

مطالعه مقایسه‌ای برای تخمین تغییر مکان اولین نقطه تسلیم در قاب‌های خمشی فولادی ساده

سامان یغمائی سابق

دانشیار، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران
s_yaghmaei@tabrizu.ac.ir

ندا حمیدپور

دانشجو، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات آذربایجان شرقی، تبریز، ایران
n.hamidpour87@gmail.com

کلید واژه‌ها: جابجایی تسلیم، قاب خمشی فولادی، زلزله نزدیک گسل، طراحی براساس عملکرد.

چکیده

محاسبه دقیق جابجایی سازه تحت تحریکات زلزله گام مهمی در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها می‌باشد. روش‌های مختلف طراحی متکی بر تعیین جابجایی‌های جانبی سازه‌ها در هنگام زلزله موجود می‌باشند. استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برای محاسبه پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها به خصوص قاب‌های بزرگ با درجات آزادی بیشتر بسیار وقت‌گیر خواهد بود. از طرف دیگر، در برخی موارد تحلیل دقیق سازه‌های موجود عملی و از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نیست. از این رو، استفاده از یک روش تقریبی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای که بتواند تغییر مکان‌های سازه را با دقت قابل قبولی محاسبه کند مهم خواهد بود. در این مقاله روابط تقریبی ارائه شده توسط محققان مختلف برای تخمین تغییر مکان جانبی تسلیم مورد بررسی قرار می‌گیرد. با انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی تحت ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل، نتایج بدست آمده برای ۴ قاب ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با نتایج بدست آمده از روابط تقریبی مقایسه و دقت روابط پیشنهادی در تخمین جابجایی‌ها بررسی می‌شود. با مطالعه نتایج بدست آمده مشاهده می‌شود که از میان روابط معرفی شده دو رابطه ارائه شده توسط لودینگ و همکاران و دیموپولوس و همکاران تطابق نسبی خوبی با نتایج تحلیل‌های دینامیکی نشان می‌دهند و می‌توانند به جای تحلیل‌های زمانبر دینامیکی در تخمین تغییر مکان تسلیم سازه مورد استفاده قرار گیرند.

مقدمه

در گذشته هدف اصلی از طراحی ساختمان‌ها در مقابل زلزله جلوگیری از تلفات جانی در زلزله‌های بزرگ با احتمال وقوع پایین بود. تجربیات زلزله‌های اخیر نشان داد که، اگرچه بهبود طراحی و ساخت باعث کاهش تلفات جانی می‌شود اما در زلزله‌های گذشته حتی در کشورهای پیشرفته‌ای همچون آمریکا و ژاپن تلفات اقتصادی ناشی از خسارات ساختمان، وقفه در استفاده و از کار افتادگی بنا، بسیار بالا و دور از انتظار بوده است. این موضوع باعث شده است که ضوابط طراحی به سمتی حرکت نمایند که به روش مناسب‌تری خسارت احتمالی وارده به ساختمان‌ها تحت زلزله، مشخص گردیده و در حد قابل قبول محدود شود. با توجه به رفتار غیرخطی ساختمان‌ها در حین زلزله بهتر است سطح خسارت به جای نیروها یا مقاومت بر اساس تغییر مکان‌ها یا کرنش‌ها تعریف شود. چراکه طراحی براساس نیرو قادر به پیش بینی صحیح سطح خرابی که سازه تحت خطرات لرزه‌ای مختلف تجربه می‌کند نمی‌باشد. این موضوع باعث تحریک محققان و مهندسان برای توسعه‌ی روش‌های طراحی لرزه‌ای جدید شد که طراحان را قادر می‌سازد تا سازه‌ها را به گونه‌ای طراحی کنند که به اهداف عملکرد مشخص برسند و از نقض ذاتی طراحی براساس نیرو جلوگیری نمایند. این روش‌های جدید براساس تغییر مکان می‌باشند که در آن‌ها سازه‌ها به گونه‌ای طراحی می‌شوند که سطوح مشخصی از تغییر مکان‌ها تحت خطرات لرزه‌ای مختلف را تجربه نمایند.

فرآیند طراحی لرزه‌ای برای رسیدن به یک یا چند هدف لرزه‌ای، طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد نامیده می‌شود. طراحی براساس عملکرد یک چارچوب برای کنترل عملکرد سازه‌ای در شدت‌های لرزه‌ای مشخص، فراهم می‌سازد. طبق این چارچوب یک سطح عملکرد برحسب درجه خسارت سازه برای یک شدت مشخص یا یک احتمال مشخص از لرزش زمین، بیان می‌شود. عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها عموماً متشکل از خسارت سازه‌ای و غیرسازه‌ای ناشی از حرکت زمین می‌باشد. یک هدف عملکردی به صورت یک سطح عملکرد همراه با خطر لرزه‌ای مشخص تعریف می‌شود. برای اهداف طراحی، سطح عملکرد باید به صورت کمی بیان شود. این سطوح عملکرد از میان مقادیر نهایی پارامترهای قابل اندازه‌گیری



مانند جابجائی نسبی طبقات، شتاب‌های کف، تغییرشکل و نیاز شکل‌پذیری المان و شاخص‌های خسارت تعیین می‌شود. با توجه به اینکه تغییر-شکل و نیازهای شکل‌پذیری المان می‌تواند به تغییرمکان‌ها و جابجائی نسبی طبقات مرتبط باشد، بنابراین کاملاً آشکار می‌باشد که هم خسارت سازه‌ای و هم غیرسازه‌ای می‌تواند به وسیله محدود کردن جابجائی نسبی و تغییرمکان‌های طبقات کنترل شود (Aschheim 2002).

هرچند روش طراحی براساس نیروی که در آیین نامه‌های طراحی موجود مطرح است یک روش معتبر برای طراحی می‌باشد، سازه‌های طراحی شده با این روش دارای یک خطر یکنواخت خرابی نمی‌باشد. این مساله عمدتاً ناشی از نبود رابطه سازگار بین مقاومت و خسارت می‌باشد. خسارت وابسته به تغییرشکل یا کرنش (برای اجزای سازه‌ای) و یا وابسته به جابجائی نسبی (برای اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای) می‌باشد و بنابراین کنترل خسارت به سادگی با فراهم نمودن یک مقدار معین از مقاومت حاصل نمی‌شود. لذا با توجه به دلایل اشاره شده روش‌های طراحی نیرویی برای طراحی براساس عملکرد مناسب نمی‌باشند. روش‌های طراحی براساس تغییرمکان یک روش طراحی لرزه‌ای را پیشنهاد می‌کند که به صورت مناسب‌تری قادر به ایجاد یک سطح یکنواخت از ایمنی می‌باشد (Aschheim 2002). نیروها و تغییرمکان‌های ایجاد شده تحت اثر زلزله در سیستم‌های الاستیک مستقیماً وابسته به سختی سیستم می‌باشد، اما در سازه‌هایی که به صورت غیرالاستیک رفتار می‌کنند، این نیروها و تغییرمکان‌ها وابسته به تغییرمکان موجود و همچنین تاریخچه‌ی تغییرمکان در طول رفتار سازه‌ای می‌باشد. در این حالت اگر مقاومت سازه‌ی طراحی شده از نیروهای اعمالی بیشتر نباشد، شکست رخ می‌دهد (Priestley et al., 2007).

امروزه کاملاً مشخص شده است که در بررسی اثرات لرزه‌ای، مقاومت از اهمیت کمتری برخوردار می‌باشد. سازه‌هایی که به صورت مناسب طراحی شده‌اند دارای شکل‌پذیری می‌باشند و تحت تغییرشکل‌های ناشی از زلزله می‌توانند بدون افت مقاومت به صورت غیرالاستیک تغییر شکل دهند بنابراین می‌توانیم سازه‌ها را برای مقادیر کمتری از سطوح نیروی الاستیک طراحی کنیم. در این حالت ممکن است در سازه شاهد خسارت باشیم اما تخریب نخواهیم داشت. از سوی دیگر با توجه به اینکه زلزله یک پدیده احتمالاتی با یک وقوع مشخص در طول یک سال می‌باشد، بنابراین احتمال خرابی سازه تحت زلزله طراحی، می‌تواند بر اساس اقتصاد قابل قبول پروژه انتخاب گردد و به این ترتیب با کاهش سطوح نیروی طراحی، هزینه ساخت کاهش می‌یابد (Priestley et al., 2007).

فلسفه کلی روش طراحی بر اساس تغییرمکان (عملکرد)

یکی از روش‌های طراحی لرزه‌ای برای دستیابی به جابجایی هدف، طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد نامیده می‌شود. مفهوم طراحی براساس تغییرمکان، استفاده از تغییرمکان‌های بوجود آمده در سازه تحت اثر زلزله طرح در طراحی لرزه‌ای اعضا می‌باشد. در واقع، هدف اصلی روش طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد پیش‌بینی رفتار واقعی سازه در زمان وقوع زلزله با شدت‌های مختلف در طول عمر سازه می‌باشد. فلسفه اصلی روش طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد اتصال اهداف عملکردی سازه‌ای مشخص به یک یا چند سطح خطر لرزه‌ای می‌باشد. روش طراحی براساس تغییرمکان با معرفی تغییرمکان هدف و شکل‌پذیری نظیر آن آغاز شده و در انتها سازه را به سختی و مقاومتی می‌رساند که تغییرمکان هدف و شکل‌پذیری متناظر آن تامین شده باشد. به طور کلی در روش طراحی براساس تغییرمکان رفتار غیرالاستیک سازه‌ها لحاظ می‌گردد. تنها پارامترهای اولیه طراحی در این روش، تغییرمکان هدف (نهایی) سازه و ارتفاع طبقه می‌باشد. مقاومت و سختی نتیجه‌ای از پروسه طراحی بوده و وابسته به تغییرمکان هدف تعیین شده هستند. پارامتر اساسی در روش طراحی براساس تغییرمکان، نسبت تغییرمکان جانبی سازه می‌باشد. این نسبت مشخص بر تغییرمکان تسلیم، شکل‌پذیری، میرایی معادل و پریود اصلی سازه طراحی شده تاثیرگذار است.

دستورالعمل‌های مختلف روش‌های مختلفی را برای طراحی براساس تغییرمکان معرفی نموده‌اند که دسته‌ای از این روش‌ها برای ارزیابی و مقاوم سازی سازه‌های موجود توسعه یافته‌اند. از جمله‌ی این روش‌ها می‌توان به روش طیف ظرفیت، و روش ضریب تغییرمکان اشاره نمود. این روش‌ها برپایه تخمین حداکثر تغییرمکان سیستم یک درجه آزادی معادل می‌باشند. دسته دیگری از روش‌ها نیز برای طراحی سازه‌های جدید به کار می‌روند که از جمله این روش‌ها که اخیراً توسعه یافته‌اند می‌توان به روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان و روش طیف نقطه‌ی تسلیم و روش طیف طراحی غیرالاستیک اشاره نمود. این روش‌ها با ایجاد ترکیبات مناسب از مقاومت و سختی، نیازهای دررفت حداکثر و شکل‌پذیری سیستم را به مقادیر مجاز محدود می‌نمایند.

در ادامه این مقاله به بررسی بیشتر روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان، پرداخته و روابط مختلف ارائه شده توسط محققان باهم مقایسه می‌شود تا رابطه‌ای که بیشتر نزدیک به واقعیت است و از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه‌تر است معرفی شود. همانطور که پیشتر هم اشاره شد، محاسبه جابجایی جانبی سازه با استفاده از روابط ساده با پارامترهای مشخص که وابسته به فیزیک سازه و نوع مصالح مصرف شده در سازه باشد، نیاز ما به انجام تحلیل‌های پیچیده و زمان‌بر را کاهش می‌دهد. حال هرچه رابطه مورد استفاده، رفتار سازه را نزدیک به واقعیت نشان دهد، برای استفاده بهتر و مورد اطمینان خواهد بود.

اساس روش طراحی براساس عملکرد این است که در زلزله مورد نظر، نیرو در اعضای ترد به حد مقاومت و جابجایی در اعضای نرم به حد ظرفیت جابجایی عضو نرسد.



طراحی مستقیم براساس تغییر مکان

روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان در طی ده سال اخیر با هدف کاهش نقص‌های روش‌های طراحی براساس نیرو که در ادامه بحث خواهد شد، توسعه یافته است. تفاوت اصلی این روش نسبت به روش‌های نیرویی این است که در این روش به جای در نظر گرفتن مشخصات الاستیک اولیه سیستم در طراحی، سازه را به صورت یک سیستم یک درجه آزادی که نمایانگر عملکرد سازه در تغییر مکان حداکثر می‌باشد، در نظر می‌گیرد که این بحث همان تکنیک سازه‌ی جایگزین می‌باشد. در فرآیند طراحی مستقیم براساس تغییر مکان مقاومت‌های مورد نیاز در موقعیت‌های مفصل پلاستیک برای دستیابی به اهداف طراحی به صورت تغییر مکان تعریف می‌گردند (Priestley et al., 2007).

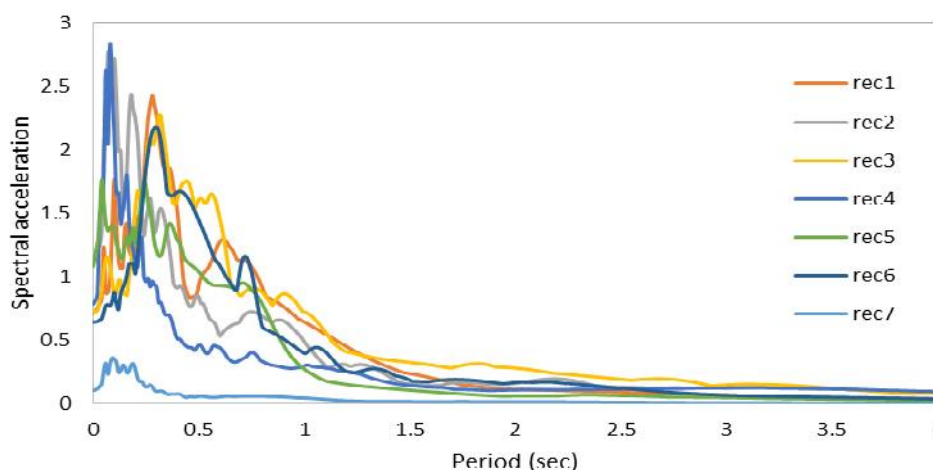
روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان بر پایه‌ی فرض سازه‌ی تک درجه آزادی می‌باشد در روش‌های طراحی براساس نیرو مشخصات سازه‌ای، الاستیک (سختی اولیه، میرایی الاستیک) در نظر گرفته می‌شود در صورتی که در طراحی مستقیم براساس تغییر مکان سختی موثر گذرنده از تغییر مکان حداکثر و یک میرایی ویسکوز معادل که ترکیبی از میرایی الاستیک و افت انرژی هیستریزس در طول رفتار غیرالاستیک می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود (Priestley et al., 2007).

رکوردهای زلزله

درک ما نسبت به پاسخ سازه به زلزله و همچنین روش طراحی ما، خواه طراحی بر اساس نیرو باشد یا براساس تغییر مکان به شدت وابسته به حرکات قوی ثبت شده توسط شتاب‌نگارها می‌باشد. از جمله عوامل تاثیرگذار بر رفتار سازه دور یا نزدیک بودن حوزه زلزله می‌باشد. از حدود نیم قرن پیش زمین لرزه‌ها را بر حسب فاصله ثبت رکورد تا گسل به دو دسته زلزله‌های حوزه نزدیک و حوزه دور تقسیم‌بندی می‌شوند. در این مقاله رکوردهای زلزله‌های مورد استفاده مربوط به مناطق نزدیک گسل انتخاب شده‌اند که دارای بزرگی ($M > 5.7$) می‌باشد، که در جدول ۱ ارائه شده است. طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ رکوردها نیز در شکل ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱: رکورد زلزله‌های نزدیک گسل مورد استفاده در تحلیل

شماره	زلزله/تاریخ	ایستگاه	مولفه	بزرگی	PGA(g)
1	Morgan Hill 1984/04/24	57217 Coyote Lake Dam	CYC195	6.2	0.711
2	Nahanni, Canada 1985/12/23	6097 Site 1	S1280	6.8	1.096
3	Duzce, Turkey 1999/11/12	Bolu	BOL000	7.1	0.728
4	Landers 1992/06/28	24 Lucerne	LCN000	7.3	0.785
5	Coalinga 1983/07/22	1651 Transmitter Hill	TSM360	5.8	1.083
6	Loma Prieta 1989/10/18	57007 Corralitos	CLS000	6.9	0.644
7	Coyote Lake 1979/08/06	47379 Gilroy Array #1	G01320	5.7	0.132



شکل ۱: طیف پاسخ شتاب زلزله‌های ورودی در تحلیل دینامیکی

ویژگی زلزله‌های نزدیک گسل

در رکوردهای نزدیک گسل خواصی از قبیل پالس‌گونه بودن رکورد و بالا بودن مقدار حداکثر سرعت قابل مشاهده می‌باشد. ناحیه نزدیک گسل به نواحی اطلاق می‌شود که حداکثر، از محل گسیختگی ۲۰ الی ۶۰ کیلومتر فاصله داشته باشند که این مقدار در آیین‌نامه‌های مختلف،



متفاوت می‌باشد. بعنوان مثال در آیین نامه‌ها UBC97 این فاصله ۱۵ کیلومتر در نظر گرفته شده است، ولی تحقیقات انجام شده آثار زلزله‌های نزدیک به منابع لرزه‌ای را با توجه به بزرگی آنها حتی تا فاصله ۵۰ کیلومتری گسیختگی نیز گزارش کرده‌اند. در این محدوده حرکات زمین تا حدود زیادی متأثر از مکانیسم گسل، جهت گسترش گسیختگی نسبت به محل سازه و تغییرشکل‌های دائمی زمین به علت لغزش است. پارامترهای مذکور منجر به تأثیراتی می‌شود که به جهت پذیری گسیختگی و گام جهشی مشهور می‌باشند. چنانچه انتشار گسیختگی و همچنین جهت لغزش گسل به سمت ساختمان باشند، جهت پیشرو گسیختگی اتفاق می‌افتد. این پدیده به دلیل سرعت گسیختگی گسل می‌باشد که عموماً نزدیک به سرعت موج برشی سنگ بستر نزدیک منبع (حدوداً ۸۰٪ سرعت برشی) می‌باشد.

برای مکانیزم راستا لغز، چنانچه گسیختگی از مرکز زلزله و به سمت جلو و عقب ساختمان پیشروی نماید، انرژی در جلو گسیختگی در ناحیه‌ای که لغزش در طول گسل پیشروی می‌نماید، تجمع خواهد یافت. موج پیشرو که در شروع رکورد ایجاد می‌گردد، به صورت یک پالس بزرگ حرکت (که به عنوان تأثیر شوک موجی از آن یاد می‌شود) وارد می‌شود و در جهت عمودی پلاریزه می‌شود. پالس یاد شده، در پیرودی بلند و طول زمان کوتاه دارای دامنه بزرگ می‌باشد. چنانچه ساختمان در نزدیک کانون زلزله واقع شده باشد، انتشار گسیختگی و ورود امواج لرزه‌ای به موقع به این سایت خواهد رسید. پالس رکورد، تحت تأثیر موقعیت قرارگیری جهت لغزش گسل و موقعیت و راستای قرارگیری دستگاه ثبت رکورد نسبت به گسل قرار دارد. این تأثیر که به دلیل گسترش گسیختگی در جهت ایستگاه ثبت رکورد می‌باشد، به نام اثر جهت پذیری معروف است. برای گسل‌هایی که جابجایی اصلی آنها در سطح افقی صورت گرفته و ناشی از لغزش افقی‌اند، در این حال حرکت افقی غالب بوده و ممکن است باعث ظهور پالس‌های تکی یا دوبل شود. این مشخصات به نوع، طول و پیچیدگی گسیختگی گسل بستگی دارد. مدت زمان (پیرودی) پالس اصلی ممکن است در حدود ۰/۵ تا ۵ ثانیه و یا حتی بیشتر برای بزرگی‌های بزرگ باشد که البته به نوع، طول و مشخصات گسل بستگی دارد. طول زیاد پیرودی پالس به دو علت رخ می‌دهد: اول، تداخل فرآیند ساز و کارهای دینامیکی تکان به سبب جهت گسیختگی گسل و دوم، وابستگی حرکت زمین با تغییرشکل‌های ماندگار آن. وابستگی جهتی این دو حالت نتیجه برگشت الاستیک در گسیختگی گسل می‌باشد. به عبارت دیگر برای توصیف می‌توان این طور بیان کرد که این عمل به علت حرکت خیلی سریع زمین در حین زلزله ایجاد می‌شود. رسیدگی به این مفاهیم باعث طراحی مقاوم لرزه‌ای می‌شود (Naeim, 2001).

جابجایی لحظه تسلیم

در گذشته تعاریف مختلفی برای تغییرمکان تسلیم ارائه شده است. در تخمین ضریب شکل پذیری، تعریف تغییرمکان تسلیم مشکل است، زیرا رابطه مقاومت-تغییرشکل ممکن است دارای نقطه تسلیم مشخصی نباشد. تعاریف مختلفی توسط محققان برای تخمین تغییر مکان تسلیم مورد استفاده قرار گرفته‌اند. به عنوان مثال این تغییرمکان بعنوان محل برخورد سختی تانژانتی اولیه با مقاومت اسمی تعریف شده است. این محل برخورد مقاومت سکانتی و مقاومت اسمی بعنوان اولین نقطه تسلیم معرفی شده است (Priestley, Calvi, 1997) در سازه‌های بتنی اولین تغییرمکان تسلیم به عنوان تغییرمکانی که در آن اولین میلگرد در کشش تسلیم می‌شود یا اولین نقطه‌ای که در آن بتن به کرنشی مطابق با مقاومت فشاری حداکثر خود می‌رسد در نظر گرفته می‌شود. در سازه‌های فولادی اولین تغییرمکان تسلیم به تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل یعنی رسیدن اولین عضو از سازه به مقاومت تسلیم فولاد اطلاق می‌شود. در ادامه به بررسی مجموعه‌ای از روابطی می‌پردازیم که برای تخمین اولین جابجایی تسلیم قاب‌های خمشی فولادی توسط محققان ارائه شده‌اند، با استفاده‌ی از این روابط نیاز ما به روش‌های تحلیل غیرخطی دینامیکی و استاتیکی که فرآیند انجام آن زمان‌بر و بررسی نتایج آنها دشوار می‌باشد، مرتفع می‌شود.

رابطه لودینگ و همکاران (Loading et al., 1998)

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \quad \text{for } n < 4 \quad (1)$$

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \cdot \left[1 - \frac{(n-4) \cdot h_i}{32H}\right] \quad \text{for } 4 \leq n \leq 20 \quad (2)$$

$$\Delta_{yi} = (IDR)_y \cdot h_i \cdot \left[1 - \frac{h_i}{2H}\right] \quad \text{for } n > 20 \quad (3)$$

که $(IDR)_y$ نسبت دریفت میان طبقه در تسلیم است و مقدار آن در FEMA 356 برابر با ۰/۰۰۷ پیشنهاد شده است. n تعداد طبقات و H ارتفاع کل قاب می‌باشد.



رابطه آچیم (Aschheim 2004)

$$\Delta_{yi} = 0.011H \quad (4)$$

رابطه آچیم با تحلیل استاتیکی غیرخطی برای جابجایی تسلیم بام ارائه شده است.

رابطه پریستلی و کالوی (Priestley, Calvi 1997)

$$\Delta_{yi} = 0.003\left(\frac{2H}{3}\right) = 0.002H \quad (5)$$

رابطه ی پریستلی و کالوی برای جابجایی لحظه تسلیم سیستم یک درجه آزاد در روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان می باشد.

رابطه دیموپولوس و همکاران (Dimopoulos et al., 2012)

$$u_{yi} = h_i^{b_1} \cdot \left(\frac{h_i}{H}\right)^{b_2} \cdot n_s^{b_3} \cdot e^{b_4} \quad (6)$$

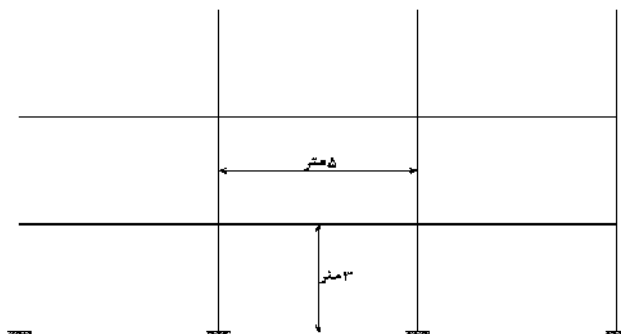
b_1, b_2, b_3, b_4 ثابت‌هایی هستند که در جدول ۲ ارائه شده است. h_i ارتفاع طبقه i ، H ارتفاع کل قاب و $e=235/f_y$ می باشد.

جدول ۲: مقادیر ثابت b (Dimopoulos et al., 2012)

n_s	b_1	b_2	b_3	b_4
	-۳/۳۹۶	۴/۴۰۱	۴/۲۰۹	-۱/۱۹۷
&	-۳/۵۵۹	۴/۵۳۶	۴/۴۱۵	-۱/۲۰۷

مدلسازی

قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق، قاب خمشی فولادی ساده با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ با ارتفاع طبقات ۳ متر و داری ۳ دهانه به طول ۵ متر می باشند. قاب ۳ طبقه به عنوان مثال در شکل ۲ نشان داده شده است، دو قاب دیگر نیز از لحاظ ابعاد دهانه و ارتفاع طبقات مشابه قاب ۳ طبقه و دارای تعداد طبقات ۶، ۹ و ۱۲ می باشند. تیرها با مقطع IPE و ستون‌ها با مقطع HEB مدلسازی شده‌اند. مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌ها در جدول ۳ گنجانده شده است. قاب‌ها از فولاد با رده S235 می باشند و طراحی لرزه‌ای براساس آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای اروپا، یوروکد ۳ و یوروکد ۸ می باشد. طراحی خطی قاب‌ها با نرم افزار SAP2000 و تحلیل غیرخطی با نرم افزار Opensees تحت ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل که در جدول ۱ لیست آنها ارائه شده، انجام شده است.



شکل ۲: هندسه قاب خمشی فولادی ۳ طبقه مدلسازی شده

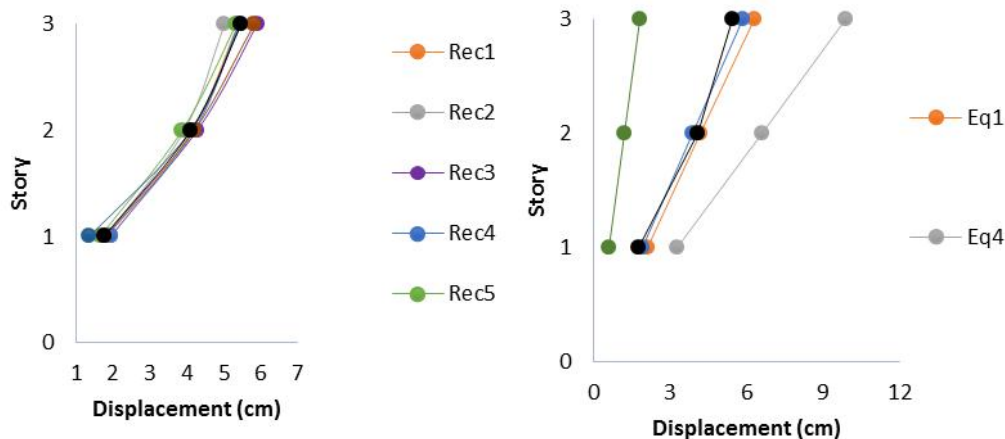


جدول ۳: مشخصات مربوط به مقاطع فولادی

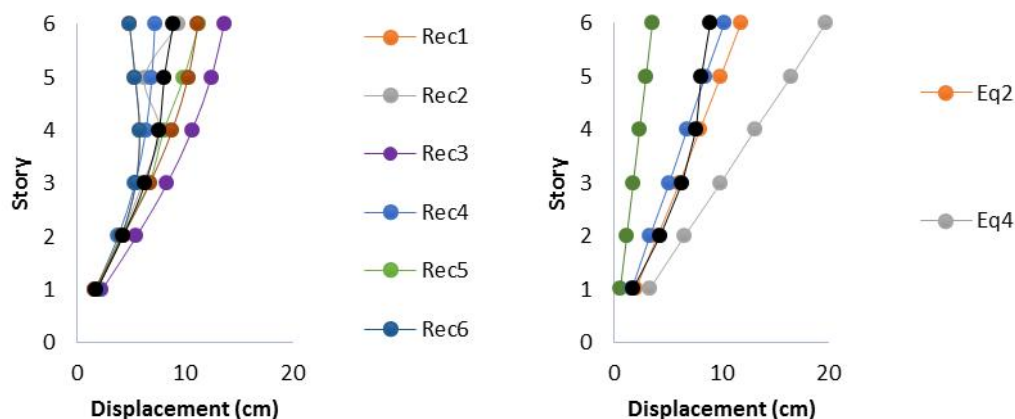
تعداد طبقات	طول دهانه قاب (متر)	مقطع (شماره طبقات) (HEB-IPE)	رده فولاد
۳	۵	240-330(1-3)	S235
۶	۵	280-360(1-4)+260-330(5-6)	S235
۹	۵	340-360(1)+340-400(2-5)+320-360(6-7)+300-330(8-9)	S235
۱۲	۵	400-360(1)+400-400(2-3)+400-450(4-5)+360-400(6-7)+340-400(8-9)+340-360(10)+340-330(11-12)	S235

نتایج تحلیل قابها

در این قسمت نتایج مربوط به تحلیل قابهای فولادی مورد مطالعه ارائه می‌شود. نتایج برای قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه تحت ۷ رکورد زلزله و میانگین پاسخ قاب‌ها در اثر زلزله‌های ورودی به ترتیب در شکل‌های ۳ تا ۶ نشان داده شده است. همچنین نتایج مربوط به روابط پیشنهادی محققان مختلف که در بخش قبل توضیح داده شد در مقایسه با پاسخ‌های میانگین بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی تحت رکوردهای زلزله نشان داده شده است. در اینجا باید ذکر شود از آنجاییکه هدف از مطالعه سازه‌ها بررسی تغییر مکان ایجاد شده در قاب‌ها در اولین نقطه تسلیم است، در تحلیل‌های دینامیکی پاسخ سازه تحت رکوردهایی که در اثر آنها در سازه مفصل ایجاد شده و به عبارتی سازه به حد تسلیم رسیده است ارائه شده است. به این ترتیب سازه‌های ۳، ۶، ۹ طبقه تحت همه رکوردها دچار تسلیم می‌شوند در حالیکه سازه ۱۲ طبقه تحت رکوردهای ۵ و ۷ تسلیم نمی‌شود. پاسخ‌ها به صورت تغییر مکان در تراز طبقات در ارتفاع قاب‌ها نشان داده شده‌اند. مطابق شکل‌ها در هر ۴ قاب روابط پیشنهادی لودینگ و دیموپولوس تطابق خوبی با میانگین تحلیل‌های دینامیکی دارند. این در حالیست که رابطه ارائه شده توسط پریستلی و کالوی مقدار تغییر مکان‌ها را نسبت به تغییر مکان متوسط کمتر و رابطه ارائه شده توسط آچیم مقدار تغییر مکان‌ها را نسبت به تغییر مکان متوسط بیشتر تخمین می‌زنند.

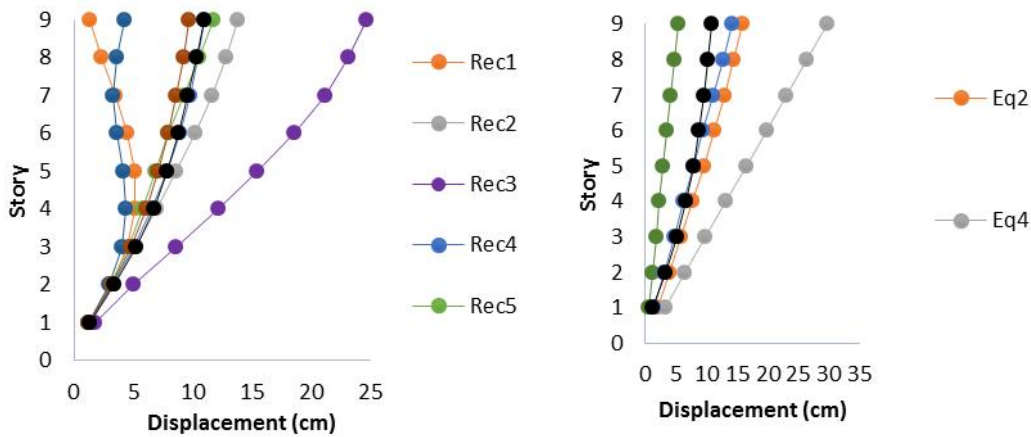


شکل ۳: تغییر مکان قاب خمشی فولادی ۳ طبقه تحت رکوردهای زلزله و با استفاده از روابط پیشنهادی

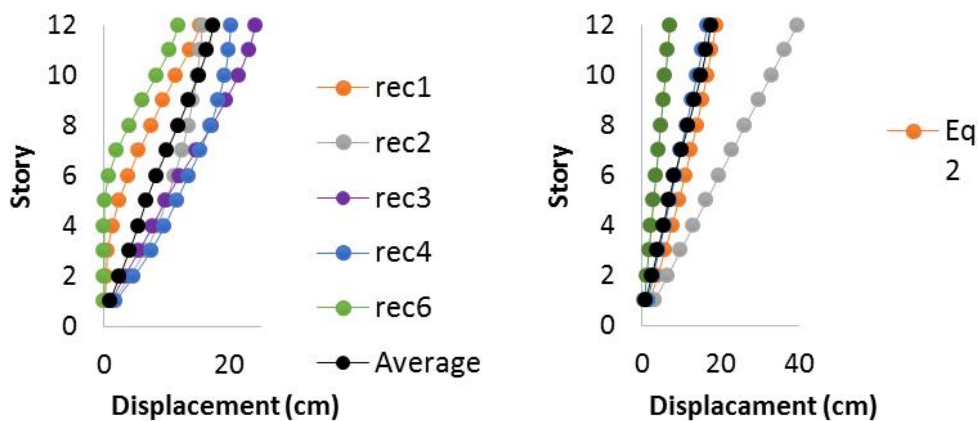


شکل ۴: تغییر مکان قاب خمشی فولادی ۶ طبقه تحت رکوردهای زلزله و با استفاده از روابط پیشنهادی





شکل ۵: تغییرمکان قاب خمشی فولادی ۹ طبقه تحت رکوردهای زلزله و با استفاده از روابط پیشنهادی



شکل ۶: تغییرمکان قاب خمشی فولادی ۱۲ طبقه تحت رکوردهای زلزله و با استفاده از روابط پیشنهادی

با مقایسه روش‌های ذکر شده به این نتیجه می‌رسیم که رابطه دیموپولوس و همکاران، فرمول طراحی تقریبی برای تخمین جابجایی جانبی تسلیم قاب‌های خمشی فولادی تحت بارگذاری لرزه‌ای در طراحی مستقیم براساس عملکرد ارائه می‌دهد. این فرمول برپایه طراحی‌های غیرخطی وسیع دینامیکی شامل ۱۰۸ قاب خمشی فولادی تحت ۸۴ رکورد زلزله می‌باشد. به همین دلیل تشابه خوب بین پاسخ‌های بدست آمده از این رابطه پیشنهادی و تحلیل‌های دینامیکی انجام شده در این مقاله مشاهده می‌شود.

نتیجه‌گیری

در این مقاله تحلیل‌های دینامیکی با در نظر گرفتن ۷ رکورد نزدیک گسل برای ۴ قاب فولادی با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه انجام شد. تغییرمکان‌های جانبی سازه‌ها در نقطه تسلیم با انجام تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی بدست آمدند. همچنین در این مقاله روابط پیشنهادی توسط محققان مختلف برای تخمین تغییرمکان جانبی سازه در زمان اولین نقطه تسلیم سازه ارائه و برای سازه‌های مورد مطالعه بررسی شدند. در نهایت پاسخ‌های بدست آمده با استفاده از روابط پیشنهادی با پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل‌های دینامیکی مقایسه شدند. مشاهده شد که در تمام قاب‌ها روابط ارائه شده توسط لودینگ و دیموپولوس تطابق خوبی با میانگین تحلیل‌های دینامیکی نشان دادند. در حالیکه روابط ارائه شده توسط پرستلی و کالوی و آچیم مقدار تغییرمکان‌ها را نسبت به تغییرمکان متوسط به ترتیب کمتر و بیشتر تخمین زدند. می‌توان نتیجه گرفت که با بهره‌گیری از روابط بسیار ساده لودینگ و دیموپولوس و همکاران نیاز ما به پروسه طولانی و زمانبر تحلیل دینامیکی غیرخطی تا حدودی مرتفع می‌شود. در مقایسه فرمول پیشنهادی با روابط دیگر هم می‌توان به این نتیجه دست یافت که فرمول ارائه شده توسط دیموپولوس و همکاران بصورت حد وسط، محافظه‌کارانه می‌باشد.

مراجع

Aschheim M (2002) Seismic design based on the yield displacement, *Earthquake Spectra*, 18:581-600

- Aschheim M (2004) A Pragmatic approach for performance-based seismic design, proceeding of the International Workshop on Performance-Based seismic Design of Structure, bled, Slovenia, Fajfar P and Krawinkler H, editors:p.481-492
- Dimopoulos AI, Bazeos N and Beskos DE (2012) Seismic yield displacement of plane resisting and x-braced steel frames, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41:128-140
- Eurocode 3 (1992) Design of Steel Structures, Part 1.1, General Rules and Rules for buildings, European committee for Standardization (CEN)
- Eurocode 8 (1998) Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1. General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings, European committee for Standardization (CEN)
- Loading S, Kowalsky MJ and Priestley MJN (1998) Direct Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Building Frames, Report of Structural Engineering, University of California, San Diego, California
- Naeim F (2001) *The Seismic Design Handbook*, 2nd edition
- OpenSees Development Team (Open Source Project) (2008). OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation, Berkeley (CA): Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California. <http://opensees.berkeley.edu>
- PEER, Pacific Earthquake Engineering Research Center, strong ground motion database 2006, <http://peer.berkeley.edu/>
- Priestley MJN and Calvi GM (1997) Concepts and procedure for direct-displacement based design and assessment, In: Fajfar P, Krawinkler H, editors, *Seismic Balkema*, p. 171-81
- Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, 2000. Washington(DC): Federal Emergency Management Agency
- Priestley MJN, Calvi GM and Kowalsky MJ (2007) *Displacement based seismic design of structures*, IUSS Press

