



ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی به روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی و استفاده از المان‌هایی با پلاستیسیته گسترده و متمرکز

علی خوشنویس زاده جوزدانی^{۱*}. محسن ایزدی‌نیا^۲. پرهام معمارزاده^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف‌آباد

۲- عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف‌آباد-دانشکده عمران

۳- عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف‌آباد-دانشکده عمران

Alikhoshnevic@sci.iaun.ac.ir

چکیده

در این مقاله هدف ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی به روش تحلیل پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی نسبی داخلی طبقات است. در این راستا از ساختمان‌های ۳ و ۹ طبقه گروه SAC استفاده شده است. به دلیل وجود کاستی‌های موجود در روش‌های پوش‌آور متداول از قبیل نادیده گرفتن اثر موده‌های بالاتر و اعمال نشدن اثرات سختی در خلال تحلیل از روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی نسبی داخلی طبقات استفاده شده است. همچنین از آنجایی که نوع مقاطع و المان‌های استفاده شده در مدل‌سازی، از جمله پارامترهایی می‌باشند که بر رفتار سازه تاثیرگذار هستند، در این تحقیق از مقاطع فیبری (رشته‌ای) برای دو نوع المان تیر ستون غیر خطی (پلاستیسیته گسترده) و المان تیر با مفصل (پلاستیسیته متمرکز) استفاده شده است. استفاده از تحلیل پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی نسبی داخلی طبقات و بکار بردن المان تیر ستون غیر خطی با مقاطع فیبری به منظور ایجاد مدلی تا حد امکان نزدیک با رفتار واقعی سازه می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که سازه‌هایی که با المان تیر ستون غیر خطی مدل‌سازی شده‌اند قابلیت جذب و استهلاک انرژی بیشتری را دارند و خطای کمتری نسبت به آنالیز دینامیکی غیر خطی با حداکثر شتاب فزاینده (IDA) از خود نشان می‌دهند.

واژگان کلیدی: پوش‌آور تطبیقی، منحنی ظرفیت، IDA.

۱- مقدمه

امروزه در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از نیروهای جانبی کاهش یافته استفاده می‌شود و انتظار می‌رود سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید وارد مرحله غیر خطی شده و با تغییر شکل‌های پلاستیک در چرخه‌های رفت و برگشتی به جذب و استهلاک انرژی بپردازند و به علت خطی بودن تحلیل در اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای هدف از طراحی لرزه‌ای را فقط یک سطح عملکرد مشخص مثل حفظ ایستایی ساختمان در برابر زلزله‌های شدید و به حداقل رساندن تلفات جانی، مانند آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱] قرار داده‌اند. اما عملکرد سازه‌ها در زلزله‌ها نشان داده است که صرفاً تحلیل‌های ارتجاعی برای این منظور کافی نیستند. از طرفی با توجه به ماهیت بارهای لرزه‌ای که به صورت شتاب پایه در پای ساختمان وارد می‌شود. تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه‌ها به عنوان



دقیق‌ترین روش جهت تعیین تقاضای لرزه‌ای سازه می‌باشد، ولی به علت مشکلات کاربردی، استفاده از این روش با محدودیت‌هایی روبروست. به همین منظور روش تحلیل استاتیکی غیر خطی مرسوم به تحلیل پوش‌آور برای اولین بار توسط فریمن در سال ۱۹۷۵ پایه‌گذاری شد و توسط دانشمندان دیگر بسط داده شد. این روش، ضمن سادگی، پاسخ‌های سازه‌ای مهمی از قبیل پیش‌بینی مراحل تسلیم یا شکست اجزای سازه‌ای و پیشرفت کلی منحنی ظرفیت سازه را ارائه می‌نماید.

روش پوش‌آور متداول ضمن سادگی و دقت مناسب دارای محدودیت‌هایی نیز می‌باشد که از جمله آن کنترل پاسخ سازه توسط مود اول و ثابت بودن شکل مود پس از ورود به ناحیه غیر خطی را می‌توان نام برد. از طرفی نیز اثرات سختی اعضا در خلال تحلیل اعمال نمی‌شود. در جهت رفع عیوب ذکر شده روش تحلیل پوش‌آور مودال (MPA¹) مطرح گردید.

اولین تحقیقات در جهت اعمال اثر مودهای بالاتر در آنالیز پوش‌آور توسط پرت و همکاران [۲] و ساساکی و همکاران [۳] انجام گردید، که در آن از الگوی بار مودی در بارگذاری جانبی استفاده^۱ می‌شود و امکان در نظر گرفتن مودهای موثر در پاسخ سازه را به کاربر می‌دهد. این شیوه با نام پوش‌آور چند مودی ارائه شد. در این روش سازه تحت الگوهای بارگذاری مطابق با اشکال چند مود اول موثر در پاسخ سازه به طور مجزا قرار می‌گیرد، سپس منحنی‌های ظرفیت بدست آمده از هر آنالیز به همراه طیف پاسخ به یک دستگاه برده می‌شوند. این روش تنها محل احتمال وقوع خرابی و مود بحرانی سازه را تعیین می‌کند. بنابراین روش مذکور بیشتر جنبه شهودی دارد و راهی که بتوان پاسخ نهایی سازه را از طریق آن تخمین زد ارائه نشده است.

در جهت بهبود روش پوش‌آور چند مودی چوپرا و گوئل در سال ۲۰۰۲ یک شیوه کاملاً کاربردی به نام آنالیز پوش‌آور مودی (MPA) ارائه کردند [۴]، در این روش سعی شده تا با در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر از الگوهای بار مودی استفاده شود که به این منظور از مفاهیم تجزیه و تحلیل مودال در دینامیک سازه‌ها و روش‌های ترکیب مودی استفاده شده است. در این روش نیز الگوی بار اعمالی در طول تحلیل ثابت می‌باشد و اثرات سختی در خلال تحلیل اعمال نمی‌شود و الگوی بار همچنان بر اساس سختی اولیه و مود شکل‌های اولیه به سازه وارد می‌شود. بنابراین الگوی بار با الگوی توزیع سختی تغییر یافته در سازه، سازگاری ندارد و باید اصلاح شود. به علاوه در این روش به دلیل انجام چندین تحلیل پوش‌آور روش کار پیچیده‌تر شده و امکان بررسی ترتیب و توالی وقوع مکانیسم‌های محلی و کلی در طول تحلیل نمی‌باشد. به همین منظور تحلیل پوش‌آور مودال با یک بار اجرا توسط برخی محققین ارائه شد، که نحوه انجام آن به این صورت است که الگوی بارگذاری سازه در هر لحظه از ترکیب الگوهای بارگذاری مودال تعیین شده و از طریق یک تحلیل پوش‌آور واحد بر سازه اعمال می‌شود. در این روش نواقصی از قبیل تعیین ترتیب و توالی وقوع مفصل‌های پلاستیک و مکانیسم‌های محلی و کلی در سازه بر طرف گردید. با این حال روش‌های مذکور اثرات کاهش سختی سازه بر اثر تسلیم اعضا را در نظر نگرفته‌اند. [۵] آنالیز پوش‌آور تطبیقی آخرین روشی است که برای اولین بار در سال ۲۰۰۲ توسط آنتونیو و پینهو [۶] بر اساس تحقیقات گذشته در این زمینه ارائه گردید. این روش ضمن حفظ ویژگی چند مودی از الگوهای تطبیق یافته با تغییرات سختی در هر گام جهت تحلیل پوش‌آور استفاده می‌کند. این روش ابتدا بر اساس نیرو (FAP²) و سپس توسط آنتونیو و پینهو در سال ۲۰۰۴ بر اساس تغییر مکان (DAP³) ارائه گردید. [۷]

۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی

تحلیل استاتیکی غیر خطی یا همان تحلیل پوش‌آور آخرین دستاوردها در زمینه مهندسی سازه و زلزله است. در این روش بار جانبی تحت یک الگوی خاص مرحله به مرحله افزایش می‌یابد و تغییر مکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز بام با استفاده از نمودار (برش پایه-تغییر مکان جانبی) ارزیابی می‌شود. الگوی بار مورد استفاده در این تحقیق بر اساس آیین‌نامه ASCE [۸]

1- Modal Pushover Analysis
2- Force-Based Adaptive Pushover
3- Displacement-Based Adaptive Pushover



متناسب با شکل مود اصلی سازه می‌باشد. همچنین تغییر مکان هدف برای ساختمان‌های با دیافراگم صلب در کف هر طبقه بر اساس آیین‌نامه ASCE محاسبه شده است.

۳- روش‌های پوش‌آور تطبیقی

آنالیز پوش‌آور تطبیقی آخرین روشی است که برای اولین بار در سال ۲۰۰۲ توسط آنتونیو و پینهو بر اساس تحقیقات گذشته انجام گرفت. در روش پیشنهادی الگوی توزیع بار جانبی ثابت نبوده و به طور پیوسته بر اساس اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال حاصل از تحلیل مودی که در هر مرحله از بارگذاری انجام می‌گیرد، الگوی توزیع بار بهنگام می‌شود. روش پیشنهادی به دو صورت ارائه شده است که عبارتند از: ۱- تحلیل پوش‌آور تطبیقی بر اساس نیرو (FAP) و ۲- تحلیل پوش‌آور تطبیقی بر اساس تغییر مکان (DAP) که در ادامه روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجای تشریح می‌شود.

۴- تحلیل پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی (DAP)

در روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی از بردار جابجایی به جای بردار نیرو استفاده می‌شود، این روش شامل ۴ مرحله می‌باشد که عبارتند از:

۱- تعریف بردار بار اسمی U_0 و جرم اینرسی

۲- محاسبه ضریب بار λ

۳- محاسبه بردار مقیاس همپایه شده

۴- بهنگام نمودن بردار تغییر مکان

در بین مراحل فوق مرحله ۱ فقط یک مرتبه و در ابتدای آنالیز انجام می‌شود، ولی ۳ مرحله دیگر در هر گام از تحلیل تکرار می‌شوند. شکل بردار بارگذاری به صورت خودکار تعیین می‌شود و طبق الگوریتم فوق در هر گام از تحلیل بهنگام می‌شود. بردار بار اسمی الزاماً مطابق با توزیع یکنواخت باید تعریف شود، زیرا این بردار نقش مقدار نیرو را ایفا می‌کند نه نوع توزیع بار در ارتفاع سازه، بنابراین نباید هیچ انحرافی با بردار نیروی همپایه شده که وظیفه آن چگونگی توزیع نیرو در ارتفاع سازه است داشته باشد. در این روش بردار بار تعریف شده از جنس تغییر مکان است.

بردار بار U از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$U = \lambda \cdot U_0 \quad \text{رابطه (۱)}$$

جهت تعیین شکل بردار بار در هر مرحله از تحلیل، از بردار مودال مقیاس شده نرمال \bar{D} استفاده می‌شود، جهت تعیین بردار D قبل از هر مرحله بارگذاری بر اساس مشخصات سختی موجود در سازه تحلیل مقادیر ویژه صورت گرفته و بر اساس اشکال مودی و ضرایب مشارکت مودها، بارهای مودال تعیین شده و بر اساس روش جذر مجموع مربعات با هم ترکیب می‌شوند.

مقیاس نمودن بردار بار در روش DAP به دو روش اشاره شده در زیر انجام می‌شود:

۴-۱- مقیاس بر اساس تغییر مکان جانبی طبقات

در این روش الگوی جابجایی طبقات به طور مستقیم از روی بردارهای ویژه طبق رابطه (۲) بدست می‌آید:



$$D_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n D_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \cdot \varphi_{ij})^2} \quad \text{رابطه (۲)}$$

D_{ij} : مقدار الگوی تغییر مکان طبقه i ام در مود j ام و Γ_j : ضریب مشارکت مود j ام می‌باشد.

تغییر مکان حداکثر یک طبقه خاص که میزان جابجایی آن طبقه را نسبت به زمین نشان می‌دهد بینش کافی را نسبت به خسارت وارده به ساختمان در برابر زلزله بدست نمی‌دهد. بنابراین آنتونیو و پینهو در سال ۲۰۰۴ روشی با عنوان مقیاس بر اساس تغییر مکان نسبی داخلی طبقات را ارائه نمودند.

۴-۲- مقیاس بر اساس تغییر مکان نسبی داخلی طبقات

در این روش فرض بر این است که حداکثر تغییر مکان نسبی داخلی طبقات در یک زمان رخ می‌دهد که با توجه به رابطه (۳) می‌توان مقادیر این تغییر مکان‌ها را در محاسبه تغییر مکان جانبی طبقات شرکت داد:

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad \text{with} \quad \Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\varphi_{i,j} - \varphi_{i-1,j})]^2} \quad \text{رابطه (۳)}$$

نتایج بدست آمده از تحقیقات آنتونیو و پینهو بهبود نتایج در این روش را نسبت به روش قبلی نشان می‌دهد. به همین جهت در این تحقیق از روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس جابجایی با مقیاس بر اساس تغییر مکان نسبی داخلی طبقات استفاده می‌شود. همچنین می‌توان از طیف پاسخ زلزله در رابطه (۳) استفاده نمود و این رابطه را به شکل رابطه (۴) تبدیل نمود:

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad \text{with} \quad \Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\varphi_{i,j} - \varphi_{i-1,j}) \cdot S_{d,j}]^2} \quad \text{رابطه (۴)}$$

$S_{d,j}$: جابجایی طیفی مود j ام

در رابطه (۴) از طیف بازتاب آیین نامه ۲۸۰۰ ایران استفاده شده است.

با توجه به این موضوع که در گام حاضر هدف تعیین شکل بردار بار می‌باشد و نه مقدار آن بنابراین بردار D_i به صورت زیر مقیاس می‌شود:

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max D_i} \quad \text{رابطه (۵)}$$

جهت بهنگام کردن بردار بار دو روش بهنگام نمودن کلی و بهنگام نمودن افزایشی به شرح زیر وجود دارد:

$$U_t = U_{t-1} + \Delta \lambda_t \cdot \bar{D}_t \cdot U_0 \quad \text{رابطه (۶)} \quad \text{بهنگام نمودن افزایشی}$$

$$U_t = \lambda_t \cdot \bar{D}_t \cdot U_0 \quad \text{رابطه (۷)} \quad \text{بهنگام نمودن کلی}$$

U_{t-1} : بردار بار تطبیقی در گام قبل از گام t

$\Delta \lambda_t$: ضریب بار افزایشی

λ_t : ضریب بردار بار



۵- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی با شتاب نگاشت‌های فزاینده (IDA)

برای انجام این تحلیل، ساختمان‌های مورد مطالعه تحت تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی با نگاشت‌های ثبت شده در سه زلزله با حداکثر شتاب زمین (PGA) متغیر برای هر شتاب نگاشت قرار گرفته‌اند. مقادیر حداکثر شتاب زلزله‌های مختلف در جدول (۱) داده شده است. هنگامی که مقدار حداکثر شتاب زمین و متناسب با آن کلیه شتابهای یک نگاشت مرتباً افزایش داده می‌شود، طیف پاسخ ارتجاعی حاصل از نگاشت نیز متناسب با آن افزایش خواهد یافت. با افزایش تدریجی طیف حاصل از نگاشت، این طیف تمام بخش‌های طیف طراحی که در محدوده زمان تناوب ارتعاش موده‌های مختلف ارتعاشی سازه واقع شده‌اند، پوشش می‌دهد. بنابراین می‌توان گفت که به عبارتی، تمام موده‌های ارتعاشی سازه تحریک شده و اثر همه موده‌ها در مجموعه پاسخ‌ها وجود خواهد داشت. از سوی دیگر، با پوشش یافتن طیف طراحی آیین‌نامه به طور کامل تردید در مورد وجود اختلاف بین طیف‌های پاسخ زلزله‌های مورد نظر و طیف طرح آیین‌نامه برطرف می‌شود. [۹]

جدول (۱): مشخصات زلزله‌های مورد استفاده

زلزله	سال وقوع	بزرگا (M)	PGA (g)
Kobe	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۸۲۱
Loma prieta	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۴۱۷
Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۸۳

۶- معرفی قاب‌های مدل‌سازی شده

در این تحقیق به منظور مدل‌سازی و بررسی نتایج روی مدل‌ها از سازه‌های ۳ و ۹ طبقه مربوط به پروژه گروه تحقیقاتی SAC با سیستم قاب خمشی فولادی استفاده شده است. طراحی این سازه‌ها با فرض کاربری اداری می‌باشند، و مشخصات خاک محل احداث آن‌ها مطابق تعریف UBC1994 از نوع خاک S2 است، یعنی این سازه‌ها بر روی خاک سخت بنا شده‌اند. در هر دو سازه از سیستم قاب خمشی پیرامونی به عنوان سیستم مقاوم لرزه‌ای استفاده شده است و قاب‌های ثقلی داخلی جهت تحمل بارهای مرده و زنده بکار رفته‌اند. پلان و نمای ساختمان‌های مورد مطالعه و همچنین مقاطع استفاده شده در هر یک از قاب‌ها در شکل (۱) و جدول (۲) مشاهده می‌شود. موقعیت قاب‌های خمشی به وسیله خطوط پررنگ مشخص شده‌اند. [۱۰]



جدول (۲): مقاطع مورد استفاده در ساختمان‌های ۳ و ۹ طبقه گروه SAC

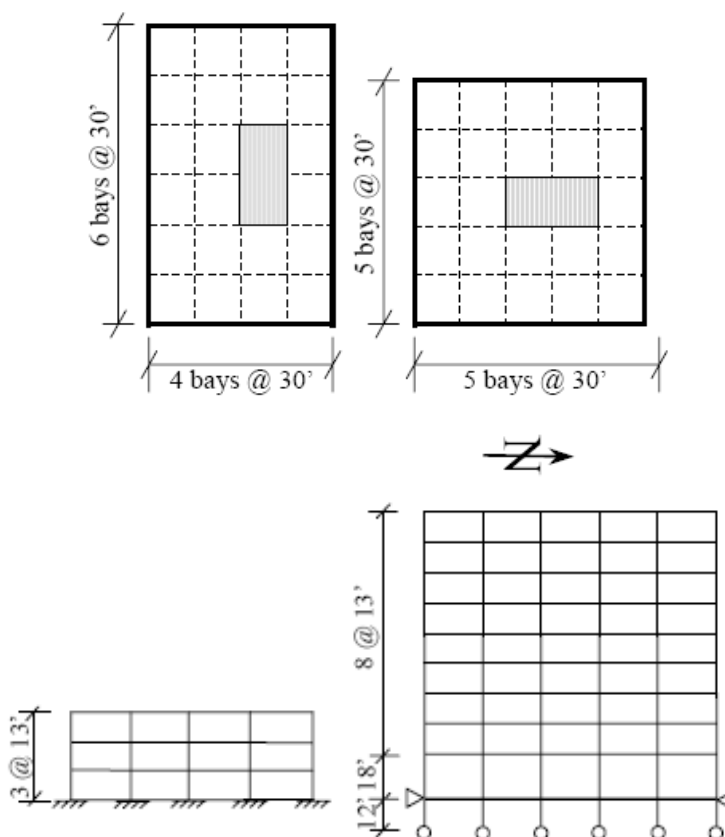
3-story Building

Story/Floor	COLUMNS		DOUBLER PLATES (in)	GIRDER
	Exterior	Interior		
1/2	W14X257	W14X311	0.0	W33X118
2/3	W14X257	W14X311	0.0	W30X116
3/Roof	W14X257	W14X311	0.0	W24X68

9-story Building

Story/Floor	COLUMNS		DOUBLER PLATES (in)	GIRDER
	Exterior	Interior		
-1/1	W14X370	W14X500	0.0	W36X160
1/2	W14X370	W14X500	0.0	W36X160
2/3	W14X370, W14X370	W14X500, W14X455	0.0	W36X160
3/4	W14X370	W14X455	0.0	W36X135
4/5	W14X370, W14X283	W14X455, W14X370	0.0	W36X135
5/6	W14X283	W14X370	0.0	W36X135
6/7	W14X283, W14X257	W14X370, W14X283	0.0	W36X135
7/8	W14X257	W14X283	0.0	W30X99
8/9	W14X257, W14X233	W14X283, W14X257	0.0	W27X84
9/Roof	W14X233	W14X257	0.0	W24X68

[۱۰]



شکل (۱): پلان و نمای قاب‌های ۳ و ۹ طبقه گروه SAC [۱۰]



بارهای مرده و زنده وارده به این سازه‌ها در جدول (۳) مشاهده می‌شود:

جدول (۳): بارهای مرده و زنده مورد استفاده

۴۵۹۶.۴۸ N/M ²	بارمرده طبقات برای محاسبه وزن
۳۹۷۴.۰۴ N/M ²	بارمرده بام
۹۵۷.۶ N/M ²	بار زنده طبقات و بام

با توجه به این بارگذاری تعاریف جرم لرزه‌ای برای سازه‌های ۳ و ۹ طبقه به ترتیب در جداول ۴ و ۵ مشاهده می‌شود.

جدول (۴): جرم طبقات در سازه ۳ طبقه

۹۵۶.۳۳۴ KN-sec ² /M	جرم طبقات سازه ۳ طبقه
۱۰۳۴.۷۰۳ KN-sec ² /M	جرم بام سازه ۳ طبقه

جدول (۵): جرم طبقات در سازه ۹ طبقه

۱۰۰۷.۵۵۸ KN-sec ² /M	جرم طبقه ۱ در سازه ۹ طبقه
۹۹۰.۳۳۷ KN-sec ² /M	جرم طبقات ۲ تا ۸ سازه ۹ طبقه
۱۰۶۶.۸۰۹ KN-sec ² /M	جرم بام سازه ۹ طبقه

جنس فولاد بکاربرفته در این پروژه از نوع A36 با مدول الاستیسیته 29000ksi معادل (200000 N/MM²) می‌باشد، که در آن مقاومت تسلیم تیرها 36ksi (معادل 248 N/MM²) و مقاومت تسلیم ستون‌ها 50ksi (معادل 345 N/MM²) است.

۷- تحلیل سازه‌ها و تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای

در انجام تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و همچنین تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی از نرم‌افزار OpenSEES استفاده شده است. این نرم‌افزار با استفاده از روش اجزا محدود به تحلیل انواع سازه‌ها می‌پردازد. مقاطع مورد استفاده در این تحقیق از نوع مقطع فیبری (رشته‌ای) می‌باشند، این مقاطع به دلیل اینکه به خوبی با استفاده از رشته‌ها خواص اجزای محدود اعضا را در تحلیل لحاظ می‌کنند، به عنوان کامل‌ترین مقاطع محسوب می‌شوند. [۱۱]

همچنین المان‌های بکار رفته در این تحقیق از نوع المان‌های تیرستون غیر خطی (المان با پلاستیسیته گسترده) و المان‌های تیر با مفصل (پلاستیسیته متمرکز) می‌باشند.

منحنی تنش-کرنش تک محوری فولاد بر اساس مدل Steel02 در برنامه‌ی openSees یا مدل تک محوری Giuffre-Menegotto-Pinto در حالت بدون سخت شوندگی ایزوتروپیک تعریف گردید.

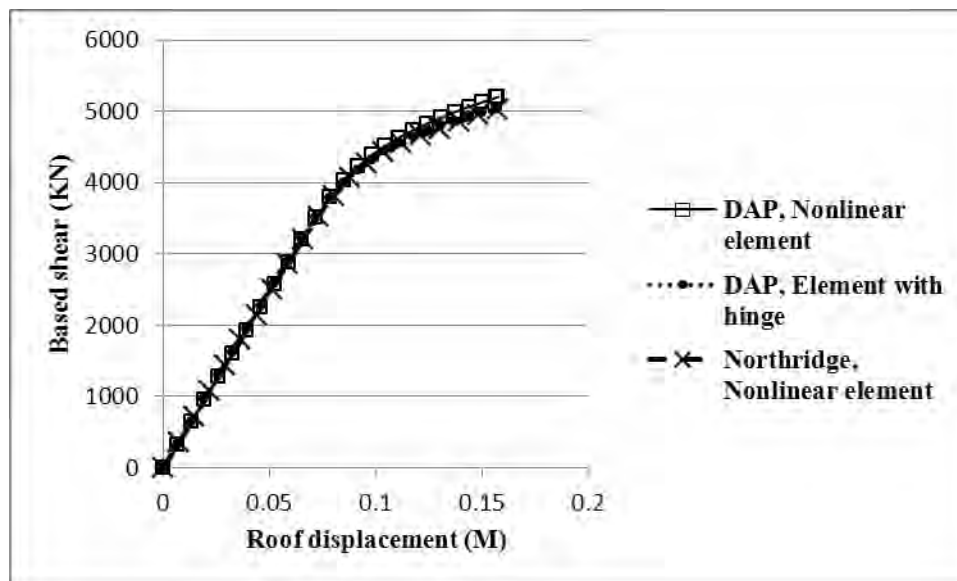
گزینه‌های تحلیل غیرخطی به شرح زیر می‌باشند:

ذخیره و حل دستگاه معادلات در یک الگوریتم با قابلیت ماتریس ضرایب نامتقارن و نواری انجام گرفته است. حل معادلات غیر خطی بر مبنای روش نیوتن-رافسون بوده و همگرایی به جواب در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی به ترتیب بر اساس فرم نمو جابجایی و نمو انرژی کنترل شده است. مقدار رواداری یا تفرانس همگرایی و حداکثر تعداد تکرار حل معادلات در روش‌های استاتیکی به ترتیب ۰.۰۰۱ اینچ و ۱۰ می‌باشند.

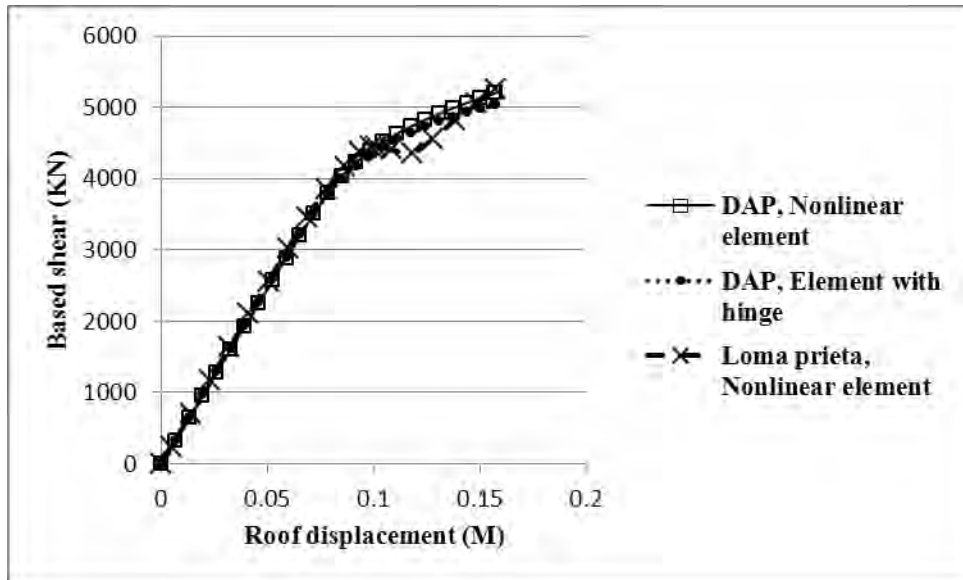


روش انتگرال گیری از پاسخ نموی سازه در قدم‌های متوالی محاسبه بستگی به نوع تحلیل استاتیکی و دینامیکی دارد. در تحلیل‌های استاتیکی تحت بارهای قائم و جانبی به ترتیب از روش کنترل بار و کنترل جابجایی و در تحلیل دینامیکی از روش نیومارک استفاده شده است.

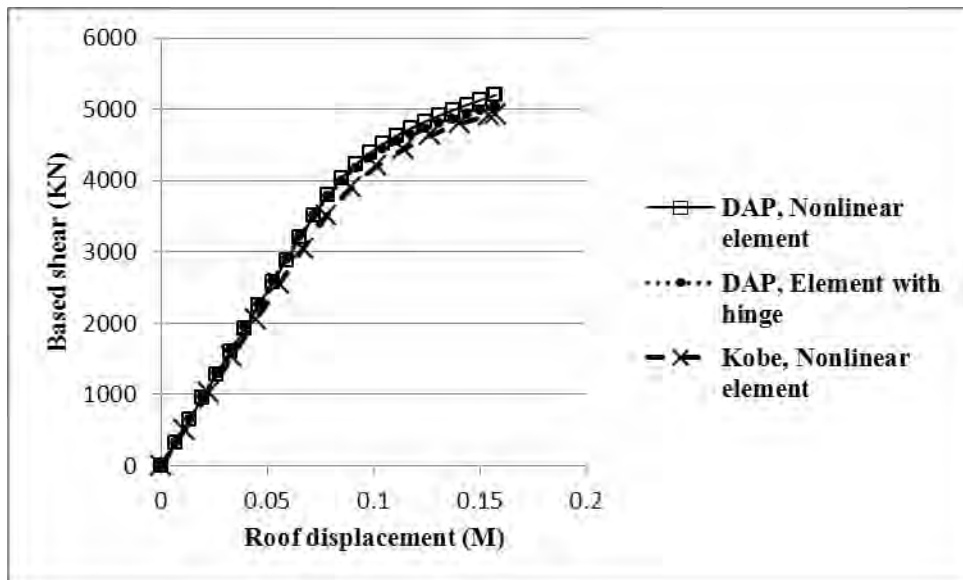
در این تحقیق منحنی‌های ظرفیت سازه‌ها در حالت‌های مختلف تحلیل که عبارتند از: تحلیل پوش‌آور متداول با الگوی بار متناسب با شکل مود اصلی با نماد (Mode1)، تحلیل پوش‌آور تطبیقی با الگوی بار بر اساس جابجایی نسبی داخلی طبقات با نماد (DAP) و همچنین تحلیل‌هایی که با المان تیر ستون غیر خطی انجام گرفته با نماد Nonlinear element و تحلیل‌هایی که با المان تیر با مفصل انجام گرفته با نماد Element with hinge می‌شوند، با یکدیگر مقایسه شده سپس نتایج هر یک از حالت‌ها بررسی می‌شود. در شکل‌های ۲ تا ۱۵ نمودارهای مربوط به منحنی‌های ظرفیت برای سازه‌های ۳ و ۹ طبقه آورده شده است.



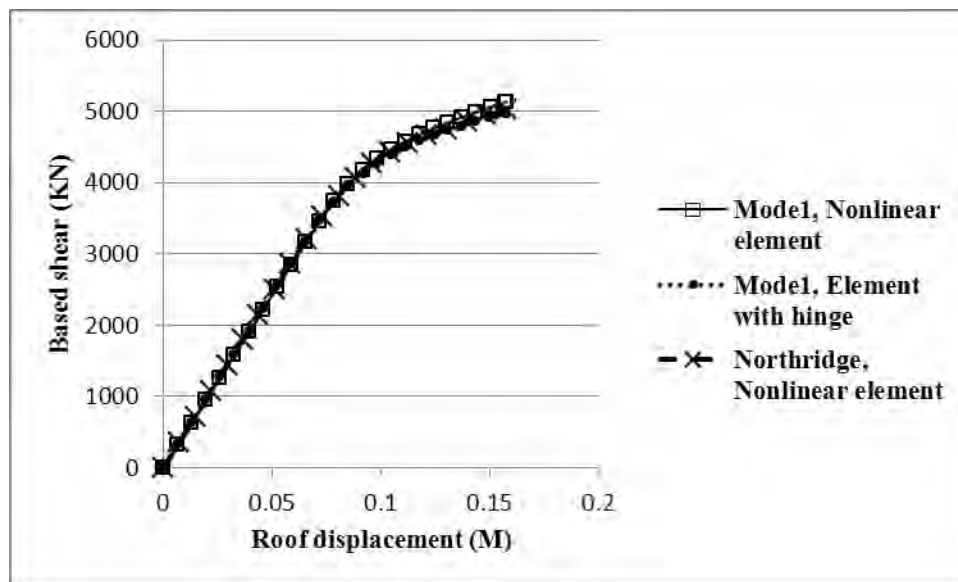
شکل ۲: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Northridge, Nonlinear element



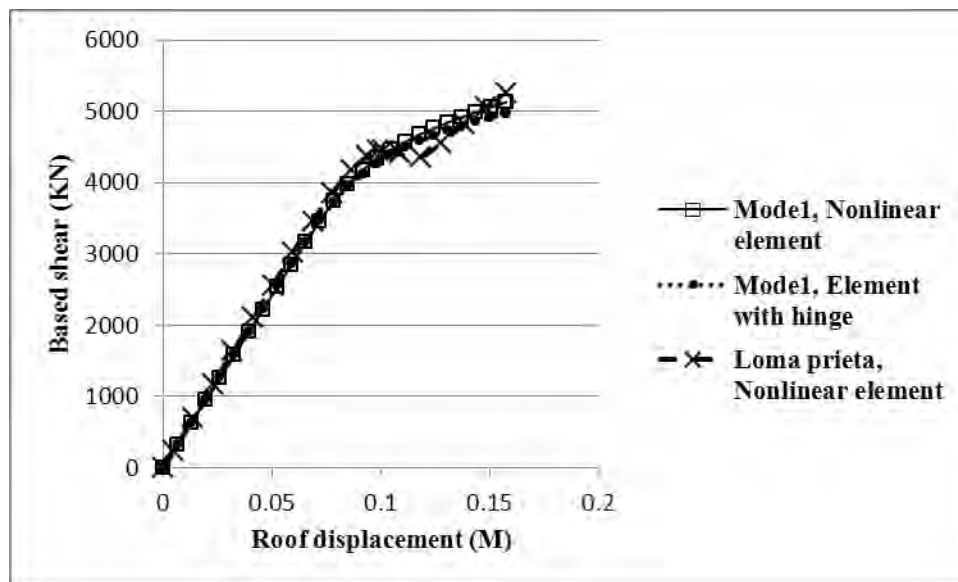
شکل ۳: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Loma prieta, Nonlinear element



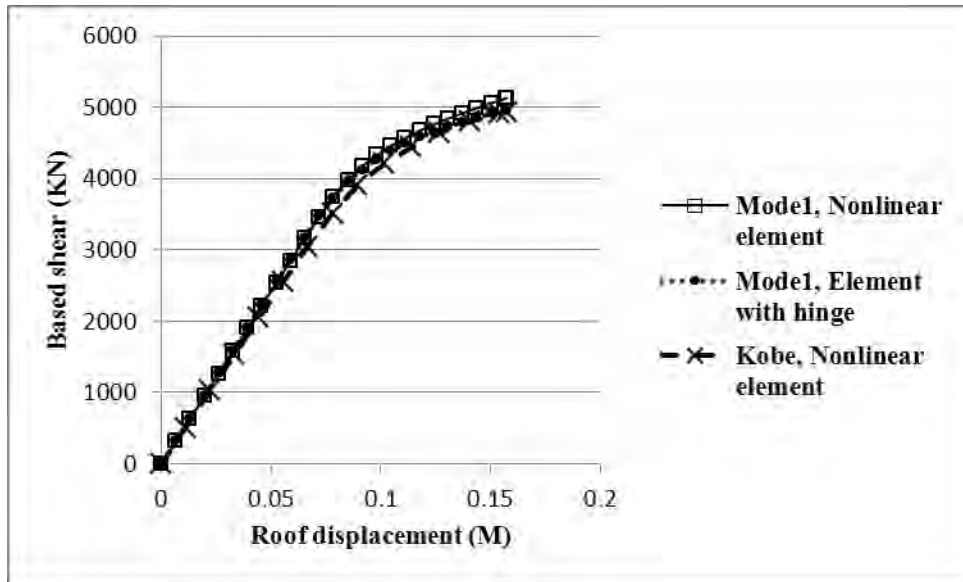
شکل ۴: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Kobe, Nonlinear element



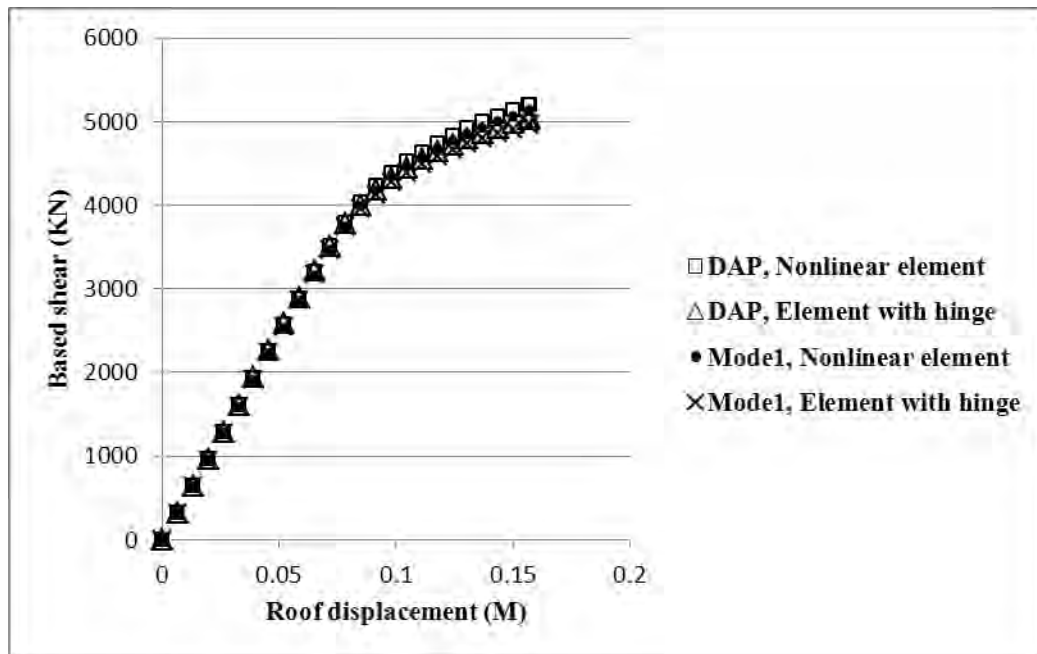
شکل ۵: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های Mode1, Nonlinear element و Mode1, Element with hinge و Northridge, Nonlinear element



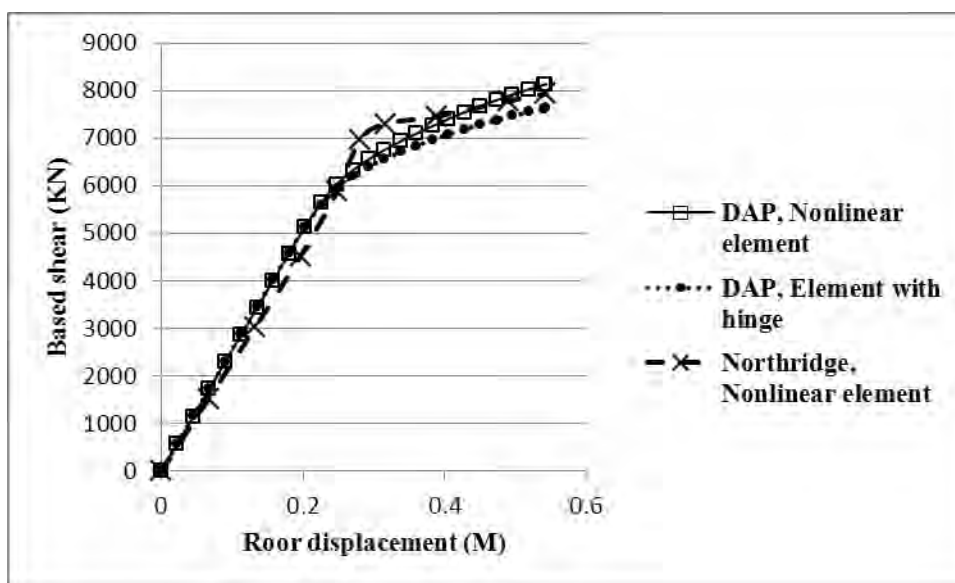
شکل ۶: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های Mode1, Nonlinear element و Mode1, Element with hinge و Loma prieta, Nonlinear element



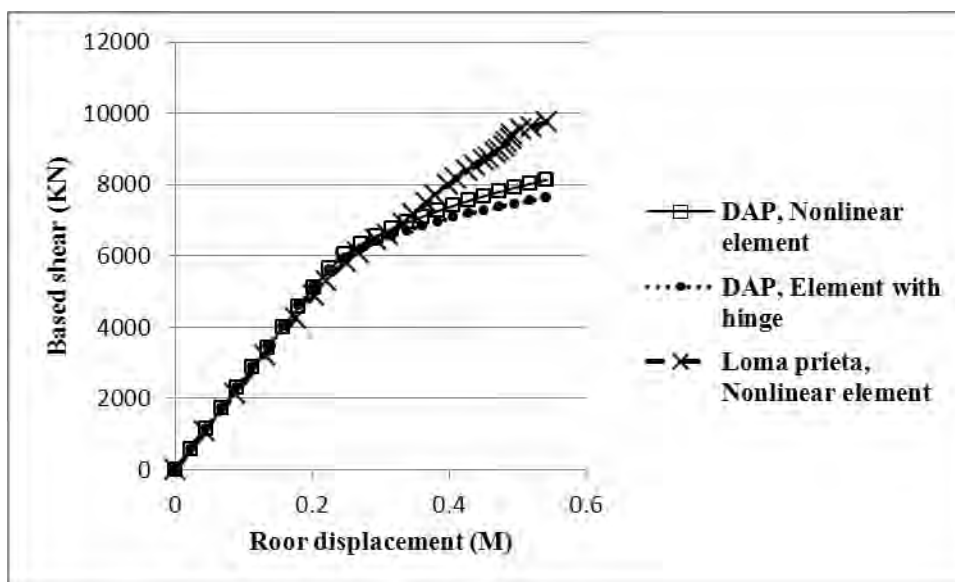
شکل ۷: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های Mode1, Nonlinear element و Mode1, Element with hinge و Kobe, Nonlinear element



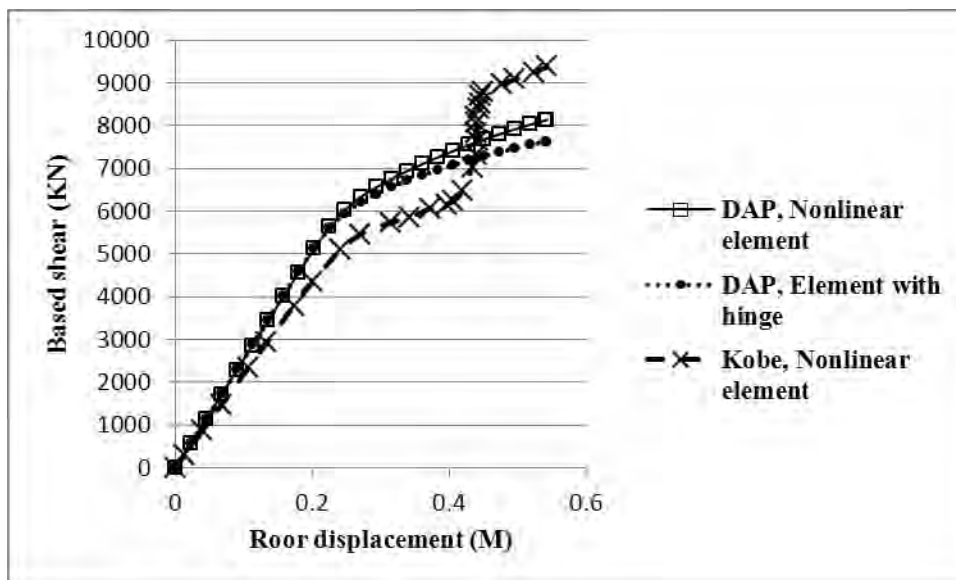
شکل ۸: منحنی‌های ظرفیت سازه ۳ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Mode1, Nonlinear element و Mode1, Element with hinge



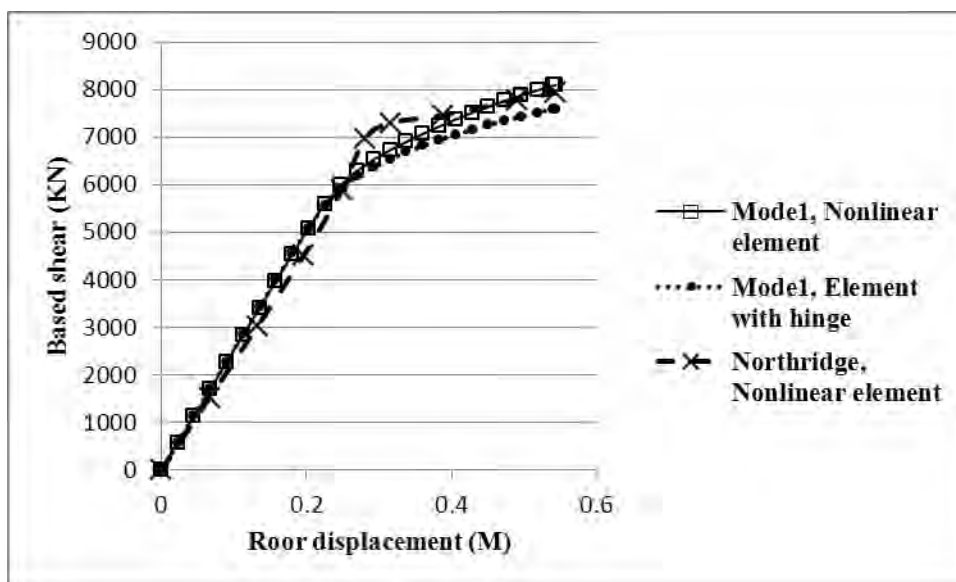
شکل ۹: منحنی‌های ظرفیت‌های سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Northridge, Nonlinear element



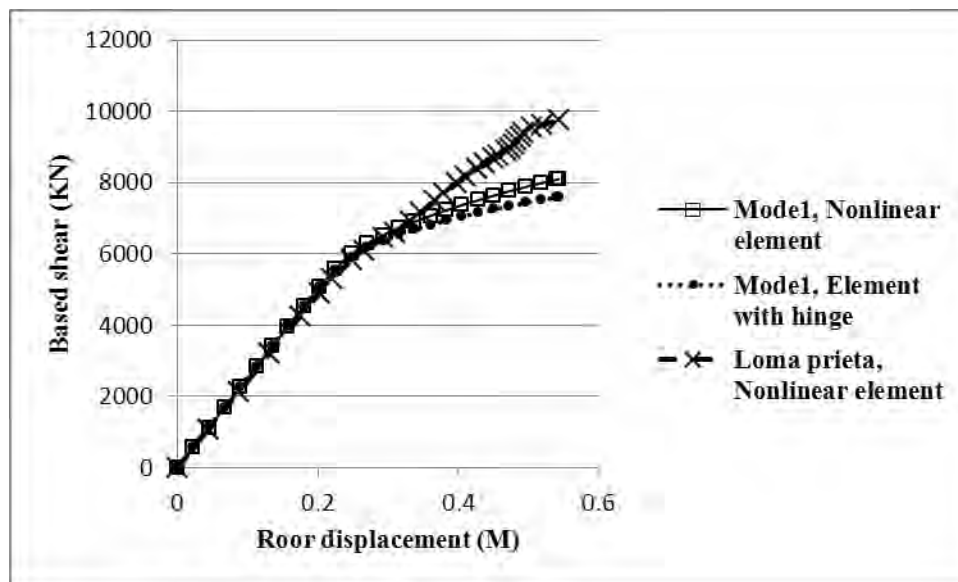
شکل ۱۰: منحنی‌های ظرفیت‌های سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Loma prieta, Nonlinear element



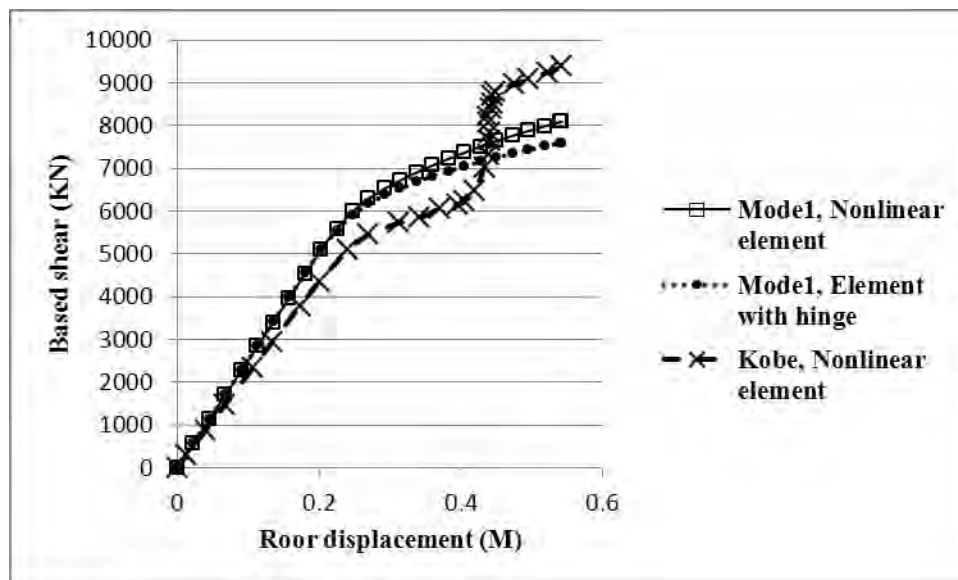
شکل ۱۱: منحنی‌های ظرفیت سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Kobe, Nonlinear element



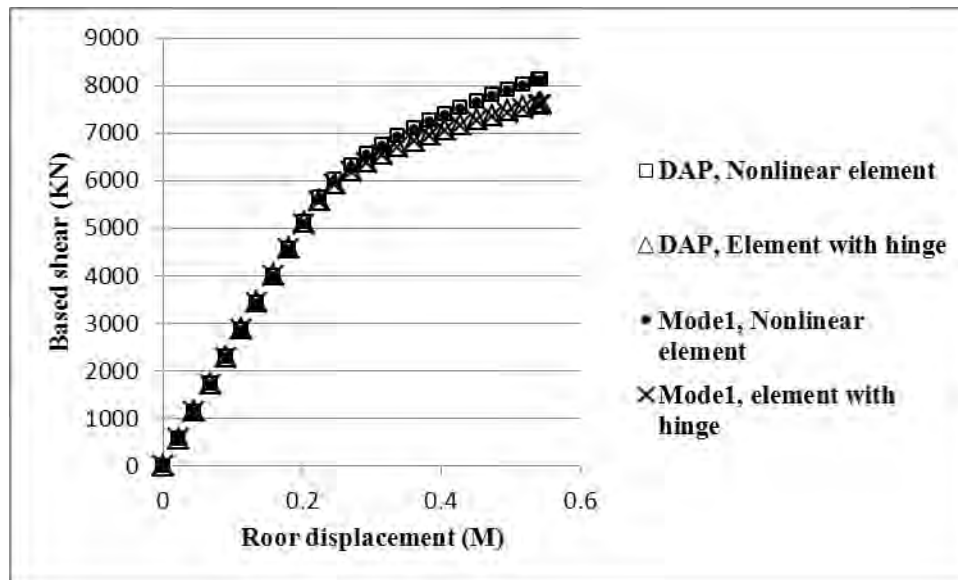
شکل ۱۲: منحنی‌های ظرفیت سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های Mode1, Nonlinear element و Mode1, Element with hinge و Northridge, Nonlinear element



شکل ۱۳: منحنی‌های ظرفیت سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های Model1, Nonlinear element و Model1, Element with hinge و Loma prieta, Nonlinear element



شکل ۱۴: منحنی‌های ظرفیت سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های Model1, Nonlinear element و Model1, Element with hinge و Kobe, Nonlinear element



شکل ۱۵: منحنی‌های ظرفیت سازه ۹ طبقه برای تحلیل‌های DAP, Nonlinear element و DAP, Element with hinge و Mode1, Nonlinear element و Mode1, Element with hinge

در بین منحنی‌های ظرفیت بدست آمده برای هر یک از سازه‌ها مشاهده می‌شود که منحنی‌های ظرفیت حاصل از روش پوش‌آور تطبیقی بر اساس تغییر مکان نسبی داخلی طبقات تطابق زیادی با منحنی‌های ظرفیت بدست آمده از روش پوش‌آور متداول با الگوی بار مود اول دارند.

با مشاهده منحنی‌های ظرفیت سازه‌ها می‌توان نتیجه گرفت که سطح زیر منحنی ظرفیت در سازه‌هایی که دارای المان تیر ستون غیر خطی (پلاستیسیته گسترده) هستند، نسبت به سازه‌هایی که دارای المان تیر با مفصل (پلاستیسیته متمرکز) هستند، بیشتر است. بنابراین میزان جذب و استهلاک انرژی در سازه‌هایی که با المان تیر ستون غیر خطی مدل‌سازی شده‌اند، بیشتر است.

مدل‌های دارای المان تیر ستون غیر خطی کمترین خطا نسبت به حالت آنالیز دینامیکی غیر خطی دارند.

۸- نتیجه‌گیری

با توجه به منحنی‌های ظرفیت بدست آمده و بحث و بررسی بر روی آن‌ها مشخص می‌شود که با مدل‌سازی سازه‌ها به وسیله المان تیر ستون غیر خطی می‌توان رفتار سازه را تا حد امکان به رفتار واقعی آن در زلزله نزدیک نمود.

همچنین ظرفیت سازه‌هایی که با المان تیر ستون غیر خطی مدل‌سازی شده‌اند بیشتر از سازه‌هایی است که در آن‌ها مفاصل پلاستیک به صورت متمرکز مدل‌سازی شده‌اند، و تطابق بیشتری با آنالیز دینامیکی غیر خطی دارد.

نتایج حاصل بیانگر تطابق زیاد بین آنالیز استاتیکی غیر خطی با الگوی بار مطابق مود اصلی سازه و آنالیز استاتیکی غیر خطی با الگوی بار بر اساس جابجایی نسبی داخلی طبقات است.



قدردانی

خداوند را شاکرم که در این راه مرا مورد لطف و عنایت خود قرار داد. نهایت سپاس را از پدر و مادرم که در این راه مشوق و راهنمایم بودند، دارم و سپاسگزار اساتیدی هستم که به هر گونه مرا یاری رساندند.

مراجع

- [۱] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۶)، آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [2] Paret, T. F., Sasaki, K. K., Eilbeck, D. H. and Freeman, S. A. (1996) "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects", Proc.of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Disc 2, Paper No. 966.
- [3] Sasaki, K.K. Freeman, S.A. & Paret, T.F. (1998) "Multi-mode pushover procedure (MMP) – a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis", Proceedings of the sixth U.S. national conference on earthquake engineering.
- [4] Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2002) "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 31(3), pp. 561-582.
- [۵] شاکری، ک و شایانفر، م (۱۳۸۷)، «تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال با یک بار اجرا برای ارزیابی لرزه ای قاب های خمشی فولادی»، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال چهارم، شماره چهارم.
- [6] Antoniou, S. and Pinho, R. (2004) "Advantages and limitations of adaptive and non- adaptive force-based pushover procedures", Journal of Earthquake Engineering, 8 (4), pp.497-522.
- [7] Antoniou, S. and Pinho, R. (2004) "Development and verification of a displacement-base adaptive pushover procedure", Journal of Earthquake Engineering, 8 (5), PP.643-661.
- [8] American society of civil engineers, (2007) " Seismic rehabilitation of existing buildings ",ASCE standard ASCE/SEI 41-06.
- [۹] تسنیمی، ع، معصومی، ع، (۱۳۸۵)، « محاسبه ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [10] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999) " Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures", SAC Report no. 132. Palo Alto, CA: John A. Blume Earthquake Engineering Center,Stanford University.
- [11] Mazzoni, S. McKenna, F.H. Scott, M. L. Fenves, G, et al, (2007) " OpenSees command language manual ", Berkeley university, California.