



کد مقاله: ۱-۱۶۸

مقایسه اثرات تغییر مکان‌های ماندگار گسلش بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی

طراحی شده مستقیم با تغییر مکان و روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰

حمیدرضا توکلی^۱، مسعود دنیادار^۲، حامد حمیدی جمنانی^۳

۱- عضو هیأت علمی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، tavakoli@nit.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۳- عضو هیأت علمی، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

چکیده

طراحی مقاوم لرزه ای در سالهای اخیر تحت تغییرات اساسی قرار گرفته است. یکی از مهمترین پیشرفت‌ها در این زمینه، تأکید بر طراحی در حالت های حدی است که عموماً تحت عنوان طراحی بر اساس عملکرد از آن یاد می شود. یکی از روش‌های مهم در این حوزه، روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان است که در این روش بر خلاف آیین نامه‌های فعلی که در آنها نیروها اساس کار هستند، تغییر مکانها در درجه اول اهمیت قرار دارند. لذا با افزایش گرایش به طراحی لرزه‌ای سازه بر اساس تغییر مکان و به منظور بررسی رفتار، لازم است اثرات تغییر مکان‌های ماندگار گسلش زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل بر سازه های طراحی شده با هر دو روش بررسی شود. در راستای این هدف، در این مطالعه مراحل گام به گام روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان ارائه شده است. سپس دو نمونه قاب مشابه که با روش تغییر مکان و روش نیرویی طراحی شده‌اند تحت تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی قرار می‌گیرند و با اعمال شتابنگاشت‌های گوناگون تاثیر تغییر مکان‌های ماندگار گسلش در هر دو نوع قاب بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که سازه طراحی شده با روش تغییر مکان رفتار قابل پیش بینی تری نسبت به سازه طراحی شده با روش نیرویی تحت اثرات تغییر مکان‌های ماندگار زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل دارد.

کلمات کلیدی: تغییر مکان‌های ناشی از گسلش، طراحی بر اساس تغییر مکان، طراحی بر اساس نیرو، قاب خمشی بتنی

۱- مقدمه

در سالهای اخیر توجه زیادی به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان در سازه های بتنی شده است. موضوع طراحی مبتنی بر تغییر مکان سازه های چند درجه آزاد بتن آرمه به عنوان فلسفه اصلی این روشها مطرح بوده است. در سال ۱۹۷۴ گولکان و سوزن [۱] به مطالعه رفتار غیر ارتجاعی سازه های بتنی تحت بارهای دینامیکی پرداختند. آنها روابط معادلی برای میرایی سازه یک درجه آزاد ارائه کردند. در سال ۱۹۷۶ شیباتا و سوزن [۲] روش سازه جایگزین را برای سازه های بتن آرمه ارائه نمودند. هدف از این مطالعه ارائه یک روش طراحی بر اساس تغییر مکان بود. مواهل [۳] چهارچوب کلی یک روش طراحی مقاوم در برابر زلزله بر اساس محاسبه نسبت تغییر مکان طبقات از روی طیف پاسخ تغییر مکان را پیشنهاد نمود. اما تحقیقات

لودینگ و همکاران [۴] برای سازه های یک درجه آزاد، نقطه آغاز تعیین تغییر مکان هدف حداکثر بود که بر اساس ظرفیت شکل پذیری متناسب با جزئیات اعضا به دست می آمد. این روش توسط کالوی و کی نگسلی [۵] برای پلهای چند درجه آزاد معادل بسط داده شد. اما مساله کلیدی در کاربرد طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای ساختمانهای چند طبقه، تبدیل تغییر مکان نیاز کل سازه به تغییر شکل های نیاز غیر ارتجاعی سازه ای یک طبقه بود که توسط آلونزو و همکاران [۶] و سینه ویرانتا و کراوینکلر [۷] ارائه شد. پس از آن با استفاده از متد های مختلف روشهای جدیدتری ارائه شد. فردیس و پاناجیوتاکس [۸] در سال ۱۹۹۷ روشی بر اساس طراحی حد نهایی برای بارهای ثقلی و کنترل تغییر مکان تحت زلزله سطح بهره برداری ارائه نمود.

بالاخره در سال ۲۰۰۵ پتین گا و پرستلی [۹] با ارائه یک متدولوژی منسجم بسیاری از پارامترها را در روند طراحی مد نظر قرار داده اند که این روش مبنای طراحی سازه های مقاله حاضر قرار گرفته است.

در این مقاله رفتار غیر ارتجاعی چهار سازه بتنی قاب خمشی منظم و انعطاف پذیر با ارتفاع چهار، هشت، و پانزده طبقه که با دو دیدگاه متفاوت تغییر مکانی و نیرویی طراحی شده اند در هنگام وقوع زلزله مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. در روش طراحی بر اساس نیرو، از نیروهای لرزه ای و در روش طراحی مستقیم ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۰] مبتنی بر تغییر مکان، از مطالعات انجام پذیرفته توسط پتین گا و پرستلی استفاده شده است. با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی دینامیکی غیر خطی عملکرد لرزه ای این سازه ها تحت شتابنگاشت های حوزه نزدیک گسل قرار می گیرند. روش طراحی مبتنی بر نیرو دارای محدودیتهای زیر است: [۱۱]

الف- تخمین اولیه برای پریرود اصلی (T) در شروع روند طراحی؛ آیین نامه های زلزله از روابط تجربی که بر پایه تعاریف عمومی از سیستم سازه ای و هندسه سازه استوار است، استفاده می کنند. این مقادیر جهت یک طراحی محافظه کارانه، عمدتاً کمتر از مقادیر اندازه گیری شده ارائه شده اند. [۱۲-۱۳]

ب- ضریب اصلاحی نیروها (ضریب کاهش) R، یک وسیله ساده برای رسیدن به یک طیف غیر ارتجاعی است. آیین نامه ها مقادیر ضریب R را بسته به مصالح ساخت و نوع سیستم سازه ای بکار رفته مشخص می کنند. با این حال، به نظر می رسد این مقادیر دلخواه است و به سختی توجیه پذیر باشند، در عین حال که متناسب با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی ارائه نشده اند،

ج- مقادیر تغییر مکانها با یک روش ساده و سریع، آن هم فقط در پایان روند طراحی کنترل می شوند.

اصولاً در شرایط حدی نهایی، این تغییر شکلها هستند که از یک سو به ناپایداری سازه کمک کرده و از سوی دیگر میزان خرابیها را افزایش می دهند. این امر سبب می شود ساختمان به صورت جزئی یا کلی کاربری خود را از دست داده و حتی غیر قابل بازسازی شود. علاوه بر این، تعیین خرابی المان های سازه نیز از روی حدود تغییر شکلی آسانتر از استفاده از حدود نیرویی است. بنابراین منطقی به نظر می رسد که بر ای طراحی، روشی مورد بررسی قرار گیرد که در آن تغییر مکانها با توجه خاص بر روی تغییر شکلها، در ابتدای روند طراحی در نظر گرفته شود. شرط حدی بهره برداری را می توان بر اساس رویداد زلزله های متوسط در نظر گرفت که احتمال وقوع آنها در عمر سازه زیاد است (با تحمیل یک حد برای نسبت تغییر مکان طبقات، خرابیهای غیر سازه ای محدود شده و یا اتفاق نمی افتد) در این صورت، برای جلوگیری از ویرانی در زلزله های شدید، باید شکل پذیری نیاز اجزای سازه ای و تغییر شکلهای کلی سازه کنترل شوند.

۲- تئوری طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

مبنای طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، DDBD، بر اساس فرض تئوری سازه یک درجه آزادی جایگزین می باشد. اولین قدم در طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان تعیین محدودیت عملکردی بر اساس حدود سرویس دهی با حدود کنترل خرابی میباشد. حدود سرویس دهی: معمولاً بهترین معیار جهت مشخص کردن خرابی، حدود کرنش و تغییر شکل می باشد. برای سازه های بتن آرمه می توان با استفاده از کرنش فشاری بتن و یا کشش فولاد (یا فشار) این تعریف را انجام داد [۱۴].

حدود کنترل خرابی: حدود کنترل خرابی را نیز می توان با استفاده از محدودیتهای کرنش مصالح یا محدودیت های نسبت تغییر مکان طبقات طراحی که برای کنترل خرابی اجزای غیرسازه ای به کار می روند، تعریف کرد [۱۴]. در این تحقیق محدودیتهای عملکردی بر اساس حدود کنترل خرابی (نسبت تغییر مکان طبقات) و با توجه به ضوابط FEMA 356 [۱۵] مقدار ۲ درصد برای تأمین ایمنی جانی در نظر گرفته شده است.

۲-۱- تخمین تغییر مکان تسلیم

پریستلی [۱۶] تغییر مکان تسلیم را در محل نیروی برآیند جانبی لرزه ای با دقت کافی بر اساس رابطه (۱) پیشنهاد می کند:

$$\Delta_y = 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} h_e \quad (1)$$

در رابطه l_b طول دهانه یک تیر و h_b ارتفاع تیرهای طبقه و $h_e = 0.6h_n$ (ارتفاع کل سازه) ارتفاع محل نیروی برآیند جانبی به صورت تقریبی برای قاب می باشد. اگرچه این مقدار برای سازه های منظم کافی است ولی در مورد سازه هایی که مقدار جرم در ارتفاع سازه تغییر می کند نیاز به محاسبات دقیقتری می باشد. در این موارد ارتفاع مؤثر را می توان به صورت زیر در رابطه (۲) در نظر گرفت:

$$h_e = \frac{\sum m_i \Delta_i h_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (2)$$

۲-۲- پروفیل تغییر مکان سازه

در گام بعدی باید پروفیل تغییر مکان فرضی سازه برای قابهای بتنی منظم مشخص شود. طبق پیشنهاد لئودینگ و همکاران [۴] تغییر مکان طراحی در تراز i از روابط زیر تخمین زده می شود تا در تکرار اول به کار رود:

$$\Delta_i = \Delta'_d \cdot h_i \quad n \leq 4 \quad (3)$$

$$\Delta_i = \Delta'_d \cdot h_i \left(1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \quad 4 \leq n \leq 20 \quad (4)$$

$$\Delta_i = \Delta'_d \cdot h_i \left(1 - \frac{0.5h_i}{h_n} \right) \quad n \geq 20 \quad (5)$$

۲-۳- تعیین تغییر مکان هدف

تغییر مکان طراحی سیستم یک درجه آزاد معادل از رابطه زیر به دست می آید:

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i} \quad (6)$$

که m_i و Δ_i به ترتیب تغییر مکان و جرم طبقات می باشند.

۲-۴- محاسبه ضریب شکل پذیری سازه

ضریب شکل پذیری از رابطه زیر بدست می آید

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (7)$$

۲-۵- تعیین جرم مؤثر

با در نظر گرفتن مشارکت جرمی در مود اصلی، جرم مؤثر برای سیستم یک درجه آزاد معادل عبارت است از:

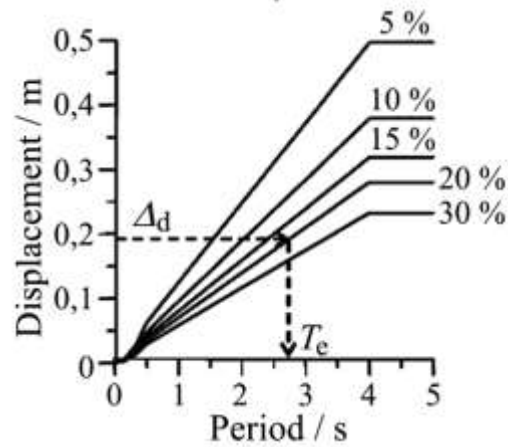
$$m_e = \frac{\sum m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (8)$$

۲-۶- محاسبه میرایی ویسکوز معادل

برای محاسبه میرایی ویسکوز یک سیستم خطی معادل با سطح شکل پذیری مورد نظر در همان سیستم در هنگام رفتار غیرخطی، روابطی توسط محققین مختلف بر اساس یکسان سازی انرژی تلف شده در سیستم پیشنهاد شده است. پریستلی رابطه زیر را برای سازه های قاب خمشی بتنی ارائه کرده است.

$$\zeta = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (9)$$

۷-۲- بدست آوردن زمان تناوب معادل T_e به ازای Δ_d و ζ از طیف طرح تغییرمکان



شکل ۱: جزئیات بدست آوردن T_e از طیف طرح تغییرمکان

در شکل ۱ یک نمونه طیف طرح تغییرمکان ارتجاعی و چگونگی تعیین T_e روی آن نشان داده شده است. طیف طرح تغییرمکان از طیف طرح شتاب با تقسیم آن بر مجذور فرکانس در هر نقطه به دست می آید.

۸-۲- محاسبه سختی معادل

سختی مؤثر در تغییر مکان حداکثر برای سازه یک درجه آزاد معادل را می توان با معکوس کردن رابطه پریرود طبیعی سیستم یک درجه آزاد در رابطه (۱۰) به دست آورد:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (10)$$

۹-۲- تعیین برش پایه

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (11)$$

۱۰-۲- توزیع برش پایه در ارتفاع سازه و تعیین نیروی جانبی طبقات

برش پایه محاسبه شده با استفاده از رابطه (۱۱) متناسب با پروفیل تغییر مکان جانبی سازه با استفاده از رابطه (۱۲) در ارتفاع سازه توزیع می شود.

$$F_i = V_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (12)$$

۳- توصیف سازه‌های مورد مطالعه

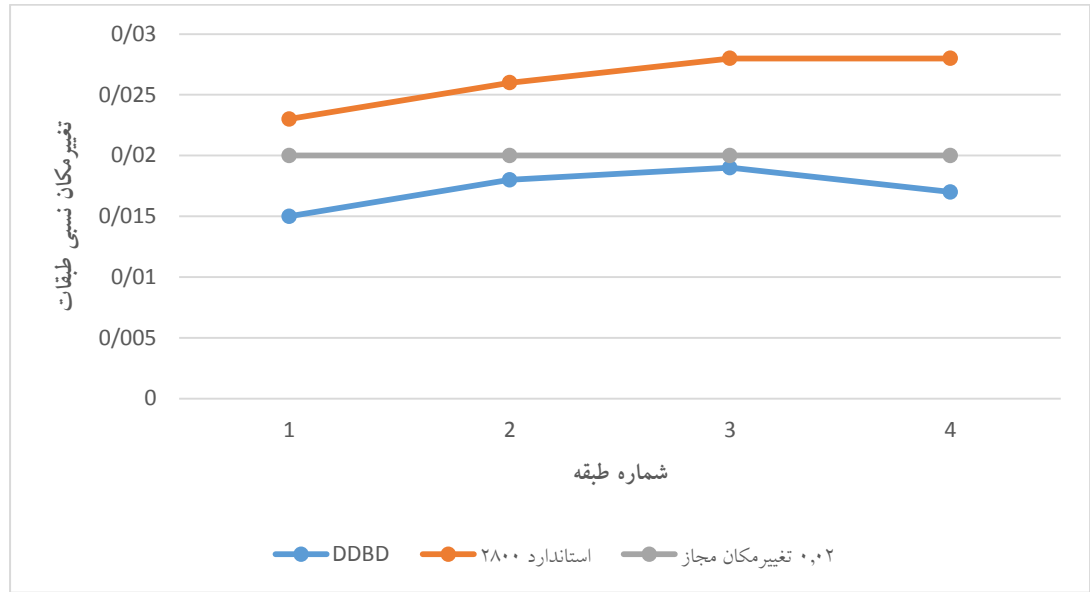
مثالهای در نظر گرفته شده قاب‌های خمشی بتنی ۴ و ۸ طبقه سه دهانه با دهانه ۶ متری می‌باشد. تمام طبقات دارای ارتفاع کف تا کف ۳ متر هستند و وزن هر طبقه برابر ۲۰۰ کیلونیوتن فرض شده است. از طیف آیین نامه زلزله ایران برای خاک نوع دو و پهنه لرزه خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد استفاده شده است [۱۰]. آیین نامه مورد استفاده در طراحی FEMA356 می‌باشد. با مبنا قرار دادن سطح عملکرد ایمنی جانی [۱۵]، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای سازه‌ها برابر با ۲ درصد در نظر گرفته شده است. قابها با روش نیرویی استاندارد ۲۸۰۰ و نیز با روش DDBD طراحی شده‌اند. پس از طراحی اولیه برای ارزیابی، قابها تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی قرار گرفته‌اند و شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک گسل حاوی تغییر مکانهای ماندگار به آنها اعمال گردیده است. مراحل طراحی قابهای مذکور با استفاده از نرم افزار SAP2000 انجام گرفته است.

۴- نتایج طراحی سازه‌ها به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

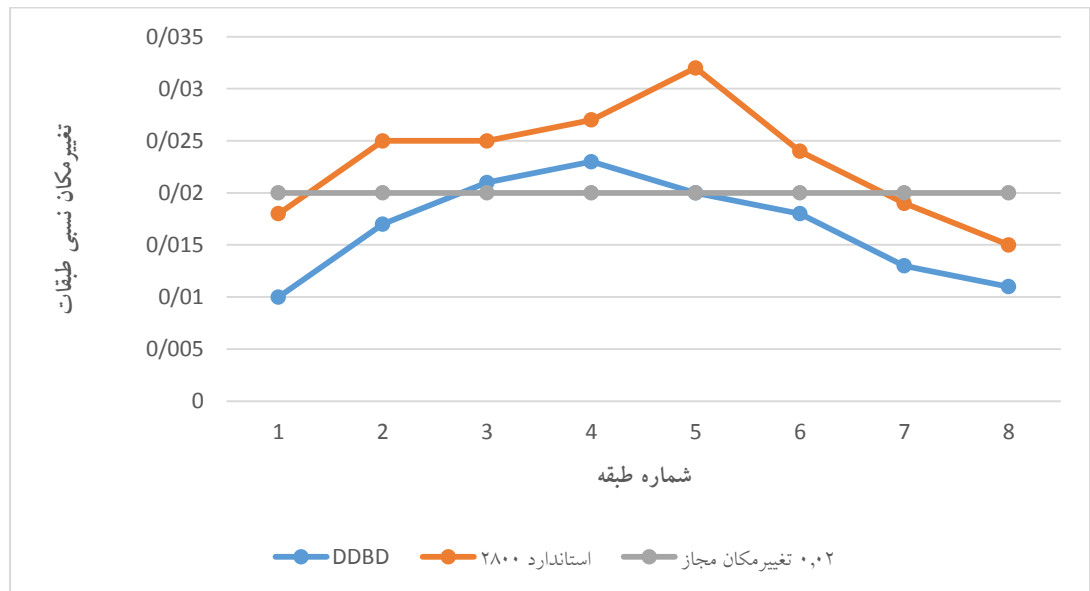
۴-۱- مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات در قابهای چهار، هشت طبقه:

نسبت تغییر مکان طبقات مختلف کلیه سازه‌ها در شکل‌های (۲) و (۳) ارائه شده است. مشاهده می‌شود با این که هر دو دسته سازه‌ها بر اساس ارضای شرایط لرزه ای یکسان و با یک طیف طرح استاندارد طراحی شده‌اند، اما به دلیل روش و مبانی متفاوت طراحی، رفتاری کاملاً متفاوت از خود بروز داده‌اند.

در کلیه حالات سازه‌های "استاندارد ۲۸۰۰" از مرزهای مجاز ۲ درصد فراتر رفته‌اند. این در حالی است که این سازه‌ها در تحلیل استاتیکی شبه دینامیکی این شرایط را ارضاء می‌کنند. در ضمن، برای برطرف نمودن این مشکل راه حل روشن و مستقیمی وجود ندارد. از طرف دیگر سازه‌های "روش تغییر مکان" مقادیر مجاز تعیین شده را ارضاء می‌کنند. فقط در سازه هشت طبقه به مقدار بسیار کمی از مقدار مجاز تجاوز شده است که براحتی با تصحیح منحنی تغییر مکان اولیه، قابل اصلاح است.



شکل ۲: مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه ۴ طبقه

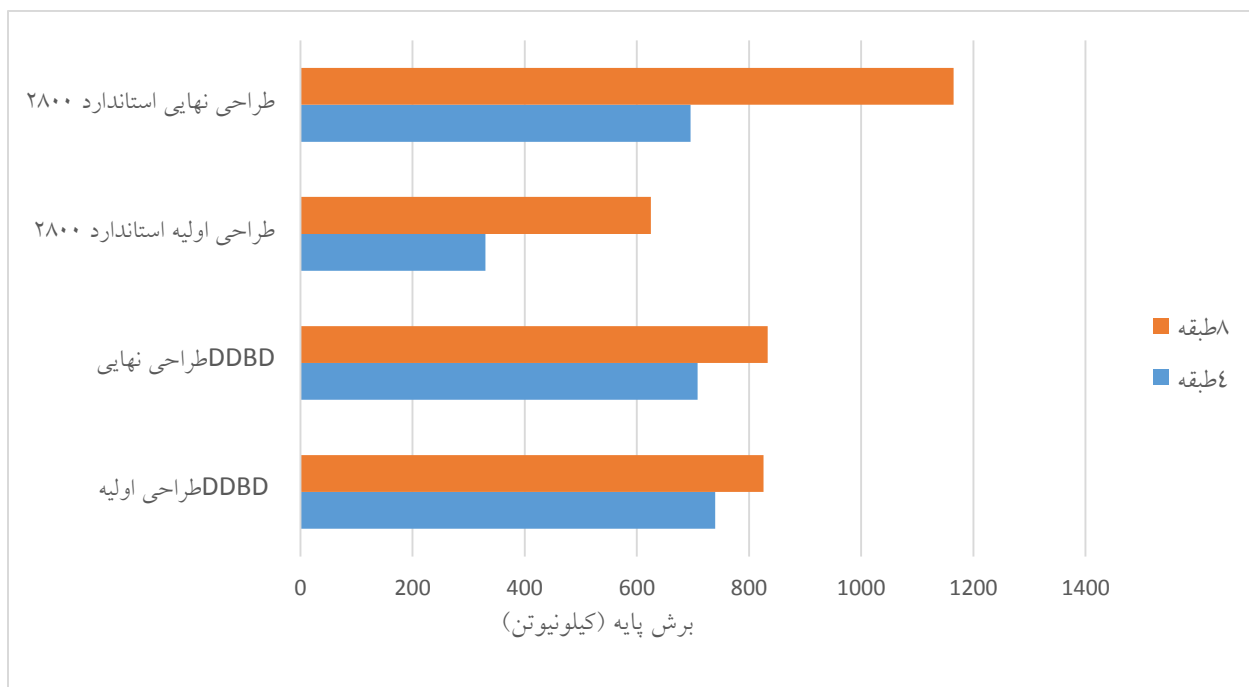


شکل ۳: مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه ۸ طبقه

۲-۴- مقایسه نیروی برشی پایه حداکثر:

مقایسه برش پایه حداکثر در حالت طراحی اولیه، تحلیل خطی یا در مرحله شروع تحلیل (غیرخطی) و در مرحله پایان تحلیلهای غیرخطی در شکل (۴) نشان داده شده است. مقادیر برش پایه تحلیل غیرخطی در سازه های "روش تغییر مکان" در اکثر موارد کوچک تر از مقادیر طراحی اولیه می

باشند. در حالی که در سازه های "استاندارد ۲۸۰۰" دقیقاً برعکس است. به عبارت دیگر سازه های طراحی شده با نیروهای "استاندارد ۲۸۰۰" همواره تحت تأثیر نیروهای بسیار بزرگتر از آنچه در طراحی اولیه منظور شده قرار می گیرند.



شکل ۴: مقایسه نیروی برش پایه

۵- نتیجه گیری

نتایج حاصله از سازه های مورد مطالعه به روشنی نشان می دهد که روش طراحی مستقیم بر اساس جابجایی، کنترل بسیار مناسبی از تغییر مکان و تغییر مکان نسبی را برای سازه های نزدیک گسل فراهم می آورد. در واقع طراحی سازه های قاب خمشی بتنی در شرایط نزدیک گسل با روش تغییر مکان در ابتدا غیر اقتصادی به نظر می آید. اما پس از انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه می توان فهمید این طراحی غیر اقتصادی که ناشی از کوتاه در نظر گرفتن پریود موثر و در نتیجه بالا بردن سختی سازه است برای کنترل تغییر مکان جانبی اعضای سازه و جلوگیری از ایجاد تغییر مکانهای خارج از محدوده مجاز در سازه می باشد.

- [1] Priestley, M. J. N.; Calvi, G. M.; Kowalsky, M. J. Displacement-based Seismic Design of Structures. IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [1] Gulkan, P. and Sozen, M., 1974, "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions," ACI Journal 71(12), 604–610.
- [2] Shibata, A. and Sozen, M. (1976). "Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete", *Journal of Structure Division, ASCE*, **102**(6), 1–18.
- [3] Moehle, J.P. (1992). "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, **8**(3), 403-428.
- [4] Loeding, S., Kowalsky, M.J., and Priestley, M.J.N. (1998). "Displacement-Based Design Methodology Applied to RC Building Frames", Structural Systems Research Report SSRP-98/06, Structures Division, University of California, San Diego.
- [5] Calvi, G.M. and Kingsley, G.R. (1995). "Displacement-Based Seismic Design of Multi-Degree-of-Freedom Bridge Structures", *Earth-quake Engineering Structure Dynamic*, **24**(9), 1247-1266.
- [6] Alonso, J., Miranda, E., and Santa-Ana, P. (1996). "Inelastic Displacement Demands for Structures Build on Soft Soils", *Proc. 11th WCEE*, Mexico.
- [7] Seneviranta, G.D.P.K. and Krawinkler, H. (1996). "Modifications of Seismic Demands for MDOF Systems", *Proc. 11th WCEE*, Mexico.
- [8] Fardis, M.N. and Panagiotakos, T.B. (1997). "Displacement-Based Design of RC Buildings: Proposed Approach and Application", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Editors: Fajfar and Krawinkler, Balkema, Rotterdam, 195-207.
- [9] Pettinga, D. and Priestley, M.J.N. (2005). "Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design", IUSS Press.
- [۱۰] کمیته بازنگری دائمی آیین نامه طراحی ی ساختمانها در برابر زلزله" (1384) آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله" ، استاندارد 2800 ، ویرایش سوم.
- [11] Medhekar, M.S. and Kennedy, D.J.L. (2000). "Displacement-Based Seismic Design of Building-Theory", *Engineering Structures*, **22**, 201 -209.
- [12] Building Seismic Safety Council (1994). "National Earthquake Hazards Reduction Program Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings", Washington.
- [13] Applied Technology Council (1995). "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", (75% Complete Draft), Report ATC-33.03, Redwood City, California.
- [14] Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2000). "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings", *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **33**(4).
- [15] FEMA 356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington.