

نقد روش ضریب طول موثر در تامین پایداری کلی سیستم سازه‌ای

محمد زمان کبیرⁱ، ارسلان کلالیⁱⁱ

چکیده

در آیین‌نامه‌های ساختمانی، تاکید شده است که پایداری کل سیستم سازه‌ای و هر یک از اعضای فشاری تشکیل دهنده‌ی آن باید به طور مطمئن تامین شود. روش رایج، روش ضریب طول موثر می‌باشد که برای هر ستون با توجه به شرایط مرزی آن در سیستم سازه‌ای، مقدار ضریب طول موثر مشخص شده و به کمک آن بار بحرانی ستون تعیین می‌شود که مبنای طراحی ستون قرار می‌گیرد، فرض می‌شود در اینصورت کل سیستم نیز پایدار است. اما در این مقاله مشاهده خواهد شد که به صرف تامین پایداری هر ستون به طور مجزا، پایداری کلی سیستم سازه‌ای تامین نمی‌شود و در انتها رایج ترین روش موجود مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

کلمات کلیدی

ضریب طول موثر، پایداری ستون، پایداری طبقه، پایداری قاب، کمانش، بار بحرانی، قاب خمشی فولادی، اثرات

مرتبه‌ی دوم.

Investigation of Effective Length Factor Method in Satisfying Overall Stability of the Structural System

M.Z. Kabir, A. Kalali

ABSTRACT

In building codes, it is considered that the overall stability of the structural system and its compressive members should be satisfied safely. The effective length factor method is used commonly. In this method for any individual column with various end conditions in structural system, the effective length factor is estimated analytically and then the critical load is determined, critical load is used for design, in this case, it is assumed that structural system is stable. The objective of current study is related to this point that the stability of individual columns does not reflect the overall stability of the structural system and also the available and commonest method in this field is investigated.

KEYWORDS

Effective length factor, Column stability, Story stability, Frame stability, Buckling, Critical load, Steel moment resisting frame, Second-order effects

ⁱ دانشجویان دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر: Email: mzkabir@aut.ac.ir

ⁱⁱ دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر: Email: akalali@aut.ac.ir

MacGregor و Hage [۱۵] و همچنین Choeng-Siat-Moy [۱۲] ثبت کرده‌اند. به رغم این شواهد، این روش در بسیاری از آیین‌نامه‌های ساختمانی به صورت بخشی از الزامات باقی مانده است ولی در ویرایشهای جدید برخی از آیین‌نامه‌های ساختمانی، از این روش سنتی کمتر اثری دیده می‌شود [۱۷].

در قابهای خمشی، گاهی با اعضای غیرمنشوری مواجه می‌شوند که می‌تواند مثلاً به علت ارائه طرح اقتصادی از سوی طراح باشد. محققین مختلف مطالعاتی را در خصوص پایداری این اعضای غیرمنشوری انجام داده‌اند تا نتایج آنها در طراحی‌های روزمره مورد استفاده قرار گیرد [۹] و [۲۰].

به طور کلی در قابها، دو حالت حدی قاب ساده و قاب خمشی وجود دارند که در قاب ساده، اتصالات تیر به ستون مفصلی بوده و دوران انتهای تیرها و ستونهای متصل به هم از هم مستقلند ولی در قاب خمشی، اتصالات تیر به ستون صلب بوده و دوران انتهای تیرها و ستونهای متصل به هم از نظر مقدار و جهت یکسان است. بنابراین جزئیات اتصال تیر به ستون تعیین کننده نوع قاب می‌باشد. در مواقعی اتصالاتی وجود دارند که بین این دو حالت حدی قرار می‌گیرند که به قابهای خمشی با اتصالات نیمه صلب معروفند. بررسی پایداری این نوع قابها و تعیین اثر میزان صلبیت اتصال بر روی ضریب طول موثر ستونها، از سوی محققین مختلف مورد مطالعه می‌باشد [۱۶]، [۱۹] و [۲۱].

در این مقاله ابتدا روش ضریب طول موثر تشریح شده و در ادامه مدل‌های قاب خمشی فولادی که مورد مطالعه قرار گرفته‌اند، معرفی می‌شوند. سپس تحلیل کمانش برای هر مدل صورت گرفته که در هر مدل هم بحث پایداری ستون و هم بحث پایداری طبقه و کل قاب مورد توجه قرار می‌گیرد. سپس با بررسی نتایج حاصله، علل نقص روش ضریب طول موثر در تامین پایداری کلی سازه بررسی و ریشه‌یابی می‌شود. در آخر رایج‌ترین روش موجود مورد استفاده در این زمینه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲- روش ضریب طول موثر

همانطور که در مقدمه ذکر شد، در این روش سعی می‌شود که مساله پیچیده پایداری کلی قاب به مساله ساده‌ی پایداری ستونهای مجزا با شرایط انتهایی مختلف تبدیل شود. در یکی از رایج‌ترین روشها که توسط ژولیان و لورنس ارائه شده، ضریب طول موثر بدست آمده از معادلات (۴) - (۲) که بر مبنای تحلیل پایداری مدل‌های ساده‌ی تیر-ستون می‌باشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد [۴]، [۶]، [۷] و [۱۷].

- حالتی که از حرکت جانبی جلوگیری به عمل آید:

بعد از آنکه اولر مقاله‌ی معروف خود را درباره‌ی بار بحرانی ستونها ارائه نمود، ملاک پایداری به عنوان عاملی در تعیین ظرفیت باربری ستونها شناخته شد. علاوه بر آن، پذیرش فرمول اولر منوط به عدم تجاوز تنشهای ناشی از بار اولر از تنش حد جاری شدن مصالح ستون می‌باشد، در غیر اینصورت قطعه قبل از رسیدن به وضعیت ناپایدار (کمانش) بر اثر ملاک مقاومت لهیده خواهد شد. بدین ترتیب دو ملاک پایداری و مقاومت به صورت تفکیک شده برای تعیین ظرفیت باربری قطعات فشاری مدنظر قرار می‌گیرد [۳]، [۱۰]، [۱۱] و [۱۴] که در این مقاله معیار پایداری مورد توجه و بحث قرار گرفته است.

در مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۱۰: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، در بند ۱۰-۱-۱-۲ آمده است که پایداری کلی دستگاه سازه و هر یک از اعضای فشاری تشکیل دهنده آن باید به طور مطمئن تامین شود [۵]. تامین پایداری سازه به عنوان یک معیار مهم و تعیین کننده در طراحی باعث شده است که کفایت روشهای موجود مورد تحقیق قرار بگیرد.

روش رایج موجود برای تامین این مهم، روش ضریب طول موثر است. در این روش سعی می‌شود که مساله پیچیده‌ی پایداری کلی قاب به مساله ساده‌ی پایداری ستونهای مجزا با شرایط انتهایی مختلف تبدیل شود. نقش ضریب طول موثر (K)، آن است که به جای طول حقیقی L ستون با شرایط انتهایی پیچیده، ستون معادلی به طول KL با دو انتهای مفصلی جایگزین شود به طوری که رابطه کمانش اولر را بتوان برای بررسی پایداری ستون به کار برد:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (۱)$$

علاوه بر آن فرض می‌شود که اگر پایداری هر یک از ستونهای مجزا از هم به کمک این روش تایید شود، آن گاه سیستم ناپایدار نخواهد شد [۱۷].

ولی در یک قاب خمشی معمولاً اعضا به طور صلب در گره‌ها به یکدیگر متصل هستند، در نتیجه هیچ عضو فشاری نمی‌تواند کمانش کند مگر اینکه کلیه‌ی اعضای قاب همزمان تغییر شکل یابند. به بیان دیگر، گیرداری ارتجاعی در انتهای یک عضو فشاری نه فقط به اعضای که مستقیماً در دو انتها به آن متصلند بلکه به تمام اعضای تشکیل دهنده قاب نیز بستگی دارد. بنابراین برای به دست آوردن بار بحرانی اعضای فشاری یک قاب خمشی، لازم است که پایداری کل قاب نیز به صورت یک واحد منفرد بررسی شود [۴] و [۲۲]. مثالها و شواهدی از نواقص روش ضریب طول موثر را پژوهشگرانی از قبیل

ستونها به طور همزمان کمانش می‌کنند. ۷- از تغییر شکل برشی اعضا صرف‌نظر شده است.

با توجه به فرضیات ۷-۱ به کمک روابط شیب-افت که در آنها اثر نیروی محوری فشاری در کاهش سختی خمشی وارد شده است، معادله حاکم بر کمانش ستون مطابق روابط (۳) و (۴) بدست می‌آید.

در تفسیر فصل C آیین نامه فولاد آمریکا (AISC 2005) که مربوط به تحلیل و طراحی برای پایداری است [۶] و [۷]، این روش سنتی نیز مورد توجه قرار گرفته و معرفی شده است. با توجه به فرضیات این روش که ممکنست همگی در سازه‌های واقعی برقرار نباشند، توجه و یا اصلاحات خاصی لازم است که در تفسیر فصل C آیین نامه AISC 2005 آورده شده که به مواردی از آنها اینک اشاره می‌شود.

توصیه شده در ستونهایی که با اتصال مفصلی به پایه وصل می‌شوند، G برابر ۱۰ و در ستونهایی که با اتصال گیردار به پایه متصل می‌شوند، G برابر ۱ در نظر گرفته شود. بعلاوه چنانچه شرایط خاصی در انتهای دور تیر برقرار باشد، جمله‌ی مربوط به سختی تیر در رابطه (۴) باید در ضریبی ضرب شود. در حالتی که حرکت جانبی وجود دارد، این ضریب برای انتهای دور مفصلی ۰/۵ و برای انتهای دور گیردار ۰/۶۷ است [۶]، [۷] و [۱۷].

در مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۱۰: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی [۵]، در بند ۱۰-۱-۴ آمده است "قابهایی که پایداری جانبی آنها از طریق سختی خمشی اعضای قاب (تیرها و ستونهایی که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل‌اند) تامین می‌شود، طول موثر (KL) اعضای فشاری باید با تجزیه و تحلیل وضع موجود تعیین شود و هیچگاه نباید کمتر از طول واقعی عضو در نظر گرفته شود". در این بند برای محاسبه ضریب طول موثر ستونها، استفاده از این روش سنتی نیز مجاز است.

در طراحی‌های روزمره، ضریب طول موثر بدست آمده از معادله (۳) و حل ترسیمی آن مطابق شکل (۱)، در مورد سیستم سازه‌ای قاب خمشی به طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرد، به طوری که حتی روش پیش فرض برای محاسبه ضریب طول موثر ستونها در نرم افزارهای تجاری طراحی سازه‌ها مانند: SAP و ETABS می‌باشد (اگر به صورت دستی مقداری برای K ستونها مشخص نگردد). یکی از اهداف اصلی این مقاله آن است که این روش سنتی که بر مبنای ایده‌آل‌سازی‌هایی قرار دارد به محک آزمایش گذاشته شده و میزان دقت آن سنجیده شود.

باید توجه داشت محققین مختلف همواره سعی در بهبود و

$$\frac{G_A G_B}{4} \left(\frac{\pi^2}{K^2} \right) + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan \pi/K} \right) + \frac{2}{\pi/K} \tan \frac{\pi}{2K} = 1 \quad (2)$$

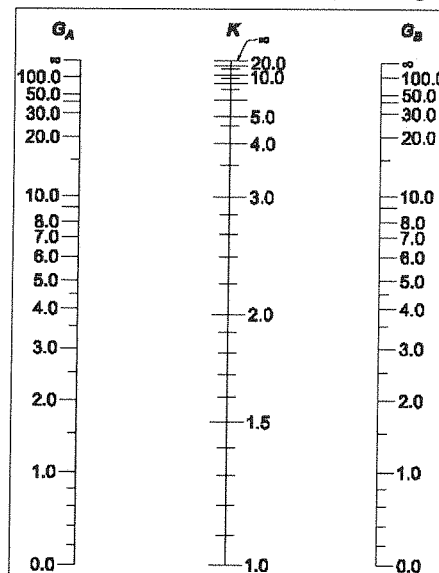
- حالتی که اجازه حرکت جانبی داده شود:

$$\left[\frac{(\pi/K)^2 G_A G_B}{36} - 1 \right] \tan \frac{\pi}{K} - \left(\frac{G_A + G_B}{6} \right) \frac{\pi}{K} = 0 \quad (3)$$

که G_A و G_B سختی دورانی نسبی ستون‌ها به تیرها می‌باشند که در انتهای A و B ستون مورد نظر تعیین می‌شوند:

$$G = \frac{\sum (EI/L)_c}{\sum (EI/L)_g} \quad (4)$$

زیرنویس c مربوط به ستونها و g مربوط به تیرها می‌باشد. حل ترسیمی معادله (۳) در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱): محاسبه ضریب طول موثر برای قاب مهار نشده

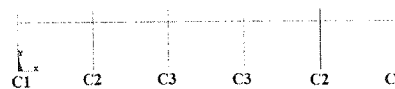
مشاهده می‌شود که روش پیشنهاد شده توسط ژولیان برای برآورد بار بحرانی ستون درون قاب، متضمن یک تحلیل دقیق است ولی فقط ستون مورد نظر و تیرها و ستونهایی که مستقیماً به آن متصلند در نظر گرفته می‌شوند و از تاثیر اعضای دیگر قاب که مستقیماً به ستون مورد بررسی اتصال ندارند، صرف‌نظر می‌شود. سایر فرضیات ساده کننده این روش در حالت قاب مهار نشده که موضوع اصلی این مقاله می‌باشد، عبارتند از: ۱- مقطع تمامی اعضا منشوری است. ۲- تمامی اتصالات صلب می‌باشند. ۳- در قابهای خمشی، دوران دو انتهای تیر در هر طرف گره، از نظر بزرگی و جهت یکسان است که موجب انحنای مضاعف می‌شود. ۴- قید ناشی از گره‌ها به ستونهای بالا و پایین به نسبت EI/L توزیع می‌شود. ۵- نیروی محوری فشاری قابل توجهی در تیرها وجود ندارد. ۶- تمام

غلبه بر محدودیت‌های روش‌های موجود تعیین ضریب طول موثر ستونها و ارائه روابط دقیق‌تر دارند [۸] و [۱۳].

۳- مشخصات مدلها

سعی شده تا برای جامع بودن این تحقیق، انواع قابهای خمشی فولادی شامل: قابهای چاق، متوسط و لاغر مورد توجه قرار گیرند لذا مدل‌های مورد بررسی قابهای خمشی دوبعدی فولادی ۴ طبقه، ۸ طبقه و ۱۵ طبقه می‌باشند که برای تعداد دهانه‌های ۲ تایی، ۳ تایی و ۵ تایی مدل شده‌اند. ارتفاع ستونها ۳/۲ متر و طول تیرها ۵ متر می‌باشد. مدلها براساس آیین‌نامه‌های ۵۱۹ و ۲۸۰۰ بارگذاری شده [۱] و [۲] و بر اساس آیین‌نامه‌ی فولاد ایران طراحی شده‌اند [۵]. مکان مدلها در تهران، کاربری مسکونی و خاک از نوع ۲ در نظر گرفته شده است. سعی شده است تا برای ستونها و تیرها اعضای بهینه تعیین شده و در تحلیل کمانش استفاده گردد. در ضمن کفها دیافراگم صلب می‌باشند.

هر مدل بعد از طراحی با کمک نرم افزار SAP، برای بررسی پایداری (کمانش) وارد نرم افزار ANSYS شده و در آنجا تحلیل کمانش برای ستونها، طبقات و کل قاب صورت گرفته است. المان مورد استفاده در نرم افزار ANSYS برای تیرها و ستونها، Beam می‌باشد که اثرات مرتبه‌ی دوم در ماتریس سختی آن فعال شده است. برای انجام یک تحلیل کامل پایداری در یک قاب، به اندازه تعداد ستونها بعلاوه تعداد طبقات بعلاوه یک، تحلیل کمانش لازم می‌باشد. برای نامگذاری مدلها از الگوی: (تعداد طبقه) S (تعداد دهانه) B استفاده شده و راستای ستونهای مورد بررسی، مطابق شکل (۲) نامگذاری می‌شوند.



شکل (۲): نامگذاری راستای ستونها در قابهای مورد بررسی

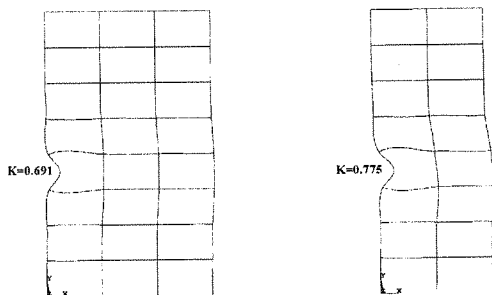
در انجام این تحلیلها، پاسخ به دو سوال مد نظر می‌باشد: سوال ۱: مقدار دقیق ضریب طول موثر (K) که مبین شرایط مرزی برای هر ستون بوده و نقش مستقیم در بار کمانش آن دارد، چقدر است؟ سوال ۲: آیا با تامین پایداری هر ستون به طور مجزا، طبقه و کل سیستم قاب خمشی پایدار خواهد بود؟ اگر نه، مقدار بار کمانشی هر طبقه در یک سیستم قاب خمشی چقدر می‌باشد؟

۴- مقدار ضریب طول موثر

برای تعیین مقدار ضریب طول موثر هر ستون، لازمست برای هر ستون یکبار تحلیل کمانش انجام شود یعنی نیروی محوری فشاری در دو سر ستون مورد نظر قرار داده و سایر

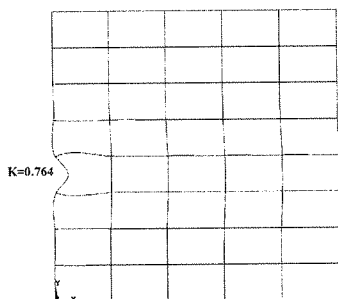
اعضای قاب خمشی همانند شرایط مرزی برای آن ستون در نظر گرفته شود، آنگاه تحلیل کمانش انجام شود تا بار بحرانی ستون مورد نظر و در نتیجه ضریب طول موثر آن (K)، بدست آید.

در اینجا، این تحلیلها برای ۱۵۹ ستون واقع در سیستمهای قاب خمشی مختلف با تعداد طبقات: ۴، ۸، ۱۵ و تعداد دهانه‌های: ۲، ۳ و ۵ انجام شده است. شکل کمانش مربوط به ۳ ستون در اشکال (۳) و (۴) آمده است.



شکل (۳): کمانش ستون کناری طبقه‌ی چهارم در قابهای خمشی ۲ و ۳

دهانه‌ی ۸ طبقه



شکل (۴): کمانش ستون کناری طبقه‌ی چهارم در قاب خمشی ۵

دهانه‌ی ۸ طبقه

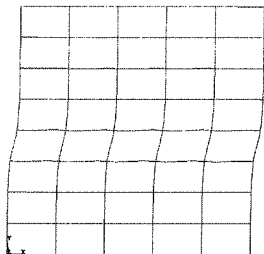
نتایج عددی مربوط به ضریب طول موثر بدست آمده از نرم افزار ANSYS، در جداول (۱) و (۲) برای ۵۴ ستون مربوط به قابهای ۳ دهانه و ۴، ۸ و ۱۵ طبقه نشان داده شده است.

جدول (۱): مقادیر ضریب طول موثر ستونهای قابهای خمشی ۳

دهانه‌ی ۴ و ۸ طبقه

B3S8	راستای		B3S4	راستای	
	C1	C2		C1	C2
طبقه‌ی ۸	۰/۸۱	۰/۶۱	طبقه‌ی ۴	۰/۷۲	۰/۶۱
طبقه‌ی ۷	۰/۶۶	۰/۷۱	طبقه‌ی ۳	۰/۶۶	۰/۷۰
طبقه‌ی ۶	۰/۶۳	۰/۸۲	طبقه‌ی ۲	۰/۶۷	۰/۷۱
طبقه‌ی ۵	۰/۷۴	۰/۸۱	طبقه‌ی ۱	۰/۶۳	۰/۷۶
طبقه‌ی ۴	۰/۶۹	۰/۸۷			
طبقه‌ی ۳	۰/۷۳	۰/۸۲			
طبقه‌ی ۲	۰/۷۶	۰/۹۰			
طبقه‌ی ۱	۰/۷۶	۰/۸۲			

بعد از محاسبه بار بحرانی هر طبقه (P_s)، نسبت آن به مجموع بار بحرانی تک تک ستونهای آن طبقه به طور مجزا (P_c) که در بخش قبلی بدست آمد، تحت نام $\alpha (P_s / \sum P_c)$ در جداول (۳) و (۴) برای ۲۷ طبقه مربوط به قابهای خمشی ۳ دهانه و ۴، ۸ و ۱۵ طبقه نشان داده شده است.



شکل (۷): ناپایداری طبقه‌ی چهارم در قاب ۵ دهانه‌ی ۸ طبقه

از مشاهده‌ی جداول (۳) و (۴) و سایر نتایج مربوط به قابهای خمشی با تعداد دهانه‌های ۲ و ۵ و تعداد مختلف طبقات، مشخص می‌شود که این ضریب همواره کوچکتر از ۱ و در حوالی ۰/۳ تغییر می‌کند و بیان کننده‌ی آن است که در صورت تامین پایداری هر ستون به طور مجزا در یک طبقه، پایداری طبقه و به عبارتی کل سیستم سازه‌ای تضمین نمی‌شود.

جدول (۳): ضرایب مربوط به کمانش طبقات در قابهای خمشی ۳

دهانه‌ی ۴ و ۸ طبقه

B ³ S ⁸	α
طبقه‌ی ۸	۰/۲۷۱
طبقه‌ی ۷	۰/۲۸۵
طبقه‌ی ۶	۰/۳۱۵
طبقه‌ی ۵	۰/۲۷۸
طبقه‌ی ۴	۰/۲۸۸
طبقه‌ی ۳	۰/۲۶۹
طبقه‌ی ۲	۰/۲۵۲
طبقه‌ی ۱	۰/۲۹۲

B ³ S ^۴	α
طبقه‌ی ۴	۰/۲۷۰
طبقه‌ی ۳	۰/۲۸۸
طبقه‌ی ۲	۰/۲۸۲
طبقه‌ی ۱	۰/۳۱۳

جدول (۴): ضرایب مربوط به کمانش طبقات در یک قاب خمشی ۳

دهانه‌ی ۱۵ طبقه

طبقه‌ی ۸	۰/۲۵۶
طبقه‌ی ۷	۰/۲۶۴
طبقه‌ی ۶	۰/۲۵۷
طبقه‌ی ۵	۰/۲۵۳
طبقه‌ی ۴	۰/۲۵۳
طبقه‌ی ۳	۰/۲۵۲
طبقه‌ی ۲	۰/۲۵۱
طبقه‌ی ۱	۰/۲۸۷

B ³ S ^{۱۵}	α
طبقه‌ی ۱۵	۰/۲۷۰
طبقه‌ی ۱۴	۰/۲۶۸
طبقه‌ی ۱۳	۰/۲۶۷
طبقه‌ی ۱۲	۰/۲۶۳
طبقه‌ی ۱۱	۰/۲۷۳
طبقه‌ی ۱۰	۰/۲۷۱
طبقه‌ی ۹	۰/۲۶۵

علت این امر و عدم تامین پایداری طبقه با وجود تامین پایداری ستونهای آن طبقه به طور مجزا، آنست که شرایط

از مشاهده‌ی این ۲ جدول و سایر نتایج مربوط به قابهای خمشی با تعداد دهانه‌ی ۲ و ۵ و تعداد مختلف طبقات، مشخص می‌شود که مقدار K در تقریباً تمام ستونها کوچکتر از ۱ و در نهایت نزدیک به ۱ است. وضعیت یک ستون در یک قاب خمشی مطابق مدل شکل (۵) می‌باشد. در اینجا، ستونها به طور مجزا بررسی شده و ناپایداری همزمان آنها لحاظ نشده است. در بخش بعدی اثر کمانش همزمان ستونها در یک طبقه یا بعبارتی ناپایداری طبقه مورد مطالعه قرار گرفته است.

جدول (۲): ضریب طول موثر ستونهای یک قاب ۳ دهانه‌ی ۱۵ طبقه

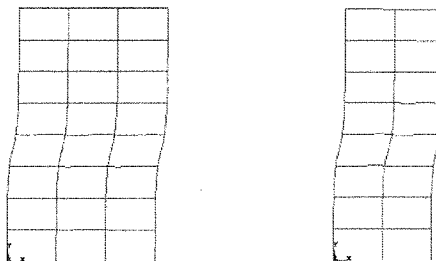
راستای C ^۲	راستای C ^۱	B ³ S ^{۱۵}
۰/۵۹	۰/۸۱	طبقه‌ی ۱۵
۰/۶۳	۰/۶۴	طبقه‌ی ۱۴
۰/۶۴	۰/۶۵	طبقه‌ی ۱۳
۰/۶۶	۰/۶۶	طبقه‌ی ۱۲
۰/۷۰	۰/۶۵	طبقه‌ی ۱۱
۰/۷۲	۰/۶۷	طبقه‌ی ۱۰
۰/۷۴	۰/۶۸	طبقه‌ی ۹



شکل (۵): شرایط مرزی یک ستون در یک قاب خمشی

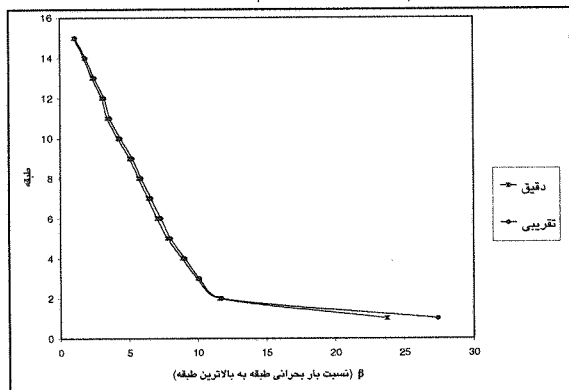
۵- بررسی پایداری طبقه

برای تعیین بار بحرانی طبقه، برای هر طبقه یک تحلیل کمانش لازم است. در این تحلیل کمانش، بار گسترده فشاری در بالا و پایین طبقه مورد نظر قرار گرفته و بررسی می‌شود به ازای چه مقدار بار، کمانش و ناپایداری طبقه اتفاق می‌افتد. در اینجا، این تحلیلها برای ۶۶ طبقه واقع در سیستمهای قاب خمشی با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۵ و تعداد دهانه‌های ۲، ۳ و ۵ انجام شده است. شکل ناپایداری مربوط به ۳ طبقه در اشکال (۶) و (۷) آورده شده است.

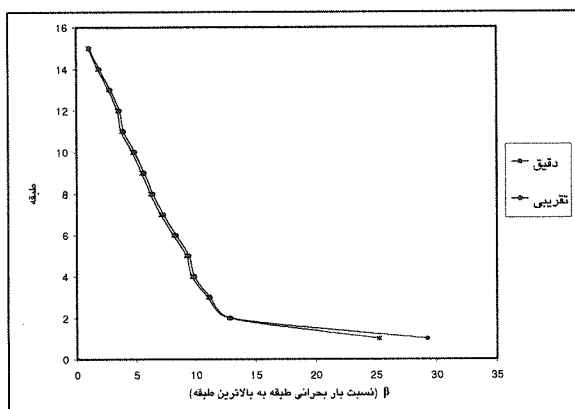


شکل (۶): ناپایداری طبقه‌ی چهارم در قابهای ۲ و ۳ دهانه‌ی ۸ طبقه

نتایج حاصله برای قاب خمشی ۳ و ۵ دهانه‌ی ۱۵ طبقه در اشکال (۹) و (۱۰) آورده شده است. در این نمودارها، به جای مقادیر مطلق که دارای واحد می‌باشد، از مقادیر نسبی بدون بعد استفاده شده به طوری که بار بحرانی هر طبقه در هر مدل بر بار بحرانی بالاترین طبقه‌ی آن مدل که از نرم افزار ANSYS بدست آمده، تقسیم شده و تحت نام β آورده شده است.



شکل (۹): بررسی فرمول تقریبی در قاب ۳ دهانه‌ی ۱۵ طبقه



شکل (۱۰): بررسی فرمول تقریبی در قاب ۵ دهانه‌ی ۱۵ طبقه

از اشکال (۹) و (۱۰) و نتایج مربوط به سایر قابهای خمشی مشاهده می‌شود که جوابهای فرمول (۵) همواره بیشتر از جوابهای دقیق می‌باشد زیرا این فرمول براساس ساده‌سازی‌هایی بدست آمده است. مثلاً در حالت کلی، کمانش یک طبقه از قاب خمشی به صورت ترکیبی از حالت‌های برشی و خمشی کمانش اتفاق می‌افتد در صورتی که در این فرمول تنها حالت کمانش برشی مد نظر قرار گرفته و از اثر کاهش حالت کمانش خمشی در بار بحرانی طبقه صرف‌نظر شده است که این عامل در طبقه اول اثر خود را بیشتر نشان می‌دهد. دقت این فرمول در طبقات مختلف به جز طبقه‌ی اول بالا بوده و خطا کمتر از ۱۰٪ است ولی در طبقه‌ی اول، میزان خطای این فرمول بین ۱۰٪ تا ۱۵٪ می‌باشد. پس نتیجه می‌شود که دقت این فرمول خوبست و به علت سادگی آن، می‌توان به راحتی در طراحی‌ها از این فرمول استفاده کرد.

مرزی هر ستون در قاب خمشی، با ستونهای اطراف خود دارای وجوه مشترکی است، به عنوان مثال: دو ستون کنار هم در تیرهای متصل به بالا و پایین خود، با هم مشترکند و یا اینکه به علت حضور دیافراگم صلب، انتهای ستونها به هم مقید بوده و به یک میزان دچار انتقال جانبی می‌شوند و ... بنابراین در نظر نگرفتن اندرکنش همزمان بین ستونها و بررسی جداگانه‌ی آنها در جهت اطمینان نیست و خطای زیادی ایجاد می‌کند.

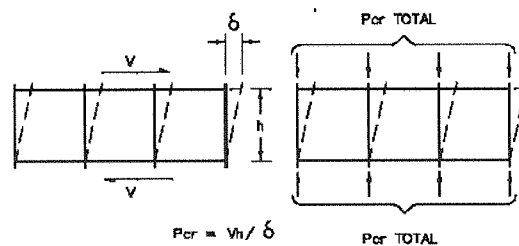
اکنون با توجه به اینکه: (مجموع بار بحرانی تک‌تک ستونهای طبقه به طور مجزا) < (بار بحرانی طبقه) است، لازمست فرمولی عملی برای محاسبه‌ی بار بحرانی طبقه ارائه شود. روشهای تقریبی متعددی برای تخمین بار کمانش سازه‌ها، پیشنهاد شده است. در بین این روشها یک نوآوری ساده توسط Nair [۱۸]، جوابهای مناسبی بدست می‌دهد. در این مطالعه، فرمول Nair مورد بررسی قرار گرفته و دقت آن با کمک تحلیل دقیق به کمک نرم افزار ANSYS کنترل می‌گردد.

در این روش از این نکته استفاده می‌شود که اغلب ساختمانهای چند طبقه، مشخصه‌های بار جانبی - تغییر مکان جانبی، مشابه‌ی یک طره‌ی خمشی یا یک طره‌ی برشی دارند. ساختمانهای دارای قابهای ساده‌ی مهاربندی شده و یا دیوار برشی، مشخصه‌های بار جانبی - تغییر مکان جانبی آنها شبیه یک طره‌ی خمشی است و ساختمانهای با ارتفاع کم تا متوسط با سیستم قاب خمشی، مشخصه‌های بار جانبی - تغییر مکان جانبی آنها شبیه یک طره‌ی برشی است.

در ساختمانهایی که به صورت طره‌های برشی مدلسازی می‌شوند، اگر قسمتی از یک طره‌ی برشی با ارتفاع h ، تحت اثر نیروی برشی V ، تغییر شکل جانبی δ پیدا کند، مطابق شکل (۸) بار بحرانی برای کمانش آن قسمت از طره عبارتست از:

$$P_{cr} = Vh/\delta \quad (5)$$

این فرمول همچنین در پیوست شماره‌ی ۵ استاندارد ۲۸۰۰: آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمانها در برابر زلزله با موضوع "اثر P- Δ " استفاده شده است.

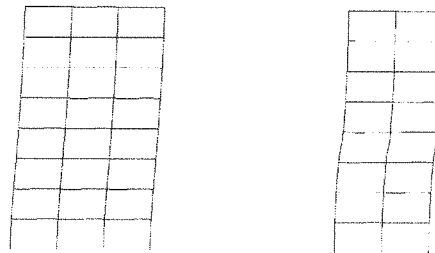


شکل (۸): کمانش یک طبقه از یک ساختمان برشی

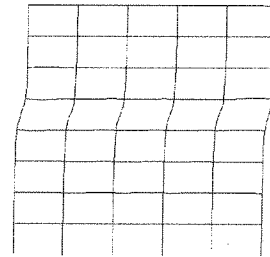
این فرمول برای ۶۶ طبقه واقع در سیستمهای قاب خمشی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۵ و تعداد دهانه‌های ۲، ۳ و ۵ استفاده و با مقادیر حاصله از نرم افزار ANSYS مقایسه شده است.

۶- بررسی پایداری کل قاب

اکنون لازم است در انتهای این تحقیق، "ناپایداری همزمان طبقات" و یا همان "ناپایداری کل قاب خمشی" هم بررسی شود. برای تعیین بار بحرانی هر قاب، برای هر قاب یک تحلیل کماتش مورد نیاز است. در این تحلیل کماتش، بار ثقلی گسترده بر روی تمام طبقات قاب مورد نظر قرار گرفته و تعیین می‌شود به ازای چه مقدار بار، کماتش و ناپایداری قاب اتفاق می‌افتد. در اینجا، این تحلیلها برای ۸ قاب خمشی با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۵ و تعداد دهانه‌های ۲، ۳، ۵ انجام شده است. شکل ناپایداری مربوط به ۳ قاب در اشکال (۱۱) و (۱۲) آورده شده است.



شکل (۱۱): ناپایداری قابهای خمشی ۲ و ۳ دهانه‌ی ۸ طبقه



شکل (۱۲): ناپایداری قاب خمشی ۵ دهانه‌ی ۸ طبقه

بعد از محاسبه بار بحرانی هر طبقه در هنگام کماتش کل قاب (P_{ss})، نسبت آن به بار بحرانی آن طبقه (P_{si}) که در بخش قبلی با بررسی مجزای هر طبقه بدست آمد، تحت نام γ (P_{ss}/P_{si}) در جداول (۵) و (۶) برای ۲۷ طبقه مربوط به قابهای خمشی ۳ دهانه و ۴، ۸، ۱۵ طبقه نشان داده شده است.

جدول (۵): ضرایب مربوط به کماتش طبقات در قابهای خمشی ۳

دهانه‌ی ۴ و ۸ طبقه

B ³ S ⁸	γ	B ³ S ⁴	γ
طبقه‌ی ۸	۰/۵۶۸	طبقه‌ی ۴	۰/۷۳۹
طبقه‌ی ۷	۰/۵۹۷	طبقه‌ی ۳	۰/۶۹۵
طبقه‌ی ۶	۰/۶۱۹	طبقه‌ی ۲	۰/۷۸۸
طبقه‌ی ۵	۰/۵۵۱	طبقه‌ی ۱	۰/۵۵۸
طبقه‌ی ۴	۰/۵۵۵		
طبقه‌ی ۳	۰/۵۹۵		
طبقه‌ی ۲	۰/۵۹۷		
طبقه‌ی ۱	۰/۳۸۹		

از مشاهده‌ی جداول (۵) و (۶) و سایر نتایج مربوط به

قابهای خمشی با تعداد دهانه‌های ۲ و ۵ و تعداد مختلف طبقات، مشخص می‌شود که این ضریب همواره کوچکتر از ۱ بوده و با افزایش تعداد طبقات قاب کاهش می‌یابد، به طوری که برای مثال در طبقات قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۴ طبقه بین ۰/۵۵۸ تا ۰/۷۸۸ با میانگین ۰/۶۹۵، در طبقات قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۸ طبقه بین ۰/۳۸۹ تا ۰/۶۱۹ با میانگین ۰/۵۵۹ و در طبقات قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۱۵ طبقه بین ۰/۲۴۱ تا ۰/۵۷۴ با میانگین ۰/۵ می‌باشد و بیان کننده‌ی آن است که در صورت تامین پایداری هر طبقه به طور مجزا در یک قاب خمشی، پایداری قاب و به عبارتی کل سیستم سازه‌ای تضمین نمی‌شود. زیرا طبقات مجاور هم در شرایط مرزی خود با هم مشترکاتی دارند که لازمست در نظر گرفته شود.

جدول (۶): ضرایب مربوط به کماتش طبقات در یک قاب خمشی ۳

دهانه‌ی ۱۵ طبقه

B ³ S ¹⁵	γ	طبقه‌ی ۸	۰/۵۴۲
طبقه‌ی ۱۵	۰/۴۲۰	طبقه‌ی ۷	۰/۵۴۲
طبقه‌ی ۱۴	۰/۴۶۹	طبقه‌ی ۶	۰/۵۴۲
طبقه‌ی ۱۳	۰/۵۰۹	طبقه‌ی ۵	۰/۵۴۱
طبقه‌ی ۱۲	۰/۵۲۶	طبقه‌ی ۴	۰/۵۱۹
طبقه‌ی ۱۱	۰/۵۷۴	طبقه‌ی ۳	۰/۵۰۳
طبقه‌ی ۱۰	۰/۵۶۰	طبقه‌ی ۲	۰/۴۷۳
طبقه‌ی ۹	۰/۵۲۸	طبقه‌ی ۱	۰/۲۴۱

اکنون ضریب طول موثر بدست آمده برای ستونها در بخش ۴ که از بررسی مجزای آنها بدست آمد، بعد از اعمال ضرایب α و γ اصلاح شده و مقدار نهایی خود را می‌یابند. این دو ضریب اصلاحی α و γ به ترتیب مربوط به کماتش همزمان ستونهای طبقه و کماتش همزمان طبقات قاب خمشی می‌باشد. بعد از تعیین مقادیر دقیق ضرایب طول موثر ستونها، مقایسه‌ای هم با نتایج روش تقریبی رایج محاسبه این پارامتر مهم طراحی که در بخش ۲ بحث شد، در جداول (۷)، (۸) و (۹) برای ۵۴ ستون مربوط به قابهای خمشی ۳ دهانه و ۴، ۸، ۱۵ طبقه صورت گرفته است.

از مشاهده‌ی جداول (۷)، (۸) و (۹) و سایر نتایج مربوط به قابهای خمشی با تعداد دهانه‌های ۲ و ۵ و تعداد مختلف طبقات، مشخص می‌شود که خطای روش تقریبی با افزایش تعداد طبقات قاب افزایش می‌یابد، به طوری که برای مثال خطای این روش تقریبی در ستونهای قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۴ طبقه بین ۰/۱۵/۴- تا ۰/۱۷/۷ با میانگین قدر مطلقا برابر ۰/۸/۹٪، در ستونهای قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۸ طبقه بین ۰/۲۵/۲- تا ۰/۳۶/۳٪ با میانگین قدر مطلقا برابر ۰/۱۴/۴٪ و در ستونهای قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۱۵ طبقه بین ۰/۲۴/۴- تا ۰/۴۵/۴٪ با میانگین قدر مطلقا برابر ۰/۱۶/۷٪ می‌باشد. همچنین دیده می‌شود که اکثر اختلافها

بین نتایج دو روش، در ستونهای طبقات بالایی و پایینی به هر حال روش تقریبی بر مبنای فرضیاتی استوار است قابهاست.

جدول (۷): مقادیر دقیق و تقریبی ضریب طول موثر ستونهای یک قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۴ طبقه

B۳S۴	راستای C۱			راستای C۲		
	دقیق	تقریبی	درصد خطا (%)	دقیق	تقریبی	درصد خطا (%)
طبقه‌ی ۴	۱/۶۱	۱/۵۲	-۵/۳	۱/۲۶	۱/۲۵	-۷/۸
طبقه‌ی ۳	۱/۴۷	۱/۵۷	۶/۸	۱/۵۶	۱/۴۰	-۱۰/۱
طبقه‌ی ۲	۱/۴۱	۱/۶۶	۱۷/۷	۱/۵۱	۱/۶۲	۷/۵

جدول (۸): مقادیر دقیق و تقریبی ضریب طول موثر ستونهای یک قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۸ طبقه

B۳S۸	راستای C۱			راستای C۲		
	دقیق	تقریبی	درصد خطا (%)	دقیق	تقریبی	درصد خطا (%)
طبقه‌ی ۸	۲/۰۶	۱/۶۵	-۲۰/۰	۱/۵۴	۱/۲۷	-۱۷/۸
طبقه‌ی ۷	۱/۶۱	۱/۷۰	۵/۶	۱/۷۲	۱/۴۷	-۱۴/۷
طبقه‌ی ۶	۱/۴۳	۱/۸۲	۲۶/۹	۱/۸۶	۱/۶۷	-۱۰/۰
طبقه‌ی ۵	۱/۸۸	۱/۸۸	-۰/۱	۲/۰۷	۱/۸۲	-۱۲/۲
طبقه‌ی ۴	۱/۷۳	۱/۹۳	۱۱/۶	۲/۱۷	۱/۸۸	-۱۳/۳
طبقه‌ی ۳	۱/۸۲	۲/۱۵	۱۷/۹	۲/۰۵	۱/۹۵	-۵/۱
طبقه‌ی ۲	۱/۹۶	۲/۶۷	۳۶/۳	۲/۳۱	۲/۳۰	-۰/۳

جدول (۹): مقادیر دقیق و تقریبی ضریب طول موثر ستونهای یک قاب خمشی ۳ دهانه‌ی ۱۵ طبقه

B۳S۱۵	راستای C۱			راستای C۲		
	دقیق	تقریبی	درصد خطا (%)	دقیق	تقریبی	درصد خطا (%)
طبقه‌ی ۱۵	۲/۴۱	۱/۶۵	-۳۱/۵	۱/۷۶	۱/۲۰	-۳۱/۸
طبقه‌ی ۱۴	۱/۸۰	۱/۶۰	-۱۱/۱	۱/۷۷	۱/۳۰	-۲۶/۷
طبقه‌ی ۱۳	۱/۷۵	۱/۵۸	-۹/۸	۱/۷۲	۱/۳۶	-۲۱/۱
طبقه‌ی ۱۲	۱/۷۸	۱/۶۴	-۸/۱	۱/۷۷	۱/۴۲	-۱۹/۶
طبقه‌ی ۱۱	۱/۶۴	۱/۷۲	۵/۰	۱/۷۷	۱/۵۱	-۱۴/۹
طبقه‌ی ۱۰	۱/۷۲	۱/۷۷	۳/۱	۱/۸۵	۱/۵۷	-۱۵/۰
طبقه‌ی ۹	۱/۷۹	۱/۸۶	۳/۸	۱/۹۷	۱/۶۶	-۱۵/۷
طبقه‌ی ۸	۱/۸۸	۲/۰۰	۶/۲	۲/۰۷	۱/۷۸	-۱۴/۰
طبقه‌ی ۷	۱/۸۱	۱/۹۹	۱۰/۱	۲/۰۹	۱/۷۹	-۱۴/۵
طبقه‌ی ۶	۱/۸۶	۲/۰۰	۷/۳	۲/۰۲	۱/۷۶	-۱۲/۸
طبقه‌ی ۵	۱/۹۳	۲/۱۴	۱۱/۰	۲/۱۰	۱/۸۶	-۱۱/۵
طبقه‌ی ۴	۲/۰۱	۲/۳۳	۱۶/۱	۲/۳۲	۲/۰۶	-۱۱/۲
طبقه‌ی ۳	۲/۲۳	۲/۸۵	۲۷/۸	۲/۶۲	۲/۴۶	-۶/۲
طبقه‌ی ۲	۲/۹۲	۴/۲۵	۴۵/۴	۲/۹۳	۳/۵۴	۲۰/۶

روش تقریبی حالت پیش فرض برای کمانش یک قاب خمشی، یک حالت کمانش برشی است که به علت دوران انتهای تیرها و ستونها، ناشی از تغییر شکل خمشی آنها می‌باشد. در نتیجه این فرض برای قابهای خمشی کوتاه دارای دقت مناسب و با

که شاید همگی در سازه‌های واقعی برقرار نباشند و با یقین خطا ایجاد می‌شود. مثلاً همانطور که در بخش ۲ ذکر شد، در این روش تقریبی، تاثیر اعضای قاب خمشی که مستقیماً به ستون مورد نظر اتصال ندارند، دیده نمی‌شود و همچنین در این

۸- مراجع افزایش ارتفاع قاب، خطای آن افزایش می‌یابد زیرا سایر حالت‌های کمانش مانند حالت کمانش خمشی نیز موثر می‌شوند و شکل کمانش به صورت ترکیبی از این حالتها در می‌آید.

۷- نتیجه

- مساله‌ی پایداری در قابهای خمشی فولادی، موضوعی مهم است. مقطع ستونهای فولادی از صفحات نازک تشکیل شده و دارای طول بلندی بوده که مستعد کمانش می‌باشند لذا بررسی و در نظر گرفتن آن در طراحی ضروری است. بررسی پایداری یک قاب، نیاز به انجام تحلیلهای کمانش به تعداد ستونهای آن قاب بعلاوه‌ی تعداد طبقات آن بعلاوه ۱ دارد تا نه تنها پایداری کل قاب تامین شده، بلکه پایداری تکتک طبقات و ستونها نیز تامین گردد. مثلا برای یک قاب خمشی ۸ طبقه‌ی ۳ دهانه نیاز به انجام ۴۱ ($8 \times 4 + 8 + 1 = 41$) تحلیل کمانش می‌باشد که مقرون به صرفه نیست و کاری فوق‌العاده زمان‌بر است که خارج از وقت و حوصله‌ی مهندسان طراح می‌باشد، لذا باید روشی را جست که اولاً ساده و کاربردی باشد، ثانياً دارای نتایج محافظه کارانه و در عین حال دقیق باشد.
- با توجه به روشهای مختلف پیشنهاد شده برای تامین پایداری قابهای خمشی فولادی، فهم، آشنایی با محدودیتها و توجه به میزان دقت آنها، مساله‌ای مهم در طراحی است. در این تحقیق، پر کاربردترین روش در این زمینه در طراحی‌های روزمره که در بخش ۲ معرفی شد، مورد نقد و بررسی قرار گرفت تا استفاده از آن به صورت آگاهانه صورت پذیرد.
- رابطه مربوط به کمانش یک طبقه یا کمانش همزمان ستونهای یک طبقه در سیستم قاب خمشی، ارائه شده در بخش ۵ مورد ارزیابی و تایید قرار گرفت تا بتوان از آن در طراحی‌ها بهره برد و از تامین پایداری طبقات اطمینان حاصل نمود.
- از نتایج این مقاله مشاهده شد که تامین پایداری ستونهای یک طبقه به طور مجزا، تضمین کننده پایداری آن طبقه نبوده و همچنین تامین پایداری طبقات یک قاب، تضمین کننده پایداری کل قاب نمی‌باشد. توجه به این نکات، از آن جنبه حایز اهمیت می‌باشد که آیین‌نامه‌های معتبر موجود در خصوص الزامات مربوط به پایداری، طراح را اجبار به استفاده از روش خاصی نکرده‌اند. لذا طراحان در استفاده از روشهای مختلف یا حتی انجام تحلیلهای دقیق، می‌بایست کنترل‌هایی در این خصوص انجام نمایند تا یک سیستم سازه‌ای پایدار متشکل از طبقات و ستونهای پایدار حاصل گردد. اهمیت این موضوع در حالت‌های خاصی که فرضیات مربوط به روابط ساده موجود به میزان زیادی نقض شده و استفاده از روشهای دقیق‌تر لازمست، بیشتر می‌گردد.
- استاندارد ۲۸۰۰: آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش دوم، ۱۳۷۸. [۱]
- تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹: آیین‌نامه‌ی حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه‌ی فنی، انتشارات مدیریت، تهران، ۱۳۷۹. [۲]
- حسینی هاشمی، بهرخ؛ تاثیر نقص در ظرفیت باربری ستونها، مجله‌ی علمی و پژوهشی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ش ۱، ص ۱۱ تا ۱۶، ۱۳۷۷. [۳]
- کاوه، علی؛ برخورداری، محمد علی؛ اصول نظریه‌ی پایداری سازه‌ها، انتشارات مرکز نشر دانشگاهی، چاپ اول، ۱۳۶۴. [۴]
- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ۱۰: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، نشر توسعه ایران، تهران، ۱۳۸۵. [۵]
- AISC; Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 2005. [۶]
- AISC; Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 2005. [۷]
- Bayo, E.; Loureiro, A.; "An efficient and direct method for buckling analysis of steel frame structures", Journal of Constructional Steel Research, vol. 57, p.p. 1321-1336, December 2001. [۸]
- Bazeos, N.; Karabalis, D. L.; "Efficient computation of buckling loads for plane steel frames with tapered members", Engineering Structures, vol. 28, p.p. 771-775, April 2006. [۹]
- Chen, W. F.; Lui, E. M.; Structural Stability, Elsevier Science Publishing Co, New York, 1987. [۱۰]
- Chen, W. F.; "Structural stability: from theory to practice", Engineering Structures, vol. 22, p.p. 116-122, February 2000. [۱۱]
- Cheong-Siat-Moy, F.; "K-Factor Paradox", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 112, p.p. 1747-1760, 1986. [۱۲]
- Gantes, C. J.; Mageirou, G. E.; "Improved stiffness distribution factors for evaluation of effective buckling lengths in multi-story sway frames", Engineering Structures, vol. 27, p.p. 1113-1124, June 2005. [۱۳]
- Godoy, L. A.; Theory of elastic stability: analysis and sensitivity, Taylor & Francis, 2000. [۱۴]
- MacGregor, J. G.; Hage, S. E.; "Stability Analysis and Design of Concrete Frames", Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 103, p.p. 1953-1970, 1977. [۱۵]

- Mageirou, G. E.; Gantes, C. J.; "Buckling strength of multi-story sway, non-sway and partially-sway frames with semi-rigid connections", Journal of Constructional Steel Research, vol. 62, p.p. 893-905, September 2006. [۱۶]
- Naeim, F.; The Seismic Design Handbook, 2nd Edition, Van Nostrand Reinhold, New York, 2000. [۱۷]
- Nair, R. S.; "A Simple Method of Overall Stability Analysis for Multistory Buildings", Council on Tall Building, Van Nostrand Reinhold, New York, 1983. [۱۸]
- Raftoyiannis, I. G.; Gantes, C. J.; "The effect of semi-rigid joints and an elastic bracing system on the buckling load of simple rectangular steel frames", Journal of Constructional Steel Research, vol. 61, p.p. 1205-1225, September 2005. [۱۹]
- Saffari, H.; Rahgozar, R.; "An efficient method for computation of effective length factor of columns in a steel gabled frame with tapered members", Journal of Constructional Steel Research, In Press, Corrected Proof, Available online October 2007. [۲۰]
- Wang, Y.; Yang, W.; "The research of the effective length for the column in stability analysis of steel frames with semi-rigid connection", Fourth International Conference on Advances in Steel Structures, p.p. 191-196, 2005. [۲۱]
- Xu, L.; Liu, Y.; "Story stability of semi-braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, vol. 58, p.p. 467-491, April 2002. [۲۲]