روش های آنالیز پایداری سازه های فولادی در آیین نامه های مختلف

مجتبی اصغری سرخی
mojtaba808@yahoo.com

در این جزوه ضوابط پایداری مندرج در هر یک از آیین نامه های مختلف از قبیل آیین نامه آمریکا AISC 2005 ، آیین نامه استرالیا AS4100 (SAA, 1998)، آیین نامه کانادا CSA-S16-01 (CSA, 2001) و آیین نامه اروپا Eurocode 3 (CEN, 2005) مورد بررسی قرار می گیرد.

روش های آنالیزدر این ٤ استاندارد از جهاتی شابهت هایی با یکدیگر دارند:

- در همه این استاندارد ها از فلسفه طراحی حدی LRFD استفاده شده است که قابل قیاس است با آنالیز الاستیک با شکل گیری اولین مفصل که در بخش سوم به آن اشاره شده است. (به جز AISC که تنها استانداردی هست که در کنار LRFD استفاده از روش ASD را هم مجاز اعلام کرده است)
- در تمام این استاندارد ها اثرات مرتبه دوم در حالت الاستیک مورد بررسی قرار می گیرد.
- آنالیز مرتبه دوم یا با استفاده از آنالیز مرتبه دوم تشدید یافته $P-\Delta$ یا با استفاده از روش های تقریبی که بر اساس استفاده از ضرایب تشدید نتایج آنالیز مرتبه اول میباشند انجام می شود.
- آثار عیوب هندسی قاب و اعضا یا بوسیله لحاظ آنها در مدل آنالیز یا افزودن بار فرضی یکنواخت به سازه در آنالیز منظور می شود.
- دقت آنالیز به وسیله استفاده از روابط اندرکنش عضو به عضو تامین می شود.

اما مابین هرکدام از این استاندارد ها در نحوه لحاظ آنالیز پایداری قاب تفاوت هایی وجود دارد:

- تفاوت در ضرایب بار و مقاومت(که به عنوان ضریب اطمینان برای مقاومت به حساب می آید)
- تفاوت در فرمول مقاومت ستون و مقاومت تیر
- نوع و فرمت منحنی اندرکنش تیر–ستون
- استفاده یا عدم استفاده از ضریب طول موثر K
- اصلاح ممان ها برای محاسبه عیوب هندسی یا اثرات توزیع پلاستیک در اثر بار های فرضی جانبی

در همه این ٤ استاندارد الزامات مشترکی برای تعیین نیروهای اعضا با استفاده از آنالیز الاستیک مرتبه دوم وجود دارد. تمام این استاندارد ها استفاده از ضرایب تشدید برای تقریب اثرات مرتبه دوم با کمک آنالیز مرتبه اول الاستیک را پیشنهاد می دهند، گرچه ترجیح بیشتر این استاندارد هادر استفاده از روش مرتبه دوم تشدید شده $P-\Delta$میباشد(بخصوص در صورت استفاده از نرم افزارها).

هر ٤ استاندارد بر مبنای آنالیز مرتبه دوم الاستیک به همراه بارهای فرضی جانبی به عنوان روش اولیه برای کنترل پایداری قاب می باشند.

از آنجا که نرم افزارهای آنالیز قاب کنونی قادر به مدل کردن ناپایداری خمشی-پیچشی نیستند، در همه ٤ استاندارد فوق اثرات ناپایداری خارج از صفحه در روابط اندرکنشی تیر-ستون دیده شده است.

آنالیز پایداری در AISC

علت بررسی روش های پیشین و کنونی آنالیز پایداری در آیین نامه های AISC نزدیکی مندرجات این آیین نامه با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان کشورمان میباشد.آئین نامه ملی سازه های فولادی کشور آمریکا (AISC) تا سال ۲۰۰۵ جهت آنالیز پایداری سازه های فولادی از روش طول موثر به عنوان روش پیش فرض آیین نامه های خود استفاده می نمود اما در AISC-360-2005 روش آنالیز مستقیم و روش مرتبه اول محدود شده به عنوان دو روش دیگر معرفی شدند تا اینکه در AISC-360-2010 روش آنالیز مستقیم به عنوان روش پیشفرض آیین نامه آمریکا جهت آنالیز پایداری معرفی شد. همچنین جهت لحاظ آثار مرتبه دوم تا قبل از AISC-93 تنها روش موجود، روش $P-\Delta$ یا همان روش عمومی تحلیل مرتبه دوم بوده است اما در AISC-LRFD-93 روش تشدید لنگر های خمشی با ضرایب B_1 , B_2 به آیین نامه وارد شد که این روش در AISC-360-2010 , AISC-360-05 نیز همچنان به عنوان یکی از روش های لحاظ اثرات ثانویه شناخته شده میباشد.در حال حاضر مطابق AISC تنها استفاده از آنالیز الاستیک در آنالیز پایداری سازه های فولادی مجاز میباشد.

آنالیز پایداری در آیین نامه AISC-360-05

آنالیز پایداری[1]

در AISC-89 فرض بر این بود که اگر بیشتر اعضای ستون در کنترل نسبت تنش ستون ها رد نشوند بنابراین سیستم پایدار است.در ۱۳همین ویرایش آیین نامه AISC (AISC 360-05) برای اولین بار روش های آنالیز پایداری به دو دسته آنالیز مستقیم و غیر مستقیم معرفی شد. اگرچه آنالیز مستقیم در پیوست این آیین نامه به عنوان روش اختیاری طراحی معرفی شده است.

---

[1] Stability Design

در AISC مشابه EuroCode3 جهت تاکید به لزوم استفاده بیشتر از مقاومت مصالح و یا پارامتری برای نشان دادن کافی بودن سختی جانبی قاب از ضریب B_2 استفاده می شود که شرط بحرانی آن هنگامیست که $F_{cr}/F_u = 3$باشد به عبارتی:

$$B_2 = \Delta F = \frac{1}{1 - F_u/F_{cr}} = 1.5$$

مطابق AISC 360-05 انتخاب روش آنالیز پایداری وابسته به یکی از شرایط $B_2 > 1.5$ یا $B_2 \le 1.5$ (ضریب B_2 تشدید ممان حاصل از اثر $P-\Delta$ یا Δ_2/Δ_1)، یکی از سه روش آنالیز مستقیم، روش طول موثر و مرتبه اول محدود شده می‌باشد.هر سه روش مبتنی بر آنالیز الاستیک میباشند. .

الف) روش طول موثر[۲]

در روش طول موثر که روش سنتی آیین نامه AISC محسوب می شود ، طول موثر کمانشی با ضریب K بزرگتر از ۱ برای ستون ها تعریف می شود. این روش بر اساس آنالیز مرتبه اول یک سازه الاستیک با استفاده از هندسه واقعیEA و سختی الاستیک EI واقعی میباشد که از تئوری کمانش الاستیک می آید و بر پایه استفاده از طول کمانشی موثر اعضای ستون استوار است. در صورتی که نسبت دریفت مرتبه دوم به دریفت مرتبه اول کمتر از ۱.۱ باشد$B_2 = \Delta_{2nd}/\Delta_{1st} < 1.1$، اعضا مجاز هستند که با K=1 طراحی شوند، در غیر این صورت ستون ها و تیر–ستون ها در قاب خمشی باید توسط فاکتور K یا تنش کمانشی ستون Fe، که با استفاده از آنالیز تابیدگی کمانشی به دست می آید، طراحی شوند.به نحوی که مقاومت فشاری اسمی ستون P_n بر اساس منحنی که تابعی از ضریب طول موثر درون و خارج از صفحه اعضا است تعیین می شود. در این روش سازگاری کاهش سختی در نتیجه غیر الاستیک شدن ستون در محاسبه K اعمال می شود و K بر اساس نمودار های مشخصی که نمایانگر تفاوت سختی الاستیک تیروهای گیردار و سختی غیر الاستیک ستون است تعیین می شوند. در قاب های مهاربندی شده، فاکتور K مربوط به اعضا فشاری برابر با ۱ در نظر گرفته می شود، مگر اینکه تحلیل سازه ای نشان دهد که مقدار کوچک تری می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

[۲] Effective Length method

تحقیقات مراجع مختلف از قبیل Surovek-Maleck and White, 2004a and 2004b نشان می دهد که روش طول موثر بخصوص برای سیستم های قابی متقارن با درجه نامعینی کم با نسبت بار ثقلی به جانبی زیاد می تواند منجر به نتایج غیر محافظه کارانه ای شود. برای استفاده از این روش دو شرط وجود دارد:

- در این روش بارهای خیالی $N_i = 0.002\alpha Y_i$ تنها به ترکیب بارهای حاوی بار ثقلی اضافه می شود.
- مطابق آیین‌نامه AISC 360-05 تنها در صورت برقراری شرط تامین سختی جانبی کافی $B_2 = \Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \le 1.5$ (نسبت جابجایی ثانویه به جابجایی اولیه) مجاز به استفاده از روش طول موثر خواهیم بود.در صورت کاهش سختی اعضا مقدار $B_2 \le 1.7$ ملاک مقایسه می باشد.

ب) آنالیز مستقیم[۳]

در این روش اثرات ناشی از تنش های پسماند و تسلیم شدگی مصالح در اعضا با لحاظ ضرایب کاهش سختی محوری و خمشی لحاظ می شود.مطابق AISC جهت لحاظ آثار عیوب هندسی به جای محدودیت $h/500$ برای لحاظ اثر ناشاقولی و $L/1000$ برای اثر ناصافی اعضا از بار های فرضی جانبی استفاده می شود که L طول عضو و h ارتفاع طبقه است.(لحاظ اثر ناصافی معمولا مشکل است و بنابراین سعی می شود با اصلاح مقاومت کمانشی اولر کاری کرد که اثرات ناصافی در خود مقاومت لحاظ شود). در این روش نیازی به منظور کردن ضریب K برای طول موثر ستون ها نیست و از این جهت آنالیز سریعتر خواد بود. جنبه های مختلفی از این روش آنالیز با ضوابط مندرج در ACI 318-08 و آیین نامه های اروپا، استرالیا و کانادا مشترک است از مزیت های این روش اینست که مطابق تحقیقات صورت گرفته توسط al., Lu et 2009; Surovek and Ziemen,2005. در اینده برای استفاده در حالت آنالیز غیر الاستیک می تواند توسعه داده شود بنابراین این روش آنالیز برای هر دو نوع آنالیز الاستیک و غیر الاستیک قابل قبول میباشد. همچنین این روش در آیین نامه سازه های فولادی سرد نورد شده آمریکا AISI 2007 نیز توصیه شده است.

---

[۳] Direct Analysis Method

از میان سه روش آنالیز پایداری تنها روش آنالیز مستقیم برای هر دو حالت $B_2 \le 1.5, B_2 > 1.5$ قابل استفاده است.روش آنالیز مستقیم روش نسبتا جدید آیین‌نامهAISC جهت لحاظ اثر مرتبه دوم با لحاظ اثرات کاهش سختی محوری و خمشی ناشی از تنش‌های پسماند به صورت مستقیم می‌باشد و در دو حالت سختی متغیر و سختی کاهش یافته قابل تعریف می‌باشد

بنابراین مطابق آیین‌نامه AISC 360-05 نکات لحاظ روش آنالیز مستقیم به شرح زیر می باشد:

- ضرایب B_2 و B_1 بر اساس سختی‌های کاهش یافته تعریف می‌شوند. اگر $B_2 > 1.5$ ترکیب بارهای فرضی با تمام ترکیب بارها قابل جمع است اما اگر $B_2 \le 1.5$ باشد استفاده از بار فرضی جانبی تنها در ترکیبات بار ثقلی مجاز است هر چند در همه حالت‌ها $B_2 \le 1.5, B_2 > 1.5$ استفاده از خروج از مرکزیت هندسی فرضی به جای استفاده از بار فرضی و یا حداقل بار جانبی تعریف شده در تحلیل سازه مجاز است. (چنانچه در تعیین B_2 از سختی کاهش یافته در اعضای سازه استفاده شود مقدار B_2 با مقدار کوچکتر مساوی 1.7 مقایسه می شود)
- سختی کاهش یافته باید $EI = 0.8\tau_b EI$ در همه اعضایی که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند استفاده شود.(به طور محافظه کارانه می تواند برای همه اعضای سازه لحاظ شود) (ضریب ۰.۸ ناشی از اثر عیوب هندسی میباشد):

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha P_r / P_y \le 0.5 \\ 4\left(\alpha P_r / P_y\right)\left(1 - \alpha P_r / P_y\right) & \alpha P_r / P_y > 0.5 \end{cases}$$

$$\alpha = 1 (LRFD), \qquad \alpha = 1.6 (ASD)$$

.به جهت ترکیب نیروهای محوری زیاد و تسلیم جزئی ناشی از تنش های پسماند، سختی خمشی بخصوص برای موارد خمش حول محور ضعیف I شکل تحت تاثیر بیشتری قرار می گیرد. در این حالت سختی خمشی اعضا با نیروی محوری زیاد $P_u > 0.5P_y$ علاوه بر مقدار ۰.۸با یک ضریب کاهشی اضافی برابر با $\tau = 4 P_u / P_y \left(1 - P_u / P_y\right)$ لحاظ می شود که $P_y = AF_y$. به جای لحاظ این ضریب کاهشی اضافی می توان بارهای فرضی جانبی را به مقدار $N_i = 0.001 Y_i$ بیشتر وارد کرد. گرچه در روابط بالا از اثر لنگر خمشی در تعیین ضریب کاهش سختی خبری نیست اما این اثر به طور غیر مستقیم در منحنی اندرکنش نیروهای محوری خمشی وارد بر تیر ستون لحاظ شده است.

- سختی محوری کاهش یافته $EA^{*}=0.8EA$ باید برای اعضایی که سختی محوری آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند بکار رود. (ضریب ۰.۸ ناشی از اثر عیوب هندسی میباشد)

در روش تحلیل مستقیم باید یکی از روش‌های کاهش سختی خمشی را به صورت ثابت و متغیر انتخاب کرد. در حالت متغیر ضریب τ_b تابعی از نیروی محسوری ستون‌ها خواهد بود. در حالت سختی ثابت ضریب τ_b برابر 1.0 بوده و کاهش سختی خمشی برابر 0.8 خواهد بود. در حالت ضریب کاهش سختی متغیر ضریب بار مجازی برابر 0.002 می‌باشد اما در حالت انتخاب ضریب کاهش سختی ثابت این ضریب مقدار 0.003 خواهد بود.یعنی چنانچه در جهت اطمینان مقدار ضریب کاهش سختی τ_b برابر 1 فرض شود باید سازه را به میزان50% بار مجازی جانبی بیشتری تحلیل کرد.

ج) مرتبه اول محدود شده[۴]

آنالیز مرتبه اول الاستیک محدود شده نسخه ساده شده از آنالیز مستقیم با لحاظ بارهای فرضی جانبی بیشتر برای شبیه سازی اثرات مرتبه دوم و تسلیم شدگی موضعی است.

- برای جلوگیری از ترکیبات نیروهای فشاری زیاد و تسلیم شدگی موضعی،میبایست آنالیز تحت بارهای طراحی نیروی محوری فشاری ستون‌ها کمتر از نصف نیروی فشاری متناظر با تسلیم آنها باشد($P_u < 0.5P_y$)، که این مساله حداقل در سازه‌های مهاربندی شده دراکثر موارد صادق نیست. بنابراین بهتر است در اکثر حالات از سایر روش ها استفاده شود.
- در این روش کاهش سختی اعضای تحت فشار و خمش در تحلیل منظور نمی شود.
- در این روش مقدار بارهای فرضی جانبی برابر $N_i = 2.1\left(\frac{\Delta}{L}\right)Y_i$ میباشد که با لحاظ حداقل نسبت دریفت مرتبه اول برابر با $\Delta/L = 0.002$میبایست حداقل برابر $N_i = 0.0042Y_i$منظور شود.
- برای استفاده از این روش میبایست شرط $B_2 \le 1.5$ برقرار باشد.
- در این روش اثرات ثانویه تنها با ضریب B2 تشدید می شود $B_2 = B_1$و از لحاظ اثرات ثانویه $P-\Delta$ صرفنظر می شود.

---

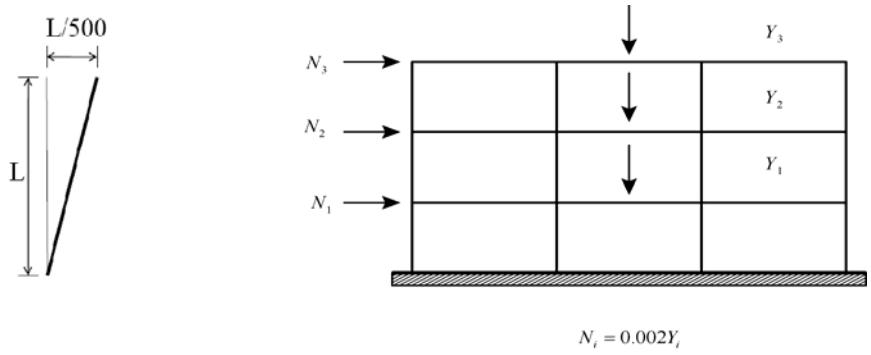
[۴] Limited First Order Method

مزیت این روش اینست که در آن تنها به آنالیز مرتبه اول نیاز است و دیگری اینکه این روش بر پایه استفاده از سختی و ابعاد واقعی اعضا با آنالیز الاستیک مرتبه اول با حساب طول موثر اعضا K=1 استوار است.(این شرایط جز در مواردی خاص برای اکثریت سازه‌ها قابل اعمال نیست)

اما در مقابل به جهت کنترل $P_u < 0.5P_y, B_2$ قبل از آنالیز دردسر آنالیز بیشتر می شود ضمن اینکه بارهای فرضی جانبی از ۱.٤ تا ۲.۱ برابر بارهای فرضی جانبی در حالت آنالیز مستقیم می باشد بنابراین طرح در این حالت تا اندازه زیادی محافظه کارانه خواهد بود.

بارهای فرضی خیالی[۵]

مطابق AISC-360-05 به منظور لحاظ خطاهای اجرایی ستون، خروج از محوریت و کاهش سختی عضو ناشی از تنش‌های پس ماند در تحلیل، اثر نواقص هندسی و خاصیت غیرالاستیک ستون میبایست همانند شکل ۱ بارهای جانبی مجازی به ترکیبات بار اضافه شوند. بارهای فرضی باید در راستایی بکار روند که نامناسب‌ترین اثر در ترکیب بارگذاری مشخص شده را داشته باشند.



شکل ۱- اعمال بارهای جانبی مجازی

مقدار این بار برابر N_i حداقل معادل 0.002 بار ثقلی ضریب‌دار Y_i اعمال شده به طبقه و در دو امتداد اصلی سازه به طور مجزا است:

$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

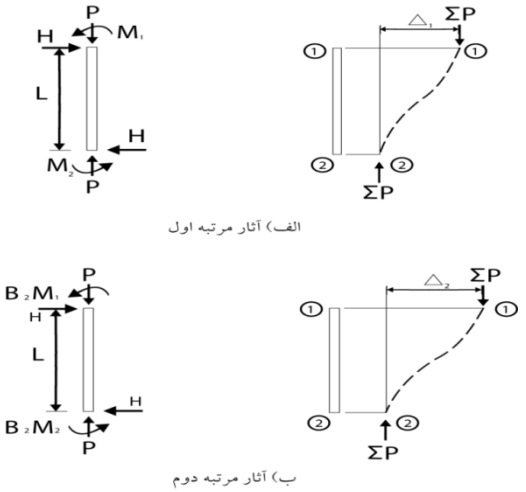
مقدار α در طراحی به روش حالت حدی برابر 1 و در طراحی به روش تنش مجاز برابر 1.6 میباشد. ضریب بار فرضی بر اساس نسبت خروج از مرکزیت اولیه طبقه برابر 1/500 است.

[۵] Notional Load

مطابق AISC 360-05 در روش طول موثر بارهای خیالی میبایست تنها به ترکیب بارهای حاوی بار ثقلی اضافه شود در حالیکه در روش آنالیز مستقیم اگر $B_2 > 1.5$ ترکیب بارهای فرضی با تمام ترکیب بارها اعم از بار های ثقلی و جانبی قابل جمع است اما اگر $B_2 \leq 1.5$ باشد استفاده از بار فرضی جانبی تنها در ترکیبات بار ثقلی مجاز اس. در روش مرتبه اول محدود شده نیازی به لحاظ بارهای فرضی جانبی نیست.

اثرات مرتبه دوم

در طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی باید اثرات مرتبه دوم ناشی از تغییرشکل‌های جانبی عضو در نظر گرفته شود. اثر مرتبه دوم، به وجود آمدن لنگر خمشی ثانوی، ناشی از بارهای محوری به علت تغییرشکل‌های جانبی عضو است (شکل ۲)



شکل ۲- آثار مرتبه دوم- لنگر ثانویه

در AISC 360-05 دو روش عمومی مرتبه دوم ، و روش مرتبه اول تشدید یافته جهت لحاظ اثرات ثانویه معرفی شده است:

تحلیل عمومی مرتبه دوم (تحلیل غیرخطی هندسی، $P-\Delta$ و $P-\delta$)[۶]

تحلیل الاستیک عمومی عبارت است از هر یک از روش‌های الاستیک مرتبه دوم که در آنها تاثیرهای پی‌دلتا بزرگ و کوچک به طور همزمان مورد توجه قرار گرفته باشد.AISC 360-05 این روش را به عنوان روش عمومی تحلیل مرتبه دوم برای لحاظ اثرات ثانویه جهت استفاده در نرم افزارها معرفی می کند . این

[۶] General 2nd Order

روش شامل لحاظ اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ میباشد که منجر به تشدید نیروهای داخلی در اعضای سازه می شود.

شکل ۳ـ $P-\Delta$ ناشی از اثر سازه، $P-\delta$ ناشی از اثر عضو

برای سازه‌ای که تحت بار جانبی قرار دارد. تحت اثر $P-\Delta$ مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

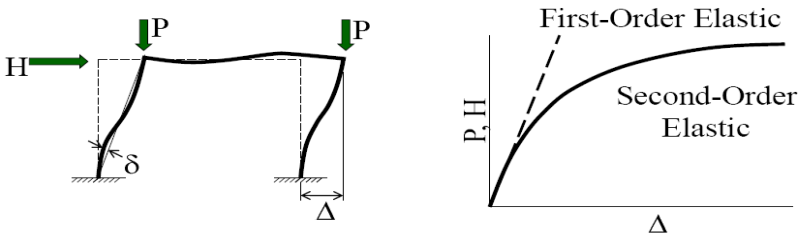
$$M_i+\Delta M_i=M_i+P_i\Delta_{wi}=M_i(1+\theta_i)$$

از طرف دیگر، لنگر اضافی ΔM_i، خود ایجاد یک تغییرمکان اضافی در طبقه i می‌کند که این تغییرمکان نیز به نوبه خود اثرهای $P-\Delta$ و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌کند.لنگر طبقه در نهایت برابرخواهد بود با:

$$M_{ip\Delta}=M_i(1+\theta_i+\theta_i^2+\theta_i^3...)=M_i\left(\frac{1}{1-\theta_i}\right)$$

همینطور در محاسبه برش معادل طبقه با منظور کردن اثرات $P-\Delta$ داریم:

$$V_{ip\Delta}=V_i\left(\frac{1}{1-\theta_i}\right)$$

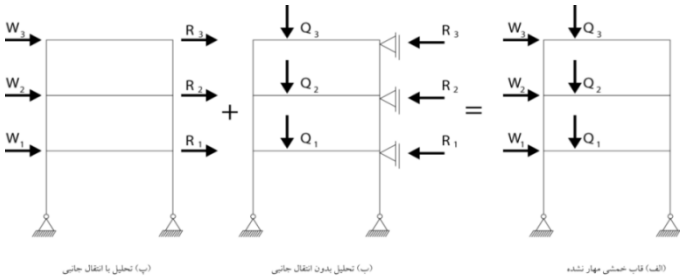


شکل ۴- اثر مرتبه دوم الاستیک در تحلیل

روش مرتبه اول تشدید یافته[۷]

در این حالت که روش کلی تشدید لنگر محسوب می‌شود باید لنگر و نیروی محوری بر حسب لنگر و نیروی محوری با فرض عدم انتقال جانبی قاب P_{nt} و M_{nt} و لنگر و نیروی محوری با فرض انتقال جانبی قاب P_{nL} و M_{nL} محاسبه شوند.

الف-تعیین ضریب تشدید تلاش‌های داخلی در حالت عدم انتقال جانبی



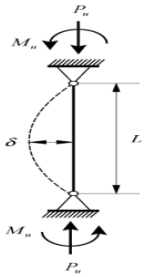
شکل ۵- نیروهای وارده به قاب در حالت مهارشده و نشده

با نوشتن رابطه تعادل برای وسط ستون شکل ٦ خواهیم داشت:

$$M_{2nd}=M_u+P_u\delta$$

که اگر از یک ضریب تشدید کننده لنگر (AF) استفاده کنیم:

$$AF(M_{2nd})=M_{2nd}=M_u+P_u\delta\rightarrow AF=\frac{M_u+P_u\delta}{M_u}$$



شکل ٦- تلاش‌های داخلی در حالت عدم انتقال جانبی

با اضافه و کم کردن پارامتر $(P_u\delta-P_u\delta)$ در مخرج این کسر داریم:

[۷] Amplified 1st Order

$$AF = \frac{M_u + P_u\delta}{M_u + (P_u\delta - P_u\delta)} = \frac{1}{1 - \frac{P_u\delta}{M_u + P_u\delta}}$$

با ساده‌سازی روابط داریم:

$$\frac{\delta}{M_u P_u \delta} \approx \frac{\delta}{M_u} \quad , \quad \frac{M_u}{\delta} = \frac{8EI}{L^2} \approx \frac{\pi^2 EI}{L^2} = P_e$$

با جایگذاری این ساده‌سازی در رابطه تعیین ضریب تشدید کننده لنگر برابر با:

$$AF = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_e}}$$

مطابق AISC-360-05 ضریب تشدید کننده در حالتی که قاب بدون انتقال جانبی است برابر است با:

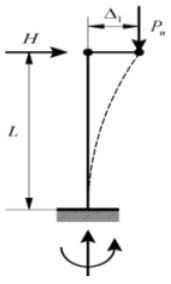
$$B_1 = \frac{C_m}{\left[1 - \frac{\alpha P}{P_{e1}}\right]} \geq 1$$

C_m= ضریب هم‌مکانی لنگر حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول با لنگر ثانوی در اعضای بدون انتقال جانبی دو انتها که به صورت زیر تعیین می‌شود (در حالت حدی $\alpha = 1$ و در تنش مجاز $\alpha = 1.6$) و همچنین در تعیین P_{e1} مقدار K_1 را می‌توان برابر 1 فرض کرد.

ب- تعیین ضریب تشدید تلاش‌های داخلی در حالت انتقال جانبی آزاد

برای حالت آنالیز مرتبه اول مطابق شکل ۷ داریم:

$$M = HL \quad , \quad \Delta_1 = \frac{HL^3}{3EI}$$

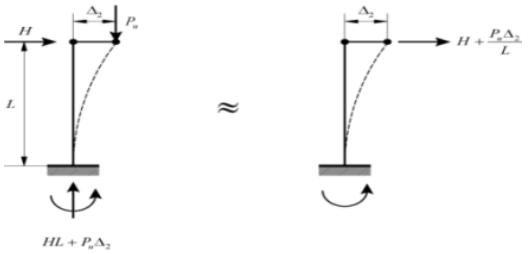


شکل ۷- تلاش‌های داخلی در حالت انتقال جانبی آزاد

برای آنالیز مرتبه دوم مطابق شکل ۸ داریم:

$$\Delta_2 = \frac{(H + P_u\Delta_2)L^3}{3EI} = \frac{HL^3}{3EI}\left(1 + \frac{P_u\Delta_2}{HL}\right) \rightarrow \Delta_2 = \Delta_1 + \frac{P_u\Delta_1\Delta_2}{HL}$$

$$\Delta_1 = \left(1 - \frac{P_u\Delta_2}{EL}\right)\Delta_2 \rightarrow \Delta_2 = \frac{\Delta_1}{\left(1 - \frac{P_u\Delta_1}{HL}\right)} = (AF)\Delta_1$$



شکل ۸- تعیین ضریب تشدید تلاش‌های داخلی در حالت انتقال جانبی آزاد

بنابراین برای حالتی که قاب دارای انتقال جانبی است ضریب تشدید کننده برابر خواهد بود:

$$AF = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u\Delta_1}{HL}\right)}$$

که مطابق AISC-360-05 برابر خواهد بود با:

$$B_2 = \frac{1}{\left[1 - \frac{\alpha\sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}\right]} \geq 1$$

که $\sum P_{e2} = R_M(\sum H)L/\Delta_H$ است. در تعیین $\sum P_{e2}$ مقدار K_2 که ضریب طول موثر در صفحه خمش بدون ممانعت در مقابل انتقال جانبی قاب است(در حالت حدی $\alpha = 1$ و در تنش مجاز $\alpha = 1.6$) و R_M نمایانگر اثر $P-\delta$ میباشد که مقدار آن برای قاب های مهار شده ۱ و برای سایر موارد ۰.۸۵ میباشد.

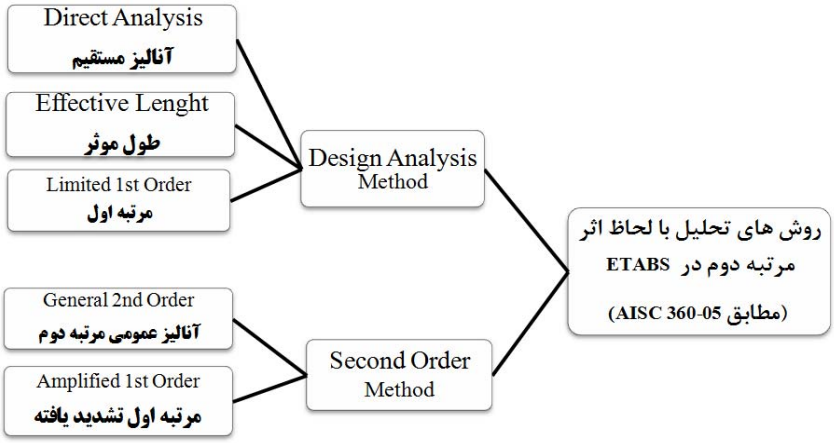
.در نهایت برای تعیین مقدار لنگر و نیروی محوری تشدید یافته خواهیم داشت:

$$M_r = B_1M_{nt} + B_2M_{lt} \qquad P_r = P_{nt} + B_2P_{lt}$$

که در این روابط P_{nt} و M_{nt} ناشی از اثر $P-\delta$ و P_{nL} و M_{nL} ناشی از اثر $P-\Delta$ است و می‌توان در صورتی که بارگذاری قائم تغییرمکان جانبی قابل ملاحظه‌ای نداشته باشد، M_{nt} را از تحلیل قاب برای بارهای قائم و M_{nl} را از تحلیل قاب برای بارهای جانبی تعیین نمود.

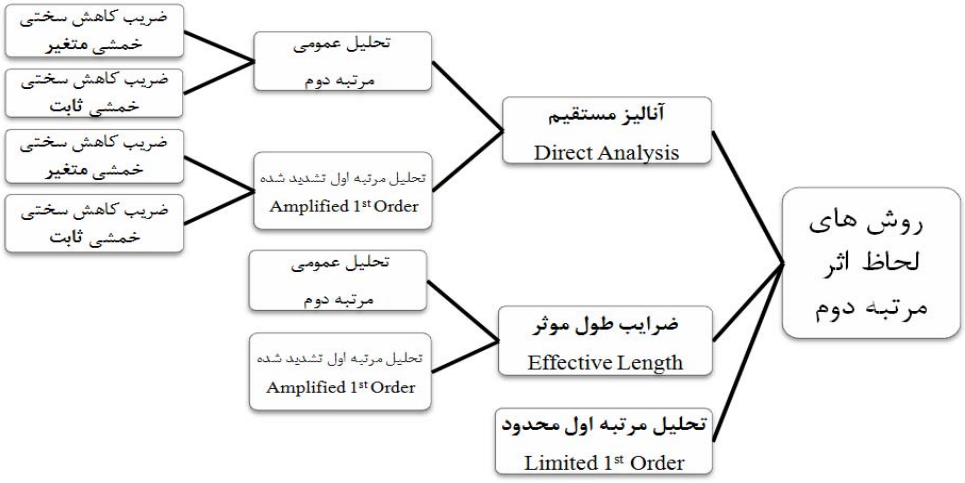
ویژگی های انواع روش های آنالیز پایداری در AISC 360-05:

انواع روش‌های تحلیل مطابق AISC 360-05 در شکل ۹ نشان داده شده است. (محدودیت‌های مندرج در بندهای C-2-1، C-2-2 و پیوست 7 آیین‌نامه AISC 360-05)



شکل ۹- روش های تحلیل با لحاظ آثار مرتبه دوم طبق AISC 360-05 در ETABS

به طور پیش‌فرض در تمام حالات می‌توان سازه را با روش آنالیز مستقیم با حساب محدودیت‌های سختی تحلیل کرد مگر آنکه $B_2 \leq 1.5$ باشد که در این صورت می‌توان یکی از سه روش آنالیز مستقیم، مرتبه اول تشدید یافته یا مرتبه اول بدون نیاز به تشدید نیرو به کار برده شود.با توجه به آنکه از میان روش‌های آنالیز مرتبه دوم تنها در تحلیل آنالیز مستقیم امکان انجام تحلیل با دو نوع سختی ثابت و سختی کاهش یافته اعضا امکان‌پذیر می‌باشد، بنابراین به طور کلی مطابق شکل ۱۰ ، ۷ روش لحاظ آثار مرتبه دوم مطابق AISC 360-05 در ETABS خواهیم داشت.



شکل ۱۰- روش های تحلیل با لحاظ آثار مرتبه دوم طبق AISC 360-05 در ETABS

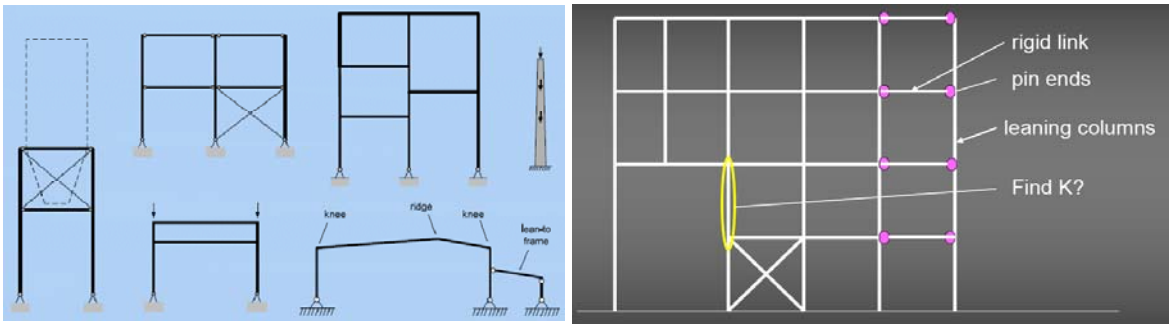
۴-۱-۲-۱- ویژگی ها و معایب روش طول موثر

مطابق آیین‌نامه AISC360-05 تنها در صورت برقراری شرط $B_2 \leq 1.5$ (نسبت جابجایی ثانویه به جابجایی اولیه) مجاز به استفاده از روش طول موثر خواهیم بود چراکه در غیر این صورت آنالیز طول موثر منجر به تعیین نیروهای داخلی ناچیزی برای اعضای سازه می شود. کنترل این شرط منجر به سخت تر شدن مراحل آنالیز می شود چراکه میبایست ابتدا برای ضریب B2 مقداری کمتر از ۱.۵ فرض کنیم و پس از آنالیز صحت مقدار ضریب فرض شده کنترل می شود.

- آنالیز پایداری با روش طول موثر به جهت لزوم محاسبه K برای هر عضو جهت تعیین طول موثر کمانشی ستون و سپس بررسی آنالیز پایداری با سرعت کمی همراه است ضمن اینکه همواره در تعیین ضریب K با مشکلات و پیچیدگی هایی برای موارد خاص روبرو هستیم که روند آنالیز را با مشکل روبرو می سازد. همچنین برای تعیین مقدار K اعضای قاب سازه فرضیاتی مبنی بر گیرداری کامل یا مفصلی کامل دوسر ستون برقرار است که با واقعیت اندکی تفاوت دارد همچنین تعیین K در مواردی نیز همانند ستون های مشخص شده در شکل ۱۱ با مشکل روبرو است.
- در روش طول موثر اعضایی که مقاومت محوری اویلر F_{ei} کوچکی دارند از رابطه زیر میبایست ضریب طول موثر K بزرگی دارند :

$$F_{ei} = \frac{\pi^2 E}{\left(KL_i / r_i\right)^2} \rightarrow K_i = \sqrt{\frac{(\pi^2 E)/(L_i/r_i)^2}{F_{ei}}}$$

ممکن است عضوی که بارهای محوری زیادی به آن وارد می شود از طرف سایر اعضا به نحوی گیردار باشد طوریکه کمانش نیابد اما مطابق رابطه بالا مقدار K_i ارضا نخواهد شد.که تفاوت این دو حالت در حال حاضر توسط نرم افزار نیاز به قضاوت مهندسی دارد تا از درنظر گرفتن مفدار زیاد و غیر واقعی برای K_i جلوگیری شود..



شکل ۱۱- نمونه ای از ستون هایی که تعیین K برای آنها با مشکلاتی روبروست

- یکی از انتقاد ها به این روش این است که چون بر مبنای تحلیل کشسان حالات ایده آل استوار است نمی تواند برای تخمین رفتار پایداری سیستم های واقعی مورد اعتماد باشد. به علاوه بررسی های متعدد نشان داده است که پایداری جانبی یک قاب و یا یک طبقه منفرد به جای آنکه با یک ستون تامین شود با رفتار جمعی تمامی ستون ها کنترل می شود.بنابراین چنانچه قرار باشد گسیختگی ناشی از پایداری رخ دهد، کل طبقه بایستی به صورت جسمی واحد فرو بریزد.
- در روش طول موثر اثر اندرکنش نیروهای اعضا در سیستم سازه ای نامشخص است چراکه در این روش اساس تحلیل بر فرض گسیختگی در مود کمانش الاستیک سازه است که بر پایه تعیین K تک تک اعضا می باشد در حالیکه مود گسیختگی سازه ممکن است الاستیک نباشد که در این صورت مقاومت و پایداری سازه ممکن است دقیق بدست نیاید [28-27].
- کاهش سختی به جهت تنش های پسماند اعضای سازه ای و تسلیم شدگی مصالح سازه ای در روش طول موثر به صورت غیر مستقیم و با لحاظ در منحنی مقاومت فشاری ستون AISC ، لحاظ در ضریب طول موثر کمانشی KL و نیروی کمانش خمشی F_e منظور می شود.
- در روش طول موثر بارهای خیالی تنها در ترکیبات بار حاوی بارهای ثقلی اضافه می شود.
- جهت استفاده از این روش در حال حاضر با نسخه های کنونی نرم افزار های طراحی سازه همچون ETABS-SAP به جهت عدم امکان محاسبه ضریب B2 ستون ها توسط نرم افزار مطابق توضیحات بند ۳-۲-٦ ، جهت کنترل $B_2 \leq 1.5$ عملا استفاده از این روش با سختی و معضلاتی همراه بوده است.
- تحقیقات مراجع مختلف از قبیل Surovek-Maleck and White, 2004a and 2004b نشان می دهد که روش طول موثر بخصوص برای سیستم های قابی متقارن با درجه نامعینی کم با نسبت بار ثقلی به جانبی زیاد می تواند منجر به نتایج غیر محافظه کارانه ای شود.

۴-۱-۲-۲- ویژگی ها و معایب روش مرتبه اول محدود شده

- در این روش مقدار K ستون ها برابر ۱ منظور می شود.
- همانند روش طول موثر شرط استفاده از این روش مقدار $B_2 \leq 1.5$ است بنابراین وقت بیشتری از کاربر جهت کنترل این پارامتر می برد.

- شرط استفاده از این روش اینست که مقاومت فشاری مورد نیاز برای اعضایی که در پایداری جانبی نقش دارند میبایست از نصف مقاومت تسلیم اعضا کمتر باشد.
- همانند روش طول موثر محدودیت های موجود در این روش باعث می شود رو به روشی سریع تر و دقیق تر در آنالیز پایداری سازه ها بخصوص سازه های بلند(که اثر مرتبه دوم در آن حیاتی تر است) آورده شود.
- به جهت کنترل $P_u < 0.5P_y, B_2$ قبل از آنالیز دردسر آنالیز بیشتر می شود ضمن اینکه بارهای فرضی جانبی از ۱.٤ تا ۲.۱ برابر بارهای فرضی جانبی در حالت آنالیز مستقیم می باشد بنابراین طرح در این حالت تا اندازه زیادی محافظه کارانه خواهد بود.

ویژگی ها و مزایای روش آنالیز مستقیم

- از بین روش های موجود، روش آنالیز مستقیم روش نسبتا جدید آیین‌نامه AISC جهت لحاظ اثر مرتبه دوم با لحاظ اثرات کاهش سختی محوری وخمشی ناشی از تنش های پسماند موجود در اعضای سازه ای و تسلیم شدگی مصالح می‌باشد که در دو حالت سختی متغیر و سختی کاهش یافته قابل تعریف است.
- در این روش ضرایب کاهش سختی محوری و خمشی که در جهت اطمینان میتواند برای همه اعضای سازه اعمال شود حالت تشدید کننده و محافظه کارانه ای در آنالیز نسبت به قبل ایجاد کرده است.
- روش آنالیز مستقیم در هر دو صورت برقراری شرط $B_2 < 1.5, B_2 \geq 1.5$ (نسبت جابجایی ثانویه به جابجایی اولیه)، قابل استفاده است بنابراین به عنوان روش جامع برای لحاظ اثر مرتبه دوم شناخته می‌شود و چون بخصوص در صورت استفاده از روش $P-\Delta$ که نیازی به محاسبه B2 ندارد، برای استفاده از این روش در نرم افزار با مشکل کمتری روبرو هستیم.
- مطابق تحقیقات صورت گرفته توسط .Lu et al., 2009; Surovek and Ziemen,2005 در اینده برای استفاده در حالت آنالیز غیر الاستیک می تواند توسعه داده شود بنابراین این روش آنالیز برای هر دو نوع آنالیز الاستیک و غیر الاستیک قابل قبول میباشد.

آنالیز مستقیم برای همه نوع سیستم سازه ای قابل اعمال است و نیروهای داخلی به مقدار دقیق تری محاسبه می شود.در روش آنالیز مستقیم نسبت به طول موثر تیرو و ستون اقتصادی تر طرح می شوند.

در صورت انجام تحلیل آنالیز مستقیم، نیازی به کنترل طبقه مهار شده و نشده برای سازه‌ها نیست. در این روش ضریب K برای همه ستون‌ها برابر 1 انتخاب می‌شود.

انجام آنالیز مستقیم توسط کاربر ساده‌تر و سریع‌تر از روش ضریب طول موثر می‌باشد.

در روش آنالیز مستقیم لحاظ اثرات عیوب هندسی اعضا ، رفتار غیر الاستیک سازه و لحاظ ضریب اطمینان برای مقاومت سازه به صورت کاهش سختی مصالح سازه اعمال میباشد در صورتیکه اعمال همه این آثار برای مقاومت عضو با لحاظ K=1 اعضا درنظر گرفته می شود.

در روش آنالیز مستقیم کاهش سختی به جهت تنش های پسماند اعضای سازه ای، تسلیم شدگی مصالح سازه ای، تسلیم شدگی در ستون های لاغر یا سخت شدگی غیر الاستیک در ستون های کوتاه ، به صورت مستقیم و با ضریب کاهشی 0.8 برای سختی محوری EA برای اعضای فشاری و کاهش سختی خمشی $EI=0.8\tau_b EI$ برای اعضای خمشی منظور می شود.

در روش آنالیز مستقیم به جهت لحاظ اثرات ناشاقولی ستون ها بارهای خیالی در حالت کلی در همه ترکیبات بار حتی ترکیبات بار حاوی بارهای جانبی افزوده می شود تنها در حالتی که $B_2=\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}\le 1.5$ باشد تنها مجاز به افزودن بارهای خیالی در ترکیبات بار ثقلی تنها میباشیم.

در طرح غیر الاستیک غیر خطی سازه از آنالیز مستقیم به نحو ساده تری می توان استفاده کرد بنابراین برای طرح لرزه ای سازه دقیق ترین روش در دسترس میباشد[30-29] .

به صورت خلاصه مقایسه این دو روش در جدول ۱ آورده شده است:

جدول ۱ – مقایسه روش های طول موثر ، آنالیز مستقیم و مرتبه اول محدود شده

ویژگی	روش طول موثر (ELM)	آنالیز مستقیم (DAM)	مرتبه اول محدود شده(LFM)
روش آنالیز	مرتبه دوم	مرتبه دوم	مرتبه اول محدود شده (تشدید با B1)
محدودیت	$B_2 \le 1.5$	در همه حالات	$B_2 \le 1.5, \alpha P_r \le 0.5 P_y$
بارهای خیالی جانبی Notional Load	تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی $\Delta=0.002L$	اگر $B_2>1.5$ در همه ترکیبات بار	$2.1\left(\Delta/L\right)Yi \ge 0.0042\,Yi$ تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی
		اگر $B_2 \le 1.5$ تنها در ترکیب	

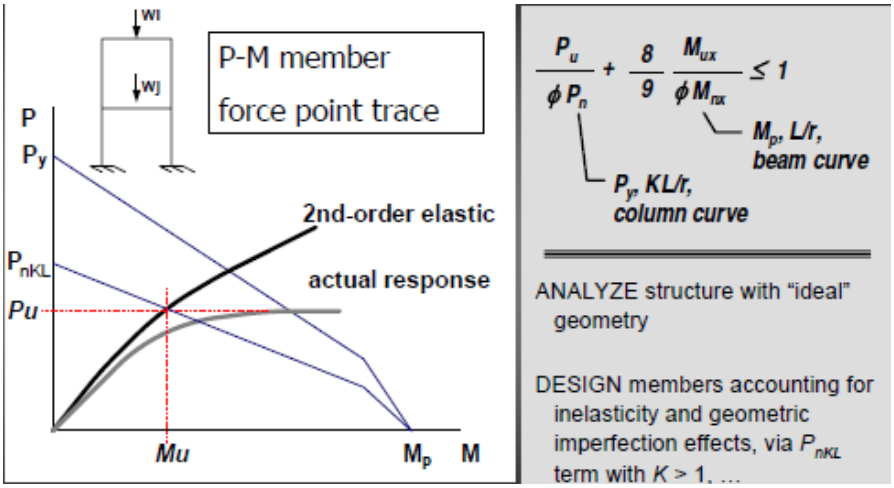
	بارهای حاوی بار ثقلی $\Delta = 0.002L$		
سختی موثر	$EI = 0.8\tau_b EI$ و $EA^* = 0.8EA$	واقعی (لحاظ کاهش در منحنی مقاومت ستون)	واقعی
مقاومت فشاری موثر	P_n بر اساس L (K=1)	P_n بر اساس KL اگر $B_2 \le 1.1$ ← K=1	P_n بر اساس L (K=1)

با فرض اینکه $B_2 \le 1.5$ که شرط استفاده از روش طول موثر است، در روش آنالیز مستقیم اثرات تنش های پسماند و تسلیم شدگی مصالح به صورت ضرایب کاهش سختی محور و خمشی اعضا معرفی می شود اما در روش طول موثر این آثار با اعمال ضریب افزاینده لاغری K بزرگتر از 1 و متعاقب آن کاهش مقاومت فشاری ستون ها اعمال می شود(در هر دو روش نیازی به لحاظ بارهای جانبی خیالی در ترکیبات بار شامل بارهای جانبی نیست). در نتیجه می توان گفت روش آنالیز مستقیم در حال حاضر نسبتا کامل‌ترین و ساده ترین روش آنالیز پایداری می‌باشد که در آن اثرات کاهش سختی محوری و خمشی ناشی از تنش‌های پسماند به صورت مستقیم و اثرات ناشاقولی هندسی ستون ها با لحاظ بارهای جانبی فرضی دیده می شود.

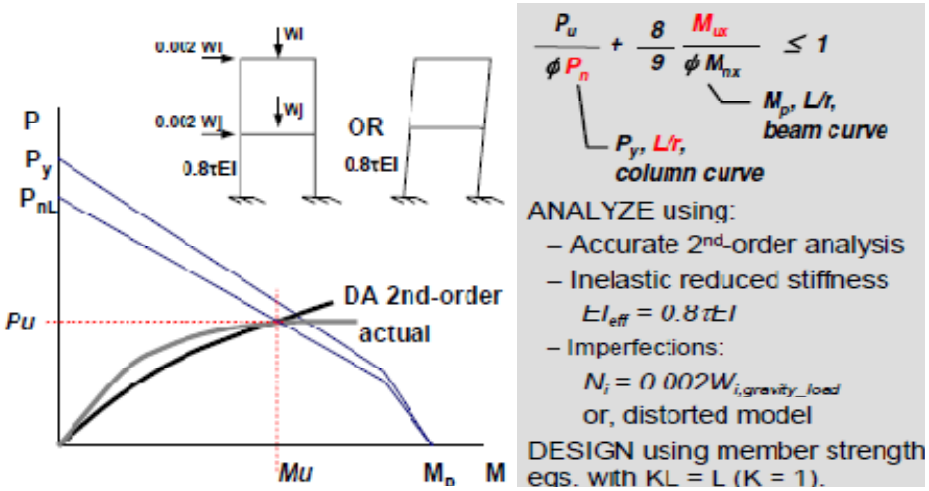
در همه روش ها برای کنترل دریفت میبایست از تشدید نیروها در حالت استفاده از بار های بهره برداری(بدون ضریب) استفاده شود.

به طور خلاصه:

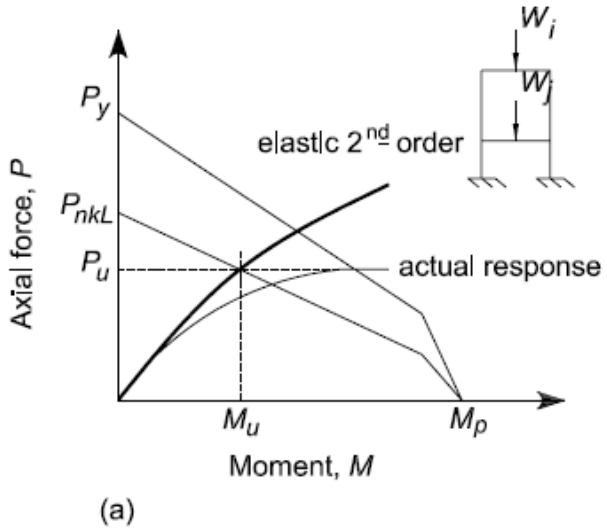
در روش سنتی طول موثر:

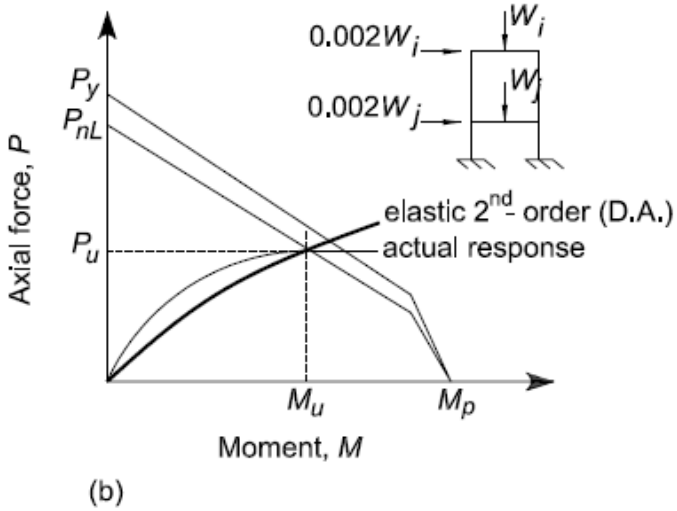


و در روش آنالیز مستقیم:



شکل ۱۲- تفاوت دو روش طول موثر و آنالیز مستقیم





شکل ۱۳- مقایسه اندرکنش نیروهای تیر ستون در a) روش طول موثر و b) روش آنالیز مستقیم

استفاده از اثر $P-\delta$درآنالیز مستقیم نسبت به سایر روش های آنالیز پایداری می تواند تاثیر بیشتری در نتیجه آنالیز داشته باشد از این رو لحاظ این اثر در نتیجه آنالیز پایداری مهم و حیاتی است و تنها زمانی می توان از استفاده $P-\delta$ در آنالیز صرفنظر کرد که $\alpha P_r < 0.15 P_e$ باشد

مقدار تنش های پسماند در مقاطع W شکل مقدار حداکثر $0.3F_y$ برای نوک بال و توزیع در مقطع بنا بر الگوی توزیع تنش پسماند Lehigh میباشد

در شکل ۱۳ که از AISC-2005-Comentary برداشت شده است مقایسه دو روش آنالیز طول موثر و آنالیز مستقیم به صورت نتایج حاصل از منحنی اندرکنش نیروهای محوری خمشی تیر–ستون ها نشان داده شده است:

ویژگی ها و مزایای انواع روش های لحاظ اثرات مرتبه دوم

طبق AISC 360-05 برای لحاظ اثرات ثانویه دو روش کلی مرتبه اول تشدید شده با ضرایب B1 , B2 و روش عمومی مرتبه دوم$(P-\Delta)$ موجود میباشد:

- در روش مرتبه اول تشدید شده ضرایب B1 , B2 بر اساس مدل ساده شده ای از قاب مهارشده بدون انتقال جانبی و مهارنشده با انتقال جانبی تعیین می شوند که مطمئنا نمی توانند رفتار کلی سازه فلزی بخصوص سازه های بلند را به خوبی لحاظ کند ضمن اینکه مطابق توضیحات بند ۳–۲–٦ در حال حاضر تعیین ضریب B2 به صورت دستی کمی مشکل میباشد به علاوه فعلا نرم افزارهای طراحی سازه در تعیین این ضریب ضعف اصلی دارند.
- اما در مقابل روش عمومی تحلیل برای همه حالات قابل تعریف است و بخصوص اینکه در استفاده از این روش در نرم افزار ها با مشکلی روبرو نیستیم.

اثر مرتبه دوم یک تحلیل غیر خطی به حساب می رود بنابراین اصل جمع آثار(سوپر پوزیشن) مرتبه دوم در این روش امکان پذیر نیست.همچنین به جهت رفتار غیر خطی لازم است که آنالیز مرتبه دوم برای هر نوع باری که در طراحی سازه استفاده شده انجام شود.

روش های آنالیز پایداری مطابق AISC 360-2010

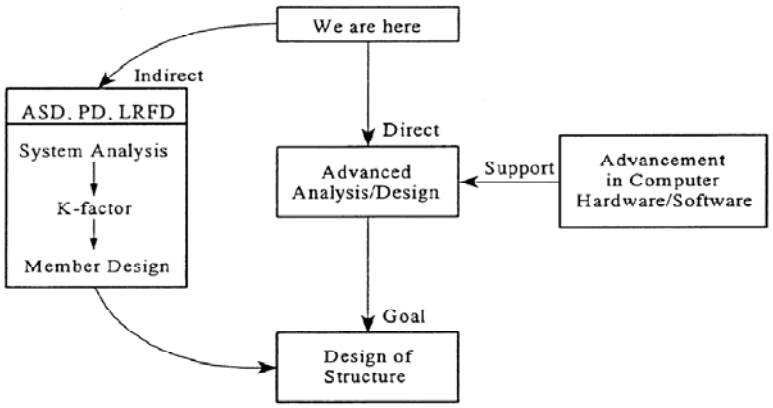
در AISC 2010 روش آنالیز مستقیم که در پیوست 7 آیین نامه AISC 360-05 منتشر شده جای روش سنتی ضرایب طول موثر را که در Chapter C این آیین نامه موجود است، گرفته است وبه عنوان روش

پیش‌فرض و اصلی آیین‌نامه جهت لحاظ اثر مرتبه دوم سازه‌های فلزی معرفی شده است ضمن اینکه از بین روش های سنتی لحاظ اثر مرتبه دوم روش ضرایب تشدید لنگر به پیوست ۸ آیین نامه AISC-2010 منتقل شده است.

جدول ۲=تغییرات کلی صورت گرفته در AISC 2010 نسبت به AISC 2005

	2005	2010
Member Stability	C1.2	C3
Direct Analysis Method	Appendix 7	1.51
Effective Length Method	C2.2a	Appendix 7 (7.2)
First- Order Analysis Method	C2.2b	Appendix 7 (7.3)
Approximate second- Order Analysis (B1,B2)	C2.1b	Appendix 8

در واقع در نسل جدید آیین نامه ها روش های آنالیز پایداری به دو دسته روش آنالیز مستقیم و روش آنالیز غیر مستقیم تقسیم می شود. روش های طول موثر و مرتبه اول محدود شده جزو روش های غیر مستقیم میباشند و زمانی استفاده می شوند که آثار مرتبه دوم روی سازه خیلی زیاد نباشد یا ممکن است نادیده گرفته شود.در این ویرایش از آیین نامه عملا برای این دو روش محدودیت های شدیدتر وضع شدند تا ترجیح داده شود از روش آنالیز مستقیم که در این ویرایش به عنوان پیشفرض آیین نامه معرفی شده است استفاده شود.



برای آنالیز و طراحی مطابق AISC-360-2010 یک فرآیند چرخه ای برای مقاومت و پایداری قاب فولادی صادق است که در نتیجه آن احتمالا طرح غیر اقتصادی وسنگین تر خواهیم داشت چراکه آنالیز پایداری مطابق آیین نامه AISC-360-2010 اغلب منجر به تغییر مقاطعی می شود که قبلا در طراحی سازه جوابگو بودند. احتمالا اعضایی جوابگو نخواند بود که به همین خاطر نیاز به تغییر مقطع برای بعضی از اعضاست و طراحی میبایست دوباره برای مقطع جدید انجام گیرد.

آنالیز پایداری در سایر آیین نامه ها

مقایسه آنالیز پایداری در استاندارد های مختلف نشان می دهد که ضوابط پایداری مندرج در آیین نامه های آمریکا،استرالیا،کانادا و اروپا(AISC 2005,AS4100,CSA-S16-01,EuroCode3)در مواردی با یکدیگر مشابه هستند:

طول عضو:

- در همه ٤ استاندارد استفاده از طول واقعی K=1 عضو در قاب و بعضا $K>1$ برای کنترل پایداری تیر ستون اجازه داده می شود.
- تنها EuroCode برای کنترل پایداری اعضای قاب خمشی اجازه استفاده از $K<1$ را می دهد.

بار فرضی جانبی:

روش های مختلفی برای لحاظ آثار عیوب هندسی در این ٤ استاندارد آمده است(در همه آنها تنها اثر ناشاقولی در بارفرضی جانبی آورده شده است)

مقدار بار فرضی جانبی در ٤ استاندارد فوق عبارت است از:

- در AISC برای محاسبه آثار ناشاقولی اجازه استفاده از بار فرضی جانبی برابر $N_i = 0.002Y_i$ را می دهد و برای لحاظ آثار غیر الاستیک به جای استفاده از ضریب کاهشی τ اجازه افزایش بار فرضی را به میزان $0.001Y_i$ می دهد.(Y_i مجموع بار های ثقلی طبقهi)
- در CSA-S16-01 برای هر دو اثر ناشاقولی واثرات غیر الاستیک از بار های فرضی جانبی $0.005Y_i$ استفاده می شود.
- در AS4100 مقداری برابر $0.002Y_i$ به کار می رود.
- در EuroCode مقدار $0.005Y_i \sqrt{0.5\left(1+\frac{1}{m}\right)}\sqrt{\frac{2}{h}}$ میباشد(تاثیر مستقیم تعداد ستون های طبقهm و ارتفاع طبقهh در تعیین بارفرضی دیده می شود.)

نحوه مشارکت بار های فرضی جانبی در ٤ استاندارد فوق عبارت است از:

- در EuroCode , CSA در همه ترکیبات بار
- در AS تنها در ترکیبات بار شامل بار ثقلی
- و در AISC چنانچه $B_2>1.5$ در همه ترکیبات بار اگرنه تنها در ترکیبات بار شامل بار ثقلی

جهت اعمال بار فرضی جانبی در ٤ استاندارد فوق عبارت است از:

- در همه استاندارد ها به جز CSA بارهای فرضی جانبی میبایست در هر دو جهت وارد شود
- در CSA تنها در جهت قاب خمشی

سختی اصلاح شده:

- تنها در AISC از سختی جانبی کاهش یافته در کنار لحاظ طول واقعی عضو برای محاسبه اثرات غیر الاستیک استفاده می شود.
- در بقیه استانداردها کاهش سختی در آنالیز تنها با لحاظ طول واقعی عضو جبران می شود.

انعطاف پذیری قاب:

در همه استاندارد ها اهمیت اثرات مرتبه دوم با ضریب تشدید ممان B_2 معرفی می شود:

- در AISC,EuroCode زمانی از آنالیز مرتبه اول می توان استفاده کرد که $B_2 <1.5$ باشد.
- در AS4100 زمانی از آنالیز مرتبه اول می توان استفاده کرد که $B_2 <1.4$ باشد.
- در CSA گرچه در ویرایش های قبلی این استاندارد شرط $B_2 <1.5$ بوده اما در نسخه ۲۰۰۵ این آیین نامه این شرط حذف شده است.

روابط اندرکنش مقاومت اعضا:

- همه استاندارد ها بر مبنای استفاده از آنالیز مرتبه دوم الاستیک در تداخل با روابط اندرکنشی برای محاسبه پایداری قاب و تیر–ستون میباشند.
- مقدار مقاومت خمشی اسمی در همه استاندارد ها مشابه تعیین می شود.
- منحنی اندرکنشی در AISC , CSA همانند هم از سه منحنی تشکیل شده است.
- استاندارد های کانادا و استرالیا شامل روابط اندرکنشی مجزا برای کنترل مقاومت اعضا، مقاومت درون صفحه و مقاومت خارج از صفحه می باشند.

روش تنش مجاز ASD:

تنها در AISC استفاده از روش تنش مجازASD در کنار روش طراحی حالت حدی LRFD مجاز اعلام شده است. به خاطر بارهای بهره برداری وارده در حالت تنش مجاز میبایست این بارها هنگام استفاده در آنالیز مرتبه دوم برای توزیع نیروهای داخلی و ممان ها در ١.٦ ضرب شود. و پایداری قاب و اعضا با

استفاده از تقسیم نتایج نیروها وممان ها بر ۱.٦ و سپس استفاده از فرمت ASD برای روابط اندرکنشی حاصل می شود. که این تقسیم در صورت استفاده از ضریب B_2 با قراردادن $\alpha=1.6$ امکان پذیر است.

مراجع

[1] American Institute of Steel Construction Inc., Steel Construction Manual, 13th ed. 2005, Second Printing.
[2] CEN , Eurocode 3: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1,General Rules and Rules for Buildings, EN 1993-1-1, Comit´e Europ´een de Normalisation (CEN), European Committee for Standardization,Brussels, Belgium. 2005.
[3] CSA, Limit States Design of Steel Structures, CAN/CSA-S16-01, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada. 2001.
[4] SAA, Steel Structures, AS4100 Standards Association of Australia, Australian Institute of Steel Construction, Sydney, Australia. 1998.
[5] Jennifer Modugno ,"Application of the 13th edition AISC Direct Analysis Method to Heavy Industrial Structures" Thesis in Georgia Institute of Technology August 2010.
[6] Rutenberg, A. (1982), "Simplified P–Delta Analysis for Asymmetric Structures," ASCE J.Struct. Div., Vol. 108, No. ST9, pp. 1995–2013.
[7] Chen WF," Advanced analysis for structural steel building design",2008.
[8] Theodore V. Galambos Andrea E. Surovek, "Structurl Stability of Steel Concepts and Applications for Structural Engineers",John Wiley & Sons, Inc.,2008
[9] Ziemian, R.D. (ed), Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 6th Ed.,John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ. 2010 .