

# بررسی پایداری قاب‌های فضایی تحت اثر بارهای دینامیکی با استفاده از تئوری تیرستون

رضا عباس نیا  
استادیار

فریدون امینی  
استادیار

حامد صفاری  
استادیار

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

## چکیده

در این مقاله روشی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های فضایی ارائه شده است. در این روش با استفاده از تئوری تیر-ستون اثرات نیروی محوری بر روی سختی‌های خمشی و پیچشی اعضا منظور گردیده و فرمولبندی اویلرین برای در نظر گرفتن تغییر مکان‌ها و دوران‌های بزرگ انتخاب شده است. برای منظور نمودن دوران‌های بزرگ عضو از ماتریس راهنمای عضوی<sup>۱</sup> استفاده شده و سپس روش نیومارک برای تحلیل دینامیکی غیرخطی به کار رفته است و با استفاده از آن رفتار چند قاب شناخته شده تحت اثر بارهای دینامیکی مورد بررسی قرار گرفته است. نخست پایداری قاب تحت اثر بارهای دینامیکی (مثلثی و سینوسی با زمان محدود و بار مستطیلی با زمان نامحدود) مورد بحث قرار گرفته و اثرات زمان اعمال بار و نوع بار بر روی بار بحرانی سازه نشان داده شده است و سپس اثرات بارهای قائم بر روی سازه متأثر از نیروی زلزله بررسی شده است. در این مقاله نشان داده شده که اگر میزان بار قائم درصد قابل ملاحظه‌ای از بار بحرانی استاتیکی سازه باشد، گاهی غیرقابل اغماض در برش پایه ناشی از نیروی زلزله ایجاد می‌گردد.

## *Stability of Space Frame Under Dynamic Loading Using Beam - Column Theory*

F. Amini  
Assistant Professor

R. Abbasnia  
Assistant Professor

H. Safari  
Assistant Professor  
Civil Engineering Department,  
Iran Science and Technology University

### Abstract

*In this paper a method for nonlinear dynamic analysis of space structures is presented. To consider the effects of axial forces on bending and torsional stiffness the beam - column theory is used. The method is based on an Eulerian formulation which takes into consideration the effect of large going translation and rotation.*

*The method employs an member orientation matrix to consider large rotation. Nonlinear dynamic analysis is based on the Newark method and the behavior of the several frames are evaluated. Stability of frame under dynamic loading (triangular, sinusoidal and step load of finite duration) is considered first, and then the effects of duration of loading on critical load of the structure is presented. In addition, the effects of vertical loads on the nonlinear response of the structures under the earthquake load is studied.*

*It is shown that if the vertical loads are considerable with respect to critical load the base shear force of structure is reduced.*

کاهش طول اعضا در نظر گرفته شده است. دوران های بزرگ گره ها با استفاده از مفهوم ماتریس راهنمای گرهی (۲) منظور شده و دوران های اعضا با استفاده از ماتریس راهنمای عضوی در نظر گرفته شده است. برای ارضای معادلات حرکت از روند تکرار نیوتن رافسون استفاده شده است.

## ۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی

### ۲-۱- روابط نیرو تغییر شکل عضو

عضوی با مقطع منشوری از سازه فضایی مطابق شکل (۱) در نظر گرفته می شود. اگر  $\{F\}$  و  $\{\bar{F}\}$  به ترتیب نیروهای عضوی در دستگاه مختصات عمومی و دستگاه مختصات عضو باشند، آنگاه رابطه بین  $\{\bar{F}\}$  و  $\{F\}$  به صورت زیر نوشته می شود.

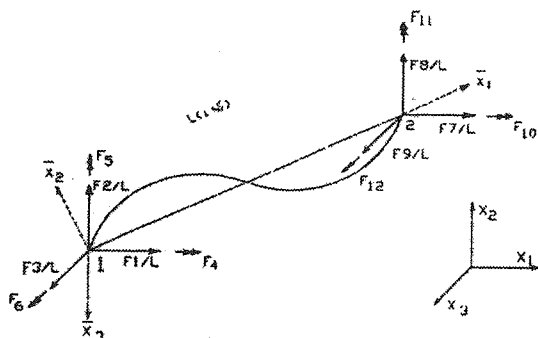
$$\{\bar{F}\} = [R] \{F\} \quad (1)$$

به طوری که  $[R]$  ماتریس انتقال می باشد:

$$[R] = \begin{bmatrix} [r] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [r] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [r] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [r] \end{bmatrix} \quad (2)$$

و  $[r]$  ماتریس راهنمای عضوی است، که روش محاسبه آن در مرجع [۴] آمده است. همچنین نیروهای عضوی توسط رابطه (۳) به نیروهای انتهایی عضو کوتاه شده مرتبط می گردند.

$$\{\bar{F}\} = [B] \{\bar{S}\} \quad (3)$$



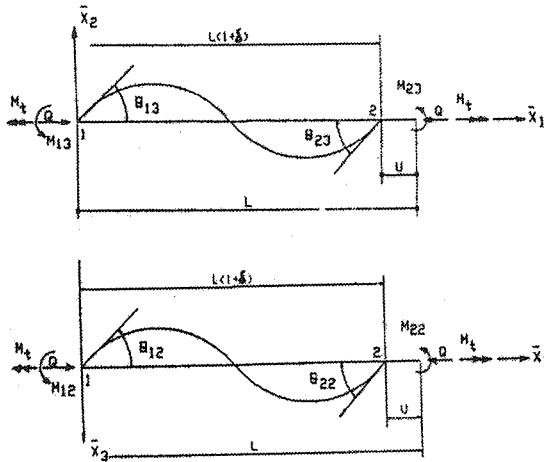
شکل (۱) نیروهای انتهایی اعضا.

در رابطه با عملکرد غیرخطی سازه ها تحت اثر بارهای استاتیکی تحقیقات زیادی انجام شده است [۱-۴]، تا حدی که مشخصات آئین نامه ای جهت طراحی براساس تحلیل غیرخطی نیز ارائه شده است. لیکن در رابطه با واکنش غیرخطی سازه ها تحت اثر بارهای دینامیکی توجه زیادی معطوف نگردیده است. پیچیدگی روابط فرمول بندی دینامیکی غیرخطی یکی از عوامل این عدم توجه می باشد. بارهای ناشی از باد و زلزله در اکثر سازه های ساختمانی و بارهای دینامیکی ناشی از ماشین آلات در ساختمان های صنعتی همواره باعث ایجاد صدمات جبران ناپذیری گردیده است. اینگونه بارها در گره های سازه ایجاد تغییر مکان های بزرگ و در اعضای سازه ایجاد دوران ها و نیروهای بزرگ می نمایند، بنابر این تحلیل خطی دیگر تخمین درستی از رفتار واقعی سازه به دست نمی دهد، در نتیجه مطالعات در زمینه رفتار دینامیکی غیرخطی ضروری به نظر می رسد.

عملکرد غیرخطی سازه ناشی از موارد مختلفی می باشد: ۱- هندسه غیرخطی، (در اثر اعمال بار در سازه تغییر شکل های بزرگ ایجاد می گردد، همچنین اثر متقابل نیروهای ایجاد شده در اعضا، سختی آنها را تغییر می دهد) ۲- مصالح غیرخطی، (رفتار غیرخطی و غیر ارتجاعی مصالح باعث تغییراتی در سختی سازه می گردد) ۳- اینرسی، (توزیع اینرسی وابسته به حرکت دینامیکی و تغییر شکل های سازه است) ۴- میرایی، (که وابسته به نوع اتصالات و مصالح به کار رفته در ساختمان می باشد). الگوریتم و فرمول بندی مناسبی توسط اران و کاسمالی [۵-۶] و عادل و گیر [۷] برای تحلیل غیرخطی دینامیکی ارائه شده و پایداری خراباهای فضایی تحت اثر بارهای دینامیکی توسط کاسمالی و بیدهندی [۸] مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین پایداری خراباهای فضایی تحت اثر بارهای دینامیکی با توجه به هندسه غیرخطی و رفتار غیرخطی ارتجاعی مصالح توسط زو و همکاران [۹] مورد بحث قرار گرفته است.

در این مقاله پایداری قاب های فضایی با توجه به اثرات غیرخطی هندسی مورد بررسی قرار گرفته و سپس در رابطه با اثرات نیروهای، قائم بر روی پاسخ سازه ناشی از نیروهای زلزله بحث شده است، اثرات نیروی محوری بر روی سختی های خمشی و پیچشی با استفاده از تئوری تیرستون منظور شده و اثرات انحنا در

به طوری که:



شکل (۲) نیروهای انتهایی مطابق با تغییر شکل های انتهایی.

به طوری که: A سطح مقطع عضو، E مدول الاستیسته، I<sub>j</sub> ممان اینرسی حول محور X<sub>j</sub> عضو، C<sub>1j</sub> و C<sub>2j</sub> توابع پایداری، C<sub>1j</sub> ضریب اصلاح طول حول محور X<sub>j</sub> و C<sub>2j</sub> ضریب سختی پیچشی می باشند که به تفصیل در مرجع [۱۱] آمده اند.

## ۲-۲. معادله حرکت سیستم

فرض می شود که جرم ها در گره ها متمرکز بوده و از اثرات میرایی صرف نظر می گردد. آنگاه معادله حرکت سازه را می توان به صورت زیر نوشت.

$$[M] \{\ddot{X}\} + \{f\} = \{P\} \quad (10)$$

به طوری که: {P} نیروهای خارجی اعمال شده بر گره ها، {f} برآیند نیروهای داخلی، {X} مختصات گره ها پس از تغییر شکل، [M] ماتریس قطری جرم و {X} بردار شتاب گره ها می باشند. روابط نیرو- تغییر شکل که در بخش ۱-۲ ارائه شده نشانگر این نکته است که بردار {f} تابع غیرخطی نسبت به {X} است، برای راحتی محاسبات از معادلات نموی<sup>۲</sup> حرکت استفاده می شود:

$$[M] \{\Delta \ddot{X}\} + \{\tau\} \{\Delta X\} = \{\Delta P\} \quad (11)$$

به طوری که {ΔP} بردار افزایش بار می باشد و {ΔX} به ترتیب تغییرات بردارهای شتاب و تغییر مکان می باشد. همچنین

$$[\bar{B}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \frac{1}{1+\delta} & \frac{1}{1+\delta} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{1+\delta} & \frac{1}{1+\delta} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ \frac{1}{1+\delta} & \frac{1}{1+\delta} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{1+\delta} & \frac{1}{1+\delta} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

(۴)

و

$$\bar{S}_1 = M_{13}, \bar{S}_2 = M_{23}, \bar{S}_3 = M_{12}, \bar{S}_4 = M_{22}, \bar{S}_5 = M_1, \bar{S}_6 = QL$$

(۵)

و L و L(1+δ) به ترتیب طول عضو قبل و بعد از تغییر شکل می باشند.

رابطه بین تغییر شکل های نسبی عضو و نیروهای انتهایی عضو براساس تئوری تیرستون به صورت زیر نوشته می شود [۱۲]:

$$M_{1j} = \frac{EI_j}{L} (C_{1j} \theta_{1j} + C_{2j} \theta_{2j}) \quad j = 2, 3 \quad (6)$$

$$M_{2j} = \frac{EI_j}{L} (C_{2j} \theta_{1j} + C_{1j} \theta_{2j}) \quad j = 2, 3 \quad (7)$$

$$M_t = \frac{C_t}{L} \phi_t \quad (8)$$

$$Q = EA \left( \frac{u}{L} - C_{b3} - C_{b2} \right) \quad (9)$$

$$\{\Delta \bar{S}\} = [t] \{\Delta \bar{u}\} \quad (16)$$

عناصر ماتریس  $[t]$  در مرجع [۱۱] آمده و عناصر بردار  $\{\Delta \bar{u}\}$  عبارتند از:

$$\bar{u}_1 = \theta_{13}, \bar{u}_2 = \theta_{23}, \bar{u}_3 = \theta_{12}, \bar{u}_4 = \theta_{22}, \bar{u}_5 = \phi_1, \bar{u}_6 = \frac{u}{L}$$

### ۳- روش محاسبات

پاسخ دینامیکی سازه با انتگرال گیری گام به گام به دست آمده، برای حل عددی انتگرال گیری روش  $\beta$  نیومارک [۱۰]،  $(\beta = 0.25, \delta = 0.5)$ ، انتخاب گردیده و روند تکرار نیوتن-رافسون در هر گام تا ارضاء کامل معادله حرکت به کار گرفته شده است. فرض می گردد تغییر مکان های گرهی  $\{X\}^{(k)}$  در لحظه  $t_k$  مشخص باشد، آنگاه براساس روش  $\beta$  نیومارک تغییر مکان و سرعت در لحظه  $t_{k+1}$  برابر است با:

$$\{\Delta X\} = (\Delta t) \dot{X}^{(k)} + \frac{1}{4} (\Delta t)^2 \ddot{X}^{(k)} + \frac{1}{4} (\Delta t)^2 \ddot{X}^{(k+1)} \quad (17)$$

$$\{\Delta \dot{X}\} = \frac{1}{2} (\Delta t) \ddot{X}^{(k)} + \frac{1}{2} (\Delta t) \ddot{X}^{(k+1)} \quad (18)$$

به طوری که  $\{X\}$  بردار سرعت گرهی می باشد. با جایگذاری رابطه (۱۸) در رابطه (۱۷) و حل آن بر حسب  $\{\Delta \ddot{X}\}$  رابطه زیر حاصل می گردد:

$$\{\Delta \ddot{X}\} = \frac{4}{(\Delta t)^2} (\Delta X) - \frac{4}{(\Delta t)} \dot{X}^{(k)} - 2 \ddot{X}^{(k)} \quad (19)$$

با جایگذاری معادله (۱۹) در رابطه (۱۱) رابطه زیر حاصل می گردد:

$$[t] \{\Delta X\} + \frac{4}{(\Delta t)^2} [M] \{\Delta X\} = \{\Delta P\} + \frac{4}{(\Delta t)} [M] \dot{X}^{(k)} + 2 [M] \ddot{X}^{(k)} \quad (20)$$

مقدار  $[t]$  براساس تغییر شکل ها در ابتدای فاصله زمانی محاسبه می شود و با ثابت فرض کردن آن در طول زمان  $\Delta t$  مقدار  $\{\Delta X\}$  حاصل می شود از آنجا که خصوصیات ثابت فرض شده است، نیروی نامتعادل  $\{\Delta Q\}$  در انتهای فاصله زمانی ایجاد می گردد که مقدار آن با توجه به رابطه (۱۱) قابل محاسبه است:

$$[\tau] = \begin{bmatrix} \delta f_i \\ \delta X_j \end{bmatrix} \quad (12)$$

ماتریس سختی مماسی سیستم می باشد.

### ۲-۳. ماتریس سختی مماسی عضو

رابطه بین تغییرات نیروها و تغییر مکان های عضو در دستگاه مختصات عمومی به صورت زیر نوشته می شود.

$$\{\Delta F\} = [T] \{\Delta V\} \quad (13)$$

به طوری که  $\{V\}$  و  $[T]$  به ترتیب بردار تغییر مکان های انتهایی عضو و ماتریس سختی مماسی عضو در دستگاه مختصات سازه می باشند و:

$$[T] = [R] [\bar{B}] [t] [\bar{B}]^T [R]^T + \sum_k \bar{S}_k [R] [G]^{(k)} [R]^T \quad (14)$$

به طوری که  $[t]$  ماتریس سختی مماسی عضو در دستگاه مختصات موضعی است:

$$[t] = \begin{bmatrix} \varepsilon_3 C_{13} & \varepsilon_3 C_{23} & 0 & 0 & 0 & \frac{G_{13}}{H} \\ + \frac{G_{13}^2}{\pi^2 H} & + \frac{G_{13} G_{23}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{13} G_{12}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{13} G_{22}}{\pi^2 H} & 0 & \frac{G_{23}}{H} \\ \varepsilon_3 C_{23} & \varepsilon_3 C_{13} & 0 & 0 & 0 & \frac{G_{23}}{H} \\ + \frac{G_{13} G_{23}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{23}^2}{\pi^2 H} & + \frac{G_{23} G_{12}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{23} G_{22}}{\pi^2 H} & 0 & \frac{G_{12}}{H} \\ 0 & 0 & \varepsilon_2 C_{12} & \varepsilon_2 C_{22} & 0 & \frac{G_{12}}{H} \\ + \frac{G_{13} G_{12}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{23} G_{12}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{12}^2}{\pi^2 H} & + \frac{G_{12} G_{22}}{\pi^2 H} & 0 & \frac{G_{22}}{H} \\ 0 & 0 & \varepsilon_2 C_{22} & \varepsilon_2 C_{12} & 0 & \frac{G_{22}}{H} \\ + \frac{G_{13} G_{22}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{23} G_{22}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{12} G_{22}}{\pi^2 H} & + \frac{G_{22}^2}{\pi^2 H} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{C_1}{EI} & 0 \\ \frac{G_{13}}{H} & \frac{G_{23}}{H} & \frac{G_{12}}{H} & \frac{G_{23}}{H} & 0 & \frac{\pi^2}{H} \end{bmatrix}$$

(۱۵)

و

$$\{\Delta Q\}_z = \{P\} - [M] \{\ddot{X}\}_z - \{f\}_z \quad (21)$$

با فرض اینکه  $\{\Delta \Delta X\}_z$ ,  $\{\Delta \Delta \dot{X}\}_z$ ,  $\{\Delta \Delta \ddot{X}\}_z$  تصحیحات مربوط به نیروی نامتعادل بر روی  $\{\Delta X\}$ ,  $\{\Delta \dot{X}\}$ ,  $\{\Delta \ddot{X}\}$  باشند. آنگاه از رابطه ۱۱۹ نتیجه گرفته می شود:

$$\{\Delta \Delta \ddot{X}\}_z = \frac{4}{(\Delta t)^2} \{\Delta \Delta X\}_z \quad (22)$$

به طوری که  $\{\Delta \Delta X\}_z$  با استفاده از نیروی نامتعادل  $\{\Delta Q\}_z$  به دست می آید.

$$[\tau]_z \{\Delta \Delta X\}_z + \frac{4}{(\Delta t)^2} [M] \{\Delta \Delta X\}_z = \{\Delta Q\}_z \quad (23)$$

تقریب جدید مربوط به تغییر شکل های گسری می باشد.  $\{X\}_{j+1} = \{X\}_j + \{\Delta \Delta X\}_j$  خواهد بود. این عمل تا جایی تکرار می شود که  $\{\Delta \Delta X\}_j$  به حد کافی کوچک و قابل صرف نظر کردن باشد.

## ۴- مسأله پایداری

بار بحرانی در حالت استاتیکی از صفر شدن دترمینان ماتریس سختی سازه حاصل می گردد، در واقع ماتریس ضرایب همان ماتریس سختی است. در حالی که هنگام اعمال بارهای دینامیکی ماتریس ضرایب ترکیبی از سختی و جرم می باشد. در حالت دینامیکی بار بحرانی باری است که با ایجاد اندکی افزایش در آن تغییر شکل ها به میزان زیادی افزایش یابد (معیار بادینسکی - رات [۱۵]). در این مقاله منحنی های نیرو - حداکثر تغییر شکل برای حالات مختلف بار دینامیکی رسم شده است. دو نوع ناپایداری پرش ناگهانی<sup>۳</sup> و چند شاخگی<sup>۴</sup> ممکن است رخ دهد که در مورد ناپایداری چند شاخگی با اعمال اندکی (تا حدود ۱۰٪) نیروی جانبی، منحنی نیرو - تغییر شکل مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۵- مثال های عددی

### مطالعه پایداری گنبد ۱۸ عضوی:

مسئله پایداری گنبد (شکل (۲)) تحت اثر بارهای استاتیکی که به طور تجربی نیز مورد آزمایش قرار گرفته است، در مراجع [۴] و [۱۳] بحث شده است. در این مقاله پایداری گنبد فوق تحت اثر بارهای دینامیکی برای دو وضعیت بارگذاری مورد مطالعه قرار گرفته است وضعیت بارگذاری اول شامل بار متمرکز P که فقط بر

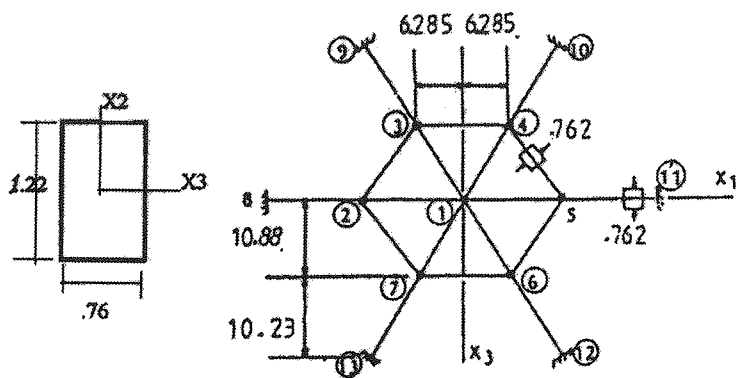
گره ۱ اعمال شده است می باشد، وضعیت بارگذاری دوم شامل ۷ بار متمرکز واقع بر گره های ۱ تا ۷ است (شکل (۳)). در شکل (۴) سه نوع بار دینامیکی که در اینجا به کار گرفته شده نشان داده شده است. همچنین در اشکال (۵) تا (۸) منحنی های بار - حداکثر تغییر شکل قائم در حالات مختلف بارگذاری دینامیکی در وضعیت بارگذاری اول آمده است و جهت مقایسه منحنی بار - تغییر شکل در حالت استاتیکی در کنار سایر منحنی ها رسم شده است. در شکل (۵) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان قائم برای بار دینامیکی مستطیلی و منحنی بار - تغییر شکل استاتیکی در یک جا رسم گردیده است، شکل فوق نشان می دهد که بار بحرانی در حالت استاتیکی ۱۵/۸ kips و بار بحرانی در حالت دینامیکی مستطیلی ۱۱/۷۶ kips می باشد یعنی چیزی در حدود ۲۶٪ کاهش در بار بحرانی ایجاد گردیده است. در اشکال (۶) و (۷) منحنی بار حداکثر تغییر شکل برای زمان های مختلف اعمال بار آمده است. باتوجه به نتایج به دست آمده بارگذاری سینوسی هنگامی حداقل بار بحرانی را می دهد که زمان اعمال بار به پریرود طبیعی ارتعاشی سازه نزدیک می گردد. تمامی اشکال نمایانگر این نکته است که نوع کمناش ایجاد شده در اثر بارگذاری نوع اول از نوع پرش ناگهانی می باشد. در شکل (۸) منحنی های بار بحرانی بر علیه مدت زمان اعمال بار رسم گردیده اند. چنانچه مشاهده می گردد هر چه مدت زمان اعمال بار مثلی طولانی تر می شود بار بحرانی در اثر بارگذاری مثلی به میزان بار بحرانی در حالت بار دینامیکی مستطیلی نزدیکتر می گردد و هر چه مدت زمان اعمال بار سینوسی بیشتر می گردد، بار بحرانی در اثر بارگذاری سینوسی به بار بحرانی استاتیکی نزدیکتر می شود.

پایداری گنبد شکل (۲) در اثر وضعیت بارگذاری دوم در اشکال (۹) تا (۱۱) مورد بررسی قرار گرفته است. در محل اعمال بارهای فوق بار افقی  $eP$  ( $e = 0/1$ ) اعمال گردیده است. در اثر بارگذاری فوق بار بحرانی سازه در حالت استاتیکی ۱۷۳۷۴ KN می باشد که سازه مقاومت خود را در مقابل بارهای جانبی از دست می دهد. در واقع ناپایداری از نوع چند شاخگی رخ می دهد.

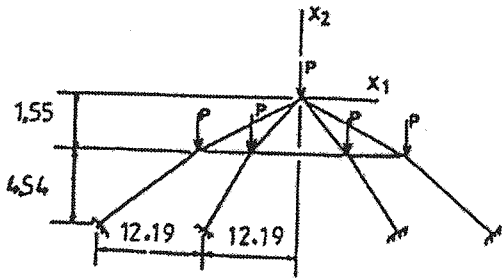
### مطالعه پاسخ دینامیکی قاب فضایی هشت

#### عضوی

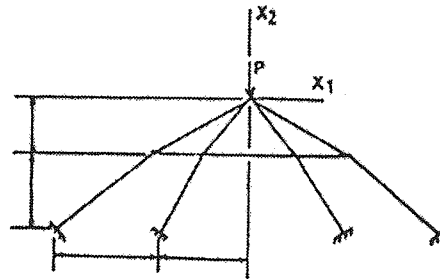
قاب پرتال هشت عضوی شکل (۱۲) تحت اثر زلزله ای سنترو اصلاح شده مورد بررسی قرار گرفته



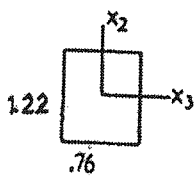
$E=20.6\text{Gpa}$   
 $G=8.81\text{Gpa}$   
 $M_1=87.5\text{T}$   
 $M_2=79.5\text{T}$



بارگذاری نوع (۲)



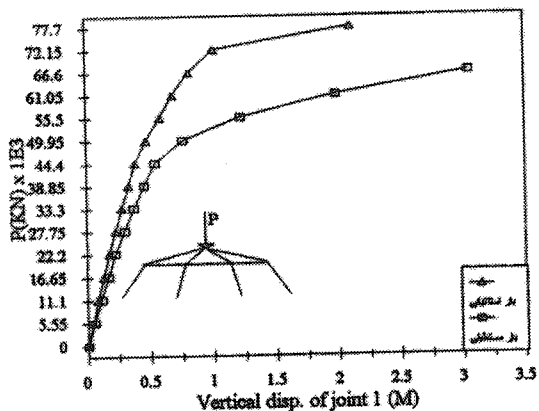
بارگذاری نوع (۱)



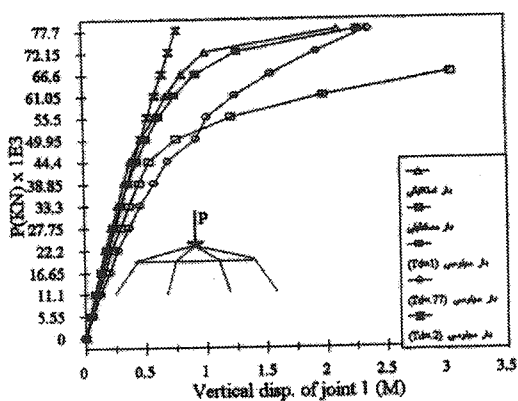
$E = 20.6 \text{ GPa}$   
 $G = 8.81 \text{ GPa}$   
 $M_1 = 87.5 \text{ tons}$   
 $M_2 = 79.5 \text{ tons}$

مشخصات مقطع

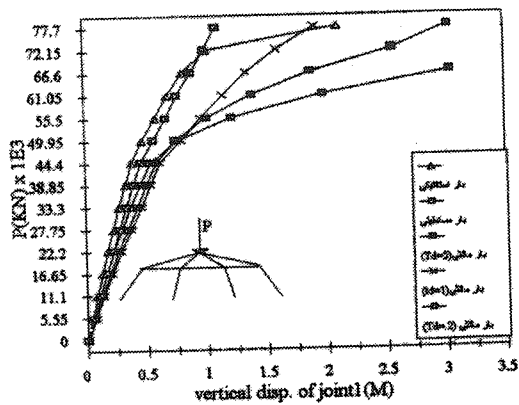
شکل (۳) گنبد ۱۸ عضوی ابعاد و مشخصات آن.



شکل (۵) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان قائم گره ۱ گنبد ۱۸ عضوی (بار مستطیلی).

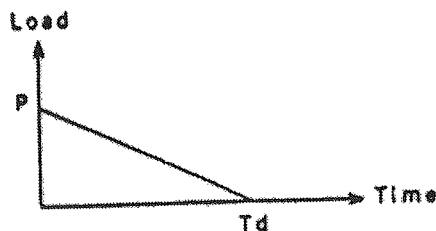


شکل (۶) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان قائم گره ۱ گنبد ۱۸ عضوی (بارهای سینوسی).

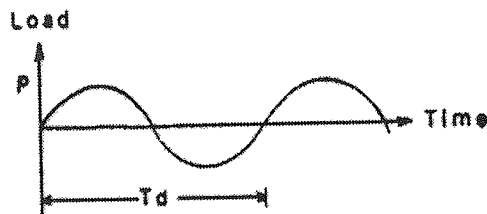


شکل (۷) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان قائم گره ۱ گنبد ۱۸ عضوی (بارهای مثلثی).

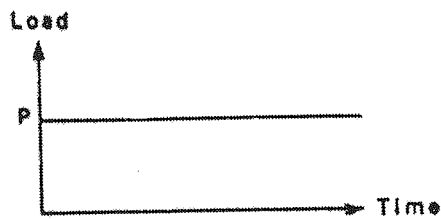
است. در شکل (۱۳) شتاب زلزله ال سنترو اصلاح شده رسم شده است. شکل (۱۴) برش پایه ستون ۱ سازه در لحظات مختلف را نشان می دهد، اشکال (۱۵) و (۱۶) پاسخ دینامیکی و برش پایه در حالت غیر خطی وقتی بارهای استاتیکی مختلفی به سازه اعمال می گردد را نشان می دهد. چنانچه ملاحظه می گردد افزایش بار استاتیکی مقدار برش پایه را کاهش می دهد (به علت کاهش سختی سازه ناشی از اعمال بار)، لیکن افزایش قابل ملاحظه ای در پاسخ سازه ایجاد نمی گردد (مگر در محدوده فرکانس بحرانی) همچنین دیده می شود که در میزان حداکثر برش پایه تا حدود نصف تقلیل میابد.



بار مثلثی

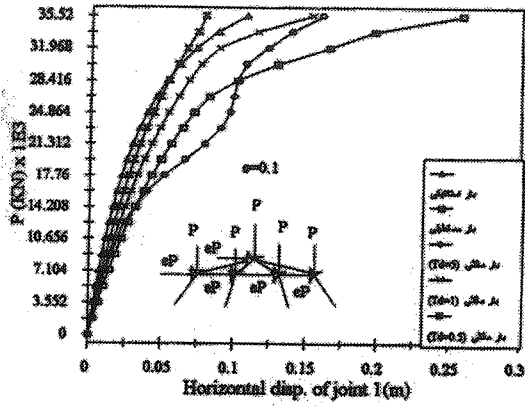


بار سینوسی

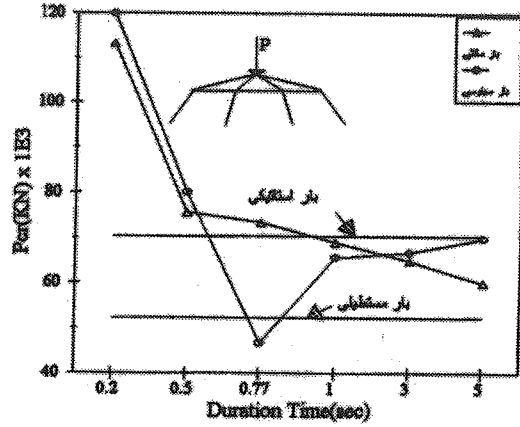


بار مستطیلی

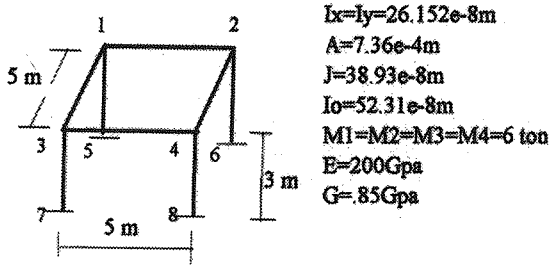
شکل (۴) توابع بار دینامیکی.



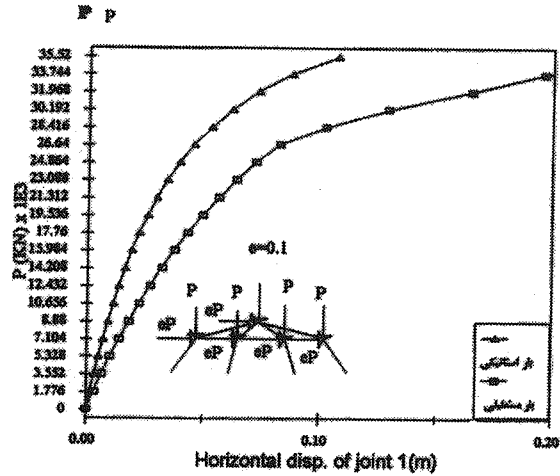
شکل (۱۱) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان گره ۱  
گنبد ۱۸ عضوی (بارهای مثلثی) -



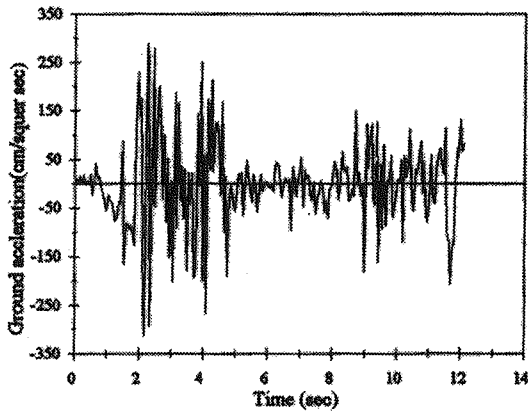
شکل (۸) منحنی بار بحرانی مدت زمان اعمال بار  
گنبد ۱۸ عضوی (انواع بار دینامیکی) -



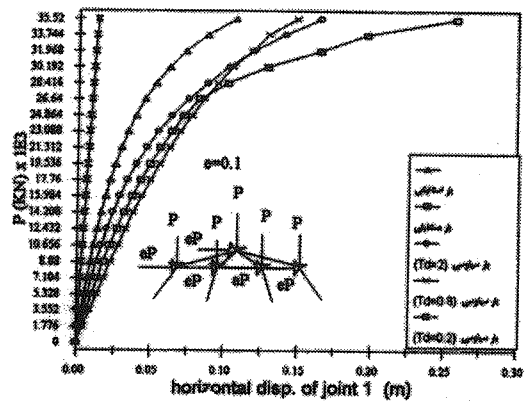
شکل (۱۲) قاب پرتال ۸ عضوی، ابعاد و مشخصات آن.



شکل (۹) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان افقی گره ۱  
گنبد ۱۸ عضوی (بار مستطیلی) - ( $e = 0.1$ )



شکل (۱۳) شتاب زلزله ال سترو اصلاح شده .



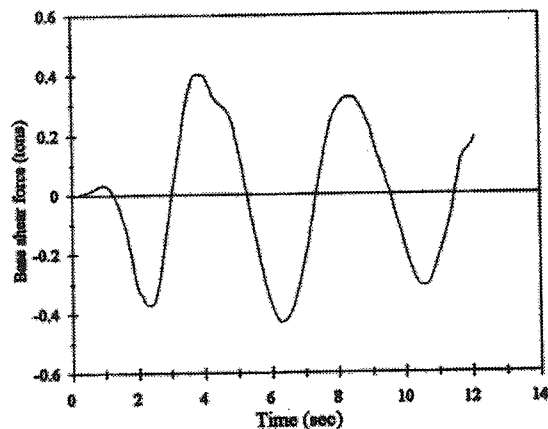
شکل (۱۰) منحنی بار - حداکثر تغییر مکان افقی  
گره ۱ گنبد ۱۸ عضوی - (بارهای سینوسی) -



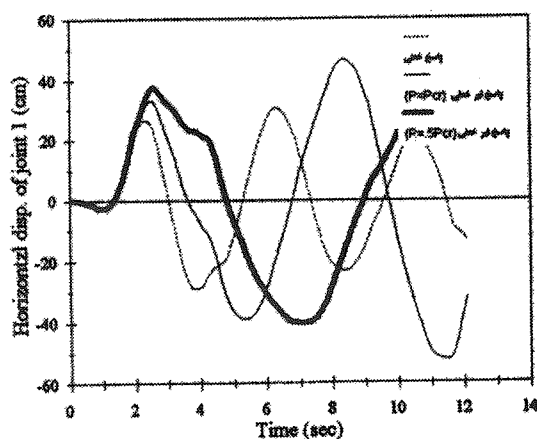
## ۶- خلاصه و نتیجه گیری

در این مقاله روشی برای تحلیل دینامیکی قاب‌های فضایی ارائه شده است. روش تحلیل براساس فرمول بندی اوپلرین بوده و همچنین تغییر شکل‌های بزرگ گره‌ها و دوران‌های بزرگ اعضا در آن منظور شده است. بار بحرانی دینامیکی براساس معیار بادینسکی و رات محاسبه شده است. برای کنترل پایداری سه نوع بار دینامیکی مستطیلی با زمان نامحدود و بارهای مثلثی و سینوسی با زمان‌های محدود به سازه اعمال شده است. باتوجه به منحنی‌های نیرو - تغییر شکل مشاهده شده که:

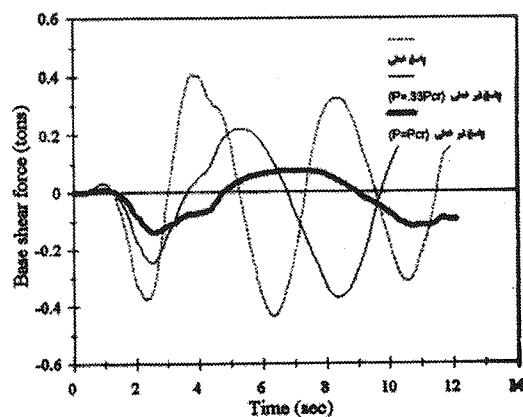
۱ - سازه تحت اثر بارهای دینامیکی مستطیلی با زمان نامحدود در بار کمتری کمانش می‌کند. ۲ - بار بحرانی سازه تحت اثر بار دینامیکی مثلثی با زمان کم بیشتر از بار بحرانی در حالت استاتیکی است. اگر مدت زمان اعمال بار طولانی شود، بار بحرانی شروع به کاهش می‌کند و در نهایت به بار مستطیلی می‌رسد. ۳ - بار بحرانی سازه تحت اثر بار دینامیکی سینوسی در محلی که زمان اعمال بار به پریرود طبیعی ارتعاشی سازه نزدیک می‌گردد حداقل مقدار خود را داراست و سپس اگر مدت زمان اعمال بار افزایش یابد بار بحرانی دینامیکی به بار بحرانی استاتیکی نزدیک می‌شود. در مطالعه پاسخ دینامیکی قاب پرتال متأثر از شتاب زلزله ال سنترو مشاهده شده که افزایش بارهای قائم بر روی سازه باعث کاهش میزان حداکثر برش پایه می‌گردد. به طوری که وقتی بار قائم تقریباً نصف بار بحرانی سازه باشد، میزان حداکثر برش پایه حدود ۵۰٪ کاهش می‌یابد در صورتی که در حداکثر تغییر شکل‌های ایجاد شده اثر زیادی حاصل نمی‌گردد.



شکل (۱۴) برش پایه ستون ۱ در جهت X به صورت تابعی از زمان در حالت خطی (قاب پرتال) -



شکل (۱۵) تغییر مکان افقی گره ۱ قاب پرتال برای بارهای قائم مختلف در حالت غیر خطی .



شکل (۱۶) برش پایه ستون ۱ قاب پرتال برای بارهای قائم مختلف در حالت غیر خطی .

- [1] S. M. Holzer, R. H. Plaut., A. E. Somers and W.S. White "Stability of lattice Structures under Combined loads. "J. Engng Mech. Div . ASCE. 106, 289-305 (1980).
- [2] S. Britvec and M.M. Davister "Post-buckling equilibrium of hyperstatic lattices". J. Engng. Mech. ASCE, 111, 287-310, (1985).
- [3] A. Kassimali, "Large deflection analysis of elastic-plastic frames, ", J. Struct . Engrg., ASCE, 109 (8), 1869 - 1886 (1983).
- [4] A. Kassimali and R. Abbasnia, "Large deformation analysis of elastic space frames, " J. Struct. Engrg. ASCE, 117 (7), 2069-2087, (1991).
- [5] A. Kassimali, "Nonlinear static and dynamic analysis of frames". Thesis Presented to the University of Missouri at Columbia, Misoroui, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy (1979).
- [6] C. Oran and A. Kassimali, "Large deformations of framed structures under static and dynamic loads.", comput. & struct., 6, 539-547, (1976).
- [7] H. Adeli and M. Gere "Algorithms for nonlinear structural dynamics. ", J. Struct, Div., ASCE, 10, 263-280, (1978).
- [8] A. Kassimali and E. Bidhendy, "Stability of trusses under dynamic loads.", Comput. & Struct., 29 (3), 381-392, (1988).
- [9] K. ZHU and A. Al-Bermani, "Nonlinear dynamic analysis of lattice structures. ", Comput. & Struct., 52 (1), 9-15, (1994)
- [10] R. Abbasnia and A. Kassimali, "Large deformation elastic-plastic analysis of space frames. ", J. Const. Steel Research, 35, 275-290, (1995).
- [11] R. Abbasnia, "Nonlinear analysis of plane frames. ", Thesis presented to the University of Southern Illinois, for the degree of M.S. (1987).
- [12] C. Oran, "Tangent stiffness in plane frames, "J. Struct. Div. ASCE, 99 (6) 987-1001, (1973).
- [13] M. Papadrakakis, and Ghionis, "Conjugate gradient algorithms in nonlinear structural analysis problems, "Comput. Methods Appl. Mech. and Engrg., 59 91), 11-27, (1986).
- [14] A. Kassimali, "Large deflection analysis of elastic-plastic frames". J struct. Engrg. ASCE, 109 98), 1869-1886 (1983).
- [15] B. Budinsky and R. S. Roth, "Axymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shells. "NASA. TND.- 1510 (1962).