

ارزیابی عملکرد دیوارهای برشی بتنی طرح شده به روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان

چکیده در سال‌های اخیر مفاهیم طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد گسترش قابل توجهی یافته است. در این میان روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان، معیار عملکرد سازه را بر اساس مقدار بیشینه تغییرمکان سازه در زلزله تعیین می‌کند. بدین منظور برای یک سطح عملکرد از پیش تعیین شده، سطح خسارت در اعضای سازه‌ای بر اساس مقادیر کرنش و در اعضای غیرسازه‌ای بر اساس تغییرمکان نسبی طبقات تعریف می‌شود. سپس تغییرمکان متناظر با این سطح خسارت محاسبه شده و به عنوان تغییرمکان هدف در نظر گرفته می‌شود. بنابراین انتظار می‌رود که سازه طراحی شده به این روش، تحت زلزله سطح طرح به تغییرمکان هدف و کرنش و تغییرمکان نسبی از پیش تعیین شده برسد. در این تحقیق جهت بررسی برآورده شدن اهداف طراحی، ابتدا ۱۲ ساختمان با سیستم باربر لرزه‌ای دیوار برشی شامل ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای دو سطح خطر زلزله و دو نوع خاک بستر به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان طرح شد. ساختمان‌های طراحی شده تحت ۴۵ رکورد مصنوعی و ۱۰ رکورد طبیعی زلزله قرار گرفتند و مقادیر تغییرمکان جانبی، انحنای و تغییرمکان نسبی طبقات تعیین گردید. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد که میانگین تغییرمکان جانبی، تغییرمکان نسبی طبقات و مقادیر انحنای تقریباً برابر با اهداف طراحی و تا حدودی کمتر است. بنابراین، روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان، اهداف عملکردی را به خوبی برآورده می‌نماید.

واژه‌های کلیدی طراحی مستقیم براساس تغییرمکان، ارزیابی اهداف عملکردی، دیوار برشی بتنی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

Performance Evaluation of RC Shear Walls Designed by Direct Displacement Based Design

Abstract In recent years, performance-based design has developed significantly. Meanwhile, the direct displacement-based design (DDBD) determines the performance criteria on the basis of the maximum displacement of structure. For this purpose, for a predetermined performance level, the level of damage in structural and non-structural elements is defined based on tensile and compressive strain values and inter-story drift ratio, respectively. Then, the displacement corresponding to this level of damage is calculated and is considered as a target displacement. Using design displacement spectrum, the stiffness and strength of structure is adjusted to achieve the target displacement. Therefore, it is expected that the structures designed based on DDBD approach, reach the predetermined target displacement, strain values and inter-story drifts. In this research, in order to investigate the fulfillment of the design goals, first 12 buildings with shear wall systems were designed. They include 5-, 10- and 20-story buildings designed for two levels of earthquake hazard levels and two site classes. The designed buildings were subjected to 45 artificial and 10 natural earthquake records and the displacement, curvature, and inter-story drift ratio were determined. The nonlinear dynamic analysis results show that the average value of story displacements, inter-story drifts and curvatures are almost equal to the design goals and somewhat less. Therefore, the DDBD method meets the performance objectives well.

Keywords DDBD, Performance objective assessment, RC Shear wall, Nonlinear dynamic analysis.

مقدمه و مرور ادبیات فنی

علی‌رغم اینکه طراحی بر اساس عملکرد در دهه‌های اخیر مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته و تا حدودی در آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای معمول نیز وارد شده است، اما معمولاً ساختمان‌های موجود از ابتدا به طور مستقیم بر اساس یک معیار عملکردی مشخص طراحی نمی‌شوند. بنابراین مشخص نیست که این سازه‌ها در زلزله‌های با سطح خطر مختلف، سطوح عملکردی از پیش تعیین شده را تامین نمایند. طراحی بر اساس عملکرد با هدف طراحی سازه‌هایی که در سطح خطر موردنظر به سطح عملکرد مشخصی برسند، ابداع گردید.

در ابتدا، مبانی و مفاهیم عملکردی در فرآیند بهسازی سازه‌های موجود مورد توجه قرار گرفت [۱-۲] که برای دستیابی به این هدف عمدتاً استفاده از تحلیل پوش‌آور و یا تحلیل تاریخچه زمانی پیشنهاد می‌شود. در سال‌های اخیر، استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به همراه کنترل معیارهای عملکردی، به آئین‌نامه‌های طراحی اولیه سازه‌ها نیز وارد شد [۳]. این روش نیازمند تخمین اولیه اعضا و استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است که پیچیدگی‌ها و دشواری‌های مختص به خود را دارد. در این میان، استفاده از دو روش طراحی بر اساس عملکرد از جایگاه ویژه‌ای برخوردارند:

(۱) روش طراحی پلاستیک براساس عملکرد (Performance-Based Plastic Design) [۴]

(۲) روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان (Direct Displacement-Based Design) [۵]

شایان ذکر است که روش‌های طراحی بر اساس تغییرمکان (Displacement-Based Design) از تنوع نسبتاً زیادی برخوردار است که روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان (Direct Displacement-Based Design) یکی از آنها به حساب می‌آید. سایر این روش‌ها عبارتند از: کنترل تغییرشکل با سختی اولیه (Initial Stiffness Deformation Control) [۶]، متناسب‌سازی تکرارشونده با سختی اولیه (Initial Stiffness Iterative Proportioning) [۷]، طیف نقطه تسلیم (Yield Point Spectra) [۸]، طیف غیر الاستیک (Inelastic Spectra) [۹]، طیف ظرفیت

(Capacity Spectrum) [۱۰]، روش SEAOC [۱۱] و روش تاریخچه زمانی Time-history Method [۱۲]. سالیوان و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۰۳ با بررسی مزایا و معایب هر یک از این روش‌ها و همچنین میزان توسعه آن‌ها اظهار داشتند که پیشنهاد روشی که کاملاً نسبت به بقیه برتری داشته باشد کار دشواری است. با این وجود این محققین تاکید نمودند که روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان به صورت نسبی نسبت به سایر روش‌ها برتری دارد. این روش از طرفی، مجموعه‌ی کاملی از دستورالعمل‌های طراحی برای انواع سازه‌ها ارائه می‌دهد و از طرف دیگر به طراحی سازه‌هایی با سطح عملکرد مورد نظر منجر می‌شود.

در سال‌های اخیر تحقیقاتی در زمینه ارزیابی عملکردی سازه‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان انجام شده است. شارما و همکاران [۱۴] در پژوهش خود دو روش طراحی براساس نیرو (FBD) و روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان (DDBD) را مورد بررسی و مقایسه قرار دادند. آن‌ها با مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های دارای سیستم سازه‌ای قاب خمشی بتنی که براساس آئین‌نامه هند [۱۵،۱۶] طراحی شده بودند مشاهده کردند برش پایه طراحی در روش DDBD کمتر از روش FBD به دست آمده و نتایج تحلیل نیز حاکی از برتری عملکردی روش DDBD بوده به طوری که پروفیل تغییرمکان طبقات سازه طراحی شده به این روش، انطباق خوبی با پروفیل طراحی داشته است.

ژان و همکاران [۱۷] در پژوهش خود آئین‌نامه طراحی پل کانادا [۱۸] را مورد ارزیابی قرار دادند. این آئین‌نامه برای طراحی پل دو روش طراحی براساس نیرو (FBD) و طراحی بر اساس عملکرد (PBD) ارائه نموده است. آن‌ها یک پل بزرگراهی چهار دهانه‌ی بتنی را به دو روش مذکور بر اساس آئین‌نامه کانادا طراحی نموده و مورد ارزیابی قرار دادند. در نهایت مشاهده گردید که روش PBD به شکل چشمگیری نسبت به FBD محافظه کارانه‌تر است.

حسینی و کرم‌الدین [۱۹] یک قاب ۶ طبقه دارای مهاربند زیپر را به روش‌های مختلف طراحی از جمله روش طراحی پلاستیک براساس عملکرد طراحی نمودند و

مشاهده کردند که این روش منجر به استفاده حداکثری از ظرفیت سازه، سبک‌تر شدن مقاطع و شکل‌پذیری مناسب در مقایسه با سایر روش‌های طراحی می‌شود.

عبدالحمیدی و شاکری [۲۰] سیستم قاب خمشی فولادی ویژه با اتصالات RBS را به دو روش مبتنی بر نیرو (با استفاده از آئین‌نامه ایران) و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد طراحی و مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که هر دو روش طراحی، تحت زلزله سطح طرح، ایمنی جانی را تامین نموده‌اند و تحت زلزله سطح سرویس، عملکرد مداوم خود را حفظ کرده‌اند. اما تحت زلزله سطح طرح، روش عملکردی مکانیزم تسلیم مطلوب را ارضا نموده، در حالی که در روش نیرویی برخی از مفاصل پلاستیک در ستون‌ها تشکیل شده‌اند.

بهار و گذشت [۲۱] در پژوهش خود رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی که به دو روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش نیرویی مبتنی بر استاندارد ۲۸۰۰ ایران طراحی شده‌اند را ارزیابی کردند. نتایج گویای این مساله بود که قاب‌های طراحی شده به روش تغییر مکان به اهداف عملکردی دست یافته‌اند در حالی که سازه‌های طراحی شده به روش نیرویی در عین ارضای شرایط اولیه طراحی اهداف عملکردی خود را تامین نمی‌کنند.

شایان ذکر است که در سال‌های اخیر، محققان زیادی به مطالعه رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی، خصوصاً دیوار برشی پرداخته‌اند و روش‌های متفاوتی برای مدل‌سازی آن‌ها ارائه نموده‌اند [۲۶-۲۲]. اما در تحقیق حاضر، تمرکز اصلی بر روی طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها و برآورده شدن اهداف عملکردی است.

مروری بر طراحی دیوار برشی به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

طراحی یک دیوار برشی به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان را می‌توان در چهار گام اصلی زیر خلاصه نمود. شکل ۱ مراحل کلیدی در طراحی سازه به روش DDBD را به اختصار نشان می‌دهد.

۱. تعیین پروفیل تغییر مکان:

پروفیل تغییر مکان طبقات بر اساس معیار سازه‌ای (کرنش مصالح) و غیرسازه‌ای (تغییر مکان نسبی بین طبقات) به گونه‌ای محاسبه می‌شود که نه مقدار جابه‌جایی نسبی طبقه بام از حداکثر جابه‌جایی نسبی مجاز تجاوز نماید و نه کرنش فولاد و بتن در پای دیوار از کرنش حالت حدی بیشتر شود. در این تحقیق، طراحی سازه بر اساس سطح عملکرد کنترل خرابی (Damage Control) انجام شده است. پریستلی و همکاران [۵] مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز ناشی از معیار غیرسازه‌ای را برابر 0.02 و مقدار انحنای ایجاد شده ناشی از معیار سازه‌ای را برابر با $0.072/l_w$ پیشنهاد می‌کنند. بدین ترتیب مقادیر تغییر مکان پلاستیک بر اساس معیار سازه‌ای و غیرسازه‌ای محاسبه شده و کمترین مقدار، مبنای محاسبه پروفیل تغییر مکان قرار می‌گیرد. شایان ذکر است که در این پژوهش در کلیه موارد طراحی، معیار غیرسازه‌ای کنترل کننده می‌باشد.

۲. تبدیل سازه‌ی چند درجه آزادی به سازه معادل تک درجه آزادی: با استفاده از پروفیل تغییر مکان طبقات که در گام قبل محاسبه گردید، مشخصات سازه تک درجه آزادی معادل شامل تغییر مکان طراحی، شکل پذیری و ارتفاع موثر قابل محاسبه می‌باشد [۵].

۳. محاسبه برش پایه و لنگر طراحی: پس از تعیین پروفیل تغییر مکان و سازه تک درجه معادل، به منظور محاسبه برش پایه، ابتدا با استفاده از روابط ۱ و ۲ به ترتیب میرایی ویسکوز معادل (ξ_{eq}) و ضریب اصلاح برای تبدیل طیف تغییر مکان الاستیک به طیف میرایی معادل (R_F) محاسبه می‌گردد. در نهایت با اعمال ضریب محاسبه شده به طیف الاستیک، طیف تغییر مکان غیرخطی ساخته می‌شود. سپس پریرود سکانتی سازه تک درجه آزادی معادل بر اساس تغییر مکان طراحی و طیف تغییر مکان غیرخطی تعیین می‌شود. در انتها سختی سکانتی و مقاومت سازه (برش پایه طراحی) محاسبه می‌گردد. سپس پریرود سکانتی سازه تک درجه آزادی معادل بر اساس تغییر مکان طراحی و طیف تغییر مکان غیرخطی تعیین می‌شود. در انتها سختی سکانتی و مقاومت سازه (برش پایه طراحی) محاسبه می‌گردد. لنگر پای دیوار

گرفته شده است. همچنین مقطع دیوار برشی و مشخصات میلگرد گذاری آن ها در ارتفاع سازه ثابت فرض شده است. سازه های مذکور در دو منطقه لس آنجلس در جنوب غربی و استرالیا در شمال غربی آمریکا طراحی شدند. لازم به ذکر است که پتانسیل لرزه خیزی دو منطقه فوق متفاوت بوده و لس آنجلس دارای پتانسیل لرزه خیزی بیشتری نسبت به استرالیا می باشد. همچنین سازه های مورد نظر در هر یک از مناطق مذکور برای دو نوع خاک A و D طراحی گردیدند. شکل ۳ طیف طرح تغییر مکان و شتاب برای دو منطقه لس آنجلس و استرالیا را نشان می دهد. همچنین در شکل ۳ طیف تغییر مکان تمامی رکوردها در خاک نوع A و D نشان داده شده است [۳۲].

در مجموع تعداد ۱۲ سازه برای ارزیابی لرزه ای طراحی شد که جزئیات طراحی در جدول ۱ ارائه شده است. در جدول ۱ $\Delta_d, K_e, H_e, H_i, \Delta_i, m_i, \mu_d, \Delta_y, L_w, P_i, T, T_e, K_e, m_i, \mu, \Delta_y, \Delta_d, V_D, t_w, M_D$ به ترتیب تغییر مکان طراحی، تغییر مکان تسلیم، شکل پذیری، جرم هر طبقه به ازای یک دیوار، سختی موثر، پیوند موثر، نیروی محوری برای هر طبقه به ازای یک دیوار، طول دیوار، ضخامت دیوار، برش طراحی، لنگر طراحی می باشند.

مدل سازی غیر خطی

دیوارهای برشی مورد نظر از مدل های ساختمانی، در نرم افزار اپنسیس [۲۷] با استفاده از المان های nonlinearBeamColumn و به روش فایبر مدل سازی شدند. در روش فایبر مقطع دیوار مورد نظر مش بندی می شود و نیازی به تعریف مفصل پلاستیک مجزا در این نوع مدل سازی نمی باشد، چرا که با تعریف مشخصات مکانیکی و مقاومتی مصالح در هنگام تحلیل تاریخچه زمانی پس از رسیدن به تنش تسلیم، مفصل پلاستیک تشکیل میگردند. مقطع دیوار برشی بتن مسلح مدل سازی شده در این پژوهش شامل چند قسمت می باشد. قسمت کاور بتنی که به عنوان بتن غیر محصور مدل سازی گردید، قسمت المان مرزی که دارای درصد میلگرد متراکم تر و همچنین بتن محصور شده می باشد و قسمت جان دیوار که دارای درصد میلگرد کم تراکم تر و بتن محصور شده است. لازم به ذکر است که اثر میلگردهای عرضی و خاموت ها در روابط مندر و

نیز حاصل ضرب برش پایه در ارتفاع موثر سازه تک درجه آزادی معادل است. روابط ۳ تا ۶ روابط مورد استفاده برای تعیین جرم موثر (m_e)، ارتفاع موثر (H_e)، و برش پایه (V_{Base}) و لنگر پای دیوار (M_B) می باشند [۵].

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_d - 1}{\mu_d \pi} \right) \quad 1$$

$$R_\xi = \left(\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad 2$$

$$m_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad 3$$

$$H_e = \frac{\sum(m_i \Delta_i H_i)}{\sum(m_i \Delta_i)} \quad 4$$

$$V_{Base} = K_e \Delta_d \quad 5$$

$$M_B = V_{Base} H_e \quad 6$$

در روابط فوق $\mu_d, K_e, H_e, H_i, \Delta_i, m_i, \mu_d$ و به ترتیب شکل پذیری، جرم طبقه، جابجایی جانبی طبقه، ارتفاع طبقه، ارتفاع موثر، سختی موثر، و تغییر مکان طراحی می باشند.

۴. تعیین فولاد خمشی مقطع: در این گام با تخمین اولیه مقدار آرماتور طولی دیوار، مقطع دیوار در نرم افزار اپنسیس [۲۷] مدل سازی شده و تحلیل لنگر-انحنا انجام می شود. سپس در یک فرآیند سعی و خطا، مقدار آرماتور طولی به گونه ای تعیین می گردد که در منحنی لنگر-انحنا، وقتی مقدار انحنا به انحنا طراحی می رسد، مقدار لنگر برابر با لنگر طراحی محاسبه شده در گام قبل شود.

مدل های ساختمانی

طراحی اولیه سازه ها

برای انجام این تحقیق ساختمان های ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شدند. شکل ۲ پلان ساختمان های طراحی شده را بصورت شماتیک نشان می دهد. مقدار بارگذاری ثقلی و جرم لرزه ای برای ساختمان مورد نظر 1000 kg/m^2 در نظر گرفته شده است که شامل 600 kg/m^2 وزن دال و کف سازی، 200 kg/m^2 وزن پارتیشن بندی، و 200 kg/m^2 برای بار زنده می باشد. جرم لرزه ای m_i و همینطور بار محوری P_i در هر طبقه به ازای یک دیوار برشی مطابق جدول ۲ می باشد. ارتفاع هر طبقه نیز معادل ۳ متر در نظر

همکاران [۳۲] جزئیات بیشتری از طراحی و مدل‌سازی غیرخطی این دیوارها ارائه نموده‌اند.

نتایج تحلیل‌ها

جهت بررسی پاسخ‌های عملکردی سازه‌های طرح شده دو مجموعه رکورد مصنوعی تولید شده توسط اتکینسون [۳۳] انتخاب شد. رکوردهای مصنوعی تولید شده توسط اتکینسون براساس بزرگا و فاصله کانونی و نوع خاک منطبق بر آئین‌نامه کانادا تولید شده‌اند.

هر یک از دو دسته رکورد انتخاب شده دارای دو مجموعه ۴۵ تایی از رکوردهای مصنوعی منطبق بر نوع خاک A و D می‌باشند. بنابراین برای هر ساختگاه دو دسته رکورد، یکی منطبق بر نوع خاک A و دیگری منطبق بر نوع خاک D، (یعنی در مجموع ۴ دسته رکورد) به سازه‌های طراحی شده اعمال گردیدند.

لازم به ذکر است کلیه رکوردها به گونه‌ای مقیاس شدند که مقدار دامنه طیف پاسخ شتاب در پرپود سکانتی مدل مورد بررسی با دامنه طیف طراحی شتاب در پرپود مذکور برابر باشد.

از آنجایی که انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای ۱۲ مدل ساختمانی تحت ۴۵ رکورد زلزله به صورت یک به یک زمانبر بوده و از طرف دیگر احتمال خطا در پردازش نتایج تحلیل وجود دارد؛ برنامه‌ای در نرم افزار متلب نوشته شد که نرم افزار اپنسیس را فراخوانی نموده، ۱۲ مدل دیوار برشی را تحت ۴۵ رکورد مقیاس شده قرار می‌دهد و نتایج تحلیل‌ها را برای هر مدل ساختمانی پردازش و ارائه می‌نماید.

نتایج این تحلیل‌ها که در ادامه مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد، عبارتند از: (۱) تغییرمکان طبقات، (۲) تغییرمکان نسبی طبقه بام و پروفیل انحنا در ارتفاع دیوار.

علاوه بر این، برای مشاهده بهتر اثر موده‌های بالاتر، ۱۲ مدل دیوار برشی یک درجه آزادی (SDOF) متناظر نیز مدل‌سازی شد و تحت ۴۵ رکورد زلزله قرار گرفت. هر یک از این ۱۲ مدل با حذف جرم‌های طبقات و اعمال یک جرم متمرکز به اندازه جرم موثر سازه در ارتفاع موثر دیوار

همکاران [۲۸] جهت محاسبه مشخصات مقاومتی بتن محصور شده در المان مرزی لحاظ گردیده است. برای محاسبه انحنای پای دیوار کرنش مقطع دیوار برشی از نرم افزار استخراج می‌شود و با استفاده از تار ختنی و کرنش مقطع مقدار انحنا قابل محاسبه است. جرم لرزه‌ای و بار محوری بصورت جرم و بار متمرکز در تراز هر طبقه اعمال گردید. شکل ۴ مقطع دیوار مدل‌سازی شده را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که با فرض مقدار تنش تسلیم میلگردها $f_y = 420 \text{ MPa}$ و مقاومت فشاری مشخصه بتن $f'_c = 30 \text{ MPa}$ ، طراحی دیوار برشی بر اساس تخمین دست پایینی از مقاومت مورد انتظار یعنی $1.1f_y$ و $1.3f'_c$ انجام شد [۵].

برای در نظر گرفتن رفتار هیستریتیک مصالح، مدل رفتاری Steel02 به مصالح فولاد و Concrete02 به مصالح بتن اختصاص یافت. مقطع دارای بتن محصور شده در قسمت المان مرزی می‌باشد که مشخصات مقاومتی آن با استفاده از روابط مندر و همکاران [۵] تعیین گردید.

بر اساس تحقیقات صورت گرفته توسط محققان گذشته، عواملی همچون سختی برشی مقطع، میرایی، و اثر سخت شدگی کششی در پاسخ لرزه‌ای دیوارهای برشی تاثیر گذار است. لوو و همکاران [۲۹، ۳۰] با بررسی نتایج مدل عددی خود با چند مدل آزمایشگاهی تست شده بر میز لرزه مشاهده نمود که استفاده از سخت شدگی کششی در مدل‌سازی عددی منجر به نتایج دست بالا می‌شود و عدم استفاده از سخت شدگی کششی در مدل‌سازی عددی انطباق خوبی بین داده‌های تحلیلی و آزمایشگاهی به دست می‌دهد. به همین جهت لوو و همکاران [۲۴] پیشنهاد کردند که در مدل‌سازی، از اثر سخت شدگی کششی صرف نظر گردد. برای لحاظ کردن سختی برشی دیوارها در مقطع فایبر از دستور section aggregator استفاده شد. بدین منظور مطابق دستورالعمل ATC-72 [۳۱] سختی برشی موثر برابر با 0.1GA در نظر گرفته شد که G مدول برشی و A مساحت مقطع دیوار است. میرایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی مدل‌های دیوار برشی به مقدار ۲٪ میرایی رایلی به دو مود اول نوسان سازه اعمال شده است. عبدی و

ساخته شده است. در ادامه، نتایج مربوط به این مدل، تحت عنوان مدل تک درجه آزادی (SDOF) ارائه شده است.

تغییر مکان طبقات

از آنجایی که در این روش اولین معیار برای برآورده شدن اهداف عملکردی، تغییر مکان طبقات تحت زلزله طرح است؛ در ابتدا نتایج تغییر مکانی حاصل از تحلیل‌ها ارائه شده است. بدین منظور ابتدا بیشینه تغییر مکان طبقات به ازای هر رکورد تعیین شد و سپس مقدار میانگین هندسی تغییر مکان‌ها (μ) برای ۴۵ رکورد انتخابی محاسبه گردید. علاوه بر این پراکندگی تغییر مکان‌ها (σ) نیز محاسبه و مقادیر $\mu + \sigma$ برای تغییر مکان طبقات تحت ۴۵ رکورد تعیین شد. در نمودارهای حاصل از تحلیل، پروفیل تغییر مکان طرح و میانگین تغییر مکان‌ها برای سازه تک درجه آزادی به ترتیب با علامت‌های Design و SDOF نشان داده شده است.

با توجه به نمودار شکل‌های ۵ تا ۷ مشاهده می‌شود که در یک نگاه کلی، میانگین تغییر مکان‌ها تحت زلزله در حدود تغییر مکان طراحی و یا کمی کمتر از آن است. این موضوع با توجه به ساده‌سازی‌های روش طراحی و پیچیدگی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی قابل توجه بوده و بیانگر قوت روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان ارائه شده توسط پریستلی و همکاران [۵] است. بدیهی است که به علت پراکندگی تغییر مکان‌ها در ۴۵ رکورد زلزله، علیرغم نزدیک بودن مقادیر میانگین به تغییر مکان طرح، تغییر مکان سازه تحت بعضی از رکوردها کمتر و تحت بعضی دیگر از رکوردها بیشتر از مقادیر تغییر مکان طراحی می‌باشد. بنابراین بررسی نمودارهای $\mu + \sigma$ ، بیانگر مقادیر دست بالای تغییر مکان سازه بوده و در ارزیابی اهداف عملکردی قابل توجه است. بررسی نمودارهای ۵ تا ۷ نشان می‌دهد که این مقادیر دست بالا نیز در حد قابل قبول بوده است.

بررسی جزئیات بیشتر نمودارهای ۵ تا ۷ نشان می‌دهد که در سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه، میانگین نتایج تا حدودی کمتر از تغییر مکان طراحی ولی در سازه ۲۰ طبقه، تقریباً برابر با تغییر مکان طراحی است. بنابراین می‌توان نتیجه

گرفت که سازه‌های ۵ طبقه و همچنین سازه‌های ۱۰ طبقه در خاک نوع D تا حدودی دست بالا (قوی) طراحی شده اند، در حالی که طراحی سازه ۲۰ طبقه مناسب‌تر است.

این موضوع ناشی از افزایش تغییر مکان سازه ۲۰ طبقه در اثر مودهای بالاتر است. چنانکه می‌دانیم با افزایش پیوند سازه، اثر مودهای بالاتر و تغییر مکان ناشی از آن افزایش می‌یابد. این افزایش تغییر مکان طبقات در صورت مقایسه میانگین پاسخ سازه (خط مشکی) با میانگین پاسخ سازه تک درجه آزادی (خط قرمز) به خوبی مشهود است. چنانکه در شکل ۵ برای سازه ۵ طبقه مشاهده می‌شود، تغییر مکان سازه کمی کمتر از تغییر مکان سازه تک درجه آزادی است. در حالی که در نمودار شکل ۷ مشاهده می‌شود که مقدار تغییر مکان سازه ۲۰ طبقه به مقدار قابل توجهی بیشتر از تغییر مکان سازه تک درجه آزادی است.

به طور خلاصه می‌توان چنین گفت که روش طراحی ارائه شده توسط پریستلی و همکاران [۵]، برای سازه‌های کوتاه مناسب و کمی دست بالا بوده و برای سازه‌های بلند کاملاً مناسب بوده و اثرات افزایش تغییر مکان ناشی از مودهای بالاتر را نیز می‌پوشاند.

در انتها شایان ذکر است که انتظار می‌رود در سازه‌های کوتاه مانند سازه ۵ طبقه که اثر مودهای بالاتر قابل چشم‌پوشی است، تغییر مکان سازه در حد تغییر مکان سازه تک درجه آزادی باشد؛ در حالی که کمتر از آن شده است. علت این موضوع را می‌توان در پروفیل انحنا یا پروفیل لنگر در ارتفاع دیوار جستجو کرد. چرا که وجود یک جرم متمرکز در سازه تک درجه آزادی موجب تشکیل پروفیل خطی (مثلی) لنگر در ارتفاع دیوار شده؛ در حالی که پروفیل لنگر در سازه چند درجه آزادی به علت بار گسترده غیریکنواخت زلزله از درجات بالاتری بوده و تغییر مکان کمتری ایجاد می‌کند.

تغییر مکان نسبی طبقه بام و انحنای پای دیوار

چنانکه اشاره شد، معیار غیرسازه‌ای در دیوارهای برشی، تغییر مکان نسبی بام می‌باشد که برابر ۲٪ در نظر گرفته شد. بنابراین هدف عملکردی زمانی برآورده می‌گردد که میانگین نتایج مربوط به تغییر مکان نسبی بام حدود ۲٪ بوده

و پراکندگی نتایج نیز کم باشد. براساس اطلاعات ارائه شده در جدول ۲، میانگین تغییرمکان نسبی بام برای سازه‌های مختلف بین ۱/۶٪ تا ۲٪ بوده که بیانگر عملکرد مناسب سازه‌های طراحی شده به این روش است. ضمناً حداکثر پراکندگی نتایج (σ) نیز در حدود ۲۰٪ می‌باشد و مقادیر $\mu + \sigma$ برای تغییرمکان نسبی بام بین ۲٪ تا ۲/۴٪ قرار گرفته است.

در جدول ۲، $\Delta(\mu)$ ، $\Delta(\mu + \sigma)$ ، $\theta(\mu)$ ، $\theta(\mu + \sigma)$ به ترتیب تغییرمکان جانبی میانگین نتایج، تغییرمکان جانبی میانگین به اضافه انحراف معیار استاندارد، جابجایی نسبی میانگین نتایج، جابجایی نسبی میانگین به اضافه انحراف معیار استاندارد در تراز بالاترین نقطه دیوار برشی می‌باشند. نمودارهای ۸ تا ۱۰ نتایج پروفیل انحنا را برای سازه‌های طراحی شده نشان می‌دهد. در این نمودارها ابتدا مقادیر میانگین هندسی (μ) و میانگین به اضافه انحراف معیار ($\mu + \sigma$) انحنا طبقات برای ۴۵ رکورد تعیین و محاسبه گردید. در نمودارهای مذکور پروفیل انحنا سازه تک درجه آزادی (SDOF) و مقدار انحنا تسلیم (Yield) و انحنا طراحی (Design) نیز برای مقایسه و تفسیر بهتر نتایج مشخص شده‌اند.

همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود مقدار انحنا پای دیوار تقریباً با انحنا طراحی برابر است. اما شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان می‌دهد که اختلاف بین انحنا طراحی و پاسخ انحنا در سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه قابل توجه است. این موضوع به دلیل تفاوت نوع مدل‌سازی مفصل پلاستیک در این تحقیق با فرضیات روش DDBD است. چرا که در روش DDBD، مفصل پلاستیک به صورت متمرکز فرض شده است ولی در اینجا دیوار به صورت فایبر مدل‌سازی شده که مفصل پلاستیک در ارتفاع دیوار گسترده شده است. به طور مثال شکل ۹ نشان می‌دهد که انحنا دیوار تا دو طبقه بیشتر از انحنا تسلیم بوده و به عبارت دیگر تا دو طبقه از دیوار وارد حوزه غیرخطی شده است. با این حساب جهت مقایسه انحنا پای دیوار باید میانگین انحنا در طول ناحیه غیرخطی مدل با مقادیر انحنا طراحی مقایسه شود. بررسی شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان می‌دهد که

میانگین انحنا در طول ناحیه غیرخطی با تقریب خوبی، نزدیک به انحنا طراحی است.

نکته جالب توجه دیگر در نمودارهای ۸ تا ۱۰، روند تغییرات پروفیل انحنا در ارتفاع سازه می‌باشد. در سازه‌های ۵ طبقه، توزیع انحنا در ارتفاع (خط مشکی) تا حد زیادی به مقدار انحنا سازه تک درجه آزاد (خط قرمز) نزدیک است. ولی با افزایش ارتفاع سازه این نمودارها از یکدیگر فاصله می‌گیرد. تا جایی که در شکل ۱۰ افزایش انحنا ناشی از اثر مودهای بالاتر در سازه ۲۰ طبقه کاملاً مشهود است. تا جایی که در شکل‌های ۹-ت و ۱۰-ت مشاهده می‌شود که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه نیز وجود دارد. از آنجایی که تشکیل مفصل در این نواحی مطابق مکانیزم پیش‌بینی شده دیوار برشی نیست، از طرفی رفتار لرزه‌ای سیستم را تحت تاثیر قرار داده و از طرف دیگر به دلیل تامین نشدن شکل‌پذیری در این نواحی، خسارت‌هایی را در پی خواهد داشت.

شایان ذکر است که در این پژوهش، مقطع دیوار برشی در ارتفاع سازه ثابت فرض شده است. در صورت کاهش مقطع دیوار در ارتفاع که بسیار متداول نیز می‌باشد، احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع افزایش می‌یابد. به همین دلیل در بسیاری از آیین‌نامه‌ها و تحقیقات، برای طراحی خمشی، پوش لنگر محافظه‌کارانه تری پیشنهاد می‌شود [۳۲].

شکل ۱۱ پروفیل جابه‌جایی نسبی طبقات را نشان می‌دهند. این شکل‌ها بیانگر این هستند که جابه‌جایی نسبی طبقات در طبقات برای نتایج میانگین کمتر از ۲ درصد بوده و برای نتایج میانگین به علاوه انحراف معیار در برخی طبقات نیمه بالایی دیوار از ۲ درصد تجاوز می‌کند. بطور کلی می‌توان نتیجه گرفت که این روش طراحی تا حد قابل قبولی جابه‌جایی نسبی طبقات را در حد مطلوب کنترل می‌نماید.

رکوردهای طبیعی

به منظور بررسی و مقایسه رکوردهای طبیعی، در این پژوهش ۱۰ رکورد از FEMA P-695 انتخاب شد و بعد از مقیاس شدن به سازه‌های طراحی شده اعمال گردید.

- روش DDBD ارائه شده توسط پریستلی و همکاران [۵] به طور مناسبی معیارهای عملکردی را برآورده کرده است. به طوری که در اکثر سازه‌ها، میانگین تغییرمکان جانبی و تغییرمکان نسبی طبقات تقریباً برابر با (و کمی دست پایین‌تر از) تغییرمکان هدف می‌باشد.
- میانگین پاسخ‌های تغییرمکانی در ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه تا حدودی نسبت به تغییرمکان هدف دست پایین می‌باشد. به عبارت دیگر طراحی سازه‌های ۵ و ۱۰ طبقه، اندکی دست بالا بوده و می‌توان سازه را کمی ضعیف‌تر طراحی کرد.
- با افزایش ارتفاع سازه و در نتیجه افزایش اثر مودهای بالاتر، مقادیر بیشینه تغییرمکان و تغییرمکان نسبی بام در ساختمان ۲۰ طبقه افزایش یافته و به هدف عملکردی نزدیک‌تر می‌شود.
- افزایش ارتفاع سازه و افزایش اثر مودهای بالاتر، میزان انحنای در نواحی میانی دیوار به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. به طوری که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در ارتفاع میانی دیوار وجود دارد که این موضوع در صورت کاهش مقطع دیوار در ارتفاع سازه تشدید می‌شود.
- بررسی شاخص $\mu + \sigma$ برای متغیرهای تغییرمکان، تغییرمکان نسبی بام و انحنای نشان می‌دهد که با توجه به پراکندگی ۲۰ تا ۳۰ درصدی این پارامترها، حساسیت آنها نسبت به تغییرات ناشی از رکوردهای زلزله زیاد نبوده و سازه تحت اثر اکثر رکوردهای زلزله عملکرد مناسبی از خود نشان می‌دهد.

واژه نامه

طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان	
Direct Displacement-Based Design (DDBD)	
Displacement	جابه‌جایی (تغییرمکان)
Inter-story drift	جابه‌جایی نسبی طبقات
Curvature	انحنا
Median	میانگین
Standard deviation	انحراف استاندارد

جدول ۳ مشخصات رکوردهای طبیعی انتخاب شده را نشان می‌دهد. نمودارهای ۱۲ تا ۱۴ نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی برای جابه‌جایی نسبی طبقات، انحنای و تغییرمکان جانبی سازه می‌باشد. در این نمودارها، خط توپر نشان دهنده میانگین پاسخ ۱۰ رکورد طبیعی و خط چین نشان دهنده میانگین به اضافه انحراف استاندارد است. در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که مقادیر میانگین تغییرمکان در اکثر موارد کمتر و یا برابر مقادیر طراحی است. تنها در سازه‌های ۲۰ طبقه منطقه Centralia نتایج میانگین کمی از مقادیر طراحی بیشتر شده‌اند. این موضوع بیانگر این است که میانگین نتایج نیازهای تغییرمکانی سازه را به حد قابل قبولی تامین کرده است. ولی نتایج میانگین به علاوه انحراف معیار اختلاف قابل توجهی با نتایج میانگین دارد. در شکل ۱۳ نتایج انحنای بیانگر این است که در خاک نوع A مقادیر انحنای در پای دیوار و همینطور پروفیل ارتفاع نسبت به خاک نوع D قابل توجه می‌باشد. همچنین احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع در خاک نوع A بیشتر است. در نمودارهای شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که چنانکه پیش‌بینی می‌شد، جابه‌جایی نسبی طبقات عمدتاً در طبقه بام به بیشترین مقدار خود می‌رسد که در برخی سازه‌ها به مقدار حداکثر ۲ درصد رسیده است. این نتایج برای مقادیر میانگین به علاوه انحراف معیار، در برخی طبقات تا ۲,۵ درصد نیز می‌رسد. البته مطابق شکل ۱۴، در سازه ۲۰ طبقه نحوه توزیع جابه‌جایی نسبی در ارتفاع نسبت به تغییرشکل مود اول سازه تا حدی تغییر کرده که این موضوع به علت اثر مودهای بالاتر می‌باشد.

نتیجه گیری

در این مطالعه ابتدا ۱۲ ساختمان دارای سیستم باربر لرزه‌ای دیوار برشی برای سطح عملکردی کنترل خرابی به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان طراحی شد. سپس مدل غیرخطی دیوارهای برشی در نرم‌افزار اپنسیس ساخته شده و هر یک از مدل‌ها تحت ۴۵ رکورد مصنوعی و ۱۰ رکورد طبیعی مقیاس شده به طیف طرح قرار گرفته است. نتایج به دست آمده از این مطالعه را می‌توان در موارد زیر خلاصه کرد:

1. FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings American Society of Civil Engineers, 2000.
2. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings: Applied Technology Council, 1996.
3. ASCE/SEI (ASCE/Structural Engineering Institute), Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-16, Reston, VA, 2016.
4. S. C. Goel and S. H. Chao, *Performance-based plastic design: earthquake-resistant steel structures*. International Code Council, 2008.
5. M. N. Priestley, G. M. Calvi, and M. J. Kowalsky, *Displacement based seismic design of structures*. Iuss Press, 2007.
6. T.B. Panagiotakos and M.N. Fardis, "Deformation-Controlled Earthquake-Resistant Design of RC Buildings," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3 No. 4, pp. 498-518, 1999.
7. J.P. Browning, "Proportioning of Earthquake-Resistant RC Building Structures," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No.2, pp. 145-151, 2001.
8. M. A. Aschheim and E. F. Black, "Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation," *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No.2, pp. 317-336, 2000.
9. A. K. Chopra and R. K. Goel, "Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra," *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No.1, pp. 47-65, 2001.
10. S. A. Freeman, "The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design," *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Sept 6-11, Paris. 1998.
11. SEAOC: *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th ed, 1999.
12. A. J. Kappos and A. Manafpour, "Seismic Design of R/C buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques," *Engineering Structures*, Vol. 2, 2001.
13. T. J. Sullivan, G. M. Calvi, M. J. N. Priestley, and M. J. Kowalsky, "The limitations and performances of different displacement-based design methods," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, pp. 201-241. 2003.
14. A. K. Sharma, R. Tripathi, and G. Bhat, "Comparative performance evaluation of RC frame structures using direct displacement-based design method and force-based design method," *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 3, pp. 381-394, 2020.
15. Indian Standard (IS), *Criteria for earthquake resistant design of structures, part-1 general provisions and building sixth revision*, New Delhi: Bureau of Indian standards, 2016.
16. Indian Standard (IS) 456, "Code of Practice for Plain and Reinforced Concrete", New Delhi: Bureau of Indian standards, 2000.
17. Q. Zhang, M. S. Alam, S. Khan, and J. Jiang, "Seismic performance comparison between force-based and performance-based design as per Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) 2014," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 43, No 8, pp. 741-748., 2016.
18. Canadian Standards Association (CSA), *Canadian Highway Bridge Design Code S6-14.*, Toronto, Canada, 2014.

۱۹. حسینی، سیدمحمدحسین، کرم الدین، عباس، "طراحی و ارزیابی قاب مهاربندی زیپر با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد" دوازدهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، ۱۴۰۰.
۲۰. شعبان عبدالحمیدی، معین، شاکری، کاظم، "ارزیابی روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد در سازه های قاب خمشی فولادی با اتصالات RBS"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۹، شماره ۱۸، ۱۳۹۴.
۲۱. بهار، امید، گذشت، فرشید، "ارزیابی رفتار لرزه ای قاب های خمشی فولادی منظم طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان"، علوم و مهندسی زلزله، دوره ۲، شماره ۲، تیر ۱۳۹۴.
۲۲. رزاز، م، شریعتمدار، ح، "بررسی رفتار دیوارهای برشی کویل تحت اثر زلزله های میدان نزدیک"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۲۷، شماره ۱، اسفند ۱۳۹۴.
۲۳. زینلیان، م، مختاری، م، "توسعه یک مدل تحلیلی تغییر مکان کنترل برای رفتار چرخه ای سازه ها با در نظر گرفتن اثرات باریک شدن، کاهش سختی، کاهش مقاومت و لغزش"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۲۸، شماره ۲، فروردین ۱۳۹۵.
۲۴. صادقی زاده، ا، اکبری، ج، "طراحی لرزه ای ترکیبی بر مبنای نیرو و تغییر مکان برای قاب های فولادی با مهاربند واگرا"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۲۹، شماره ۲، آبان ۱۳۹۶.
۲۵. اسماعیل تبار نشلی، پ، واثقی امیری، ج، خسروی، ح، "مقایسه مدل ساده شده چند المان محوری با مدل فایبر در مدل سازی غیرخطی دیوار برشی بتنی"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۳۵، شماره ۱، بهار ۱۴۰۱.
۲۶. حاجی محمدی، م، خسروی، ح، دزواره، ر، "اثر مدت دوام زلزله بر بیشینه تغییر مکان سازه تک درجه آزادی الاستوپلاستیک"، نشریه مهندسی عمران فردوسی، دوره ۳۵، شماره ۱، بهار ۱۴۰۱.
27. F. McKenna, G. L. Fenves, and M. H. Scott, "Open system for earthquake engineering simulation," University of California, Berkeley, CA, 2000.
28. J. B. Mander, M. J. Priestley, and R. Park, "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, pp. 1804-1826, 1988.
29. H. Luu, I. Ghorbanirenani, P. Leger, and R. Tremblay, "Numerical modeling of slender reinforced concrete shear wall shaking table tests under high-frequency ground motions", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 17, pp. 517-542, 2013.
30. H. Luu, P. Léger, and R. Tremblay, "Seismic demand of moderately ductile reinforced concrete shear walls subjected to high-frequency ground motions," *Canadian journal of civil engineering*, Vol. 41, pp. 125-135, 2014.
31. ATC72-1, Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings: ATC/PEER, 2010.
32. S. Abdi, H. Khosravi, and A. H. Jafarieh, "Seismic force demand on RC shear walls for direct displacement-based design," *Structural Concrete*, 2022.
33. G. M. Atkinson, "Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectra," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 36, pp. 991-1000, 2009.

جدول ۱ جزئیات طراحی دیوارهای برشی به روش DDBD

Building Models	Δ_d (m)	Δ_y (m)	μ	Soil Type	m_i (ton)	K_e (kN/m)	T_e (s)	T (s)	P_i (kN)	L_w (m)	t_w (m)	V_D (kN)	M_D (kN.m)	B.E* Bar	Web Bar
5-story	0.18	0.06	2.85	D	153.1	14832	1.25	0.74	200	3.5	0.55	2677	30533	24Ø20	46Ø22
				A	612.5	13140	2.65	1.57	200	3.5	0.55	2372	26890	24Ø20	46Ø22
	0.18	0.06	2.85	D	204.2	10136	1.74	1.03	200	3.5	0.55	1830	20743	24Ø20	36Ø18
				A	612.5	6033	3.92	2.32	162	3.5	0.4	1090	12346	20Ø16	32Ø16
10-story	0.31	0.16	1.94	D	122.5	8085	2.05	1.47	341	5.2	0.55	2560	56370	28Ø20	102Ø20
				A	306.2	4477	4.37	3.13	285	5.2	0.4	1417	32620	26Ø18	40Ø18
	0.3	0.19	1.57	D	153.1	6177	2.59	2.06	280	4.5	0.55	1862	41500	28Ø22	58Ø20
				A	612.5	4901	5.82	4.64	280	4.5	0.55	1478	32934	28Ø18	58Ø18
20-story	0.54	0.45	1.18	D	103.0	5719	3.00	2.76	578	7.5	0.55	3100	137860	30Ø20	114Ø20
				A	306.2	3800	6.35	5.84	524	7.5	0.45	2060	91600	28Ø22	60Ø20
	0.53	0.49	1.08	D	153.1	5008	3.87	3.72	533	7.1	0.55	2644	118700	30Ø22	153Ø22
				A	612.5	3974	8.68	8.35	507	7.1	0.5	2100	94198	28Ø22	104Ø22

*Boundary Element

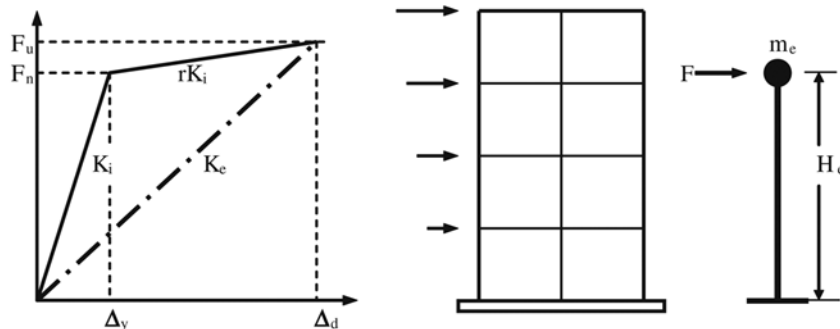
جدول ۲ نتایج تحلیل‌های دینامیکی برای تغییر مکان و تغییر مکان نسبی بام

Story	city	soil	$\Delta_D(m)$	$\Delta_{(\mu)}$	$\Delta_{(\mu+\sigma)}$	$\theta_{(\mu)}$	$\theta_{(\mu+\sigma)}$
5	Los Angeles	D	0.18	0.15	0.19	0.017	0.021
		A	0.18	0.15	0.21	0.019	0.024
	Centralia	D	0.18	0.15	0.20	0.018	0.022
		A	0.18	0.14	0.19	0.017	0.022
10	Los Angeles	D	0.32	0.32	0.39	0.020	0.024
		A	0.32	0.25	0.33	0.016	0.020
	Centralia	D	0.30	0.30	0.35	0.019	0.022
		A	0.30	0.27	0.33	0.018	0.021
20	Los Angeles	D	0.54	0.53	0.62	0.018	0.022
		A	0.54	0.49	0.61	0.017	0.021
	Centralia	D	0.53	0.47	0.57	0.016	0.020
		A	0.53	0.51	0.59	0.019	0.022

جدول ۳ مشخصات رکوردهای طبیعی

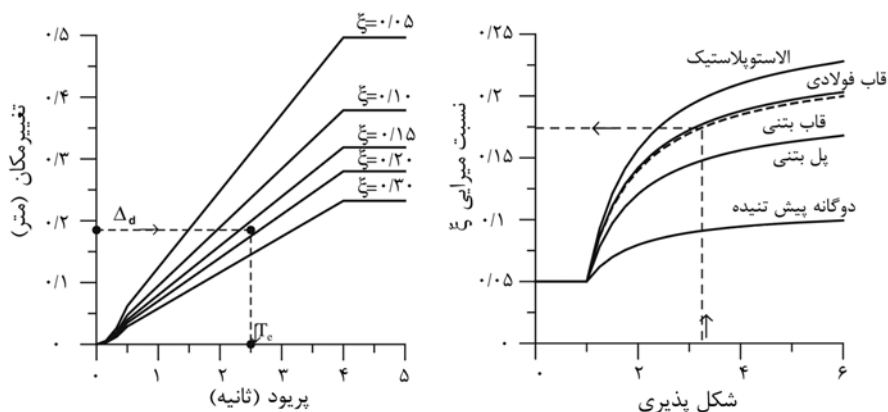
شماره رکورد	نام رکورد	نام ایستگاه	سال	بزرگا	PGA (g)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	1994	6.7	0.42
2	Northridge	Canyon Country-WLC	1994	6.7	0.41
3	Duzce, Turkey	Bolu	1999	7.1	0.73
4	Hector Mine	Hector	1999	7.1	0.27
5	Imperial Valley	Delta	1979	6.5	0.24
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.5	0.36
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	1995	6.9	0.51
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	1995	6.9	0.24
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	1999	7.5	0.31
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	1999	7.5	0.22

شکل‌ها



(ب) سختی موثر

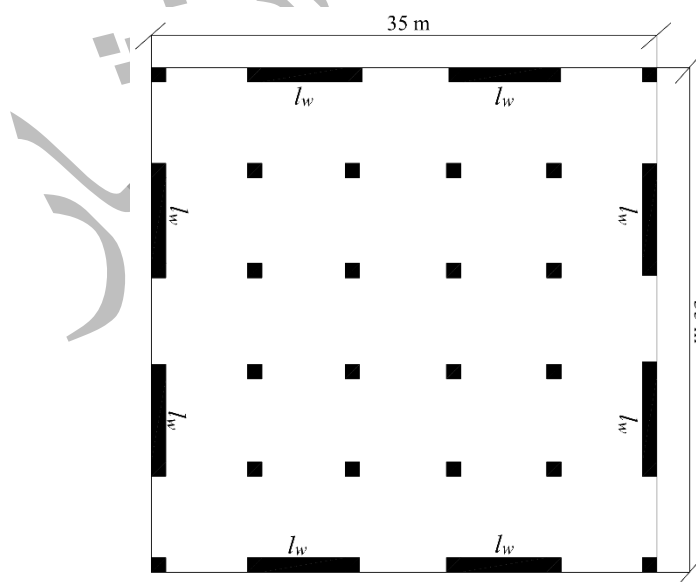
(الف) سازه تک درجه آزادی معادل



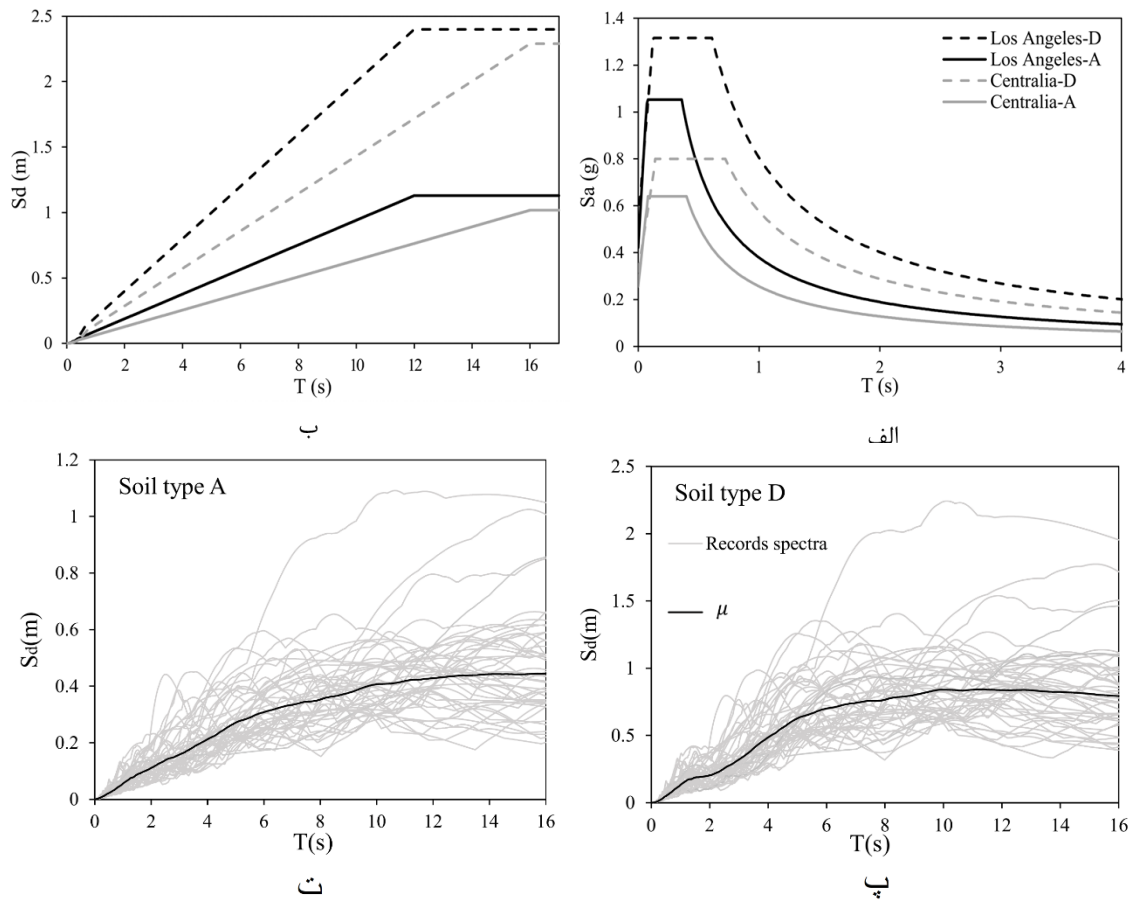
(د) طیف طرح تغییر مکان

(ج) میرایی معادل-شکل پذیری

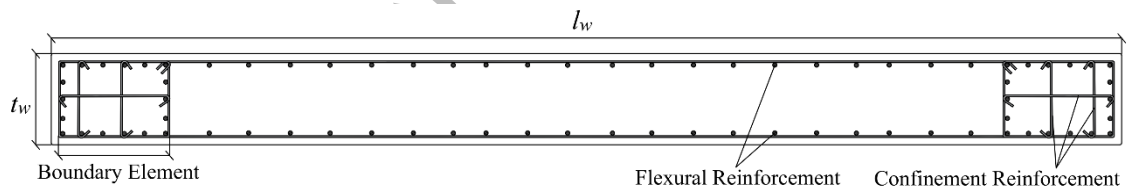
شکل ۱ مراحل روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان



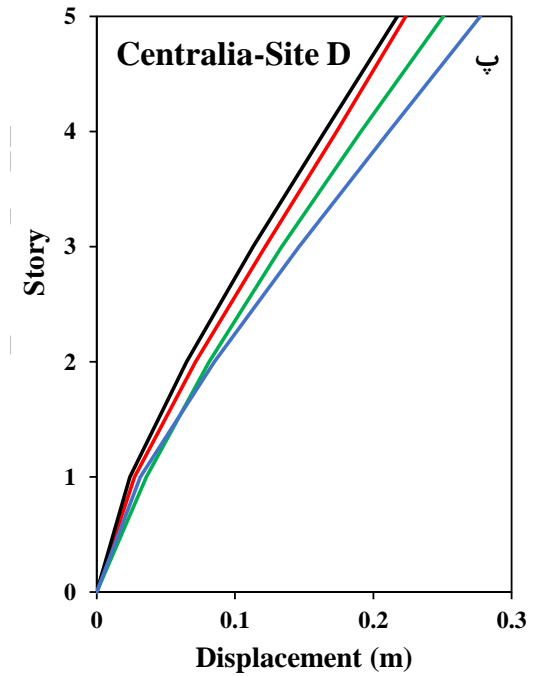
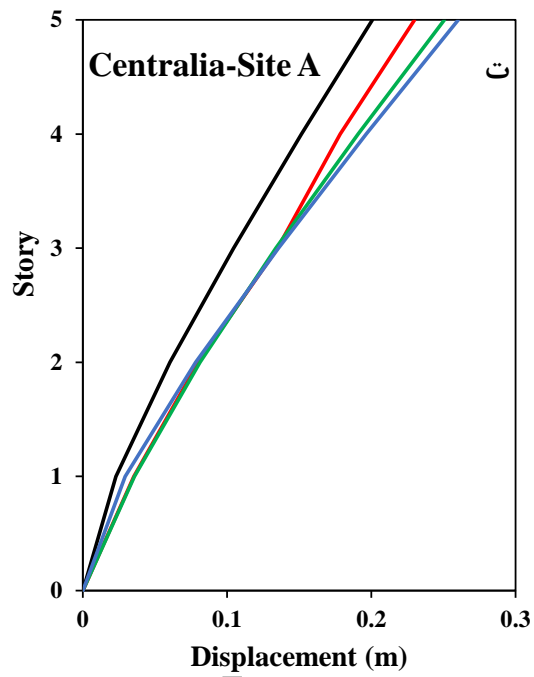
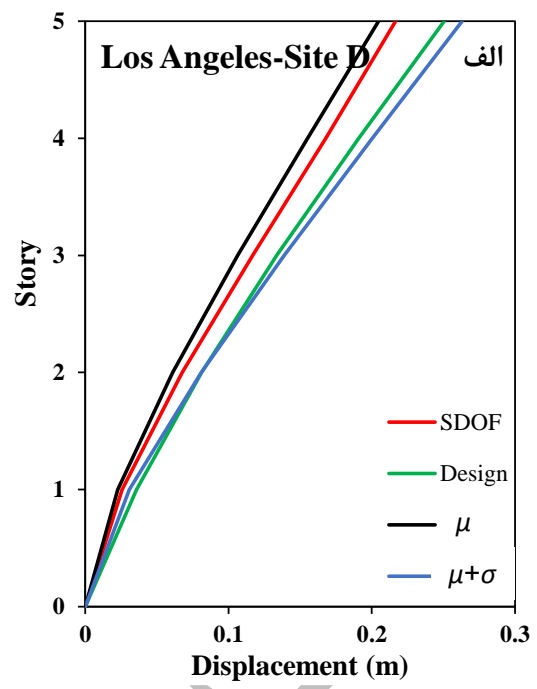
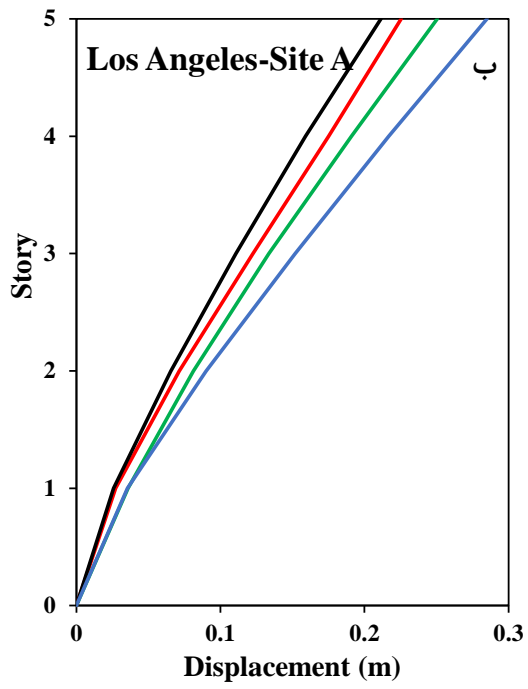
شکل ۲ تصویر شماتیک پلان سازه



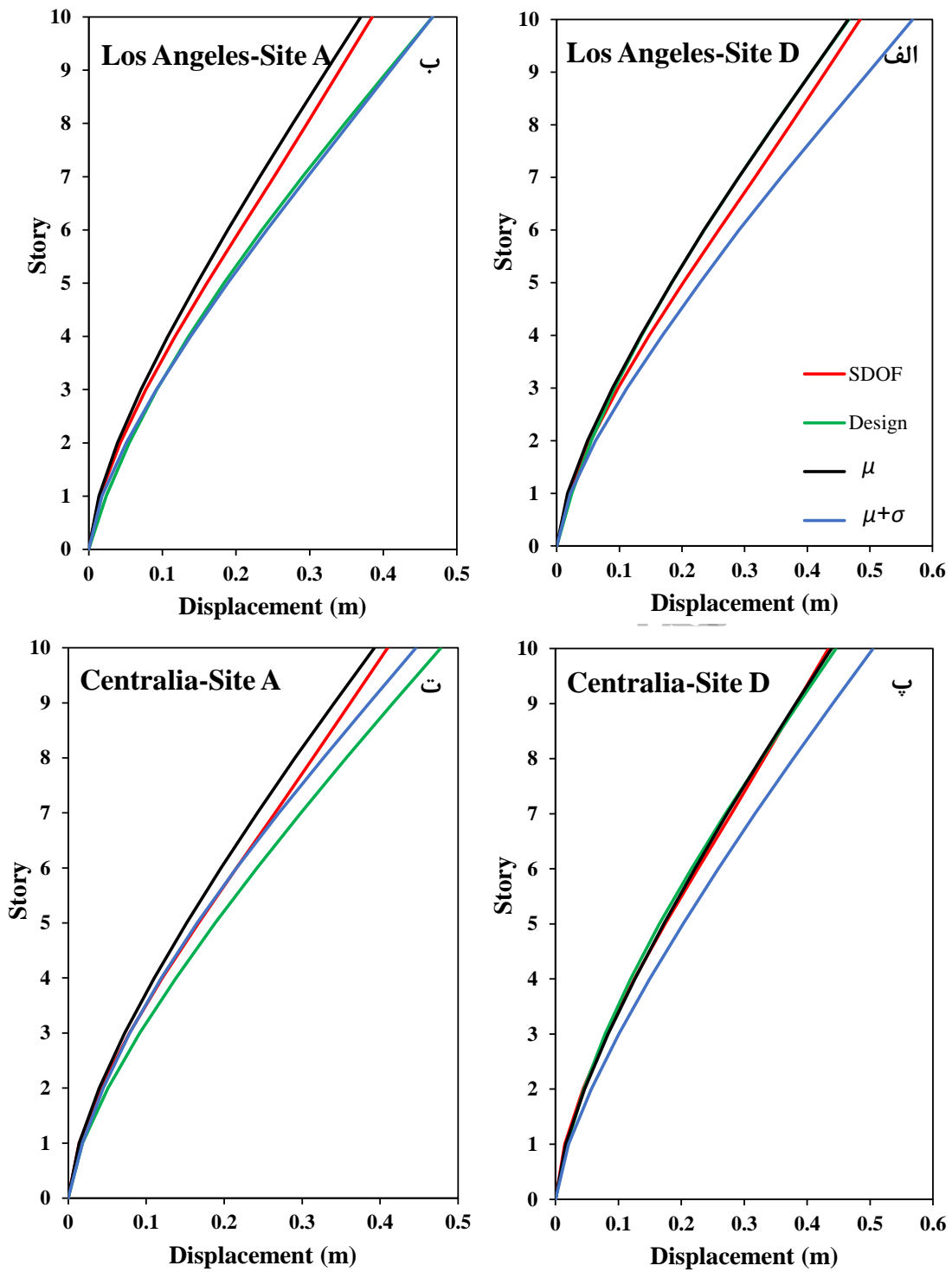
شکل ۳ الف) طیف طرح شتاب، ب) طیف طرح تغییر مکان، پ) طیف تغییر مکان رکوردهای مصنوعی برای خاک نوع D به همراه میانگین، ت) طیف تغییر مکان رکوردهای مصنوعی برای خاک نوع A به همراه میانگین



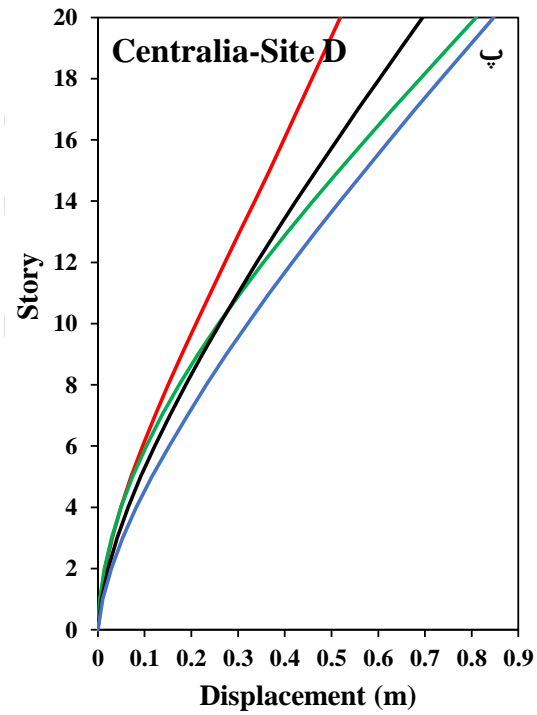
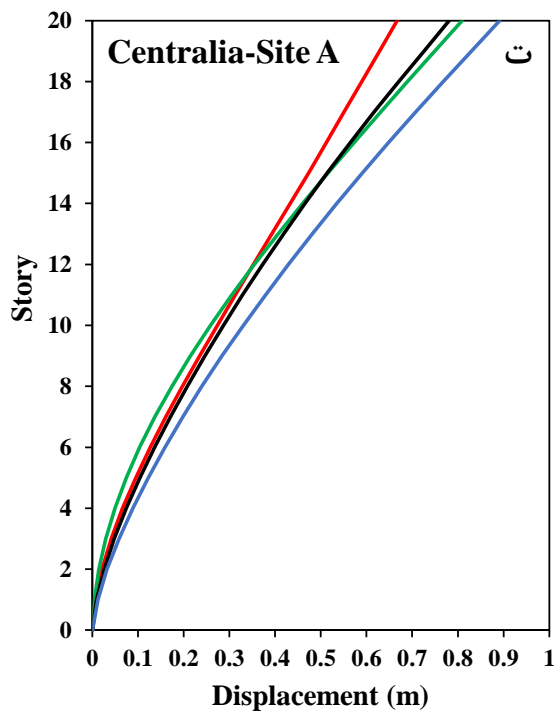
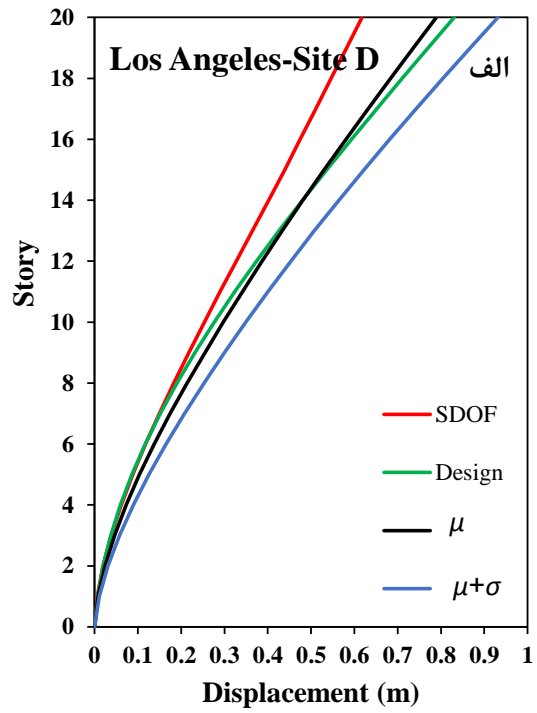
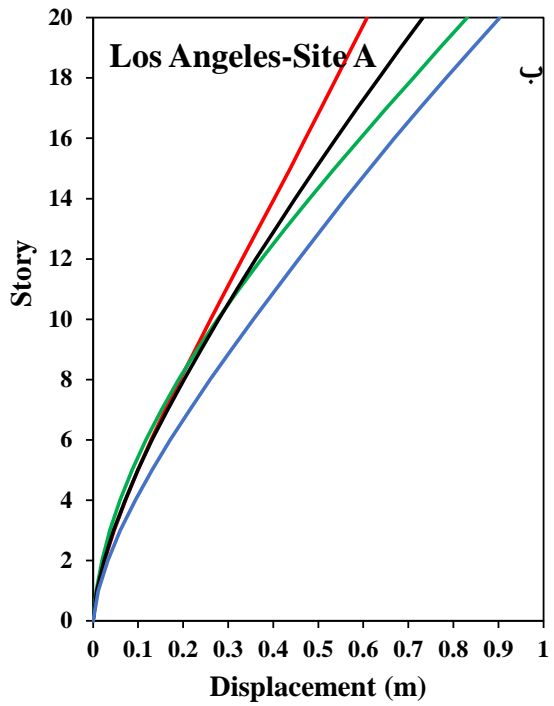
شکل ۴ شکل شماتیک مقطع دیوار برشی



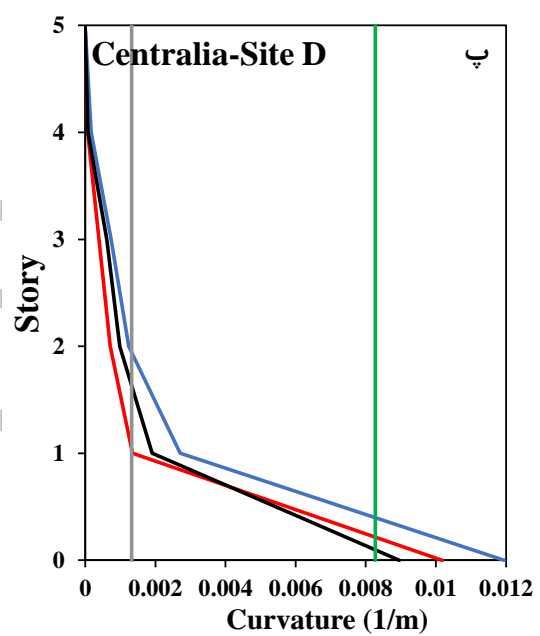
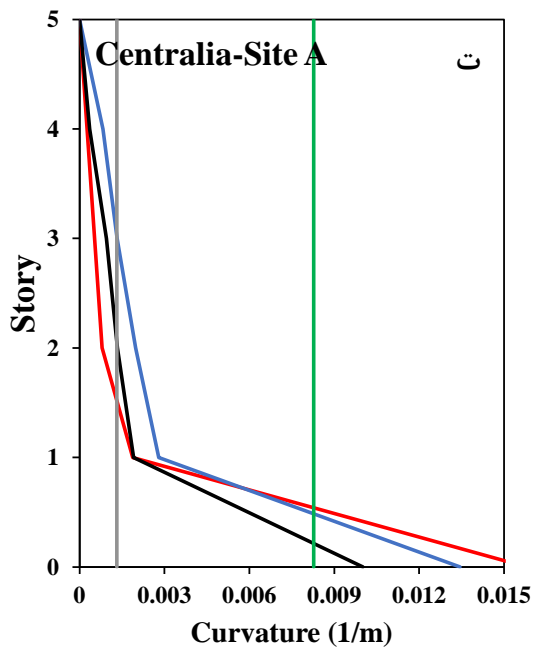
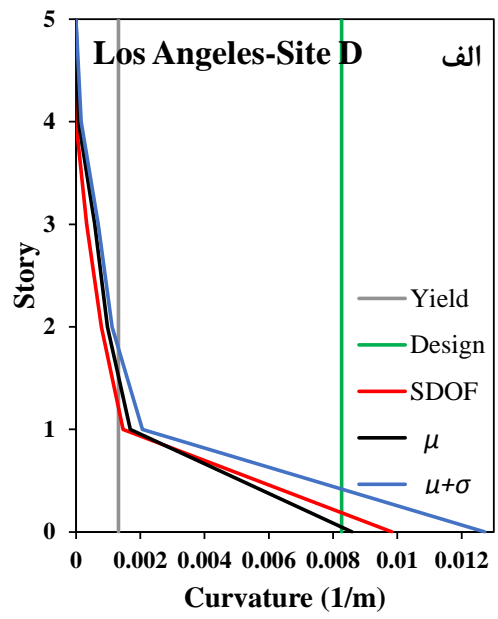
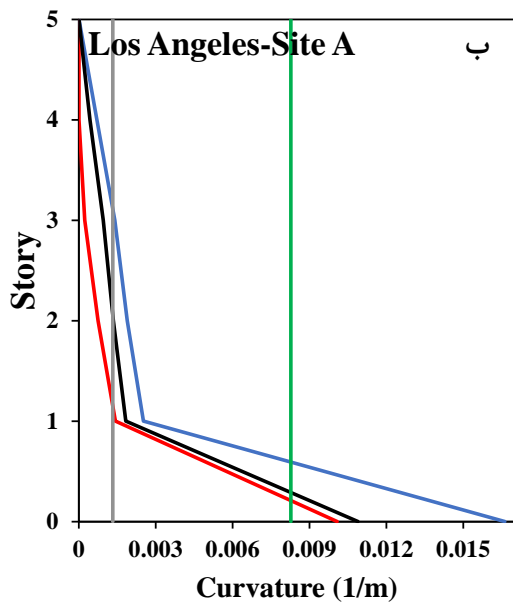
شکل ۵ نتایج پروفیل تغییر مکان برای دیواربرشی ۵ طبقه



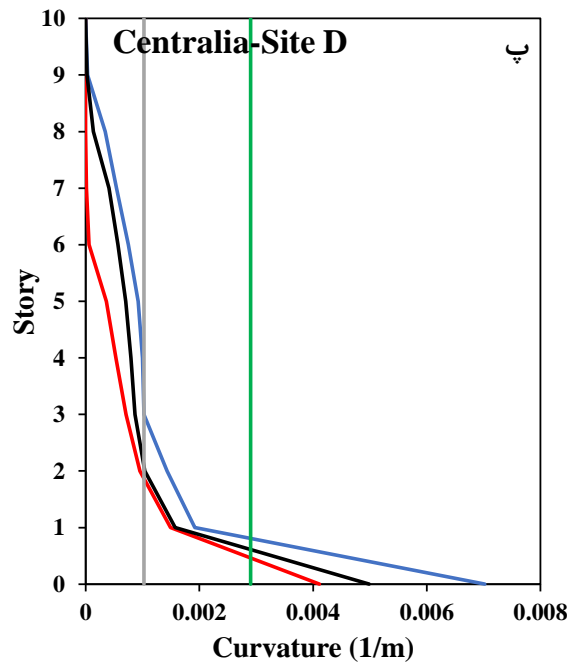
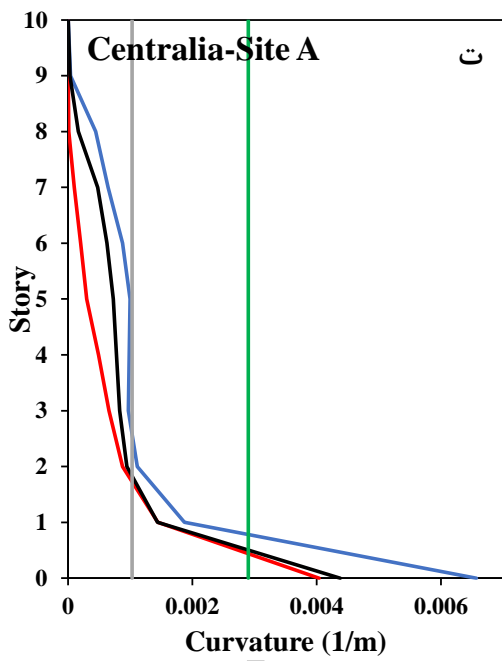
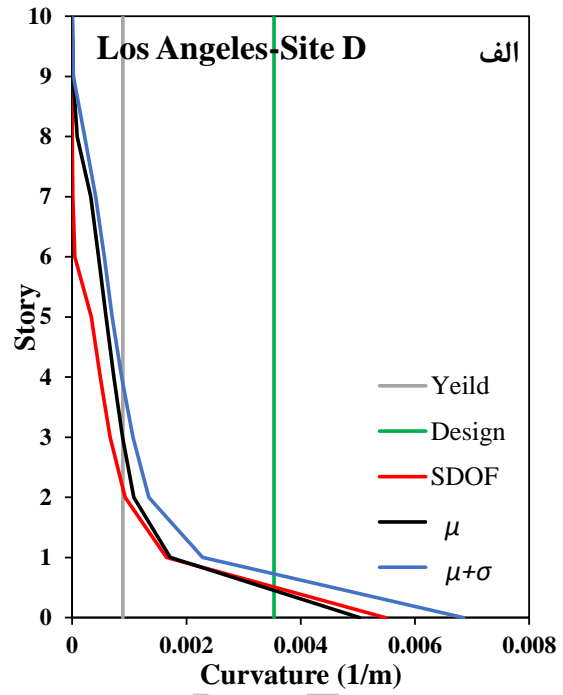
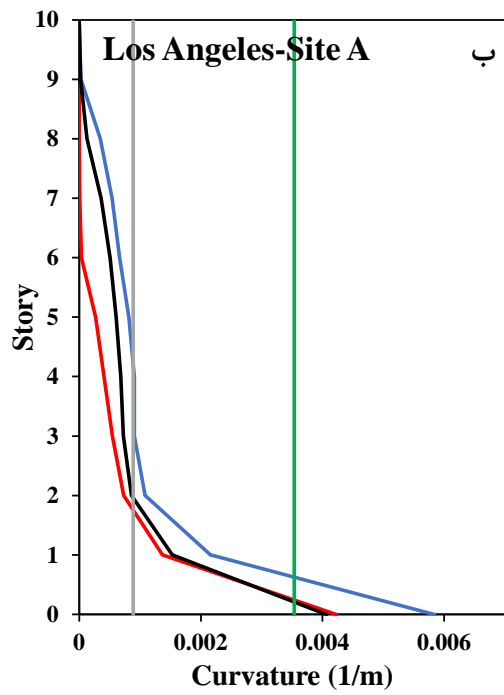
شکل ۶ نتایج پروفیل تغییر مکان برای دیواربرشی ۱۰ طبقه



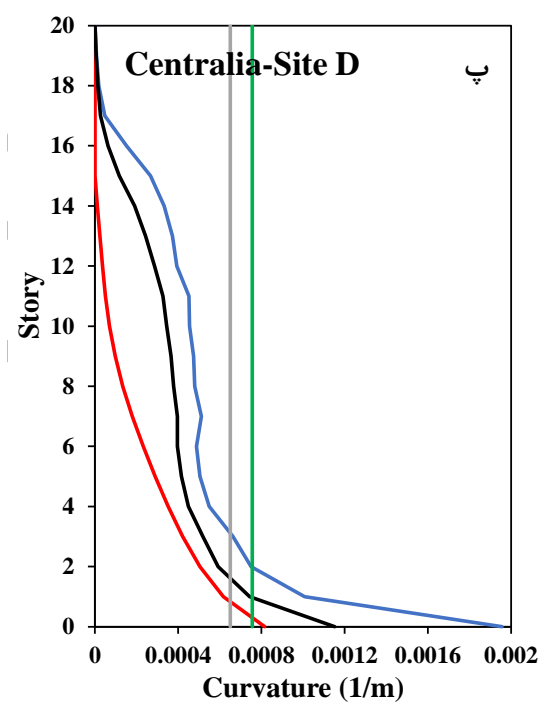
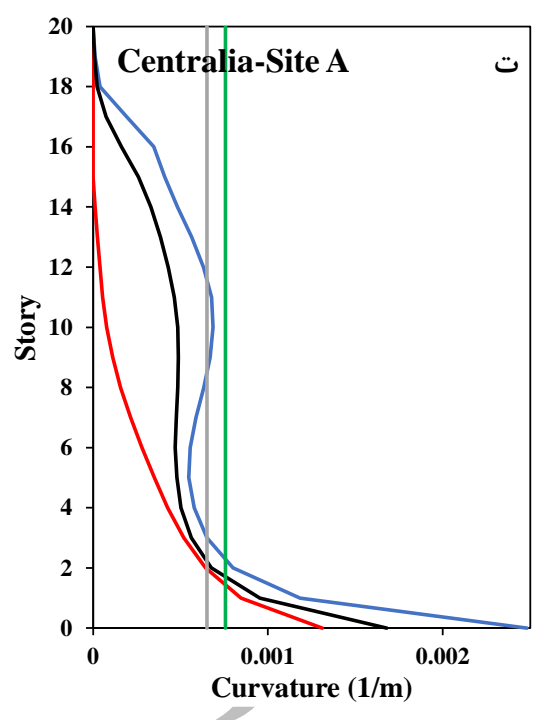
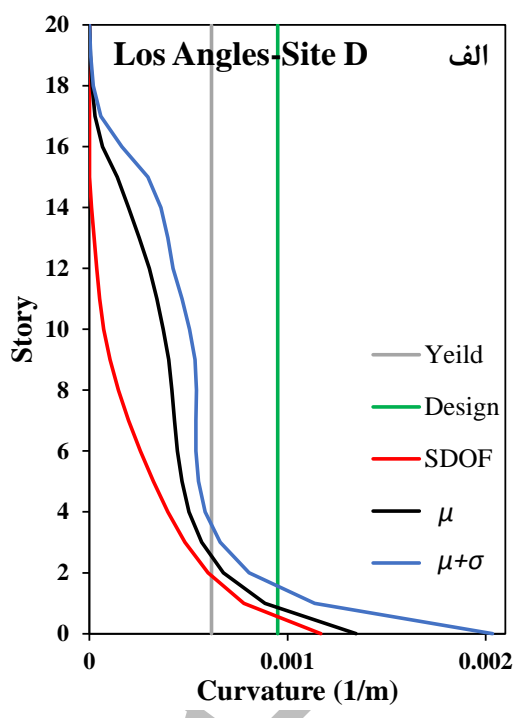
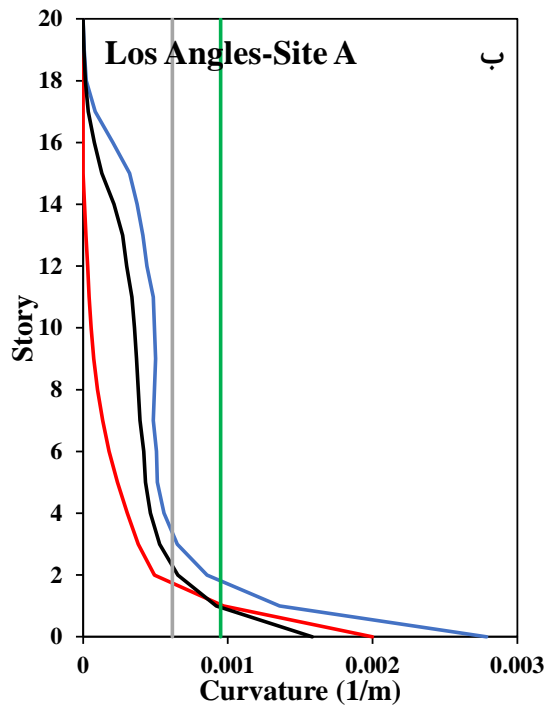
شکل ۷ نتایج پروفیل تغییر مکان برای دیوار برشی ۲۰ طبقه



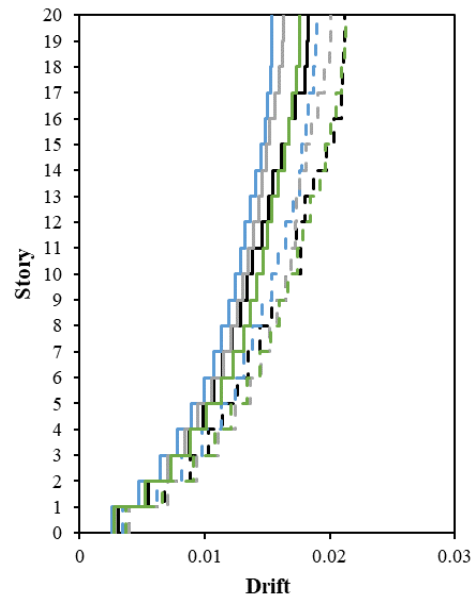
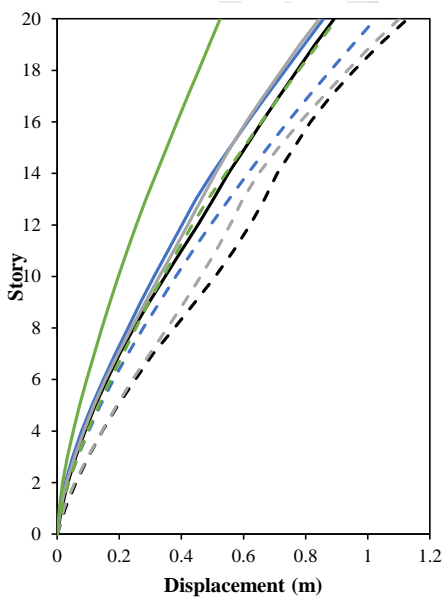
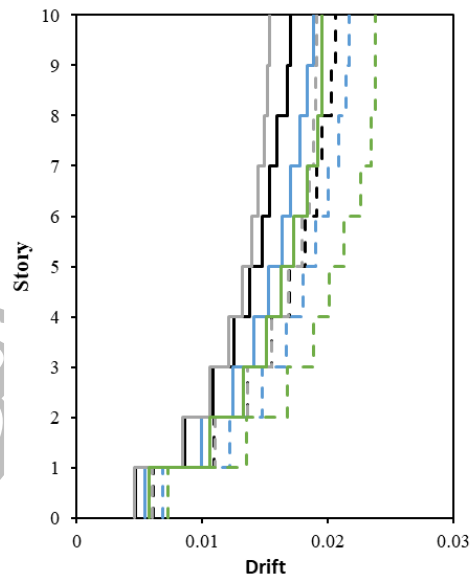
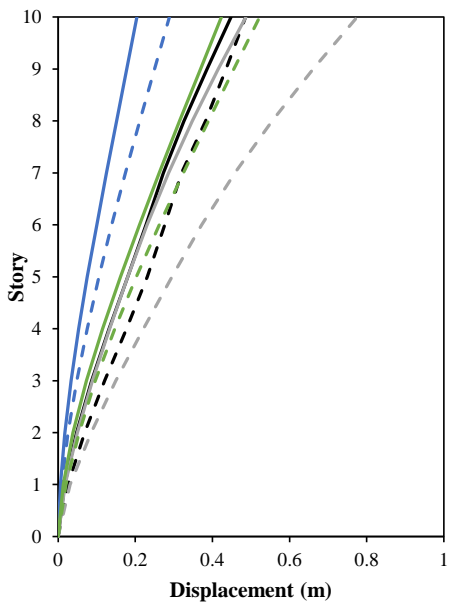
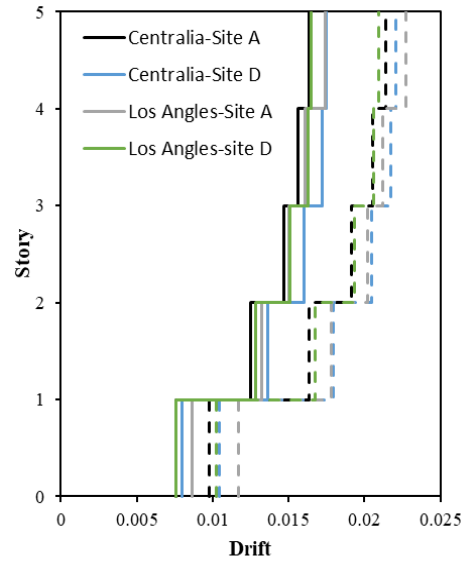
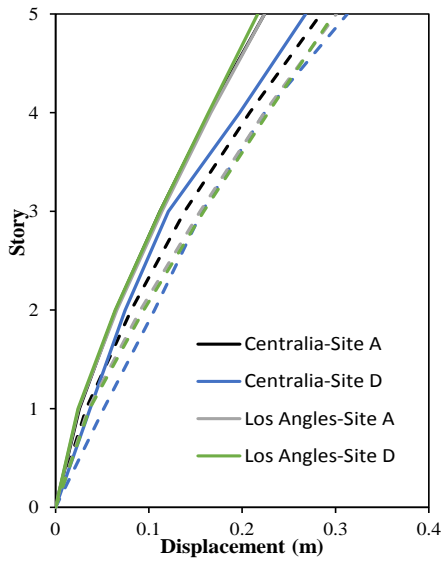
شکل ۸ نتایج پروفیل انحنا برای دیواربرشی ۵ طبقه



شکل ۹ نتایج پروفیل انحنای دیواربرشی ۱۰ طبقه

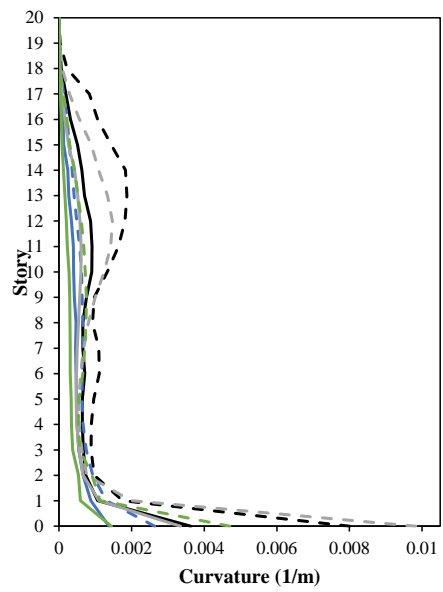
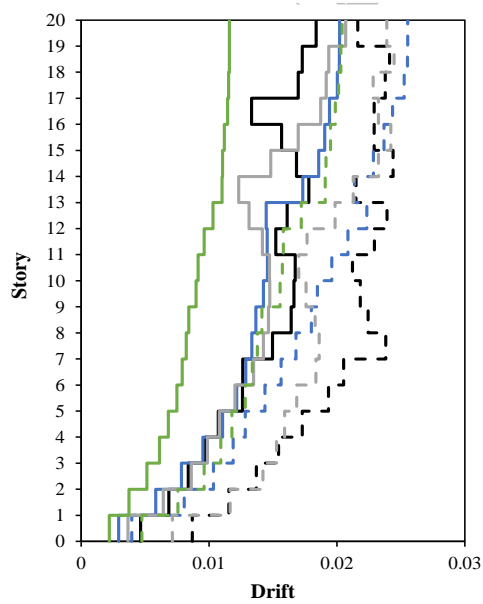
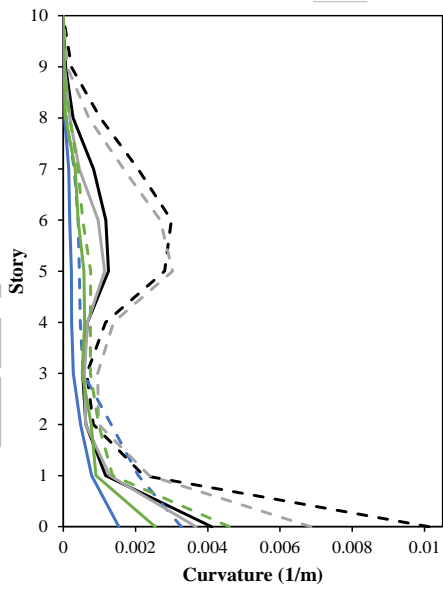
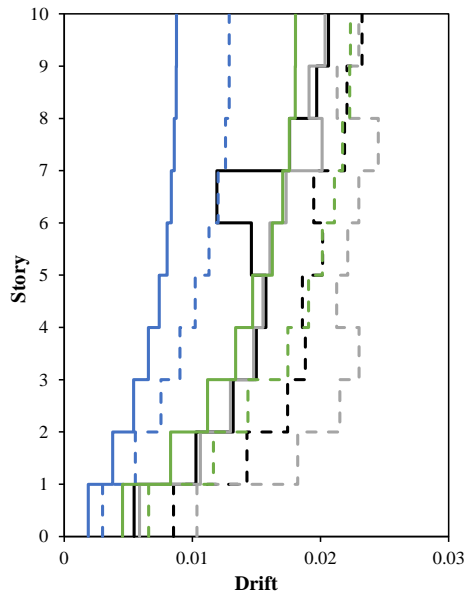
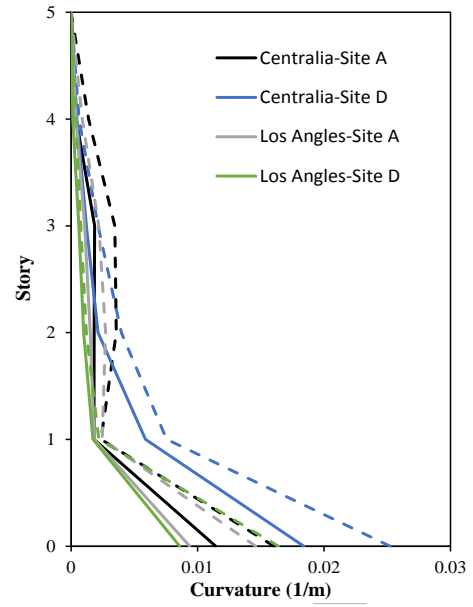
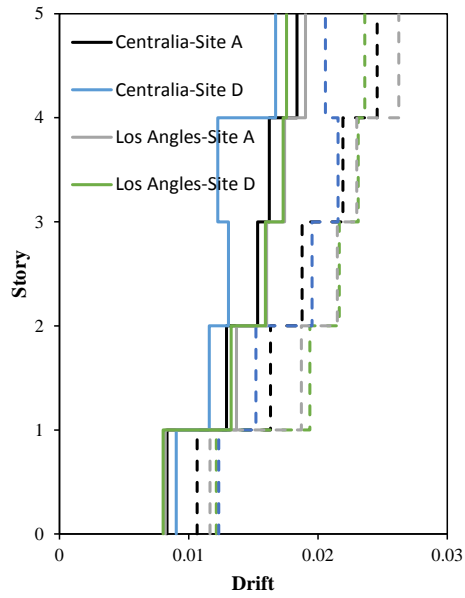


شکل ۱۰ نتایج پروفیل انحنا برای دیواربرشی ۲۰ طبقه



شکل ۱۲ نتایج تغییر مکان جانبی دیواربرشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه
برای رکوردهای طبیعی

شکل ۱۱ نتایج تغییر مکان نسبی طبقات برای دیواربرشی ۵، ۱۰ و
۲۰ طبقه



شکل ۱۴ نتایج تغییر مکان نسبی طبقات در دیواربرشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای رکوردهای طبیعی

شکل ۱۳ نتایج پروفیل انحنا دیواربرشی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای رکوردهای طبیعی