

تعیین سیستم‌های خطی معادل برای سیستم‌های چند درجه آزادی غیر خطی قاب خمشی فولادی

فیاض رحیم زاده روفوئی

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران
rofooei@sharif.edu

امیر حسین شجاع

فارغ التحصیل دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران
a_h_shodja@alum.sharif.edu

تیام شیرزادی

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران
tialk_god@yahoo.com

کلید واژه‌ها: رفتار غیرخطی، سیستم خطی، سازه‌ی جایگزین، ماتریس سختی سازه‌ی جایگزین، ماتریس میرایی سازه‌ی جایگزین

چکیده

بیش از یک دهه از نگرش عملکردی سازه‌ها و فرایندهای مربوط به تعیین نقطه‌ی عملکرد سازه‌ها می‌گذرد. دستورالعمل‌هایی که در این باره ارائه شده‌اند در یک سیر تکاملی قرار گرفته است. از موارد شاخص این دستورالعمل‌ها می‌توان به FEMA-356 و ATC-40 اشاره کرد که به بررسی کامل این موضوع پرداخته است. در چند سال اخیر بخش مکملی تحت عنوان FEMA-440 باهدف ارائه‌ی یک سری از کاستی‌های FEMA-356 استخراج شده که تحت عنوان ASCE41-06 و ASCE41-13 بر طرف‌کننده‌ی برخی از کاستی‌ها و بهبود نتایج FEMA-356 در زمینه‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. هدف از انجام این مطالعه یافتن خواص یک سازه MDOF خطی است که پاسخ آن تقریبی از پاسخ سازه غیرخطی واقعی باشد. که به این سازه، سازه‌ی جایگزین می‌گویند. تغییر مکان هدف در اصل معین تقاضایی است که ناشی از زلزله است. در مطالعه‌ی پیش رو به بررسی چندین سازه خمشی پرداخته شده که سعی بر آن بوده که پاسخ‌های سازه‌ی معادل براساس بخشی از ضوابط FEMA-440 که تحت آنالیز تاریخچه زمانی خطی قرار گرفته با سازه‌ی اصلی که تحت آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته شده یکسان شود. به این نحو که β_1 و β_2 (میرایی مد اول و دوم سازه خطی) به‌گونه‌ای محاسبه شدند که پاسخ جایجایی بیشینه‌ی بام در حالت خطی باحالت غیرخطی برابر گردد و با ارائه میرایی‌های به‌دست‌آمده برای سازه‌های مختلف و شکل‌پذیری هر سازه، فرمولاسیون جدیدی در راستای اصلاح میرایی روابط FEMA-440 ارائه شد و با انجام تحلیل تاریخچه زمانی خطی بر روی سازه معادل و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی سازه‌ی واقعی مربوط به مدل‌های SAC به بررسی صحت این فرمولاسیون‌ها پرداخته شد.

مقدمه

برآورد تغییر مکان غیر ارتجاعی یک ساختمان، یکی از مهم‌ترین مراحل تخمین میزان خرابی یا در واقع عملکرد آن تحت اثر یک زلزله شدید در اعمال فرآیند روش جایجایی است. با معلوم بودن مشخصات کامل جنبش زمین و اعمال یک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی^۱، حداکثر جایجایی طلب می‌تواند محاسبه شود. عدم شناخت دقیق از مشخصات غیرخطی سازه‌ها و پیچیده و طولانی بودن محاسبات انجام این نوح تحلیل، محققین را بر آن داشته که با استفاده از خصوصیات خطی ساختمان به نتایجی مشابه با نتایج تحلیل غیرخطی دست یابند. اگرچه تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی را می‌توان به‌عنوان دقیق‌ترین روش برشمرد اما روش‌هایی که بتوانند نیاز کاربر را به‌صورت سریع‌تر و آسان‌تر برآورد کند و یک تخمین واقع‌گرایانه و رضایت‌بخش را ارائه کند می‌تواند ارجحیت بیشتری نسبت به این نوع تحلیل سخت و پیچیده داشته باشد. برای رسیدن به



این منظور روش‌های گوناگونی پیشنهاد شده است. از جمله مهمترین مهم‌ترین این منابع می‌توان FEMA-356 [1]، ATC-40 [2]، FEMA-44 [3]، ASCE 41-06 [4] و ASCE 41-13 [5] را نام برد. در این دستورالعمل‌ها که بر پایه‌ی تحلیل استاتیکی بار افزون^۲ بناشده‌اند، با تبدیل مدل‌های ساختمانی چند درجه آزادی به سیستم تک درجه آزادی معادل و استفاده از یک سطح خطر زلزله‌ی مشخص، سعی در ارزیابی حداکثر پاسخ غیرخطی سازه داشته‌اند و می‌توان از آن‌ها به‌عنوان اصول اولیه‌ی طراحی براساس عملکرد نام برد. یکی از روش‌هایی که می‌توان به این منظور دست‌یافت، سازه جایگزین می‌باشد که در آن، حداکثر تغییر مکان غیرخطی سازه‌های واقعی از تغییر مکان حداکثر خطی سیستم معادل که دارای سختی جانبی کمتر (پریود ارتعاشی بالاتر) و ضریب میرایی بالاتر برخوردار است، محاسبه می‌شود. روش سازه جایگزین، براساس معادل‌سازی سازه چند درجه آزادی غیرخطی به سازه تک درجه خطی براساس دستورالعمل‌های گفته‌شده در بالا پایه‌ریزی شده و با استفاده از خصوصیات جدید به‌دست‌آمده از سازه تک درجه غیرخطی، سعی می‌شود که حداکثر پاسخ خطی معادل را برابر با حداکثر پاسخ غیرخطی سازه نمایندند. که نتایج به‌دست‌آمده از این‌گونه تحلیل نشان‌دهنده‌ی پاسخ‌های با درصد خطای ناچیز بوده و می‌توان به‌عنوان روشی بهینه و کاربردی در تخمین جابجایی غیرخطی سازه‌ها با دقت بالایی مورد استفاده قرار گیرد.

ظرفیت سازه

تعیین ظرفیت^۳ و تقاضای سازه، اساس تعیین عملکرد سازه را تشکیل می‌دهد. به‌طورکلی هر سیستم سازه‌ای دارای ظرفیت مشخصی است. ظرفیت تابعی از نوع و جنس مصالح، سختی، هندسه‌ی سازه و قابلیت تغییر شکل آن است. یکی از روش‌های رایج در تعیین ظرفیت سازه آنالیز استاتیکی غیرخطی است که در بیشتر تحقیقات و مطالعات صورت گرفته نقطه‌ی کنترل جابه‌جایی بام سازه هست. منحنی ظرفیت که شامل برش پایه ساختمان در مقابل تغییر مکان جانبی بام است، رفتار سازه را با توجه به توزیع نیروی جانبی مشخص می‌کند برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با انتخاب یک الگوی بار جانبی و افزایش گام‌به‌گام این بار در هر لحظه نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان بام رسم می‌شود. برای تحلیل، تنها اعضای اصلی به‌طور کامل در مدل لحاظ می‌شوند و المان‌های غیر اصلی نیاز به مدل کردن ندارند. نکته‌ی مهم در این تحلیل این است که مکانیسم شکست اعضای اصلی و خواص غیرخطی المان‌ها مشخص شود. در حین زلزله معمولاً اعضای اصلی به‌صورت رفت‌و برگشت بارگذاری می‌شوند. از روشهای رایج در بدست آوردن ظرفیت سازه میتوان به دو مورد زیر اشاره کرد.

سازه‌های معادل خطی با پریود و میرایی معادل

اساس این روش محاسبه‌ی پاسخ غیر ارتجاعی از مقدار پاسخ الاستیک هست. یکی از روش‌های معروف در این زمینه، روش طیف ظرفیت است که برای اولین بار توسط فری من [6] برای ساختمان‌های بتن‌آرمه بسط و توسعه داده شد. اولین قدم در این روش تهیه‌ی منحنی ظرفیت است. سپس به‌منظور انعکاس اثر استهلاک انرژی در محاسبه پاسخ غیر ارتجاعی، طیف پاسخ ارتجاعی خطی با میرایی ۵٪ کاهش داده می‌شود. نقطه‌ی تقاطع منحنی ظرفیت و منحنی تقاضای کاسته شده، نقطه‌ی عملکردی است که تقاضا و ظرفیت یکسان هست. روش دیگر، روش مورداستفاده در FEMA-356 هست که به روش ضرایب تغییر مکان مرسوم است و تغییر مکان موردنظر که به تغییر مکان هدف موسوم است از تغییر مکان سیستم الاستیک تک درجه آزادی و با اعمال ضرایب تصحیح می‌شود.

استفاده از طیف‌های غیر ارتجاعی

در این روش‌ها با توجه به شکل‌پذیری^۴، پریود اولیه‌ی سیستم و ضریب کاهش مقاومت، طیف ارتجاعی را کاهش می‌دهند. از روش‌های معروف در این زمینه می‌توان به روابط نیومارک و هال [7]، رویز - گارسیا [8] و میراندا [9] و روش N_p که توسط فچرفر [10] معرفی شد، نام برد که روش اخیر که ساده‌شده‌ی روش وین هورن [11] است که در ساختمان‌های نامنظم و یا ساختمان‌های دارای میان قاب آجری نیز کاربرد دارد.

پارامترهای مؤثر در جذب انرژی توسط سازه‌ها

قابلیت جذب و انرژی^۵ از جمله فاکتورهای مهم در مقاومت سازه‌ها در برابر نیروهای زلزله است. این قابلیت، مقدار انرژی جذب‌شده توسط سازه در یک سطح از تغییر شکل حاصل‌شده، معادل کل سطح زیر منحنی نیرو - تغییر شکل است که از مقدار بار صفر شروع‌شده و به تغییر شکل مربوطه ختم می‌گردد. قسمتی از این انرژی در اثر تغییر شکل‌های ارتجاعی در هنگام باربرداری باز پس گرفته می‌شود و لذا انرژی تلف شده توسط سازه برابر سطح زیر منحنی بار - تغییر شکل بعدازآن که بارگذاری برداشته می‌شود، است.

2. Push-Over Analysis
3. Capacity
4. Ductility
5. Absorbed Energy



میرایی

میرایی سازه شامل سه بخش میرایی ویسکوز مصالح، میرایی حاصل از اصطکاک در اتصالات و میرایی پسماند^۶ هست که این سه بخش به ترتیب با سرعت، جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی تغییر می‌کند. مقدار میرایی پسماند بستگی به میزان شکل‌پذیری و تردی^۷ مصالح دارد. به جهت کاربرد تحلیل‌های خطی می‌توان توسط روابط میزان میرایی ویسکوز معادل آن را برآورد نمود. بدین منظور نسبت میرایی معادل برابر است با:

$$\xi_{eq} = \xi_o + \xi_h \quad (1)$$

در رابطه فوق، ξ_o متناظر با میرایی ویسکوز اولیه در محدوده‌ی ارتجاعی و ξ_h میرایی معادل ویسکوز حاصل از جذب انرژی ناشی از رفتار غیرخطی پسماند است.

شکل‌پذیری

جهت بیان کلی شکل‌پذیری یک سازه از ضریب شکل‌پذیری استفاده می‌شود. در واقع مقدار ضرایب شکل‌پذیری جهت بیان کمی توانایی یک سازه در برابر تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی معرفی می‌شوند. این ضریب بدون بعد بوده و نشان‌دهنده حداکثر تغییر شکل سازه است که تحت بارهای وارده قبل از خرابی می‌تواند نسبت به تغییر مکان حد ارتجاع تحمل نماید.

شکل‌پذیری سیستم‌های چند درجه آزادی

تعاریف نسبتاً مشابهی برای شکل‌پذیری ساختمان‌ها مطرح هست. به‌طور معمول شکل‌پذیری ساختمان‌ها براساس تغییر شکل جانبی بالاترین طبقه و تغییر شکل نسبی درون طبقه^۸ برآورد می‌گردد. اگر Δ_u تغییر مکان حداکثر بالاترین طبقه و Δ_y تغییر مکان متناظر به مقدار اولین تسلیم در سازه باشد، شکل‌پذیری سازه چنین تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

بدرت آوردن ظرفیت سازه بر اساس آیین نامه ASCE 41-13

در ابتدا باید منحنی پوش سازه را رسم کنیم. به این نحو که یکی از ترکیب بارهای موجود را انتخاب می‌کنیم و سپس سازه را براساس مدل اول پوش می‌کنیم. همان‌طور که گفته شد سازه را تا یک نقطه‌ی مشخص باید حرکت داد که این نقطه معمولاً نقطه‌ی با بیشترین برش پایه می‌باشد (نقطه B). سپس با توجه به قسمت قبل منحنی ایده آل شده‌ی سازه را رسم می‌کنیم و سپس مقدار T_e را به دست می‌آوریم که در این رابطه K_1 سختی الاستیک^۹ و K_e سختی جانبی مؤثر^{۱۰} می‌باشد که از منحنی دوطرفه ایده آل شده به دست می‌آید. با داشتن مقدار T_e و با توجه به طیف FEMA مقدار S_a محاسبه می‌شود. ضریب C_1 به‌صورت رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود. محدودیت این ضریب بدین گونه می‌باشد که برای پیوندهای کمتر از ۰.۲ ثانیه، این ضریب برابر مقدار آن در ۰.۲ ثانیه می‌باشد و برای پیوندهای بزرگ‌تر از ۱ ثانیه برابر ۱ می‌باشد.

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{r T_e^2} \quad (3)$$

در این رابطه مقدار r بسته به نوع خاک مشخص می‌شود که برای خاک‌های نوع A و B برابر ۱۳۰، برای خاک نوع C برابر ۹۰ و برای خاک‌های نوع D، E و F این مقدار برابر ۶۰ در نظر گرفته می‌شود. مقدار R در این رابطه از عبارت زیر به دست می‌آید:

6. Residual Damping
7. Brittle
8. Drift Ratio
9. Elastic Stiffness
10. Effective Stiffness



$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} \cdot C_m \quad (4)$$

در رابطه فوق، C_m ضریب جرم مؤثر مود اول می‌باشد. ضریب C_2 از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود که محدودیت این ضریب بدین گونه می‌باشد که برای پریودهای کمتر از ۰.۲ ثانیه، این ضریب برابر مقدار آن در ۰.۲ ثانیه می‌باشد و برای پریودهای بزرگ‌تر از ۱ ثانیه برابر ۱ می‌باشد.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (5)$$

در نهایت با توجه به رابطه‌ی تغییر مکان هدف مقدار آن از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$t = c_0 c_1 c_2 S_a \frac{T_e^2}{4} g \quad (6)$$

در این رابطه C_0 فاکتور مشارکت مود اول می‌باشد. نکته‌ی بسیار مهمی که در این رابطه وجود دارد این است که چون در ابتدا نقطه‌ی تغییر مکان هدف به صورت اختیاری انتخاب شده پس از به دست آوردن تغییر مکان هدف دوباره باید سازه را تا نقطه‌ی به دست آورده پوش کنیم و با چند بار سعی و خطا به تغییر مکانی یکسان در هر مرحله برسیم و به یک عدد همگرا شوند. مورد دیگری که باید به آن دقت کرد این است که در محاسبه‌ی R ممکن است یک سعی و خطای دیگر لازم باشد که بتوان به تغییر مکان یکسان دست پیدا کنیم.

سازه‌ی جایگزین و تخمین مقادیر پی‌یود و میرایی معادل بر اساس مطالعات صورت گرفته

شاید بتوان گفت که اولین بار ایده‌ی استفاده از روش جابه‌جایی در طراحی سازه‌ها توسط موهل [12] مطرح گردید. مسئله‌ی اساسی بدین گونه است که چگونه با تخمین نیاز جابه‌جایی غیر الاستیک به جای تخمین نیروهای اینرسی ناشی از زلزله می‌توان سازه را طراحی نمود. اگر خرابی را به شکل گذر کرنش‌ها از مقادیر نهایی ببینیم، می‌توانیم با ارتباط جابه‌جایی نیاز حداکثر غیر الاستیک حاصل از زلزله و داشتن ارتباط بین طلب جابه‌جایی کلی به نیاز تغییر شکل محلی در یک سازه یا عضو را به محاسبه‌ی کرنش‌ها پرداخت. در سال ۱۹۷۶ فرآیند طراحی به روش جابه‌جایی توسط شیباتا و سوزن بر پایه مفهوم جابه‌جایی ارائه گردید. بخش اصلی این روش مربوط به تهیه مدل الاستیک کل سازه از سوار سازی المان‌های جزء می‌باشد.

روش‌های خطی سازی معادل

در این دسته از روش‌ها بسته به انتخاب نوع حلقه‌های پسماند، زوج‌های مختلف نسبت میرایی معادل و پی‌یود معادل قابل معرفی می‌باشد. معادله‌ی حرکت یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار هیستریک غیرخطی تحت تحریک زلزله چنین است:

$$\ddot{x} + 2\zeta_0 \omega_0 \dot{x} + \frac{F(x)}{m} = -\ddot{x}_g \quad (7)$$

در رابطه فوق ω_0 فرکانس زاویه‌ای ارتعاش به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_0}{m}} = \frac{2\pi}{T_0} \quad (8)$$



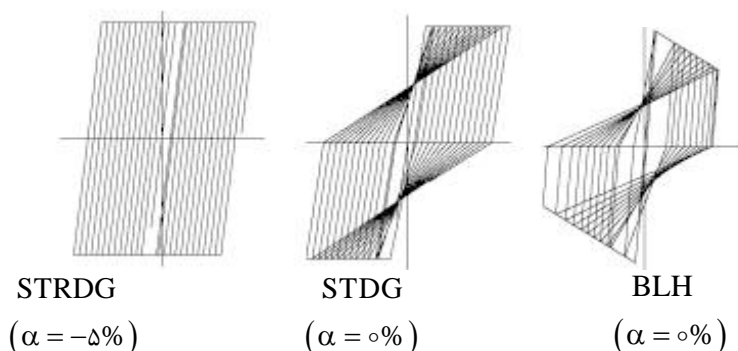
T_0 , k_0 سختی اولیه و پریود ارتعاشی سیستم است. در روش‌های خطی سازی معادل، حداکثر پاسخ سیستم، براساس یافتن حداکثر پاسخ یک سیستم خطی معادل چنین تقریب زده می‌شود:

$$\ddot{x}_{eq} + 2\zeta_{eq}\omega_{eq}\dot{x}_{eq} + \omega_{eq}^2 x_{eq} = -\ddot{x}_g \quad (9)$$

ω_{eq} و ζ_{eq} نسبت میرایی و بسکوز فرکانس زاویه‌ای ارتعاش سیستم خطی معادل می‌باشد در زیر تعدادی از روش‌های معروف که در این دسته قرار می‌گیرند بیان شده است.

روابط ارائه شده در FEMA-440

FEMA-440 روابطی را برای میرایی و پریود سیستم خطی معادل براساس مدل‌های چرخه الاستو - پلاستیک کامل^{۱۱} با کاهندگی سختی^{۱۲} و با کاهندگی مقاومت^{۱۳} که در آن سختی پس الاستیک منفی می‌باشد، ارائه کرده است. پارامترهای بهینه روش خطی سازی معادل (T_{eff} , β_{eff}) با استفاده از یک تحلیل آماری که خطای محاسبات (اختلاف جابه‌جایی بین ماکزیمم پاسخ یک سیستم غیر الاستیک واقعی و ماکزیمم پاسخ سیستم خطی معادل) را با شرایط خاص به حداقل برساند، به دست می‌آیند.



شکل ۱: سه مدل رفتاری در نظر گرفته شده در محاسبات FEMA-440 [3]

میرایی معادل و پریود معادل براساس روابط ۱۰ و ۱۱ به دست می‌آیند.

$$\beta_{eff} = \begin{cases} \mu < 4: & \beta_{eff} = A(\mu - 1)^r + \beta(\mu - 1)^r + \beta_0 \\ 4 \leq \mu \leq 6: & \beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{4(\mu - 1)^r} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^r + \beta_0 \end{cases} \quad (10)$$

$$T_{eff} = \begin{cases} \mu < 4: & T_{eff} = [G(\mu - 1)^r + H(\mu - 1)^r + 1] T_0 \\ 4 \leq \mu \leq 6: & T_{eff} = [I, J(\mu - 1) + 1] T_0 \\ \mu > 6: & T_{eff} = \left\{ k \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \end{cases} \quad (11)$$

مقادیر ضریب A تا L در FEMA-440 براساس سه مدل رفتاری گفته شده موجود می‌باشد. از جمله سایر روش‌های خطی سازی معادل می‌توان به نتایج حاصل از مطالعات ایوان [13] و کوالسکی [14] نیز اشاره کرد.

11. Elastic Perfectly Plastic
12. Stiffness Degrading
13. Strength Degrading



مشکلات ناشی از تک درجه آزادی بودن سازه‌های معادل

دستورالعمل FEMA-440 برای به دست آوردن روابط ارائه شده برای β_{eff} و T_{eff} تعداد زیادی سازه‌ی تک درجه آزادی با پیوند بین ۰ تا ۲ ثانیه را مورد آزمایش قرارداد و نتایج آن را ارائه کرد. اما همان‌طور که مشهود است استفاده از این روابط برای سازه‌های چند درجه آزادی نمی‌تواند اعتبار کافی را داشته باشد. زیرا در سازه‌های چند درجه آزادی پدیده‌های مختلفی همچون اثرات موده‌های بالاتر، نامنظمی در ارتفاع و پلان، اتصالات مختلف گیردار و مفصلی وجود پدیده‌هایی مانند طبقه‌ی نرم و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمشی پلاستیک و باز توزیع لنگر را می‌توان از دلایل ایجاد تفاوت با سازه‌های تک درجه آزادی در نظر گرفت.

مطالعات شجاع-روفوئی برای در نظر گرفتن اثرات سازه‌های چند درجه آزادی با استفاده از روابط FEMA-440

در مطالعه صورت گرفته توسط شجاع-روفوئی [15] روشی جدید برای محاسبه‌ی سازه‌های جایگزین خطی ارائه شده است که با استفاده از روابط شناخته شده‌ی موجود بین مقادیر اولیه و مؤثر پیوند ارتعاشی و نسبت میرایی سازه‌های تک درجه آزادی استفاده می‌کند. معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت سیستم چند درجه آزادی واقعی که تحت اثر شتاب افقی حرکت زمین واقع شده است را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (12)$$

حال اگر فرض شود ماتریس جرم $([\bar{M}])$ سازه‌ی چند درجه آزادی جایگزین برابر با ماتریس جرم سازه چند درجه آزادی واقعی باشد و ماتریس‌های سختی $([\bar{K}])$ و میرایی $([\bar{C}])$ آن مضربی از به ترتیب ماتریس‌های سختی اولیه و میرایی اولیه سیستم چند درجه آزادی واقعی باشند، داریم:

$$[\bar{M}] = [M] \quad (13)$$

$$[\bar{K}] = \lambda \cdot [K] \quad (14)$$

$$[\bar{C}] = \gamma \cdot [C] \quad (15)$$

چون ماتریس جرم سازه جایگزین و سازه‌ی واقعی یکی هستند و ماتریس سختی سازه‌ی جایگزین مضربی از ماتریس سختی سازه‌های واقعی است، می‌توان نشان داد که این دو سازه دارای شکل‌های مودی یکسان هستند.

معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت سیستم چند درجه آزادی جایگزین که تحت اثر شتاب افقی حرکت زمین واقع شده است را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$[\bar{M}]\{\ddot{\bar{x}}\} + [\bar{C}]\{\dot{\bar{x}}\} + [\bar{K}]\{\bar{x}\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g(t) \quad (16)$$

هدف یافتن سازه‌ی جایگزین به صورتی است که پاسخ آن تقریبی از پاسخ سازه‌ی واقعی باشد، برای این منظور قرار می‌دهیم:

$$\bar{x}_m = x_m \quad (17)$$

با به دست آوردن ضرایب λ و γ ماتریس سختی و میرایی سازه چند درجه آزادی جایگزین به دست می‌آید.

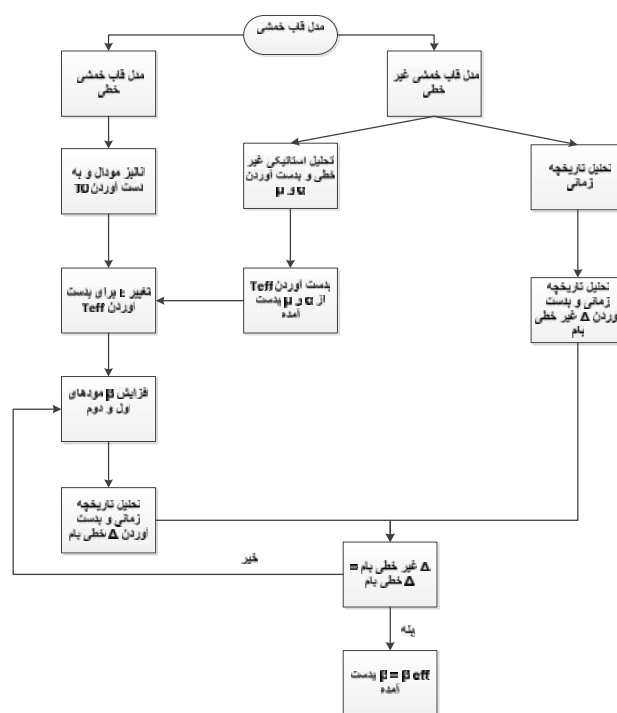
$$\lambda = \frac{\omega_{\text{eff}}^2 \{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [K] \{\phi\}} \quad (18)$$

$$\gamma = \frac{\beta_{\text{eff}} \cdot 2 \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \omega_{\text{eff}}}{\{\phi\}^T [C] \{\phi\}} \quad (19)$$

شایان ذکر است که روابط ارائه شده در FEMA-440 برای نوسانگرها و مدل‌های تک درجه آزادی به دست آمده است و نه مدل‌های ساختمانی واقعی. در مطالعه‌ی پیش رو هدف این است که با اصلاح میرایی معادل سازه‌ی تک درجه آزادی (β_{eff}) اثرات مدل‌های ساختمانی



واقعی را در سازه‌ی جایگزین ببینیم. به این ترتیب با در نظر گرفتن T_{eff} همانند فرمولاسیون ارائه شده در روابط ارائه شده توسط شجاع و روفوئی، β_{eff} را به گونه‌ای جدید به دست آمده آوریم که بتوان اثرات مدل‌های چند درجه‌ی آزادی را بهتر مشاهده کنیم. زیرا همان‌طور که گفته شد β_{eff} ارائه شده توسط FEMA-440 به سازه‌ی چند درجه آزادی اختصاص دارد. برای به دست آوردن عملکرد این روش، ۵ مدل سازه‌ی قاب خمشی فولادی طراحی شد و در دو حالت خطی و غیرخطی مورد مقایسه قرار گرفت. روش کار به این نحو بود که سازه‌های مورد نظر با توجه به روش ضریب تغییر مکان ASCE 41-13 تحلیل استاتیکی غیر خطی شدند و مقادیر α و μ که به ترتیب سخت‌شوندگی پس از تسلیم و نسبت شکل پذیری است، به دست آمد. سپس با قرار دادن و استفاده از مقادیر α و μ در رابطه‌ی ارائه شده در FEMA-440، مقدار T_{eff} برای هر سازه به دست آمده آمد. در مرحله‌ی بعد که هدف پیدا کردن β_{eff} است، دیگر از روابط FEMA-440 استفاده نشد و سعی شد β_{eff} به نحوی دیگر محاسبه شود که اثرات سازه‌ی چند درجه آزادی و مودهای بالاتر را نیز در نظر گرفته شود. در ابتدا پس از چند بار سعی و خطا، سختی سازه‌ی خطی به نحوی تغییر داده شد که پریود مود اول سازه (T_0) با پریود مؤثر (T_{eff}) به دست آمده از α و μ برابر گردد. این هدف با تغییر مدول الاستیسیته‌ی سازه‌ی خطی به عمل آمد. در مرحله‌ی بعد پس از برابر کردن T_0 اولیه‌ی سازه‌ی خطی با T_{eff} ، میرایی سازه‌ی آن قدر تغییر داده شد که جابه‌جایی بام در حالت سازه‌ی خطی با پریود مود اول T_{eff} و میرایی مودهای اول و دوم برابر با β_{eff} با جابه‌جایی سازه‌ی غیرخطی واقعی یکسان شود. برابر کردن جابه‌جایی بام در حالت غیرخطی و خطی معادل ($T_0 = T_{eff}$) و میرایی β_{eff} توسط آنالیز تاریخچه زمانی صورت گرفت و رکوردهای انتخاب شده بر اساس رکوردهای موجود در دستور FEMA-440 می‌باشد. الگوریتم ارائه شده در شکل ۲ نحوه‌ی به دست آمده آوردن β_{eff} در روش پیشنهادی را ارائه می‌دهد.



شکل ۲: الگوریتم پیشنهادی برای به دست آوردن میرایی مؤثر در مطالعه پیش رو

شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده برای به دست آوردن β_{eff} و نحوه‌ی مقیاس کردن آنها

همان‌طور که گفته شد برای محاسبه‌ی β_{eff} در سازه‌ی چند درجه آزادی از تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شد. این شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به شتاب‌نگاشت‌های پیشنهاد شده توسط FEMA-440 انتخاب شدند. نوع خاک انتخاب شده از نوع C هست و دلیل استفاده از این نوع خاک این است که اولاً خاک متداول تری می‌باشد و ثانیاً در مطالعات انجام گرفته در FEMA-368 [16] از خاک نوع C برای انجام محاسبات استفاده شده است. ثالثاً مدل‌های SAC استفاده شده برای صحت‌سنجی روابط به دست آمده با توجه به خاک نوع C، طراحی شده‌اند. که این رکوردها در جدول (C-۲) در دستورالعمل FEMA-440 موجود می‌باشند. برای مقیاس‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها از روش ارائه شده در دستورالعمل FEMA-440 استفاده شده است. به این ترتیب که حداکثر جابه‌جایی بام در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با جابه‌جایی هدف پیش‌بینی شده در تحلیل استاتیکی غیرخطی برابر شود.



رابطه‌ی به‌دست‌آمده در مطالعه‌ی انجام‌شده

همان‌طور که گفته شد برای به‌دست آوردن β_{eff} ، میرایی مودهای اول و دوم سازه در تحلیل خطی به نحوی به دست آمد که جابه‌جایی بام سازه‌ی خطی معادل با جابه‌جایی بام سازه‌ی غیرخطی یکسان باشد؛ اما نکته‌ی قابل توجه این است که هر رکورد زلزله یک β_{eff} خاص به ما می‌دهد. برای رفع این مشکل برای یک سازه‌ی خاص β_{eff} های مختلف را به دست آوردیم سپس با انجام یک فرایند آماری، پس از به دست آوردن انحراف معیار β_{eff} های مختلف و میانگین آن‌ها، مقادیری که از ۱.۵ برابر اختلاف یا مجموع انحراف معیار و میانگین، کمتر یا بیشتر بودند حذف شدند و در مرحله بعد با میانگیری مجدد از مقادیر باقی مانده، β_{eff} منحصره‌فرد برای سازه‌ی موردنظر ایجاد شد که در نهایت با در اختیار داشتن زوج‌های $(\mu$ و $\beta_{eff})$ منحصره‌فرد برای ۵ سازه‌ی قاب خمشی فولادی موردنظر و انجام درون‌یابی این زوج نقاط، به یک معادله‌ی خاص برای β_{eff} برسیم:

$$\beta_{eff} = f(\mu) + \beta_0 \quad (20)$$

منظور از $f(\mu)$ در رابطه‌ی (۳۱-۵) همان ضریب میرایی معادل برای سازه‌های قاب خمشی فولادی است که براساس μ بیان می‌شود. همان‌طور که قبل‌تر بیان شد، ضریب میرایی جدیدی که با توجه به سطح زیر نمودار منحنی هیسترسیز به دست می‌آید، عامل جدید میرایی در سازه است و چون این میرایی به رفتار مصالح در حالت غیر الاستیک مربوط می‌شود و در مصالح فولادی موجود در سازه مقادیر و انواع مختلفی از سخت‌شوندگی کرنشی وجود دارد، سعی شد که ۵ نوع رفتار سخت‌شوندگی کرنشی ۰، ۲، ۵، ۱۰ و ۲۰ درصد برای مصالح در نظر گرفته شود و که فرمولاسیون ارائه‌شده بتواند سطح گسترده‌تری از سازه‌های قاب خمشی با مصالح فولادی به‌کاررفته را در برگیرد. نهایتاً برای آن که خصوصیات غیرخطی مصالح و سازه را در نظر گرفته شود، از دو فاکتور سخت‌شوندگی کرنشی فولاد با نوع رفتار BLH و μ که از روش ضرایب موجود در ASCE 41-13 محاسبه شد، استفاده شد.

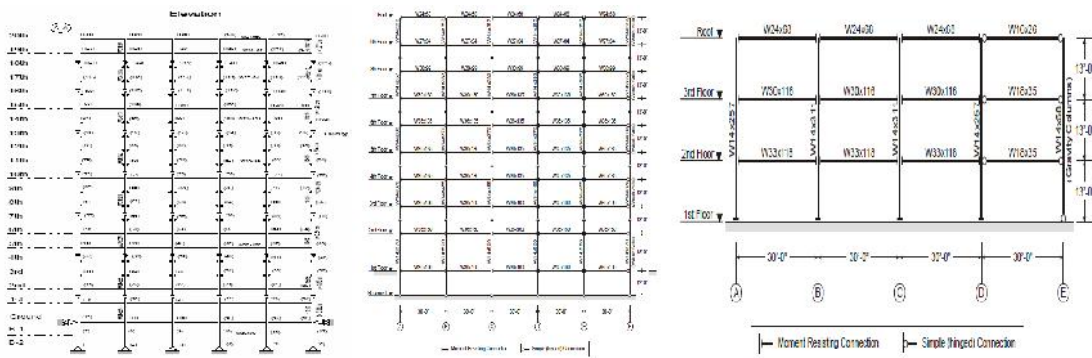
رابطه‌ی پیشنهادی برای β_{eff} در سازه‌های قاب خمشی به‌صورت زیر می‌باشد:

$$\beta_{eff} = -0.0355(\mu - 1)^3 + 0.0849(\mu - 1)^2 + 0.004313(\mu - 1) + \beta_0, \quad \mu \leq 2/5 \quad (21)$$

که β_0 میرایی ذاتی اولیه‌ی سیستم می‌باشد که در محاسبات ۲٪ در نظر گرفته شد.

صحت‌سنجی روابط به‌دست‌آمده

برای آنکه بتوان توانایی روش پیشنهادی در تولید سازه‌ی جایگزین را مشاهده نمود، ۳ مدل از مدل‌های SAC^{۱۴} مورد مطالعه قرار گرفت



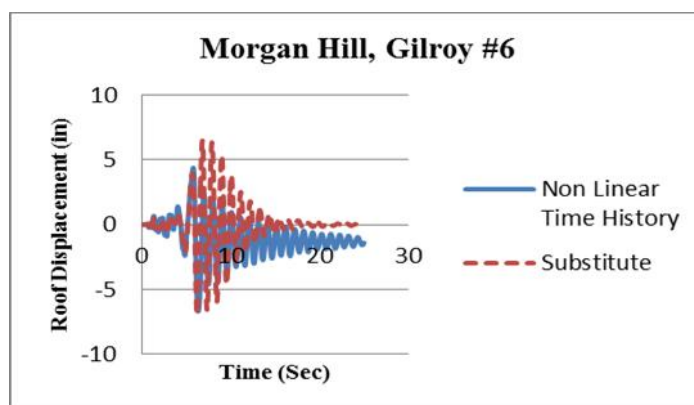
شکل ۳: مدل‌های SAC مورد استفاده برای صحت‌سنجی

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده براساس جدول (C-2) ضابطه FEMA-440 جمع‌آوری شده است و همگی از خاک نوع C می‌باشند. نکته‌ی مهم در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها این است که همگی از نوع زلزله‌های عادی می‌باشند و هیچ‌کدام از نوع نزدیک به گسل نمی‌باشند و اثر جهت‌پذیری در آن دیده نمی‌شود. در این مطالعه سعی شده است که از ۴ شتاب‌نگاشت برای نشان دادن نتایج استفاده شود. شایان‌ذکر است که برای مقیاس کردن این دسته از شتاب‌نگاشت‌ها از روش پیشنهادی در FEMA-440 استفاده شد که از سایت peer استخراج شدند و نتایج آن به شرح زیر می‌باشد.

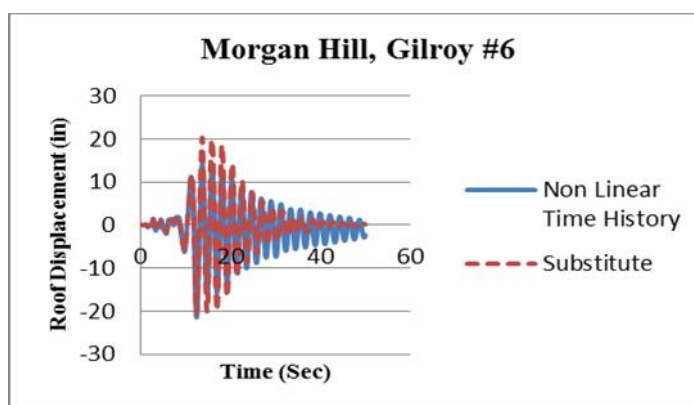
14. (Structural Engineers Association of California) SEAOC, (California Universities for Research in earthquake Engineering) CUREE, (Applied Technology Council) ATC.

نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌ی جایگزین خطی و سازه واقعی

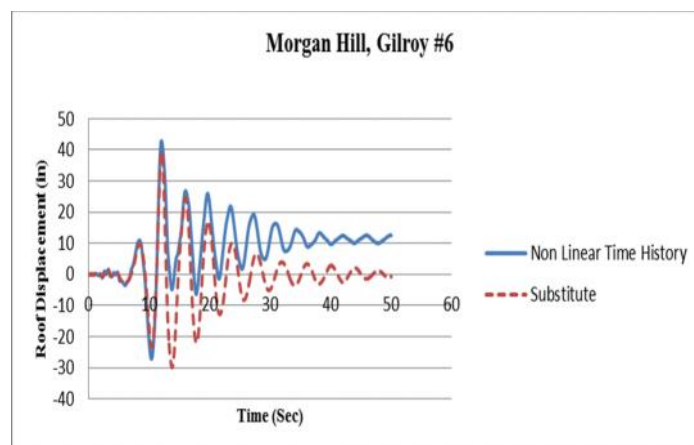
برای مقایسه مدل‌ها، شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده به سازه اعمال شدند و میزان غیرخطی شدن آن‌ها مقایسه شد. شکل ۴ نشان‌دهنده میزان جابجایی بام و شکل ۵ جابجایی نسبی طبقات به دست آمده، ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی برای سازه‌ی جایگزین و سازه واقعی می‌باشد. همان‌طور که دیده می‌شود، این روش تخمین بسیار خوبی از بیشترین جابجایی بام ارائه می‌دهد و با اضافه شدن تعداد طبقات تأثیری در رفتار و کیفیت عملکرد این روش حاصل نشده است، اما نکته قابل توجه در استفاده از این روش این است که علی‌رغم اینکه در استفاده از این جابجایی‌های پیشینه در هر دو حالت خطی معادل و غیرخطی به خوبی برآورد شده، اما همان‌طور که از نمودارها مشخص است این روش نمی‌تواند بسیاری از خصوصیات رفتاری سازه را همچون مشخصاتی از قبیل مقدار انرژی جذب شده در سازه، محل‌های تشکیل مفاصل پلاستیک و مقدار جابجایی پسماند سازه را به درستی برآورد نماید.



تاریخچه زمانی بام برای مدل ۳ طبقه



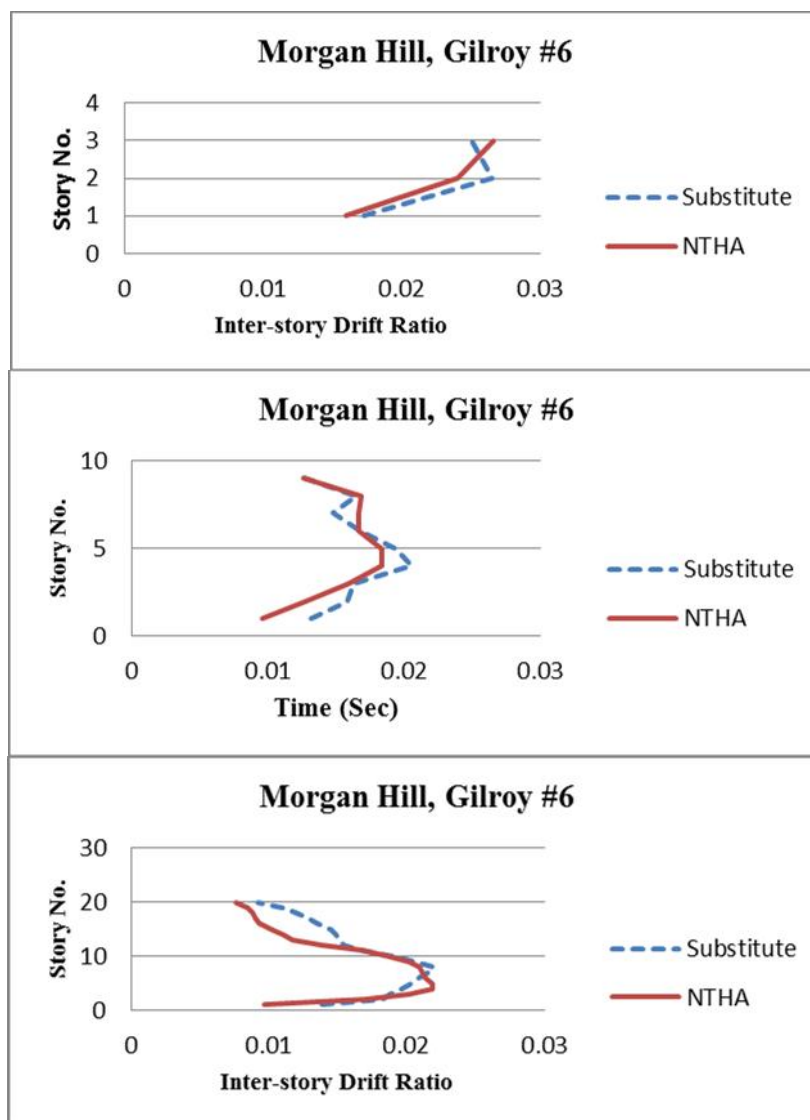
تاریخچه زمانی بام برای مدل ۹ طبقه



تاریخچه زمانی بام برای مدل ۲۰ طبقه

شکل ۴: مقایسه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی بام





شکل ۵: مقایسه جابجایی نسبی دو حالت غیر خطی و خطی معادل ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی

نتیجه گیری

نتایج به دست آمده در این پایان نامه بیان گر این مطلب است که با انجام یک سری عملیات ساده بر روی سازه‌ی خطی تا درصد بسیار بالایی می‌توان رفتار سازه در حالت واقعی پیش‌بینی نموده و این خود می‌تواند راهکار مناسبی در برخورد با سازه‌ها باشد. به دلیل ماهیت غیر تصادفی بودن حرکت زلزله و یکسان نبودن رفتار سازه در برخورد با این نوع تحریک، به دست آوردن هرگونه اطلاعاتی از رفتار سازه با توجه به خواص ثابت و مشخص آن مثل جرم، سختی و شکل‌پذیری می‌تواند به نوبه خود گامی روبه جلو برای تخمین رفتار غیرخطی سازه باشد. نتایج به دست آمده را می‌توان به شرح زیر دسته بندی کرد:

- ۱- با توجه نتایج سازه جایگزین ارائه شده، بیانگر آن است که جابجایی بیشینه غیر خطی را این روش به خوبی نشان داده است.
- ۲- با افزایش سخت شوندگی کرنشی مصالح منجر به بیشتر در نظر گرفتن میرایی معادل می‌شود، به طوری که سخت شوندگی ۲۰٪ با ۰٪ دارای اختلاف زیادی می‌باشد.
- ۳- با توجه به جابجایی نسبی های به دست آمده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی، می‌توان نتیجه گرفت که سازه جایگزین، مقادیر جابجایی نسبی را تا حدودی دست بالاتر در نظر می‌گیرد.
- ۴- نتایج نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات قاب خمشی میزان خطا در محاسبات بیشتر می‌شود.

Applied Technology Council (ATC-55 Project) (2004) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA-440, Redwood City, California

Applied Technology Council, (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40, Volume 1 and 2, Report NO.SSC 96-01, Seism. Safety Commission, Redwood City

ASCE 41-06 (2006) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

ASCE 41-13, (2013) Publication Anticipated "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers

Fajfar p (1999) Approximate Method for Nonlinear Seismic Analysis of Building Structures, *Proceeding of the Third International Conference on Seismology and Earth Eng.*, pp 649-658

Federal Emergency Management Agency (2000) ASCE Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-356, Washington, D.C

FEMA 368 (2000) NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 - Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington

Freeman SA (1978) Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion, Publication SP-55, 589-605. Petroit, Mich. American Concrete Inst

Iwan WD and Gates NC (1979) The Effective Period and Damping of a Class of Hysteretic Structures, *Earthquake Engineering and Structures Dynamics*, Vol. 7.,pp 199-211

Kowalsky MJ and Priestley MJN and MacRae GA (1994) Displacement-Based Design of RC Bridge Columns", *Proceedings, 2nd International Workshop on Seismic Design of Bridges*, Aueenstown, New Zealand., pp 138-163

Miranda E (1991) Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Buildings, Ph.D. thesis, University of California at Berkeley

Moehle JP (1992) Displacement – Based Design of RC structures Subjected to Earthquakes, *Earth. Spectra*, Vol.8, No.3.,pp 403-429

Newmark NM and Hall WJ (1973) Seismic Design for Nuclear Reactor Facilities, Report No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp. 209-236

Reinhorn AM (1997) Inelastic Analysis Techniques in Seismic Evaluations and Seismic Design Methodologies, for the next Generation of Code, (Krawinkler and Fajfar, eds) from Workshop, Bled Slovenia, june 24-27, Balkema Publishers, pp. 277-287

Ruiz-Garcia J and Miranda E (2003) Inelastic Displacement Ratio for Evaluation of Existing Structures. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 31, 11237-1258

Shodja AH , Improvement of Nonlinear Analysis Procedures to Incorporate the Directivity Effect of Near Field Strong Ground Motions , Ph D Thesis, Sharif University of Technology, Tehran, Iran.

