



ارزیابی روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون تطبیقی در تحلیل لرزه ای

ساختمان های بتنی با قاب مقاوم خمشی

شمس الدین هاشمی^۱، منوچهر شفی خانی^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

۲- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران زلزله

اطلاعات مقاله	چکیده
تاریخچه دریافت: ۲۴ فروردین ۱۳۹۸ پذیرش: ۲۳ مرداد ۱۳۹۸	در این تحقیق از نوعی روش پوش آور بنام تطبیقی (APAM) که اثرات مود های بالاتر در رفتار لرزه ای سازه را در نظر می گیرد برای سه نوع ساختمان بتنی با قاب خمشی متوسط با تعداد طبقات کوتاه ۵ طبقه، میان مرتبه ۱۰ طبقه و بلند مرتبه ۱۵ طبقه طبق آئین نامه ۲۸۰۰ ایران استفاده شده و نتایج آن مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. همچنین میزان دقت آن نیز با روش تاریخچه زمانی (THAM) که یک روش دینامیکی است و دقیق ترین روش می باشد، مقایسه و کنترل گردیده است. برای ساخت مدل سازه ها از نرم افزارهای SEISMOSTRUCT, SAP2000 استفاده شده است. پاسخ ها و نتایج حاصل از تحلیل مذکور برای امکان جایگزینی روش تحلیل پوش آور ساده، تطبیقی با دو نوع FAP, DAP به جای روش های دینامیکی مقایسه و ارزیابی گردیده اند. نتیجه آنکه پارامترهای برش پایه، جابجایی بام و دریافت در روش DAP برای ساختمان ۵ طبقه به تاریخچه زمانی نزدیکتر بوده، همین طور برای ساختمان ۱۰ طبقه نتایج روش های پوش آور معمولی در برش پایه و پس از آن DAP به نتایج تاریخچه زمانی حدود ۷۹ درصد از سایر روش ها نزدیکتر نشان می دهد و در نهایت برای ساختمان ۱۵ طبقه نیز نتایج حاصل از روش پوش آور تطبیقی DAP نزدیکترین پاسخ با روش تاریخچه زمانی را نشان می دهد.
کلید واژگان: تحلیل غیرخطی روش پوش آور تطبیقی روش تاریخچه زمانی قاب خمشی متوسط	



۱- مقدمه

یکی از چالش‌های مهم در طراحی سازه‌ها تعیین بارهای ناشی از زلزله و انتخاب روش تحلیلی آن است که رفتار واقعی سازه را نشان دهد. پس از زلزله نوتریج تحول عظیمی در این زمینه با بررسی عملکرد سازه‌ها در برابر آن بوجود آمد که نشان داد روش‌های خطی در برابر نیروهای زلزله. پیش‌بینی دقیقی از رفتار سازه را نشان نمی‌دهند و در نتیجه طراحی درست و قابل اطمینانی صورت نمی‌گیرد. بنابراین این عدم تطابق موجب گردید که با توجه به عدم قطعیت‌های زیادی که در پیش‌بینی نیروی زلزله وجود دارد، علاوه بر اثرات ساختگاه سازه از نظر مشخصات ژئوتکنیکی بر این نیرو، الگوی بارگذاری جانبی و نحوه اعمال آن بر سازه و نیز عملکرد سازه در برابر آن مد نظر قرار گیرد. عملکرد سازه در روش‌های طراحی موجود در آن زمان و حتی در مواردی تاکنون در بخش رفتار خطی سازه مورد توجه قرار گرفته است. لیکن جهت بررسی عملکرد سازه نیاز به بررسی رفتار غیرخطی سازه می‌باشد که با طبیعت آسیب‌ورده به سازه همخوانی دارد. از اینرو در دستورالعمل‌های FEMA356 و اصلاحی آن FEMA440 و نیز در آیین‌نامه ATC40 طراحی عملکردی که بر مبنای بررسی تغییر شکل سازه می‌باشد مد نظر قرار گرفت. در نتیجه طراحی بر اساس معیار مقاومت که در اکثر آیین‌نامه‌های فعلی ملاک می‌باشد می‌رود که جای خود را به روش‌های مبتنی بر ملاک تغییر شکل بدهد و طراحی مقاومتی تابعی از ضوابط تغییر شکل سازه گردد. زیرا که طراحی سازه‌ها بر اساس مقاومت به تنهایی نمی‌تواند ایمنی سازه را در روند اعمال نیروی زلزله تأمین و رفتار واقعی آن را پیش‌بینی نماید. همچنین ضرورت نیاز اجتماعی اقتصادی با هدف کاهش ریسک خطرات زلزله و خسارات وارده از سوی آن وجایگزینی روش‌های غیر خطی به جای خطی به منظور آگاهی از رفتار سازه موجب گردید که طراحی بر اساس صرفاً مقاومت به کلی متحول گردد. هر چند که تحلیل الاستیک تخمین خوبی از ظرفیت الاستیک سازه را به دست می‌دهد و اولین نقطه تسلیم را مشخص می‌سازد، ولی توانایی پیش‌بینی رفتار سازه و مکانیزم فروپاشی آن را ندارد، زیرا سازه وارد محدوده غیر خطی نشده است. در تحلیل غیر خطی وضعیت المان‌های سازه شامل تیرها، ستونها و اتصالات تحت بارگذاری لرزه‌ای در ناحیه فراسیستیک و پلاستیک قرار دارند. بنابراین مفاصل پلاستیک، تغییر شکل‌های مقاطع و جابجائی دیافراگم‌های کف، سقف و بام با توجه به مشخصات دینامیکی مصالح و ظرفیت شکل‌پذیری آنها تعریف و مورد بررسی قرار می‌گیرند. بطور کلی روش غیرخطی عموماً تصویر واقعی تری از برآورد میزان تقاضای زلزله بدست می‌دهند. از سوی دیگر تحلیل‌های دینامیکی رفتار کلی سازه را دقیق‌تر از روش‌های استاتیکی غیرخطی بدست می‌دهند. لیکن ظرفیت سازه و کاهش مقاومت پس از جاری شدن سازه بصورت مرحله‌ای را نشان نمی‌دهند.

لیکن روش بار افزون که به پوش‌آور معروف است روشی استاتیکی غیرخطی است (NSA)^۱، که مقادیر لرزه‌ای بوسیله‌ی بارگذاری افزایشی بر سازه تحت اثر افزایش یکنواخت نیروهای جانبی با یک توزیع ارتقاعی ثابت از آن قرار داده می‌شود تا اینکه سازه به یک جابجایی مورد نظر (جابجائی هدف) که از قبل تعیین شده برسد (روش نیروئی). و یا به جای اعمال نیرو، سازه را می‌توان تحت جابجائی ثابت و یکنواخت قرار داد (روش جابجائی). در روش پوش‌آور معمولی هم توزیع نیروئی و هم جابجایی مورد نظر بر پایه‌ی این فرضیه هستند که پاسخ توسط مود اصلی کنترل می‌شود و اینکه شکل مودی پس از تسلیم سازه بدون تغییر باقی می‌ماند. در بررسی الگوهای توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی بار افزون غیرخطی برای قابهای خمشی بتنی بادر نظر گرفتن مودهای بالاتر در قابهای بتنی نسبت به الگوی مود اول (روش پوش‌آور معمولی) در روش MPA^۲ و نیز روش پوش‌آور انطباقی (APAM)^۳ که موضوع بررسی این پژوهش می‌باشد اثرات مودهای بالاتر نتایج بهتری بدست می‌دهند [۱]. با توجه به کاربرد تحلیل پوش‌آور معمولی و پیشرفته (تطبیقی) در این پژوهش دو دسته پوش‌آور تطبیقی با الگوی بار ثابت و پوش‌آور تطبیقی با الگوی بار متغیر تقسیم می‌شود [۲]. در این تحقیق دو روش بارگذاری نیروئی (FAP) و جابجائی (DAP) با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. ضمناً در این تحقیق، دقت روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی تطبیقی در تحلیل لرزه‌ای قابهای خمشی بتنی متوسط بررسی و ارزیابی می‌گردند.

¹ Non-linear static analysis

² Modal pushover analysis

³ Adaptive pushover analysis



۲- مدلسازی

روش پوش آور معمولی بر اساس مود اول سازه در آئین نامه های FEMA356 و ATC-40 مد نظر بوده و در نرم افزارهایی چون SAP2000 و ETABS ملاک محاسبات طراحی به روش پوش آور قرار گرفته است. مراحل مدل سازی به شرح زیر انجام گردیده است. به منظور معرفی مصالح به نرم افزار از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال استفاده گردیده و از مقاومت کششی بتن بدلیل ناچیز بودن آن و همچنین ایجاد مشکلات عدم همگرایی در نرم افزار و در جهت اطمینان صرفنظر می گردد. تنش تسلیم میلگردهای طولی ۴۰۰ مگاپاسکال و برای میلگردهای عرضی ۳۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین تنش تسلیم مورد انتظار حدود پانزده درصد بیش از تنش تسلیم میلگردهای طولی و عرضی به ترتیب ۴۶۰ و ۳۴۵ مگاپاسکال می باشد.

در این تحقیق از سه سازه دو بعدی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ که هرکدام دارای ۳ دهانه به طول ۶ متر در ۵ طبقه و ۵ متر برای ۱۰ و ۱۵ طبقه بوده و با ارتفاع هر طبقه ۳ متر فرض گردیده، استفاده شده است. نوع سازه‌ها بتنی و سیستم مقاوم در برابر زلزله آنها قاب خمشی متوسط انتخاب شده است. مدلسازی و اختصاص مفاصل در نرم افزار SAP جهت آنالیز سنتی پوش آور و سپس جهت انجام تحلیل های معمولی و بهنگام شونده (آدپتیو) مدلسازی در نرم افزار SEISMO STRUCT انجام می‌شود.

۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی

۳-۱- ترکیبات بار ثقلی و جانبی

قبل از اجرای نرم افزار باید ترکیبات بار غیر خطی ثقلی و جانبی را به نرم افزار معرفی نموده و سپس با جابجایی هدف اولیه (۴ درصد ارتفاع) سازه را پوش کرد. در این مرحله دو ترکیب بار به شرح جدول ۱ در نرم افزار تعریف می شوند در ترکیب اول، بارهای مرده و درصدی از بار زنده بر اساس آئین نامه ۳۶۰ و در ترکیب بار ثقلی دوم، درصدی از بار مرده، از این ترکیب بارها جهت بدست آوردن پارامترهای خطی مورد نیاز برای تحلیل (زمان تناوب، فرکانس و مودهای سازه و غیره استفاده می‌گردد. سایر ترکیبات بار در واقع الگوهای مود اول و الگوی بارگذاری جانبی وزنی هستند که پس از بارگذاری ثقلی به سازه اعمال می شوند. الگوهای بارگذاری جانبی عامل ایجاد تلاش و نهایتاً مفاصل پلاستیک در سازه می باشند که در ادامه نتایج حاصل از هر یک از الگوهای بار جانبی مورد بررسی قرار می گیرد.

جدول ۱. ترکیبات بار ثقلی و جانبی

ترکیبات بار	نماد ترکیبات بار و مقادیر آنها
ترکیب اول ثقلی	$G_1 = 1.1(DL + 0.25 LL) = 1.1(2400 + 0.25 \times 800) = 2860 \text{ Kg/m}$
ترکیب دوم ثقلی	$G_2 = 0.9DL = 0.9 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$
ترکیب بار جانبی مود اول با پیش تحلیل اول ثقلی	MODE ₁ XP G ₁
ترکیب بار جانبی مود اول با پیش تحلیل دوم ثقلی	MODE ₁ XP G ₂
ترکیب بار وزنی (یونیفرم) با پیش تحلیل اول ثقلی	UNI XP G ₁
ترکیب بار وزنی (یونیفرم) با پیش تحلیل دوم ثقلی	UNI XP G ₂

ترکیب بارهای فوق در نرم افزار Sap2000 معرفی گردیده و در نرم افزار Seismostruct از نتایج تحلیل خطی مودال که الگوی مثلی است در تحلیل پوش آور معمولی و در پوش آور تطبیقی از الگوی یکنواخت استفاده می شود. که متعاقباً سخن گفته می‌شود.

۳-۲- محاسبه جابجایی هدف و مراحل انجام تحلیل ها

جابجایی هدف میزان جابجایی بیشینه ایست که سازه مجاز به جابجایی در جهت اعمال بار جانبی است. برای محاسبه آن در ابتدای امر در سازه مدل شده هیچ کدام از پارامترهای زمان تناوب موثر (T_e)، فرکانس و مودهای سازه وضرایب C₀, C₁, C₂ موجود نیست. مطابق راهنمای نرم افزار SAP یکبار سازه را با جابجایی هدف اولیه (پیش فرض ۰.۴٪ ارتفاع سازه) پوش می نماییم. پس از یکبار اجرا کردن نرم افزار می توان تمامی پارامترهای مد نظر جهت محاسبه جابجایی هدف شامل C₀: (ضریب تبدیل جابجایی طیفی یک سیستم تک درجه



آزادی به جابجایی بام سیستم چند درجه آزادی)، (ضریب مشارکت مود اول سازه)، C_1 : (نسبت تغییر مکان ماکزیمم غیرخطی سیستم یک درجه آزادی از نوع EPP به ماکزیمم تغییر مکان همان سیستم با مشخصات بخش ارتجاعی خطی)، C_2 : (ضریب سختی و تبدیل اثرات کاهش مقاومت به دلیل رفتار غیرخطی مصالح)، را از خروجی آن استخراج نمود. با جابجایی هدف اولیه، مقدار جابجایی هدف جدید را به کمک نرم افزار SAP محاسبه می کنیم.

(۱)

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_g^2}{(4\pi^2)}$$

مقدار جابجایی بدست آمده را مجدداً در نرم افزار وارد نموده تا با چند بار سعی و خطا جابجایی هدف تحقیق گردد. مقدار این جابجایی برای سه سازه مورد مطالعه به شرح جدول شماره ۲ خواهد بود. پس از مشخص شدن جابجایی هدف و تصحیح این عدد در نرم افزار، نرم افزار را اجرا کرده و روند تشکیل مفاصل پلاستیک را بررسی می نماییم.

نتایج نهایی جابجایی های هدف بدست آمده در الگوهای بار مختلف در جدول ۲ درج شده اند.

جدول ۲. جابجایی های هدف در ترکیبات مختلف بارگذاری

ترکیبات بار	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه
MODE XPG ₁	۰/۰۴	۰/۲۷۹	۰/۵۸۴
MODE XPG ₂	۰/۰۴۱	۰/۲۷۹	۰/۵۸۲
UNI XPG ₁	۰/۰۲۸۱	۰/۲۱۹	۰/۴۳۷
UNI XPG ₂	۰/۰۲۹۵	۰/۲۱۹	۰/۴۳۶

از تفسیر نتایج جدول ۲ اینگونه استنباط می شود که در سازه های کوتاه مرتبه ترکیب بار حاوی پیش تحلیل G_1, G_2 دارای جابجایی برابر، همچنین در سازه میان مرتبه با اختلاف جزئی نیز مشابه می باشند و در سازه های بلند مرتبه این اختلاف به شکل کاملاً جزئی در جهت برتری ترکیب بارهای حاوی G_1 است که قابل صرف نظر کردن می باشد. در مقایسه بین دو ترکیب بار مود اول و شکل بار وزنی (مستطیلی) در تمام سازه ها به شکل کاملاً محسوس ترکیبات بار مود اول دارای جابجایی بیشتری هستند و عملاً وضعیت بحرانی تری در سازه ایجاد می نمایند. باید توجه داشت که تشکیل مفصل پلاستیک در سازه ها در جابجایی هدف به معنای تخریب سازه نبوده بلکه در محدوده عملکردی ایمنی جانی مشکلی برای سازه پیش نمی آید و شکست یک المان تیر به معنی تخریب کل ساختمان نمی باشد.

۳-۳- روش پوش آور سنتی

از این روش می توان برای ارزیابی عملکرد سازه در تغییر مکان هدف و نیز محاسبه مقدار ضریب اضافه مقاومت استفاده کرد.

فرضیات اساسی موجود در تحلیل پوش آور معمولی عبارتند از:

الف) توزیع نیرو و جابجایی هدف در سازه با مود اول سازه کنترل می شود. (ب) شکل مودی پس از تسلیم سازه تغییری نخواهد داشت. (پ) پس از تسلیم سازه هر دو فرض فوق کاملاً تقریبی می باشند. (ت) حداقل نیاز برای هر روش آنالیز، شامل تحلیل پوش آور، نیازهایی می باشد که برای طراحی کافی باشند. (شکل پذیری و توالی ترتیب خرابی).



روش تحلیل پوش آور سنتی در نرم افزارهای رایج استفاده می شود. در تفسیر موارد فوق در این روش مشخصات مصالح به صورت غیر الاستیک و بطور مستقیم در مدل سازه ای وارد می شود. سپس این مدل سازه ای تحت اثر یک الگوی بار جانبی بصورت افزایشی تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف (پوش) داده شده و مقادیر تغییر شکل های داخلی و نیروها تعیین می شوند. از مزایای این روش ترتیب وقوع شکستگی ها، مفاصل پلاستیک در طول فرآیند به راحتی قابل نمایش می باشد. این فرآیند تا زمانی که جابجایی سازه از جابجایی هدف تجاوز نماید و یا اینکه سازه فرو بریزد ادامه می یابد. در این روشها سعی بر آن است که جابجایی هدف برابر با ماکزیمم جابجایی محتمل تحت اثر زمین لرزه مورد انتظار شود. در واقع در روش تحلیل پوش آور که در دستورالعمل های FEMA 356 و اصلاحی آن FEMA 440 جهت ارزیابی عملکرد سازه استفاده می شود، طیف ظرفیت سازه با طیف تقاضای لرزه ای مقایسه می شود. شکل مودی حاکم $\{\emptyset\}$ یعنی مود اول در طول زمان تحلیل بدون توجه به تغییر شکل های حاصل از تسلیم اعضا ثابت فرض می شود. با فرض معلوم بودن بردار $\{\emptyset\}$ الگوی بار جانبی براساس این شکل مود فرضی حاکم با استفاده از رابطه (۲)، تعیین می شود. [۲]

(۲)

$$\{f\} = [m] \times \{\emptyset\}$$

۳-۴- روش پوش آور بهنگام شونده

همانگونه که ملاحظه گردید در روش پوش آور مرسوم با استفاده از الگوی بار ثابت و با غالب بودن مود اول یک بارگذاری جانبی مونوتونیک و افزایشی به سازه را نشان می دهد. این امر غیر واقعی و اغراق آمیز بوده، از این رو در ادامه بارگذاری خسارت وارد شده در سال های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۴ آنتونیو و پینهو روش های تحلیل پوش آور مودال با الگوی بار بهنگام شونده با یک بار اجرا را توسعه داده و روشی را پیشنهاد دادند که در آن الگوی توزیع بار جانبی ثابت نبوده و بطور پیوسته براساس اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال حاصل از تحلیل مودی که در هر مرحله بارگذاری انجام می گیرد، بهنگام می شود [۳]. روش پیشنهادی به صورت چند مودی بوده و کاهش سختی سازه ای، افزایش پیروید و اصلاح نیروی اینرسی ناشی از مقادیر طیفی در آن لحاظ شده است. روش پیشنهادی به دو صورت ارائه شده:

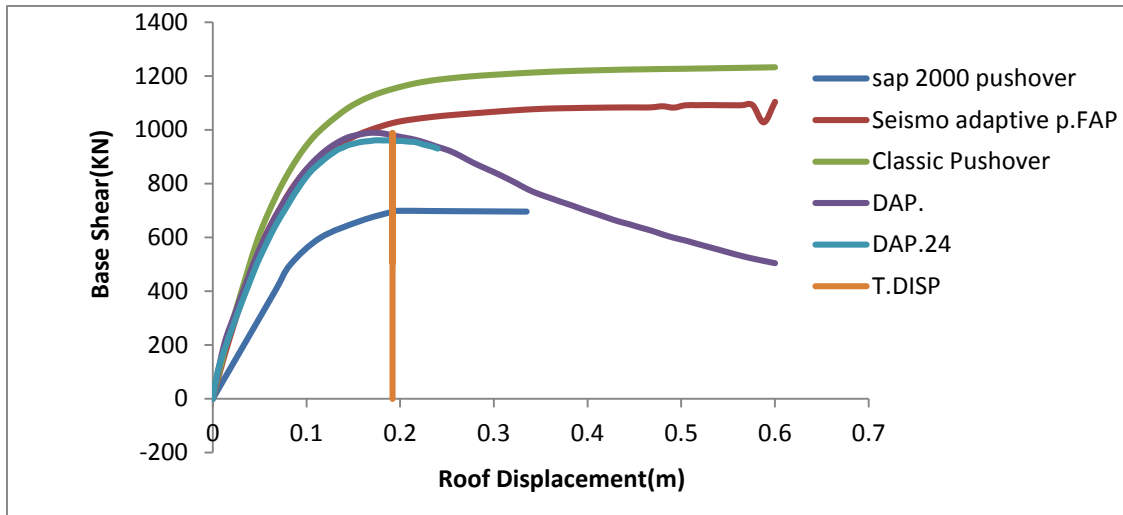
الف) تحلیل پوش آور تطبیقی (بهنگام شونده) بر اساس نیرو (Force-based adaptive pushover, FAP)

ب) تحلیل پوش آور تطبیقی (بهنگام شونده) بر اساس جابجایی (Displacement-based adaptive pushover, DAP)

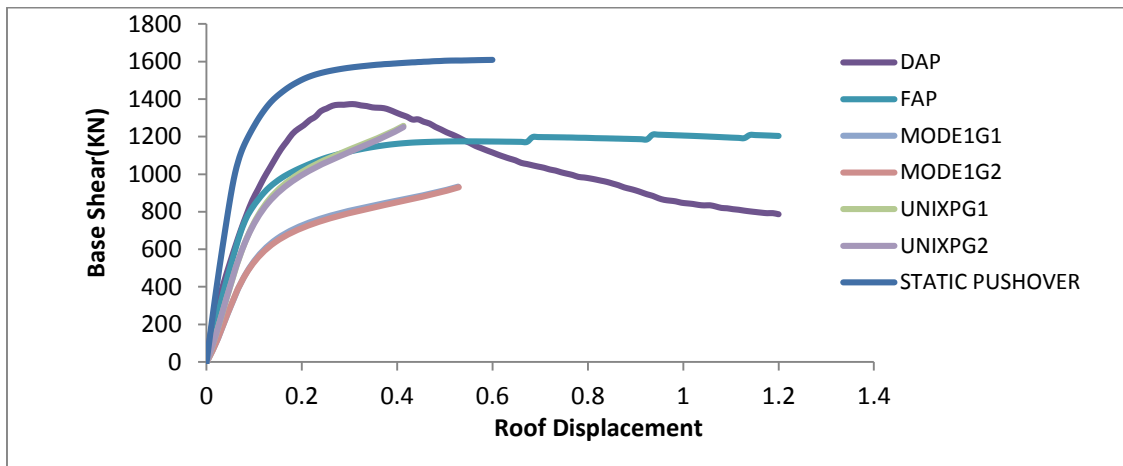
۳-۵- مقایسه روش تطبیقی با روش پوش آور معمولی SAP و نرم افزار Seismostruct

پس از معرفی مدل سازه ها از SAP به Seismo و با مشخصات مکانیکی همسان در مصالح و تحت بارگذاری همانند لیکن با الگوریتم های یاد شده نتایج قیاسی زیر را در شکل های ۱، ۲ و ۳ نشان داده شده است. در این اشکال مقادیر برش پایه در نرم افزار Seismo که مقاطع به شکل فایبری معرفی می گردند از نتایج در SAP مقادیر بیشتری را نشان می دهند.

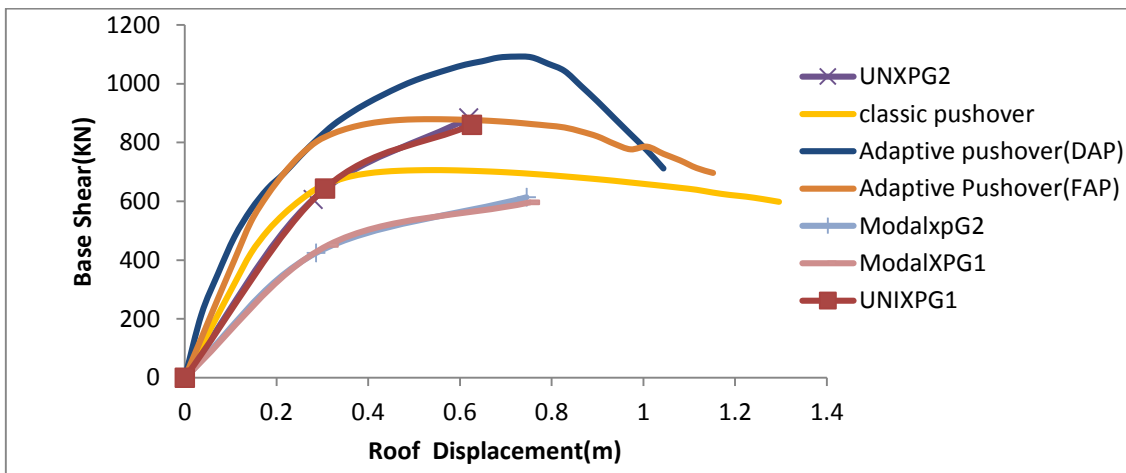




شکل ۱. منحنی های پوش آور (مفصل پلاستیک و فایبر) مرسوم و تطبیقی در سازه ۵ طبقه



شکل ۲. منحنیهای پوش آور (مفصل پلاستیک و فایبر) در ترکیبات مختلف بار در سازه ۱۰ طبقه



شکل ۳. منحنی های پوش آور مرسوم و تطبیقی در ترکیبات مختلف بار در سازه ۱۵ طبقه



شایان ذکر است که با توجه به اینکه نرم افزار SAP امکان انجام تحلیل های بهنگام شونده را ندارد، برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده (Adaptive) از نرم افزار (SEISMO STRUCT) استفاده شده است. از این رو نتایج حاصل از تحلیل های پوش آور به روش به هنگام شونده و با مقاطع فایبری با الگوهای متفاوت نیرو و تغییر مکانی که به جهت داشتن مبنای مقایسه ای با روش های سنتی پوش آور (مفصل پلاستیک) مقایسه شده اند. از این رو مقادیر برش پایه در روش مرسوم در الگوی بار یکنواخت در هر دو نرم افزار به هم نزدیک می باشند. از نظر مراحل مختلف عملکرد سازه ها در منحنی پوش آور نتایج تحلیل با جابجائی هدف ۴٪ ارتفاع سازه در نرم افزار سائزمو رفتار سازه را بهتر نشان می دهد.

همانطور که در شکل های ۱، ۲ و ۳ دیده می شود نتایج روش DAP (تحلیل پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی) و بعد از آن روش FAP از سایر روش ها نتایج متفاوت تری را نشان می دهند که مربوط به تأثیر مودهای بالاتر و عدم تمرکز خسارت زلزله با افزایش برش پایه به صورت مجذور مربعات در طبقات تحتانی در روش بهنگام می باشد. همچنین همانطوریکه گفته شد نرم افزار سائزمو بر اساس روش المان محدود فایبری سازه را تحلیل می کند. هرچند که در نهایت دقت نتایج موارد فوق در این تحقیق در مقایسه با نتایج تحلیل روش تاریخچه زمانی کنترل می گردد. نزدیکی بیشتری به شیوه سنتی می تواند تأییدی برای این روش باشد که روش و مسیر انجام تحلیل در نرم افزار SAP منطبق بر مفصل پلاستیک بوده و نزدیکی خوبی با نشریه ۳۶۰ و آیین نامه ASCE41/13 داشته و دقیقاً تمام مراحل آیین نامه های مذکور را در این نرم افزار می توان وارد کرد. نرم افزار تقریباً انطباق آن با آیین نامه های فوق به راحتی امکان پذیر نمی باشد.

۳-۶- روش تحلیل تاریخچه زمانی

در این روش سازه ها تحت اعمال بار زلزله هایی که بر اساس شرایط ساختمانی طبق آیین نامه ۲۸۰۰ از سایت PEER وابسته به دانشگاه برکلی انتخاب می شوند قرار می گیرند. با توجه به نوع خاک تیپ ۳ برای ساختمان های مورد مطالعه ۷ زوج شتاب نگاشت به شرح جدول شماره ۳ انتخاب گردیده است. در این جدول شتاب بیشینه جنبش های زمین مقیاس شده آنها با سایر پارامترهای ضرایب ایمنی برای استفاده در نرم افزار ارائه شده است.

جدول ۳. مشخصه های زمین لرزه های انتخابی

	IMPERIAL.V	PARKFIELD	COALINGA	SNFRN	CHALFANT	MORGAN	LOMAP
PGA (g)	0.098	0.24753	0.16753	0.22476	0.16426	0.19056	0.52573g
PGV(cm/s)	8.12858	5.54307	7.0595	21.71844	7.79081	7.33381	13.59cm/s
PGD(cm)	1.03239	1.24569	2.128	15.91566	0.67675	1.18789	2.98946(cm)
PGA(scaled)	1	0.99998	0.99996	1	1.00001	1	0.99888g
PGV(scaled)	82.2043	44.7869	42.13813	96.62753	47.42969	76.96983	7.15329
PGD(scaled)	10.44056	20.12988	12.70202	70.81035	4.11998	24.93422	1.5234
SF(5 STORY)	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856	0.856
SF(10 STORY)	1.074	1.074	1.074	1.074	1.074	1.074	1.074
SF(15 STORY)	1.293	1.293	1.293	1.293	1.293	1.293	1.293

نظر به اینکه روش های مورد مطالعه پوش آور تطبیقی است که در نرم افزار Seismostruct برای سازه های مورد بحث بکار رفته است. از این رو روش تاریخچه زمانی در این نرم افزار مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل سازه های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در جداول ۴ الی ۹ جهت ارزیابی سه پارامتر جابجائی، برش پایه و دریافت طبقات ارائه شده است.



جدول ۴. نتایج و پاسخ های لرزه ای هفت زوج زلزله در ساختمان ۵ طبقه به روش تحلیل تاریخچه زمانی

Parameters	Imperial.v.acc.x	Imperial.v.acc.y	Coalinga.acc.x	Coalinga.acc.y
MAX.DISPLACEMENT	0.21	0.22	0.12	0.11
MAX.BASE SHEAR.	1056.38	1439.04	964.70	928.35
MAX DRIFT%	1.93	1.80	1.03	0.93
EQS	Parkfield.v.acc.x	Parkfield.v.acc.y	Snfern.acc.x	Snfern.acc.y
MAX.DISPLACEMENT	0.22	0.10	0.26	0.15
MAX.BASE SHEAR.	1439.04	677.19	1157.96	951.94
MAX DRIFT%	1.80	1.80	2.27	1.40
EQS	Morgan.h.acc.x	Morgan.h.acc.y	Chalfant.acc.x	Chalfant.acc.y
MAX.DISPLACEMENT	0.06	0.08	0.08	0.05
MAX.BASE SHEAR.	856.62	1144.94	808.81	442.20
MAX DRIFT%	0.60	0.87	0.8	0.40
EQS	Lomap.acc.x	Lomap.acc.y	Average	SRSS method
MAX.DISPLACEMENT	0.12	0.40	0.11	0.1154
MAX.BASE SHEAR.	890.12	1248.23	1000.4	721.3
MAX DRIFT%	1	3.17	1.41	1.0366
				Ave.of.Max
				0.0641788
				180.54502
				1.6238095

جدول ۵. پاسخ لرزه ای سازه ۵ طبقه در روش های استاتیکی معادل و پوش آور در نرم افزارهای SAP و SiesmoStruct

Analyses	SAP2000 (UNG1)	Classic Pushover	DAP.	Static Base Shear	FAP
Max.Displacement	0.213	0.6	0.24	0.06	0.6
Max Base Shear	955.129	1232.79	960.85	386.79	1104.06
Max.Drift	0.56	4.62	2.00	0.54	5.27

جدول ۶. نتایج و پاسخ های لرزه ای هفت زوج زلزله در ساختمان ۱۰ طبقه به روش تحلیل تاریخچه زمانی

Parameters	Imperial.v.acc.x	Imperial.v.acc.y	Coalinga.acc.x	Coalinga.acc.y
MAX.DISPLACEMENT.	0.17	0.22	0.12	-0.14
MAX.BASE SHEAR.	1842.44	-2525.93	1377.14	-1586.29
MAX DRIFT%	0.77	1.14	0.37	0.67
EQS	Parkfield.v.acc.x	Parkfield.v.acc.y	Snfern.acc.x	Snfern.acc.y
MAX.DISPLACEMENT.	0.05	0.10	0.35	-0.36
MAX.BASE SHEAR.	-806.66	1255.84	-2813.79	2295.12
MAX DRIFT%	0.22	0.47	2.01	1.06
EQS	Morgan.h.acc.x	Morgan.h.acc.y	Chalfant.acc.x	Chalfant.acc.y
MAX.DISPLACEMENT.	0.08	-0.10	0.13	0.08
MAX.BASE SHEAR.	966.72	1414.90	-1495.02	1474.64
MAX DRIFT%	0.42	0.25	0.62	0.33
EQS	Lomap.acc.x	Lomap.acc.y	Average	SRSS method
MAX.DISPLACEMENT.	0.13	0.44	0.17	0.12874
MAX.BASE SHEAR.	-1652.745968	2730.15	1731.24	1239.7
MAX DRIFT%	0.54	2.64	0.82	0.6287
				Ave.of.Max
				0.211104123
				-1974.560259
				1.136904762

جدول ۷. پاسخ لرزه ای سازه ۱۰ طبقه در روش های استاتیکی معادل و پوش آور در نرم افزارهای SAP و SiesmoStruct

COMPRISION PARAMETER	MAX.ROOF DISPLACEMENT	MAX.BASE SHEAR	MAX.DRIFT%
E.STATIC ANALYSIS	0.0822	729	0.37
SAP2000 PUSH OVER			
PUSHOVER MODE1XPG1	0.528	933.345	2.77
PUSHOVER MODE1XPG2	0.529	930.348	2.82
PUSHOVER UNIXPG1	0.413	1256.928	2.87
PUSHOVER UNIXPG2	0.413	1250.426	2.85
SEISMO STRUCT			
CLASSIC PUSHOVER	0.528	1605.34	4.340
FORCE ADAPTIVE PUSHOVER(FAP)	0.528	1175.001	6.861332
DISPL. ADAPTIVE PUSHOVER(DAP)	1.2	1373.690	5.344
DYNAMIC TIME HISTORY	0.175	1731.242	0.821
MAX. IN E.QS	0.44	-2813.787	2.635



جدول ۸. نتایج و پاسخ های لرزه ای هفت زوج زلزله در ساختمان ۱۵ طبقه به روش تحلیل تاریخچه زمانی

Parameters	Imperial.v.acc.x	Imperial.v.acc.y	Coalinga.acc.x	Coalinga.acc.y	
MAX.DISPLACEMENT.	-0.18	0.451525	-0.262902	0.2943	
MAX.BASE SHEAR.	-2039.59	-1892.37	1995.2453	1999.5	
MAX DRIFT%	0.78046	2.590848	-0.895995	-0.952	
	Parkfield.v.acc.x	Parkfield.v.acc.y	Snfern.acc.x	Snfern.acc.y	
MAX.DISPLACEMENT.	0.290717	-0.2591	0.8829729	-1.179	
MAX.BASE SHEAR.	-1320.21	-1472.92	-2196.666	1789.1	
MAX DRIFT%	1.047154	-0.89718	2.8804627	-3.906	
	Morgan.h.acc.x	Morgan.h.acc.y	Chalfant.acc.x	Chalfant.acc.y	
MAX.DISPLACEMENT.	-0.21556	-0.17368	-0.108222	-0.256	
MAX.BASE SHEAR.	1403.454	1604.034	1435.9881	1478.3	
MAX DRIFT%	-0.79029	0.700594	-0.699527	-0.937	
	Lomap.acc.x	Lomap.acc.y	Average	SRSS method	Ave.of.Max
MAX.DISPLACEMENT.	-0.22085	-0.90	0.4027143	0.484736	0.5129643
MAX.BASE SHEAR.	-1660.73	2030.302	1737.0263	2782.268	-1831.6076
MAX DRIFT%	1.873568	-3.36171	1.5937784	2.705848	1.9407285

جدول ۹. پاسخ لرزه ای سازه ۱۵ طبقه در روش های استاتیکی معادل و پوش آور در نرم افزارهای SAP و SiesmoStruct

COMPRISION PARAMETER	MAX.ROOF DISPLACEMENT	MAX.BASE SHEAR	DRIFT%
E.STATIC ANALYSIS	0.1345	625.58	0.33
SAP2000 PUSH OVER			
PUSHOVER MODE1XPG1	0.752	596.442	2.3
PUSHOVER MODE1XPG2	0.745	613.735	2.26
PUSHOVER UNIXPG1	0.626	860.494	2.39
PUSHOVER UNIXPG2	0.619	883.796	2.32
SEISMO STRUCT			
CLASSIC PUSHOVER	1.296	706.062	4.323
FORCE ADAPTIVE PUSHOVER(FAP)	1.152	879.298	3.918
DISPL. ADAPTIVE PUSHOVER(DAP)	1.044	1091.801	3.160
DYNAMIC TIME HISTORY	0.403	1737.026	1.594
MAX. IN SFRN E.Q	1.179	2196.666	3.906

۴- نتیجه گیری

بررسی نتایج ساختمان ۵ طبقه

الف) برش پایه

نیروی برش پایه در روش پوش آور معمولی در نرم افزار SAP ۲/۴۷ برابر و با پوش آور معمولی نرم افزار Seismostruct ۳/۱۸ برابر از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ بیشتر می باشد. نیروی برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیرویی (FAP)، ۲۸۵ درصد از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ بیشتر است. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی جابجایی (DAP)، ۲۵۵ درصد از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ افزایش نشان می دهد. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیرویی (FAP) ۱۰ درصد بیشتر از مقدار محاسبه شده در تاریخچه زمانی نشان می دهد. نتایج بیشینه در SAP نیز به مقدار DAP نزدیک می باشند. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی جابجایی (DAP) حدود ۹۹ درصد مقدار محاسبه شده در تاریخچه زمانی است.

ب) مقدار جابجایی بام

مقدار جابجایی بام با توجه به نمودار منحنی ظرفیت ترسیم شده برای ساختمان ۵ طبقه، نقطه شروع زوال برای روش DAP از نقطه حدود ۰/۲ متر نشان می دهد که بیش از دو برابر روش تاریخچه زمانی است. سایر روش ها فاصله بیشتری از نظر Drift طبقات نشان میدهند. بطور کلی روش DAP به تاریخچه زمانی نزدیکتر می باشد.



بررسی نتایج ساختمان ۱۰ طبقه

الف) برش پایه

کمترین مقدار نیروی برش پایه در روش پوش آور معمولی در نرم افزار SAP بیش از ۲۰۰ کیلو نیوتن از برش پایه روش تحلیل استاتیکی معادل بیشتر است و در مقایسه با پوش آور معمولی در نرم افزار Seismostruct تقریباً دو برابر مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ می باشد. از نظر مقدار جابجایی نیز به میزان ۰/۰۸۲ متر در تحلیل استاتیکی معادل نشان از عدم جوابگویی آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۳ در برابر تحلیل های غیرخطی دارد. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی جابجایی (DAP) ۱۸۲ درصد از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ افزایش نشان می دهد. مقدار نیروی برشی از روش پوش آور معمولی حدود ۹۳ درصد نیروی برشی حاصل از روش تاریخچه زمانی است. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیروی (FAP) معادل ۶۸ درصد از مقدار محاسبه شده در تاریخچه زمانی را نشان می دهد. نتایج بیشینه در SAP نیز برابر ۷۳ درصد می باشند. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیروی (DAP) حدود ۷۹ درصد مقدار محاسبه شده در تاریخچه زمانی است.

ب) مقدار جابجایی بام

با توجه به نمودار منحنی ظرفیت ترسیم شده برای ساختمان ۱۰ طبقه، نقطه شروع زوال برای روش DAP از نقطه حدود ۰/۳ متر جابجایی و در برش پایه ۱۳۷۳،۶۹ کیلو نیوتن که حدود ۷۹ درصد روش تاریخچه زمانی می باشد آغاز می گردد. بدیهی است مبنای طراحی سازه رقم فوق باید در نظر گرفته شود. ولی با توجه به میزان پوش سازه ۰/۱۳ متر اختلاف نزدیکترین پاسخ به روش تاریخچه زمانی است. سایر روش ها فاصله بیشتری از نظر جابجایی و Drift طبقات نشان می دهند. بطور کلی از نظر برش پایه ابتدا روش پوش آور معمولی در Seismo سپس FAP و در نهایت DAP به تاریخچه زمانی پاسخ شان نزدیکتر می باشد.

بررسی نتایج ساختمان ۱۵ طبقه

الف) برش پایه

مقدار نیروی برش پایه در روش پوش آور معمولی در نرم افزار SAP مربوط به مود ۱، G_1 و مود ۲، G_2 از برش پایه روش تحلیل استاتیکی معادل کمی کاهش و برای موارد بارگذاری های یکنواخت مربوطه ۲۳۵ تا ۲۵۵ کیلو نیوتن افزایش نشان است. همچنین برش پایه پوش آور معمولی در نرم افزار Seismostruct تقریباً ۱۳ درصد از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ بیشتر می باشد. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیروی، حدود ۲۵۴ کیلو نیوتن از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ افزایش نشان می دهد. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی جابجایی حدود ۴۶۰ کیلو نیوتن از مقدار محاسبه شده با روش آئین نامه ۲۸۰۰ افزایش نشان می دهد. با توجه به موارد گفته شده تحلیل استاتیکی معادل قابل استفاده در برابر تحلیل غیر خطی نمی باشد. مقدار نیروی برشی از روش پوش آور معمولی حدود ۴۰ درصد نیروی برشی حاصل از روش تاریخچه زمانی است. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیروی معادل ۵۱ درصد از مقدار محاسبه شده در تاریخچه زمانی را نشان می دهد. نتایج بیشینه در SAP نیز تقریباً برابر همین مقدار می باشد. مقدار برش پایه در روش پوش آور تطبیقی نیروی حدود ۶۳ درصد مقدار محاسبه شده در تاریخچه زمانی است.

ب) مقدار جابجایی بام

با توجه به نمودار منحنی ظرفیت ترسیم شده برای ساختمان ۱۵ طبقه، نقطه شروع زوال برای روش DAP از نقطه حدود ۰/۷ متر جابجایی و در برش پایه ۱۰۹۱،۸ کیلو نیوتن که جابجایی آن حدود ۶۳ درصد از جابجایی روش تاریخچه زمانی بیشتر می باشد آغاز می گردد. با نتیجه گیری فوق روش DAP نزدیکترین پاسخ به روش تاریخچه زمانی نشان می دهد. شایان ذکر است از نظر جابجایی و Drift طبقات اختلاف با تاریخچه زمانی معنی دار است.



مراجع

- [1] Shaianfar.M.A,Ashori.M, (2012), Recent Development in pushover structures analyllis.
- [2] Taghinejad.Ramin, (2011), Design and seismic resistance of structures in performance level with pushover method in SAP2000-ETABS, *Tehran University book broadcasting*.
- [3] Chopra A, Goel. R ,et.al. (2004), Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands, *Earthq Spectra*, **20**(3), 757-778.



Research Paper

Evaluation of static nonlinear adaptive pushover method in seismic analysis of concrete building with moment resisting frame

Shamsodin Hashemi¹, Manoucher Shafi Khani²

ARTICLE INFO**Article history**

Received 13 April 2019

Accepted 14 August 2019

Key words:

Nonlinear analysis

Adaptive pushover analysis method

Time history analysis method

Intermediate flexural frame

ABSTRACT

As the aim of nonlinear seismic analysis is to recognize real behavior of structures against future earthquakes. Hence in order to the possibility of replacement of dynamic methods by simple and adaptive pushover analysis methods, in this research, the Adaptive Pushover Analysis Method (APAM) with two option displacement force types (DAP&FAP) is considered for three types of concrete intermediate flexural frame buildings due to Iranian seismic code 2800 (short 5 stories, intermediate 10 stories, high 15 stories). In this method, the results of upper modes effects on seismic behavior structures are evaluated and compared to Time History Analysis Method (THAM) results as a dynamic method. To establish common and adaptive pushover analysis methods, SAP2000 and Seismostruct softwares are employed respectively. In the consequence base shear force, roof displacement and drift parameters: DAP method for 5 and 15 stories, common pushover method for 10 stories have the closest results to THAM.

© 2019 Lorestan University. All rights reserved.

Corresponding author: Manouchehr Shafi Khani

E-mail addresses: mashafi@ymail.com

