

M. R. Tabeshpour*

Department of Mechanical
Engineering, Sharif University
of Technology.

e-mail: abeshpour@yahoo.com

A. Noorifard

Lecturer, School of
Architecture, College of Fine
Arts, University of Tehran.

e-mail: anoorifard@yahoo.com

Behavior of Building With Eccentrically Braced Frame and Infill Wall in the Sarpol-E Zahab Earthquake

The Behavior of eccentrically braced frame (EBF) in terms of stiffness and ductility is between moment resisting frame and concentrically braced frame. EBF should be designed in such a way that yielding is only concentrated in the link beam at the non-linear stage. Field survey after the Sarpol-e Zahab earthquake shows that despite several defects in structural design and construction of EBFs, they have remained stable. In this study, one of the damaged buildings in the Sarpol-e Zahab earthquake, in the form of a three-story four-bay frame was modeled in Etabs and its seismic behavior in two cases; with and without infill walls was studied. The results of the analyses show that the presence of diagonal struts of infill walls reduces the axial force of the braces, the shear force, and the bending moment of the link beams. Infill walls also reduce lateral displacement and period of EBF, and they increase the lateral stiffness. Therefore, in the condition that there are several defects in the design and construction of link beams and braces, connecting the infill walls to the structure has a positive achievement. In this condition, if there were not infill walls, there would be a possibility of structural collapse.

Keywords: Eccentrically braced frame, Infill wall, Sarpol-e Zahab earthquake, Linear analysis.

* Corresponding author

Received 10 April 2020, Revised 26 June 2020, Accepted 02 July 2020.

DOI: 10.22091/cer.2020.5409.1201

مطالعه رفتار ساختمان با سیستم مهاربند برون‌محور و دیوار پرکننده در زلزله سرپل ذهاب

قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور از لحاظ سختی و شکل‌پذیری رفتاری بینابین قاب خمشی و مهاربند هم‌محور دارند. به این منظور لازم است طراحی مهاربند و تیر پیوند به نحوی انجام گیرد که در مرحله غیرخطی، تنها تیر پیوند جاری شود. بررسی‌های میدانی صورت گرفته پس از زلزله سرپل ذهاب نشان می‌دهد علی‌رغم اینکه قاب‌های دارای مهاربند برون‌محور طراحی نشده و اشکالات اجرایی زیادی دارند، سازه پایداری خود را حفظ کرده است. در این پژوهش با استفاده از مدل‌سازی یکی از ساختمان‌های آسیب دیده در زلزله سرپل ذهاب به صورت یک قاب سه طبقه چهار دهانه در نرم افزار ایتبس، رفتار سازه در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده مطالعه شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد وجود دستک قطری دیوار پرکننده موجب کاهش نیروی محوری مهاربندها و کاهش نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند می‌شود. دیوار پرکننده همچنین موجب کاهش تغییرمکان، افزایش سختی و کاهش پیوند قاب با مهاربند برون‌محور می‌گردد. لذا در چنین شرایطی که اشکالات متعددی در طراحی و اجرای تیر پیوند و مهاربند وجود دارد، اتصال دیوار پرکننده به سازه در حفظ پایداری قاب با مهاربندهای برون‌محور در زلزله سرپل ذهاب نقش مهمی را ایفا کرده است. در این شرایط اگر دیوار پرکننده وجود نمی‌داشت، رفتار لرزه‌ای سازه بحرانی‌تر می‌شد و حتی احتمال فروریزش سازه وجود می‌داشت. بنابراین برای قاب با مهاربند برون‌محوری که به درستی برای بار زلزله طراحی شده است، چسباندن دیوار پرکننده به قاب باعث اختلال در رفتار شکل‌پذیر مطلوب این سیستم سازه‌ای می‌شود.

واژگان کلیدی: مهاربند برون‌محور، دیوار پرکننده، زلزله سرپل ذهاب، تحلیل خطی.

محمد رضا تابش پور*

دانشیار، دانشکده مکانیک،
دانشگاه صنعتی شریف.
پست الکترونیک:
tabeshpour@yahoo.com

آزاده نوری‌فرد

استاد مدعو دانشکده معماری،
پردیس هنرهای زیبا، دانشگاه
تهران.
پست الکترونیک:
anoorifard@yahoo.com

۱- مقدمه

قرار داشته، سختی آنها از قاب خمشی و شکل‌پذیریشان از سیستم مهاربند هم‌محور بیشتر است [۸-۱]. در این سیستم، قابلیت سختی زیاد در محدوده الاستیک با ظرفیت استهلاک انرژی در محدوده غیرالاستیک ترکیب شده است که سختی جانبی کافی، ناشی از سختی محوری مهاربندهای قطری و رفتار شکل‌پذیر ناشی از قابلیت تیر پیوند است [۴ و ۵].

قاب مهاربند برون‌محور در اواسط دهه ۷۰ میلادی، توسط رئودر و پوپوف^۱ و در دانشگاه کالیفرنیا پیشنهاد گردیده است [۹]. هدف اولیه از ایجاد قاب‌های مهاربندی

همواره تناسب میان پارامترهای سختی و شکل‌پذیری، دغدغه اصلی مهندسين طراح بوده است. قاب‌های خمشی، شکل‌پذیری زیاد و سختی کمی دارند؛ در حالی که، قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور، سختی زیاد و شکل‌پذیری اندکی دارند. قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور از لحاظ سختی و شکل‌پذیری در حالتی بینابینی

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۰۱/۲۲، بازنگری: ۱۳۹۹/۰۴/۰۶، پذیرش: ۱۳۹۹/۰۴/۱۲
DOI: 10.22091/cer.2020.5409.1201 شناسه دیجیتال

¹ - Roeder and Popov

شده برون محور، وقوع تسلیم برشی در قسمت کوچکی از تیر اصلی بوده است که اصطلاحاً تیر پیوند نامیده می‌شود. اساسی‌ترین و مهمترین مفهوم در طراحی این سیستم در مقابل زلزله این است که جاری شدن و خسارت سازه‌ای باید به طور کلی در تیر رابط محدود شود و سایر اعضا در محدوده الاستیک باقی بمانند [۱ و ۵]. به بیان دیگر، تیر پیوند مانند فیوز عمل می‌کند و نقش اساسی جذب و استهلاک انرژی توسط آن انجام می‌شود [۳ و ۷].

در قاب مهاربندی شده برون محور، نیروی محوری ایجاد شده در مهاربندها، از طریق برش و خمش در تیر پیوند به ستون یا مهاربند دیگر منتقل می‌شود [۲، ۳ و ۱۰]. تیر پیوند، بخش بزرگی از انرژی وارده در زمان زلزله را از طریق تسلیم مصالح مستهلک می‌کند. در یک قاب مهاربندی شده برون محور که به خوبی طراحی شده است، عملکرد غیرارتجاعی فقط محدود به تیر پیوند بوده و دیگر اعضا در زمان زلزله در محدوده الاستیک باقی می‌مانند، وجود دیوار پرکننده، بر عملکرد تیر پیوند تأثیر می‌گذارد. برخلاف سیستم دارای مهاربند هم محور، برهمکنش سیستم دارای مهاربند برون محور با دیوار پرکننده بسیار مهم است، زیرا در صورت وجود دستک معادل دیوار، توزیع و انتقال نیروی جانبی به صورت محوری، عملکرد برشی تیر رابط را کم‌رنگ می‌کند. اصولاً از آنجاکه دریافت مربوط به عملکرد سیستم مهاربند واگرا در مقایسه با سیستم همگرا، بیشتر است، احتمالاً در محدوده عملکرد منجر به شکست‌ها و ترک‌های مهم غیرسازه‌ای در دیوار پرکننده می‌شود. در چنین سیستمی کلاً دیوار باید از قاب جدا شود [۱۱]. نتایج مطالعات المان محدود درین^۲ و همکاران نشان می‌دهد عموماً وجود دیوارهای پرکننده، مقاومت تسلیم و محدوده الاستیک در منحنی نیرو- تغییرمکان را افزایش می‌دهد ولی رفتار پلاستیک قاب بدتر شده و به دلیل رفتار ترد مصالح بنایی، کل سیستم پس از عبور از محدوده الاستیک، افت شدید مقاومت

خواهد داشت [۱۰]. تابش پور و نوری فرد با استفاده از تحلیل غیرخطی یک ساختمان مهاربند برون محور آسیب‌دیده در زلزله سرپل ذهاب در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده نتیجه گرفتند که اتصال دیوار به سازه باعث افزایش شدید سختی، مقاومت و جذب انرژی شده و تا حد زیادی اشکالات مربوط به ضعیف بودن تیر پیوند و مهاربند را جبران می‌کند. در این شرایط اگر دیوار پرکننده وجود نمی‌داشت، رفتار لرزه‌ای سازه بحرانی‌تر می‌شد و حتی احتمال فروریزش سازه وجود می‌داشت [۱۲].

اگرچه مطالعات گسترده‌ای در خصوص مهاربند برون محور و دیوار پرکننده انجام شده است ولی مطالعه مهاربندی برون محوری با دیوار پرکننده اندک است [۱۰]. هدف از این پژوهش بررسی اشکالات قاب‌های برون محور آسیب‌دیده در زلزله سرپل ذهاب و سپس تحلیل یک نمونه از آنها در نرم‌افزار ایتبس در دو حالت با و بدون دیوار جهت مطالعه عددی رفتار سازه می‌باشد.

۲- اشکالات مهاربند برون محور در زلزله سرپل

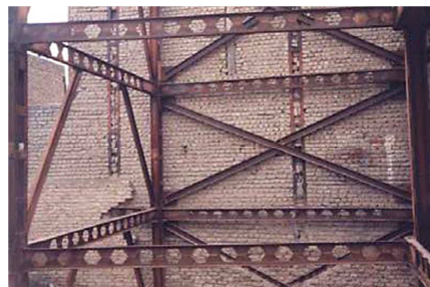
ذهاب

امروزه استفاده از سیستم های مهاربندی برون محور به دلیل قدرت جذب انرژی زیاد در هنگام زلزله، سختی قابل ملاحظه و امکانات معماری بالاتر، روزه‌روز گسترش بیشتری می‌یابد [۲]. در دهه‌های گذشته در اغلب شهرهای متوسط و کوچک و به ویژه در حومه آنها طراحی سازه‌ها به صورت اصولی و مهندسی نبوده و حتی بخشی از آنها به صورت تجربی و نیمه مهندسی بدون محاسبات نرم‌افزاری طراحی و اجرا شده‌اند، علاوه بر کمبود مقاومت و سختی در برابر بارهای جانبی، اشکالات متعددی نیز دارند. برخی اشکالات متداول در سازه‌های فولادی دارای مهاربند برون محور در زلزله سرپل ذهاب، در شکل ۱ ارائه شده است.

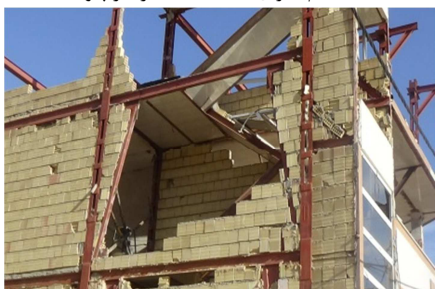
²- Daryan



(ب) عدم اجرای سخت کننده در تیر پیوند



(الف) استفاده از تیر لانه زنبوری در دهانه مهاربند برون محور



(د) طول زیاد تیر پیوند



(ج) نداشتن مهار جانبی در بال فشاری تیر



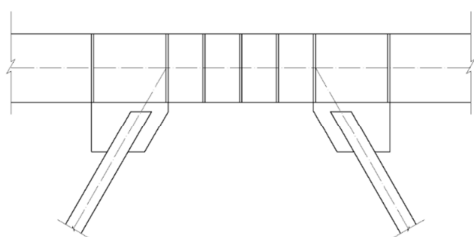
(و) اتصال دیوار به سازه مهاربند برون محور



(ه) کماتش جانبی مهاربند به دلیل عدم کفایت مقطع

شکل ۱- اشکالات متداول در سازه فولادی دارای مهاربند برون محور در زلزله سریل ذهاب (عکس‌های (ب) تا (و) توسط نگارندگان از زلزله سریل گرفته شده است.)

تسلیم برشی، در مقادیر کوچک طول تیر پیوند به وقوع می‌پیوندد. با افزایش طول تیر پیوند، به تدریج رفتار اندرکنشی برشی- خمشی و با ادامه افزایش طول، حالت رفتار خمشی مسلط خواهد گردید. به علت احتمال کماتش ناشی از برش در جان تیر پیوند، استفاده از سخت کننده‌هایی در طول تیر پیوند و قسمت انتهایی آن الزامی می‌باشد (شکل ۲) [۶].

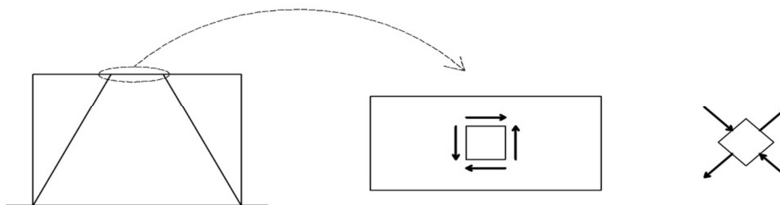


شکل ۲- اجرای ورق سخت کننده در تیر پیوند

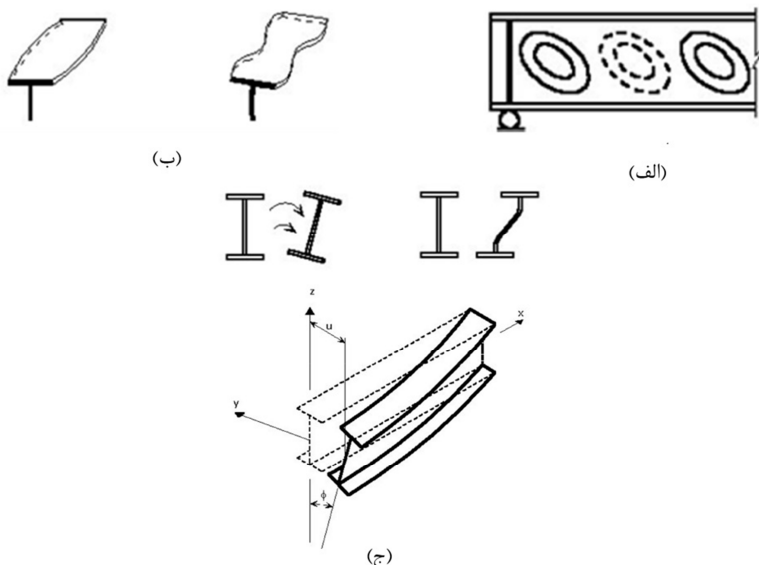
۳- مروری ضوابط تیر پیوند در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

در سیستم مهاربند برون محور، طراحی تیر پیوند از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد چرا که اگر این بخش بسیار قوی طراحی شود، سازه قادر به پاسخگویی مناسب در برابر بارهای جانبی نخواهد بود و در نتیجه در محدوده الاستیک قرار می‌گیرد و اگر ضعیف طراحی شوند سازه از سختی مطلوبی برخوردار نمی‌باشد [۵]. شایان ذکر است در عمل، مشارکت دال سقف موجب افزایش مقاومت برشی تیر پیوند می‌شود [۱۳]. نوع تسلیم در تیر پیوند به طول و مشخصات مقطع آن وابسته است. تسلیم تیر پیوند می‌تواند به صورت برشی، خمشی و یا ترکیب برشی و خمشی باشد.

- در شکل ۳، پتانسیل کمانش جان تیر پیوند در اثر فشار ناشی از برش تحت نیروی جانبی نشان داده شده است. در صورت عدم اجرای ورق سخت کننده و مهار تیر پیوند، احتمال وقوع سه نوع کمانش وجود خواهد داشت:
- ۱- کمانش برشی جان (شکل ۴-الف)
 - ۲- کمانش پیچشی- جانبی تیر (شکل ۴-ب)
 - ۳- کمانش موضعی بال (شکل ۴-ج)



شکل ۳- پتانسیل کمانش موضعی جان به علت فشار ناشی از برش جان تیر پیوند



شکل ۴- الف) کمانش برشی جان در صورت عدم وجود سخت کننده، ب) کمانش پیچشی- جانبی به علت عدم مهار بال ها و ج) کمانش موضعی بال در فشار به علت مهار نبودن

در ادامه این بخش، مقاومت برشی طراحی تیر پیوند و طول تیر پیوند براساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان به صورت مختصر مرور می شود [۱۴].

۳-۱- مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند برابر $\phi_v V_n$ می باشد که در آن ϕ_v ضریب کاهش مقاومت و برابر با ۰/۹ بوده و V_n مقاومت برشی اسمی برابر با کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی است.

الف- تسلیم برشی

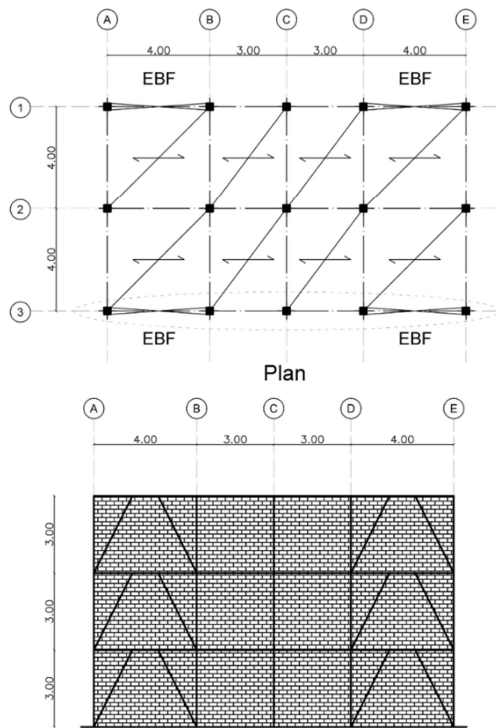
$$V_p = \begin{cases} 0.6F_y A_{tw} & P_u/P_c < 0.15 \\ 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_c}\right)^2} & P_u/P_c > 0.15 \end{cases} \quad (3)$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u/P_c < 0.15 \\ F_y Z \left(\frac{1 - P_u/P_c}{0.85}\right) & P_u/P_c > 0.15 \end{cases} \quad (4)$$

یکی از قاب‌های دارای مهاربند برون‌محور در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۵- ساختمان سه طبقه آسیب دیده در زلزله سرپل ذهاب با سیستم مهاربند برون‌محور



Frame 3

شکل ۶- پلان و نمای سازه ساختمان

در این ساختمان با وجود اینکه طول تیر پیوند کوتاه است، ولی به دلیل اشکالات اجرایی، سختی کافی را تأمین نکرده است. در شکل ۷ مشاهده می‌شود که مهاربندها کمانش کرده و تغییرشکل برون صفحه بزرگی داده‌اند و ورق‌های سخت کننده در تیر پیوند اجرا نشده است. اصولاً مهاربند برون‌محور نباید قبل از تیر پیوند دچار کمانش شود. تیر پیوند و مقاومت فشاری مهاربند با

که P_u مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بار متعارف، P_c مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر $F_y A_g$ ، A_{1w} مساحت جان مقطع تیر پیوند برابر $(d-2t_f)t_w$ و برای مقاطع I شکل و برابر $2(d-2t_f)t_w$ برای مقاطع قوطی شکل، F_y تنش تسلیم فولاد تیر پیوند، Z اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند و e طول تیر پیوند است که برابر با فاصله بین اتصالات دو مهاربند در روی بال تیر یا فاصله بین اتصالات انتهایی مهاربندی در روی بال تیر تا بر ستون می‌باشد.

۳-۲- طول تیر پیوند

تیرهای پیوندی که دارای شرایط $P_u/P_c > 0.15$ هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند:

$$\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} \leq 0.5 \quad \text{الف- زمانی که}$$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (5)$$

$$\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c} > 0.5 \quad \text{ب- زمانی که}$$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho') \quad (6)$$

در روابط فوق، V_u مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند براساس ترکیبات بار متعارف، V_c مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر $0.6F_y A_{1w}$ ، A_g سطح مقطع کلی مقطع تیر پیوند، V_p برش پلاستیک مقطع تیر پیوند و M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند می‌باشند.

۴- مطالعه موردی

در ادامه به عنوان مطالعه موردی، یک ساختمان سه طبقه فولادی با سیستم مهاربند برون‌محور که در زلزله سرپل ذهاب دچار آسیب شده است مورد بررسی قرار گرفته است (شکل ۵). ساختمان در محله فولادی سرپل ذهاب واقع گردیده و در امتداد عمود بر کوچه دارای سه قاب چهار دهانه است که در قاب‌های ابتدایی و انتهایی، دو دهانه بادبند برون‌محور اجرا شده است. پلان و نمای

نیست، ولی ظاهراً سختی کافی را تأمین نکرده است.



(ب)

هم سری هستند، هرکدام بشکند، سیستم سختی نخواهد داشت. همانطور که ملاحظه می‌شود، طول تیر پیوند زیاد



(الف)

شکل ۷- (الف) کمانش مهاربند برون محور به صورت برون صفحه و (ب) عدم اجرای ورق سخت کننده در تیر پیوند

در این ساختمان، دو دهانه میانی که به طور کامل با پرکننده سفالی پر شده‌اند، در تحمل بخشی از نیروی جانبی به صورت فشاری کمک مؤثری کرده‌اند (شکل ۸). هرچند برهم کنش دیوار با مهاربند در دهانه‌های مهاربندی منجر به ریزش دیوار شده است، ولی برآیند کمک دیوارهای پرکننده به صورت دستک قطری فشاری و سختی و مقاومت جانبی دهانه‌های دارای بادبند برون محور باعث شده ساختمان در مجموع پایدار باقی بماند.



شکل ۹- پروفیل اعضای سازه

بارهای وارد به سازه براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شده است [۱۵]. سقف طبقات از تیرچه بلوک به ارتفاع ۲۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است که در سقف طبقات با ۲ سانتیمتر اندود گچ و خاک و ۱ سانتیمتر اندود گچ و در کف طبقات با ۵ سانتیمتر پوکه و کفپوش سرامیک پوشش داده شده است. در بام، ضخامت پوکه به ۱۰ سانتیمتر افزایش یافته و کفپوش از موزاییک می‌باشد. بر این اساس بار مرده سقف طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بام ۶۲۰ کیلوگرم بر مترمربع محاسبه گردیده است. بار معادل تیغه‌های داخلی ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده، دیوارهای خارجی از سفال به ضخامت ۱۵ سانتیمتر بوده که در داخل با ۲ سانتیمتر اندود گچ و خاک و ۱ سانتیمتر اندود گچ و در خارج با ۳ سانتیمتر اندود

شکل ۸- تحمل بخشی از بار جانبی از طریق شکل‌گیری دستک قطری فشاری دیوار پرکننده



شکل ۸- تحمل بخشی از بار جانبی از طریق شکل‌گیری دستک قطری فشاری دیوار پرکننده

۵- مدل‌های خطی

در ادامه جهت تحلیل عددی رفتار ساختمان، مدل دویبعدی یکی از قاب‌ها به صورت ۳ طبقه و ۴ دهانه با لحاظ کردن اثرات سه‌بعدی در نرم‌افزار ETABS ساخته شده است. ابعاد سازه و پروفیل‌ها هرچند تقریبی هستند؛ ولی دقت خوبی دارند. پروفیل‌های اعضای سازه در شکل ۹ نشان داده شده است، بر این اساس ستون‌ها از 2IPE160 به فاصله محور تا محور ۲۰ سانتیمتر است که با ورق

ساده‌تری استفاده گردیده و ۰/۲ قطر دیوار در نظر گرفته شده است. همچنین در دهانه‌های دارای مهاربند عرض دستک به ۵۰٪ این مقدار کاهش یافته است [۱۱]. بر این اساس در دهانه ۳ متری، عرض دستک دیوار ۸۵ سانتیمتر و در دهانه ۴ متری دارای مهاربند ۵۰ سانتیمتر می‌باشد. مدول الاستیسیته دیوار با فرض اینکه بلوک سفال به کار رفته در آن در رده مقاومتی متوسط قرار دارد و با لحاظ نمودن تأثیر اندوهای داخلی و خارجی دیوار و محاسبات مربوط به مقطع معادل، به میزان ۳۹۲۷ مگاپاسکال و ضخامت معادل ۱۶ سانتیمتر لحاظ گردیده است [۱۸].

۶- خروجی تحلیل‌های خطی

در ادامه، دیاگرام‌های مربوط به نیروی محوری، نیروی برشی، ممان خمشی و تغییرشکل ناشی از نیروی زلزله قاب با مهاربند برون‌محور در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده ارائه شده است.

همانگونه که در دیاگرام نیروی محوری در شکل ۱۰ نشان داده شده است، در اثر نیروی زلزله مقدار نیروی محوری مهاربندها در قاب با مهاربند برون‌محور به ترتیب از طبقه سوم تا اول به میزان ۵/۷، ۹/۱ و ۸/۶ تن می‌باشد که این میزان در شرایط وجود دیوار پرکننده به ترتیب به ۰/۸، ۱/۲ و ۱/۴ تن کاهش یافته است. در واقع وجود دستک قطری دیوار پرکننده موجب می‌شود مهاربندها کاهش نیرویی در حدود ۶/۱ تا ۷ برابر را تجربه کنند.

سیمان پوشش داده شده است و بار معادل آن ۲۴۰ کیلوگرم بر مترمربع می‌باشد. بنابراین وزن مؤثر لرزه‌ای قاب مورد مطالعه ۸۷۶۴ کیلوگرم می‌باشد. ضریب زلزله ساختمان براساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر محاسبه شده است [۱۶]:

$$\text{محل پروژه سرپل ذهاب: } A=0.3$$

$$\text{کاربری مسکونی: } I=1$$

$$\text{زمین نوع دو: } T_0=0.1, T_s=0.5, S=1.5$$

سازه قاب ساده فولادی با مهاربند برون‌محور:

$$R=7, T = 0.05H^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.26s \quad (۷)$$

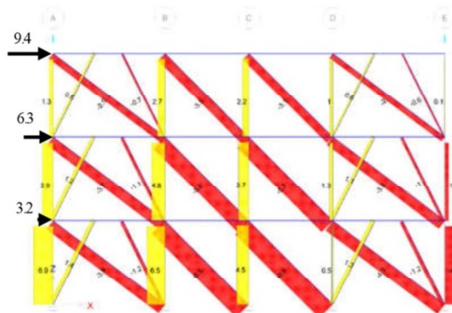
$$T_0 < T < T_s \rightarrow B = S + 1 = 2.5 \quad (۸)$$

$$C = \frac{ABI}{R} = 0.11 \quad (۹)$$

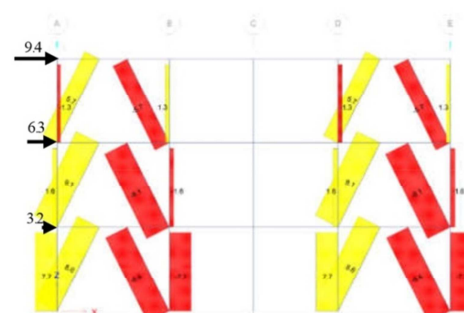
چون یکی از دو قابی که در بار جانبی را تحمل می‌کند، به صورت دوبعدی مدل می‌شود و این قاب ۲۵٪ از بار ثقل را تحمل می‌کند، در نتیجه براساس رابطه (۱۰) مقدار ضریب زلزله دو برابر مقدار فوق در نظر گرفته شده است.

$$V = \frac{1}{2}CW = 2C \times \frac{1}{4}W \rightarrow C = 0.22 \quad (۱۰)$$

مطابق با ضوابط پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰، جهت مدل‌سازی دیوارهای پرکننده در جهت درون صفحه از مدل عضو قطری فشاری معادل استفاده شده است که ضریب ارتجاعی و ضخامت آن با دیوار یکسان است [۱۷]. برای محاسبه عرض عضو به‌جای رابطه این پیوست از روابط



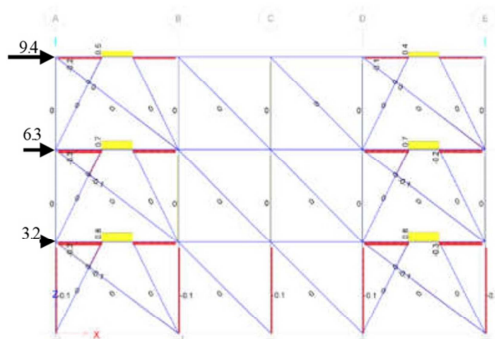
(ب)



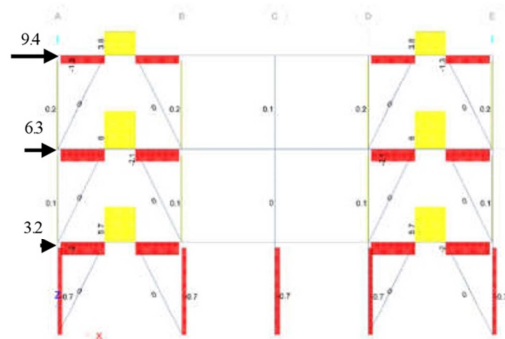
(الف)

شکل ۱۰- دیاگرام نیروی محوری در قاب با مهاربند برون‌محور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده (tonf)

برش طبقه به‌جای اینکه توسط اعضای مورب مهاربند گرفته شود، توسط دستک فشاری دیوار پرکننده گرفته شده و نیروی اندکی به مهاربند می‌رسد. این توزیع نیرو در شرایطی که مقطع مهاربند ضعیف‌تر از مقدار مورد نیاز است، از کماتش آن جلوگیری می‌کند. به صورت همزمان میزان برش در تیر پیوند نیز کاهش یافته و در نتیجه، خطاهای اجرایی و طراحی تیر پیوند از جمله عدم اجرای ورق‌های سخت‌کننده موجب کماتش جان تیر پیوند نمی‌گردد.



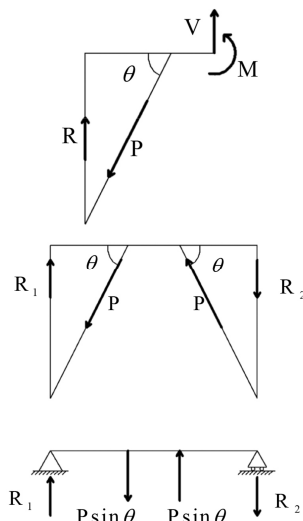
(ب)



(الف)

شکل ۱۱- دیاگرام نیروی برشی در قاب با مهاربند برون‌محور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده (tonf)

کاهش، بین ۷ تا ۱۰ برابر است. در واقع وجود دیوار پرکننده و شکل‌گیری دستک قطری معادل، رفتار قاب را از کنش خمشی به کنش محوری تغییر داده است



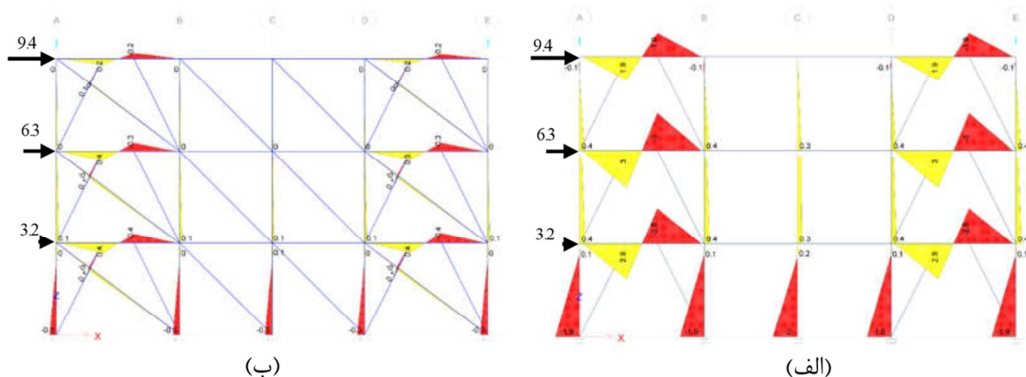
شکل ۱۲- رابطه نیروی محوری در مهاربند با برش تیر پیوند

با توجه به دیاگرام توزیع نیروی برشی که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، نیروی برشی تیر پیوند ناشی از نیروی زلزله، به ترتیب از طبقه سوم تا اول در شرایط قاب خالی معادل ۳/۸، ۶ و ۵/۷ تن می‌باشد که در شرایط وجود دیوار پرکننده این میزان به ترتیب به ۰/۵، ۰/۷ و ۰/۸ کاهش می‌یابد. در واقع نیروی برشی در تیر پیوند در صورت تشکیل دستک قطری دیوار پرکننده کاهش معادل ۷ تا ۸/۵ برابر را تجربه می‌کند که این اتفاق با فلسفه طراحی قاب با مهاربند برون‌محور در تضاد است. در واقع

بررسی همزمان دیاگرام‌های نیروی محوری و نیروی برشی نشان می‌دهد، نیروی محوری داخلی ایجاد شده در مهاربند و ستون در اثر نیروی جانبی زلزله به صورت نیروهای خارجی در تیر عمل کرده و موجب نیروی برشی قابل ملاحظه در تیر پیوند می‌شود. براساس معادلات تعادل میزان نیروی برشی ایجاد شده تیر پیوند به صورت رابطه (۱۱) با نیروی محوری ستون و مهاربند در ارتباط است (شکل ۱۲):

$$V = P \sin \theta - R \quad (11)$$

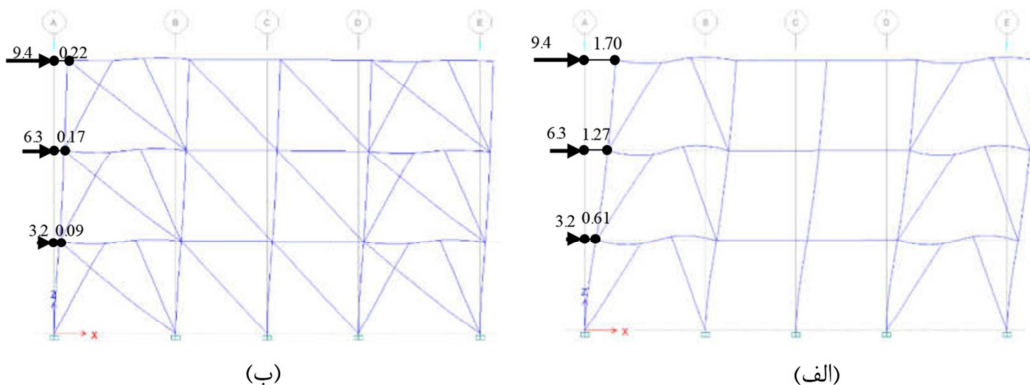
براساس دیاگرام ممان خمشی در شکل ۱۳، لنگر حداکثری در تیر پیوند در شرایط بدون دیوار پرکننده تحت نیروی زلزله به ترتیب از طبقه سوم تا اول ۱/۹، ۳ و ۲/۸ تن-متر بوده که در صورت وجود دیوار پرکننده به ترتیب به میزان ۰/۲، ۰/۳ و ۰/۴ تن-متر کاهش می‌یابد. میزان



شکل ۱۳- دیاگرام ممان خمشی در قاب با مهاربند برون محور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده (tonf.m)

است. بر این اساس نسبت تغییرمکان نسبی در شرایط بدون دیوار پرکننده، به ترتیب از طبقه سوم تا اول $0/1$ ، $0/2$ و $0/2$ درصد بوده که در صورت وجود دیوار پرکننده این میزان به ترتیب به $0/02$ ، $0/03$ و $0/03$ درصد کاهش یافته است.

با توجه به نمودار شکل ۱۴، میزان تغییرمکان جانبی قاب با مهاربند برون محور تحت نیروی جانبی زلزله در شرایط بدون دیوار پرکننده، به ترتیب از طبقه سوم تا اول $0/170$ ، $0/27$ و $0/61$ سانتیمتر بوده که در شرایط وجود دیوار پرکننده این میزان به ترتیب به $0/117$ ، $0/22$ و $0/09$ سانتیمتر کاهش می‌یابد که کاهش معادل $6/7$ تا $7/7$ برابر



شکل ۱۴- تغییرمکان جانبی قاب با مهاربند برون محور (الف) بدون دیوار پرکننده و (ب) با دیوار پرکننده تحت نیروی زلزله (tonf, cm)

است، ولی براساس محاسبات صورت گرفته در ساختمان مورد مطالعه، پیوند قاب پر شده به میزان محاسبه شده براساس ویرایش سوم نزدیک تر است. در حالت قاب خالی، رابطه ویرایش چهارم به خروجی نرم افزار نزدیک تر می‌باشد. جهت محاسبه سختی طبقات در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده، از روش توزیع نیروی زلزله و جابه‌جایی ناشی از آن استفاده گردیده است [۲۰] که نتایج در جدول ۲ ارائه شده است. همانگونه که ملاحظه می‌شود، وجود دیوار پرکننده در قاب با مهاربند برون محور موجب افزایش سختی طبقات بین $6/7$ تا $8/5$ برابر می‌گردد.

در ادامه، پیوند سازه به دو صورت با و بدون دیوار پرکننده براساس ویرایش ۳ و ۴ استاندارد [۲۸۰۰] ۱۶ و [۱۹] و نرم افزار در جدول ۱ ارائه شده است. در خصوص پیوند سازه در نرم افزار، با توجه به اینکه یکی از دو قابی که بار جانبی را تحمل می‌کند، به صورت دوبعدی مدل شده است و جرم این قاب معادل 25% جرم کل سازه و سختی آن 50% سختی سازه کل سازه است، در نتیجه، پیوند کل سازه $\sqrt{2}$ برابر پیوند قاب مدل شده خواهد بود. اگرچه رویکرد ویرایش چهارم استاندارد [۲۸۰۰] جهت تأثیر دیوار پرکننده بر پیوند مهاربند برون محور به واقعیت نزدیک تر

جدول ۱- پیوند قاب با مهاربند برون محور در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده

نرم افزار	ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶]	ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹]	
$0.46 \times \sqrt{2} = 0.65$	$T = 0.08H^{0.75} = 0.42$	$T = 0.05H^{0.75} = 0.26$	EBF
$0.17 \times \sqrt{2} = 0.24$	$T = 0.064H^{0.75} = 0.33$	$T = 0.05H^{0.75} = 0.26$	Infilled EBF

جدول ۲- سختی طبقات قاب با مهاربند برون محور در دو حالت با و بدون دیوار پرکننده

طبقه سوم			طبقه دوم			طبقه اول			
K	F	Δ	K	F	Δ	K	F	Δ	
tonf/cm	tonf	cm	tonf/cm	tonf	cm	tonf/cm	tonf	cm	
۲۲	۹/۴	۰/۴۳	۲۴	۱۵/۷	۰/۶۶	۳۱	۱۸/۹	۰/۶۱	EBF
۱۸۸	۹/۴	۰/۰۵	۱۹۶	۱۵/۷	۰/۰۸	۲۱۰	۱۸/۹	۰/۰۹	Infilled EBF

تغییرات اساسی در مقاطع تیر پیوند و مهاربندها ایجاد شود. این مطلب از فرمول (۱۲) مربوط به سختی قاب با مهاربند برون محور به خوبی قابل مشاهده است. سختی قاب با افزایش مقطع تیر پیوند و مهاربند و کاهش طول تیر پیوند افزایش می یابد.

$$k = \frac{E}{\frac{(h^2 + m^2)^{1.5}}{2Am^2} + \frac{m}{2A_b} + \frac{e^2 h^2}{12LI_b}} \quad (12)$$

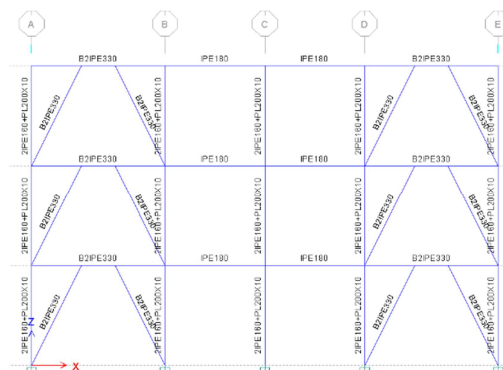
در این رابطه، k سختی قاب با مهاربند برون محور، E مدول یانگ مصالح قاب، h ارتفاع قاب، L دهانه قاب، m طول بخشی از تیر از ستون تا تیر پیوند، e طول تیر پیوند، I_b ممان اینرسی تیر، A_b سطح مقطع تیر و A سطح مقطع مهاربند برون محور می باشد.

۸- نتیجه گیری

نتیجه تحلیل های صورت گرفته بر روی قاب سه طبقه چهار دهانه در دو حالت با و بدون دیوار نشان می دهد، وجود دستک قطری دیوار پرکننده موجب می شود نیروی محوری مهاربندها بین ۶/۱ تا ۷ برابر کاهش یابند. نیروی برشی در تیر پیوند کاهش معادل ۷ تا ۸/۵ برابر را تجربه می کند که این اتفاق با فلسفه طراحی قاب با مهاربند برون محور در تضاد است. همچنین لنگر خمشی در تیر پیوند بین ۷ تا ۱۰ برابر کاهش می یابد. در واقع وجود دیوار پرکننده و شکل گیری دستک قطری معادل، رفتار قاب را از کنش خمشی به کنش محوری تغییر داده است. دیوار

۷- سازه معادل قاب با مهاربند برون محور و دیوار پرکننده

در ادامه، به طور تقریبی، سازه معادلی که به اندازه برآیند دیوار پرکننده و مهاربند برون محور، سختی و مقاومت دارد، استخراج گردیده است. پروفیل های این سازه در شکل ۱۵ ارائه گردیده است. همانطور که مشاهده می شود، در سازه معادل، تیرهای دهانه های دارای مهاربند از IPE200 به 2IPE330 و مهاربندها از IPE140 به 2IPE330 تبدیل شده است. این اختلاف قابل توجه در مقطع پروفیل های سازه معادل، نشان می دهد سختی قاب با مهاربند برون محور زیاد نبوده و سختی اصلی قاب پر شده مربوط به دیوارهای پرکننده است.



شکل ۱۵- پروفیل های اعضای سازه معادل قاب با مهاربند برون محور و دیوار پرکننده

در شرایطی که قرار است سختی مشابهی تنها با سیستم قاب با مهاربند برون محور تأمین شود، لازم است

نیروی محوری مهاربند و نیروی برشی تیر پیوند گردیده، در نتیجه خطاهای اجرایی و طراحی در این دو بخش و عدم کفایت سطح مقطع اعضا منجر به کماتش نگردیده و از این منظر نتیجه مثبتی حاصل شده است، با این حال، همچنان باید توجه داشت برای قاب با مهاربند برون محوری که به درستی برای بار زلزله طراحی شده است، چسباندن دیوار پرکننده به قاب باعث اختلال در رفتار شکل پذیر مطلوب این سیستم سازه‌ای شده و کاهش نیروی برشی در تیر پیوند اساساً مانع از جذب نیروی جانبی در این بخش و جاری شدن تیر پیوند می‌شود. بنابراین هدف اصلی از طراحی قاب با مهاربند برون محوری حاصل نمی‌گردد.

پرکننده موجب می‌شود تغییر مکان جانبی به میزان $6/7$ تا $7/7$ برابر کاهش یابد. همچنین سختی جانبی طبقات بین $6/7$ الی $8/5$ برابر افزایش یابد و در نتیجه، پیوند قاب $2/7$ برابر کاهش یابد. با توجه به اشکالات متعددی که در طراحی و اجرای قاب با مهاربند برون محوری در ساختمان‌های سرپل ذهاب و نمونه مورد مطالعه وجود دارد، اگر دیوار پرکننده وجود نمی‌داشت، رفتار لرزه‌ای سازه بحرانی‌تر می‌شد، بنابراین در چنین شرایطی اتصال دیوار پرکننده به سازه در حفظ پایداری قاب با مهاربندهای برون محوری نقش مهمی را ایفا کرده است. در واقع وجود دیوار پرکننده و شکل‌گیری دستک معادل، موجب کاهش

مراجع

- [1] Azad, S. K., & Topkaya, C. (2017). "A review of research on steel eccentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 53-73.
- [2] Hjeltnstad, K. D., & Popov, E. P. (1984). "Characteristics of eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, 110(2), 340-353.
- [3] Malley, J. O., & Popov, E. P. (1984). "Shear links in eccentrically braced frames", *Journal of Structural Engineering*, 110(9), 2275-2295.
- [4] Montuori, R., Natri, E., & Piluso, V. (2016). "Theory of Plastic Mechanism Control for MRF-EBF dual systems: Closed form solution", *Engineering Structures*, 118, 287-306.
- [5] Adlparvar, M. (2010). "Optimized analysis and design of the link beam with eccentrically braced frame", *Journal of Modeling in Engineering*, 22, 69-81 (In Persian).
- [6] Yousefian, E., & Maalek, S.H. (2015). "An investigation of eccentrically braced frames with different geometrical patterns", *In 7th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering (SEE 7)*, Tehran, Iran (In Persian).
- [7] Gholhaki, M., & Ahmadii, M. (2016). "Effect of filler thin steel plate on the behavior of chevron eccentrically braced frames", *Civil Engineering Sharif*, 32-2(1.2), 67-78 (In Persian).
- [8] Nouri, E., & Mahmoudi, M. (2019). "Seismic behavior of eccentrically braced frames with vertical links made of easy-going steel", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), 79-87 (In Persian).
- [9] Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1978). "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", *Journal of the Structural Division*, 104(3), 391-412.
- [10] Daryan, A. S., Ziaei, M., Golafshar, A., Pirmoz, A., & Assareh, M. A. (2009). "A study of the effect of infilled brick walls on behavior of eccentrically braced frames using explicit finite elements method", *American J. of Engineering and Applied Sciences*, 2(1), 96-104.
- [11] Tabeshpour, M. R. (2016). *Interpretation of Standard No 2800*. 4th Edition, Volume II; Consideration of infill wall, Banae Danesh Press, Tehran, Iran (In Persian).
- [12] Tabeshpour, M. R., & Noorifard, A. (2019). "Nonlinear analysis of eccentrically braced steel frame with infill walls in the Sarpol-e Zahab earthquake", *10th National Conference on Steel & Structure*, Tehran, Iran (In Persian).
- [13] Clifton, G. C., Nashid, H., Ferguson, G., Hodgson, M. A., Seal, C., Bruneau, M., ... & Gardiner, S. (2012). "Performance of eccentrically braced framed buildings in the Christchurch earthquake series of 2010/2011", *In 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*.
- [14] *Iranian national building code, part 10. Design and construction of steel structures*. (2013), Ministry of roads and urban development Islamic Republic of Iran, Tehran, Iran, (In Persian).
- [15] *Iranian national building code, part 6. Design loads for buildings*. (2013), Ministry of roads and urban development Islamic Republic of Iran, Tehran, Iran, (In Persian).
- [16] *Standard No 2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (2006), 3rd Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (In Persian).

- [17] *Appendix 6 of standard No 2800. Seismic design and construction of architectural non-structural components*, (2019), Road, Housing and Urban Development Research Center and Office of National codes and Building Control, Tehran, Iran (In Persian).
- [18] Noorifard, A., & Tabeshpour, M. R. (2017). "Determining the Modulus of Elasticity of Infill Walls Constructed by Common Materials in Iran for Engineering Applications", *Research Bulletin of Seismology and Earthquake Engineering*, 20 (1), 25-35 (In Persian).
- [19] *Standard No 2800. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (2015), 4th Edition, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran (In Persian).
- [20] Tabeshpour, M. R., & Noorifard, A. (2016). "Comparing calculation methods of storey stiffness to control provision of soft storey in seismic codes", *Earthquakes and Structures*, 11(1), 1-23.