

رفتار کمانشی ستون معیوب

مهتاب شهرکی

کارشناسی ارشد عمران - سازه

Mehtabsha73@gmail.com

چکیده:

مد کمانشی یک ستون فولادی ممکن است به صورت کمانش محلی، کمانش کلی یا ترکیبی از این دو باشد. مد بحرانی به متغیرهایی همچون هندسه مقطع، نسبت لاغری، نقص اولیه عضو، تنش‌های پسماند، شرایط تکیه‌گاهی و خروج از محوریت بار وابسته است. کمانش محلی در ستون‌هایی با اجزای لاغر در حالی می‌تواند باعث بروز کمانش کلی عضو شود که ستون بعد از کمانش همچنان قادر به تحمل بار بوده و شکست عضو رخ ندهد. این پدیده بیشتر ممکن است در مورد ستون‌هایی اتفاق بیفتد که نسبت پهنا به ضخامت ورق‌های تشکیل دهنده آن‌ها زیاد و لاغری آن‌ها کم باشد. این محدوده‌ها بیشتر جنبه کیفی داشته و چون به مشخصات هندسی مقاطع وابسته هستند، هنوز برای آن‌ها مقادیر کمی ارائه نشده است.

واژگان کلیدی: کمانش. ستون معیوب. لاغری ستون.

مقدمه:

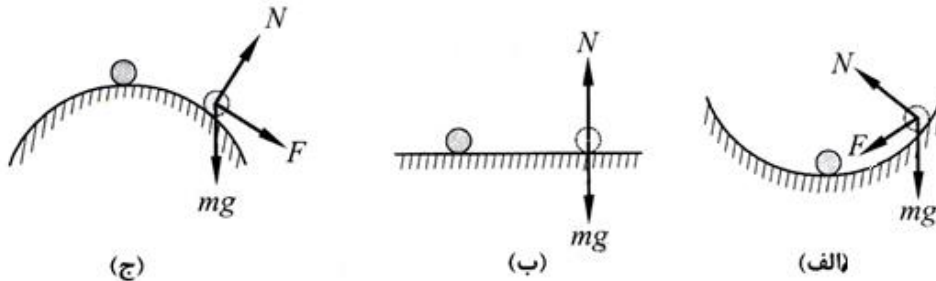
رفتار کمانش محلی ستون‌ها توجه بسیاری از محققین را به خود جلب کرده است و بیشتر آن‌ها تحقیقات خود را بر مبنای محاسبات عددی انجام داده‌اند. روش این مطالعات را می‌توان به سه دسته طبقه بندی نمود. در روش اول هم ورق‌های تشکیل دهنده عضو و هم کل ستون به ترتیب کاملاً مسطح و کاملاً مستقیم در نظر گرفته می‌شوند. در این روش تنش‌های پسماند در محاسبات وارد شده و از تئوری پلاستیسیته برای ورق‌های نازک استفاده می‌شود. در رویکرد دوم مقاومت پس کمانشی ورق‌های تشکیل دهنده عضو با یا بدون نقص اولیه در نظر گرفته شده و کل ستون همچنان به طور کاملاً مستقیم در نظر گرفته می‌شود. مقاومت عضو با استفاده از نظریه کمانش خطی و با مقداری کاهش در سختی خمشی عضو به دلیل کمانش محلی محاسبه می‌شود. در روش سوم هم اعوجاج ورقه‌های تشکیل دهنده و هم مستقیم نبودن عضو در نظر گرفته می‌شود (لیو و چن، ۱۹۸۷).

۱- ناپایداری اعضای فشاری

ناپایداری به حالتی گفته می‌شود که در آن یک تغییر در هندسه سازه یا اعضای سازه ای تحت نیروهای فشاری منجر به عدم توانایی آن‌ها در تحمل بار فشاری شود. از آنجایی که این پدیده ممکن است پیامدهای مهیبی در یک ساختمان به دنبال داشته باشد، در نظر گرفتن آن در طراحی سازه بسیار حائز اهمیت است. برای در نظر گرفتن این پدیده، روابط طراحی آیین نامه های اخیر بر مبنای مفهومی به نام حالات حدی تنظیم شده‌اند. در حالت حدی طراحی سازه‌ها سعی می‌شود تمام جوانب محدود کننده امنیت و کاربری سازه در نظر گرفته شود. دو نوع حالت حدی وجود دارد: (۱) حالات حدی مقاومت و (۲) حالات حدی بهره برداری. در حالت اول عملکرد سازه در بیشترین میزان ظرفیت باربری اش سنجیده می‌شود. برای مثال می‌توان به شکست سازه در نتیجه تشکیل

مکانیزم شکست پلاستیک یا ناپایداری اعضا اشاره کرد. حالات حدی بهره برداری عملکرد سازه را در شرایط استفاده عادی از سازه مورد سنجش قرار می‌دهد در نتیجه ظاهر و دوام سازه در نظر گرفته می‌شود. تغییر شکل، گریز (دریفت)، لرزش و خوردگی مثال‌هایی از این حالت‌ها هستند (لیو و چن، ۱۹۸۷).

در مراجع مختلف مفهوم پایداری با استفاده از یک توپ قرار گرفته بر روی یک سطح منحنی نشان داده می‌شود. اگر توپی بر روی یک سطح مقعر در حالت تعادل باشد، اعمال یک نیروی منحرف کننده می‌تواند توپ را اندکی جابجا کند اما با حذف این نیرو، توپ به حالت اولیه خود باز می‌گردد. در این حالت گفته می‌شود که توپ دارای تعادل پایدار است. اگر توپ بر روی سطحی محدب در تعادل باشد، با اعمال نیروی منحرف کننده، توپ جابجا شده و حتی پس از حذف نیرو، این جابجایی پیوسته افزایش می‌یابد و توپ هیچ‌گاه به حالت اولیه خود باز نمی‌گردد. در این حالت توپ در حالت تعادل ناپایدار قرار دارد. اگر توپ بر روی بستر مسطح واقع شده باشد، اعمال نیروی منحرف کننده، توپ را جابجا کرده و پس از حذف نیرو توپ در حالت جدیدی به تعادل می‌رسد. این حالت با عنوان تعادل خنثی شناخته می‌شود. در تمامی این مثال‌ها، نیروی منحرف کننده دارای مقدار اندکی است؛ تنها در این حد که تعادل را بر هم بزند. مثال‌هایی هم وجود دارند که در آن‌ها توپ از یک حالت به حالت بعد می‌رود. مثلاً توپی که در ابتدا در حالت تعادل پایدار قرار داشته ممکن است با اندک نیرویی به حالت ناپایدار درآید و برعکس (لیو و چن، ۱۹۸۷).



شکل 1-1: انواع ستون: الف) تعادل پایدار ب) تعادل خنثی و ج) تعادل ناپایدار (لیو و چن، ۱۹۸۷)

¹ Drift

² Lui

³ Chen

۲- کمانش ستون

نخستین تحقیقات بر روی رفتار ستون‌های فولادی به سال‌های ۱۷۲۹ تا ۱۷۵۹ بازمی‌گردد؛ زمانی که اویلر^۴ مقاله خود را در زمینه کمانش الاستیک ستون‌ها منتشر نمود. برای تعیین بار بحرانی ستون در محدوده غیر الاستیک دو نظریه مشهور، یکی تئوری مدول ماسی یا همان انگسر و دیگری تئوری مدول دوگانه یا انگسر اصلاح شده ارائه شده است (لیو و چن، ۱۹۸۷).

تئوری مدول کاهش یافته، مفهوم کمانش ستون در محدوده غیر الاستیک را پایه ریزی کرد و سال‌ها به عنوان یک روش صحیح برای به دست آوردن بار بحرانی ستون در محدوده غیر الاستیک مورد استفاده قرار می‌گرفت. در سال ۱۹۴۷ شانلی گزارش داد که بار بحرانی یک ستون بدون خروج از مرکزیت، با استفاده از مدول ماسی قابل محاسبه است. او ستون ساده ای را مثال زد که در آن کمانش به محض تجاوز نیروها از نیروی مدول ماسی روی می‌داد. این نیرو کمتر از آنچه از روش مدول کاهش یافته به دست می‌آید بود. پس از آن، این نظریه توسط محققین بسیاری مورد بررسی قرار گرفت (لیو و چن، ۱۹۸۷).

مد کمانشی یک ستون فولادی ممکن است به صورت کمانش محلی، کمانش کلی یا ترکیبی از این دو باشد. مد بحرانی به متغیرهایی همچون هندسه مقطع، نسبت لاغری، نقص اولیه عضو، تنش‌های پسماند، شرایط تکیه‌گاهی و خروج از محوریت بار وابسته است. کمانش محلی در ستون‌هایی با اجزای لاغر در حالی می‌تواند باعث بروز کمانش کلی عضو شود که ستون بعد از کمانش همچنان قادر به تحمل بار بوده و شکست عضو رخ ندهد. این پدیده بیشتر ممکن است در مورد ستون‌هایی اتفاق بیفتد که نسبت پهنا به ضخامت ورق‌های تشکیل دهنده آن‌ها زیاد و لاغری آن‌ها کم باشد. این محدوده‌ها بیشتر جنبه کیفی داشته و چون به مشخصات هندسی مقاطع وابسته هستند، هنوز برای آن‌ها مقادیر کمی ارائه نشده است.

و جعبه‌ای را در محدوده پس از کمانش محلی مورد بررسی ابیلارد و همکاران نخستین کسانی بودند که رفتار ستون‌های با مقطع قرار دادند. در این بررسی‌ها ستون‌های آلومینیومی با حداقل نقص هندسی مورد آزمایش واقع شدند و معلوم شد که این ستون‌ها در باری بیشتر از بار کمانش محلی و کمتر از بار بحرانی اویلر دچار کمانش شدند. پس از آن کارهای زیادی در زمینه پایداری ستون‌ها صورت گرفت. مطالعات تئوری و عملی بسیاری بر روی مقاطع مختلف صورت پذیرفت که بیشتر آن‌ها محدود به پاسخ الاستیک ورق‌های تشکیل دهنده اعضا بوده و در آن‌ها از تئوری تغییر شکل‌های کوچک استفاده شده است (آلن^۵ و بولسون^۶، ۱۹۸۰).

رفتار کمانش محلی ستون‌ها توجه بسیاری از محققین را به خود جلب کرده است و بیشتر آن‌ها تحقیقات خود را بر مبنای محاسبات عددی انجام داده‌اند. روش این مطالعات را می‌توان به سه دسته طبقه بندی نمود. در روش اول هم ورق‌های تشکیل دهنده عضو و هم کل ستون به ترتیب کاملاً مسطح و کاملاً مستقیم در نظر گرفته می‌شوند. در این روش تنش‌های پسماند در محاسبات وارد شده و از تئوری پلاستیسیته برای ورق‌های نازک استفاده می‌شود. در رویکرد دوم مقاومت پس کمانشی ورق‌های تشکیل دهنده عضو با یا بدون نقص اولیه در نظر گرفته شده و کل ستون همچنان به طور کاملاً مستقیم در نظر گرفته می‌شود.

⁴ Euler

⁵ Allen

⁶ Bulson

نوزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی، معماری، عمران و محیط زیست

مقاومت عضو با استفاده از نظریه کمانش خطی و با مقداری کاهش در سختی خمشی عضو به دلیل کمانش محلی محاسبه می‌شود. در روش سوم هم اعوجاج ورقه های تشکیل دهنده و هم مستقیم نبودن عضو در نظر گرفته می‌شود (لیو و چن، ۱۹۸۷). ستون اوایلر ستونی است کاملاً مستقیم، منشوری، دو سر مفصل، با بار مرکزی و آنقدر لاغر که بدون اینکه تنش در هیچ نقطه ای از آن، از حد تناسب بگذرد دچار کمانش می‌گردد. بار کمانش یا همان بار بحرانی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$





Error! No text of specified style in document.(۱)-

بار بحرانی اوایلر P_E طول عضو و بالاخره L ممان اینرسی سطح مقطع حول محور کمانش، I مدول الاستیسیته مواد، E که در آن بوده که معمولاً به عنوان مرجع مقایسه بار بحرانی دیگر ستونهاست. در صورتی که شرایط انتهایی غیر از آنچه گفته شد باشد، بار بحرانی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

Error! No text of specified style in document.(۲)-

در رابطه فوق KL طول مؤثر عضو بوده و عبارت است از طولی که بین دو نقطه جا به جا نشده از عضو (فرضی یا حقیقی) قرار می‌گیرد. KL طول یک ستون معادل با تکیه گاه مفصلی است که تحت همان باری است که ستون مقید شده قرار دارد. به عبارت دیگر برای ستون قائمی که به دو انتهای آن اجازه تغییر مکان افقی داده نشده است مقدار KL بین 0.5 تا 1 می‌باشد. (حالات a, b, d از شکل) (لیو و چن، ۱۹۸۷)

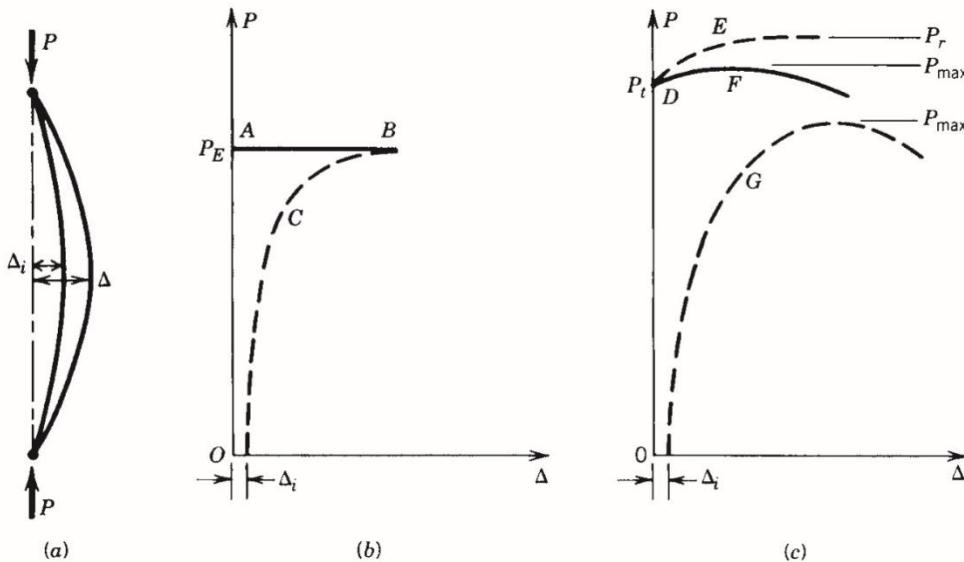
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended K value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	   	Rotation fixed, Translation fixed Rotation free, Translation fixed Rotation fixed, Translation free Rotation free, Translation free				

شکل 1-2 ضرایب طول مؤثر K برای ستون‌ها با شرایط تکیه‌گاهی مختلف (لیو و چن، ۱۹۸۷)

ستون تک، صرفاً یک مفهوم نظری است و به ندرت در عالم حقیقت وجود دارد. عموماً یک ستون بخشی از یک قاب بوده و پایداری آن وابسته به پایداری، سختی و مقاومت اجزای مجاور آن است. سازه اطراف نه تنها بار محوری، بلکه لنگرهای خمشی و پیچشی و قیود تکیه‌گاهی را به ستون موجود اعمال می‌کند.

۲-۲ نظریه بار بحرانی

مقاومت ستونی منشوری و کاملاً مستقیم با بارگذاری محوری و با شرایط تکیه‌گاهی مطلقاً مفصلی که تنها تحت کمانش خمشی قرار بگیرد، برابر با بار بحرانی آن ستون است که با P_E نشان داده می‌شود. زمانی که بار بحرانی به مقدار P_E می‌رسد، در صورتی که بار اعمال شده ثابت باقی بماند، حتی اگر ستون تغییر شکل جانبی داشته باشد نیز معادله بار اویلر صادق است (مسیر OAB در شکل). اگر یک تغییر شکل اولیه یا خروج از محوریت بار وجود داشته باشد، در صورت باقی ماندن مصالح در محدوده الاستیک بار بحرانی ستون در منحنی بار-جابجایی مسیری را طی می‌کند که بجانب آن بار اویلر است (مسیر C در شکل (b)). (لیو و چن، ۱۹۸۷)



شکل 2-2: رفتار ستون‌های بی نقص و ستون‌های معیوب (لیو و چن، ۱۹۸۷)

در بسیاری از ستون‌های واقعی، لاغری در محدوده ای قرار دارد که به هنگام کمانش بخش‌هایی از ستون، دیگر در محدوده الاستیک خطی نخواهند بود. این به معنای نقض یکی از شرایط ستون اوپلر است چراکه در اثر آن سختی ستون کاهش می‌یابد. این کاهش سختی ممکن است صرفاً ناشی از غیر خطی بودن رفتار مصالح (مانند آلومینیوم که دارای منحنی تنش-کرنش غیر خطی است) یا اینکه ناشی از تسلیم تارهایی از مقطع ستون مورد بررسی باشد. رفتار پس کمانشی چنین ستونی به کل با رفتار یک ستون کاملاً الاستیک متفاوت است و دو شاخه شدن منحنی با بار محاسبه شده با استفاده از مدول مماسی^۷ دست می‌آید (نقطه D از منحنیشکل) (لیو و چن، ۱۹۸۷):

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2}$$

تغییر شکل‌های بیشتر در صورت افزایش بار امکان پذیر است. اگر کاهش سختی در اثر تسلیم برخی تارهای مقطع، آن گونه که ذکر شد ادامه پیدا نکند، منحنی بار-تغییر مکان می‌تواند به بار مدول کاهش یافته^۸ برسد (نقطه E از منحنیشکل).

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{L^2}$$

Error!)

No text of specified style in ۳-document.

Error!)

No text of

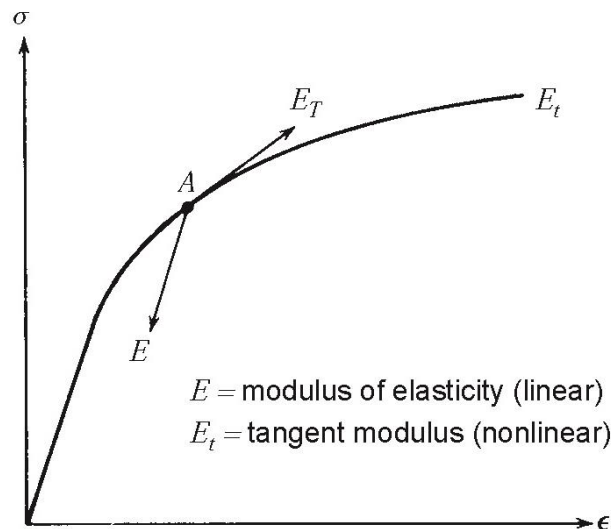
⁷tangent-modulus

⁸reduced-modulus load

specified
style in
(۴-document).

این افزایش بار در اثر بار برداری از برخی از تارهای مقطع است که در بخش برآمده ستون قرار دارند و به نوبه خود موجب افزایش سختی مقطع می‌گردند. E_t شیب لحظه‌ای منحنی تنش-کرنش است و زمانی که رفتار مصالح غیر خطی باشد با E متفاوت است؛ اما هم مقدار E_t و هم E_t در صورت وجود تنش‌های پسماند، وابسته به شکل مقطع نیز هستند. افزایش بار به میزانی بیش از بار مدول مماسی موجب تسلیم تارهای بیشتری از مقطع شده، سختی عضو کاهش یافته و باعث می‌شود منحنی بار-تغییر مکان پس از رسیدن به یک مقدار ماکزیمم دچار نزول شود (بار P_{max} ، نقطه F از منحنیشکل).

شانلی در سال ۱۹۴۷ با انتشار نظریه خود درک بهتری از رفتار پس کمانشی ستون‌های غیر الاستیک را ممکن ساخت. طبق این نظریه، یک ستون بدون نقص و غیر الاستیک زمانی شروع به تغییر شکل جانبی می‌کند که بار به مقدار بار مدول مماسی برسد و بیشترین بار قابل حصول نیز در محدوده بین بار مدول مماسی و بار مدول کاهش یافته قرار دارد (لیو و چن، ۱۹۸۷).



شکل 3-Error! No text of specified style in document. منحنی

عمومی تنش-کرنش مصالح (لیو و چن، ۱۹۸۷)

مباحث مطرح شده در مورد بار بحرانی اویلر همگی مربوط به کمانش خمشی ستون‌هاست که مود کمانش غالب در بیشتر مقاطع نورد گرم شده با دو محور تقارن است. برخی ستون‌ها (بدون محور تقارن یا حتی با یک محور تقارن) ممکن است دچار کمانش

پیچشی یا ترکیبی از کمانش خمشی و کمانش پیچشی شوند. از آنجایی که این رفتار بیشتر در ستون‌هایی با مقطع نبشی روی می‌دهد موضوع بحث این مقاله نمی‌باشد.

3- نظریه ستون معیوب⁹

وجود نقص‌های هندسی اجتناب ناپذیر اما قابل قبول در ستون‌ها یا خروج از محوریت بار، از همان ابتدای بارگذاری موجب ایجاد خمش در ستون می‌شوند که منحنی G از شکلدر نمودارهای بخش ۰ بیانگر رفتار چنین ستونی است. ستونی که چنین مشخصاتی داشته باشد ستون ناقص نامیده می‌شود. تغییر شکل جانبی از آغاز بارگذاری در ستون ایجاد می‌گردد و ماکزیمم بار قابل اعمال به ستون زمانی حاصل می‌شود که لنگر خمشی خارجی ناشی از تغییر شکل جانبی موجب رسیدن مقطع بحرانی عضو به ظرفیت لنگر خمشی (در حضور بار محوری) آن شود. در نتیجه بار ماکزیمم وابسته به میزان تغییر شکل است. در برخی ستون‌ها، مسئله مطرح شده تأثیر قابل توجهی نداشته و ظرفیت ستون ناقص با تقریب قابل قبولی از بار مدول مماسی ستون بی نقص قابل محاسبه است. اما برای اکثر ستون‌ها نقص اولیه برای دست یافتن به نتیجه ای درست باید در محاسبات وارد شود. به طور کلی مقاومت ستون باید با توجه نقص‌های مذکور، رفتار غیر خطی مصالح و همچنین اثرات تنش پسماند محاسبه شود (لیو و چن، ۱۹۸۷).

4- روش‌های طراحی ستون

تعیین مقدار دقیق مقاومت ستون‌ها روندی پیچیده بوده و شامل انتگرال گیری‌های عددی بسیاری است که در حل آن‌ها از روش‌های مختلف استفاده می‌شود. زمانی بهره‌گیری از روش غیر خطی ضروری است که مسئله دربرگیرنده نقص اولیه، غیر خطی بودن مصالح، تنش‌های پسماند و دیگر پارامترهای مقاومت ستون باشد.

به منظور طراحی ستون توسط مهندسان، روابط ساده شده ستون به کار برده می‌شود. این روابط تنها پارامترهای اصلی مقاومت ستون را که شامل تنش تسلیم، طول ستون و مشخصات مقطع را در نظر می‌گیرند و سپس با اعمال ضرایبی، به مقداری محافظه کارانه و قابل قبول از مقاومت ستون می‌رسند (لیو و چن، ۱۹۸۷). تا کنون روابط بسیاری برای تعیین مقاومت ستون‌ها ارائه شده است. در اینجا تنها به ۲ مورد از این روابط که در آیین نامه‌های آمریکا (مشابه آن در آیین نامه ایران) و اروپا ارائه شده اشاره می‌گردد.

4-1 روابط مقاومت ستون در آیین نامه AISC

مقاومت اسمی ستون در دمای عادی $P_{cr0,AISC}$ در آیین نامه AISC به شرح زیر محاسبه می‌گردد (ضوابط سازه ساختمانه‌های فولادی، ۲۰۱۰):

⁹ Imperfect Column Theory

¹ Specifications for structural steel buildings, AISC, 2010

$$F_{y0} \leq 2.25F_{e0}$$

$$P_{cr0,AISC} = \left[0.658^{\frac{F_{y0}}{F_{e0}}} \right] AF_{y0}$$

$$F_{y0} > 2.25F_{e0}$$

$$F_{e0} = \frac{\pi^2 E_0}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$P_{cr0,AISC} = 0.877AF_{e0}$$

Error!)

No text of specified style in (1-document.4

Error!)

No text of specified style in (2-document.4

در روابط فوق؛ F_{y0} و E_0 به ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته، F_{e0} تنش کماتش الاستیک و A ، r و K هم به ترتیب سطح مقطع، شعاع ژیراسیون و ضریب طول مؤثر عضو هستند. روابط AISC برای دماهای بالا مشابه همین روابط هستند با این تفاوت که جای مدول الاستیسیته و تنش تسلیم با مقدار معادل آن‌ها در دمای مورد نظر عوض می‌شود.

2-4 روابط مقاومت ستون در آیین نامه EC3

مقاومت ستون در دمای عادی $P_{cr0,EC3}$ در آیین نامه EC3 از روابط زیر محاسبه می‌شود (یوروکد ۳، ۲۰۰۵):

$$P_{cr0,EC3} = \chi_0 P_{y0}$$

$$\chi_0 = \frac{1}{\varphi_0 + \sqrt{\varphi_0^2 - \bar{\lambda}_0^2}} \leq 1.0$$

$$\varphi_0 = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_0 - 0.2)] + \bar{\lambda}_0^2$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{F_{y0}}{F_{e0}}}$$

Error!)

No text of specified style in (3-document.4

Error!)

No text of specified style in (5-document.4

(6-4)

Error!)

No text of specified style in (7-document.4

در روابط فوق α ضریب کاهنده (شامل راستای کمانش مثلاً در راستای محور قوی یا ضعیف، نسبت ارتفاع جان به عرض بال عضو و ضخامت بال و تنش تسلیم) بوده و بسته به مشخصات عضو مقداری بین $0/13$ تا $0/76$ می‌گیرد. $\bar{\lambda}_0$ نسبت لاغری عضو می‌باشد بقیه پارامترها مطابق روابط ارائه شده تعریف شده‌اند. یکی از اختلافات میان روابط AISC و EC3 در این است که بار بحرانی در EC3 وابسته به نسبت لاغری، محور کمانش و مشخصات مقطع است در حالی که همین کمیت در آیین نامه AISC تنها وابسته به نسبت لاغری خمشی عضو یعنی $\frac{KL}{r}$ می‌باشد.

روابط طراحی ستون در دمای بالا در آیین نامه EC3 با کمی اختلاف مشابه همین روابط در دمای اتاق هستند. $P_{cr,EC3}$ با روابط فوق یکی بوده با این تفاوت که تنش تسلیم استفاده شده در این روابط با تنش تسلیم متناظر درجه حرارت مورد نظر جایجا شده است.

5-کمانش محلی

در صورتی که اعضای سازه ای که از اجزای لاغر (بال و جان لاغر و با اشکال مختلف) تشکیل شده باشند، تحت بار محوری قرار بگیرند، ظرفیت کلی ستون می‌تواند توسط ظرفیت تک تک اجزای تشکیل دهنده مقطع محدود شود. این پدیده، کمانش محلی یا موضعی نامیده شده و از روابط ارائه شده در تئوری کمانش ورق‌ها تبعیت می‌کند.

تنش کمانش محلی در محدوده‌ی الاستیک و در دمای عادی توسط محققان متعددی اهمیت به صورت عددی و هم آزمایشگاهی بررسی شده است. تنش کمانش محلی با توجه به لاغری ورق و وضعیت مهارشدگی آن تعیین می‌گردد. با فرض اینکه ورق در دلبه‌ی انتهایی خود به صورت یکنواخت تحت فشار بوده و شرایط تکیه‌گاهی در هر چهار لبه‌ی ورق به صورت ساده باشد، تغییر شکل خارج از صفحه‌ی ورق کمانش کرده و نیروهای ایجاد شده در آن، از روابط زیر قابل استخراج است (لوفلان، ۲۰۰۴):

Error!)

No text of specified style in

(1-document.5

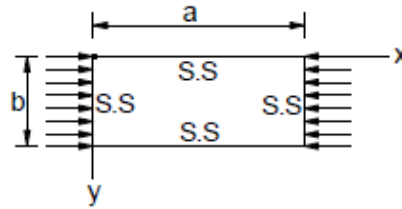
$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b N_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx dy \quad (2-5)$$

$$\Delta W = \frac{ab}{8} N_x \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \quad (3-5)$$

¹ Timoshenko and Gere., 1961; Thompson and Hunt, 1973

¹ Loughlan



شکل 5-1: صفحه با تکیه گاه ساده و نیروی یکنواخت فشاری در یک راستا (لوفلن، ۲۰۰۴)

انرژی کرنشی از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\Delta U = \frac{\pi^4 ab}{8} D \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (4-5)$$

در نتیجه با استفاده از مفهوم روش انرژی که در کار انجام شده توسط نیروهای خارجی برابر است با انرژی کرنشی (ناشی از خمش)، مقدار بحرانی نیروهای فشاری N_x برابر می‌شود با:

$$\Delta W = \Delta U \quad (6-5)$$

$$\frac{\pi^2 b}{8a} N_x \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} m^2 a_{mn}^2$$

$$= \frac{\pi^4 ab}{8} D \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn}^2 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2$$

$$N_x = \frac{\pi^2 a^2 D}{m^2} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (8-5)$$

با در نظر گرفتن $m, n=1$ کمترین مقدار N_x حاصل می‌شود.

$$N_x = \frac{\pi^2 D}{b^2} \left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b} \right) \quad (9-5)$$

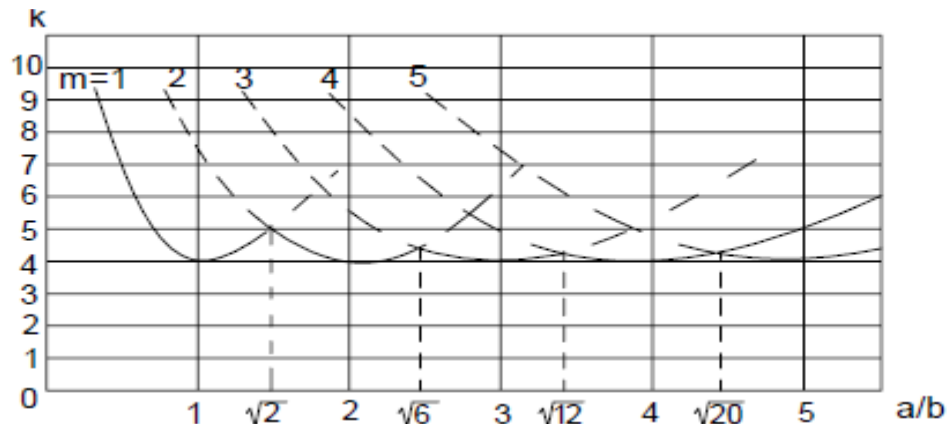
کمترین مقدار بار بحرانی از معادله فوق با تساوی $a=b$ به دست می‌آید.

$$N_x = \frac{4\pi^2 D}{b^2} \quad (10-5)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (11-5)$$

برای سایر مقادیر a/b ، بار بحرانی از معادله‌ی زیر قابل محاسبه است:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (12-5)$$



شکل 2-5 ضریب k به عنوان تابعی از a/b (لوفلن ، ۲۰۰۴)

6- نتیجه گیری:

این فصل به شناخت مبانی تحقیق و سابقه پژوهشهای صورت گرفته در این زمینه پرداخته است. جهت پرهیز از انجام دوباره تحقیقاتی که قبلاً صورت گرفته و همچنین شناخت گستره و جهت گیری تحقیقات قبلی، در ابتدای این فصل نمونه های عملی استفاده از مواد مرکب در مقاوم سازی سازه های فلزی مختلف ارائه شده و پس از آن به پژوهشهای علمی صورت گرفته در زمینه شناخت رفتار اعضای مختلف سازه ای مقاوم سازی شده با الیاف کامپوزیت با ذکر موارد متعدد مفصلاً اشاره گردید. پس از شناخت سابقه مطالعات قبلی، با هدف شناخت رفتار ستون به عنوان یک عضو فشاری و عوامل موثر در تعیین مقاومت آن، به بررسی مفهوم کمانش کلی و موضعی به صورت نظری و همچنین ضوابط طراحی ایین نامه ای آن پرداخته شد. بدین ترتیب ضعفهای موجود در تحقیقات قبلی در زمینه مقاوم سازی سازه های فلزی با مواد کامپوزیت و همچنین ضعف ستون فولادی به عنوان یک عضو بسیار مهم در حفظ پایداری سازه در کمانش کلی و موضعی شناخته شد. از آنجاکه درک و شناخت عمیق از روشهای قابل استفاده جهت رفع ضعف ستونهای فولادی معیوب و مقاوم سازی آنها از اهمیت ویژه ای برخوردار است، در فصل بعدی به معرفی و شناخت مواد مرکب پلیمری جهت رفع ضعفهای یاد شده پرداخته میشود.

مراجع :

- ۱-دفتر مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، *بارهای وارد بر ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان* (ویرایش ۳). نشر توسعه ایران.
- ۲-دفتر مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، *طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان* (ویرایش ۴). نشر توسعه ایران.
- ۳-دفتر مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، *طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان* (ویرایش ۴). نشر توسعه ایران.
- ۴-ساعدی داریان، ا. (۱۳۹۰). *راهنمای جامع نرم افزار Abaqus*. انتشارات انگیزه.
- ۵-کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله. (۱۳۹۳). *آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله* (ویرایش ۴). مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

6-behavior of hybrid FRP composite I-beam. *Construction and Building Materials*, 24(6), 956–969. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.11.022>

7-Harries, K. A., Peck, A. J., & Abraham, E. J. (2009d). **Enhancing stability of structural steel sections using FRP.** *Thin-Walled Structures*, 47(10), 1092–1101. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2008.10.007>

7-Hibbitt, H., Karlsson, B., & Sorensen, P. (2011b). **ABAQUS Analysis User's Manual Version 6.10.** *Dassault Systèmes Simulia Corp.: Providence, RI, USA.*

8-Hibbitt, Karlsson, & Sorensen. (2002b). *Getting Started with ABAQUS/Standard.* Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Incorporated.

9-Hollaway, L. (Leonard), & Head, P. R. (Peter R. . (2001c). *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure.* Elsevier Science. Retrieved from <http://www.sciencedirect.com/science/book/9780080436616>

10-Hollaway, L. C., & Cadei, J. (2002c). **Progress in the technique of upgrading metallic structures with advanced polymer composites.** *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(2), 131–148.

11-Jiao, H., & Zhao, X.-L. (2004c). **CFRP strengthened butt-welded very high strength (VHS) circular steel tubes.** *Thin-Walled Structures*, 42(7), 963–978.

12-Kalavagunta, S., Naganathan, S., & Mustapha, K. N. Bin. (2013b). **Capacity assessment and design of CFRP-strengthened steel channel columns.** *Indian Journal of Science and Technology*, 6(4), 4255–4261.

13-Kalavagunta, S., Naganathan, S., Nasharuddin, K., & Mustapha, B. (2014). **Axially Loaded Steel Columns Strengthened with CFRP.** *Jordan Journal of Civil Engineering*, 8(1), 58–69.

14-Kaya, A., Dawood, M., & Gencturk, B. (2015). **Repair of corroded and buckled short steel columns using concrete-filled GFRP jackets.** *Construction and Building Materials*, 94, 20–27. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.040>

15-Kim, J. K., & Mai, Y. W. (1998). *Engineered Interfaces in Fiber Reinforced Composites.* Elsevier Science. Retrieved from <https://books.google.com/books?id=qrjC9Yt8y6kC>

16-Lane, I. R., & Ward, J. A. (2000a). **Restoring Britain's bridge heritage.** *Institution of Civil Engineers (Sout Wales Association).*

17-Liu, H., Al-Mahaidi, R., & Zhao, X.-L. (2009e). **Experimental study of fatigue crack growth behaviour in adhesively reinforced steel structures.** *Composite Structures*, 90(1), 12–20.

18-Loughlan, J. (2004d). **Local buckling behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures.** *Thin-Walled Structures: Advances in Research, Design and Manufacturing Technology*, 315.

19-Lui, E. M., & Chen, W. F. (1987a). *Structural stability: theory and implementation.* Elsevier.

20-Luke, S. (2001d). **The use of carbon fibre plates for the strengthening of two metallic bridges of an historic nature in the UK.** In *FRP Composites in Civil Engineering. Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering.*