اولیه می‌شوند. بر این پایه، سازه‌های فولادی در طول زمان با اتخاذ رویکردهایی برای لحاظ نمودن این آثار تکامل یافته‌اند. این رویکردها شامل روش طول مؤثر، بار فرضی^۲ و تحلیل مستقیم هستند. در ادامه، به بررسی مبانی و سیر تحول این روش‌های طراحی پرداخته می‌شود.

۳-۱- روش طول مؤثر در سازه‌های فولادی

تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم (که به‌عنوان تحلیل پیشرفته نیز شناخته می‌شوند)، دقیق‌ترین رویکرد برای ارزیابی ظرفیت باربری تیر-ستون‌ها و کل سازه محسوب می‌شوند، چراکه رفتار واقعی قاب‌های فولادی را به‌نحو احسن مدل‌سازی می‌کنند. با این حال، اجرای این تحلیل‌ها مستلزم برخورداری از توان محاسباتی بالا، نرم‌افزارهای تخصصی و پیچیدگی‌های اجرایی قابل توجهی است.

در مقابل، طراحی مبتنی بر تحلیل الاستیک، با هدف در نظر گرفتن آثار پایداری سیستم، از روش‌های تقریبی بهره می‌برد؛ در رویکردهای سنتی طراحی قاب‌های فولادی، معمولاً راه‌حل‌های کمانش با به‌کارگیری ضرایب طول مؤثر در قالب روابط برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون به‌منظور لحاظ رفتار کلی سیستم مورد استفاده قرار می‌گیرند.

برای تعیین مقاومت نهایی یک تیر-ستون، ابتدا دو متغیر اساسی محاسبه می‌شوند: مقاومت خمشی اسمی در حالت عدم حضور نیروی محوری (M_n) و مقاومت محوری اسمی در حالت عدم حضور لنگر خمشی (P_n). پس از تعیین این دو مقدار، منحنی برهم‌کنش نیروی محوری و لنگر بر اساس آن‌ها ترسیم می‌شود تا محدوده ظرفیت عضو مشخص شود.

ارزیابی پایداری قاب به‌صورت عضو به عضو و با استفاده از روابط برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون انجام می‌شود؛ این روابط مطابق با آیین‌نامه AISC 360-22 و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در روابط (۱-الف) و (۱-ب) ارائه شده‌اند [۹ و ۱۰].

$$\text{برای } \frac{P_r}{f_c P_n} \geq 0.2 :$$

$$\frac{P_r}{f_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{f_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (1-f)$$

$$\text{برای } \frac{P_r}{f_c P_n} < 0.2 :$$

$$\frac{P_r}{2f_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{f_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{f_b M_{ny}} \right) > 1 \quad (1-b)$$

روابط برهم‌کنش تیر-ستون عمدتاً بر اساس واسنجی نتایج خود با تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم برای مجموعه‌ای از قاب‌های مهارشده^۳ و مهارنشده^۴ تدوین شده‌اند؛ این قاب‌ها نخستین بار توسط کانچنالای^۵ (۱۹۷۷) مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۳]. در مطالعات کانچنالای، گسترش تسلیم به‌طور صریح در اعضای تیر-ستون و تأثیر تنش‌های پسماند ارزیابی شد، اما نواقص هندسی اولیه در آن تحلیل‌ها منظور نشده بود. با این حال، توسعه‌دهندگان روابط تیر-ستون در آیین‌نامه AISC (1999) به‌منظور لحاظ واقعی‌تر رفتار ستون‌ها و قاب‌های فولادی، نواقص

³ Sidesway Inhibited (Braced Frame)

⁴ Sidesway Uninhibited (Moment Frame)

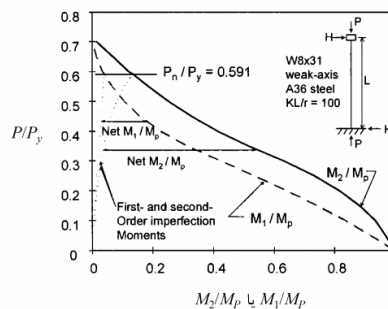
⁵ Kanchanalai

¹ Leaning Column

² Notional Load Method



هندسی اولیه را مطابق رویکرد نمایش داده شده در شکل (۴) به مدل سازی افزوده اند [۶۰].

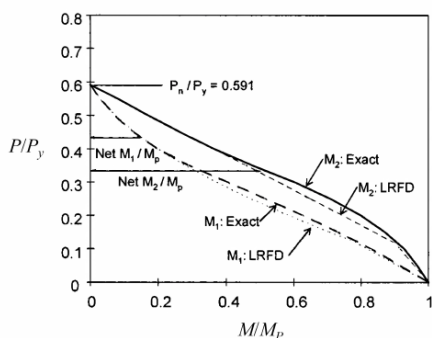


شکل ۴- روال تعیین منحنی های M_2/M_p و M_1/M_p Net [۶۱]

شکل (۴) نتایج مربوط به یک ستون با مقطع $W200 \times 46.1$ ($W8 \times 31$) را نمایش می دهد که حول محور ضعیف خود تحت خمش قرار گرفته است. در این نمودار، پاسخ مرتبه اول برای مقاومت حداکثر (به صورت نسبت P/P_y بر حسب M_1/M_p)، یعنی نیروی محوری تقسیم بر مقاومت تسلیم محوری و لنگر انتهایی تقسیم بر ظرفیت پلاستیک مقطع) با نتایج تحلیل مرتبه دوم مقایسه می شود؛ به گونه ای که M_2 بیانگر بیشینه لنگر الاستیک داخلی مرتبه دوم برای ستونی است که به شکل ایده آل، مستقیم و شاقول فرض شده است. این تبدیل از منحنی مرتبه اول به منحنی مرتبه دوم با استفاده از ضرایب تشدید الاستیک، متناسب با شرایط نمونه مورد بررسی، انجام شده است.

مقاومت نسبی ستون بر اساس روابط آیین نامه^۲ (1999) AISC برای این عضو برابر با $P_n/P_y = 0.591$ است [۶۰]، در حالی که پاسخ پلاستیسیت گسترده برای همین ستون مقدار $P/P_y = 0.71$ را نشان می دهد. علت این اختلاف، کاهش مقاومت، ناشی از وجود لنگرهای داخلی اضافی به دلیل حضور نقص های هندسی اولیه (ناشاقولی)^۱ است. بخش مرتبه اول این لنگرهای حاصل از ناشاقولی، با بار محوری ارتباط خطی دارد و به صورت عبارت $P\Delta_0$ بیان می شود که در آن Δ_0 جابه جایی جانبی اولیه در بالای ستون را نشان می دهد. این مقادیر توسط منحنی نقطه چین سمت چپ در شکل (۴) نمایش داده شده است که منحنی مقاومت M_1/M_p را، در محل $P_n/P_y = 0.591$ قطع می کند. بخش مرتبه دوم لنگر با استفاده از ضرایب تشدید لنگر بر روی لنگر مرتبه اول ($P\Delta_0$) محاسبه می شود. ظرفیت نهایی لنگر با کسر لنگرهای ناشی از نقص هندسی اولیه از منحنی های اصلی به دست می آید. این ظرفیت های منتج، به صورت مقادیر $Net M_1/M_p$

و $Net M_2/M_p$ در شکل (۴) ارائه شده اند. مقدار مقاومت حاصل که به طور غیرمستقیم تأثیر نقص هندسی اولیه را نیز دربردارد، مستقیماً به عنوان محور افقی در شکل (۵) نمایش داده شده است.



شکل ۵- تطابق منحنی روابط اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون مبتنی بر (1999) AISC با منحنی های مقاومت دقیق [۶۱]

یادداشت شماره ۵ شورای پژوهشی پایداری سازه های آمریکا در سال ۱۹۹۸، تأکید می کند که طراحی پایداری سازه های فولادی باید تمامی ویژگی هایی را که به شکل معنادار بر ظرفیت باربری عضو یا قاب اثرگذارند، دربرگیرد [۸]. این ویژگی ها، اگرچه فقط به موارد زیر محدود نیستند، اما معمولاً شامل این موارد می شوند:

- ۱) ویژگی های فیزیکی تعیین شده به روش تجربی، مانند تنش های پسماند، رفتار غیرخطی مصالح و موارد مشابه
- ۲) خطاهای ناشی از ساخت و نصب مصالح، نظیر ناصافی ها^۲ و دیگر نواقص احتمالی اجزای سازه در فرآیند اجرا
- ۳) تأثیر شرایط مرزی، از جمله تقیدهایی که در انتهای اعضا اعمال می شود و می تواند بر عملکرد پایداری سازه اثر بگذارد.

در رویه سنتی طراحی با روش طول مؤثر، این ویژگی ها به دو شیوه لحاظ می شوند؛ منحنی مقاومت ستون به گونه ای تنظیم می شود که آثار تنش های پسماند و نقص های هندسی اولیه را مشابه آنچه در شکل های (۴) و (۵) آمده، شامل نماید. سایر ویژگی ها، از جمله مقیدبودن انتهای عضو و اندرکنش های سیستمی مانند اثر ستون های متکی، معمولاً به صورت تقریبی و از طریق ضرایب طول مؤثر (یا به بیان مستقیم تر، با محاسبه بارهای کماتش ستون) ارزیابی می شوند.

² Out-of-Straightness

¹ Out-of-Plumbness

$$N = \zeta Q$$

(۲)

در چارچوب روش بار فرضی مبتنی بر (ASCE 1997) ابتدایی‌ترین واسنجی نسبت به پاسخ‌های ناحیه پلاستیک، مقدار یکنواخت $\zeta = 0.005$ را پیشنهاد می‌دهد [۶۱]. این مقدار یا برای تمامی قاب‌های ساختمانی به اندازه کافی دقیق است یا با رویکردی محافظه‌کارانه انتخاب شده تا اطمینان از ایمنی فراهم شود. این واسنجی با تکیه بر پیش‌بینی مقاومت ستون‌هایی که به صورت متحدالمرکز تحت بارگذاری قرار دارند، انجام شده و عوامل مؤثری مانند لاغری ستون، تنش جاری‌شدن و سختی فیود انتهایی را نیز در برمی‌گیرد. علاوه بر این، یک واسنجی اصلاح‌شده هم مطرح شده است که در آن، مقدار ضریب بار فرضی (ζ) به صورت تابعی از نسبت F_y/E در نظر گرفته می‌شود تا پاسخ سازه متناسب با خواص مصالح تعیین شود.

استاندارد (ASCE 1997) مبتنی بر بار فرضی، یک نقص اساسی دارد که در برخی حالات بحرانی پایداری به‌وضوح نمایان می‌شود [۶۱]. مطالعه‌ای مقایسه‌ای توسط مالک^۱ و وایت^۲ (۲۰۰۴) انجام شد [۷] که این نقص را در چارچوب رویکرد بار فرضی در (ASCE 1997) شفاف بیان می‌کند. به‌طورکلی، روش بار فرضی بر محاسبه ممان‌های داخلی ناشی از تحلیل مرتبه دوم تکیه دارد، تا آثار پایداری به‌درستی در ارزیابی مقاومت پیشینه منعکس شوند. اما در قاب‌های ایده‌آلی که (۱) ستون‌ها صرفاً تحت اثر بارهای ثقلی متمرکز قرار دارند و (۲) خرابی سازه به شکل واقعی از طریق کمانش جانبی الاستیک (نظیر یک ستون طره‌ای لاغر) رخ می‌دهد، این روش پیش‌بینی می‌کند که مقاومت طراحی ضریب‌دار پیشینه تقریباً با بار کمانش جانبی الاستیک اسمی (P_{cr}) برابری می‌کند. هرچند ضرایب کاهش مقاومت طراحی ϕ_c و ϕ_b برای جملات مقاومت M_n و P_n اعمال می‌شوند، اما در عمل، ظرفیت حداکثر باربری قائم سازه تقریباً معادل مقداری است که اگر ضرایب $\phi_c = \phi_b = 1$ در نظر گرفته شوند، به دست می‌آید. این موضوع زمانی به یک نقص اساسی تبدیل می‌شود که توجه شود طبق روابط (ASCE 1999)، مقاومت محوری ستون برای چنین سازه‌ای به صورت $0.877\phi_c P_{cr}$ تعریف می‌شود [۶۰].

این رفتار به این دلیل رخ می‌دهد که مقاومت طراحی عضو در چنین سازه‌هایی زمانی حاصل می‌شود که ممان داخلی مرتبه دوم، با نزدیک‌شدن بار، به مقدار کمانش جانبی سیستم، به‌طور ناگهانی و قابل توجهی افزایش پیدا می‌کند. اما چون در روش بار

رویکرد طراحی الاستیک سنتی مبتنی بر طول مؤثر، هرچند نقش مهمی در توسعه مهندسی سازه داشت و تا پیش از سال ۲۰۰۵ به‌طور گسترده مورد استفاده قرار گرفت، پدیده‌هایی را که بر حداکثر مقاومت اعضا و قاب‌های فولادی اثرگذارند عمدتاً به‌صورت غیرمستقیم لحاظ می‌نماید. مقاومت کمانشی اعضای فشاری به‌طور مستقیم از طریق ضرایب طول مؤثر تعیین می‌شود و اثر نواقص هندسی اولیه نیز به‌صورت غیرمستقیم در روابط مقاومت ستون‌ها وارد محاسبات می‌شود. با این وجود، ممان‌های داخلی اضافی ناشی از وجود نواقص هندسی و تشدید آن‌ها بر اثر پدیده‌های مرتبه دوم، در ستون‌ها، تیرها و اتصالات به‌صورت واقع‌گرایانه در محاسبات این روش منعکس نمی‌شود [۶]. علاوه بر آن، تعیین ضرایب طول مؤثر یا بارهای کمانش متناظر برای قاب‌های ترکیبی یا سیستم‌های پیچیده دارای ستون‌های متکی، اغلب فرآیندی دشوار و مبتنی بر قضاوت مهندسی پرچالشی است [۱۱-۱۳].

۳-۲- روش بار فرضی در سازه‌های فولادی

استاندارد ASCE در سال ۱۹۹۷ روشی را با عنوان بار فرضی ارائه کرده بود که در آن، برای هر طبقه از سازه، بارهای افقی فرضی به میزان متناسب با بار ثقلی وارد بر همان طبقه اعمال می‌شوند [۶۱]. در این روش، مقدار مقاومت محوری اسمی که در معادله برهم‌کنش تیر-ستون وارد می‌شود، بر اساس طول واقعی عضو در نظر گرفته می‌شود، نه طول مؤثر. مهم‌ترین مزیت این روش در آن است که نیاز به محاسبه ضرایب طول مؤثر مرتفع است.

باید توجه داشت که مطابق رویه (ASCE 1997)، بارهای افقی فرضی باید علاوه بر هرگونه نیروی جانبی واقعی که به سازه وارد می‌شود، به سیستم اعمال شوند تا ارزیابی صحیح مقاومت تیر-ستون انجام گیرد [۶۱]. مهندس مجاز نیست صرفاً $K=1$ را بدون اعمال مناسب بارهای فرضی به‌کار گیرد؛ همچنین بارهای فرضی صرفاً بیانگر حداقل نیروی افقی هستند که حتی در صورت وجود بار جانبی بزرگ‌تر، قابل چشم‌پوشی نیستند. کارکرد این بارها اساساً پوشش دادن ویژگی‌هایی است که بر مقاومت سیستم و اعضا مؤثر هستند، به‌ویژه اثر نواقص هندسی، تنش پسماند و اندرکنش‌های سیستمی. این بارهای فرضی که غالباً با نماد N نشان داده می‌شوند، معمولاً به‌صورت درصدی از بار ثقلی هر طبقه در نظر گرفته می‌شوند و شکل کلی ارائه آن‌ها به‌صورت رابطه (۲) است:

¹ Maleck
² White



فرضی در (ASCE (1997)، هیچ ضریب کاهش (مانند $0.877\phi_c$) برای صلبیت الاستیک کل سازه در تحلیل منظور نمی‌شود، ممان‌های داخلی مرتبه دوم تا زمانی که بار سازه تقریباً به بار کماتش الاستیک اسمی نرسیده باشد، بزرگ نخواهند شد و تمامی آثار پایداری به‌طور واقعی منعکس نمی‌شود [۶۱]. این نقیصه را می‌توان با اعمال یک ضریب کاهش، به صلبیت الاستیک در نمونه تحلیل مرتبه دوم برطرف کرد، تا پاسخ سازه با رفتار واقع‌گرایانه‌تر آن هماهنگ‌تر شود [۶].

۳-۳- روش تحلیل مستقیم در سازه‌های فولادی

روش تحلیل مستقیم ارتباط نزدیکی با رفتار واقعی و فیزیکی سازه دارد و مبتنی بر این اصل است که با اعمال اصلاحات ساده اما کلیدی در مدل‌های تحلیل الاستیک، می‌توان برآوردی واقع‌بینانه‌تر نسبت به نیروهای داخلی غیرالاستیک مرتبه دوم به‌دست آورد. در تحلیل مستقیم، عوامل کلیدی مؤثر بر مقاومت اعضا و کل سیستم، همراه با تأثیر آن‌ها بر مقدار و توزیع نیروهای داخلی قاب، تا حد امکان به شکل مستقیم و از راه اصلاحات ساده در مدل الاستیک منعکس می‌شوند. آثار پیچیده‌تری که به‌سادگی در مدل تحلیل الاستیک قابل‌بازنمایی نیستند، در روابط مقاومت عضو لحاظ خواهند شد. ازجمله مهم‌ترین موارد قابل‌اعمال در مدل الاستیک به‌منظور نزدیک‌شدن نتایج تحلیل به پاسخ واقع‌گرایانه‌تر سازه (مطابق با تحلیل‌های پلاستیک دقیق)، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد [۲، ۴، ۶، ۷، ۹، ۱۰، ۱۱-۱۶ و ۵۹]:

- ۱) در نظر گرفتن اثر تنش پسماند و کاهش یکنواخت صلبیت خمشی (EI) اعضا، متناسب با نیروی محوری موجود در تیر-ستون‌ها؛
- ۲) در نظر گرفتن ناشاقولی و ناصافی اعضا (با استفاده از بارهای جانبی فرضی معادل برای بازنمایی نواقص هندسی اولیه).

۳-۳-۱- مدیریت اثر تنش پسماند در روش تحلیل مستقیم

اثر رفتار غیرالاستیک ستون‌ها تا حدودی در منحنی طراحی ستون ارائه‌شده در AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان منظور شده است [۹ و ۱۰]. این منحنی، افزون بر آن، تأثیر تنش‌های پسماند ناشی از فرآیند نورد و نیز ناصافی اولیه را دربرمی‌گیرد. نمونه‌ای از الگوی تنش پسماند که معمولاً در پژوهش‌های مرتبط با ستون‌های نوردشده فرض می‌شود، در شکل (۶) نمایش داده شده است. وجود این تنش‌های پسماند،

سبب تسلیم زود هنگام در نواحی گوشه‌ی بال مقطع شده و متعاقباً منجر به کاهش ممان اینرسی مؤثر مقطع می‌شود. یکی از ساده‌ترین و در عین حال مؤثرترین روش‌ها برای لحاظ کردن این اثر، اصلاح ممان اینرسی مقطع از مقدار اسمی I به مقدار اصلاح‌شده $I\tau_b$ است؛ به‌گونه‌ای که τ_b به‌عنوان متغیر کاهش صلبیت در نظر گرفته می‌شود. در همین راستا، متغیر τ_b به‌منظور اصلاح صلبیت خمشی اعضای فولادی تعریف شده است، به‌طوری‌که مقدار مؤثر صلبیت خمشی به‌صورت $EI^* = \tau_b EI$ در نظر گرفته می‌شود. رابطه پیشنهادی برای τ_b به‌صورت روابط (۳-الف) و (۳-ب) بیان می‌شود:

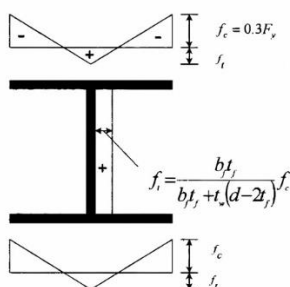
$$\text{برای } \alpha \frac{P_r}{P_y} \leq 0.5$$

$$\tau_b = 1 \quad (3-f)$$

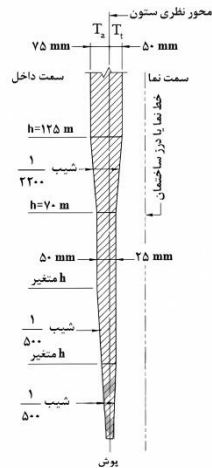
$$\text{برای } \alpha \frac{P_r}{P_y} > 0.5$$

$$\tau_b = 4 \frac{\alpha P_r}{P_y} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (3-b)$$

این معادله، برگرفته از رابطه اصلی سهمی کمیته تحقیقات ستون آمریکا (CRC) برای مدول مماسی ستون‌ها بوده (شکل (۷)) و به‌طور مؤثر کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و رفتار غیرالاستیک را لحاظ می‌کند [۱ و ۲].



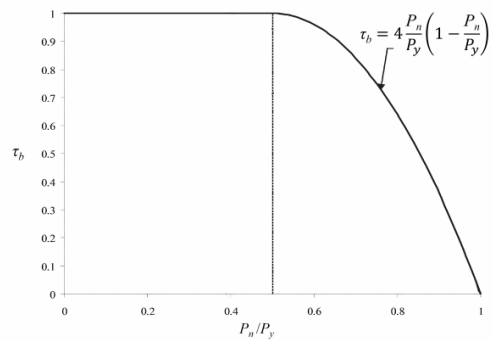
شکل ۶- الگوی تنش پسماند لپهای برای مقاطع بال‌پهن [۴]



شکل ۸- پوش ناشاقولی ستون [۱۰]

در شرایطی که خرابی تیر-ستون به صورت غیرجانبی^۱ محتمل باشد، ناصافی عضو می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر مقاومت نهایی آن بگذارد. با این حال، مدل‌سازی ناصافی عضو در تحلیل کل سیستم سازه‌ای، چه به صورت مستقیم و چه از طریق بارهای فرضی، نسبت به مدل‌سازی ناشاقولی، به مراتب دشوارتر و زمان‌برتر است. در بسیاری از سیستم‌های قاب، انتخاب جهت مناسب (مثبت یا منفی) برای ناصافی اعضا در بخش‌های مختلف سازه، موجب افزایش چشمگیر پیچیدگی مدل‌سازی می‌شود. بنابراین، روشی اتخاذ شده است که در آن مدل‌سازی مستقیم ناصافی عضو در تحلیل ضرورتی ندارد. این هدف یا با کاهش مقادیر EI اعضا در فرایند تحلیل (به منظور لحاظ کردن آثار تنش پسماند و ناصافی)، و یا از طریق تعیین صحیح جمله مقاومت محوری اسمی در کنترل اعضا، بر اساس طول واقعی مهارشده، قابل دستیابی است. هریک از این تدابیر ممکن است در برخی حالت‌ها به محافظه‌کاری منجر شود تا از بروز خطاهای غیرمحافظه‌کارانه در سایر حالت‌های مهم، پیش‌گیری کند [۴].

۳-۳-۳- تعیین مقاومت محوری در روش تحلیل مستقیم
در ابتدا مالک، استفاده از مقاومت تسلیم مقطع، یعنی $P_y = A_s F_y$ را به عنوان عبارت مقاومت محوری اسمی پیشنهاد کرد [۴]. استفاده از P_y برای این منظور، جذابیتی ویژه دارد؛ چراکه دست‌کم برای خمش حول محور قوی، فرآیند تحلیل-طراحی به روش تحلیل مستقیم، عملاً با روش مفصل پلاستیک، همسان می‌شود؛ روشی که مقاومت سیستم را برابر با وقوع اولین مفصل پلاستیک فرض می‌کند. با این حال، این رویکرد کاستی‌هایی نیز دارد. روش مفصل



شکل ۷- سهموی کمیته تحقیقات ستون آمریکا (CRC) برای ضریب کاهش صلبیت ستون، τ_b [۲]

مطالعات انجام‌شده توسط مالک (۲۰۰۱) نشان می‌دهد که ضریب τ_b تنها اثر تنش‌های پسماند را در سطوح مختلف بار محوری لحاظ می‌کند، اما کاهش صلبیت غیرالاستیک ناشی از حضور هم‌زمان بار محوری و لنگر خمشی را در نظر نمی‌گیرد [۴]. به منظور پوشش این ضعف، استفاده از حاصل ضرب ضریب τ_b در 0.9 ، برای طیف وسیعی از نسبت‌های لنگر به بار محوری در نمونه‌های مختلف قاب و عضو، پیش‌بینی بهتری از مقاومت اسمی تیر-ستون ارائه می‌دهد.

۳-۳-۲- مدیریت آثار نواقص هندسی اولیه در روش تحلیل مستقیم

آیین‌نامه اجرای سازه‌های فولادی آمریکا (AISC 2000) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، حدود مجاز انحراف از شاقول بودن ستون‌ها را مشخص می‌کنند که در شکل (۸) نمایش داده شده است [۱۰ و ۶۲]. رویه پیشنهادی، مقدار پایه $1/500$ را به عنوان ناشاقولی اسمی در نظر می‌گیرد. این نقص را می‌توان به صورت مستقیم در مدل‌سازی وارد کرد، یا نتایج مشابهی را با اعمال یک بار افقی فرضی معادل در هر طبقه، به میزان $N=0.002Q$ به دست آورد. شایان ذکر است که ناشاقولی یا بارهای فرضی معادل باید در تحلیل سازه لحاظ شوند تا تأثیر این نواقص بر مقادیر لنگرهای تیر و اتصالات، نیروهای مهاربند و سایر متغیرهای مربوط، به‌دقت برآورد شود.

¹ Nonsway Failure

پلاستیک، قادر به نمایش صحیح مقاومت اعضای بال‌پهن در خمش حول محور ضعیف نیست. علاوه بر این، به‌کارگیری P_y به‌عنوان مقاومت محوری اسمی در معادله برهم‌کنش، کاهش مقاومت ناشی از ناصافی عضو را در نظر نمی‌گیرد. همان‌گونه که پیش‌تر اشاره شد، مدل‌سازی مستقیم ناصافی عضو در فرایند تحلیل و طراحی، می‌تواند با پیچیدگی‌های قابل‌توجه همراه باشد. درنهایت، برای لحاظ‌نمودن اثر ناصافی عضو، مقاومت محوری اسمی (P_n) بر اساس روابط AISC 360-22 یا مبحث دهم و با در نظر گرفتن طول واقعی عضو (نه طول مؤثر) محاسبه می‌شود [۹ و ۱۰].

۳-۳-۴- کاهش صلبیت اضافی مربوط به محاسبه مقاومت‌های طراحی ضریب‌دار در روش تحلیل مستقیم

همان‌گونه که در پایان بحث رویکرد بار فرضی بیان شد، در مورد سازه‌هایی که عمدتاً بر اثر کمانش جانبی الاستیک دچار ناپایداری می‌شوند، روش بار فرضی مقاومت این سازه‌ها را بر پایه این فرض در نظر می‌گیرد که با نزدیک شدن بار اعمالی به مقاومت کمانشی، مقدار لنگرهای داخلی اعضا به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌یابد. با این حال، اگر تحلیل سازه تنها بر پایه صلبیت الاستیک اسمی اعضا (EI) صورت گیرد، مقاومت کمانشی طراحی، عملاً با بار بحرانی کمانش اسمی (P_{cr}) یکسان خواهد بود، حتی در شرایطی که ضرایب کاهش مقاومت (Φ) نیز اعمال شود.

پیش‌بینی صحیح مقاومت اسمی کم‌تر از مقدار P_{cr} در روش تحلیل مستقیم، با بهره‌گیری از صلبیت کاهش‌یافته حاصل می‌شود. همان‌طور که پیش‌تر گفته شد در این روش، از مقدار $EI^* = 0.9 \tau_b EI$ استفاده می‌شود. این مقدار صلبیت، آثار ترکیبی خمش و نیروی محوری و همچنین تنش پسماند، بر کاهش صلبیت غیرالاستیک را مد نظر قرار می‌دهد. به این ترتیب، در سازه‌هایی که عمدتاً تحت تأثیر کمانش جانبی الاستیک دچار شکست می‌شوند، مقاومت نهایی اسمی به‌طور واقع‌بینانه‌ای پایین‌تر از P_{cr} پیش‌بینی می‌شود.

برای محاسبات طراحی، که در این حالت پاسخ باید بر مبنای مقاومت‌های ضریب‌دار محاسبه شود، منحنی‌های مقاومت ضریب‌دار را معمولاً می‌توان با به‌کارگیری ضرایب کاهش مقاومت Φ بر محورهای افقی و عمودی منحنی‌هایی مانند آنچه در شکل (۵) نمایش داده شده است، به‌دست آورد. اگر فرض شود یک ضریب یکنواخت $\Phi = 0.9$ برای هر دو مقاومت محوری و خمشی اعضای فولادی در نظر گرفته شود، می‌توان نشان داد زمانی که همین ضریب $\Phi = 0.9$ هم بر عبارات مقاومت M_n و

و هم بر صلبیت الاستیک کل سازه اعمال شود، خروجی‌های محاسباتی با حالتی که صرفاً این ضریب کاهش فقط بر مقاومت‌های اسمی (یعنی P_n و M_n) اعمال شده و صلبیت الاستیک سازه بدون تغییر باقی مانده است، یکسان خواهد بود. در نتیجه، مقدار صلبیت کاهش‌یافته مناسبی که باید در تحلیل برای ارزیابی مقاومت‌های طراحی ضریب‌دار به‌کار گرفته شود، برابر با $EI^* = 0.9 \Phi \tau_b EI$ است. این مقدار در طراحی عملی به $0.8 \tau_b EI$ گرد می‌شود. لازم است این ضریب کاهش‌یافته هم برای تیرها و هم برای ستون‌ها منظور شود [۴].

در خصوص کاهش صلبیت محوری نیز باید اشاره کرد که تأثیر تنش پسماند بر صلبیت محوری (EI) معمولاً کم‌تر از تأثیر آن بر صلبیت خمشی (EI) است. بر اساس یافته‌های وایت و همکاران (۲۰۰۳)، زمانی که صلبیت محوری معادل $0.8EA$ لحاظ شود، پاسخ تحلیل مستقیم با رفتار واقع‌گرایانه‌تر اعضا انطباق مطلوبی خواهد داشت [۶۳].

۴- روش‌های طراحی برای پایداری در سازه‌های فولادی پر شده با بتن

مروری بر مبانی، روند تحول و ویژگی‌های روش‌های طراحی پایداری در سازه‌های فولادی، از جمله رویکرد مبتنی بر ضریب طول مؤثر و تحلیل مستقیم، نشان می‌دهد که هر یک از این روش‌ها با هدف بازتاب واقع‌بینانه‌تر اثر متغیرهای تأثیرگذار بر پایداری سازه توسعه یافته‌اند و هر کدام، ظرفیت‌ها و محدودیت‌های خاص خود را دارند. با این حال، اعضا و قاب‌های فولادی پر شده با بتن، به دلیل رفتار مرکب و برهم‌کنش پیچیده میان فولاد و بتن، نیازمند بازنگری در به‌کارگیری یا تطبیق روش‌های مرسوم تحلیل و طراحی هستند؛ چراکه مشارکت بتن در افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و جذب انرژی، لزوم توجه به این ویژگی‌ها را در تدوین ضوابط طراحی دوچندان می‌سازد. از این رو در ادامه، به‌طور خاص بر ضوابط و الزامات روش تحلیل مستقیم در اعضا و قاب‌های فولادی پر شده با بتن تمرکز خواهد شد و در انتها، نکات کلیدی مربوط به کاربرد روش طول مؤثر نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد تا ابعاد فنی هر دو رویکرد تشریح شود.

۴-۱- روش تحلیل مستقیم در سازه‌های فولادی پر شده با بتن

مقاومت محوری اسمی ستون فولادی پر شده با بتن (P_n) در آیین‌نامه‌های AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مطابق روابط (۴-الف) و (۴-ب)، بر پایه مقاومت فشاری اسمی

پرشده با بتن) توسعه داده نشده بود. سایر ملزومات روش تحلیل مستقیم، نظیر لحاظ کردن ناشاقولی‌های اولیه و یا بار جانبی فرضی، در سازه‌های مختلط، مشابه سازه‌های تماماً فولادی هستند. همان‌طور که در بخش‌های پیشین نیز اشاره شد، روش تحلیل مستقیم مبتنی بر استفاده از صلبیت محوری و صلبیت خمشی کاهش‌یافته است. برای سازه‌های فولادی، این ضرایب کاهش به صورت زیر اعمال می‌شوند:

$$EA^* = 0.8EA \quad (9)$$

$$EI^* = 0.8\tau_b EI \quad (10)$$

که در آن τ_b از روابط (۳-الف) و (۳-ب) استخراج می‌شود. در مورد اعضای فولادی پرشده با بتن، که ترکیبی مؤثر از مصالح فولادی و بتنی هستند، صلبیت محوری کاهش‌یافته طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$EA^* = 0.8(E_s A_s + E_{sr} A_{sr} + E_c A_c) \quad (11)$$

درخصوص صلبیت خمشی نیز، همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد، سهم بتن در محاسبه صلبیت خمشی مؤثر کاهش می‌یابد و بنابراین صلبیت خمشی کاهش‌یافته به صورت زیر خواهد بود:

$$EI^* = 0.8\tau_b (E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c) \quad (12)$$

در ارتباط با ضریب τ_b ، باید توجه داشت که تا پیش از سال ۲۰۱۲، این متغیر به‌طور خاص برای اعضای مختلط (نظیر ستون‌های فولادی پرشده با بتن) تعریف و ارائه نشده بود. از این رو، **دناویت** (۲۰۱۲)، طی یک پژوهش جامع، ابتدا متغیر τ_b را که در اعضای صرفاً فولادی به‌کار رفته و به مقاومت محوری موردنیاز (P_f) و مقاومت تسلیم محوری (P_y) وابسته است (روابط (۳-الف) و (۳-ب))، برای اعضای مختلط نیز به شیوه‌ای مشابه و مطابق با روابط زیر در نظر گرفت [۴۱]:

$$\text{برای } \alpha \frac{P_f}{P_{no}} \leq 0.5$$

$$\tau_b = 1 \quad (13\text{-الف})$$

$$\text{برای } \alpha \frac{P_f}{P_{no}} > 0.5$$

ستون بدون لحاظ نمودن آثار طول (P_{no}) که در رابطه (۵) برای مقاطع فشرده آورده شده است، محاسبه می‌شود [۹ و ۱۰]. این رویکرد به این دلیل اتخاذ شده است که بتن، رفتار غیرخطی خود را عمدتاً در نسبت‌های بارگذاری تقریباً پایین تجربه می‌کند. بنابراین، به‌کارگیری صلبیت خمشی الاستیک کل بتن ($E_c I_c$) در محاسبه صلبیت الاستیک مؤثر مقطع فولادی پرشده با بتن مناسب نیست. به همین منظور، یک ضریب کاهش صلبیت خمشی (C_3) به منظور لحاظ ترک‌خوردگی بتن و کاهش صلبیت مقطع، به‌کار می‌رود.

$$\text{برای } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (4\text{-الف})$$

$$\text{برای } \frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (4\text{-ب})$$

$$P_{no} = F_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (5)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(KL)^2} \quad (6)$$

$$E I_{eff} = E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (7)$$

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9 \quad (8)$$

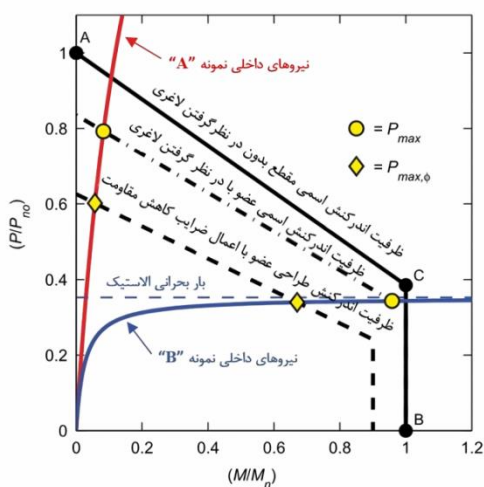
بر اساس تحقیقات **دناویت**^۱ (۲۰۱۸)، استفاده از صلبیت خمشی مؤثر تعریف‌شده ($E I_{eff}$) نه‌تنها برای تحلیل و محاسبه مقاومت عضو، بلکه در ارزیابی جابه‌جایی نسبی (دریفت) سازه نیز مناسب و معتبر است [۴۰].

با وجود اینکه روش تحلیل مستقیم برای سازه‌های فولادی در سال ۲۰۰۵ توسعه یافت و در سال ۲۰۱۰ به‌عنوان روش اصلی طراحی در آیین‌نامه AISC 360-10 معرفی شد [۶۴]، اما تا سال ۲۰۱۲ هیچ‌گونه ضرایب کاهش صلبیت الاستیک مناسب به‌منظور اعمال این روش برای سازه‌های مختلط (از جمله سازه‌های فولادی

¹ Denavit



یک نمونه نمودار برهم‌کنش تیر-ستون بر اساس فرضیات آیین‌نامه AISC 360-10 [۶۴] (روابط (۱۳-الف)، (۱۳-ب) و (۱۴)) در شکل (۹) برای دو قاب خمشی در مطالعات دناویت [۴۱] ارائه شده است. هر دو قاب دارای مقطع، مقاومت فشاری بتن و طول ستون برابر هستند. بدین ترتیب، به دلیل برابری مشخصات مقطع، نمودار ظرفیت برهم‌کنش تیر-ستون برای هر دو نمونه، مشابه خواهد بود. تفاوت این دو قاب، صرفاً به صلیبیت مرزی و میزان بار ستون متکی مربوط می‌شود؛ به گونه‌ای که قاب B نسبت به قاب A دارای شرایط مرزی نرم‌تر و بار ستون متکی بیش‌تری است.



شکل ۹- نمونه تعیین ظرفیت برهم‌کنش نیروی محوری-لنگر خمشی تیر-ستون فولادی پر شده با بتن [۴۲]

حداکثر بار محوری مجاز (P_{max}) در نقطه تقاطع نمودار نیروهای داخلی قاب با نمودار ظرفیت اندرکنش اسمی تیر-ستون رخ می‌دهد و مقدار متناظر آن که شامل ضرایب کاهش مقاومت است ($P_{max,\phi}$)، در نقطه برخورد نمودار نیروهای داخلی با نمودار ظرفیت اندرکنش طراحی تیر-ستون به دست می‌آید. با وجود اینکه هر دو ستون فقط تحت بار ثقلی قرار دارند، مشاهده می‌شود که ستون با شرایط مرزی نرم‌تر و بار ستون متکی بیش‌تر (نمونه B) در مقاومت خمشی مورد نیاز بالاتری با منحنی ظرفیت اندرکنش طراحی تیر-ستون تقاطع پیدا می‌کند. همچنین اختلاف بین $P_{max,\phi}$ و P_{max} برای نمونه B به دلیل سطح بالای غیرخطی بودن هندسی قاب، بسیار کم‌تر خواهد بود. این وضعیت از طریق روش طول مؤثر مشاهده نمی‌شود زیرا در این روش، منحنی ظرفیت اندرکنش تیر-ستون برای نمونه B کاهش قابل توجهی دارد. بار بحرانی محوری حاصل از تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم ($P_{analysis}$) برای هر مقطع و هر جفت قاب (مهارشده و

$$\tau_b = 4 \frac{\alpha P_r}{P_{no}} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_{no}} \right) \quad (13-b)$$

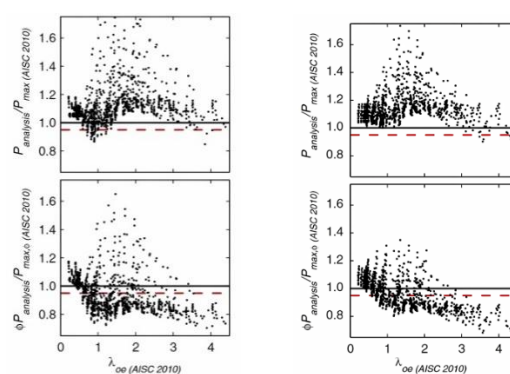
باین حال باید توجه داشت که روابط (۱۳-الف) و (۱۳-ب) در سال ۲۰۱۲ توسعه یافته‌اند. در آن زمان، ضریب C_3 در رابطه (۱۲) بر مبنای آیین‌نامه AISC 360-10 و مطابق با رابطه‌ای تعریف می‌شد [۲۳] که در ویرایش اخیر آیین‌نامه AISC 360-22 حذف شده و جای خود را به رابطه (۸) داده است [۹]. از این رو، در زمان ارائه روابط (۱۳-الف) و (۱۳-ب)، ضریب C_3 در آیین‌نامه AISC 360-10 و مطابق با رابطه زیر تعیین می‌شد [۶۴]:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \quad (14)$$

در مطالعات پارامتری دناویت (۲۰۱۲)، مقاطع مورد بررسی شامل دو دسته اصلی مقاطع فولادی پر شده با بتن دایره‌ای (CCFT) و مقاطع فولادی پر شده با بتن مستطیلی (RCFT) بوده است [۴۱]. برای هر یک از این دو دسته، پنج مقطع با درصدهای مختلف فولاد و بدون میلگرد طولی انتخاب شدند؛ به طوری که درصد فولاد در مقاطع دایره‌ای بین ۷ تا ۲۵ درصد و در مقاطع مستطیلی بین ۳ تا ۲۸ درصد متغیر بوده است. مقاومت فشاری بتن نیز در سه سطح ۲۷/۶، ۵۵/۲ و ۱۱۰/۳ مگاپاسکال منظور شد که مقدار آخر (۱۱۰/۳) خارج از محدوده آیین‌نامه AISC 360-10 بوده اما به منظور گسترش دامنه مطالعات، مورد استفاده قرار گرفته است [۶۴]. شایان ذکر است که کمانش موضعی در این پژوهش مورد توجه قرار نگرفته و نتایج صرفاً برای مقاطع فشرده معتبر هستند، هرچند انتظار می‌رود با منظور نمودن کاهش مقاومت ناشی از کمانش موضعی، توصیه‌ها برای مقاطع غیرفشرده و لاغر نیز قابل استفاده باشند. مدل‌های مطالعاتی بر پایه مجموعه‌ای از قاب‌های کوچک معین، شامل قاب‌های مهارشده (یک ستون که با یک تیر به یک ستون متکی متصل شده) و مهارنشده (یک تک ستون)، با طیف گسترده‌ای از نسبت‌های لاغری ستون، شرایط مختلف تقید انتهایی و سطوح گوناگون بارگذاری بر ستون متکی است. پژوهش انجام‌شده شامل تحلیل‌های الاستیک مرتبه دوم و تحلیل غیرالاستیک مرتبه دوم بر پایه مدل‌سازی اجزای محدود تیر-ستون با فرض پلاستیسیته گسترده و در محیط نرم‌افزار Opensees انجام شده است.

مهانر نشده)، به عنوان تابعی از لاغری (λ_{oe} بر اساس رابطه (۱۵)) در شکل (۱۰) با حداکثر بار محوری مجاز، P_{max} (مطابق AISC 360-10 [۶۴]) مقایسه شده است. علاوه بر مقایسه $P_{analysis}$ با مقاومت‌های اسمی، مقایسه‌ای با مقاومت‌های موجود نیز در همین شکل ارائه شده است. در این مقایسه، در $P_{analysis}$ در ضریب کاهش مقاومت $\phi_c=0.75$ ضرب می‌شود و به جای P_{max} ، مقدار $P_{max,\phi}$ مدنظر قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است خط‌چین ترسیم شده در شکل، بیانگر خطای نامحافظه کارانه ۵ درصدی است.

$$\lambda_{oe} = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{P_{no}}{EI_{eff}}} \quad (15)$$



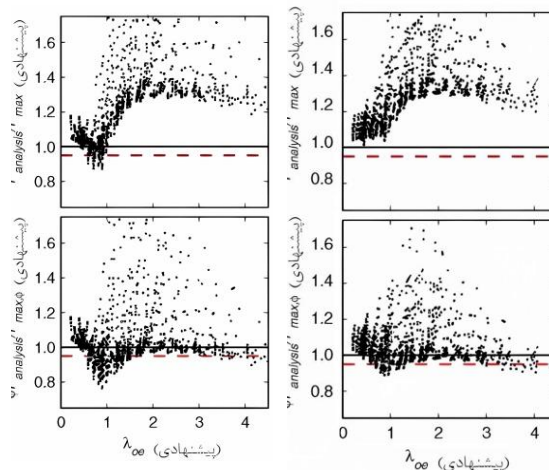
شکل ۱۰- مقایسه مقاومت محوری تیر-ستون فولادی پر شده با بتن بر اساس ضوابط AISC 360-10 و تحلیل غیرالاستیک [۴۲]

شکل ۱۰- مقایسه مقاومت محوری تیر-ستون فولادی پر شده با بتن بر اساس ضوابط AISC 360-10 و تحلیل غیرالاستیک [۴۲]

در نتایج ارائه شده در شکل (۱۰) طیف گسترده‌ای از رفتارها قابل مشاهده است. ابتدا در مقایسه مقاومت اسمی، در اغلب موارد تحلیل غیرالاستیک نشان می‌دهد که ظرفیت واقع‌گرایانه‌تر سازه بیش‌تر از مقداری است که روش طراحی پیش‌بینی می‌کند، بنابراین نتایج عمدتاً محافظه‌کارانه هستند. به‌طور کلی، تطابق خوبی میان نتایج مشاهده می‌شود و تنها در مورد مقاطع دایره‌ای با لاغری متوسط و همچنین برای هر دو مقطع دایره‌ای و مستطیلی با لاغری بسیار بالا، خطای غیرمحافظه‌کارانه جزئی مشاهده شده است. اما نسبت‌های مقاومت در سطح مقاومت موجود، کم‌تر از نسبت‌های مقاومت در سطح مقاومت اسمی هستند. علت این موضوع را می‌توان در شکل (۹) مشاهده کرد. اگرچه یک کاهش ثابت بر $P_{analysis}$ اعمال می‌شود، اما اختلاف میان P_{max} و $P_{max,\phi}$ مقدار ثابتی ندارد؛ همان‌طور که پیش‌تر نیز بحث شد، برای قاب‌هایی که آثار غیرخطی هندسی در آن‌ها غالب است (مانند

منحنی نیروهای داخلی در نمونه B در شکل (۹))، مقدار $P_{max,\phi}$ و P_{max} می‌تواند بسیار نزدیک به هم باشد. این امر نشان می‌دهد که ضریب کاهش مقاومتی که به منحنی برهم‌کنش اعمال می‌شود، تأثیر قابل توجهی در کاستن از حداکثر بارهای مجاز ندارد. در این شرایط، عوامل مرتبط با کاهش صلبیت اثرگذار خواهند بود. باین‌حال، کاهش صلبیت بر اساس ضوابط AISC 360-10 [۶۴] و مطابق روابط ((۱۲)، (۱۳-الف) و (۱۳-ب)) برای فولاد سازه‌ای و اسنچی شده است، که در آن ضریب مقاومت فشاری بالاتر از سازه مختلط در نظر گرفته می‌شود ($\phi_c=0.9$ در مقابل $\phi_c=0.75$) برای تصحیح این اختلاف، به نظر می‌رسد که اعمال ضریب کاهش صلبیت در حدود 0.65 (تقریباً معادل $0.877\phi_c$) مناسب‌تر باشد. برای رفع خطاهای غیرمحافظه‌کارانه، دو تغییر اساسی در آیین‌نامه AISC 360-10 اعمال شد [۶۴]. نخستین تغییر، کاهش صلبیت مؤثر اعضا بر پایه رابطه (۱۲) است؛ با این تفاوت که مقدار متغیر T_b در این رابطه، برای همه حالت‌ها و در تمام ستون‌های مختلط (شامل ستون‌های فولادی پر شده با بتن)، به‌طور ثابت برابر با 0.8 در نظر گرفته شد. این مقدار 0.8 برای T_b به گونه‌ای انتخاب شده است که در نهایت، کاهش کلی در صلبیت مؤثر عضو، معادل حدوداً $0.877\phi_c$ ایجاد شود؛ این مقدار کاهش، دقیقاً همان مقداری است که برای اعضای تمام‌فولادی نیز منظور می‌شود و اکنون در آیین‌نامه AISC 360-22 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان لازم‌الاجرا است [۹ و ۱۰].

تغییر دوم به اصلاح ضریب سهم بتن در صلبیت مؤثر خمشی (C3) مربوط می‌شود؛ که این ضریب بر مبنای رابطه (۱۴) در ویرایش‌های پس از سال ۲۰۱۰ آیین‌نامه AISC 360-10، حذف شده و نهایتاً جای خود را به رابطه (۸) داده است. تغییرات پیشنهادی تأثیری بر مقاومت خمشی ندارند؛ از این‌رو مقاومت محوری مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج مقایسه مقاومت محوری در شکل (۱۱) ارائه شده است؛ این شکل مشابه شکل (۱۰) رسم شده، با این تفاوت که دو تغییر پیشنهادی در روش طراحی بر اساس AISC 360-10 منظور شده است [۶۴]. نتایج نشان می‌دهد که این اصلاحات علاوه بر کاهش اختلاف‌ها، موجب کاهش خطاهای غیرمحافظه‌کارانه به‌ویژه در ناحیه لاغری زیاد می‌شوند. باین‌حال، میزان خطا برای ستون‌های دایره‌ای با نسبت فولاد بالا و لاغری متوسط همچنان مشاهده می‌شود؛ چراکه تغییرات پیشنهادی با هدف رفع این مورد خاص تدوین نشده‌اند [۴۲].



شکل ۱۱- مقایسه مقاومت محوری تیر-ستون فولادی پرشده با بتن بر اساس تغییرات پیشنهادی در AISC 360-10 و تحلیل غیرالاستیک [۴۲]

شکل ۱۱- مقایسه مقاومت محوری تیر-ستون فولادی پرشده با بتن بر اساس تغییرات پیشنهادی در AISC 360-10 و تحلیل غیرالاستیک [۴۲]

۲-۴- روش طول مؤثر در سازه‌های فولادی پرشده با بتن

روش طول مؤثر، مطابق ضوابط آیین‌نامه AISC 360-22 و مبحث دهم تنها زمانی برای مهندس قابل استفاده است که نسبت بیشینه جابه‌جایی مرتبه دوم به مرتبه اول، حداکثر برابر با ۱/۵ باشد [۹ و ۱۰]. این روش با روش تحلیل مستقیم تفاوت بنیادین دارد؛ به این صورت که در روش طول مؤثر، هیچ‌گونه کاهش صلبیت اعمال نمی‌شود و بارهای جانبی فرضی همواره معادل حداقل بارهای لازم در نظر گرفته می‌شوند. علت این امر، محدود شدن کاربرد روش طول مؤثر به حالت‌هایی است که آثار مرتبه دوم، نسبتاً کوچک است. در این روش، مقاومت فشاری اعضای فولادی پرشده با بتن، بر پایه طول مؤثر (KL) و با صلبیت الاستیک مؤثر (E_{eff}) محاسبه می‌شود. همچنین در مرحله تحلیل، از صلبیت الاستیک مؤثر به جای صلبیت کل استفاده می‌شود.

در انتها، به منظور جمع‌بندی تحولات و تسهیل مقایسه، مروری بر الزامات طراحی برای پایداری در روش طول مؤثر و روش تحلیل مستقیم برای سازه‌های فولادی و فولادی پرشده با بتن، به صورت خلاصه در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- مقایسه الزامات طراحی برای پایداری در روش طول مؤثر و تحلیل مستقیم

الزامات طراحی برای پایداری	مفاد در روش DM	مفاد در روش ELM
تحلیل مرتبه دوم	تحلیل مرتبه دوم	تحلیل مرتبه دوم
آثار مرتبه دوم	عمومی یا مرتبه اول	عمومی یا مرتبه اول
لحاظ نمودن ناشاقولی	تشدیدیافته	تشدیدیافته
	مدل‌سازی مستقیم یا اعمال بار جانبی فرضی	اعمال بار جانبی فرضی در ترکیب بار صرفاً ثقلی
	صلبیت کاهش یافته به صورت:	
لحاظ نمودن ناصافی بر پاسخ سازه	$EA^* = 0.8EA$ در عضو فولادی:	از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو
	$EI^* = 0.8\tau_b EI$ در عضو CFT:	
	$EI^* = 0.64EI_{eff}$	
لحاظ نمودن ناصافی بر مقاومت عضو	در روابط تعیین مقاومت با طول واقعی	از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو
	صلبیت کاهش یافته به صورت:	
لحاظ نمودن کاهش صلبیت ناشی از رفتار غیرالاستیک بر پاسخ سازه	$EA^* = 0.8EA$ در عضو فولادی:	از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو
	$EI^* = 0.8\tau_b EI$ در عضو CFT:	
	$EI^* = 0.64EI_{eff}$	
لحاظ نمودن کاهش صلبیت ناشی از رفتار غیرالاستیک بر مقاومت عضو	در روابط تعیین مقاومت با لحاظ طول مهارنشده عضو	
تأثیر عدم قطعیت در صلبیت و مقاومت بر پاسخ سازه	صلبیت محوری و خمشی کاهش یافته	از طریق به کارگیری طول مؤثر در کنترل مقاومت عضو
تأثیر عدم قطعیت در صلبیت و مقاومت بر مقاومت عضو	در روابط تعیین مقاومت با لحاظ طول مهارنشده عضو	

جدول (۱) نشان می‌دهد که تفاوت اساسی میان روش طول مؤثر و روش تحلیل مستقیم، نه تنها در سطح روابط طراحی، بلکه در فلسفه کلی ارزیابی پایداری نهفته است. در حالی که روش طول مؤثر تلاش می‌کند آثار ناپایدارکننده را به صورت غیرمستقیم و از طریق منحنی‌های مقاومت لحاظ نماید، روش تحلیل مستقیم با مدل‌سازی صریح آثار مرتبه دوم، نواقص هندسی اولیه و کاهش صلبیت اعضا، چارچوبی یکپارچه و واقع‌گرایانه‌تر برای طراحی و ارزیابی پایداری قاب‌های فولادی و فولادی پرشده با بتن فراهم می‌آورد.

با وجود تفاوت‌های رفتاری میان اعضای فولادی و فولادی پرشده با بتن، بررسی بخش‌های پیشین نشان می‌دهد که منطق حاکم بر روش تحلیل مستقیم در هر دو گروه، بر مجموعه‌ای از مفروضات مشترک استوار است که نقش بار محوری در تشدید آثار ناپایدارکننده اعضا را به صورت ضمنی در خود نهفته دارد. از این رو در ادامه، این نقش به صورت یک جمع‌بندی و در چارچوب روش تحلیل مستقیم مورد توجه قرار می‌گیرد.

۵- جمع‌بندی مفهومی نقش بار محوری در روش تحلیل مستقیم

روش تحلیل مستقیم با لحاظ صریح نواقص هندسی اولیه، کاهش صلبیت ناشی از تنش‌های پسماند و رفتار غیرالاستیک مصالح، آثار مرتبه دوم را مستقیماً در پاسخ سازه منعکس می‌کند. در این چارچوب، هرچند «سطح بار محوری» به عنوان یک متغیر مستقل تعریف نمی‌شود، اما نقش آن به صورت ضمنی در تشدید ناپایداری و کاهش صلبیت مؤثر اعضا نهفته است.

در این تفسیر، نقش بار محوری نه به عنوان منشأ تنش پسماند، بلکه به عنوان عامل تشدیدکننده اثر آن بر ناپایداری بیان می‌شود؛ به گونه‌ای که به دلیل وجود تنش‌های پسماند اولیه، بخشی از تارهای مقطع از همان ابتدای بارگذاری در سطوح تنش بالاتری قرار داشته و مشارکت الاستیک کامل آن‌ها در تأمین صلبیت خمشی محدود می‌شود. با افزایش نسبت بار محوری، این تارها زودتر به حد تسلیم می‌رسند و ناحیه غیرالاستیک به تدریج در سطح مقطع گسترش می‌یابد؛ فرآیندی که موجب کاهش سهم مؤثر تارهای الاستیک در رفتار خمشی عضو می‌شود. در اعضای فولادی، این وابستگی در چارچوب روش تحلیل مستقیم به صورت صریح و وابسته به سطح بار محوری و از طریق ضریب کاهش صلبیت T_b لحاظ می‌شود؛ به طوری که در سطوح پایین بار محوری، اثر کاهش صلبیت محدود بوده و با افزایش نسبت

P_r/P_y ، تأثیر رفتار غیرالاستیک و کاهش صلبیت عضو به صورت تدریجی تشدید می‌شود.

در مقابل، در اعضای فولادی پرشده با بتن، اگرچه منطق فیزیکی کاهش صلبیت تحت افزایش بار محوری از نظر رفتاری مشابه اعضای فولادی است؛ اما این وابستگی در آیین‌نامه‌ها به صورت ضمنی و ساده‌سازی شده منعکس شده است. به این معنا که به جای تعریف یک ضریب کاهش صلبیت وابسته به سطح بار محوری، اثر نزدیک شدن عضو به ناپایداری کماتشی و گسترش رفتار غیرالاستیک، با اعمال یک مقدار کاهش صلبیت ثابت و مستقل از نسبت P_r/P_y در تحلیل مستقیم لحاظ می‌شود؛ رویکردی محافظه‌کارانه که بیانگر تفاوت در نحوه پیاده‌سازی منطق روش تحلیل مستقیم برای اعضای فولادی پرشده با بتن است.

۶- نتیجه‌گیری

در این گردآوری، روند تاریخی و تحول روش‌های طراحی پایداری در سازه‌های فولادی و فولادی پرشده با بتن مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که گذار تدریجی از رویکردهای کلاسیک مبتنی بر مفهوم طول مؤثر، به سوی روش‌های جامع مبتنی بر تحلیل مستقیم، زمینه‌ساز شکل‌گیری چارچوب‌های واقع‌گرایانه‌تر در ارزیابی پایداری سازه‌ها بوده است. در این فرآیند، لحاظ نمودن آثار تنش‌های پسماند، نواقص هندسی اولیه و رفتار غیرالاستیک مصالح، موجب دقت و انطباق بیش‌تر مدل‌های تحلیلی با رفتار واقعی سازه‌ها شده است. تحول مذکور، بیانگر مسیر پیشرفت علمی و تکامل آیین‌نامه‌ای از سازه‌های فولادی سنتی به سوی اعضای مرکب فولاد-بتن است و نشان‌دهنده ارتقای نگرش مهندسی سازه در راستای دستیابی به روش‌های تحلیلی یکپارچه و مبتنی بر واقعیت‌های فیزیکی است.

۷- خلأهای موجود و روندهای آتی

بررسی انجام‌شده نشان می‌دهد که با وجود پیشرفت‌های قابل توجه در توسعه و پذیرش روش تحلیل مستقیم برای طراحی پایداری سازه‌های فولادی و فولادی پرشده با بتن، تأثیر سطح بار محوری بر تشدید ناپایداری و اختلاف میان مقاومت اسمی و مقاومت طراحی اعضای فولادی پرشده با بتن همچنان به صورت صریح در ضوابط آیین‌نامه‌ای بازتاب نیافته است. در این راستا، آیین‌نامه‌های موجود با ثابت در نظر گرفتن ضریب تشدید کاهش صلبیت خمشی ($T_b=0.8$) و اصلاح ضریب کاهش صلبیت خمشی بتن (C_3)، تلاش کرده‌اند این وابستگی را به صورت ضمنی و ساده‌شده در چارچوب روش تحلیل مستقیم لحاظ کنند.



با این حال، نتایج مطالعات نشان می‌دهد که علیرغم این اصلاحات آیین‌نامه‌ای و بهبود کلی انطباق نتایج طراحی با تحلیل‌های غیرالاستیک، در برخی حالت‌های خاص هندسی و الگوهای بارگذاری، همچنان اختلاف‌های معنادار و در مواردی خطاهای غیرمحافظه‌کارانه مشاهده می‌شود؛ امری که بیانگر محدودیت رویکردهای ساده‌سازی شده فعلی در بازنمایی کامل رفتار پایداری اعضای فولادی پر شده با بتن است.

از سوی دیگر، بخش عمده‌ای از نتایج موجود در ادبیات فنی در اعضای فولادی پر شده با بتن، بر مبنای تحلیل‌های غیرالاستیک مرتبه دوم که به‌عنوان معیار مرجع و اسنچی روابط طراحی به‌کار رفته‌اند، عمدتاً برای مقاطع فشرده ارائه شده‌اند. در این تحلیل‌های مرجع، کمانش موضعی به‌عنوان مکانیزم حاکم شکست برای مقاطع غیرفشرده و لاغر به‌طور صریح مدلسازی یا کنترل نشده است. در نتیجه، اگرچه چارچوب تحلیل مستقیم در ارزیابی پایداری کلی عملکرد قابل قبولی دارد، تعمیم مستقیم نتایج آن به مقاطع غیرفشرده و لاغر با عدم قطعیت همراه است؛ زیرا نقش کمانش موضعی در کاهش ظرفیت و تغییر رفتار غیرالاستیک این مقاطع در مبنای تحلیلی مورد استفاده به‌طور کامل منعکس نشده است.

بر این اساس، می‌توان انتظار داشت که تمرکز تحقیقات و بازنگری‌های آیین‌نامه‌ای آتی، نه بر چارچوب تثبیت‌شده روش تحلیل مستقیم برای سازه‌های فولادی، بلکه به‌طور مشخص بر تکمیل و رفع کاستی‌های موجود در کاربرد این روش برای اعضای فولادی پر شده با بتن معطوف شود؛ از یک سو با توسعه مدل‌های غیرالاستیک مینا که امکان لحاظ صریح کمانش موضعی در مقاطع غیرفشرده و لاغر را فراهم می‌آورند، و از سوی دیگر از طریق مطالعات تحلیلی-پارامتریک در سطوح مختلف بار محوری و برای اشکال گوناگون مقطع، با هدف بازنگری و ارزیابی مجدد منطق کاهش صلبیت مؤثر و بررسی امکان تعریف ضرایب کاهش صلبیت وابسته به سطح بار محوری به‌جای مقادیر ثابت فعلی به‌منظور کاهش خطاهای غیرمحافظه‌کارانه در برخی موارد. تحقق این رویکرد می‌تواند زمینه‌ساز کاهش عدم قطعیت‌های موجود و همگرایی منطقی‌تر ضوابط طراحی پایداری اعضای مرکب با چارچوب بالغ سازه‌های تمام فولادی در آیین‌نامه‌های آینده باشد.

۸- متغیرها

علائم لاتین	
سطح مقطع بتن	A_c
سطح مقطع کل	A_g
سطح مقطع فولاد	A_s
سطح مقطع میلگرد	A_{sr}
ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن در محاسبه مقاومت پلاستیک مقطع فولادی پر شده با بتن؛ 0.85	C_2
برای مقاطع مستطیلی و 0.95 برای مقاطع دایره‌ای ضریب کاهش صلبیت خمشی بتن در محاسبه صلبیت خمشی مؤثر مقطع فولادی پر شده با بتن	C_3
مدول الاستیک	E
مدول الاستیک بتن	E_c
مدول الاستیک فولاد	E_s
مدول الاستیک میلگرد	E_{sr}
صلبیت محوری	EA
صلبیت خمشی	EI
صلبیت خمشی مؤثر	EI_{eff}
صلبیت محوری کاهش یافته	EA^*
صلبیت خمشی کاهش یافته	EI^*
تنش تسلیم فولاد	F_y
مقاومت فشاری بتن	f'_c
ممان اینرسی	I
ممان اینرسی بتن	I_c
ممان اینرسی فولاد	I_s
ممان اینرسی میلگرد	I_{sr}
ضریب طول مؤثر	K
طول معادل یا مؤثر	KL
طول عضو	L
مقاومت خمشی اسمی	M_n
مقاومت خمشی اسمی حول محور قوی مقطع	M_{nx}
مقاومت خمشی اسمی حول محور ضعیف مقطع	M_{ny}
مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور قوی مقطع	M_{rx}
مقاومت خمشی مورد نیاز حول محور ضعیف مقطع	M_{ry}
لنگر مرتبه اول	M_1
لنگر مرتبه دوم	M_2
بار فرضی	N
نیروی محوری	P
بار بحرانی محوری در تحلیل غیرالاستیک	$P_{analysis}$
بار بحرانی کمانش	P_{cr}
بار کمانش الاستیک	P_e
بار محوری مجاز حداکثر در تحلیل الاستیک	P_{max}

بار محوری مجاز حداکثر طراحی در تحلیل الاستیک	$P_{max,\phi}$
مقاومت محوری اسمی	P_n
مقاومت محوری اسمی بدون آثار طول در مقطع فولادی پرشده با بتن	P_{no}
مقاومت محوری مورد نیاز	P_r
مقاومت تسلیم محوری	P_y
بار ثقلی طبقه	Q
علائم یونانی	
ضریب مربوط به ترکیبات بارگذاری روش ضرایب	α
بار مقاومت و روش تنش مجاز؛ در روش ضرایب بار و مقاومت برابر ۱ و در روش تنش مجاز برابر ۱/۶	δ
انحراف نسبی عضو بین دو انتها	δ_0
انحراف نسبی اولیه عضو بین دو انتها ناشی از ناصافی	Δ
جابه‌جایی جانبی نوک عضو	Δ_0
جابه‌جایی جانبی اولیه نوک عضو ناشی از ناشاقولی	ζ
ضریب ثابت بار فرضی	λ_{oe}
لاغری ستون	τ
متغیر کاهش صلبیت	τ_b
متغیر کاهش صلبیت اضافی در روش تحلیل مستقیم	ϕ
ضریب کاهش مقاومت	Φ_b
ضریب کاهش مقاومت خمشی	Φ_c
ضریب کاهش مقاومت محوری	

- [16] White, D.W., Surovek, A., and Chang, C.J. (2007), "Direct analysis and design using amplified first-order analysis part II: moment frames and general framing systems", *Engineering Journal*, 44(4), pp.323-340.
- [17] White, D.W., Surovek, A.E., Alemdar, B.N., Chang, C.J., Kim Y.D., and Kuchenbecker, G.H. (2006), "Stability analysis and design of steel building frames using the 2005 AISC specification", *Steel Structures*, 6(2), pp.71-91.
- [18] Martinez-Garcia, J.M. (2002), "Benchmark studies to evaluate new provisions for frame stability using second-order analysis", *Doctoral Dissertation Bucknell University*.
- [19] Elremaily, A., and Azizinamini, A. (2002), "Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 58(12), pp.1567-1591.
- [20] Kawaguchi, J., Morino, S., Sugimoto, T., and Shirai, J. (2002), "Experimental study on structural characteristics of portal frames consisting of square CFT columns", *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, pp.725-733.
- [21] Wang, Q., Zhao, D., and Guan, P. (2004), "Experimental study on the strength and ductility of steel tubular columns filled with steel-reinforced concrete", *Engineering Structures*, 26(7), pp.907-915.
- [22] Lue, D.M., Liu, J.L., and Yen, T. (2007), "Experimental study on rectangular CFT columns with high-strength concrete", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(1), pp.37-44.
- [23] Moon, J., Roeder, C.W., Lehman, D.E., and Lee, H.E. (2012), "Analytical modeling of bending of circular concrete-filled steel tubes", *Engineering Structures*, 42, pp.349-361.
- [24] Han, L.H., Li, W., and Bjorhovde, R. (2014), "Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members", *Journal of Constructional Steel Research*, 100, pp.211-228.
- [25] Lai, Z., Varma, A.H., and Zhang, K. (2014), "Noncompact and slender rectangular CFT members: Experimental database, analysis, and design", *Journal of Constructional Steel Research*, 101, pp.455-468.
- [26] Ge, H., and Usami, T. (1992), "Strength of concrete-filled thin-walled steel box columns: experiment", *Journal of Structural Engineering*, 118(11), pp.3036-3054.
- [27] Uy, B. (1998), "Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 47(1-2), pp.47-72.
- [28] Han, L.H., and Yao, G.H. (2004), "Experimental behaviour of thin-walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self-consolidating concrete (SCC)", *Thin-Walled Structures*, 42(9), pp.1357-1377.
- [29] Liu, D. (2005), "Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns",
- [1] Ziemian, R.D. ed. (2010), "Guide to stability design criteria for metal structures", John Wiley and Sons.
- [2] Griffis, L.G., and White, D.W. (2015), "Stability design of steel buildings", *Steel Design Guide 28*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [3] Kanchanalai, T. (1977), "The design and behavior of beam columns in unbraced steel frames", The University of Texas at Austin.
- [4] Maleck, A.E. (2001), "Second-order inelastic and modified elastic analysis and design evaluation of planar steel frames", *Doctoral Dissertation, Georgia Institute of Technology*.
- [5] AISC, (1963), "Specification for the design, Fabrication, and erection of structural steel for buildings", American Institute of Steel Construction, New York, N.Y., April 17.
- [6] Surovek-Maleck, A.E., and White, D.W. (2004), "Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames. I: Overview", *Journal of Structural Engineering*, 130(8), pp.1186-1196.
- [7] Surovek-Maleck, A.E., and White, D.W. (2004), "Alternative approaches for elastic analysis and design of steel frames. II: Verification studies", *Journal of Structural Engineering*, 130(8), pp.1197-1205.
- [8] Galambos, T.V. ed. (1998), "Guide to stability design criteria for metal structures", John Wiley and Sons.
- [9] ANSI/AISC 360-22, (2022), "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill.
- [۱۰] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، (۱۴۰۱). مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهران، ایران.
- [۱۱] آگاهی‌مند، ع.، و عسگریان، ب. (۱۳۹۵). "استفاده از روش تحلیل مستقیم در طراحی سازه‌های فولادی"، هفتمین کنفرانس ملی و دومین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد، هتل المپیک، تهران.
- [12] Deierlein, G. (2003), "Background and illustrative examples on proposed direct analysis method for stability design of moment frames", *Technical Committee 10 Rep*.
- [13] Chan, S.L., Liu, Y.P., and Liu, S.W. (2017), "A new codified design theory of second-order direct analysis for steel and composite structures-From research to practice", in *Structures*, 9, pp.105-111.
- [14] Tong, G., and Xing, G. (2007), "A comparative study of alternative approaches for stability design of steel frames", *Advances in Structural Engineering*, 10(4), pp.455-466.
- [15] White, D.W., Surovek, A., and Kim, S.C. (2007), "Direct analysis and design using amplified first-order analysis part I: combined braced and gravity framing systems", *Engineering Journal*, 44(4), pp.305-322.



- [43] Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., and Leon, R.T. (2016), "Stability analysis and design of composite structures", *Journal of Structural Engineering*, 142(3), pp.04015157.
- [44] Lai, Z., and Varma, A.H. (2015), "Noncompact and Slender Circular CFT Members Experimental Database, Analysis, and Design", *Journal of Constructional Steel Research*, 106, pp.220-233.
- [45] Leon, R.T., Kim, D.K., and Hajjar, J.F. (2007), "Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification", *Engineering Journal, AISC*, 44(4), pp.341-358.
- [46] Lai, Z., and Varma, A.H. (2018), "High-Strength Rectangular CFT Members: Database Modeling, and Design of Short Columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 144(5), pp.04018036.
- [47] Lai, Z., Varma, A.H., and Griffis, L.G. (2016), "Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-Columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 142(1), pp.1-14.
- [48] Alghossoon, A.M., and Varma, A.H. (2020), "The interaction of section and member slenderness on the behavior of high strength composite filled tube (CFT) members", In *Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council*.
- [49] Denavit, M.D., and Hajjar, J.F. (2012), "Nonlinear Seismic Analysis of Circular Concrete-Filled Steel Tube Members and Frames", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 138(9), pp.1089-1098.
- [50] Schneider, S.P. (1998), "Axially loaded concrete-filled steel tubes", *Journal of Structural Engineering*, 124(10), pp.1125-1138.
- [51] Gho, W.M., and Liu, D. (2004), "Flexural behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel hollow sections", *Journal of Constructional Steel Research*, 60(11), pp.1681-1696.
- [52] Giakoumelis, G., and Lam, D. (2004), "Axial capacity of circular concrete-filled tube columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 60(7), pp.1049-1068.
- [53] Wheeler, A., and Bridge, R. (2006), "The behaviour of circular concrete-filled thin-walled steel tubes in flexure", *Composite Construction in Steel and Concrete V*, pp.412-423.
- [54] Kishima, Y., Alpsten, G., and Tall, L. (1969), "Residual stresses in welded shapes of flame-cut plates in ASTM A572 (50) steel", 321(2), Lehigh University.
- [55] Brozzetti, J., Alpsten, G.A., and Tall, L. (1970), "Residual stresses in a heavy rolled shape 14wf730", 337(10), Lehigh University.
- [56] Alpsten, G. (1970), "Residual stresses and strength of cold-straightened wide-flange shapes.", *Jernkontorets Annaler*, 154, pp.1-9.
- [57] Alpsten, G.A., and Tall, L. (1970), "Residual stresses in heavy welded shapes", *American Welding Society*, pp.93-105.
- Journal of Constructional Steel Research, 61(7), pp.902-911.
- [30] De Oliveira, W.L.A., De Nardin, S., de Cresce El, A.L.H., and El Debs, M.K. (2009), "Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(12), pp.2103-2110.
- [31] Han, L.H., He, S.H., and Liao, F.Y. (2011), "Performance and calculations of concrete filled steel tubes (CFST) under axial tension", *Journal of Constructional Steel Research*, 67(11), pp.1699-1709.
- [32] Evirgen, B., Tuncan, A., and Taskin, K. (2014), "Structural behavior of concrete filled steel tubular sections (CFT/CFSt) under axial compression", *Thin-Walled Structures*, 80, pp.46-56.
- [33] Choi, I.R., Chung, K.S., and Kim, C.S. (2017), "Experimental study on rectangular CFT columns with different steel grades and thicknesses", *Journal of Constructional Steel Research*, 130, pp.109-119.
- [34] Naghipour, M., Yousofizinsaz, G., and 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 Compos. Structures*, 34(3), pp.347-359.
- [35] Elchalakani, M., Zhao, X.L. and Grzebieta, R.H. (2001), "Concrete-filled circular steel tubes subjected to pure bending", *Journal of Constructional Steel Research*, 57(11), pp.1141-1168.
- [36] Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R., and Lu, L.W. (2002), "Experimental behavior of high strength square concrete-filled steel tube beam-columns", *Journal of Structural Engineering*, 128(3), pp.309-318.
- [37] Ge, H., and Usami, T. (1996), "Cyclic tests of concrete-filled steel box columns", *Journal of Structural Engineering*, 122(10), pp.1169-1177.
- [38] Wang, B., Liang, J., and Lu, Z. (2019), "Experimental investigation on seismic behavior of square CFT columns with different shear stud layout", *Journal of Constructional Steel Research*, 153, pp.130-138.
- [39] Mao, X.Y., and Xiao, Y. (2006), "Seismic behavior of confined square CFT columns", *Engineering Structures*, 28(10), pp.1378-1386.
- [40] Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., and Leon, R.T. (2018), "Elastic flexural rigidity of steel-concrete composite columns", *Engineering Structures*, 160, pp.293-303.
- [41] Denavit, M.D. (2012), "Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design", *Doctoral Dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign*.
- [42] Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Leon, R.T., and Perea, T. (2014), "Analysis and design of steel-concrete composite frame systems", *Structures Congress*, pp.2605-2616.

- [58] Yu, W.W., LaBoube, R.A., and Chen, H. (2019), "Cold-formed steel design", John Wiley and Sons.
- [59] Csernak, S.F., and McCormac, J.C. (2012), "Structural steel design", Pearson.
- [60] AISC, (1999), Load and resistance factor design specification for steel buildings, 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [61] ASCE, (1997), Effective length and notional load approaches for assessing frame stability: Implications for American steel design, ASCE Structural Engineering Institute's Task Committee on Effective Length under the Technical Committee on Load and Resistance Factor Design, Reston, Va., 442.
- [62] AISC, (2000), Code of standard practice for steel buildings and bridges; Manual of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design, 2nd Ed., American Institute of Steel Construction Chicago.
- [63] White, D.W., Maleck, A.E., and Kim, S.C. (2003), "Design of steel framing systems based on first-order elastic analysis and $K=1$ ", Structural Engineering, Mechanics and Materials Rep. 25, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- [64] ANSI/AISC 360-10, (2010), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., June 22.

