

بررسی آسیب پذیری لرزه‌ای دودکشهای نیروگاهی، مطالعه موردی: دودکش نیروگاه توس مشهد

محمد رضا تابش پور*، علی اکبر گل افشانی**، علی بخشی*** و سید علی مؤیدعلایی****
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

(دریافت مقاله: ۸۲/۶/۱۸ - دریافت نسخه نهایی: ۸۵/۶/۲۷)

چکیده - بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های موجود، یکی از مسائل مطرح در زمینه مهندسی زلزله، به ویژه در کشور ماست. برخی از سازه‌های با اهمیت زیاد، دارای قدمت قابل ملاحظه‌ای بوده و در نتیجه ممکن است از نظر لرزه‌ای دارای مقاومت و یا شکل پذیری مورد نیاز در مقابل زلزله‌های مورد انتظار نباشند. این گونه سازه‌های باید به منظور تحمل بارهای لرزه‌ای محتمل، مورد بررسی قرار گیرند. بدین منظور ابتدا مدل سازه‌ای تهیه شده و سپس بر مبنای مطالعات لرزه خیزی و یا پیشنهادهای آیین نامه‌ای، مقدار مناسبی برای پارامترهای طراحی یا کنترلی (نظیر شتاب) انتخاب می‌شود. گام بعد تعریف شاخصهایی به منظور کمی کردن خرابیهای سازه‌ای است. سپس تحلیل دینامیکی غیر خطی انجام گرفته و شاخصهای خرابی تعیین می‌شوند. اغلب این شاخصها بر پایه محاسبه تغییر مکان بیشینه هنگام زلزله، ظرفیت تغییر مکان (حاصل از تحلیل بار جانبی افزاینده) و انرژی تلف شده در چرخه‌های ناشی از حرکت تناوبی سازه است. در مقاله حاضر، سازه دودکش نیروگاهی (واقع در مشهد) برای چندین سطح تراز شتاب (PGA) و از جمله سطوح مربوط به دوره‌های بازگشت ۷۵، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۵۰۰ ساله مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. ارتفاع دودکش برابر ۱۰۰ متر و قطر خارجی آن ۱۰ متر است. در تحلیل دینامیکی غیر خطی از چندین رکورد زلزله استفاده شده است. شاخص خرابی پارک - انگ که در نرم افزار IDARC ملحوظ شده و یک مدل مناسب برای سازه‌های بتنی است، مورد استفاده قرار گرفته است. روند ارائه شده بر مبنای استفاده از المانهای تیر ستون برای تحلیل دینامیکی غیر خطی و تحلیل خرابی منجر به نتایج گسترده‌ای در خصوص شناخت رفتار واقعی سازه بر اساس یک تحلیل منطقی است.

واژگان کلیدی: آسیب پذیری لرزه‌ای، شاخص خرابی، دودکش

Seismic Vulnerability of Special Structures: A Case Study of Toos Power Plant Stack

M. R. Tabeshpour, A. A. Golafshani, A. Bakhshi, and A. Moayed Alaei

Civil Engineering Department, Sharif University of Technology

Abstract: *The assessment of seismic performance of existing structures is becoming an important problem in earthquake engineering. Some important structures are considerably old and, therefore, their strengths and ductilities are less than strength and ductility demands because of changes in codes and design methodologies. Such structures must be strengthened to resist future earthquakes. First, a structural model must be developed and then, based on seismic hazard and seismic risk analysis or code quantities, the design (or control) parameters can be determined. The next step is defining the damage indices in order to quantify the structural damage. Then the nonlinear dynamic analysis is carried out and damage indices are calculated. In the present paper, a power plant stack (located in Mashhad) is investigated for some levels of peak ground acceleration (PGA) considering return periods of 75, 500, 1000, and 2500 year. The height of stack is 100 m and the external diameter of the structure is 10 m. Several records are used for nonlinear dynamic analysis. It has been used from Park-Ang damage index that is a suitable model for concrete structures and has been considered in IDARC. It is clear that nonlinear dynamic analysis is necessary for the seismic vulnerability of existing structures. Special structures such stacks can be modeled with some 2-D or 3-D elements. However, the beam-column element is a proper model for special structures such as chimneys, considering calculation cost.*

Keywords: *Vulnerability, Damage index, Chimney*

۱- مقدمه

بررسی آسیب پذیری لرزه‌ای به طور عمومی دارای جنبه‌های متعددی است [۱]. در این مطالعه فقط خرابیهای سازه‌ای منظور است. به منظور بررسی میزان خسارت سازه‌ای ابتدا باید شاخصهایی تعریف کرد که به کمک آنها بتوان خرابیها را به مقادیر کمی تبدیل کرد. بدین منظور شاخصهای خرابی متعددی تعریف شده است. اغلب شاخصهای خرابی براساس تغییر شکلهای ایجاد شده در سازه و یا انرژی چرخه‌ای جذب شده در آن، تعریف می‌شوند. خرابی سازه‌ای به دو صورت محلی و کلی قابل بررسی است. شاخصهای محلی، مبین میزان خرابی در اعضای گوناگون بوده و شاخصهای کلی، حالت کل سازه یا بخشی از آن مانند طبقات خاص را بیان می‌کنند.

شکل‌پذیری یک شاخص قدیمی بوده که براساس تغییر شکلهای سازه است. شکل‌پذیری در مقیاسهای چرخش، انحنای و جابه‌جایی تعریف می‌شود. بانون و همکاران به منظور رفع نقایص نسبتهای شکل‌پذیری، نسبت خرابی انعطافی را پیشنهاد کردند [۲]. نسبت خرابی انعطافی به صورت خارج قسمت سختی مماسی اولیه به سختی سکانتی تقلیل یافته در تغییر شکل تعریف می‌شود. همچنین آنها به منظور لحاظ نمودن تجمع

به منظور بررسی عملکرد واقعی ساختمانها در هنگام زلزله می‌توان از تحلیل غیر خطی استفاده کرد و تغییر مکانها، محل تشکیل مفاصل پلاستیک و نحوه توزیع آنها را بررسی کرد. همچنین می‌توان میزان خرابی (آسیب) ساختمان را براساس روشهایی، تعیین کرد. اغلب این روشها بر پایه محاسبه تغییر مکان هنگام زلزله، ظرفیت تغییر مکان (حاصل از تحلیل بار جانبی افزاینده) و انرژی تلف شده در چرخه‌های ناشی از حرکت تناوبی ساختمان است. اگر در مدت عمر سازه به دلایلی (مثلاً تغییر ضوابط بارگذاری لرزه‌ای یا ترازهای شتاب بیشتر از مبنای طرح حاصله از مطالعات تحلیل ریسک و...) بارگذاری و یا شرایط بهره‌برداری دچار تغییراتی شود، باید به منظور حصول اطمینان از عملکرد مناسب سازه، آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن مورد ارزیابی قرار گیرد. همچنین تعداد قابل ملاحظه‌ای از سازه‌ها (از جمله برخی از آثار قدیمی و باستانی، سازه‌های مهم و...) وجود دارند که در زمان ساخت، ضوابط طراحی لرزه‌ای برای آنها رعایت نشده است. در چنین شرایطی نیز آسیب‌پذیری لرزه‌ای این سازه‌ها باید بررسی شود.

خرابی به علت بارگذاری رفت و برگشتی، دو پارامتر دیگر برای خرابی تعریف کردند. این دو عبارتند از چرخش تجمعی همسان شده و انرژی جذبی همسان شده. چرخش تجمعی همسان شده به صورت نسبت مجموع چرخشهای پلاستیک به چرخش تسلیم، تعریف می‌گردد. همچنین جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای، شاخص ساده‌ای است که براساس تغییر شکل‌های بین طبقات بیان می‌شود.

برای اعضای فولادی از مدل خرابی راوینکلر و زهره‌ای استفاده می‌شود [۳]. برای خرابی محلی در اعضای بتن مسلح، مدل‌های متنوعی وجود دارد. از جمله آنها می‌توان به مدل‌های پیشنهادی توسط پارک و انگ اشاره کرد [۴-۶]. مدل براچی و همکاران براساس مفاهیم پتانسیل خرابی موجود و میزان خرابی حاصله است [۷]. چونگ و همکاران یک شاخص خرابی بر مبنای ترکیب ایده ماینر با اصلاح کننده‌های شاخص خرابی که منعکس کننده اثر تاریخیچه بارگذاری است، تعریف کردند [۸-۱۰]. این شاخص، تفاوت بین پاسخ اعضا به ممانهای مثبت و منفی را در نظر می‌گیرد.

یک روش برای تعریف شاخص خرابی کلی، استفاده از پارامترهای سازه‌ای است. شاخصهای نرم‌شدگی با توجه به خصوصیات سازه‌ای به صورت یک پارامتر منفرد برای کل سازه، تعریف می‌شوند. این شاخصها با تغییرات در پروده‌های اصلی سازه، قبل و بعد از خرابی، مربوط‌اند. در اینجا به انواع شاخصهای نرم‌شدگی اشاره مختصری می‌شود. رافائیل و میر یک رابطه بین پارامتر خرابی کلی (که برحسب تغییر شکل‌های تراز بام سازه بیان می‌شود) و تغییر حاصله در فرکانس اصلی سازه پیشنهاد دادند [۱۱].

پاسکال و چکمک دو شاخص خرابی نرم‌شدگی (نرم‌شدگی و نرم‌شدگی نهایی) را پیشنهاد دادند [۱۲-۱۳]. حداکثر نرم‌شدگی هنگامی حاصل می‌شود که بیشتر اعضای سازه‌ای تسلیم شده باشند. در این روش پرئود اصلی سازه غیر خطی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. شاخص نرم‌شدگی نهایی تقریباً معادل با متوسط وزنی خرابیهای موضعی است، به

شرطی که شکل مود ارتعاشی بعد از خرابی سازه، تغییر زیادی پیدا نکنند. پاسکال و چکمک نشان دادند که شاخص نرم‌شدگی نهایی، تقریباً معادل میانگین کاهش سختی در سازه است. شاخص نرم‌شدگی بستگی به اثر توأم کاهش سختی و تغییر شکل‌های پلاستیک دارد. به منظور محاسبه شاخصهای نرم‌شدگی باید پاسخ سازه به تحریک ورودی زمین، معلوم باشد. نرم‌شدگی نهایی را می‌توان با توجه به اطلاعات حالت سازه، قبل و بعد از زلزله (بدون نیاز به اطلاعات مربوط به پاسخ سازه در خلال زلزله) تعیین کرد. شاخصهای نرم‌شدگی، اطلاعاتی در مورد توزیع خرابی در اعضای مختلف سازه، به دست نمی‌دهند. مورک شاخص نرم‌شدگی را با اضافه کردن اثر مود دوم تعریف کرد [۱۴]. لیباس و سوزن نیز براساس نرم‌شدگی (کاهندگی سختی) یک شاخص خرابی پیشنهاد داده‌اند [۱۵].

با توجه به آنکه شاخص خرابی پارک - انگ براساس آزمایشها و مشاهدات زیادی همسان سازی شده و در نرم افزار IDARC نیز لحاظ شده [۱۶]، در این مطالعه از شاخص مزبور استفاده شده است. در صورت اعمال قضاوت‌های مهندسی برای میزان اهمیت در ترازهای گوناگون سازه می‌توان از ضرایب اصلاحی استفاده کرد [۱۷]. در صورتی که نیاز به تقویت سازه‌ای باشد، می‌توان از روشهای گوناگون بهره جست [۱۸-۲۰]. در مورد سازه‌های خاص نظیر دودکشها و برجهای تلویزیونی نکات مهمی در مورد مدلسازی و نتیجه گیری قطعی وجود دارد [۲۱]. در ادامه ابتدا شاخص خرابی پارک - انگ معرفی شده و سپس روند کامل تحلیل آسیب پذیری لرزه‌ای در قالب یک مثال کاربردی و مهم، ارائه می‌شود.

۲- شاخص خرابی پارک - انگ

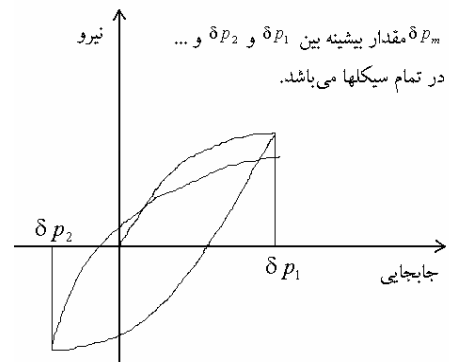
۲-۱- شاخص خرابی محلی پارک - انگ

پارک و انگ یک ترکیب خطی از تغییر شکل و انرژی تلف شده را به صورت زیر تعریف کردند:

برترو و برترو شاخص خرابی پارک - انگ را برای یک عضو خمشی به صورت زیر ارائه کرده‌اند [۲۲]:

$$DI = \frac{\theta_m}{\theta_u} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \int dE \quad (۳)$$

که در آن θ_m چرخش در طول بارگذاری، θ_u ظرفیت نهایی چرخش مقطع، M_y ممان تسلیم مقطع و $\int dE$ انرژی جذب شده چرخه‌ای می‌باشد. شاخص خرابی برای عضو به صورت میانگین شاخصهای خرابی طرفین عضو، محاسبه می‌شود.



شکل ۱- پارامتر δ_m در شاخص خرابی پارک - انگ

۲-۲- شاخص خرابی کلی پارک - انگ

یکی از متداول ترین شاخصهای خرابی کلی، شاخص پیشنهادی پارک و انگ است. این شاخص قابل تعمیم به مقیاس طبقه و کل ساختمان است. شاخص خرابی طبقه، با جمع نمودن شاخصهای اعضای آن طبقه، به نسبت انرژی چرخه‌ای اعضا، به دست می‌آید:

$$DI_j^s = \sum_{k=1}^{m_j} \lambda_{kj} \cdot DI_{kj} \quad , \quad \lambda_{kj} = \frac{E_{kj}}{E_j} \quad (۴)$$

که در آن DI_j^s شاخص خرابی طبقه j ام، DI_{kj} شاخص خرابی عضو k ام از طبقه j ام، E_{kj} انرژی چرخه‌ای عضو k ام از طبقه j ام، $E_j = \sum_{i=1}^{m_j} E_{ij}$ انرژی چرخه‌ای طبقه j ام و m_j تعداد اعضای طبقه j است. همچنین شاخص خرابی کل سازه، به صورت زیر قابل تعریف است:

$$DI_G = \sum_{i=1}^N \lambda_i (DI_i^s) \quad , \quad \lambda_i = \frac{E_i}{E_T} \quad (۵)$$

که در آن DI_G شاخص خرابی کل سازه، $E_T = \sum_{s=1}^N E_s$ کل انرژی چرخه‌ای سازه و N تعداد طبقات سازه است.

بر اساس مدل فوق می‌توان شاخص خرابی کلی برای یک سازه طره‌ای بر اساس شاخص خرابی اعضا را به صورت زیر به دست آورد:

$$DI_G = \sum (\lambda_i)_{element} (DI_i)_{element} \quad , \quad (\lambda_i)_{element} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{element} \quad (۶)$$

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (۱)$$

و یا:

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \int \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_c(\delta)} \quad (۲)$$

که در آن δ_m بیشینه تغییر شکل سازه (حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی)، δ_u تغییر شکل نهایی سازه (حاصل از تحلیل بار جانبی افزاینده)، P_y مقاومت تسلیم عضو مورد نظر، $\int dE_h$ انرژی جذب شده توسط عضو در خلال حرکات رفت و برگشتی زلزله، $E_c(\delta)$ انرژی چرخه‌ای بر سیکل در تغییر شکل δ ، α و β ضریب ثابت مدل (حدود ۰/۱۵ - ۰/۱) هستند. رابطه پارک - انگ بر مبنای رفتار سازه‌های بتنی استخراج شده است و در نتیجه برای ارزیابی این نوع سازه‌ها مناسبتر است. در شکل (۱) پارامترهای مدل پارک - انگ مشاهده می‌شود. در این شکل δ_{p1} ، δ_{p2} ، ... و δ_{pn} میزان تغییر شکل در هر سیکل بوده و پارامتر δ_m مقدار بیشینه بین δ_{p1} ، δ_{p2} ، ... و δ_{pn} است. شاخص خرابی پارک - انگ بین صفر (بدون خرابی) و یک (فرو ریزش) کالیبره شده است. ظرفیت تغییر شکل نهایی عضو، تحت بارگذاری یک جهته δ_u ، نشان دهنده ظرفیت شکل‌پذیری عضو است. در سالهای اخیر برای سازه‌های بتن‌آرمه، از شاخص پارک - انگ استفاده زیادی شده است. علت این امر، سادگی مدل و همسان بودن با استفاده از داده‌های مربوط به خرابیهای زلزله‌های گذشته و همچنین آزمایشهای متعددی بر روی اعضا مبتنی است.

جدول ۱- رابطه بین شاخص کلی خرابی سازه (Global DI) با وضعیت فیزیکی سازه

درجه خرابی	مشاهده فیزیکی	شاخص خرابی	وضعیت سازه
انهدام	فروریزش تمام یا قسمتی از سازه	> 1	نابودی کامل
شدید	تخریب و له شدن بتن، کمانش آشکار فولاد تسلیح	$0.4-1$	غیر قابل تعمیر
متوسط	ترکهای بزرگ، ریختن بتن در بعضی المانها	$0.3-0.4$	قابل تعمیر
کم	ترکهای کوچک، خرد شدگی بتن در ستونها	$0.15-0.3$	بدون آسیب جدی
سبک	وقوع ترکهای مختصر	< 0.15	بدون صدمه قابل مشاهده

کنترلی، نظیر تغییر مکانهای نسبی با دقت بسیار خوبی در مقایسه با مدل‌های دارای المانهای دو یا سه بعدی، با استفاده از المانهای تیری به سادگی قابل تعیین‌اند.

از آنجا که سازه مورد اشاره یک سازه بتنی است، می‌توان از المان‌هایی نظیر Solid، Shell، و یا Beam برای مدل‌سازی آن استفاده کرد. در صورتی که از المانهای Shell یا Solid برای مدل سازه‌ای استفاده شود، از آنجا که تعداد این المانها در مدل بسیار زیاد بوده، در نتیجه برای انجام تحلیلهای دینامیکی، زمان قابل ملاحظه‌ای صرف می‌شود. همچنین باید توجه کرد که به منظور انجام تحلیل خرابی، سازه باید مورد تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار گیرد، که نسبت به تحلیل دینامیکی خطی، زمان بیشتری طلب می‌کند. از طرفی تحقیقات انجام شده در زمینه تحلیل دینامیکی برج میلاد، نشان می‌دهد که نتایج حاصل از مدل Beam با دو مدل دیگر انطباق بسیار خوبی داشته [۲۳ و ۲۴] و در نتیجه به منظور درک رفتار غیرخطی سازه در زلزله‌ها می‌توان از این المان مناسب استفاده کرد. در این بخش روش مدل‌سازی و تحلیل غیر خطی، مورد بررسی قرار می‌گیرد. ارتفاع دود کش استوانه‌ای برابر ۱۰۰ متر و قطر خارجی آن ۱۰ متر بوده و ضخامت آن تا تراز ۱۷/۵ متری برابر ۸۰ سانتیمتر و پس از آن برابر ۳۰ سانتیمتر است. لازم به ذکر است که در قسمت پایین سازه که ضخامت آن نیز زیاد است، بازشوهای تأسیساتی تعبیه شده‌اند، در نتیجه اختلاف بین سختی و مقاومت این دو قسمت آن چنان شدید نیست. کلیه جزییات مورد نیاز برای سایر پارامترهای هندسی و مقاومتی و فولادگذاری بر اساس نقشه‌های اجرایی تعیین شده است.

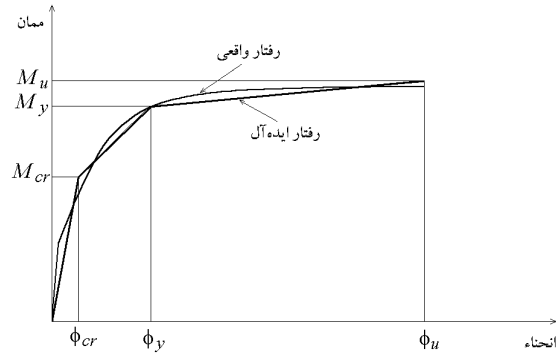
باتوجه به مشاهدات آزمایشگاهی، می‌توان بر مبنای شاخص محاسبه شده مطابق جدول (۱) نوع خرابی را تخمین زد [۴].

۳- تحلیل خطر لرزه‌ای

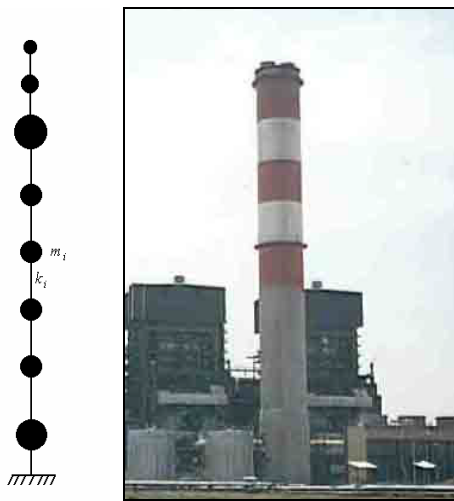
برای تعیین مقدار پارامتر لرزه‌ای یعنی بیشینه شتاب زمین (PGA)، تحلیل ریسک لرزه‌ای برای منطقه مورد نظر در مطالعه مستقل دیگری انجام شده است. با توجه به ریسک قابل قبول، مقدار شتاب در ترازهای مختلف، قابل محاسبه است. شتاب بیشینه متناظر با دوره‌های بازگشت ۷۵، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۵۰۰ ساله به ترتیب برابر ۰/۱۳، ۰/۲۶، ۰/۳۳ و ۰/۴۳ شتاب ثقل به دست آمده است. در این مطالعه، برای بازه مناسبی از مقادیر شتاب، تحلیل خرابی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی صورت گرفته است.

۴- مدل‌سازی دودکش

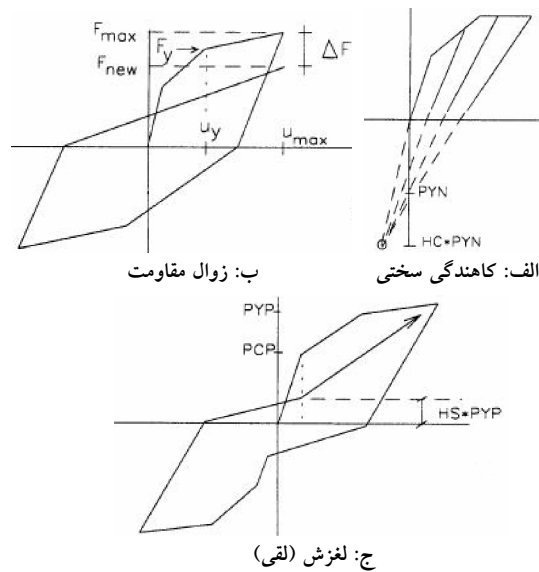
منظور از مدل‌سازی سازه‌ای، تعریف و ایجاد ورودی مناسب برای نرم افزارهای تحلیلی است. سازه دودکش را می‌توان با استفاده از المانهای دو یا سه بعدی مدل کرد. همچنین در اغلب مواقع می‌توان از المان تیر به منظور مدل‌سازی استفاده کرد. در صورت استفاده از المانهای دو یا سه بعدی، حجم مسئله زیاد شده و نیز در تحلیلهای غیر خطی زمان قابل ملاحظه‌ای صرف می‌شود. در مقابل، مدل‌سازی سازه با المانهای تیر ساده تر بوده و در تحلیلهای غیر خطی مدت زمان انجام محاسبات به میزان چشمگیری کاهش می‌یابد. علاوه بر این، پارامترهای مهم



شکل ۲- رفتار واقعی و ایده‌ئال مقطع اعضا



شکل ۴- شکل سازه و نمای شماتیک مدل المان محدودی



شکل ۳- مشخصات رفتار دینامیکی بتن، [۱۶]

۴-۱- منحنیهای لنگر- انحناء

در این مطالعه از منحنیهای لنگر- انحناء برای معرفی رفتار اعضای سازه استفاده شده است. شکل عمومی این منحنیها به صورت شکل (۲) است. در حالت واقعی تا وقوع ترک، رفتار سازه به صورت خطی و پس از آن غیر خطی است. به منظور مدلسازی برای محاسبات رایانه‌ای، می‌توان رفتار واقعی را به صورت ایده‌ئال سه خطی در نظر گرفت. در شکل مذکور M_{cr} ، M_y و M_u به ترتیب لنگرهای مربوط به ترک، تسلیم و حدنهایی بوده و نیز ϕ_{cr} ، ϕ_y و ϕ_u انحنای متناظر آنها هستند.

۴-۲- المان تیر- ستون و جرم متمرکز

المانهای تیر- ستون با در نظر گرفتن تغییر شکلهای خمشی، برشی و محوری مدل می‌شوند. مؤلفه‌های خمشی و برشی تغییر شکل به صورت مدل سه پارامتری پارک و مؤلفه تغییر شکل محوری به صورت فنر الاستیک خطی مدل شده‌اند. در شکل (۳) این مدل نشان داده شده است [۱۶]. در شکل (۴) نمای سازه دودکش و نمای شماتیک مدل المان محدود آن دیده می‌شود. اعضا به صورت المانهای تیر و ستون مدل شده‌اند. سختی اعضا با توجه به منحنیهای ممان - انحناء، به دست آمده و مقادیر جرمها در جدول (۲) داده شده است.

جدول ۲- وزن سازه در تراز های مختلف

تراز (متر)	وزن بتن (تن)	وزن تجهیزات (تن)	مجموع (تن)
۸/۳	۲۸۵	-	۲۸۵
۱۱	۲۱۳/۵	-	۲۱۳/۵
۱۵	۱۷۹	۱۰۵	۲۸۴
۱۷/۲۵	۱۵۴	-	۱۵۴
۲۵	۲۳۸	-	۲۳۸
۳۵	۲۶۸/۵	۱۲۰	۳۸۸/۵
۴۵	۲۶۸/۵	-	۲۶۸/۵
۵۵	۲۶۸/۵	۱۲۰	۳۸۸/۵
۶۵	۲۶۸/۵	-	۲۶۸/۵
۷۵	۲۶۸/۵	۱۲۰	۳۸۸/۵
۸۵	۲۶۸/۵	-	۲۶۸/۵
۹۵	۱۹۶	۹۰	۲۸۶

جدول ۳- نتایج تحلیل مقادیر ویژه برای سه مود اول

مود	تراز									
	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
۱	۱	۰/۸۴۲	۰/۶۸۶	۰/۵۳۷	۰/۳۹۶	۰/۲۷۲	۰/۱۶۷	۰/۰۸۴	۰/۰۴۰	۰/۰۰۹
۲	-۱	-۰/۳۷۷	۰/۱۷۸	۰/۵۹۰	۰/۸۱۳	۰/۸۲۶	۰/۶۶۶	۰/۴۱۸	۰/۲۲۵	۰/۰۶۰
۳	۰/۹۷۹	-۰/۱۷۲	-۰/۸۵۹	-۰/۸۰	-۰/۱۷۲	۰/۵۷۷	۱/۰	۰/۹۱۴	۰/۵۸۷	۰/۱۷۶

۳-۴- رفتار چرخه‌ای

مدلسازی رفتار چرخه‌ای اعضای سازه‌ای، یک موضوع مهم در تحلیل دینامیکی غیر خطی است. در این مطالعه از مدل سه پارامتری پارک استفاده شده است. این مدل چرخه‌ای، اثرات کاهش سستی، زوال مقاومت، پاسخ نامتقارن و لغزش یا لقی^۱ را در نظر گرفته و دارای یک پوش سه خطی است.

۵- تحلیل مقادیر ویژه

به منظور بررسی تأثیر مدهای مختلف سازه و همچنین تعیین دوره‌های تناوب سازه، تحلیل مقدار ویژه صورت می‌گیرد. بعد از تعیین بردارهای ویژه می‌توان ماتریس شکل‌های مودی $[\Phi]$ را تشکیل داد. ماتریس جرم مودی معادل از معادله زیر به دست می‌آید:

$$[M_{eq}] = [\Phi]^T [M] [\Phi] \quad (۷)$$

که در آن $[M]$ ماتریس جرم سازه است. بردارهای ویژه نرمال شده نسبت به جرم را می‌توان توسط معادله:

$$[\Phi_N]_{i,j} = \frac{[\Phi]_{i,j}}{\sqrt{[M_{eq}]_{i,i}}} \quad (۸)$$

تعیین کرد. اکنون ضرایب مشارکت مودی با استفاده از بردارهای ویژه نرمال شده نسبت به جرم به صورت:

$$\{\Gamma\} = [\Phi]^T [M] \{I\} \quad (۹)$$

به دست می‌آید. $\{I\}$ بردار ستونی شامل آرایه‌های برابر واحد است. با توجه به قطری بودن ماتریس جرم می‌توان نوشت:

$$\{\Gamma\}_i = \sum_{i=1}^N M_i [\Phi]_{i,j} \quad (۱۰)$$

که در آن $\{\Gamma\}_i$ ضریب مشارکت مودی برای مود i ام است. بر اساس فرمولبندی ارائه شده در بالا، و با استفاده از نرم افزار ذکر شده، تحلیل مقادیر ویژه انجام شده است. پریود مدهای اول تا سوم به ترتیب برابر ۱/۶۷، ۰/۳ و ۰/۱۱ ثانیه است. شکل‌های مودی مربوطه در جدول (۳) آورده شده و منحنیهای مربوطه در شکل (۵) رسم شده‌اند. سهم مدهای اول تا سوم (از بین ده مود) به ترتیب برابر ۶۳٪، ۱۹٪ و ۸٪ است.

در این مطالعه، سازه تحت سه نوع بارگذاری اول مورد بررسی و مقایسه قرار می‌گیرد. سپس مناسبترین جواب انتخاب می‌شود. با توجه به اهمیت مودهای بالاتر در سازه دود کش (با توجه به سهم مودها ۱۹٪ و ۸٪ برای مودهای دوم و سوم)، در اینجا روشهای سوم و چهارم به اختصار تشریح می‌شود.

۶-۱- توزیع توانی عمومی

هدف از این روش این است که تغییرات گوناگون در شتابهای طبقه با توجه به تراز طبقه، در نظر گرفته شود. به این ترتیب تا حدی می‌توان تغییر شکل در مودهای مختلف را منظور کرده و اثر مودهای بالاتر در پاسخ را لحاظ کرد. مطابق این روش، میزان افزایش نیرو در طبقه i ام به صورت زیر است [۱۶]:

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N W_j h_j^k} \Delta V_b \quad (12)$$

که در آن k پارامتر کنترل کننده شکل توزیع نیرو، W_i و h_i به ترتیب وزن و تراز طبقه i ام بوده و ΔV_b میزان افزایش در برش پایه سازه است. مقادیر توصیه شده برای k به صورت تابعی از پیروید اصلی سازه (T) است:

$$k = 1.0 \quad \text{برای} \quad T \leq 0.5 \quad (13\text{-الف})$$

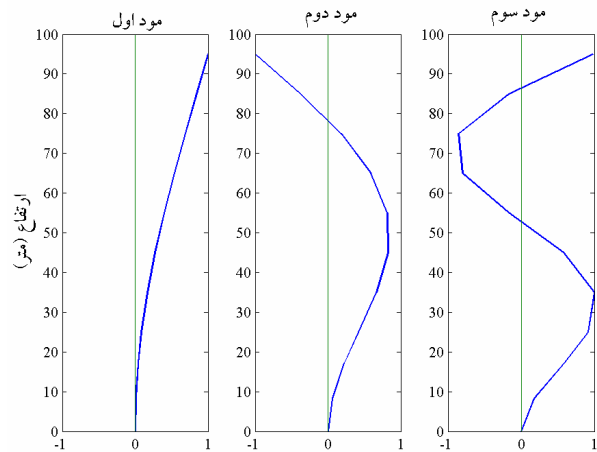
$$k = 2.0 \quad \text{برای} \quad T \geq 2.5 \quad (13\text{-ب})$$

$$k = 1.0 + \frac{T - 0.5}{2} \quad \text{برای} \quad 0.5 < T < 2.5 \quad (13\text{-ج})$$

مقدار $k = 1.0$ متناظر با توزیع مثلثی وارونه است.

۶-۲- توزیع منطبق بر مودها

این توزیع به منظور در نظر گرفتن تغییرات توزیع نیروهای جانبی، ایجاد شده است. به جای یک توزیع چند جمله‌ای، شکلهای مودی سازه در نظر گرفته می‌شود. از آنجا که پاسخ غیر الاستیک سازه، ماتریس سختی را تغییر می‌دهد، شکلهای مودی نیز تحت تأثیر قرار گرفته و یک توزیع متناسب با شکلهای مودی، این تغییر را لحاظ می‌کند. اگر مود اصلی در نظر گرفته شود، مقدار افزایش در توزیع نیرو مطابق زیر حساب می‌شود [۱۶]:



شکل ۵- شکل مودهای اول تا سوم

همچنانکه ملاحظه می‌شود، سهم این سه مود در مجموع برابر ۹۰ درصد است.

۶-۳- تحلیل بار جانبی افزایشده

تحلیل غیر خطی بار جانبی افزایشده یا تحلیل مود خرابی^۲ یک روش ساده و مفید برای پیش بینی پاسخ لرزه‌ای قبل از تحلیل دینامیکی غیر خطی است. با استفاده از تحلیل بار جانبی افزایشده می‌توان ترتیب و توالی تسلیم شدن‌ها، ظرفیت شکل پذیری و مقاومت جانبی سازه را تعیین کرد. در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، جزئیات این روش تشریح شده است [۲۵]. در تحلیل بار جانبی افزایشده، سازه تحت بار جانبی افزایشی به صورت گام به گام مورد تحلیل قرار می‌گیرد. معادلات حاکم به صورت زیر است:

$$[K_T] \{\Delta u\} = \{\Delta F\} \quad (11)$$

که در آن $[K_T]$ ماتریس سختی مماسی، $\{\Delta u\}$ بردار میزان افزایش تغییر مکانهای جانبی و $\{\Delta F\}$ بردار میزان افزایش نیروهای جانبی است. تحلیل بار جانبی افزایشده ممکن است به صورت کنترل نیرو یا کنترل جابه‌جایی باشد. در این مطالعه از روش کنترل نیرو استفاده شده است. در روش مذکور، نیروی جانبی را می‌توان به صورتهای زیر به سازه اعمال کرد: توزیع یکنواخت، توزیع مثلثی وارونه، توزیع توانی عمومی و توزیع منطبق بر مودها.

این مطالعه، اثرات $P-\Delta$ توسط نیروهای جانبی معادل، لحاظ می‌شود. در مطالعه حاضر با توجه به وزن سازه بتنی و دودروهای فولادی (درون سازه دودکش بتنی) و تجهیزات مربوطه، نیروی محوری در ترازهای مختلف تعیین شده و در بررسی اثر $P-\Delta$ مورد استفاده قرار گرفته است.

۸- مطالعه شکل خرابی با استفاده از تحلیل بار

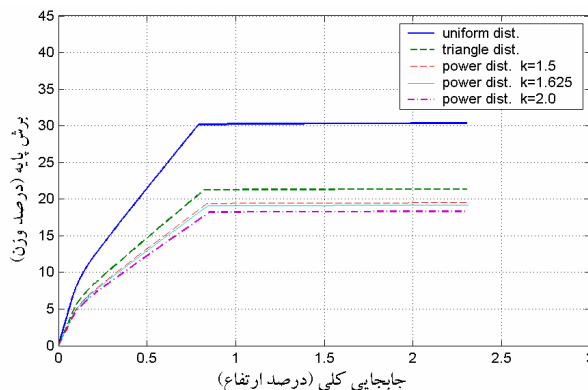
جانبی افزایش

با استفاده از این تحلیل، می‌توان پارامترهای مهم زیر را تعیین کرد:

- شکل شکست نهایی سازه
- حداکثر مقاومت جانبی سازه
- ظرفیت شکل پذیری

با توجه به فرمولبندی ارائه شده، تحلیل بار جانبی افزایش یافته بر اساس بارگذاریهای گوناگون انجام شده است. همچنان که در شکل (۶) دیده می‌شود توزیع بار جانبی به صورت مستطیلی، بیشترین برش پایه را به دست می‌دهد. دلیل این امر آن است که مرکز سطح بار مستطیلی نسبت به سایر بارگذاریها در تراز پایبندی بوده و در نتیجه برای ایجاد ممان یکسان در تراز پایه، مقدار کل بار افزایش می‌یابد. به دلیل مشابه برش پایه در روش مثلثی بیشتر از توزیع توانی به دست می‌آید. نکته مهم آن است که به علت عملکرد طره‌ای سازه های دودکش (که منجر به منحنی بالاتر از مرتبه سوم برای تغییر شکل می‌شود)، بهتر است که از توزیع توانی استفاده شود. مطابق معادلات ارائه شده و با توجه به پرپود اصلی سازه (۱/۶۷ ثانیه) متناظر با پرپودهای ۱/۵، ۱/۷۵ و ۲/۵ ثانیه ضرایب توانها به ترتیب مساوی ۱/۵، ۱/۶۲۵ و ۲ است. منحنیهای مربوطه در شکل (۶) دیده می‌شود.

با توجه به این که پرپود سازه برابر ۱/۶۷ ثانیه است، ملاحظه می‌شود که مقاومت نهایی سازه حدود ۱۹٪ وزن آن است. همچنان که از شکل (۶) برمی‌آید در صورت عدم در نظر گرفتن روند بارگذاری جانبی ممکن است که میزان مقاومت جانبی سازه به طور دقیق تعیین نشود. همچنین با مراجعه به روند تغییر شکلهای در خلال بارگذاری مشاهده می‌شود که در



شکل ۶- منحنی بار جانبی افزایش یافته با استفاده از روشهای مختلف توزیع بار جانبی

$$\Delta F_i = \frac{W_i \Phi_{il}}{\sum_{j=1}^N W_j \Phi_{jl}} \Delta V_b - F_i^{\text{old}} \quad (14)$$

که Φ_{il} مقدار شکل مود اول در طبقه i ، V_b برش پایه جدید سازه و F_i^{old} مقدار نیرو در طبقه i ام در گام قبلی بارگذاری است.

توزیع منطبق بر مودها ممکن است به منظور به حساب آوردن بیشتر از یک مود، توسعه یابد. در این حالت شکلهای مودی با استفاده از روش SRSS با یکدیگر ترکیب شده و بر اساس ضریب مشارکت مودی مقیاس می‌شود. مقدار افزایش نیرو در طبقه i ام از معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \left[\sum_{k=1}^{nm} (\Phi_{ik} \Gamma_k)^2 \right]^{1/2}}{\sum_{j=1}^n W_j \left[\sum_{k=1}^{nm} (\Phi_{jk} \Gamma_k)^2 \right]^{1/2}} \Delta V_b - F_i^{\text{old}} \quad (15)$$

که Φ_{ij} مقدار شکل مود j ام در طبقه i ام، Γ_j ضریب مشارکت مودی برای مود j ام، V_b برش پایه جدید سازه و F_i^{old} مقدار نیرو در طبقه i ام در گام قبلی بارگذاری است.

۷- اثر $P-\Delta$

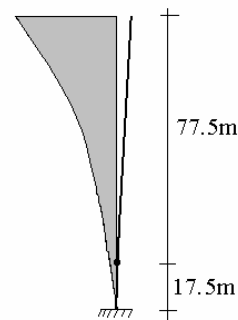
ایجاد لنگر اضافی بر اثر تغییر مکان نسبی بین ترازهای مختلف طبقات به اثر $P-\Delta$ مشهور است. این لنگرها با افزایش نیروهای ثقلی، زیادتر می‌شوند. در نرم افزار مورد استفاده در

رکورد با مقدار متناظر در طیف طرح و نیز با توجه به خصوصیات ساختگاهی محل ثبت رکوردها نسبت به انتخاب رکوردها اقدام شده است.

۱۰- تحلیل غیر خطی و نتایج عددی

بعد از مدلسازی سازه، تحت شش رکورد نام برده، تحلیل لرزه‌ای صورت گرفته است. در اینجا نتایج حاصله با توجه به مقادیر شتابهای حاصله از مطالعه خطر تشریح می‌شود. به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه، باید پاسخ آن تحت شتابهای حد بهره برداری (دوره بازگشت ۷۵ سال) و حد فروریختن (دوره بازگشت ۲۵۰۰ سال) تعیین شود. این تحلیلها برای آن است که رفتار قابل قبول سازه در زلزله متناظر با حد بهره برداری (خدمت پذیری) و عدم انهدام کلی ساختمان در بیشینه زلزله ممکن (MCE) مورد بررسی قرار گیرد. مطابق ضوابط طراحی دود کش، به منظور بهره برداری باید مجموع تغییر مکان نسبی سازه کمتر از $\frac{1}{3}$ ارتفاع آن باشد. این تغییر مکان نسبی شامل انواع تغییر مکان ناشی از تابش یک جهته آفتاب، چرخش پی و... است. با توجه به جنبه‌های آماری ترکیب نیروها (مثلا جهت تابش آفتاب و جهت زلزله) و با توجه به کوتاه بودن مدت وقوع زلزله، در مجموع با قضاوت مهندسی می‌توان میزان تغییر مکانهای نسبی ناشی از زلزله را به حدود $0/2$ تا $0/3$ درصد ارتفاع سازه، محدود کرد. با توجه به شکل (۹) ملاحظه می‌شود که در تمام زلزله‌های تراز بهره برداری (دوره بازگشت ۷۵ سال) تغییر مکان نسبی کمتر از $0/25$ درصد ارتفاع سازه است. به طور کلی می‌توان گفت که سازه مورد بررسی در زلزله مورد انتظار در حد بهره برداری، رفتار مطلوبی خواهد داشت.

به منظور اظهار نظر در مورد وضعیت سازه در تراز زلزله حد فروریختن، کافی است که تحلیل خرابی برای شتاب $0/43$ شتاب ثقل انجام شود. اما در این مطالعه به منظور بررسی دقیقتر موضوع و بررسی تأثیر شتاب بر شاخصهای خرابی و جابه‌جاییهای غیر خطی، سازه در شتابهای بین $0/1$ تا $0/6$



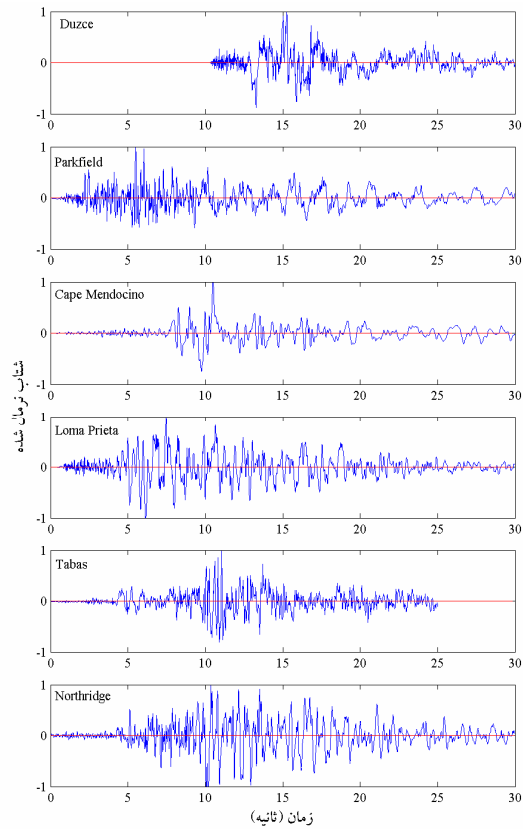
شکل ۷- نمای شماتیک وضعیت سازه در انتهای تحلیل بار جانبی افزاینده با توزیع توانی بار جانبی

تمام انواع بارگذاری جانبی، نقطه خرابی و تسلیم در محل اتصال عضو شماره ۲ به عضو ۳ یعنی در تراز ۱۷ تا ۱۸ متری رخ می‌دهد. در شکل (۷) موقعیت محل مفصل پلاستیک و وضعیت سازه در انتهای تحلیل بار جانبی افزاینده با توزیع توانی بار جانبی دیده می‌شود.

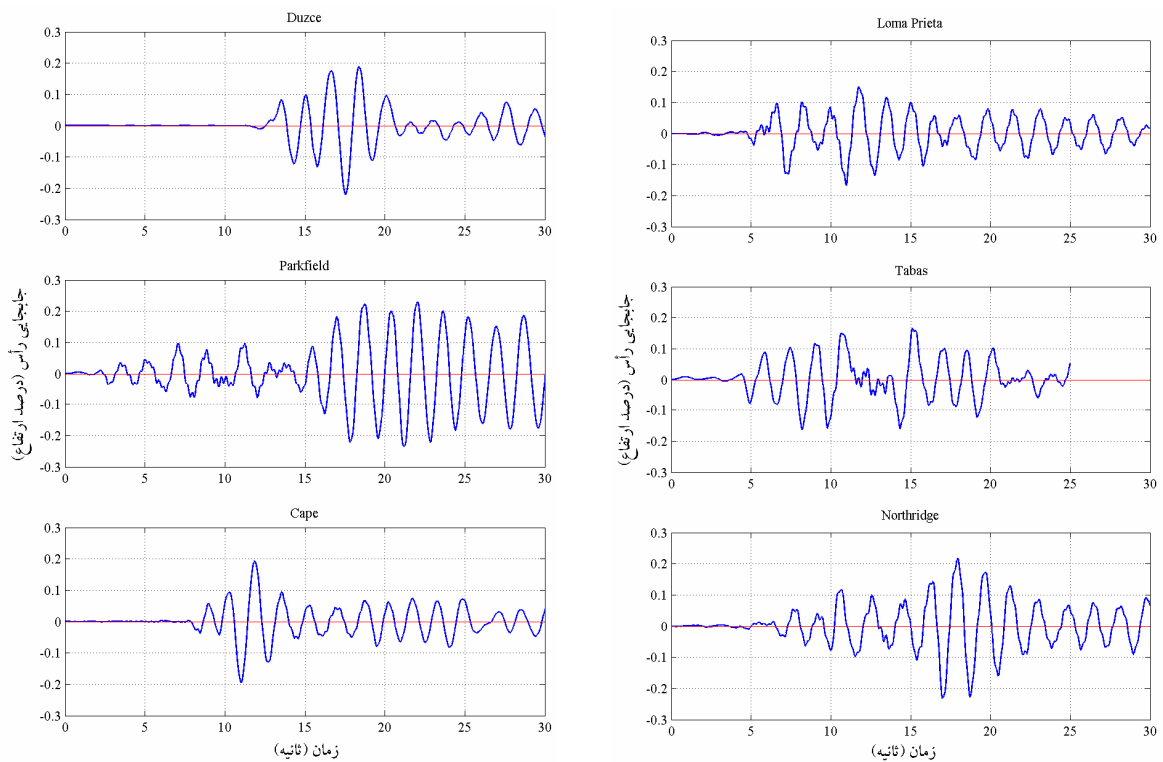
۹- مطالعه خرابی با استفاده از تحلیل دینامیکی

غیر خطی

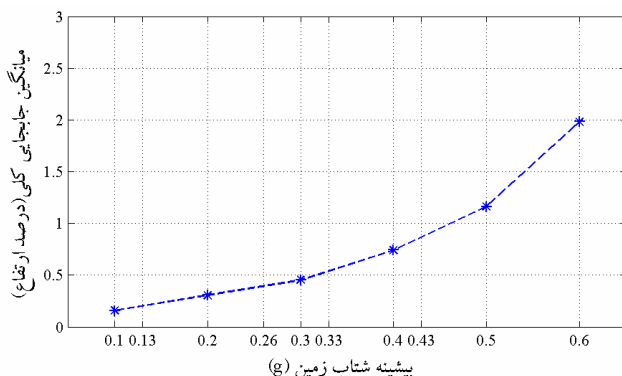
تحلیل دینامیکی غیر خطی به صورت ترکیب روش β - نیومارک و روش شبه نیرو انجام می‌گیرد. ماتریس میرایی لزج به صورت میرایی رایلی، یعنی ترکیب خطی ماتریسهای جرم و سختی است. همچنانکه اشاره شد شاخص خرابی پارک-انگ در نرم افزار IDARC لحاظ شده است [۱۶]. برای محاسبه این شاخص خرابی، تحلیل دینامیکی غیر خطی، مورد نیاز است. به این منظور ابتدا باید رفتار مصالح با استفاده از روشی مناسب، مدلسازی شود. رفتار بتن با کمک مدل سه پارامتری پارک مدلسازی شده است که در آن می‌توان اثرات کاهندگی سختی، زوال مقاومت و لقی یا لغزش را در نظر گرفت. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از شش رکورد زلزله مطابق شکل (۸) استفاده شده است. انتخاب رکوردها یکی از مهمترین عوامل مؤثر بر نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی است. بدین منظور با توجه به تبدیل فوریه رکوردها و دامنه تبدیل فوریه در محدوده پریود اصلی سازه، ضریب مربوط به یکسان سازی هر



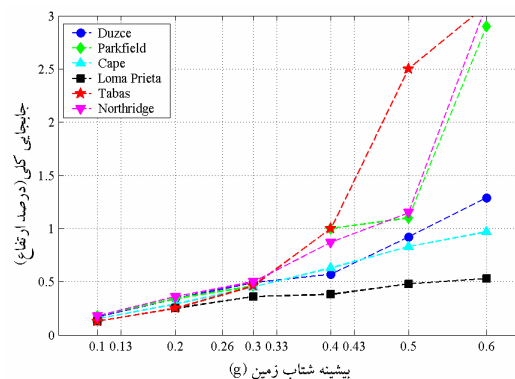
شکل ۸- تاریخچه زمانی شتاب رکوردهای انتخاب شده در این تحقیق



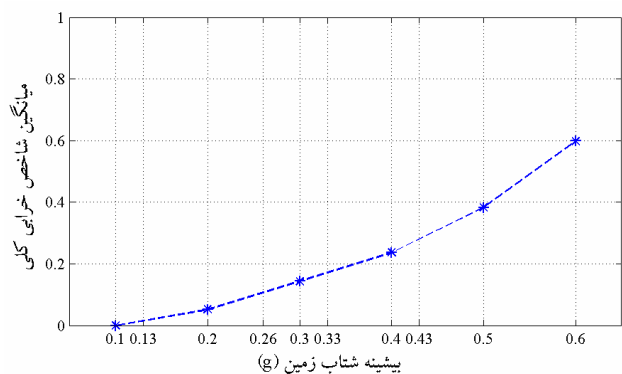
شکل ۹- تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی رأس سازه تحت اثر زلزله‌های با دوره بازگشت ۷۵ ساله



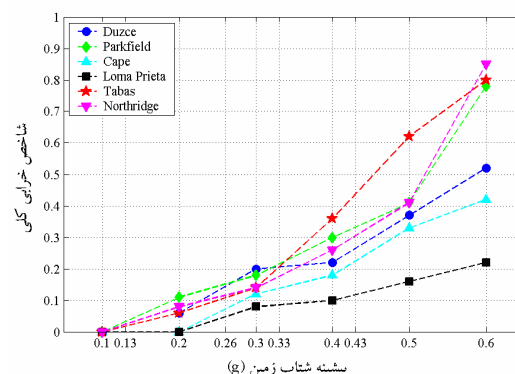
شکل ۱۱- رابطه بین شتاب و میانگین تغییر مکان نسبی در رأس سازه



شکل ۱۰- رابطه بین شتاب و تغییر مکان نسبی در رأس سازه



شکل ۱۳- رابطه بین شتاب و میانگین شاخص خرابی کلی سازه



شکل ۱۲- رابطه بین شتاب و شاخص خرابی کلی

جدول ۵- نتایج تحلیل خرابی تحت زلزله Parkfield

شماره عضو	بیشینه شاخص خرابی اعضا	شاخص خرابی کلی	جایجایی رأس (%)	بیشینه شتاب زمین (g)
-	۰	۰	۰/۱۸	۰/۱
۳	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۳۴	۰/۲
۳	۰/۱۹	۰/۱۸	۰/۴۶	۰/۳
۳	۰/۳۳	۰/۳۳	۱/۰	۰/۴
۳	۰/۵۵	۰/۴۱	۱/۱	۰/۵
۳	۱/۰	۰/۷۸	۲/۹	۰/۶

جدول ۴- نتایج تحلیل خرابی تحت زلزله Duzce

شماره عضو	بیشینه شاخص خرابی اعضا	شاخص خرابی کلی	جایجایی رأس (%)	بیشینه شتاب زمین (g)
-	۰	۰	۰/۱۷	۰/۱
۳	۰/۰۶۵	۰/۰۶۴	۰/۳۴	۰/۲
۳	۰/۲۱	۰/۲	۰/۴۹	۰/۳
۳	۰/۲۳	۰/۲۲	۰/۵۷	۰/۴
۳	۰/۴	۰/۳۷	۰/۹۲	۰/۵
۳	۰/۶۲	۰/۵۲	۱/۲۹	۰/۶

متناظر با حد بهره برداری و حد فروریزش برای این سازه، اثر $P-\Delta$ قابل صرف نظر کردن است. همچنانکه ملاحظه می شود نسبت تغییر مکان در زلزله حد فروریزش به مقدار متناظر با حد بهره برداری، برابر $4/25$ بوده که مقدار مناسبی است.

در شکل (۱۲) مقدار شاخص خرابی کل سازه تحت رکوردهای مختلف و در شتابهای گوناگون داده شده است. داده های حاصل از تحلیل خرابی در جدولهای (۴) تا (۹) ارائه شده است. به منظور نتیجه گیری مطمئنتر و با مراجعه به شکل (۱۳) که

شتاب ثقل، مورد بررسی قرار گرفته است. از آنجا که تغییر مکان نسبی، معیار دقیقی برای تعیین وضعیت خرابی نیست، در نتیجه در این مطالعه از شاخص خرابی پارک-انگ استفاده شده است. رابطه بین شتاب و تغییر مکان نسبی در شکل (۱۰) و میانگین آن در شکل (۱۱) دیده می شود. همچنانکه ملاحظه می شود به طور میانگین، تغییر مکانهای نسبی تحت زلزله های 0.75 ، 0.50 ، 1000 و 2500 ساله به ترتیب 0.2 ، 0.4 ، 0.55 و 0.85 درصد ارتفاع است. در ادامه خواهیم دید که در محدوده تغییر مکانهای

جدول ۶- نتایج تحلیل خرابی تحت زلزله Cape

شماره عضو	بیشینه شاخص خرابی اعضا	شاخص خرابی کلی	جابجایی رأس (%)	بیشینه شتاب زمین (g)
-	۰	۰	۰/۱۵	۰/۱
۳	۰	۰	۰/۲۹	۰/۲
۳	۰/۱۳	۰/۱۲	۰/۴۵	۰/۳
۳	۰/۲۰	۰/۱۸	۰/۶۳	۰/۴
۳	۰/۳۵	۰/۳۳	۰/۸۳	۰/۵
۳	۰/۴۶	۰/۴۲	۰/۹۷	۰/۶

جدول ۷- نتایج تحلیل خرابی تحت زلزله Loma Prieta

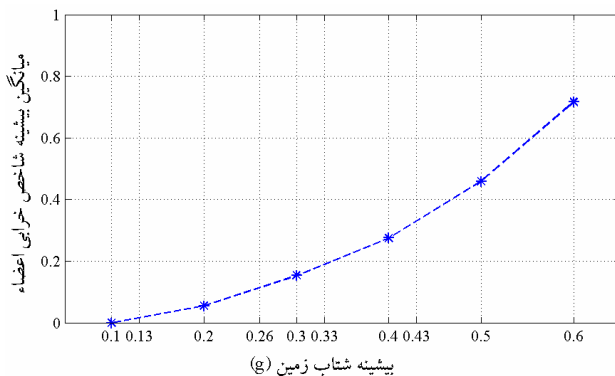
شماره عضو	بیشینه شاخص خرابی اعضا	شاخص خرابی کلی	جابجایی رأس (%)	بیشینه شتاب زمین (g)
-	۰	۰	۰/۱۳	۰/۱
۳	۰	۰	۰/۲۵	۰/۲
۳	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۳۶	۰/۳
۳	۰/۱۳	۰/۱۰	۰/۳۸	۰/۴
۳	۰/۱۸	۰/۱۶	۰/۴۸	۰/۵
۳	۰/۲۶	۰/۲۲	۰/۵۳	۰/۶

جدول ۸- نتایج تحلیل خرابی تحت زلزله Tabas

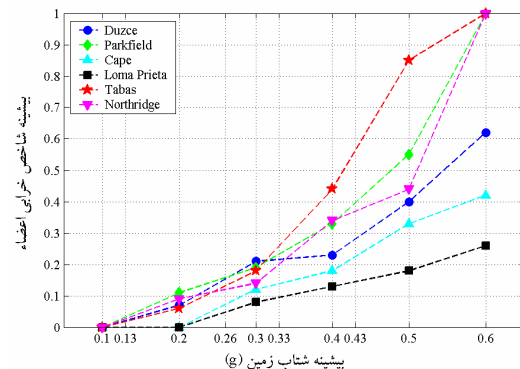
شماره عضو	بیشینه شاخص خرابی اعضا	شاخص خرابی کلی	جابجایی رأس (%)	بیشینه شتاب زمین (g)
-	۰	۰	۰/۱۳	۰/۱
-	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۲۵	۰/۲
۳	۰/۱۸	۰/۱۴	۰/۴۶	۰/۳
۳	۰/۴۴	۰/۳۶	۱/۰	۰/۴
۳ و ۵	۰/۸۵	۰/۶۲	۲/۵	۰/۵
۳	۱/۰	۰/۸۰	۳/۱	۰/۶

جدول ۹- نتایج تحلیل خرابی تحت زلزله Northridge

شماره عضو	بیشینه شاخص خرابی اعضا	شاخص خرابی کلی	جابجایی رأس (%)	بیشینه شتاب زمین (g)
-	۰	۰	۰/۱۸	۰/۱
۳	۰/۰۹	۰/۰۸	۰/۳۶	۰/۲
۳	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۵۰	۰/۳
۳	۰/۳۴	۰/۲۶	۰/۸۷	۰/۴
۳	۰/۴۴	۰/۴۱	۱/۱۵	۰/۵
۳	۱/۰	۰/۸۵	۳/۱	۰/۶



شکل ۱۵- رابطه بین شتاب و میانگین شاخص خرابی در بین اعضا

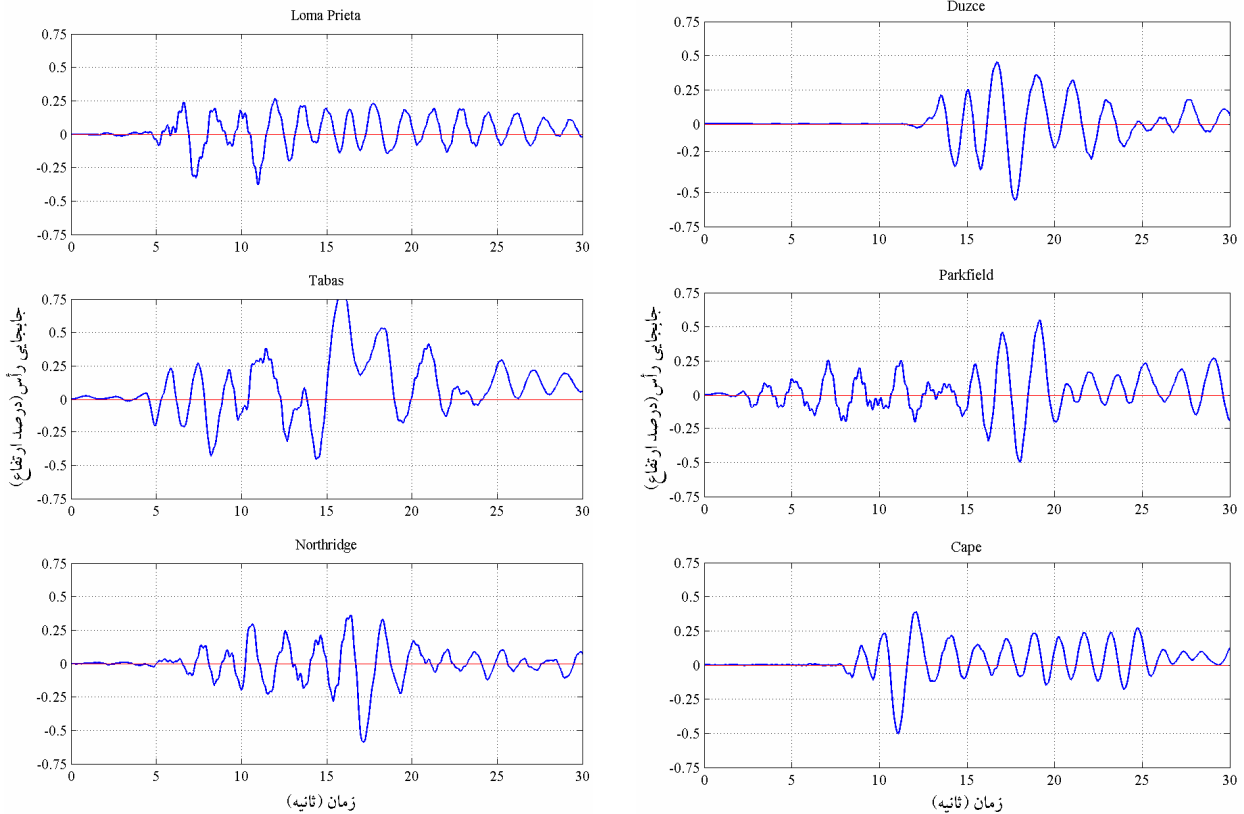


شکل ۱۴- رابطه بین شتاب و شاخص خرابی در بین اعضا

حدود ۲۰ درصد بیشتر از شاخص خرابی کلی است. همچنان که در شکل (۱۵) دیده می‌شود، شاخص خرابی در زلزله حد فروریختن، برابر ۰/۳۶ است، که به عدد ۰/۴ (جدول ۱) نزدیک است. با توجه به این ارقام و توجه ضمنی به تغییر مکان نسبی ۰/۸۵ درصد ارتفاع و نیز با یادآوری این که مقدار تغییر مکان متناظر با تسلیم در تحلیل بار جانبی افزایش یافته، حدود ۰/۸۵ درصد ارتفاع است، در مجموع می‌توان گفت که این سازه شرط عدم فروریختن در زلزله مربوطه را دارد. البته باید توجه کرد که

میانگین مقادیر مربوط به شکل (۱۲) است، دیده می‌شود که میانگین شاخص خرابی کلی کمتر از ۰/۳ است. یک نکته مهم در این جا این است که با توجه به معین بودن مدل سازه‌ای، بهتر است که به جای شاخص خرابی کلی، از شاخص خرابی در بین اعضا استفاده شود. زیرا رفتار سازه تا حد زیادی تحت تأثیر رفتار بحرانی ترین عضو است.

در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) رابطه بین شاخص خرابی و بیشینه شتاب مشاهده می‌شود. به طور متوسط، مقدار شاخص خرابی



شکل ۱۶- تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی رأس سازه تحت اثر زلزله‌های با دوره بازگشت ۱۰۰۰ ساله

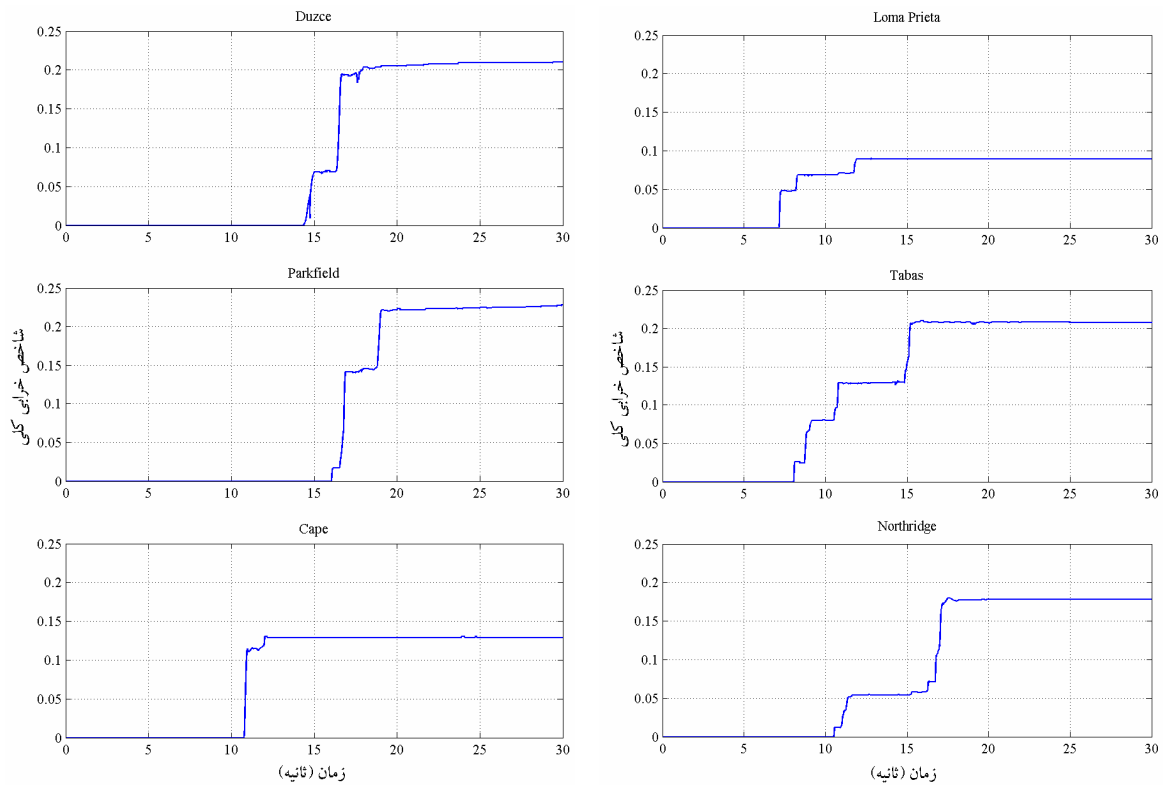
مراجعه کرد (شکل ۱۸). همچنان که ملاحظه می‌شود، بخش عمده خرابی در زمانی رخ می‌دهد که سازه در حال تجربه کردن بیشترین شتابهای رکوردهاست. هر چند که شاخص خرابی کلی در زلزله طبس برابر ۰/۵۶ است، اما مقدار میانگین این شاخص در تراز فوق، کمتر از ۰/۳ است، در نتیجه رفتار کلی سازه، مطلوب بوده و حتی بر اساس شاخص در اعضا، مطابق بحثهای بالا، سازه فرو نخواهد ریخت.

اثر $P-\Delta$ در موارد متعددی مورد بررسی قرار گرفت. همچنان که در بحث فوق دیده شد، تغییر مکانهای سازه، حتی در زلزله های شدید، زیاد نبوده و لحاظ کردن اثر $P-\Delta$ ضروری نیست. یک دلیل عمده برای این کار این است با توجه به مقادیر شاخص خرابی حتی اگر شاخص متناظر با تراز فرو ریختن، حدود ۲۰ درصد بیشتر از مقادیر فعلی بود، باز هم در نتیجه نهایی این بحث تأثیری نمی‌گذاشت. به عنوان مثال در شکل‌های (۱۹) و (۲۰) به ترتیب جابه‌جایی رأس سازه و

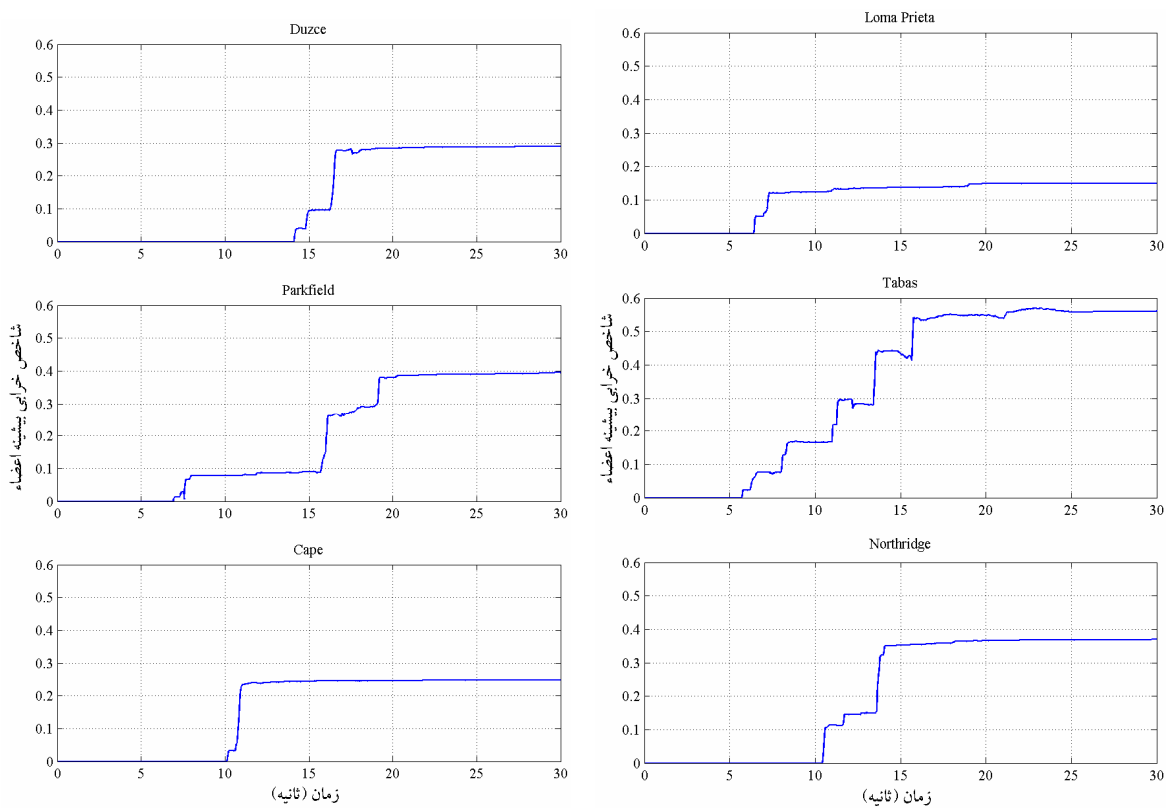
در این زلزله، خرابی در محل تغییر ضخامت متمرکز می‌شود و از تمام ظرفیت سازه به نحو بهینه استفاده نمی‌شود.

همچنین در شکل (۱۶) تاریخچه تغییر مکان نسبی رأس سازه نسبت به پی، برای زلزله های ۱۰۰۰ ساله داده شده است. همچنان که مشاهده می‌شود در زلزله طبس تغییر مکان نسبی، قابل ملاحظه است، اما به طور میانگین در بین کل رکوردها این تغییر مکان برابر ۰/۵۵ درصد ارتفاع سازه است. در شکل (۱۷) تاریخچه شاخص خرابی برای زلزله های ۱۰۰۰ ساله داده شده است. همچنان که ملاحظه می‌شود شاخص خرابی در زلزله‌های مذکور کمتر از ۰/۲۵ است. میانگین این مقادیر حدود ۰/۱۸ است. این امر به معنای آن است در این تراز زلزله، آسیب جدی به سازه وارد نمی‌شود و بعد از وقوع زلزله، سازه قابل استفاده است.

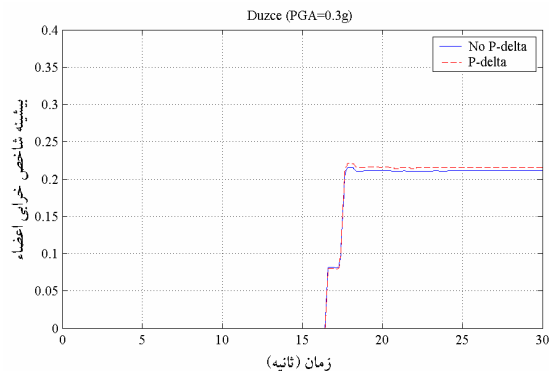
به منظور بررسی دقیقتر سازه تحت زلزله تراز فروریزی، می‌توان به تاریخچه شاخصهای خرابی در زلزله های گوناگون



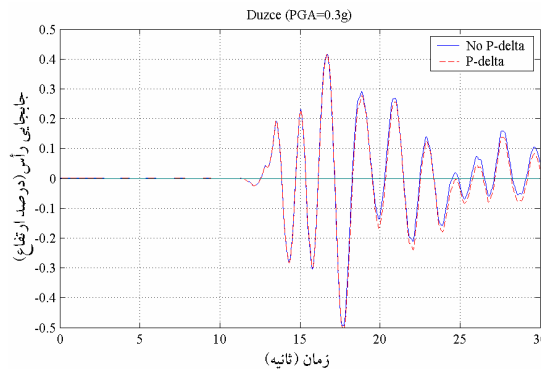
شکل ۱۷- تاریخچه شاخص خرابی کلی سازه برای دوره بازگشت ۱۰۰۰ ساله



شکل ۱۸- تاریخچه شاخص خرابی بیشینه اعضا برای دوره بازگشت ۲۵۰۰ ساله



شکل ۲۰- بررسی اثر P-Δ بر شاخص خرابی در اعضا (Duzce, PGA=0.3g)



شکل ۱۹- بررسی اثر P-Δ بر جابه‌جایی رأس خرابی سازه در اعضا (Duzce, PGA=0.3g)

به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{(0.35)(1.12)(1.2)}{4} = 0.12 \quad (18)$$

با توجه به محدودیت میزان $\frac{B}{R}$ ، ضریب برش پایه تغییر خواهد نمود:

$$C = \frac{ABI}{R} = (0.35)(0.5)(1.2) = 0.21 \quad (19)$$

یک نکته قابل توجه در اینجا این است که مطابق بند (۴-۴-۲) استاندارد ۶۲-۲۰۱ توزیع نیروی برشی پایه با توان دوم ارتفاع مرتبط است:

$$F_i = V \cdot \frac{W_i h_i^2}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^2} \quad (20)$$

با توجه به مطالب توضیح داده شده در قسمت تحلیل بار جانبی افزاینده، باید از بارگذاری جانبی توانی با $k=2.0$ استفاده کرد. این روش، کمترین مقاومت برشی را نتیجه می‌دهد.

۲-۱۱- تغییر مکان

مطابق ضوابط استاندارد ۶۲-۲۰۱ حداکثر تغییر مکان انتهایی دودکش باید از مقدار زیر کمتر باشد:

$$Y_{\max} = \frac{h}{300} \quad (21)$$

در محاسبه تغییر مکان باید اثرات خمش سازه، چرخش پی و تابش یکطرفه آفتاب در نظر گرفته شوند. یک نکته مهم آن

تاریخچه شاخص خرابی برای بحرانی‌ترین عضو، تحت زلزله Duzce و شتاب 0.3g برای دو حالت با و بدون اثر P-Δ نشان داده شده است. همچنان که دیده می‌شود، اثر P-Δ قابل اغماض است.

۱۱- مقایسه‌های آیین‌نامه‌ای و نتیجه‌گیری

۱۱-۱- بارگذاری لرزه‌ای

مطابق ضوابط استاندارد طراحی دودکشهای نیروگاهی ۶۲-۲۰۱ (بند ۴-۴-۲) برش پایه از رابطه زیر به دست می‌آید [۲۵]:

$$V = \frac{ABI}{R} W \quad (16)$$

که در آن V برش پایه، W وزن کل دودکش، A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب، R ضریب رفتار دودکش و I ضریب اهمیت آن برابر $1/2$ است. همچنین مقدار $\frac{B}{R}$ نباید کمتر از $0/5$ در نظر گرفته شود. شتاب مبنای طرح در مناطق با خطر نسبی زیاد برابر $0/35$ است. از نتایج تحلیل مقدار ویژه، پریود اصلی سازه $T=1.67$ به دست آمده است. با فرض خاک نوع II ($T_0 = 0.5$)، داریم:

$$B = 2.5 \left(\frac{T_0}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \left(\frac{0.5}{1.67} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.12 \quad (17)$$

با در نظر گرفتن ضریب رفتار برابر 8 ، مقدار ضریب برش پایه

برای نیروهای قابل قبولی طراحی شده است. اما نحوه ساخت و تیپ بندی مقاطع طوری بوده است که به حداکثر ظرفیت در تراز پایه نمی‌رسد. به طور خلاصه می‌توان گفت که در زلزله‌های شدید، خرابی سازه‌ای در ارتفاع حدود ۱۷ تا ۱۸ متری (محل تغییر ضخامت) متمرکز می‌شود. مطابق مطالعه انجام شده در زلزله‌های حد بهره برداری و حد خرابی سازه رفتار مطلوب خواهد داشت.

۱۲- جمع بندی و پیشنهادهای طراحی

در این مقاله روش ارزیابی آسیب پذیری سازه های موجود در قالب یک مثال کاربردی ارائه شد. با توجه به مطالعه انجام شده می‌توان گفت که سازه مورد بررسی دارای شرایط مناسبی در تراز بهره برداری و حد فروریزش است. نتایج تحلیلها نشان می‌دهد که در زلزله‌های شدید، سازه مورد بررسی در محل تغییر ضخامت، دچار شکست می‌شود. همچنین بر اساس مقایسه نتایج تحلیل بار جانبی افزاینده و تحلیل‌های دینامیکی می‌توان گفت که ساخت این سازه به صورت بهینه نبوده و مقاومت بخش پایینی سازه با بخش بالایی آن تطابق خوبی ندارد، و برای این منظور می‌توان روشهای دیگری برای ساخت انتخاب کرد. مثلاً می‌توان سه نوع ضخامت در نظر گرفت. اگر در سازه مورد بررسی در تراز ۱۷ تا (مثلاً) ۴۰ متری ضخامتی بین دو ضخامت موجود برای جداره در نظر گرفته می‌شد، به نظر لحاظ نظری برای رسیدن به عملکردی مشابه حالت موجود، حجم کمتری از مصالح مورد نیاز بود. اما در این راستا باید در مطالعه اقتصادی، هزینه اجرایی این کار نیز در نظر گرفته شود.

قدردانی

بررسی آسیب پذیری لرزه‌ای سازه دودکش نیروگاه توس مشهد، به صورت یک پروژه در مرکز تحقیقات نیرو (متن) انجام شده است. بدین وسیله از همکاری مدیریت و کارشناسان این مرکز تشکر می‌شود.

است که این تغییر مکانها به صورت استاتیکی محاسبه می‌شوند. در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه باعث ایجاد تغییر مکانهای صلب در سازه می‌شود. هرچند چرخش صلب باعث افزایش اثر $P-\Delta$ می‌شود، اما آنچه در خرابی سازه اهمیت دارد تغییر مکانهای نسبی بین اعضا است. از طرف دیگر لحاظ کردن اثر اندرکنش باعث نرمتر شدن سازه شده و برای سازه‌های دارای پیوند بلند (نظیر دودکشها) معمولاً منجر به تغییر مکانهای نسبی کمتری در مقایسه با پی صلب می‌شود. در نتیجه در هنگام زلزله معمولاً لحاظ کردن اثر اندرکنش باعث تغییر ملموس در شاخصهای خرابی نمی‌شود. همچنین یادآوری می‌شود که با توجه به بار ثقلی اندک (فقط ناشی از وزن سازه) و قطر قابل ملاحظه مقطع سازه، نیروی محوری تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر منحنیهای ممان-انحنان ندارد.

۱۱-۳- مقاومت برشی پایه

مطابق تحلیل بار جانبی افزاینده مقاومت جانبی سازه برابر $1/18/5$ وزن سازه است. از آنجا که در رابطه ترکیب بارگذاری دارای بار زلزله در استاندارد ۲۰۱-۶۲ ضریب بار مرده تقریباً برابر واحد ضریب کاهش مقاومت خمشی مساوی $0/9$ بوده و ضریب بار زلزله برابر $1/87$ است، در نتیجه به طور تقریبی می‌توان گفت که ضریب برش پایه (C) که عملاً وجود دارد حدود $\frac{1/18/3}{1/87/0/9} = 8/8\%$ است. این امر به علت تمرکز خرابی در تراز حدود ۱۷ متری (محل تغییر ضخامت) است. حال آنکه با توجه به منحنی رفتار مقطع در تراز پایه و مقایسه آن با مقطع تراز ۱۷/۲۵ متری، ملاحظه می‌شود که نسبت مقاومت خمشی

$$\text{آنها حدود } \frac{78000 \text{ t.m}}{32000 \text{ t.m}} = 2/43 \text{ است، و داریم:}$$

$$8/8\% \times 2/43 = 21/4\%$$

این عدد تقریباً مساوی مقدار C با در نظر گرفتن محدودیت میزان $\frac{B}{R}$ است. در نتیجه به نظر می‌رسد که سازه مورد بررسی

1. pinching
2. collapse mode

مراجع

1. ATC 13, "Earthquake Damage Evaluation Data for California," *Applied Technology Council*, Redwood City, 1985.
2. Banon, H., Biggs, J. M., and Irvine, H. M., "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 107, NO. ST9, pp. 1713-1729, 1981.
3. Krawinkler, H., and Zohrei, M. "Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motions," *Computers and Structures*, Vol. 16., pp. 531-541, 1983.
4. Park, Y.-J., Ang, A.H.-S., and Wen, Y.K., "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of RC Buildings," *Structural Research Series*, Report No. UILU-ENG-84-2007, University of Illinois at Urbana, Illinois, Oct, 1984.
5. Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S., "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. ST4, pp. 722-739, 1985.
6. Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S., "Seismic Damage Analysis of RC Buildings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. ST4, pp. 740-757, 1985.
7. Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., and Kunnath, S. K., "Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures," NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.
8. Chung, Y. S., Meyer, C., and Shinozuka, M., "Seismic Assessment of Reinforced Concrete Members," NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1987.
9. Chung, Y. S., Meyer, C., and Shinozuka, M., "Modeling of Concrete Damage," *ACI, Structural Journal*, Vol. 86, No. 3, pp. 259-271, 1989.
10. Chung, Y. S., Meyer, C., and Shinozuka, M., "Automatic Seismic Design of Reinforced Concrete Building Frames," *ACI, Structural Journal*, Vol. 87, No. 3, pp. 326-340, 1990.
11. Roufaiel, M. S. L., and Meyer, C., "Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. ST3, pp. 445-457, 1987.
12. DiPasquale, E., and Cakmak A. S., "Seismic Damage Assessment Using Linear Models," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 4, pp. 194-215, 1990.
13. DiPasquale, E., and Cakmak A. S., "On the Relation Between Local and Global Damage Indices," Technical Report NCEER - 89 - 0034, State University of New York at Buffalo, 1989.
14. Mork, K. J., "Stochastic Analysis of Reinforced Concrete Frames under Seismic Excitation," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 11, No. 3, pp. 145-161, 1992.
15. Lybas, J., and Sozen, M. A., "Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Coupled Walls," Civil Engineering Studies, Technical Report No. SRS 444, University of Illinois, Urbana, 1977.
16. Reinhorn, A. M., Kunnath S. K., and Valles-Mattox R., IDARC 2D Version 4.0: Users Manual. Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, 1996.
17. Tabeshpour, M. R., Bakhshi, A., and Golafshani, A. A., "Vulnerability and Damage Analysis of Existing Buildings," proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 2004.
۱۸. بخشی، ع.، گل افشانی ع. ا.، و تابش پور، م. ر.، "بررسی آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای موجود،" ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۲.
۱۹. بخشی، ع.، تابش پور، م. ر. و بهار، آ.، "ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای موجود (پس از ترمیم و بهسازی)،" ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۲.
۲۰. گل افشانی ع. ا.، تابش پور، م. ر. و بخشی، ع.، "ارزیابی مقاومت لرزه ای سازه های موجود و مقاوم سازی آنها،" چهارمین کنفرانس بین المللی لرزه شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۲.
۲۱. تابش پور، م. ر.، بخشی، ع. و گل افشانی ع. ا.، "بررسی آسیب پذیری لرزه ای برج میلاد تهران،" چهارمین کنفرانس بین المللی لرزه شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۲.

22. Bertero, R. D., and Bertero, V. V., "Tall Reinforced Concrete Buildings: Conceptual Earthquake-Resistant Design Methodology," UCB/EERC-92/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1992.
23. Khaloo, AR, Asadpour N, and Horr, AM., "Full Dynamic Analysis of Tehran TV Tower; Linear and Nonlinear Responses," *Journal of Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 10, No. 2, pp. 263-281, 2001.
۲۴. اسد پور، ن.، "بررسی رفتار دینامیکی سازه‌های برجی بلند،" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۹.
۲۵. «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود»، سازمان مدیریت و برنامه ریزی، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۲.
۲۶. استاندارد طراحی دودکشهای نیروگاهی، نشریه شماره ۶۲-۲۰۱، مرکز تحقیقات نیرو.