ارزيابي ظرفيت لرزهاي پلها با روش كنترل تغييرمكان

مهدی میر حبیبی کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
علیرضا رهائی دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

چکیده

با توجه به اهمیت پلها به عنوان یک شریان حیاتی مهم و مورد نیاز، ارزیابی خرابیهای متنوع ایجاد شده در این سازهها و ارائه روشهای مقاومسازی مناسب، به عنوان یک موضوع با اهمیت در تحقیقات علمی مطرح می‌باشد. در این مقاله با مطالعه روشهای ارائه شده در دستورالعملهای FEMA273 و UCSD ضوابط و ترازهای عملکردی و مکانیسمهای ارزیابی لرزهای مورد بررسی قرار گرفته و عملکرد دو مدل پل فلزی و بتنی مطالعه شده است. در این بررسی از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مبتنی بر طیف ظرفیت استفاده شده و دو شدت زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل در برآورد منحنی نیاز بکار گرفته شده است. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی با یک مبنای دقیق یعنی تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مقایسه شده است.

کلمات کلیدی: پل، عملکرد، روش تغییرمکان، خسارت، استاتیکی غیرخطی، دینامیکی غیرخطی.

Seismic Performance Evaluation of Bridges using Displacement Based Approach

M. Mirhabibi and A. Rahaii
AmirKabir University of Technology (Civil Engineering)

Abstract

Because of importance of bridges in lifelines, damage evaluation of bridges in earthquakes and strengthening methods is most important object in scientific researches. This study is intended to evaluate and compare two methods that provided by FEMA 273 guidelines and UCSD test results. These two methods was compared in two models (steel & concrete bridge) with analytical procedure (using nonlinear static procedure/capacity spectrum method). Analysis was performed using two levels of seismic load intensities: Design Base Earthquake (DBE) & Maximum Considerable Earthquake(MCE).In final , NSP method compared with Nonlinear time history analysis that is most accurate procedures for evaluation of nonlinear response of structures.

Key words: Bridge, Performance, Displacement based approach, Damage, Nonlinear static analyze, Dynamic analyze.

۱- مقدمه

ارزیابی عملکرد پلهای موجود نشان می‌دهد که شرایط عملکردی نامناسب برخی از پلها ناشی از عدم طراحی براساس استانداردهای بارگذاری از جمله در مورد زلزلـه، تغییر آیین نامهها و مبانی محاسبات و یا عدم اجرای مناسب آنها بوده است. تعداد زیادی از این پلها صدمات شدیدی در زلزله به خصوص زلزلههای اخیر دیدهاند. برآورد توان لرزهای سازهها چه برای سازههای جدید و چه برای سازههای ساخته شده مطرح است. شاید بتوان گفت اولین بار بحث برآورد مقاومت لرزهای، در قالب طراحی براساس عملکرد سازهها برای سازههای قدیمی طرح شد زیرا با پیشرفت دانش بشری در مهندسی زلزلـه و تکامل آییننامهها این سؤال به ذهن رسید که سازههای ساخته شده براساس آییننامههای گذشته و یا احداث شده بدون رعایت ضوابط خاص آییننامهای، تاچه میزان در برابر تحریکات زمین در زلزلـه مقاومت خواهند داشت. در برآورد عملکرد لرزهای سازهها توجه عمده به این مطلب است که با توجه به میزان خدمت دهی و اهمیتی که از آنها پس از وقوع زلزلههای شدیدی مورد انتظار است، این سازهها تاچه میزان تاب مقاومت در برابر نیروهای وارده را دارا می‌باشند و در صورت لزوم چه اندازه نیازمند بهبود طراحی یا تقویت و مرمت سازه می‌باشند.

پلها از جمله مهمترین شریانهای حیاتی هستند که احداث آنها نسبت به بقیه اجزای راه بسیار پر هزینه و به علت ظرافت ساختار سیستم سازهای آنها آسیبپذیرترین عناصر راه در برابر زلزله می‌باشند. زلزلههای دو دهه گذشته در آمریکا، ژاپن، ترکیه و . . . نشان داد که بسیاری از پلها به علت طراحی ضعیف اجزاء و مشکلات ساختگاه حتی با بکارگیری آخرین دستاوردهای تحقیقات در این زمینه و آییننامههای مدرن، رفتار نامطلوب داشتهاند. بدین لحاظ ارزیابی پلهای موجود از اهمیت خاصی برخوردار است.

در سالهای اخیر روشهای مختلفی برای بررسی میزان آسیبپذیری پلها ارائه گردیده است که هر یک مزایا و نقاط ضعفی دارند براساس تحقیقات انجام شده، آسیبپذیری پلها را می‌توان به روشهای کیفی و روشهای کمی تعیین نمود. در روشهای کیفی با توجه به شرایط لرزهخیزی و شرایط پلسازی براساس تجربه زلزلههای گذشته فرمهای ویژهای تهیه می‌شود. پس از تکمیل این فرمها اطلاعاتی از قبیل سیستم بار بر قائم، سیستم لرزهای باربر جانبی، شکلپذیری اعضاء و . . . در یک بانک اطلاعاتی کامپیوتری ذخیره و برای برآورد اولیه و تقریبی ظرفیت مقاومت لرزهای یک پل استفاده می‌شوند. در روشهای کمی، پل با دقت و جزئیات بیشتری مورد مطالعه قرار می‌گیرد. برای تحلیل عملکرد پلها از چهار روش به شرح زیر استفاده می‌شود:

- استاتیکی یا دینامیکی خطی
- استاتیکی یا دینامیکی غیرخطی

روشهای استاتیکی خطی تا هنگامی که سازه در محدوده خطی باقی بماند، کارامد است. در صورتی‌که سازه در ماورای حدود الاستیـک واکنش نشان دهد، تحلیل استاتیکی‌خطی تنها قادر بـه نشان دادن اولین مرحله جاری شدن مصالح است و توانائی پیشبینی مکانیزمها و یا باز توزیع نیروها در هنگام جاری شدن پیش رونده را ندارد.

این موارد ناکارآمدی روشهای استاتیکی برای ارزیابی سـازههـای موجـود و روشـهای مقـاوم سـازی را نـشان مـی‌دهـد. روشـهای غیرخطی (استاتیکی یا دینامیکی) مشکلات ذکر شده را نـدارد و توانائی تصویر تراز عملکردی سازه را در هر تراز بارگذاری دلخـواه نشان می‌دهد.

برای دستیابی به ظرفیت سازه در فراسوی محدوده الاسـتیک تحلیلهای غیرخطی نظیر روش تحلیل بارافزون مورد نیـاز اسـت. در این تحلیل نیروهای جانبی بـه صـورت گـام بـه گـام افـزایش می‌یابند تا اعـضای سـازهای بتـدریج وارد حـالات جـاری شـدن شوند. این عمل آنقدر ادامه می‌یابد تا زمانی‌که سازه ناپایدار شود یا یکی از حالات حدی رفتـاری، اتفـاق بیافتـد. بـه ایـن ترتیـب نمودار ظرفیت سازه به صورت نمـودار بـرش پایـه سـاختمان در مقابل تغییرمکان جانبی بام به دست مـی‌آیـد. آنچـه تـاکنون در تحلیلها و طراحیهای سازه مرسوم بوده، عبارت است از اعمال یک سری نیروهای جـانبی معـادل و تحلیـل و طراحـی در محـدوده الاستیک آن . اما در روش نوین بـه کمـک تحلیلهـای غیرخطـی (تحلیـل بـارافزون و دینـامیکی) مجمـوعهای از تغییـر مکانهـای جانبی طبقات به عنوان عامل طراحی اسـتفاده مـی‌گـردد. بـرای یک سازه معلوم و زلزلـه طرح مشخص، جابجائیهای تقاضا عبارت خواهد بود از برآوردی از ماکزیمم پاسـخ مـورد انتظـار سـازه، در طول مدت زمان تحریک زمینلرزه.

برای مثال این جابجائی تقاضا را میتوان از روی منحنی طیف الاستیک طرح به کمک روشهای نظیر طیف پاسخ با میرائی مؤثر (روش طیف ظرفیت) یا طیف غیر الاستیک (روش N2) تعیین نمود. آنگاه با تقاطع منحنی ظرفیت (منحنی بارافزون) و منحنی تقاضا، نقطه رفتاری یا عملکردی سازه (Performance Point) به دست می آید و به این ترتیب بررسی رفتاری و عملکردی سازه ممکن میشود. بررسی عملکردی براساس نقطه عملکرد برروی منحنی ظرفیت تحقیق مینماید که آیا اعضای سازهای و غیر سازهای در آن سوی محدوده مجاز و قابل قبول سطوح عملکردی تحت اثر نیروها و تغییرمکانهای ایجاد شده ناشی از تغییرمکانهای تقاضا آسیب خواهند دید یا خیر. به این ترتیب یک سازه بهکمک روش فوق ارزیابی گردیده و ایمنی آن از لحاظ مقاومت و تغییرمکان کنترل میشود. روشهای مختلف تخمین تغییرمکان هدف به شرح زیر است:

۱- طراحی ظرفیت (C.S.M) که در ATC 96 به کار رفته است.

۲- روش ضرایب تغییرمکان (D.C.M) که در Fema به کار رفته است.

۳- روش سکانتی

۴- آنالیز مدال پوش آور (M.P.A) که چوپرا آن را ارائه کرده است.

با این وجود، روشهای فوق برای توسعه NSP فقط برای بررسی ساختمانها ارائه و بسط داده شدهاند. محققین مهندسی پل نظیر (Barron 2000) و (Dutta 1999) و (Shinozuka 2000) در حال تحقیق در نظریههای مشابه در مورد طراحی براساس عملکرد و ارزیابی عملکرد پلها هستند [۵]. آرچر در سال ۲۰۰۱ ا لگوریتمی براساس روش تکرار برای انجام آنالیز غیرخطی پوشاور ارائه کرد. [۹]. توماس بالفرد در یک پروژه تحقیقاتی- کاربردی پلی فلزی به طول ۱۰۲۲ متر را با استفاده از روش بارافزون مورد ارزیابی لرزهای قرار داد و روشهای مختلف مقاومسازی آن را مورد بررسی قرار داد [۸].

ال آید و همکارانش در سال ۲۰۰۲ با ارائه مقالهای به شرح ارزیابی لرزهای پلی سه دهانه به طول تقریبی ۱۰۰ متر پرداختند و نتایج مطالعات خود را در مقایسه با روش دقیق آنالیز دینامیکی غیرخطی منتشر ساختند. این محققین در جمعبندی کلی، نتایج روش استاتیکی غیرخطی را در مقایسه با روش دینامیکی غیرخطی محافظهکارانه قلمداد کردهاند [۵].

چوپرا در سال ۲۰۰۱ با ارائه روشی براساس مفهوم مدال سعی در اعمال اثر مدهای بالاتر در آنالیر بارافزون نموده است و مشکلات ایجاد شده را مورد بررسی قرار داده است [۱۱]. در سال ۱۹۶۰ ماتو اظهار داشت که میتوان در سیستم يك درجه آزادي، حداكثر جابجايي پلاستيك سازه را با حداكثر جابجايي الاستيك سازهاي با همان پريود اوليه و همان ميرايي يكسان دانست [۱۲].

در سال ۱۹۶۰ نيومارك و ولتسوس با روشهاي عددي رابطهاي براي شكلپذيري جابجايي مورد نياز ارائه كردند [۱۳].

در سال۱۹۸۰ نيومارك و ريدل نشان دادند كه قانون جابجايي معادل (تساوي جابجايي حداكثر در سيستم الاستيك و پلاستيك) هميشه و مخصوصاً در محدوده پريودهاي كوتاه صادق نيست.

در سال ۱۹۸۲ نيومارك و هال، طيف پاسخ الاستيك طراحي را به سه بخش تقسيم كردند و به اين نتيجه دست يافتند كه در پريودهاي بلند (سرعت و جابجايي ثابت) معمولاً جابجايي پلاستيك و الاستيك تفاوتي ندارند. اما در بخش پريودهاي كوتاه، جابجايي پلاستيك معمولاً از مقادير جابجايي الاستيك بيشتر است.

در سال ۱۹۸۵ سوزن و شيمازاكي، پريود مربوط به تقاطع قسمت سرعت ثابت و شتاب ثابت را به مقادير حداكثر طيف انرژي ورودي مربوط دانستند. همچنين سوزن با توجه به تناسب جابجايي با خسارتها، پيشنهاد كرد كه طراحان با استفاده از اطلاعات جابجايي اقدام به انتخاب سيستم سازهاي كنند تا از نظر اقتصادي بهترين سيستم به كار رود[۱۴].

در سال ۱۹۹۲ موهل، جابجايي را به عنوان عامل اصلي در انتخاب سيستم سازهاي مطرح نمود و عنوان نمود كه به كمك جابجايي هدف، جزييات سازهاي قابل تعيين است[۱۵].

در سال ۲۰۰۰ چوپرا و گوئل با انجام مطالعات روي دو طيف طرح الاستيك و غيرالاستيك به اين نتيجه رسيدند كه ضريب شكلپذيري و تغيير شكلي كه در طراحي سازه با طيف طراحي الاستيك براي سازههاي خطي معادل با روش مدول سكانتي حدس زده ميشود، خيلي كوچكتر از اين پارامترها در حالت استفاده از تحليل غيرخطي سيستم با طيف طرح غيرالاستيك است.

در کل مطالعات نسبتاً کمی برای اعمال NSP بر پلها انجام شده است. در حال حاضر به طور عمده دو روش DCM،CSM بکار

می‌رود. در ادامه ارزیابی وضعیت با استفاده از روش بارافزون، شرح داده می‌شود.

۲-تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)

در روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی بار جانبی به تدریج افزایش داده می‌شود تا آنجاکه تغییرمکان از حد مورد نظر فراتر رود. تغییرشکلها و نیروهای داخلی در هنگام افزایش بار جانبی به طور مداوم تحت نظر قرار می‌گیرد. این روش مشابه تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱- رفتار غیر خطی تک تک اعضاء و اجزاء سازه در تحلیل وارد می‌گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص برحسب تغییرشکل برآورد می‌گردد.

تحلیل استاتیکی بار افزون مبنای تئوریکی مشخصی ندارد و بر این اصل استوار است که پاسخ سازه را می‌توان با پاسخ سیستم یک درجه آزادی با مشخصه‌های معادل شده شبیه‌سازی نمود. این مسأله بر این مبنا است که پاسخ سازه تنها وابسته به یک مود تغییرشکلی (شکل مود اول ارتعاش) بوده و شکل آن در طول زمان تحلیل ثابت باقی بماند. البته هر چند هر دو فرض یاد شده ممکن است نادرست به نظر برسد اما تحقیقات گسترده در طول چند دهه اخیر نشان داده است که برای سازه هائی که مود اول نوسان بر پاسخ آنها غالب بوده، تخمینهای خوب و مناسبی از حداکثر بازتابهای سیستم به کمک این تحلیل به دست می‌آید. با توجه به طبیعت پلها، این سازه بر خلاف ساختمان در طول گسترش یافته است و لذا باید ملاحظاتی بر روشهای بارافزون اعمال شود.

۲-۲- عناصر اصلی آنالیز بار افزون

- ظرفیت (Capacity) : مقاومت نهائی یک عضو سازه‌ای

- منحنی ظرفیت (Capacity Curve): نمودار برشی پایه سازه در مقابل تغییرمکان جانبی نقطه کنترل. این نمودار همان نمودار بارافزون (Pushover) است.

- تقاضا (Demand) : نمایشی از تحریکات زمینلرزه و زلزله که سازه تحت اثر آن قرار می‌گیرد. در تحلیل بارافزون، تقاضا به وسیله تخمین تغییرمکان یا جابجائی جانبی سازه تعیین می‌شود.

۲-۳- ترازهای عملکردی

انجمن مهندسی سازه کالیفرنیا تراز عملکردی و وضعیت رفتاری سازه را محل برخورد ظرفیت و تقاضا ذکر کرده‌اند و یک تراز عملکردی مناسب را عملکرد هدف نامیده‌اند. به عنوان مثال سه تراز عملکردی رایج که قبل از ایده PBD در بین مهندسین رایج بوده است، اولاً در خلال زلزله کوچک، تغییرشکلها باید به اندازهای محدود باشد که خسارت به وقوع پیوسته نیاز به تعمیر نداشته باشد. ثانیاً در خلال یک زلزله متوسط، تغییرمکانها باید به حدی محدود شوند که صدمات روی داده در سازه قابل تعمیر باشد و در نهایت در خلال یک زلزله شدید از ظرفیت و توانائی تغییرمکان سیستم نباید فراتر رفت تا منجر به ایمنی استفاده کنندگان سازه شود.

انتخاب ترازهای عملکردی شامل شناسائی تراز خسارت قابل قبول برای یک شدت خاص زلزله است. آئین‌نامه‌های مختلفی تعاریف مختلفی از سطوح عملکردی ارائه کرده‌اند که با وجود اختلافات ظاهری مبنای همه آنها یکی است. در ادامه تعریف ذکر شده در دو آیین نامه ATC40، Fema273 و همچنین دستورالعمل بهسازی سازه‌های موجود در مورد سطوح عملکرد ارائه می‌شود:

جدول۱- تراز عملکردی مختلف در آیین نامه‌های مختلف [۱،۲ و۳]

نام	تراز عملکردی در Fema 273	تراز عملکردی در دستورالعمل بهسازی
SP_1	Immediate Occupancy	قابلیت استفاده بی‌وقفه
SP_2	Damag Control	خرابی محدود
SP_3	Life Safety	ایمنی جانی
SP_4	limited Safety	ایمنی جانی محدود
SP_5	Structural Stability	آستانه فرو ریزش
SP_6	Not Considered	لحاظ نشده

الف- SP_1:که معادل با سطح قابلیت استفاده بی وقفه (IO) می‌باشد.

صدمات سازه بعد از زلزله در سطح خیلی محدود اتفاق می‌افتد و اجزای اصلی سیستم مقاوم جانبی و قائم به مشخصات و ظرفیتهای قبل از زلزله بسیار نزدیک هستند.

ب- SP_2: که معادل با سطح خرابی محـدود (Damage Control) است. این تراز به طور واقعی وجود نـدارد. برخـی از اثـرات زلزلـه بین دو تراز IO و LS وجود دارد و تغییر مـی‌کنـد. در ایـن تـراز خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد می‌شود و پس از زلزلـه بـا انجام تعمیرات ادامه بهره‌برداری میسر می‌باشد.

ج- SP_3: که معادل با ایمنی جانی (Life Safety) است.

این تراز نیز تراز مشخص نمی‌باشد بلکه حـالتی بـین SP_3 و SP_5 است. در این تراز خسارت جانی وجود ندارد.

د- SP_4: کـه معـادل بـا ایمنـی جانـی محدود (Limited Safety) می‌باشد. این تراز نیز مشخص نمی‌باشد بلکـه حـالتی بـین SP_3 وSP_5 است. در این تراز خسارت جانی به صـورت حـداقل وجـود دارد. معمولاً اجزای غیر سازه‌ای در این محدوده قرار می‌گیرند.

ه- SP_5: که معادل با آستانه فـرو ریـزش (Structural Stability) می‌باشد. در ایـن سـطح، صـدماتی کلـی یـا جزئـی بـه سیـستم سازه‌ای وارد می‌شود و سازه در آستانه فرو پاشی قرار مـی‌گیـرد اما هنوز پایدار است.

و- SP_6: که معادل با سطح لحاظ نشده (Not Considered) است. در حقیقت این سطح یک تراز عملکردی نمی‌باشـد بلکـه بیـانگر وضعی است که سطح عملکـردی خاصـی در نظـر گرفتـه نـشده باشد.

سطوح عملکردی فوق برای طرح ساختمانها ارائه شده اسـت. امـا این تعاریف برای پلها نیاز به تحقیق بیشتری دارد. به عنوان مثال ضوابط آیین نامه Vision 2000 که برای ساختمانها تدارک دیـده شده است، می‌تواند به عنوان چارچوبی اولیه برای پلها بکـار رود. با ایـن وجـود در بـسط آیـین نـامههـا، تفـاوت بـین سـازههـا و ساختمانها با پلها در ضوابط و دستورالعملها باید لحاظ شود. گروه تحقیق سعیدی و همکاران [۶] تنها سه تراز عملکردی مورد نیـاز برای پلها پیشنهاد کرده‌اند:

این ترازها عبارتاند از:

۱- عملکرد بدون وقفه در جریان ترافیک

۲- عملکرد با صدمات کم و ناچیز

۳- سطح عملکردی نزدیک به فروپاشی

شایان ذکر است پلها در مقایـسه بـا سـاختمانها دارای المانهـای غیرسازه‌ای کمتری هـستند و لـذا نیـاز بـه ترازهـای عملکـردی کمتری برای تعریف وضعیت آنها است. براسـاس ATC32(1996) سه سطح خسارت و عملکرد برای قسمتهای مختلف پـل تعریـف می‌شود [۷]:

۱- خسارت اندک (Minimal Damage)

رفتـار غیـرخطی انـدکی مشاهده مـی‌شود. خـسارت محـدود بـه ترکهای خمشی کوچـک و باریـک مـی‌شود و تغییرشـکلهای همیشگی و ماندگار دیده نمی‌شود.

۲- خسارت قابل تعمیر (Repairabe Damage)

پاسخ غیرخطی اتفاق می‌افتد. ترکخوردگی بتن، جاری شـدن فولادها روی مـی‌دهـد. ورقـه ورقـه شـدن در سـطح کـم اتفـاق می‌افتد، خسارت در پل در محدوده‌ای است که پس از زلزلـه در صورت نیاز بدون جایگزینی آرماتورها یا اعضای سازه‌ای پل قابل بهره‌برداری باشد. عدم تعادل و تغییرشکلهای مانـدگار در اعـضاء سازه‌ای کم است.

۳- خسارات مهم (Significant Damage)

ترکخوردگی بتن، جاری شدن فولاد، ورقه ورقه شدن بـتن در سطح وسیع اتفاق می‌افتد. تغییرشکلهای ماندگار در حد وسـیعی اتفاق می‌افتد. جایگزینی بخشی از سازه یا کل سازه برای بازیابی قابلیت استفاده از سازه لازم است.

جدول ۲- دسته بندی سطوح عملکردی قابل قبول برای پلها [۷]

زلزله	IO	LS	CP
مکرر - دوره بازگشت ۴۳ سال	غیر قابل قبول برای سازه‌های جدید		
گهگاه - دوره بازگشت ۷۲ سال			a
بندرت - دوره بازگشت ۴۷۵ سال			b
خیلی بندرت - دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال		c	

در جدول فوق پل از نظر اهمیت به سه دسته تقسیمبندی شـده است:

۱- پل بحرانی (a) : پلی اسـت کـه رابـط و کلیـد دسترسـی بـه سازه‌های ضـروری نظیـر بیمارسـتانها و مراکـز آتشنـشانی و .... است.

۲- پل مهم (b): پلی که دارای ارزش اقتصادی یا تاریخی هست.

۳ - سایر پلها (c)

استفاده از ضوابط این دستورالعملها در مورد پلها، در مرحله تحقیق و بررسی می‌باشد. از جمله تحقیقات انجام شده در این زمینه، می‌توان به نتایج آزمایشهای انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا اشاره کرد [۴]. ارزیابی نتایج سیستمها و اجزای تست شده پل در دانشگاه کالیفرنیا (UCSD) در پانزده سال گذشته منجر به تعیین اولیه ترازهای عملکردی و پارامترهای کمی و کیفی مرتبط با آنها شده است. روش ارزیابی ارائه شده به روش کار ذکر شده در Seaoc 1996 نزدیک است. که در آن عملکرد براساس سطح خسارت وارده، در پنج دسته و گروه طبقهبندی شده است.

اولین تراز عملکردی در جدول (۳)، ترکخوردگی است که مطابق سطح خسارت غیر قابل مشاهده در جدول قبل است و مشابه قبل در حقیقت شروع ایجاد ترکهای مویی کمیاب در سازه است. دومین سطح، سطح جاری شدن است که با سطح صدمات اندک در سازه (جدول قبل) مطابقت دارد. این سطح بیانگر شروع جاری شدن آرماتورها است و به صورت کیفی سازه دارای ترکهای قابل مشاهدهتری می‌شود و به صورت کمی عرض ترک به حد کمتر ۱ میلی‌متر می‌رسد. سومین تراز عملکردی، شروع تشکیل مکانیسم به صورت محلی و موضعی است که با سطح متوسط در جدول قبل معادل است.

این سطح به صورت کیفی معادل با ظهور تغییرشکلهای غیرخطی، توسعه معنیدار ترکهای قطری و خرد شدن پوشش بتن است. این سطح به صورت کمی معادل عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلی‌متر و یا طول منطقه خرد شده بزرگتر از ۰/۱ عمق مقطع است.

سطح خسارت بعدی معادل با خسارات زیاد و بزرگ است که بیانگر توسعه مکانیسمهای تشکیل شده محلی است. تعریف کیفی این مرحله بر این اساس است که ترک و خرد شدن بتن در سراسر مکانیسم تشکیل شده توسعه می‌یابد. از لحاظ کمی عرض ترک از۲ میلی‌متر بزرگتر است و طول منطقه خرد شدن بتن از نصف عمق مقطع بیشتر است و ترکهای قطر ۲/۳ عمق مقطع را در بر می‌گیرد.

تراز نهائی، تراز کاهش سختی و مقاومت است. این تراز عملکردی هنگامی به وقوع می‌رسد که کمانش آرماتور اصلی شروع می‌شود و قلابها و آرماتورهای عرضی گسیخته می‌شود. ضمناً هسته بتن نیز خرد می‌شود. از لحاظ کمی عرض ترک از ۲ میلی‌متر در هسته بتن بیشتر است. افزایش سطح بتن بیشتراز ۵% بعد اصلی عضو می‌شود. این تراز هنگامی به وقوع می‌پیوندد که مقاومت جانبی از ۸۵% مقاومت ماکزیمم کمتر شود. با این وجود در بعضی از موارد کاهش زیاد در سختی و مقاومت اجزاء ممکن است منجر به فرو پاشی کلی سیستم شود ولی تغییرشکلهای همیشگی زیاد ممکن است اجزاء را از سطح سرویس و استفاده خارج کند.

جدول۳- ارزیابی ترازهای عملکردی [۴]

تراز	تراز عملکردی	شرح کیفی عملکرد	شرح کمی عملکرد
I	ترک خوردگی	ترکهای مویی	ترکهای بندرت قابل مشاهده
II	جاری شدن	وقوع اولین جاری شدن آرماتورها	عرض ترک کوچکتر از ۱ میلی‌متر
III	آغاز تشکیل مکانیسم موضعی	شروع تغییر شکل غیر خطی، توسعه ترکهای قطری و شروع خردشدگی بتن	عرض ترک بین ۱و۲ میلی‌متر طول منطقه خرد شده از ۰/۱ بعد مقطع بزرگتر است
IV	توسعه کامل مکانیسم موضعی	ترکهای عریض/ خردشدگی گسترده در بتن	عرض ترک بزرگتر از ۲ میلی‌متر ترکهای قطری در ۲/۳ بعد مقطع گسترش می‌یابند طول منطقه خرد شده از ۰/۵ بعد مقطع بزرگتر است
V	نزول مقاومت و سختی سازه	کمانش آرماتورهای اصلی / گسیختگی آرماتورهای عرضی/ انهدام هسته مرکزی بتن	عرض ترک بزرگتر از ۲ میلی‌متر در هسته مرکزی بتن افزایش بیش از ۵ درصد بعد اصلی عضو

۲-۳- مزایای کاربرد تحلیل بارافزون در ارزیابی و طراحی براساس عملکرد سازهها

تحلیل بارافزون اطلاعات سودمندی را برای بسیاری از مشخصههای پاسخ سازه فراهم میآورد. به طوریکه این اطلاعات توسط روشهای رایج تحلیل خطی استاتیکی یا دینامیکی قابل دسترسی نیست. بعضی از این موارد عبارتند از:

الف- تعیین مقادیر واقع بینانهتری از نیروهای تقاضا در اعضای سازهای

ب- برآورد جابجائی تقاضا برای المانهائی که تغییرشکلهای غیرخطی زیادی به واسطه انرژی انتقال یافته از تحریکات زمینلرزه به ساختمان متحمل میشوند.

ج- بررسی ویژگی رفتاری زوال مقاومت

د- تعیین نواحی بحرانی

ه- تعیین ناپیوستگیهای مقاومتی ساختمان در ارتفاع یا در پلان

و- تخمین مقادیر تغییرمکانهای نسبی طبقات به عنوان معیاری جهت تعیین ناپیوستگیهای سختی یا مقاومتی

ز- تحقیق در مورد کفایت و ایمن بودن مسیر نیرو

برای سازههائی که اساساً بر مبنای مود اول ارتعاش نوسان میکنند به کمک تحلیل بار افزون تخمین قابل قبولی از تغییرشکلهای تقاضای غیرالاستیک محلی یا کلی سازه حاصل میشود.

در یک جمله میتوان گفت: تحلیل بار افزون روشی است دقیق در برآورد تقریبی پاسخهای لرزهای سازه به سادهترین شکل ممکن.

۲-۴- محدودیتهای کاربرد تحلیل بار افزون

تحلیل بارافزون در عین کارائی و مزایای ذکر شده با بعضی محدودیتها روبرو است که استفاده از آن نیازمند دقت نظر و گاه قضاوت مهندسی مناسبی میباشد. تحلیل بارافزون به طور کاملاً دقیق نمیتواند نشاندهنده رفتار و پدیده دینامیکی باشد. این روش نمیتواند بعضی از مودهای تغییرشکلی سازه را (که گهگاه مهم نیز میباشند) تحت اثر زلزلههای شدید نمایش داده و یا برعکس آنها را اغراقآمیز نشان میدهد. پاسخ دینامیکی غیرالاستیک ممکن است در بعضی مواقع با آنچه که به وسیله این تحلیل و براساس شکل توزیع بارگذاری جانبی ثابت و یا تعدیل شده به دست میآید، متفاوت باشد. این مطلب به خصوص زمانیکه مودهای ارتعاشی بالا مهم هستند بیشتر جلوهگر میشود. محدودیت روش تحلیل بارافزون در انتخاب نوع شکل توزیع بار جانبی آشکار شده است. زمانیکه شکل توزیع بار جانبی مشخص شد، به سازه چنین اجبار میشود که تحت اثر مود تغییر شکلی ثابتی رفتار نماید. بنابراین بعضی از مودها و حالتهای تغییر فرم که تحت اثر تحریکات زمین لرزه و بر مبنای مشخصههای پاسخ دینامیکی غیر الاستیک سازه در رفتار آن ایجاد شده و نمو یافته، در داخل تحلیل منظور نمیگردد. البته این اثر به کمک اعمال بیش از یک شکل توزیع بار جانبی قابل تخفیف بوده اما به طور کامل حذف و رفع شدنی نیست. در تحلیل بارافزون بیشترین نگرانی در این مورد است که این تحلیل تنها اولین شمای مکانیزم محلی خرابی سازه را تحت اثر نیروهای زلزله معین میکند و سایر موارد و ضعف سازه را که به وسیله تغییرمشخصههای دینامیکی آن تحت اثر شکلگیری اولین شمای مکانیزم محلی، رهگیری و نمایش نمیدهد.

۲-۵- سطح خطر زلزله

حرکت زمین با تراز عملکردی مورد علاقه ترکیب شده و سازه مورد طرح یا ارزیابی قرار میگیرد. مطابق ATC40 و نیز دستورالعمل بهسازی لرزهای سطوح زلزله به شرح زیر است:

الف- SE: زلزله سطح بهره برداری

زلزله با ۵% احتمال وقوع در پنجاه سال است که دوره بازگشتی حدود ۷۰ سال دارد. این تراز در دستورالعمل بهسازی وجود ندارد.

ب- DBE: زلزله مبنای طرح

زلزلهای با احتمال وقوع ۱۰% در پنجاه سال است که دوره بازگشتی حدود ۴۷۵ سال دارد. در دستورالعمل بهسازی این زلزله، سطح خطر ۱ نامیده میشود.

ج- ME: زلزله ماکزیمم

زلزلهای با احتمال ۲% در ۵۰ سال است که معادل با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است. این سطح در دستورالعمل بهسازی سطح خطر ۲ نامیده میشود.

د- سطح خطر انتخابی

این سطح در دستور العمل بهسازی وجود دارد و احتمال مورد علاقه با توجه به شرایط خاص در ۵۰ سال میباشد.

۲-۶- تعریف طیف طرح الاستیک

الف – ATC 40

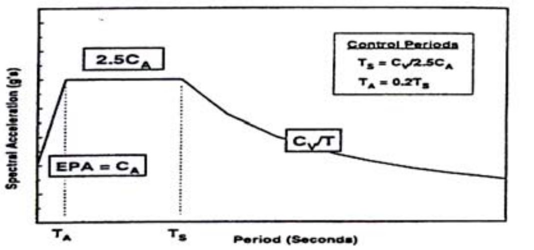
طیف طرح برای یک ساختگاه در این دستورالعمل براساس

دو ضریب C_v، C_a تعریف می‌شود. C_a در حقیقت شتاب طیفی در پریودهای کوتاه و Cv شتاب طیفی در پریود ۱ ثانیه است. مقادیر آن تابعی از نوع خاک است که نوع خاک و معادلهای آن در آییننامه زلزله ایران به شرح زیر است:

جدول ۴- اثر نوع خاک بر زلزله معادل استاتیکی

T0	زلزله ایران	ATC 40
0.4	I	SA-SB
0.5	II	SC
0.7	III	SD
1	IV	SE

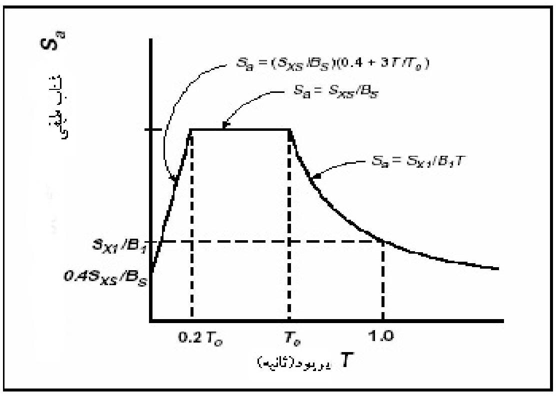
که با توجه به زونبندی منطقه مورد نظر و با توجه به جداول مربوطه C_v,C_a استخراج می‌شود.
لذا طیف استاندارد ATC 40 به صورت زیر تعریف می‌شود:



شکل ۱- طیف طرح استاندارد براساس میرایی ۵%

ب – Fema273 و دستورالعمل بهسازی

با در نظر گرفتن Sx_s شتاب در دوره تناوب کوتاه که با توجه به مقدار میانگین طیفهای پاسخ صاف شده برابر ۲ فرض می‌شود و Sx_1 شتاب در پریود ۱ خواهیم داشت:



شکل ۲- طیف طرح دستورالعمل بهسازی با میرائی دلخواه [۱و۲و۳]

که در آن رابطه زیر برقرار است:

$$T_o = \frac{S_{x1} B_s}{S_{xs} B_1} \qquad (۱)$$

پارامترهای B_1,B_s از جدول (۳) حاصل می‌شود:

جدول ۵- پارامترهای میرائی [۱و۲و۳]

B1	Bs	نسبت میرائی مؤثر
0.8	0.8	<=2
1	1	5
1.2	1.3	10
1.5	1.8	20
1.7	2.3	30
1.9	2.7	40
2	3	>=50

تبدیل این دو روش به هم با توجه به اینکه در روش دوم مقادیر نرمال شده براساس A=1 هستند، به صورت زیر است:

$$C_A = \frac{0.4 S_{\times s}}{B_S} A \qquad (۲)$$

$$C_V = \frac{S_{\times 1}}{B_1} A \qquad (۳)$$

$$S_{X_1} = T_O S_{\times s} \frac{B_1}{B_S} \qquad (۴)$$

با فرض میرایی عمومی ۵% روابط بالا به صورت زیر خلاصه می‌شود: $(B_S=B_1=1)$

$$C_A = 0.4 S_{\times s} A \qquad (۵)$$

$$C_V = T_O S_{\times s} A \qquad (۶)$$

S_{xs} برای سازههای کوتاه براساس میانگین طیفهای پاسخ صاف شده ۲ توصیه می‌شود. لذا خواهیم داشت:

$$C_A = A \tag{۷}$$

$$C_v = 2T_O A \tag{۸}$$

۲-۷- الگوی اعمال بار زلزله

به منظور اعمال تغییرمکانی شبیه به تغییرمکان واقعی در هنگام زلزله، استفاده از توزیع بار معادل و سازگار با توزیع نیروی اینرسی حاصل از زلزله، لازم است. شکلهای مختلفی از توزیع بار جانبی عبارتند از:

الف- الگوی یکنواخت Fema273 که در آن نیروی جانبی متناسب با جرم نسبت داده شده به هر نقطه است:

ب- الگوی مدال Fema273 که براساس مد اول توزیع نیرو را انجام میدهد:

$$F_i = \left(\frac{m_i \phi_{i1}}{\sum m_i \phi_{i1}} \right) V \tag{۹}$$

این الگو هنگامی میتواند استفاده شود که سهم مشارکت مد اول بیشتر از ۷۵% باشد (Fema273)

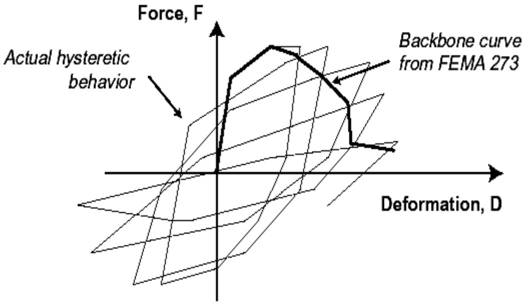
ج- سومین الگو الگوی طیفی (Fema273) نامیده میشود و وقتی استفاده میشود که اثر مدهای بالاتر حائز اهمیت باشد. این روش براساس ترکیب نیروهای مدها (ترکیب شده به روش SRSS یا CQC) است:

$$F_i = \left(\frac{m_i \delta_i}{\sum m_I \delta_i} \right) V \tag{۱۰}$$

که در آن δ_i تغییرمکان نقطه i حاصل از آنالیز طیفی سازه است که شامل حداقل ۹۰% مشارکت جرم شده باشد. براساس آییننامه Fema273 استفاده از دو الگوی بارگذاری که یکی از آنها روش اول است، الزامی است.

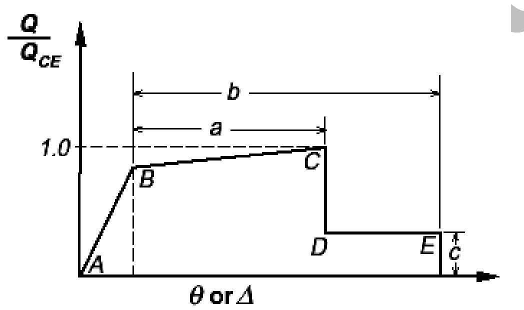
۲-۸- رفتار اجزای سازهای و معیارهای پذیرش

اجزای مختلف یک سازه رفتارهای متفاوتی را در سیکلهای مختلف بارگذاری از خود نشان میدهند. این رفتارهای متفاوت را در چرخههای هیسترزیسی میتوان به وضوح دید. در شکل زیر منحنی تیپ هیسترزیسی و منحنی تیپ معادل ارائه شده توسط آیین نامه Fema273 ارائه شده است:

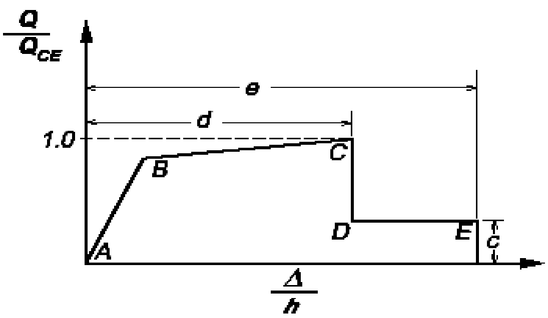


شکل۳- منحنیهای واقعی و معادل شده رفتار جزئی از سازه [۱و۲]

دو شکل زیر منحنی رفتار یک عضو سازه را برای مدلسازی، تحلیل و بررسی براساس معیارهای پذیرش نشان میدهد. رفتار عضو از نقطه A تا B به صورت خطی میباشد از نقطه B تا Cرفتار خمیری و با اعمال آثار سختشدگی است. از نقطه C تا D کاهش ناگهانی مقاومت رخ میدهد و در چند کاهش مقاومت ناگهانی است اما برای آنکه هنگام تحلیل توسط نرمافزار، ناپایداری عددی ایجاد نشود، از نقطه C تا D منحنی رفتار به صورت خط شیبدار منظور میشود از نقطه D تا E عضو مجدداً به صورت خمیری اما با مقاومت کاهش یافته عمل میکند و نهایتاً در نقطه E گسیخته میشود.



شکل۴- منحنی ایده ال رفتار المان سازهای براساس تغییر شکل [۱و۲]



شکل۵- منحنی ایده ال رفتار سازهای براساس نسبت تغییر شکل [۱و۲]

معیارهـای پـذیرش و پارامترهـای مدلـسازی برحـسب سـطوح عملکرد (آستانه فرو ریزش)، ایمنی جانی (LS) و قابلیت استفاده بـیوقفـه (IO) بـرای اعـضای اصـلی (P) و غیـر اصـلی S در دسـتورالعملهای مختلـف نظیـر ATC40 ارائـه شـده اسـت. در حقیقت برای آنالیز و تحلیل رفتار غیرخطی به جـای اسـتفاده از ماده غیرخطی از پارامترهای عمومی رفتار غیرخطـی بـرای یـک المان سازهای استفاده میشود. این پارامترها براساس رعایت و یا عدم رعایت ضوابط خاص برای یک المان تغییر میکند.

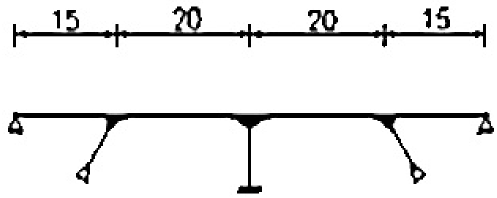
ظرفیت کلی یک سازه به مقاومـت (ظرفیـت نیروئـی) و ظرفیـت تغییرمکانی هر یک از اعضای آن وابسته است.

۳- مدلهای مورد مطالعه

مدل اول

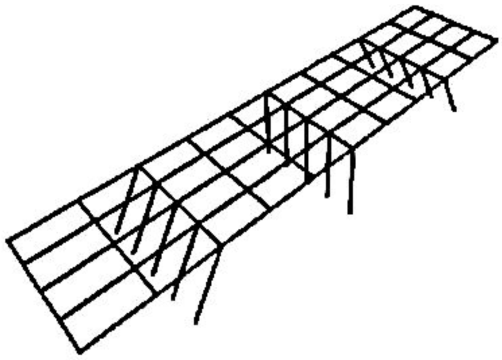
برای ارزیابی روشهای ارائه شده در بررسـی عملکـرد لـرزهای پلها، پلی مرکب که دارای پایههای فلزی کج نسبت به تابلیه خود میباشد، با مشخصات زیر در نظر گرفته شده است:

پل به صورت عمومی دارای ۵ قـاب فلـزی اسـت کـه در قـسمت تابلیه خود به وسیله دیافراگم و دال فوقانی با هـم دارای ارتبـاط عرضی هـستند. تیـپ عمـومی ایـن قابهـا در شـکل ذیـل دیـده میشود:



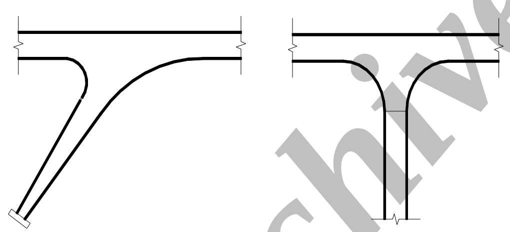
شکل ۶ - شکل عمومی دهانههای پل

پل دارای دو دهانه۲۰ در وسط و دو دهانه ۱۵ متری در طـرفین میباشد که تابلیه در محل پایهها به صورت درگیر بـا سـتون در ارتباط است و در محل کولهها به صورت سـاده بـر روی دسـتگاه تکیهگاهی انعطافپذیر (نئوپرن) قرار گرفته است. نمای سه بعـدی قابندی اصلی پل به همراه دیافراگمها پل در شـکل ذیـل نـشان داده شده است:



شکل ۷- نمای عمومی قاببندی پل

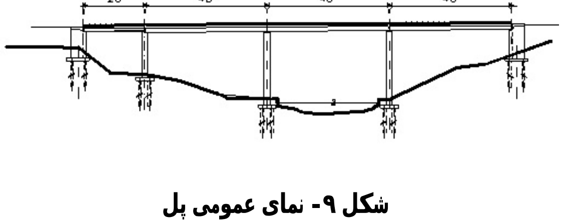
پایههای این پل مستطیلی شکل است کـه در محـل اتـصال بـه تابلیـه دارای عـرض زیـادتری مـیشود و بـدین وسـیله دارای مشخصات تقویت یافتهای نسبت به قسمت پایینی خود میشود. پایه میانی در قسمت پایینی خود به صورت درگیر با فونداسـیون در ارتباط است. پایههای کناری به وسیله مکانسیمی بـه صـورت مفصل درآمده است. شکل عمومی پایههـای میـانی و کنـاری در شکل زیر دیده میشود:



شکل ۸- تیپ عمومی پایهها

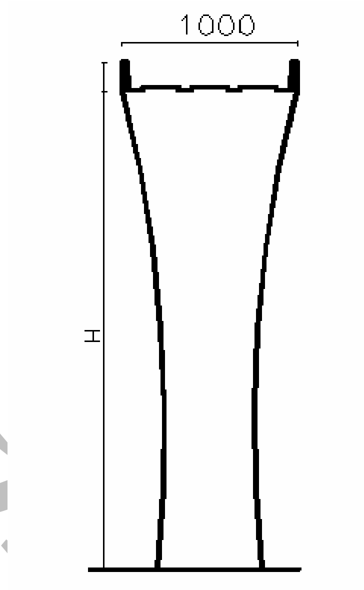
مدل دوم

پل دارای یک دهانه۲۰ و سه دهانه ۴۰ متـری مـیباشـد کـه در محـل پـایههـا بـه صـورت سـاده بـر روی دسـتگاه تکـیهگـاهی انعطافپذیر(نئوپرن) قرارگرفته است. نمای طولی پل در شکل زیر نشان داده شده است:



شکل ۹- نمای عمومی پل

پایههای این پل مستطیلی شکل با بعد متغیر در ارتفاع میباشند تیپ عمومی پایهها در شکل زیر دیده میشود:



شکل ۱۰- نمای عمومی پایه

ارتفاع پایههای پل بین حدود ۲۰ تا ۳۰ متر در نوسان است. کولههای پل نیز با ارتفاع حدود ۱۳ متر دارای فرم U شکل است.

۴- فرضیات تحلیل غیر خطی پوش اور و دینامیکی غیرخطی

الف- تعریف نقاط کنترل

با توجه به دستگاه تکیهگاهی امکان تشکیل مفصل پلاستیک در محلهای زیردر دو مدل وجود دارد:

الف- پایین ستون درگیر میانی اول

ب- بالای ستون درگیر میانی در محل تقویت شده

ج- بالای ستون میانی بعد از محل تقویت

د- بالای ستونهای کج کناری

ه- پایین ستونهای کج کناری (از لحاظ برشی)

و- پایین ستونهای مدل دوم

لذا در محلهای فوقالذکر نقاط کنترل قرار داده شده است.

ب- مراحل گام به گام ارزیابی عملکردی سازه

ب-۱- ارزیابی سازه

۱- منحنی بار تغییرمکان سازه محاسبه و ترسیم شود (این منحنی به منحنی ظرفیت سازه مرسوم است که با روشهای مختلفی نظیر بارافزون میتوان آن را به دست آورد).

۲- انتخاب سطح عملکردی مورد انتظار

۳- براساس سطح عملکردی مورد انتظار، سطح زلزله معادل آن برای کنترل و ارضاء ضوابط تعیین و با استفاده از آن، طیف طرح مربوطه به دست میآید. (منحنی حاصله در حقیقت نیاز خواهد بود)

۴- محل برخورد دو منحنی فوق نقطه عملکردی سازه در سطح زلزله مورد نظر است. در صورت عدم برخورد دو منحنی سازه به طور کلی مردود است. در صورت برخورد دو منحنی تغییرمکان کلی سازه از جهت ارضاء محدودیتهای آییننامهای کنترل میشود. مثلاً برای پایههای پلها میتوان تغییرمکان معادل ۰/۵ درصد را به عنوان یک ضابطه کنترل در نظرگرفت. درصورت اینکه تغییرمکان مورد نظر از تغییرمکان هدف بیشتر باشد سازه عملکرد مورد نظر را ارضاء میکند. در غیر این صورت نیاز به مقاومسازی وجود دارد.

ب-۲- ارزیابی اجزاء سازه

۱- براساس پارامترهای مدلسازی براساس آییننامهای معتبر برای اجزای مختلف سازهای مدلهای رفتاری تعریف شده و سازه در نقاط مختلف خود دارای نقاط کنترلی خواهد بود که در حقیقت هر نقطه کنترل بیانگر رفتار المانهای متصل به آن خواهد بود.

۲- سازه براساس زلزله معادل با سطح عملکردی مورد نظر بارگذاری میشود. در حقیقت سازه تا سطح نقطه مورد نظر عملکردی در قسمت قبل بارگذاری خواهد شد.

۳- چرخش پلاستیک المانها در نقاط کنترل محاسبه و معیارهای پذیرش در مورد آن بررسی خواهد شد و سطح عملکردی اجزای سازهای به تفکیک نوع تعیین خواهد شد.

ج- انواع مفاصل کنترلی

برای ارزیابی رفتار پایه در هنگام زلزله نیاز به تعریف دو نوع مفاصل (Hinge) با مشخصات زیر است:

۱- مفصل خمشی- محوری (P-M-M)

۲- مفصل برشی (V)

۳- مفصل محوری (P)

برای بررسی اثر قائم نروهای وارده بر رفتار سازه بر اساس ضوابط ارائه شده در FEMA از دو ترکیب زیر برای ارزیابی اثر حداقل و حداکثر نیروی بهرهبرداری بر رفتار استفاده خواهد شد:

۱- افزایش ده درصدی بارهای مرده و روسازی به همراه ۵۰ درصد اثر بار زنده به عنوان حداکثر اثرات موجود بر پایه

$$GROUP\,1 = 1.1\times(DEAD + SI) + 0.5LIVE$$

۲- کاهش ده درصدی اثرات مرده و روسازی به عنوان حداقل اثرات موجود بر پایه

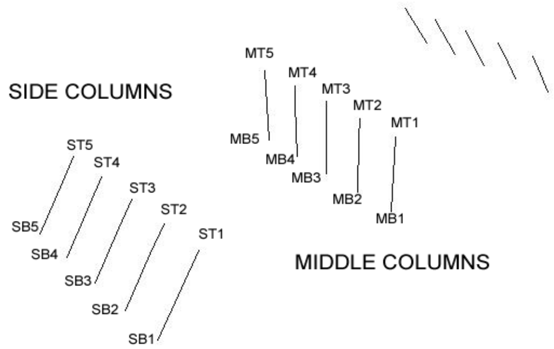
$$GROUP\,2 = 0.9\times(DEAD + SI)$$

مقدار ۵۰ درصدی بار زنده با توجه به توصیه آییننامه پل ایران برای پلهای شهری انتخاب شده است. که در حالت دوم عدم وجود این نوع بار بر پایه مورد ارزشیابی قرار گرفته است. شایان ذکر است با توجه به انجام تحلیل غیرخطی چه در حالت استاتیکی و چه در حالت دینامیکی اصل جمع آثار معتبر و برقرار نمیباشد. لذا برای تحلیل ابتدا باید اثرات ثقلی بر مدل اعمال شوند و سپس بار جانبی زلزله بر سازه اثر داده شود.

۵- نتایج

۵-۱- تقدم و تاخر تشکیل مفاصل

به عنوان نمونه تقدم و تاخر تشکیل مفاصل در مورد مدل اول ارائه میشود:



شکل۱۱- شماره گذاری مفاصل تحلیلی در مورد پایههای میانی و کناری

به عنوان نمونه نتایج زلزله طولی همراه با حداکثر اثرات ثقلی در ذیل ارائه میشود:

۱- در مرحله اول و در گام ۹، MB3 وارد فاز B-IO میشود.

۲- در گام ۱۰ پایین تمام ستونهای میانی به فاز B-IO میرسد.

۳- در گام ۱۵ پایین تمام ستونهای میانی وارد فاز IO-LS میشود. و همزمان بالای این ستونها در پایین قسمت تقویت شده وارد فاز B-IO خواهد شد.

۴- در گام ۱۹ تمام ستونهای میانی چه در بالا و چه در پایین وارد فاز IO-LS شدهاند.

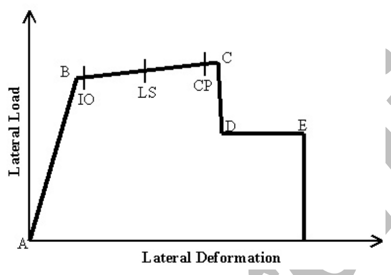
۵- در گام ۲۳ بالای تمام ستونهای کناری نیز وارد فاز B-IO میشوند.

۶- در گام ۲۶ بالای ستونهای S2,S3 وارد فاز IO-LS خواهند شد.

۷- در گام ۲۸ بالای تمام ستونهای کج وارد فاز IO-LS خواهند شد و تمام ستونهای میانی چه در پایین و چه در بالای ستون بعد از قسمت تقویتی وارد فاز LS-CP خواهد شد.

۸- در گام ۳۲، بالای MT2 وارد فاز C-D خواهد شد ولی سازه هنوز در حالت پایداری خواهد داشت.

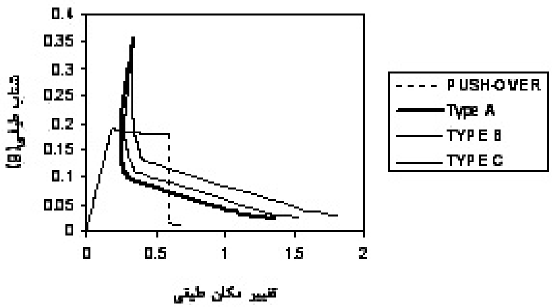
۹- در نهایت با وارد شدن تمام مفاصل میانی به فاز C-D-E تمام باربری بر ستونهای کج کناری میافتد که در نهایت این پل در گام ۵۶ با ورود تمام ستونهای کج کناری به فاز C-D-E دچار فروپاشی کامل خواهد شد.



همانطورکه در فرایند بالا نیز مشخص است روند تشکیل مکانیسم در سازه با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی بهسهولت قابل بررسی است.

۵-۲ - منحنی تقاضا- ظرفیت

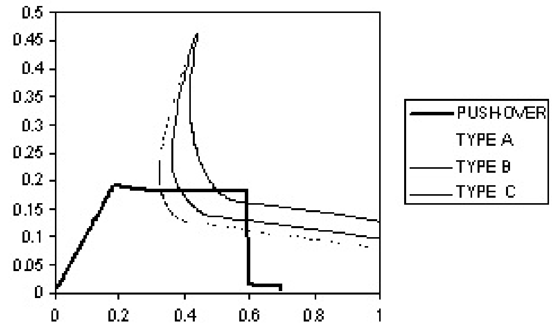
به عنوان نتایج آنالیزها در مورد دو مدل به برخی از نتایج اشاره میشود. منحنی بارافزون و منحنی نیاز برای سه نوع رفتار هیسترزیسی بر مبنای زلزله مبنای طرح برای جهت طولی یکی از پایههای مدل دوم در شکل ذیل دیده میشود. همانطورکه دیده میشود سازه وارد رفتار غیر خطی شده است و برحسب اینکه دارای چه نوع رفتار هیسترزیسی باشد، دارای نقاط عملکرد مطابق شکل زیر خواهد بود:



شکل۱۲- منحنی نیاز- ظرفیت در جهت طولی پایه (بار محوری حداقل- زلزله مبنای طرح)

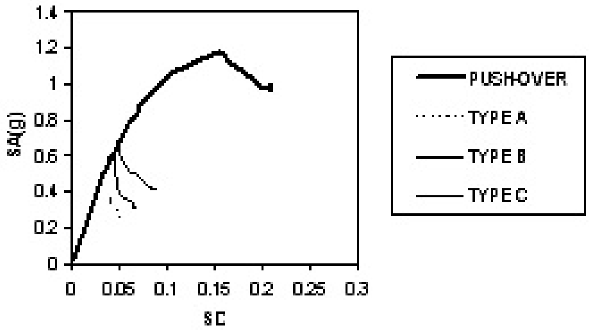
همانطورکه در شکل فوق از محل تقاطع منحنیهای نیاز و ظرفیت بر میآید سازه به ازای هر سه نوع رفتار در محدوده ابتدای ناحیه غیر خطی قرار دارد. در این سطح از زلزله چنین رفتاری قابل پیش بینی بوده است.

نتایج آنالیز طیف ظرفیت برای حداکثر زلزله ممکن، در شکل زیر دیده میشود. همانطورکه انتظار میرود این شدت زلزله منجر به بروز رفتار غیرخطی شدیدتری نسبت به حالت قبل شده است. به طوریکه در رفتار نوع C سازه به وضعیت نهائی خود بسیار نزدیک است و پیش بینی سطح خسارت گستردهای در سازه میشود.



شکل۱۳- منحنی نیاز- ظرفیت در جهت طولی پایه P3 (زلزله ماکزیمم- حداقل ثقل)

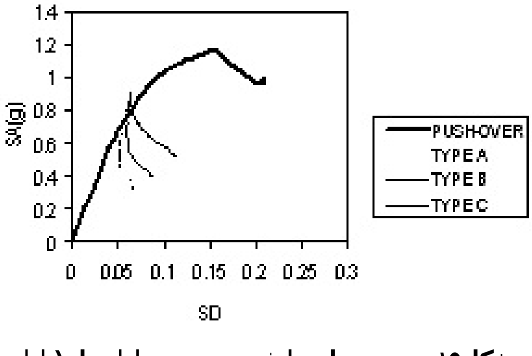
در مورد مدل اول نیز نتایج زیر به عنوان نمونه ارائه میشود:
منحنی بار افزون و منحنی نیاز برای سه نوع رفتار هیسترزیسی بر مبنای زلزله مبنای طرح در شکل زیر دیده میشود. همانطورکه دیده میشود اثر نوع رفتار هیسترزیسی تأثیر چندانی بر نوع رفتار سازه از خود نشان نمیدهد و در هر سه نوع رفتار هیسترزیسی B-IO خواهد بود (پایین تمام ستونهای میانی در گام ۱۰ وارد فاز غیرخطی B-IO خواهد شد):



شکل۱۴- منحنی نیاز- ظرفیت در جهت طولی پل (بار محوری حداقل- زلزله مبنای طرح)

همانطورکه در شکل فوق از محل تقاطع منحنیهای نیاز و ظرفیت بر میآید سازه به ازای هر سه نوع رفتار در محدوده ابتدای ناحیه غیر خطی قرار دارد. در این سطح از زلزله چنین رفتاری قابل پیش بینی بوده است. شایان ذکر است، مفصل تشکیل شده از نوع مفصل P-M-M است.

نتایج آنالیز طیف ظرفیت برای حداکثر زلزله ممکن، در شکل زیر دیده میشود. همانطورکه انتظار میرود این شدت زلزله منجر به بروز رفتار غیرخطی شدیدتری نسبت به حالت قبل شده است. در این شدت زلزله اثر نوع رفتار هیسترزیسی نسبت به حالات قبل بسیار مشهودتر است. پل در سه نوع رفتار هیسترزیسی A,B,C در پایین ستونهای میانی در B-IO شده است و در آستانه ورود به IO-LS هستند و همزمان ستونهای میانی نیز در آستانه ورود به فاز غیر خطی B-IO قرارگرفتهاند.



شکل۱۵- منحنی نیاز- ظرفیت در جهت طولی پل (زلزله ماکزیمم- حداقل ثقل)

۳-۵- خلاصه مقایسه نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی و بارافزون

به عنوان نمونه نتایج برای جهت طولی ارائه می‌شود:

الف- برش طولی

همانطورکه از جدول ذیل بر می‌آید در بین زلزلههای فوق نتایج آنالیز بارافزون (در حالت زلزله طرح) و ناغان بسیار به هم نزدیک است و به جز زلزله طبس که در حالت بار ماکزیمم اختلاف قابل توجهی را نشان می‌دهد سایر نتایج بسیار نزدیک است. در حالت کلی متوسط نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی با نتاطج آنالیز بارافزون در زلزله مبنای طرح انطباق مناسبی را دارد. در جمع‌بندی کلی اختلاف بین نتایج دو آنالیز دارای اختلاف حدود ۴ درصد با زلزله مبنای طرح و اختلاف حدود ۱۰ درصد با زلزله ماکزیمم محتمل است.

جدول ۶- خلاصه نتایج برش پایه در جهت طولی

Earthquake	Nagan		Elcentro		Tabas	
TYPE(p)	GMAX	GMIN	GMAX	GMIN	GMAX	GMIN
V (KN) Dynamic	8482	8443	9182	9060	11658	8909
V (KN) Pushover (DBE)	8476	8439	8476	8439	8476	8439
DIF%	0.1	0	8.3	7.4	37.5	5.6

Earthquake	Nagan		Elcentro		Tabas	
TYPE	GMAX	GMIN	GMAX	GMIN	GMAX	GMIN
V (KN) Dynamic	8482	8443	9182	9060	11658	8909
V (KN) Pushover(MCE)	9652	9574	9652	9574	9652	9574
DIF%	12.1	11.8	4.9	5.4	20.8	6.9

ب - تغییرمکان جهت طولی

همانطورکه از نتایج ذکر شده در جدول (۵) مشخص است متوسط نتایج آنالیز دینامیکی غیر خطی در انطباق با زلزله ماکزیمم است و این مسأله گویای این مطلب است که روش بارافزون در تخمین تغییر مکان سازه در هنگام زلزله قدری دست پایین عمل می‌کند و نیز در مقایسه با برش پایه مشاهده می‌شود اختلافات قدری بیشتر است و به حدود ۴۰ درصد می‌رسد:

جدول ۷ - خلاصه نتایج تغییرمکان در جهت طولی

Earthquake	Nagan		Elcentro	
TYPE	GMAX	GMIN	GMAX	GMIN
Displacement Dynamic	0.0644	0.0638	0.0497	0.0502
Displacemnt Pushover(DBE)	0.045	0.045	0.045	0.045
DIF%	43.1	41.8	10.4	11.6

Earthquake	Nagan		Elcentro	
TYPE	GMAX	GMIN	GMAX	GMIN
Displacement Dynamic	0.0644	0.0638	0.0497	0.0502
Displacemnt Pushover(MCE)	0.053	0.054	0.053	0.054
DIF%	21.5	18.1	6.2	7

۴-۵- بررسی رفتار بر اساس FEMA 273

به عنوان نمونه برای بررسی رفتار، نتایج برای یکی از پایههای مدل دوم در جهت طولی همراه حداقل اثرات ثقلی در زلزله مبنای طرح ارائه می‌شود:

جدول ۸- بررسی پایه‌ه جهت طولی (حداقل اثرات ثقلی- زلزله طرح) براساس ضوابط FEMA 273

نوع رفتار هیسترزیسی	A	B	C
T_0	1.915	1.915	1.915
Teff	2.339	2.47	2.765
Beff	0.231	0.207	0.152
Δu	0.6831	0.6831	0.6831
Δy	0.204	0.204	0.204
Vy	236.82	236.82	236.82
Vu	243.46	243.46	243.46
M	3.35	3.35	3.35
Vp	239.5430	239.8600	240.6420
Vp/Vy	1.0115	1.0128	1.0161
Vp/Vu	0.9839	0.9852	0.9884
Δp	0.29	0.322	0.4
Θp	0.002683	0.003641	0.006132
تراز عملکردی	IO^{+}-LS	IO-LS	IO-LS
Step	48	53	66
نوع مفصل حاکم	P-M-M	P-M-M	P-M-M

در انواع رفتار هیسترزیسی سازه دارای وضعیت زیر خواهد بود:

۱- نوع A: در این نوع رفتار هیسترزیسی در ستون پـل ترکهـای مویـی ایجاد می‌شود. در قسمت محدودی از محل اتـصال بـــه سرشمع آرماتورها دچار پدیده تسلیم می‌شوند. کرنـشهای ایجـاد شده در بتن از 0.003 کمتر است. از لحاظ کلی مـی‌تـوان گفـت سـختی و مقاومـت کلـی سـازه تقریبـاً تغییـر نمـی‌کنـد و تغییرشکلهای مانـدگار و تـرک خـوردگی حـاد در مقطـع ایجـاد نمی‌شود.

۲- نوع B: این نوع رفتـار هیسترزیـسی نـسبت بـه حالـت قبـل اندکی بحرانیتر است. در حقیقت فقط حد خسارت به رفتار نوعC که در بخش سوم به آن اشاره می‌شود، نزدیک می‌شود.

۳- نوع C: در این سـطح رفتـار هیسترزیـسی سـازه در عملکـرد معادل آستانه ایمنی جانی است. در این سطح ترکهای برشـی بـا عرض کوچکتر از ۳ میلی‌متر در ستونها ایجـاد مـی‌شود. در ایـن سطح تقریباً تغییرشکلهای ماندگاری در سازه ایجاد می‌شود.

۵-۵- بررسی رفتار اساس ضوابط UCSD

به عنوان نمونه یکی از پایهها در جهت طولی همراه با حداقل اثرات ثقلی براساس ضوابط UCSD مورد بررسی قرار می‌گیرد:

جدول ۹- بررسی پایه در جهت طولی (حداقل اثرات ثقلی- زلزله طرح) بر اساس ضوابطUCSD

نوع رفتار هیسترزیسی	A	B	C
T_0	1.915	1.915	1.915
Teff	2.339	2.47	2.765
M	135.4	135.4	135.4
k_0	1457.61	1457.61	1457.61
k_{eff}	977.05	876.16	699.18
n_k	0.67	0.60	0.48
T_{ult}	3.65	3.65	3.65
K_{ult}	401.23	401.23	401.23
$n_{k\text{-}ult}$	0.28	0.28	0.28
رفتار	شکل پذیر	شکل پذیر	شکل پذیر
تعریف کیفی	Damage Control	Damage Control	Damage Control
تراز عملکردی	II-III	III	III-V

در سه نوع رفتار هیسترزیسی سـازه دارای وضـعیت زیـر خواهـد بود:

۱- نوع A: در این نوع رفتـار هیسترزیـسی از نظـر کیفـی سـازه دارای خسارت اندک است. در این وضعیت در ستون پل ترکهائی ایجاد می‌شود که به احتمال زیاد نیاز به تعمیرات نـدارد. از نظـر تئوریکی اولین وقوع جاری شدن در این سـطح اتفـاق مـی‌افتـد. عرض ترکها به کمتر از یک میلی‌متر محدود می‌شوند. این سطح عملکرد در حقیقت معادل سطح خسارت اندک است.

۲- نوع B: در این سطح رفتار هیسترزیسی بتن سازه شـروع بـه خرد شدگی می‌کند. در عملکرد معادل ایمنی جانی است و آغـاز تشکیل مکانیسمهای موضعی و محلی است. در این سطح تقریبـاً تغییـرشـکلهای مانـدگاری در سـازه ایجاد می‌شـود. این سـطح به صورت کیفی معادل با ظهور تغییرشکلهای غیرخطـی، توسـعه معنیدار ترکهای قطری و خرد شدن پوشش بتن است. این سطح به صورت کمی معادل عرض ترک بین ۱ تا ۲ میلی‌متر و یا طول منطقه خرد شده بزرگتر از ۰/۱ عمق مقطع است.

۳- نوع C: در این سطح رفتار هیسترزیسی سازه نسبت به حالت قبل دارای وضعیت بحرانی‌تـری اسـت کـه البتـه دارای اخـتلاف فاحشی نمی‌باشد. عرض ترکها در این حالت بازتر هستند و آثـار به طورکلی شدیدتر هستند.

۶- نتیجه گیری

۱- در ارزیابی رفتار پایههای بتنی از دو روش عمـومی FEMA و UCSD استفاده شده است. هردو روش با وجود اختلاف در روش و پارامترهای ارزیابی دارای مبنای نظری یکسان مبتنی بر سطوح خسارت در سازه هستند. در مدلهای مـورد مطالعـه هـر دو روش وضعیت عملکردی مشابه نشان می‌دهند، هر چند که در تعریـف حدود بالا و پایین هر محدوده عملکردی دارای اختلافاتی هرچند ناچیز هستند.

۲- روش بارافزون در مقایسه با متوسط نتـایج آنـالیز دینـامیکی غیرخطی، دارای انطباق مناسبی است. این انطباق در مورد بـرش پایه نسبت به پارامتر تغییرمکان جانبی دارای دقت بالاتری اسـت با این تفاوت که در مقایسه، سرعت آنالیز بـارافزون بـسیار بـالاتر است.

۳- متـوسط نتـایج آنـالیز دینامیکی غیرخطـی در مـورد بـرش، در محدوده نتایج آنالیز بارافزون در دو سـطح DBE، MCE بـوده است که دارای نزدیکی زیادی به سطح زلزله مبنای طـرح اسـت.

این مسأله گویای تایج تقریباً واحد در مورد پاسخ برش سازه در هنگام زلزله بوده است.

۴- متوسط نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی در مورد برش، دارای نزدیکی زیادی به سطح زلزله ماکزیمم است. این مسأله گویای این مطلب است که آنالیز بار افزون در تخمین تغییرمکان، قدری دست پایینتر عمل میکند.

۵- ضریب رفتار اسمی سازه که تابعی از شکلپذیری است، در صورت ورود سازه به حوزه غیرخطی و استفاده از ظرفیت استهلاک انرژی دارای انطباق مناسبی با آییننامهها بوده است. ولی در صورتیکه سازه وارد فاز غیرخطی نشود، ضریب رفتار در برآورد نیروی زلزله برابر یک به دست میآید. هرچند بر مبنای ظرفیت نهائی سازه، ظرفیت شکلپذیری کافی وجود خواهد داشت.

۶- در غالب موارد مفاصل حاکم بر رفتار از نوع مفاصل خمشی-محوری بودهاند و مفاصل برشی به وضعیت بحرانی در سازه نرسیدهاند که علت اصلی این مورد ضوابط سختگی رانهای است که اغلب آیین نامهها در مورد رعایت ضوابط آرماتورهای عرضی و محدود کننده در نظر گرفتهاند.

۷- آنالیز دینامیکی غیرخطی دارای برتری عمومی بارگذاری واقعیتر جانبی بر سیستم و اثر عینیتر مشخصههای سیستم و محتوای فرکانسی بر پاسخ سازه است و در بسیاری موارد تشدید در پاسخ سازه دیده میشود. لذا از این جنبه تحلیلی دینامیکی غیرخطی بر تحلیل استاتیکی خطی برتری دارد. لذا اختلافاتی که نتایج مخصوصاً در مورد زلزله طبس با سایر نتایج از خود نشان میدهد، قابل تبیین و توضیح است.

۸- در روش بار افزون، از مفهوم سازه جایگزین معادل مدی استفاده میشود که خود براساس استفاده از مد اول استوار است. براساس ضرایب مشارکت مدی با درصد بالا برای مد اول که در هر جهت برای مدلهای مورد مطالعه به دست آمده است، میتوان نتیجه گرفت که با توجه به ماهیت رفتار عمومی پلها که عموماً دارای مدهای اساسی حاکم بر رفتار لرزهای در هر جهت هستند، استفاده از مدلهای جایگزین مدال براساس مدهای اولیه در هرجهت دارای دقت مناسبی در ارزیابی میباشد. شایان ذکر است استفاده از مدهای بالاتر در سازه جایگزین نیز بر پایه مفهوم مدال قابل انجام است که البته دارای تأثیر قابل صرفنظر در رفتار عمومی پلها است.

۹- اثر بار محوری حداکثر در ستونهای پلها با در نظر گرفتن اثرات غیر خطی در جهت تثبیت بیشتر و مقاومت بالاتر سیستم است و سازه رفتار نهائی مقاومتری از خود نشان میدهد، هرچند اختلاف نتایج با نیروی محوری حداقل ناچیز است. این مسأله در پریود مؤثر سازه نیز قابل مشاهده است. بدین معنی که افزایش بار محوری باعث کاهش پریود مؤثر در تحلیل غیر خطی شده است.

۱۰ - از معایب دیگر آنالیز بارافزون هم فازی ماکزیمم پاسخهای مختلف است و بیشینه اثرات در یک زمان واحد اتفاق میافتد و این در حالی است که در آنالیز دینامیکی ماکزیمم اثرات همفاز نمیباشند.

مراجع

[1] ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, Seismic Safety Commission, Redwood City, Volume 1 and 2, CA, 1996.

[2] FEMA-273, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1997.

[۳] دستورالعمل بهسازی لرزهای ساختمانهای موجود، پژوهشگاه بینالمللی زلزله ، خرداد ۱۳۸۱.

[4] Hose, j., et al, "Five-Level Performance Evaluation Approach", University o California Structural Department (UCSD), 1999.

[5] AlAyed, H., "Seismic Analysis of Bridges Using Nonlinear Static Procedure", PhD dissertation, Dept. of Civ. And Envir. Eng., University of Maryland, College Park, 2002.

[6] Saiidi, M., Moore, R. and Itani, A. "Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridges with Un-Conventional Configurations ", American Concrete Institute, Structural Journal, September-October 2001. pp.717-726.

[7] ATC-32," Improved Seismic Design Criteria for California Bridges Provisional Recommendations", Applied Technology Council, funded by California Department of Transportation, 1996.

[8] Thomas, A.B., Alex, K., " Utilizing pushover Analysis for Seismic Performance of Steel Bridge Structures", Proceedings of the 5th

SECED Conference on European Seismic Design Practice, 1998

[9] Archer, G. C., A Constant Displacement Iteration Algorithm for Nonlinear Static push-Over Analyses, Electronic Journal of Structural Engineering,

[10] Thomas, A.B., Alex, K., " Utilizing Pushover Analysis for Seismic Performance of Steel Bridge Structures", Proceedings of the 5th SECED Conference on European Seismic Design Practice, 1998

[11] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2001). "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation." Tech. Rep.2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

[12] Muto, k., et al, "Non-linear Response Analyzers and Application to Earthquake Resistant Design", Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan , 1960.pp.649-668.

[13] Veletsos, As. and Newmark, N.M. , "effect of inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions", Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, Japan, 1960.pp.895-912.

[14] Shimazaki, k. and Sozen, M.A., "Seismic Drift of reinforcement Concrete Structures", Special Research paper, Hazama- umi, Ltd., Tokyo, Japan, 1985.

[15] Moehle, J.P, "Displacement–Based Design of R/C structures subjected to earthquake", Earthquake Spectra , Vol. 8(3), 1992.pp.403-427.