



اثر P-delta در تحلیل دینامیکی سازه ها

"تحلیل مرتبه دوم سازه ها تحت بارهای دینامیکی"

بهرخ حسینی هاشمی، استادیار و مدیر تحصیلات تکمیلی پژوهشگاه
محمود حسینی، استادیار و مدیر گروه شریانهای حیاتی پژوهشگاه سازه پژوهشگاه
کارن خانلری، دانشجوی دوره دکتری واحد علوم و تحقیقات دانشگاه آزاد اسلامی

۱- چکیده

گوناگون داشته باشد که از مهمترین آنها خواص مکانیکی و شرایط هندسی سازه هاست.

خواص مکانیکی سازه ها، که مستقیماً به مشخصات مصالح مورد استفاده در آنها مربوط می شود، در نهایت به تغییر مکانهای خمیری سازه ها منجر می گردد. در این تحقیق این گونه رفتار غیرخطی و یا غیرارتجاعی مورد بحث قرار- نگرفته است. موضوع اصلی تحقیق، رفتار غیرخطی هندسی سازه هاست که از وجود نیروی محوری اعضای سیستم ناشی شده و به مقوله پایداری سازه ها مرتبط می گردد.

از مهمترین مقولات مرتبط با این مقاله، مبحث پایداری دینامیکی سازه هاست. ساده ترین شکل بیان مفهوم پایداری دینامیکی ستون لاغری است، با دو تکیه گاه ساده، که تحت بار هارمونیک محوری قرار دارد. در چنین حالتی به ازای مقادیر معینی از فرکانس این بار هارمونیک، ارتعاش جانبی شدیدی در ستون ایجاد می شود و ستون در این شرایط ناپایدار می گردد. این مسأله نخستین بار در سال ۱۹۲۴ توسط بلاجف حل- گردید [۱] و به این واقعیت که بیشینه نیروی فشاری دینامیکی ممکن است خیلی بیشتر از بار بحرانی اولیه باشد ولی ستون باز هم پایدار بماند اشاره گردید.

معادله عمومی تغییر شکل ستون، که با حل آن می توان نواحی وقوع ناپایداری را به ازای مقادیر مشخصی از نیروی محوری، فرکانس بار خارجی و فرکانس اصلی ارتعاش جانبی به دست آورد، به معادله ماتیو معروف است. با جایگزینی سری بارهای هارمونیک با تنوع فرکانسی زیاد به جای بار هارمونیک ساده، بولوتین نشان داد که تحت مجموعه روابط

موضوع اصلی این مقاله تحلیل دینامیکی مرتبه دوم سازه ها تحت بارهای زلزله است، که در حقیقت همان اعمال اثر P-delta در تحلیل دینامیکی می باشد. یکی از راههای اعمال اثر P-delta در تحلیل دینامیکی، ملحوظ نمودن نیروهای محوری حاصل از تحلیل دینامیکی مرتبه اول، ترکیب آنها با نیروی استاتیکی، بکارگیری روابط موجود در این زمینه و برآورد مقدار تأثیرات ثانویه است. وجود این نیروها، با تأثیر مستقیم در سختی مرتبه دوم عضو، نتایج را تغییر می دهد و صورت عمومی معادلات کلاسیک ارتعاشی را دگرگون می سازد. اعمال ماتریس سختی مرتبه دوم استاتیکی به تنهایی به جای ماتریس سختی مرتبه اول در تحلیل دینامیکی، اثرهای ثانویه را به طور کامل نمی تواند ارائه دهد؛ زیرا ماهیت نیروهای محوری حاصل از بارهای دینامیکی با حالت عمومی بارگذاری استاتیکی متفاوت می باشد.

در این مقاله تغییرات ماتریس های سختی عضو و ماتریس سختی سیستم بر حسب زمان پیگیری و تفاوت های میان دو گونه تحلیل دینامیکی آشکار شده است. از اهم این تفاوتها، علاوه بر تغییر مکانها، چرخشهای گره ای نیروهای محوری بویژه در تیرهای طبقات فوقانی می باشد.

کلیدواژه ها: تحلیل دینامیکی مرتبه دوم، اثرهای P-delta، اثرهای ثانویه، رفتار غیرخطی هندسی، پایداری دینامیکی.

۲- مقدمه

رفتار غیرخطی سازه ها همواره مورد توجه محققین علوم مهندسی بوده است. این گونه رفتار سازه ها می تواند علل

معینی بین فرکانس های بار خارجی و فرکانس های طبیعی ارتعاش جانبی، ستون دچار ناپایداری خواهد شد [۲]. بسیاری از محققین از سال ۱۹۴۱ تاکنون پایداری ستونها را تحت بارهای ضربه ای، چه با سرعت اعمال کم و چه با سرعت اعمال بالا، مورد بحث و بررسی قرار داده اند. در اغلب این تحقیقات مدل خمشی با فرضیات برنولی- اویلر، مدل مبتنی بر اینرسی جانبی، مدل مبتنی بر اینرسی محوری، مدل مبتنی بر اینرسی چرخشی، مدل مبتنی بر تغییرشکلهای برشی و مدل مبتنی بر روابط کرنشی به کار گرفته شده اند. مصالح به کار رفته شده نیز دارای خواص ارتجاعی خطی، غیرارتجاعی و لزجی- ارتجاعی (Viscoelastic) بوده اند. بارهای خارجی به صورت ضربه جرمی، سرعت مرزی، پالس محدود با مدت زمان محدود و پالس نامحدود با بارهای پله ای، اعمال شده و روند تحقیقات، بر اساس حل دقیق معادلات ارتعاشی، حل عددی معادلات دیفرانسیل حرکت، تحلیل اجزای محدود، تحلیل انتشار موجی و دستاوردهای آزمایشگاهی و غیره قرار گرفته اند.

در مورد بارهای ضربه ای، تیموشنکو و گیر نشان داده اند که ستونها به طور مطمئنی قادر به پایداری اند مشروط بر اینکه زمان اثر ضربه به قدر کافی کوتاه باشد [۱]. اظهار نظر کلی دیگری با توجه به تنوع مدلها، مصالح و نحوه بارگذاری عملاً خارج از حیطه این مقاله است؛ اما می توان گفت که خط سیر کلی این تحقیقات در مبحث پایداری دینامیکی به دلایل زیر، تنها در جهت تداعی ایده های بنیادی در این مقاله قرار داشته اند:

- بارگذاریها عموماً به صورت هارمونیک و یا ضربه ای فرض شده و اثر ارتعاشات پیشا مانند شتاب زلزله شاید کمتر مدنظر بوده است.

- با وجود تنوع در گونه شناسی اعضای انتخاب شده، عمدتاً رفتار منفرد اعضای فشاری بررسی شده اند و تحقیق در مورد سیستم های سازه ای در مرتبه دوم اهمیت قرار داشته است.

با رویکرد به موارد فوق الاشاره، نگارندگان در این تحقیق اثر P -delta در تحلیل دینامیکی را صرفاً از دیدگاه سازه ای بررسی و پایداری سازه ها تحت بارهای دینامیکی را به کمک

مبانی تحلیل ماتریسی ارزیابی نموده اند.

۳- تشریح نظری اصول

موضوع اصلی تحقیق، رفتار غیرخطی هندسی سازه هاست که از وجود نیروی محوری اعضای سیستم ناشی شده و به پایداری سازه ها مرتبط می گردد.

اگر تغییر این نیروهای محوری برحسب زمان یا به عبارت دیگر دینامیکی باشد، از سرهم بندی ماتریس های اعضا در هر لحظه ماتریس سختی به دست می آید که از نظر اندازه متفاوت با ماتریس سختی لحظه قبل و بعد از آن خواهد بود. اگر معادله حرکت سیستم تحت بار دینامیکی به صورت رابطه (۱) در نظر گرفته شود، معادله حرکت همان سیستم تحت بار دینامیکی را که در آن تغییرات نیروی محوری و در نتیجه ماتریس سختی اعضا در نظر گرفته شده باشد، به صورت رابطه (۲) می توان نوشت:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{r\}\{p(t)\} \quad (1)$$

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K(t)]\{u(t)\} = \{r\}\{p(t)\} \quad (2)$$

در رابطه (۱)، $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی سیستم، $[K]$ ماتریس سختی سیستم، $\{u(t)\}$ بردار تغییر مکان، $\{r\}$ بردار ارتباط نیروهای دینامیکی با درجات آزادی و $\{p(t)\}$ بردار نیروهای دینامیکی می باشد.

در حل این معادله باید توجه داشت که ماتریس سختی سیستم ثابت نمی باشد و بر حسب زمان تغییر می کند. ماتریس سختی متغیر $[K(t)]$ از سرهم بندی ماتریس های مرتبه دوم سختی اعضا حاصل می گردد [۳]. ماتریس مرتبه دوم سختی اعضا، که بر حسب زمان متغیر می باشد عبارت است از:

$$k_i(t) = \frac{E_i I_i}{L_i} \begin{bmatrix} +\frac{A_i}{I_i} & 0 & 0 & -\frac{A_i}{I_i} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{+12}{L_i^2} \phi(t)_1 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 & 0 & \frac{-12}{L_i^2} \phi(t)_1 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 \\ 0 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 & 4\phi(t)_3 & 0 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 & 2\phi(t)_4 \\ -\frac{A_i}{I_i} & 0 & 0 & +\frac{A_i}{I_i} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12}{L_i^2} \phi(t)_1 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 & 0 & \frac{-12}{L_i^2} \phi(t)_1 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 \\ 0 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 & 2\phi(t)_4 & 0 & \frac{-6}{L_i} \phi(t)_2 & 4\phi(t)_3 \end{bmatrix} \quad (3)$$

در رابطه (۳)، E_i ضریب ارتجاعی عضو i -ام، I_i لنگر اینرسی دوم عضو i -ام، L_i طول عضو i -ام و $\phi(t)_1, \phi(t)_2, \phi(t)_3, \phi(t)_4$ ضرایب مرتبه دوم عضو i -ام می باشد که بسط آنها طبق تعریف عبارتند از:

$$\phi(t)_1 = \frac{1 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+1)^2}}{\left(\frac{1}{12} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(n+1) \left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+4)^2}\right)} \quad (4)$$

$$\phi(t)_2 = \frac{\frac{1}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+2)^2}}{\left(\frac{1}{12} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(n+1) \left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+4)^2}\right)} \quad (5)$$

$$\phi(t)_3 = \frac{\frac{1}{3} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(n+1) \left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+3)^2}}{\left(\frac{1}{12} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(n+1) \left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+4)^2}\right)} \quad (6)$$

$$\phi(t)_4 = \frac{\frac{1}{6} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+3)^2}}{\left(\frac{1}{12} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(n+1) \left(\pi^2 \frac{P(t)_i}{P_{Ei}}\right)^n}{(2n+4)^2}\right)} \quad (7)$$

در روابط مذکور، $P(t)_i$ نیروی محوری عضو i -ام بر حسب زمان و P_{Ei} نیروی کمانش اوپلر عضو i -ام می باشد. این روابط نشان می دهند که چون نیروی محوری عضو تحت بارگذاری زلزله در حال تغییر است، ماتریس سختی عضو نیز بسته به تغییرات آن بر حسب زمان تغییر می کند. حال اگر ماتریس های سختی هر یک از اعضا به وسیله ماتریس دوران متناظر به مختصات کلی منتقل شده و از آنجا نیز توسط ماتریس انتقال به زیر ماتریس سیستمی

تبدیل گردد، می توان از جمع آنها ماتریس سختی سیستم را به دست آورد:

$$[K(t)] = \sum_{i=1}^{NEL} R_i^T [T_i^T \cdot K_i(t) T_i] R_i \quad (8)$$

در رابطه (۸)، T_i ماتریس انتقال عضو i -ام، R_i ماتریس دوران عضو i -ام و NEL تعداد اعضای سیستم می باشد.

یکی از نتایج مهم در این تحقیق این است که از آنجایی که ماتریس میرایی سیستم متناسب با ماتریس جرم سیستم و در عین حال ماتریس سختی سیستم می باشد، خود نیز تابعی از زمان است:

$$[C(t)] = \alpha [M] + \beta [K(t)] \quad (9)$$

بدون در نظر داشتن این موضوع، یعنی غیرصفر بودن مقدار بتا، نمی توان معادله ارتعاش را به صورت کلاسیک حل کرد. متغیر فرض کردن بتا به متغیر بودن آلفا و در نتیجه ماتریس جرم منتهی می شود که برخلاف فرض اولیه است.

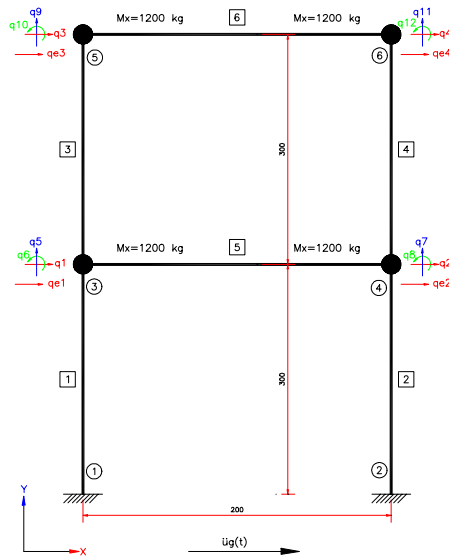
با متناسب بودن ماتریس میرایی، می توان در حل معادله ارتعاشی چنین فرض کرد که در هر گام زمانی، یک ماتریس سختی مشخص وجود دارد که می توان مقادیر ویژه متناظر با آن را محاسبه و سهم مدی حاصل از آن را در روابط عددی گنجانند.

روش جنینگز روش عددی مناسبی برای محاسبه پاسخ سیستم های خطی است، که مبتنی بر حل دقیق معادله دیفرانسیل حرکت با درون یابی ورودی در هر گام زمانی است [۴]. برنامه مورد استفاده در این تحقیق بر اساس این روش قرار دارد و توسط مؤلفین نگاشته شده است.

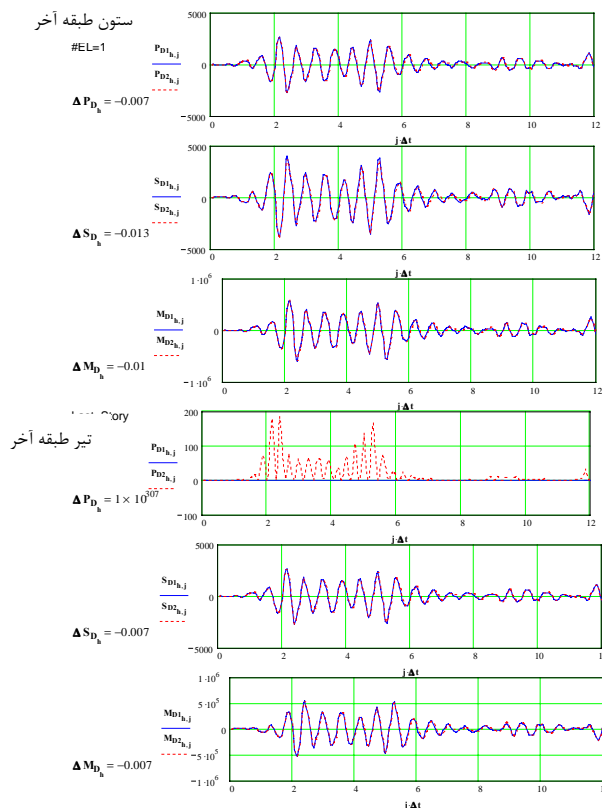
۴- معرفی سازه ها

اثر P -delta (اعمال مفاهیم پایداری در تحلیل سازه ها) به تعبیر بسیاری عمدتاً در سازه های بلند نمایان می گردد. این موضوع در تحلیل استاتیکی مصداق دارد؛ لیکن از نظر دینامیکی، مفهوم پایداری به دلیل تغییرات مداوم نیروهای محوری، ماهیتاً نمی تواند طی یک روند ثابت و کلی ارزیابی-گردد. چه، این تغییرات حتی در سازه های کوتاه نیز می توانند پایداری عمومی را دگرگون سازند. به همین دلیل، علی رغم پیش زمینه های فکری موجود در مورد اثر P -delta، در این تحقیق سازه های کوتاه و متوسط نیز در کنار سازه های بلند

آخرسازه دو، چهار و شش طبقه به ترتیب در شکل‌های (۱)، (۲) و (۳) نشان داده شده‌اند. در شکل‌های مذکور



سازه دو طبقه خمشی - برشی - محوری



شکل (۱): مقایسه نیروی اعضای سازه دو طبقه تحت زلزله ال سنترال در تحلیل دینامیکی مرتبه اول و دوم

P_{D1} و P_{D2} متوسط نیروی محوری عضو، به دست آمده از تحلیل

مدنظر قرار گرفته‌اند و همان گونه که در قسمتهای بعد تفسیر شده است نتایج به دور از انتظار نیز عاید گشته است؛ بنابراین برای بررسی اختلاف میان تحلیل دینامیکی مرتبه-اول و دوم، سه نوع سازه دو بعدی به لحاظ نسبت ارتفاع به دهانه در نظر گرفته شده‌اند:

(الف) قاب دو طبقه به ارتفاع شش متر و دهانه چهار متر

$$h/l = 1.5 < 3 \text{ (قاب کوتاه):}$$

(ب) قاب چهار طبقه به ارتفاع دوازده متر و دهانه چهار متر

$$3 \leq h/l = 3.0 < 5 \text{ (قاب متوسط):}$$

(پ) قاب شش طبقه به ارتفاع بیست و چهار متر و دهانه

$$\text{چهار متر (قاب بلند): } 5 \leq h/l = 6.0$$

قابهای مذکور از نوع قابهای خمشی با قابلیت

تغییرمکانهای محوری می‌باشند؛ بنابراین سه درجه آزادی مستقل برای هر یک از گره‌ها (دو جهت اصلی و یک جهت چرخشی سوم) در محاسبات اعمال شده است. اتصال ستونها به پی، گیردار فرض شده‌اند. برای ستونها و تیرها از کف تا طبقه میانی یک نوع مقطع ($IPB-140$) و برای طبقات بالاتر مقطع دیگری ($IPB-100$) در نظر گرفته شده‌اند.

برای مشاهده مستقیم آثار دینامیکی، جرمها عموماً به صورت متمرکز در گره‌ها فرض شده‌اند. از جرم واحد طول اعضا نیز صرفنظر شده تا از بروز لنگر اینرسی‌های جرمی اضافی جلوگیری گردد. مقدار جرمهای گره‌ای در هر یک از سازه‌های مذکور به گونه‌ای فرض شده‌اند تا از یک طرف سازه پایدار بماند و از طرف دیگر تنش‌های ترکیبی به وجود آمده در اعضا حتی الامکان از محدوده‌های معقول خارج نگردند.

بارگذارهای استاتیکی کاملاً متناسب با جرمها در نظر گرفته شده‌اند. در راستای فرضیات مربوط به نقطه‌ای بودن جرمها، از وزن واحد طول اعضا نیز صرفنظر شده است. (ضریب میرایی ۵٪ فرض شده است).

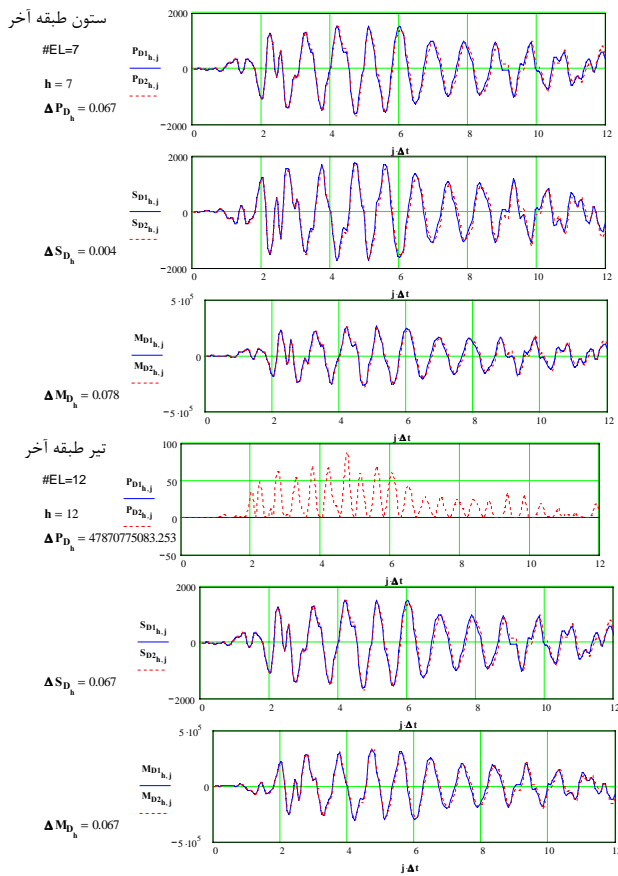
۵- تحلیل مرتبه اول و دوم سازه‌ها تحت بارهای دینامیکی

سازه‌های شرح داده شده تحت بار زلزله ال سنترال تحلیل دینامیکی مرتبه اول و دوم شده‌اند، که با توجه به حجم نتایج تنها به آثار زلزله ال سنترال بسنده شده است. تغییرات نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی تیروستون طبقه

دینامیکی مرتبه اول و مرتبه دوم، ΔP_D تفاوت نیروی محوری دینامیکی، S_{D1} و S_{D2} متوسط نیروی برشی عضو، به دست آمده از تحلیل دینامیکی مرتبه اول و مرتبه دوم، ΔS_D تفاوت نیروی برشی دینامیکی، M_{D1} و M_{D2} متوسط لنگر خمشی انتهایی عضو، به دست آمده از تحلیل دینامیکی مرتبه اول و مرتبه دوم و ΔM_D تفاوت لنگر خمشی دینامیکی می باشد.

۶- مقایسه، بررسی و تفسیر نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی مرتبه اول و دوم

در جدول‌های (۱)، (۲)، (۳) و (۴) مقایسه کیفی نتایج

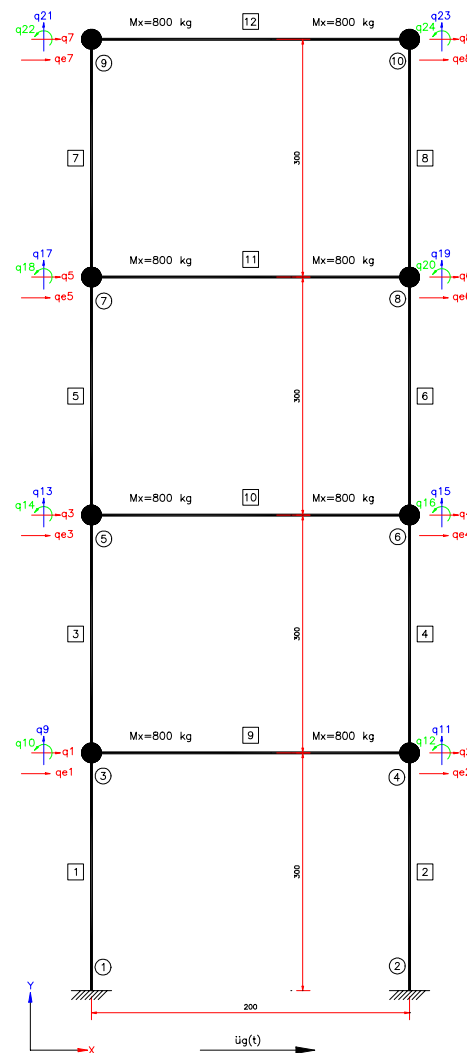


شکل (۲): مقایسه نیروی اعضای سازه چهار طبقه تحت زلزله ال سنترو در تحلیل دینامیکی مرتبه اول و دوم

ارائه شده است. لازم به ذکر است که تفاوتها نسبت به تحلیل مرتبه اول می باشند. به عبارت دیگر:

$$\text{تفاوت پاسخ دینامیکی} = \frac{\text{بیشینه پاسخ دینامیکی مرتبه اول} - \text{بیشینه پاسخ دینامیکی مرتبه دوم}}{\text{بیشینه پاسخ دینامیکی مرتبه اول}}$$

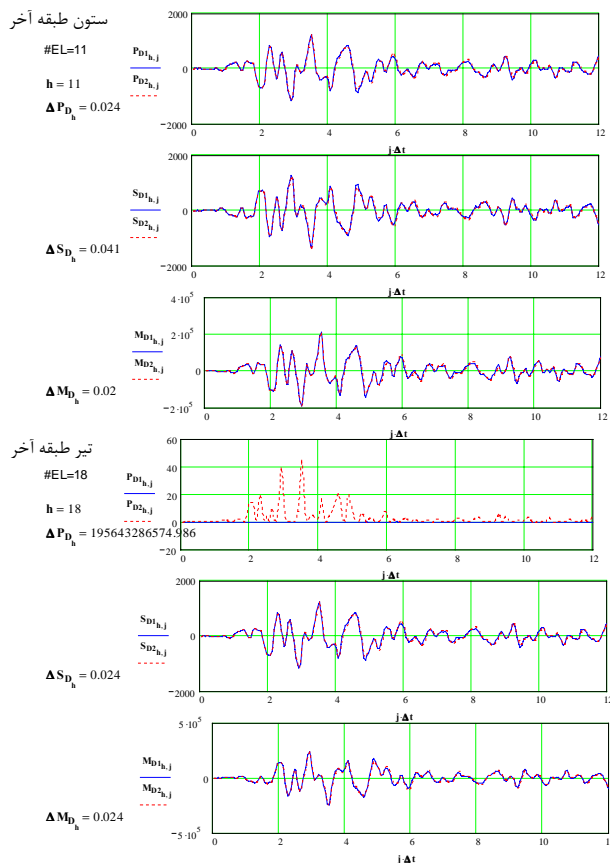
با توجه به جدول (۱)، می توان گفت که اگرچه اختلاف در تغییر مکانهای افقی در سازه های بلندتر بیشتر است، اما به دلیل وجود اختلاف فاز محسوس، به نظر می رسد که تغییرات ماتریس سختی مرتبه دوم باعث به وجود آمدن نوعی میرایی و به عبارت صحیح تر نوعی پدیده جذب انرژی در سازه می گردد. اختلاف بزرگ در تغییر مکانهای چرخشی طبقات پایین در نهایت به بروز لنگرهای بزرگ تکیه گاهی در گره های پایین منجر می شود که طبعاً در تحلیل دینامیکی مرتبه اول آشکار نمی گردد.



سازه چهار طبقه خمشی- برشی- محوری

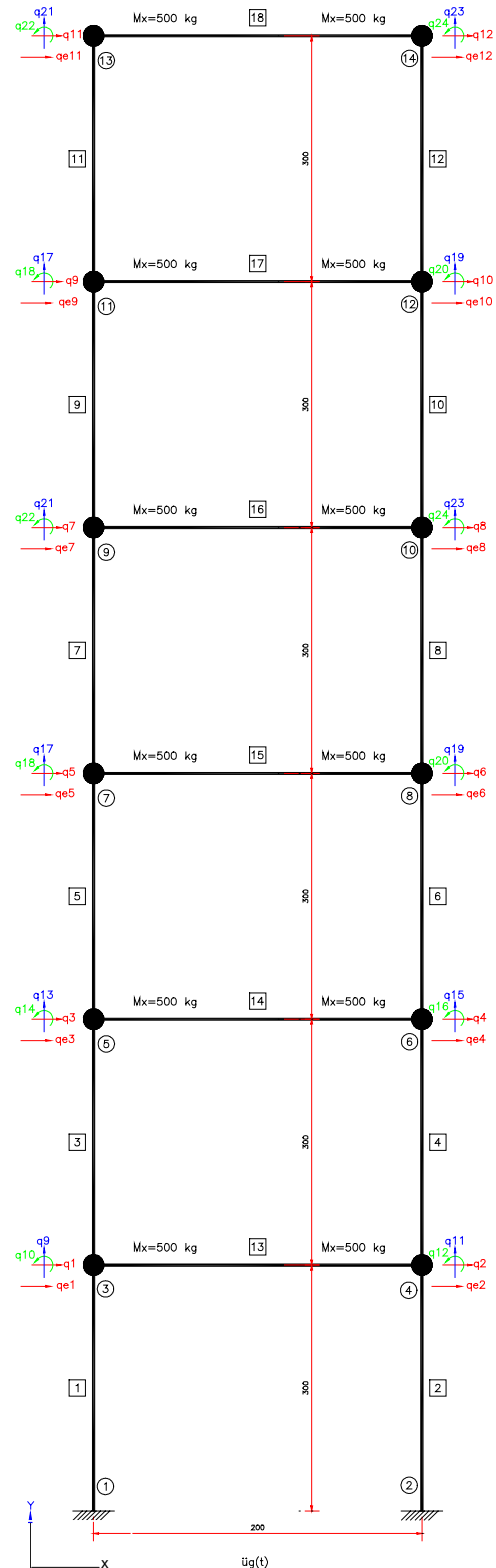
از نتایج مشخص می گردد که تفاوتها در تغییرشکلهای انتقالی و چرخشی گره های طبقات بالاتر منظم تر ولی در گره های طبقات پایین تر، به دلیل وجود اختلاف فازهای بزرگ، آشفته تر است.

جدول (۲) نشان می دهد که در تیرهای طبقه اول هر سه سازه نیروی محوری ناشی از تحلیل مرتبه دوم تقریباً به وجود نمی آید؛ در حالی که در تیرهای طبقات بالا نیروهای محوری بسیار بزرگی پدید می آیند که در تحلیل مرتبه اول نادیده گرفته می شوند (علامت بی نهایت به این معناست که نیروهای محوری ناشی از تحلیل مرتبه اول صفر می باشد).



شکل (۳): مقایسه نیروی اعضای سازه شش طبقه در تحلیل دینامیکی مرتبه اول و دوم

با توجه به جدول (۳)، نیروهای برشی در مورد ستونها و تیرهای هر سه سازه تفاوت زیادی را نشان نمی دهند. جدول (۴) بیانگر آن است که لنگرهای خمشی در مورد ستونها و تیرهای هر سه سازه تفاوت زیادی را نشان نمی دهند.



سازه شش طبقه خمشی - برشی - محوری

جدول (۱): تفاوت در تغییر مکان پاسخ درجات آزادی در تحلیلهای دینامیکی مرتبه اول و دوم

تفاوت در تغییر مکان پاسخ درجات آزادی						زلزله	قاب
درجه آزادی چرخشی		درجه آزادی عمودی		درجه آزادی افقی			
طبقه اول	طبقه آخر	طبقه اول	طبقه آخر	طبقه اول	طبقه آخر		
+۰/۰۱۱	-۰/۰۱۰	+۰/۰۱۲	+۰/۰۱۲	+۰/۰۱۳	+۰/۰۰۸	ال سنترو	دو طبقه
+۰/۰۰۷	+۰/۰۶۲	+۰/۰۴۰	-۰/۰۱۸	-۰/۰۱۸	+۰/۰۴۹	ال سنترو	چهار طبقه
-۰/۰۵۱	+۰/۰۲۵	-۰/۰۰۹	-۰/۰۴۱	-۰/۰۲۰	-۰/۰۱۲	ال سنترو	شش طبقه

جدول (۲): تفاوت در متوسط نیروی محوری اعضا در تحلیلهای دینامیکی مرتبه اول و دوم

تفاوت در متوسط نیروهای محوری اعضا				زلزله	قاب
تیر		ستون			
طبقه اول	طبقه آخر	طبقه اول	طبقه آخر		
∞	∞	-۰/۰۰۷	+۰/۰۱۲	ال سنترو	دو طبقه
∞	∞	+۰/۰۶۷	-۰/۰۱۸	ال سنترو	چهار طبقه
∞	∞	+۰/۰۲۴	-۰/۰۴۱	ال سنترو	شش طبقه

جدول (۳): تفاوت در متوسط نیروهای برشی اعضا در تحلیلهای دینامیکی مرتبه اول و دوم

تفاوت در متوسط نیروهای برشی اعضا				زلزله	قاب
تیر		ستون			
طبقه اول	طبقه آخر	طبقه اول	طبقه آخر		
+۰/۰۱۰	-۰/۰۰۷	-۰/۰۱۳	-۰/۰۴۷	ال سنترو	دو طبقه
+۰/۰۰۹	+۰/۰۶۷	+۰/۰۰۸	+۰/۰۹۷	ال سنترو	چهار طبقه
-۰/۰۴۷	+۰/۰۲۴	+۰/۰۴۱	-۰/۰۱۲	ال سنترو	شش طبقه

جدول (۴): تفاوت در متوسط نیروهای برشی اعضا در تحلیلهای دینامیکی مرتبه اول و دوم

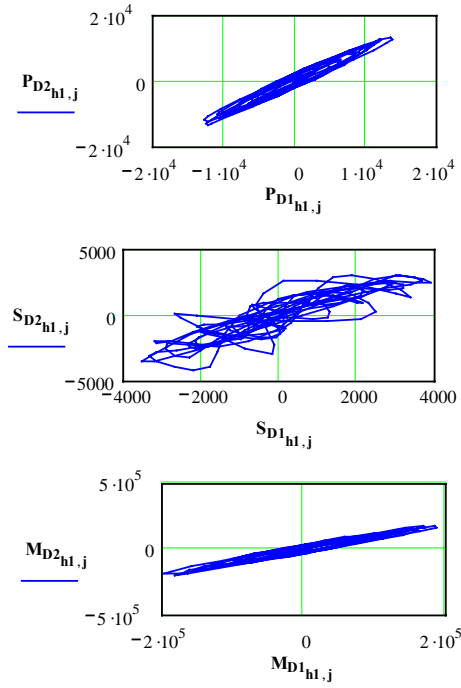
تفاوت در متوسط نیروهای برشی اعضا				زلزله	قاب
تیر		ستون			
طبقه اول	طبقه آخر	طبقه اول	طبقه آخر		
+۰/۰۱۰	-۰/۰۰۷	-۰/۰۱۰	+۰/۰۰۰	ال سنترو	دو طبقه
+۰/۰۰۹	+۰/۰۶۷	+۰/۰۷۸	+۰/۰۵۷	ال سنترو	چهار طبقه
-۰/۰۴۷	+۰/۰۲۴	+۰/۰۲۰	-۰/۰۲۰	ال سنترو	شش طبقه

۷- ارزیابی همبستگی پاسخ نیروها

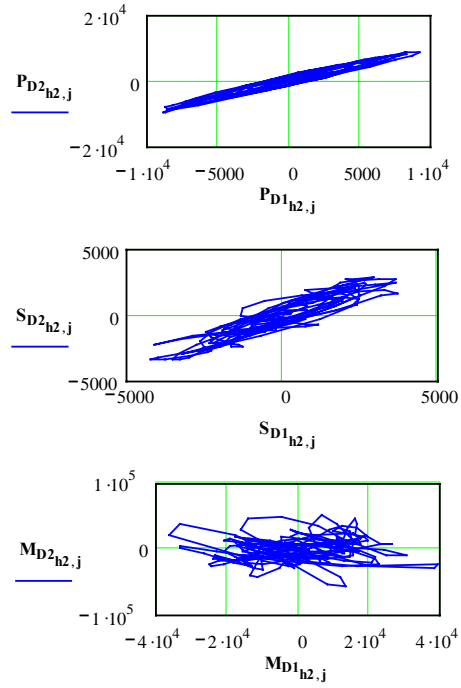
حاصل از تحلیل مرتبه اول و دوم نسبت به یکدیگر ترسیم شده اند (شکل ۴). مشاهده می‌گردد که نیروهای محوری

برای ارزیابی همبستگی نیروها و لنگرها، ستونهای قاب چهار طبقه در نظر گرفته شده و تغییرات پاسخ نیروهای

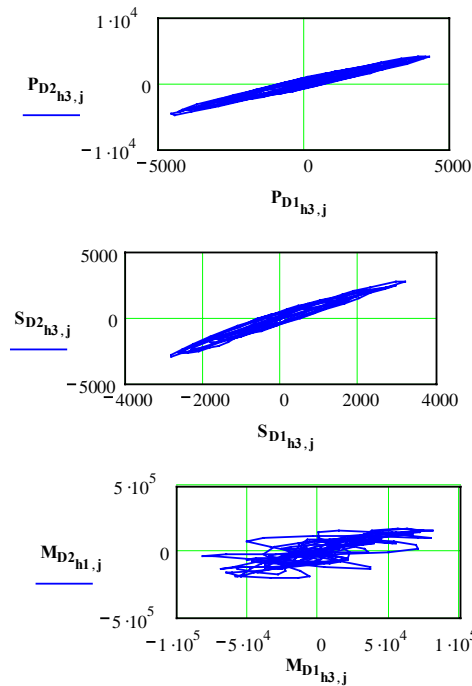
المان اول از ستون طبقه اول $h1 := 1$



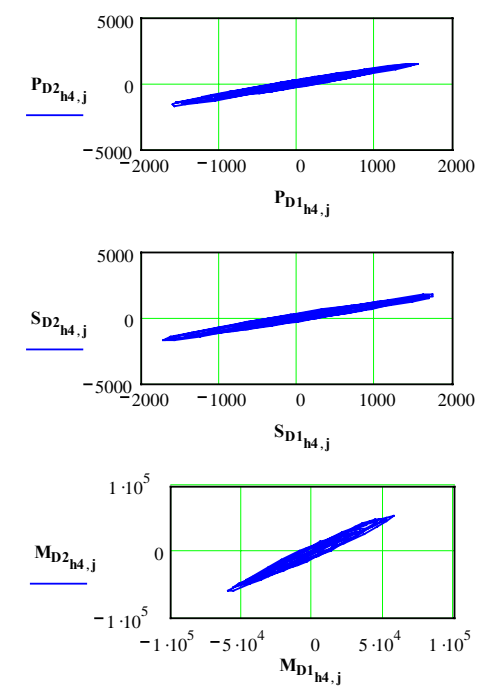
المان سوم از ستون طبقه دوم $h2 := 3$



المان پنجم از ستون طبقه سوم $h3 := 5$



المان هفتم از ستون طبقه آخر $h4 := 7$



شکل (۴): ارزیابی همبستگی پاسخ نیروها

ناشی از تحلیل دینامیکی مرتبه اول و مرتبه دوم، در تمام ستونها دارای همبستگی بسیار بالا هستند. نیروهای برشی که در طبقه اول دارای آشفتگی بارز می‌باشند، بتدریج به طرف طبقات بالاتر حالت خطی تری به خود می‌گیرند. لنگرها که در طبقه اول و طبقه آخر دارای همبستگی تقریباً کامل هستند در طبقات میانی آشفتگی از خود بروز می‌دهند. این ناهمبستگی‌ها، بویژه در مورد برشها و لنگرها نشانه وجود مسائلی است که دست کم در مورد طبقات میانی، تنها با تحلیل دینامیکی مرتبه اول قابل پیش‌بینی نمی‌باشد.

۸- نتیجه گیری

اهم نتایج به دست آمده از این تحقیق عبارتند از:

۸-۱- تفاوت قابل ملاحظه در مقدار چرخش گره‌ها

اگرچه مقدار تغییر مکان افقی در تحلیل دینامیکی مرتبه دوم تفاوت‌هایی را نسبت به تحلیل دینامیکی مرتبه اول نشان می‌دهد، اما از آنجایی که اثرهای آن، بویژه در ستونها، به نحوی که در تحلیلهای استاتیکی معادل و معیارهای طراحی در نظر گرفته می‌شود، در این مقاله بحثی از آن ارائه نگردید؛ لیکن تفاوت‌های قابل ملاحظه‌ای در چرخش گره‌ها، خصوصاً در طبقات پایین، مسأله‌ای است که باید مورد توجه قرار گیرد. چه، این امر، علاوه بر به وجود آوردن لنگرهای ثانویه در محل گره‌ها، باعث دگرگونی کامل در وضعیت مفاصل خمیری در سازه و نهایتاً مکانیسم آن می‌گردد.

۸-۲- تفاوت قابل ملاحظه در نیروهای محوری تیرها

بروز این تفاوت را باید ناشی از تفاوت در تغییرمکانهای برشی ستونها و چرخش گره‌های تحلیل مرتبه اول و دوم

دانست. دلیل این تفاوت در مؤلفه‌های برشی و چرخشی ماتریس سختی مرتبه دوم ستونهاست که برحسب نیروهای محوری ستون تغییر قابل ملاحظه‌ای دارد. از نتایج پیداست در مورد سازه چهار طبقه نسبت نیروی محوری تیر طبقه آخر ناشی از تحلیل مرتبه دوم به نیروی محوری ستون همان طبقه در حدود ده درصد است در حالی که از تحلیل مرتبه اول برای تیر مذکور نیروی محوری به دست نمی‌آید.

۸-۳- پدیده اختلاف فاز پاسخ

نگرشی کلی به نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که بغیر از تفاوت در مقادیر پاسخها، اختلاف فاز نیز در پاسخ دینامیکی مرتبه دوم و مرتبه اول، بویژه در سازه‌ها مشهود است؛ بدین ترتیب که پاسخ دینامیکی مرتبه دوم، بعد از چند چرخه، تأخیری را نسبت به پاسخ دینامیکی مرتبه اول بروز می‌دهد. در این خصوص می‌توان نتیجه‌گیری نمود که وجود این اختلاف فاز می‌تواند قابلیت جذب انرژی سازه‌ها را بالا برده و سازه را نرم‌تر کند.

۹- مراجع

- ۱- تیموشنکو و گیر. "تئوری پایداری ارتجاعی"، ترجمه مجید تقی زاده منظری، تهران: دانشگاه تهران، ۱۳۶۹.
2. Bolotin, V.V. (1964), "Dynamic Stability of Elastic Systems", San Francisco.
3. Chen, W.F. & Lui, E.M. (1986), "Structural Stability", New York.
- ۴- غفوری آشتیانی، محسن. ارتعاشات پیشا، تهران: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (در دست تهیه). ▶