دانشگاه شهید باهنر کرمان
بخش مهندسی عمران

2nd
دومین کنفرانس سازه های جدار نازک
۲۵ و ۲۶ آبان ۱۳۸۴

آنالیز پایداری سازه‌های دیوار برشی کوپل

رضا رهگذر، حامد صفاری، محسن راتق
بخش مهندسی عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان، کرمان

چکیده

آنالیز پایداری سازه‌های دیوار برشی کوپل از دو نظر عمده قابل توجه است. اول آنکه نتایج این آنالیز را می‌توان به‌طور مستقیم در آنالیز مرتبه دوم به‌کار برد و دیگر آنکه از آنجا که این سازه‌ها به‌عنوان نماینده‌ای از مجموعه‌های مختلط خمشی هستند که در ترکیبی از مودهای خمشی و برشی تغییرشکل می‌دهند، لذا می‌توان نتایج آنرا به دیگر مجموعه‌های مهاربندی جانبی بسط داد. در این مقاله، روشی جهت آنالیز کمانشی سازه‌های دیوار برشی کوپل ارائه شده‌است. کمانش به مفهوم ناپایداری سازه در اثر بارهای وارده بر آن است که غالباً به‌صورت فشار بر سازه اعمال می‌شود. باید توجه داشت که نتایج حاصل از آنالیز کمانش که از اجزاء محدود به‌دست می‌آیند، نیازمند به استفاده از نرم‌افزارهای ویژه تحلیل سازه‌ها، استفاده از حجم وسیعی از ماتریس سختی و حل بلوک‌های حجیمی از معادلات همزمان می‌باشد، درصورتیکه در روش پیشنهادی فقط نیاز به شناخت هندسه سازه و مشخصات مصالح به‌کار برده شده است. در انتها نتایج حاصل از تئوری پیشنهادی با روش اجزاء محدود (نرم‌افزار Ansys) مقایسه شده است. در این تحقیق از روش آنالیز کمانش خطی در این نرم‌افزار استفاده شده‌است.

واژه‌های کلیدی: دیوار برشی کوپل، آنالیز کمانشی، آنالیز مرتبه دوم، تیرهای اتصال

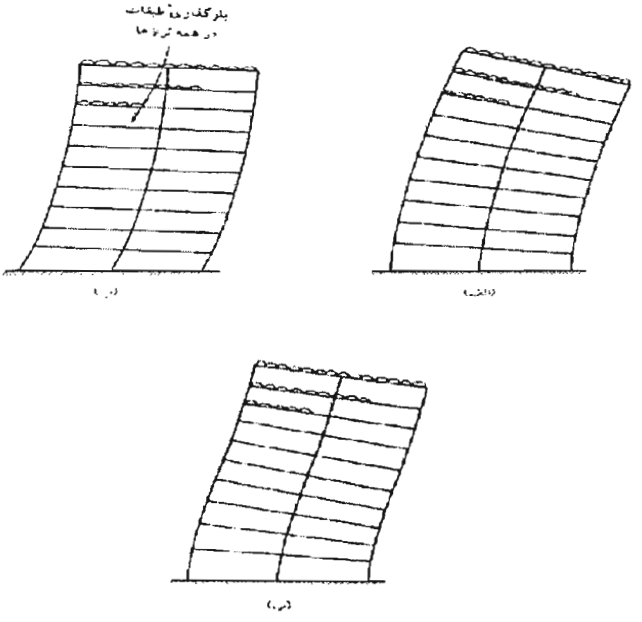
مقدمه

افزایش ارتفاع و استفاده از سازه‌های نرم باعث کاهش سختی و پایداری ساختمان‌های بلند شده است. کنترل اثرات ناشی از کاهش پایداری، یکی از موارد مهم در مراحل طراحی است. برای منظور نمودن اصول پایداری، علاوه بر کنترل هریک از اعضای تشکیل دهنده ساختمان، کل سازه نیز باید به‌عنوان یک مجموعه در نظر گرفته شود. طراحی مربوط به پایداری ستون‌های تکی، برای سازه‌های بلند و کوتاه یکسان است و معمولاً این مورد در آئین‌نامه‌های طراحی منظور گردیده است.

عموماً رفتار کلی یک ساختمان بلند، مشابه یک ستون طره‌ای با لاغری متوسط می‌باشد. ولی با در نظر گرفتن احتمال انعطاف‌پذیری برشی زیاد یا حتی تعیین‌کننده، رفتار این سازه‌ها با ستون‌های

سیویلیکا: مرجع دانش
www.civilica.com

سازه‌ای معمولی که در اصل رفتاری خمشی دارند، متفاوت خواهد بود. در نتیجه، مودهای احتمالی کمانش کلی سازه، فقط مود خمشی (شکل ۱- الف) نبوده، بلکه مود برشی (شکل ۱- ب)، و یا به احتمال زیاد ترکیبی از هردو می‌باشد (شکل ۱- پ). علاوه بر آن، این مودها، نه فقط در کمانش جانبی، بلکه در کمانش پیچشی یا پیچش عرضی سازه نیز ظاهر می‌شوند.



شکل ۱- مودهای مختلف جابجایی قاب‌ها

معمولاً کل بار قائم اعمالی در یک سازه بلند، بخش کوچکی از باری است که سازه تحت اثر آن کمانش می‌کند. لذا، در چنین حالتی احتمال انهدام وجود ندارد. یکی از مباحث مهم پایداری، اثرات ثانویه بارهای قائم بر تغییرمکان جانبی ناشی از بارهای قائم بر تغییرمکان جانبی ناشی از بارهای افقی، یا نقص اولیه سازه در جهت قائم می‌باشد. خارج از محوری قائم بارهای وزنی، باعث افزایش تغییرمکان‌های جانبی و لنگرهای اعضاء خواهد شد. در حالت بحرانی، این مسأله که اثر $P-\Delta$ نامیده می‌شود، ممکن است باعث انهدام گردد. معمولاً اثرات $P-\Delta$، یا بسیار کم و قابل صرفنظر کردن است و یا دارای مقادیر نسبتاً متوسطی است که در این حالت، با افزایش مقدار مختصری به ابعاد اعضاء، اثرات آنها در نظر گرفته خواهد می‌شود. ولی به هر حال، بهتر است که در طراحی هر سازه بلند، مشخص شود که اثرات $P-\Delta$ قابل ملاحظه هستند یا خیر و در صورت نیاز، در آنالیز و طراحی منظور گردند.در این مقاله روشی مبنی بر فرضیات محیط پیوسته جهت آنالیز کمانش کلی سازه‌ها و اثرات $P-\Delta$ ارائه می‌گردد.

سیویلیکا: مرجع دانش www.CIVILICA.com

آنالیز کمانش کلی سازه‌های دیوار برشی کوپل

تغییرشکل جانبی سازه‌های بلند ساختمانی تحت اثر زلزله یا باد با افزایش نیروی گرانشی افزایش می‌یابد، حتی اگر این نیروها خروج از مرکزیتی ایجاد نکنند. این اثر که به نام اثر $P-\Delta$ شناخته می‌شود و در سیستمهای سازه‌ای لاغر مشخص‌تر است. تنها روش جهت تعیین این اثر استفاده از نرم‌افزارهای کامپیوتری عمومی آنالیز دقیق می‌باشد. همچنین آنالیز تقریبی با استفاده از روش‌های تقریبی مرتبه اول مناسب مقدور می‌باشد[۱]. اگرچه این روش‌ها برای آنالیز اولیه در مراحل اولیه طراحی، زمانیکه تنها یک تقریب برای اثرات $P-\Delta$ مورد نیاز است، تضمین نشده‌اند. همانگونه که قبلاً هم اشاره شد، این تقریب‌ها معمولاً براساس فرمول‌های ضریب تشدید انجام می‌گیرند، که در آنها نیاز به دانستن بار بحرانی می‌باشد. یعنی:

$$y = y_0 \frac{1}{1+N/N_{cr}} \qquad (۱)$$

که y_0 و y، به‌ترتیب جابجائیهای مرتبه اول و دوم می‌باشند و N بار محوری (گرانشی) می‌باشد. همچنین، فرمول‌های اندرکنش برای محاسبه ظرفیت عضو در ترکیب خمش و نیروی محوری (تیرستون‌ها) معمولاً با در نظر گرفتن مشارکت ضریب تشدید همراه می‌باشد. این مسئله از آنجائیکه که معادله حاکم بر تیرهای ساندویچی با معادله دیفرانسیلی مشابه به‌دست می‌آید، مشهود است. تعیین مقدار N_{cr} برای سازه‌های دیوار برشی کوپل، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

تعیین بار محوری گسترده یکنواخت بحرانی سازه‌های دیوار برشی کوپل و سازه‌های قاب دیوار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است ولی تابحال در این زمینه مطالعات اندکی انجام شده است. نتایج این مطالعات برای دامنه محدودی از پارمترهای سختی در مرجع [۲]، که به بررسی مسایل مجزایی با ماتریس سختی هندسی ترکیبی با روابط نرمی پرداخته، پیشنهاد شده‌است. در مرجع [۳] حد بالای نیروی بحرانی را برای دامنه وسیعی از پارامترهای حاکم را با استفاده از روش مانده‌های ریلی، پیشنهاد کرد، که در این روش تابع تغییرشکل سازه‌های دیوار برشی کوپل تحت بارگذاری افقی یکنواخت به عنوان تابع جابجایی فرض شده‌است. اگرچه نتایج این روش در حال حاضر در دسترس نیستند.

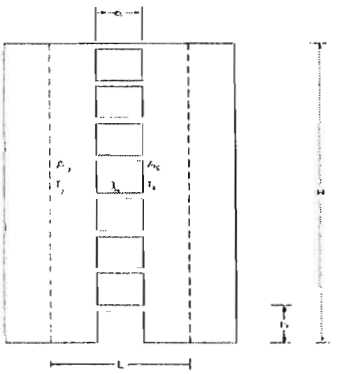
همانگونه که در بالا ذکر شد، روش‌های گوناگونی جهت حل مسأله کمانش سازه‌های دیوار برشی کوپل انجام شده است. هدف اصلی این فصل ارائه روشی بسیار ساده جهت محاسبه حد پائین بار بحرانی گسترده یکنواخت بر اساس تعیین جوابهایی جهت حل معادله دیفرانسیل حاکم بر جابجائی این سازه‌هاست. سپس مقایسه‌ای با نتایج واقعی بدست آمده با

سیویلیکا: مرجع دانش
www.civilica.com

روش آنالیز تفاضل‌های محدود برای چندین مقدار از پارامترهای سختی حاکم بر جابجائی دیوار برشی ارائه شده‌است.

فرمول‌بندی روش پیشنهادی

یک سازه دیوار برشی کوپل را که دارای خصوصیات یکسان در ارتفاع خود می‌باشد، در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل۲- نمای یک دیوار برشی کوپل

زمانیکه مطابق با فرضیات محیط پیوسته تیرهای کوپل کننده را با محیطی پیوسته و تراکم‌ناپذیر جایگزین کنیم، معادله دیفرانسیل حاکم بر رفتار ساختمان را می‌توان به‌صورت زیر نوشت:

$$\frac{d^4y}{dx^4} - \alpha' \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{EI}\left(\frac{d^2M}{dx^2} - r\alpha' M\right) \qquad (۲)$$

که y تغییر شکل جانبی، M مجموع ممان واژگونی و EI سختی خمشی می‌باشد. دیگر پارامترها به صورت زیر تعریف می‌شوند.

$$\alpha' = \frac{12 I_c l^2}{h a^3 I}(1+r)\ , \quad r = \frac{AI}{A_1 A_2 l^2} \qquad (۳)$$

و

$$A = A_1 + A_2\ , \quad I = I_1 + I_2 \qquad (۴)$$

که I_i و I_c بترتیب ممان اینرسی دیوارها و تیرهای اتصالی و A_i سطح مقطع هریک از دیوارها می‌باشد. شرایط مرزی نیز معمولاً به‌صورت زیر فرض می‌شوند:

$$y_{(0)} = y'_{(0)} = y'''_{(0)} = y''_{(H)} = y'''_{(H)} - \alpha' y'_{(H)} - \frac{r\alpha'}{EI}\int_0^H M\,dx = 0 \qquad (۵)$$

سیویلیکا: مرجع دانش www.CIVILICA.com

فرض می‌شود که انتهای آزاد در $(x=H)$ بارگذاری نشده‌است. یعنی: $M_{(H)}=(dM/dx)_{(H)}=0$. با بررسی مسئله کمانش یک سازه دیوار برشی کوپل یکنواخت معادلات (۲) و (۵) هنوز برقرارند ولی بار جانبی معادل q را می‌توان به‌صورت تابعی از جابجائی نوشت[۴]:

$$q=-\frac{dS}{dx}=-[\,p_c(H-x)y']' \qquad (۶)$$

که S نیروی برشی و p_c بار بحرانی گسترده یکنواخت می‌باشد.

با جاگذاری رابطه (۶) در معادلات (۲) و (۵) و انجام تغییر متغیری به صورت $\phi=dy/dx$، معادله دیفرانسیل حاکم را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{d^4\phi}{dx^4}-\alpha'\frac{d^2\phi}{dx^2}=-\frac{p_c}{EI}\left[(H-x)\frac{d^2\phi}{dx^2}-2\frac{d\phi}{dx}-r\alpha'(H-x)\phi\right] \qquad (۷)$$

و برای شرایط مرزی مربوطه داریم:

$$\phi_{(0)}=\left(\frac{d^2\phi}{dx^2}\right)_{(0)}=0 \qquad (۸\text{-الف})$$

$$\left(\frac{d^2\phi}{dx}\right)_{(H)}=0,\quad \left(\frac{d^3\phi}{dx}\right)_{(H)}=\frac{p_c}{EI}\phi_{(H)} \qquad (۸\text{-ب})$$

معمولاً بهتر است تا معادله دیفرانسیل حاکم و شرایط مرزی را به‌صورت بدون بعد بیان نمود. لذا با تغییر متغیری به‌صورت $z=x/H$ و $\psi=\phi/H$ داریم:

$$\frac{d^4\psi}{dz^4}-\alpha\frac{d^2\psi}{dz^2}=-\lambda\left[(1-z)\frac{d^2\psi}{dz^2}-2\frac{d\psi}{dz}-r\alpha(1-z)\psi\right] \qquad (۹)$$

$$\psi_{(0)}=\left(\frac{d^2\psi}{dz^2}\right)_{(0)}=0 \qquad (۱۰\text{-الف})$$

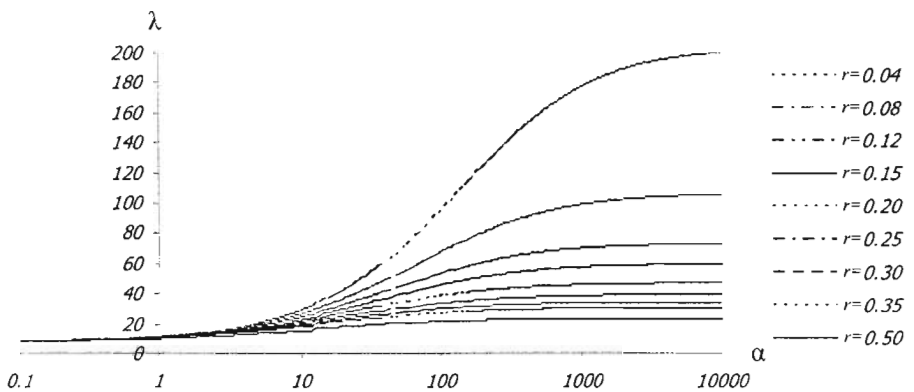
$$\left(\frac{d\psi}{dz}\right)_{(z=1)}=0,\quad \left(\frac{d^3\psi}{dz^3}\right)_{(z=1)}=\lambda\psi_{(z=1)} \qquad (۱۰\text{-ب})$$

که: $\alpha=\alpha' H^2$ و $\lambda=\dfrac{p_c H^3}{EI}$.

سیویلیکا: مرجع دانش www.CIVILICA.com

حل معادله و ارائه روابط پیشنهادی

حل بسته معادله فوق از نظر تئوری ریاضی تقریباً غیر ممکن است. ولی براساس دامنه مورد کاربرد برای پارامترهای سختی امکان‌پذیر است. چنانچه قبلاً هم ذکر شد، هدف این مقاله ارائه فرمولهایی جهت تعیین مقدار ویژه (بار بحرانی) در فرمولاسیون بدست آمده است. بدین منظور یک برنامه کامپیوتری حل معادلات دیفرانسیل با استفاده از روش تفاضل‌های محدود جهت حل این معادله همراه با شرایط مرزی هندسی و تعادل آن استفاده شده‌است. از آنجا که عملاً در محدوده‌های کاربردی مقدار عددی پارامتر $0<r<0.5$ می‌باشد و α نیز از مقدار معینی در سازه‌های کاربردی تجاوز نمی‌کند، لذا بر اساس نتایج بدست آمده از نرم‌افزار ریاضی (*Maple*)، نمودار زیر را می‌توان جهت تعیین مقدار ویژه این معادله در دامنه معرفی شده، به‌کار برد. نهایتا روابط (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) را برای کاربرد در عمل می‌توان پیشنهاد نمود. قابل ذکر است زمانیکه سازه دیوار برشی کوپل به‌عنوان یک تیر طره‌خمشی ساده بررسی می‌شود، عبارت $EI(1+r)/r$ معرف سختی خمشی است.



شکل ۲- نمودار تعیین مقادیر ویژه جهت تعیین بار بحرانی کمانشی سازه های دیوار برشی کوپل

و با ساده سازیهای انجام شده می‌توان فرمول‌های زیر را برای دامنه‌های ذکر شده به‌کار برد.

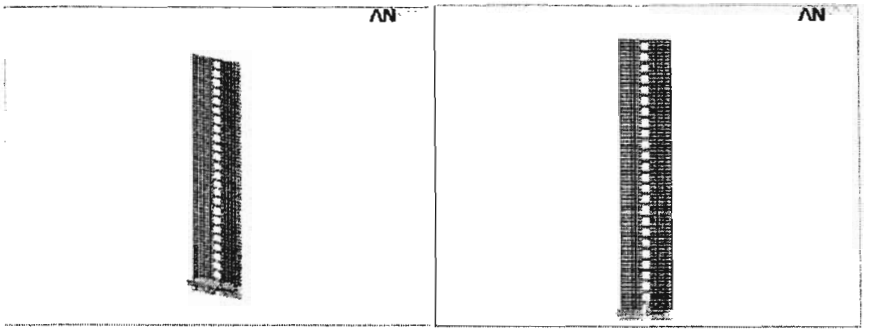
$$if\ \alpha<2.25 \qquad \lambda=\frac{61.42(1+r)[1+0.4\alpha]}{7.837(1+r(1+0.4\alpha))} \tag{۱۱}$$

$$if\ 2.25<\alpha<12.25, \lambda=\frac{7.837(1+r)[\alpha+2.35\alpha^{2/3}+3.65\alpha^{1/3}+0.33\alpha^{1/2}+2.61]}{7.837+r[\alpha+2.35\alpha^{2/3}+3.65\alpha^{1/3}+0.33\alpha^{1/2}+2.61]} \tag{۱۲}$$

$$if\ \alpha>12.25 \qquad \lambda=\frac{7.837(1+r)[\alpha+2.35\alpha^{2/3}+3.65\alpha^{1/3}+4.3]}{7.837+r[\alpha+2.35\alpha^{2/3}+3.65\alpha^{1/3}+4.3]} \tag{۱۳}$$

سیویلیکا: مرجع دانش
www.CIVILICA.com

مطالعات عددی



شکل۳- یک دیوار برشی کوپل یکنواخت مدل شده در Ansys

جهت مقایسه روش‌های پیشنهادی و مشخص کردن میزان دقت هریک از روش‌های فوق، سازه مورد نظر را با استفاده از روش سختی، از نرم‌افزار *Ansys*، جهت آنالیز مودال و آنالیز کمانشی سازه‌های دیوار برشی کوپل استفاده شده‌است. المانی که در مدل‌سازی دیوارها استفاده شده‌است، المان *Solid* (8 *node* 82) می‌باشد و جهت تیرها از المان *Beam* (2*D elastic* 3) استفاده شده تا در انتهای خود قادر به ایجاد ممان باشد. پس از آنالیز سازه‌های دیوار برشی کوپل از این ممان جهت طراحی تیرهای اتصال استفاده می‌شود.

جدول ۱- مقایسه نتایج تئوری موجود با *Ansys*

α	روش‌ها	مقدار λ به ازاء مقادیر مختلف r					
		$r=$ ۰/۳۱۶	$r=$ ۰/۲۵۰	$r=$ ۰/۱۹۰	$r=$ ۰/۱۳۶	$r=$ ۰/۰۸۷	$r=$ ۰/۰۴۲
۰/۰۶	FEM	۷/۹۸	۷/۹۹	۷/۹۹	۸/۰۰	۸/۰۱	۸/۰۲
	Theory	۷/۹۸	۷/۹۹	۷/۹۶	۸/۰۰	۸/۰۱	۸/۰۲
۱	FEM	۹/۸۹	۱۰/۰۲	۱۰/۱۶	۱۰/۳۱	۱۰/۴۶	۱۰/۶۱
	Theory	۹/۸۸	۱۰/۰۲	۱۰/۱۶	۱۰/۳۱	۱۰/۴۶	۱۰/۶۱
۱۰	FEM	۱۸/۲۳	۱۹/۵۷	۲۱/۱۲	۲۲/۹۳	۲۵/۰۵	۲۷/۵۶
	Theory	۱۸/۰۳	۱۹/۳۵	۲۰/۸۸	۲۲/۶۸	۲۴/۸۲	۲۷/۴۰
۳۵	FEM	۲۵/۶۶	۲۹/۱۰	۳۳/۵۹	۳۹/۶۴	۴۸/۱۵	۶۰/۶۴
	Theory	۲۴/۸۳	۲۸/۰۳	۲۳/۱۸	۳۷/۷۶	۴۵/۶۹	۵۷/۸۶
۸۰	FEM	۲۸/۸۲	۳۳/۵۳	۴۰/۰۵	۴۹/۶۷	۶۵/۱۶	۹۳/۳۰
	Theory	۲۷/۹۰	۳۲/۴۳	۳۸/۲۰	۴۶/۸۷	۶۰/۵۳	۸۵/۵۳
۱۹۵	FEM	۳۰/۸۷	۳۶/۵۲	۴۴/۶۸	۵۷/۵۲	۸۰/۶۲	۱۳۳/۸
	Theory	۳۰/۱۷	۳۵/۴۹	۴۳/۰۹	۵۴/۸۴	۷۵/۳۹	۱۲۰/۶
۹۰۰	FEM	۳۲/۲۴	۳۸/۵۶	۴۷/۹۵	۶۳/۴۰	۹۳/۵۴	۱۷۸/۲
	Theory	۳۱/۹۷	۳۸/۱۵	۴۷/۳۰	۲۲.۶۲	۹۰/۸۹	۱۶۸/۶
۲۵۰۰	FEM	۳۲/۵۰	۳۸/۹۶	۴۸/۶۱	۶۴/۶۱	۹۶/۳۲	۱۸۹/۲
	Theory	۳۲/۳۹	۳۸/۷۸	۴۸/۳۲	۶۴/۰۸	۹۵/۱۰	۱۸۴/۳
۱۰۰۰۰	FEM	۳۲/۶۱	۳۹/۱۳	۴۸/۸۹	۶۵/۱۳	۹۷/۵۵	۱۹۴/۲
	Theory	۳۲/۵۸	۳۹/۰۸	۴۸/۸۰	۶۴/۹۸	۹۷/۱۸	۱۹۲/۷

سیویلیکا: مرجع دانش www.CIVILICA.com

نتیجه گیری

در نتایج حاصله، بیشترین خطای به‌دست آمده از ۱۰ درصد به‌ازاء r هایی در محدوده ۰/۰۴۲ و در دامنه $100 < \alpha < 400$ تجاوز نمی‌نماید. برای باقی دامنه‌ها، خطای بوجود آمده از این مقدار کمتر است. همچنین مقدار خطا معمولاً با افزایش r کاهش می‌یابد و به ۳ درصد محدود می‌شود. دلیل این امر آن است که با افزایش مقدار r عملکرد کوپل دیوارها بیشتر می‌شود. البته باید توجه داشت خطاهایی که برای مقادیر $r < 0/01$ در این دامنه محدود بوجود می‌آید، بسیار بزرگ می‌باشند به‌طوریکه در این دامنه، تئوری ارایه شده، کارآیی خود را از دست می‌دهد. مقایسه نتایج این تئوری با اجزاء محدود نشان می‌دهد که نتایج به دست آمده دارای دقت مناسبی در تعیین اثرات مرتبه دوم در سازه‌های لاغر می‌باشند. همچنین می‌توان گفت که با توجه به دقت نسبتاً بالای نتایج و صرف وقت کمتر در تعیین آنها، روش پیشنهادی جهت استفاده در عمل می‌تواند بسیار مفید واقع شود

منابع و مراجع

[1] Rutenberg, A. "A Direct P-Delta Analysis using Standard Plane Frame Computer Programs." Computers Structures, 14(1-2), 97-102, 1981.

[2] Rosman, R., "Stability and Dynamics of Shear-Wall Frame Structures." Build Science, 55-63, 1974.

[3] Crzelak, E. "The Approximate Free Vibration and Stability Analysis of Shear-Flexure Cantilevers." M.Sc Project Report, Dept. of Civ. Eng., McGill Univ., Montreal, Quebec, 1982.

[4] Timoshenko, S. P. and Gere, J, M., "Theory of Elastic Stability." Engineering Society Monograph, McGraw-Hill, New York, 1961.

سیویلیکا: مرجع دانش www.CIVILICA.com