



علی خیرالدین^۱، حامد اسمعیلی^۲
(دریافت: ۸۹/۹/۲۸، پذیرش: ۸۹/۳/۴)

چکیده

یکی از روش‌ها در تقویت ساختمان‌های میان مرتبه استفاده از سیستم‌های دوگانه قاب خمشی همراه با سیستم باربر جانبی دیگر مانند قاب‌های مهاربندی شده فولادی یا دیوار برشی بتن‌آرمه است. انتخاب دیوار برشی و یا مهاربندی فولادی در سازه‌های دارای قاب خمشی فولادی یکی از موضوعات مهم در این رابطه است. بنابراین بررسی رفتار این گونه سازه‌ها و شناخت اثر هر کدام از دو سیستم فوق در ترکیب با سیستم قاب خمشی ضروری به نظر می‌رسد. در این مقاله سعی می‌شود تا تاثیر دیوار برشی و مهاربندی‌های فولادی در رفتار سازه و اندرکنش سیستم‌های دوگانه مورد نظر با آنالیز یک سازه ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی توسط نرم افزار ETABS 2000 بررسی گردد. نتایج نشان می‌دهند که دیوار برشی دارای سختی جانبی بیشتری نسبت به سیستم مهاربندی ضربدری بوده و به لحاظ اجرایی ابعاد حاصله برای مشخصات هندسی این سیستم نسبت به سیستم دارای مهاربندی منطقی‌تر است. همچنین مشخص می‌شود که برای کنترل تغییرشکل جانبی سازه، افزایش سطح مقطع مهاربندها تا حد محدودی موثر است، در حالیکه افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در این مورد بسیار موثرتر خواهد بود.

کلمات کلیدی

سیستم دوگانه، قاب خمشی، دیوار برشی بتن آرمه، مهاربندی فولادی، درصد جذب برش

Evaluation of RC Shear Wall and Steel Bracing Frame Interaction in Mid-Rise Steel Moment Frame Systems

A. Kheyroddin, H. Esmaili

ABSTRACT

One of the methods for seismic retrofit of mid-rise buildings is the use of dual systems such as moment resisting frame accompanied with another lateral load carrying system such as steel bracing frame or reinforced concrete shear wall. The selection of shear wall or steel braced frame is one of the most important matters. Therefore, investigation of the behavior in these structures and knowing the effect of those two systems must be considered in coupling with moment resisting frame system. In this study, the effect of shear wall and steel braced frame in the behavior of structure and the dual system interaction is investigated by the analysis of steel moment resisting frame in a 20 story building using ETABS 2000 software. The analytical result show that shear wall have more lateral stiffness than X-braced system and more logical when considered from executive point of view. For controlling the lateral deformation of structures the analytical results show that the increase in cross sectional area of steel braces have a limited effect on the response, but increasing the number of braced bays is more effective.

Key words

Dual System, Moment Resisting Frame, Reinforced Concrete Shear Wall, Steel Bracing Frame, Shear Absorption Percentage

() akheirodin@Semnan.ac.ir
hes2363@yahoo.com



مونوتونیک با این هدف که یک روش موثر برای پیش بینی مقاومت جانبی نهایی شان گسترش یابد انجام شد.

همچنین آزمایشات نیمه چرخه‌ای دینامیکی روی قاب‌های فولادی پر شده دو طبقه با مقیاس کوچک انجام پذیرفت که در آن مولفه‌های دینامیکی مانند درصد استهلاک و ظرفیت استهلاک انرژی، بین قاب‌های فولادی پر شده با و بدون اتصالات برشی داخلی مقایسه شدند. آزمایشات نشان دادند که کاربرد تعداد اندکی از اتصالات برشی در گوشه‌های بارگذاری شده می‌تواند از دوران دیوارهای پرکننده داخل قاب‌های فولادی جلوگیری کند و سختی سیستم را افزایش دهد [۳].

آزمایشات چرخه‌ای استاتیکی و دینامیکی بر روی قاب‌های فولادی پر شده با دیوارهای بتن‌آرمه با عملکرد مرکب و با عملکرد مجزا نشان دادند که، وجود اتصالات داخلی افزایش قابل ملاحظه‌ای را هم در سختی قاب و هم در مقاومت به وجود می‌آورد [۴]. مشخصات دینامیکی این سیستم‌ها بعداً در یکسری دیگر از آزمایشات چرخه‌ای بر روی قاب‌های فولادی پر شده مشابه مطالعه شد. آزمایشات نشان داد که قاب‌های فولادی پر شده با اتصالات جوش شده بصورت سراسری در سطح تماس دیوارهای پرکننده و سطح داخلی قاب فولادی مناسب‌تر هستند. زیرا آن‌ها بیشترین ظرفیت استهلاک انرژی را از خود نشان دادند [۵]. بر طبق تحقیقات انجام شده قاب‌های پر شده می‌توانند به دو دسته تقسیم گردند: (۱) آن‌هایی که دارای اتصالات داخلی بین قاب‌ها و دیوارهای پرکننده هستند که قاب‌های پر شده مرکب نامیده می‌شوند؛ و (۲) آن‌هایی که اتصالات داخلی بین قاب‌ها و دیوارهای پرکننده ندارند و قاب‌های پر شده مجزا نام دارند [۶ و ۷].

در رابطه با آنالیز این سازه‌ها نیز پیشنهاد شد که دیوار پر کننده بتنی با یک پایه فشاری قطری معادل با یک عرض معادل $\frac{1}{3}$ طول قطر دیوار پرکننده جایگزین شود [۲]. و استافورد اسمیت [۸] یک رابطه نسبی برای عرض پایه معادل بر اساس خصوصیات قاب و دیوار پر شده ارائه داد.

مطالعه زلزله‌های گذشته کشور ایران نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های فولادی در برابر زلزله، مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها در برابر زلزله و حوادث غیر مترقبه، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آیین‌نامه‌ها و افزایش طبقات فوقانی و توسعه بنا، از جمله دلایلی می‌باشند که مقاوم سازی سازه را الزامی می‌سازند. برای مقاوم کردن سازه‌ها در برابر بارهای جانبی نظیر زلزله، بسته به نوع سازه و شرایط معماری، اقتصاد طرح و در دسترس بودن مصالح و تکنولوژی ساخت، روش‌های گوناگونی برای تقویت سازه‌های فولادی به کار می‌روند که متداولترین آن‌ها عبارتند از: تقویت اعضا و اتصالات سازه‌ای، افزودن مهاربند فولادی، اضافه نمودن دیوار برشی بتنی یا فولادی و استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای. مثلاً در قاب‌های صلب خمشی، تأمین مقاومت در برابر جابجایی جانبی، بخصوص در ساختمان‌های با ارتفاع زیاد، مشکل ساز خواهد بود. برای رفع این اشکال می‌توان از ترکیب قاب خمشی و قاب مهاربندی همگرا و یا دیوار برشی استفاده کرد.

بمنظور بررسی رفتار ترکیبی دیوار برشی بتن‌آرمه و قاب خمشی فولادی و مقایسه آن با سیستم قاب خمشی فولادی مرکب با مهاربند، بخصوص با استفاده از بررسی درصد جذب برش و تغییر مکان جانبی سازه، در این مقاله یک سازه ۲۰ طبقه در سه مرحله تحت تاثیر نیروهای قائم و زلزله تحلیل و طراحی شده است. در مرحله اول قاب خمشی فولادی تنها، در مرحله دوم قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتن‌آرمه و در مرحله سوم قاب خمشی فولادی به همراه مهاربند فولادی مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲- نگرشی بر تحقیقات انجام شده

تحقیقات Benjamin and Williams [۱] و Holmes [۲] روی قاب‌های پر شده با دیوار بتن‌آرمه و مصالح بنایی با بررسی رفتار استاتیکی آن‌ها تحت بارگذاری جانبی



در سال ۱۳۸۰ خیرالدین و شمخالی رفتار مهاربندهای واگرا (EBF) را در تقویت قاب‌های بتن‌آرمه موجود بررسی نمودند [۹]. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که مهاربندهای واگرا برای ساختمان‌های کوتاه در همه طبقات مفید است ولی با افزایش تعداد طبقات، تاثیر مهاربند کاهش یافته و وجود مهاربند در طبقات فوقانی برش منفی ایجاد می‌کند. همچنین نتایج نشان می‌دهد که نسبت های $0 < e/L < 0.25$ از لحاظ کاهش نیروی زلزله و تغییر مکان جانبی حد مناسبی به شمار می‌رود (e طول تیر رابط و L طول دهانه قاب می‌باشد).

در سال ۱۳۸۲ خیرالدین تاثیر دیوار برشی و مهاربندهای فلزی در تقویت ساختمان‌های بتن‌آرمه موجود را بررسی نمود. نتایج تحقیق ایشان نشان داد که مساحت مهاربند تا مقدار مشخصی می‌تواند در کاهش تغییر مکان جانبی موثر واقع شود و بعد از حد معینی تاثیر چندانی بر روی رفتار سازه نخواهد داشت. همچنین با افزایش مساحت مهاربندها جذب برش توسط قاب کاهش یافته و بعد از حد مشخصی مهاربندها نقش خاصی در جذب برش زلزله ندارند [۱۰].

بر اساس تحقیقات انجام شده توسط دانشجو و جهانشاهی بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بلند مرتبه با دیوار برشی بتن‌آرمه بر پایه طراحی بر اساس عملکرد، مشخص شد که بدلیل سختی بالای دیوار برشی بتن‌آرمه، تغییر مکان هدف سازه به شدت کاهش می‌یابد و لذا افزایش نسبت سختی دیوار برشی به سختی قاب خمشی فولادی و افزایش نسبت عرض دیوار برشی به ارتفاع کل سازه، عملکرد سازه را از سطح عملکردی مصونیت جانی (LS) به سمت سطح عملکردی استقرار فوری (IO) سوق می‌دهد [۱۱].

۳- مشخصات سازه های آنالیز شده

برای انجام مطالعات، یک ساختمان ۲۰ طبقه فولادی به صورت قاب خمشی صلب با شکل پذیری متوسط که دارای ۵ دهانه ۶ متری در راستای X و Y می‌باشد انتخاب

گردید. کاربری ساختمان مسکونی و بار مرده کف kg/m^2 ۶۰۰، بار معادل پارتیشن kg/m^2 ۱۵۰ و بار زنده طبقات و بام kg/m^2 ۲۰۰ منظور شده است. سیستم سازه‌ای کف طبقات از نوع سقف‌های مرکب دال‌های بتن‌آرمه و پروفیل‌های فولادی انتخاب شده و تیرریزی چشمه‌های سقف به صورت شطرنجی صورت گرفت. محل قرارگیری دیوارهای برشی و بادبندها نیز در شکل (۱) دیده می‌شود. جنس فولاد مصرفی برای مقاطع فولادی سازه از نوع ST37 با تنش تسلیم kg/cm^2 ۲۴۰۰ و تنش نهائی kg/cm^2 ۳۷۰۰ بوده و مقاومت فشاری بتن (نمونه استوانه‌ای) kg/cm^2 ۳۰۰ = f'_c در نظر گرفته شده است. برای طراحی اعضای فولادی از آیین‌نامه AISC-ASD 2005 [۱۲] و برای طراحی دیوار برشی از آیین‌نامه ACI 318-02 [۱۳] استفاده شده است.

برای محاسبه بار زلزله، از روش دینامیکی طیفی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۴] استفاده شده است. سقف‌ها صلب فرض شده و نیروی زلزله تنهادر جهت X و در مرکز جرم هر طبقه وارد می‌گردد.

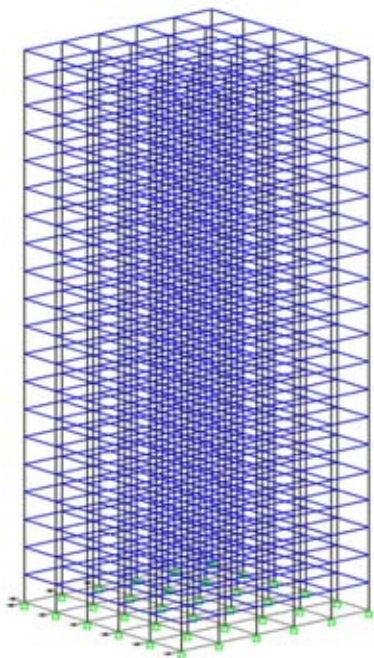
۴- آنالیز سازه

۴-۱- کلیات

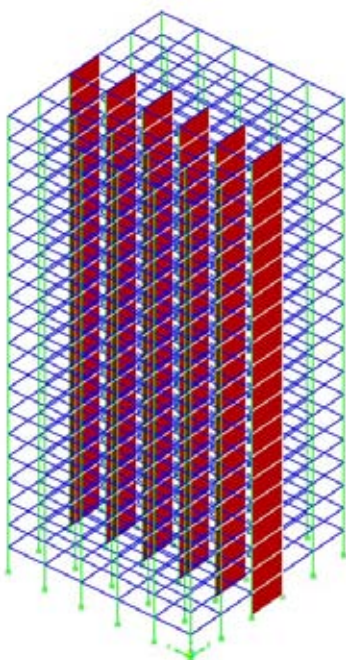
با توجه به در نظر گرفتن اثرات P-Δ و مدل نمودن صحیح دیوار برشی، از برنامه ETABS-v8.4.3 [۱۵] در تحلیل و طراحی و بررسی نتایج استفاده شده است. برای انجام تحلیل P-Δ نیز از ضریب واحد برای بارهای مرده و زنده استفاده شده است [۱۶].

آنالیز سازه در سه مرحله صورت می‌گیرد. در مرحله اول آنالیز، قاب سه بعدی تنها تحت اثر بار قائم و ۲۵ درصد نیروی زلزله قرار می‌گیرد. در این قسمت سعی شده است که اعضای قاب بتوانند افزون بر بار قائم، ۲۵ درصد از نیروی زلزله را بر طبق توصیه استاندارد ۲۸۰۰ تحمل نمایند (سازه SF25). همچنین در این مرحله قاب خمشی فولادی تحت بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله واقع می‌شود (SF100)، شکل (۲). در مرحله دوم، قاب به همراه

قرار گرفته است (SF100). همانطور که در شکل (۶) دیده می‌شود، قاب فولادی بصورت برشی تغییرشکل داده و تغییرمکان جانبی آن در طبقه آخر برابر ۵۲۷ میلیمتر است که چهار برابر سازه SF25 است.



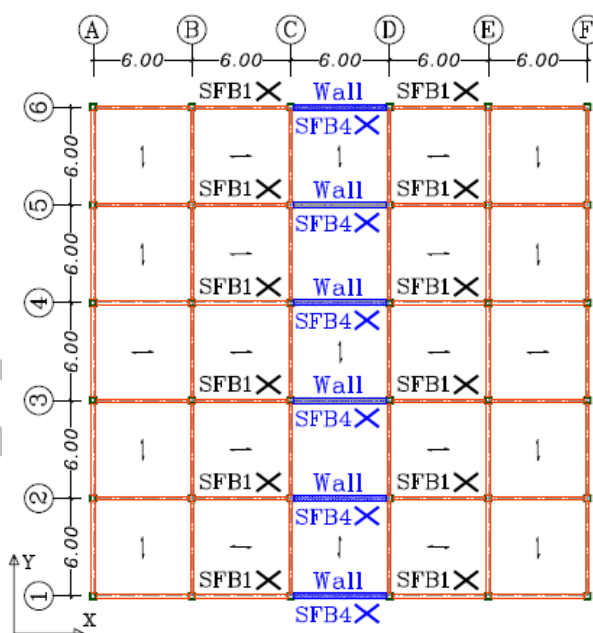
شکل (۲): مرحله اول آنالیز- قاب فولادی تنها (SF100)



شکل (۳): مرحله دوم آنالیز- قاب خمشی فولادی و دیوارهای برشی بتن آرمه (SFW1)

دیوارهای برشی تحت اثر بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله قرار می‌گیرد (SFW1)، شکل (۳). در مرحله سوم آنالیز، قاب به همراه مهاربند تحت اثر بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله واقع شده است (SFB1)، شکل (۴).

در جدول (۱) مشخصات مراحل مختلف آنالیز، نوع سیستم مقاوم و ضخامت دیوارهای برشی و مساحت مهاربندها و درصد نیروی زلزله اعمال شده مشاهده می‌شود. در نامگذاری سازه‌ها، SF قاب خمشی فولادی، W دیوار برشی و B مهاربند فولادی است.



شکل (۱): پلان ساختمان بیست طبقه m و محل قرارگیری دیوارهای برشی و مهاربندها

۴-۲- مرحله اول

بعد از آنالیز سازه‌ها تغییرمکان جانبی سازه در طبقات مختلف برای سه مرحله آنالیز در شکل (۶) نشان داده شده است. در مرحله اول قاب خمشی سه بعدی فولادی تحت اثر بار قائم و ۲۵ درصد نیروی زلزله قرار گرفت (SF25). همانطور که از شکل (۶) دیده می‌شود، در سازه SF25 قاب در مود برشی تغییرمکان داده است و بیشترین تغییرمکان در طبقه ۲۰ برابر ۱۳۲ میلیمتر است. همچنین در این مرحله قاب به تنهایی تحت بار قائم و کل بار زلزله

۴-۳- مرحله دوم

در این مرحله قاب خمشی فولادی همراه با شش دیوار برشی بتن‌آرمه که محل قرارگیری آن‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است تحت بار قائم و ۱۰۰ درصد نیروی زلزله قرار گرفته است. برای تعیین ضخامت و تعداد مورد نیاز دیوار برشی از رابطه (۱) استفاده شده است [۱۷]:

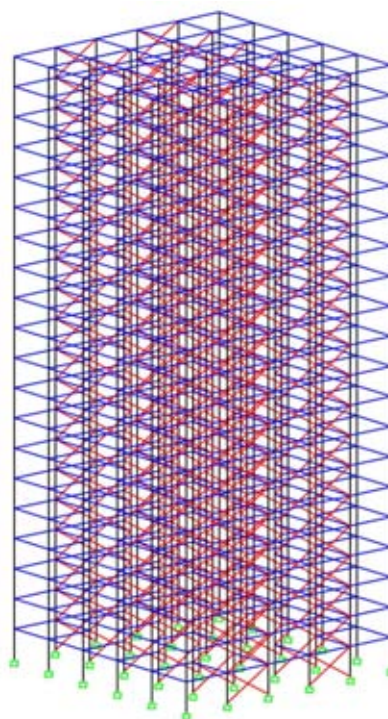
$$\rho_{\min} = \frac{\left(\frac{h_w}{l_w}\right)^2}{835 + 205 \frac{h_w}{l_w}} \quad (1)$$

که در آن، ρ_{\min} ، حداقل نسبت مساحت دیوار به مساحت طبقه، h_w ، ارتفاع کل دیوار و l_w ، طول دیوار (متوسط طول دیوارهای برشی موجود در پلان ساختمان) می‌باشد.

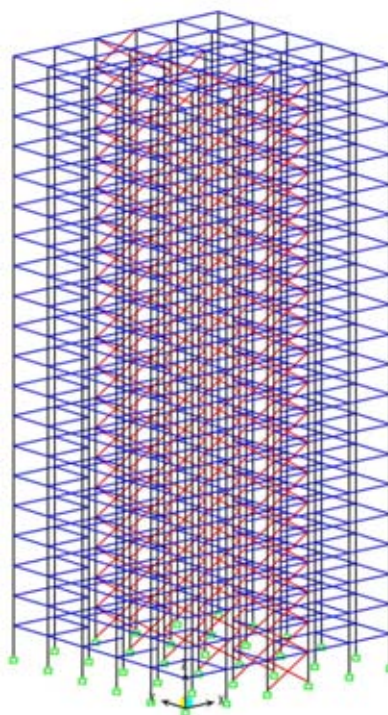
با توجه به ضوابط مربوط به کنترل تغییر مکان جانبی سازه در استاندارد ۲۸۰۰ ایران و نکات اجرایی و همچنین با توجه به نتایج به دست آمده در کار خیرالدین [۱۱]، که نشان می‌دهد دستیابی به جذب برش ۲۵ درصدی قاب خمشی در طبقه اول عملاً غیر اقتصادی بوده و در اکثر طبقات بعدی سهم برش جذب شده توسط قاب خمشی به شدت افزایش می‌یابد، بعد از آنالیزهای متعدد ضخامت بهینه دیوار در طبقات مختلف تعیین شده است که از ۵۰ سانتیمتر تا ۲۰ سانتیمتر تغییر نموده و در جدول (۱) مشخصات سازه مورد نظر (SFW1) که بعنوان سازه مبنا در نظر گرفته شده و سازه‌های دیگر بر اساس رفتار آن بررسی می‌شوند آمده است.

همانطور که در شکل (۶) دیده می‌شود تغییر شکل جانبی سازه در مود خمشی قرار داشته و تغییر مکان حداکثر سازه SFW1 برابر ۲۰۲ میلی‌متر است. شکل (۷) مقدار جذب برش توسط قاب خمشی را برای حالت‌های مختلف نشان می‌دهد. منظور از درصد برش جذب شده، نسبت مقدار برشی که توسط ستون‌های قاب یا مهاربند در هر طبقه تحمل می‌شود به کل برش وارده در هر طبقه می‌باشد.

برای سازه SFW1 اگرچه مقدار برش جذب شده در طبقه اول کم است، اما در طبقات بعدی به تدریج سهم قاب

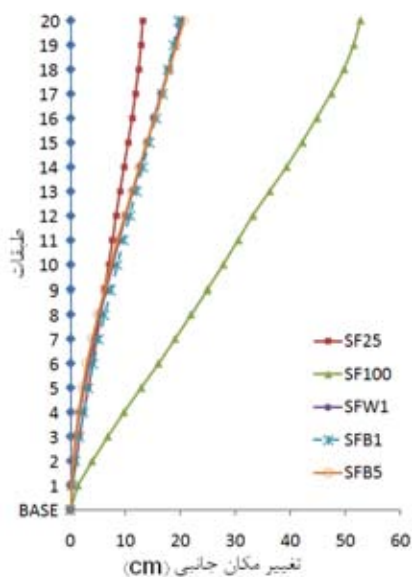


شکل (۴): مرحله سوم آنالیز- قاب خمشی فولادی و مهاربندهای فولادی در دوازده دهانه (SFB1)

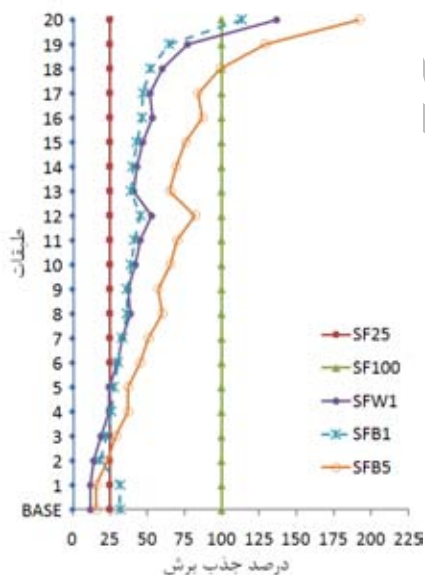


شکل (۵): مرحله سوم آنالیز- قاب خمشی فولادی و مهاربندهای فولادی در شش دهانه (SFB4)

مکان حداکثر در طبقه بیستم به ۱۹۶ میلیمتر می‌رسد. شکل (۹) نیز دیاگرام اندرکنش نیروی برشی جذب شده توسط مهاربند و قاب خمشی در SFB1 را نشان می‌دهد.



شکل (۶): تغییر مکان جانبی سازه در طبقات مختلف برای مراحل مختلف تحلیل



شکل (۷): درصد برش جذب شده توسط قاب در طبقات مختلف برای مراحل مختلف تحلیل

خمشی بیشتر می‌شود. شکل (۸) نیز اندرکنش قاب و دیوار برشی را در سازه SFW1 نشان می‌دهد و همانطور که از این شکل مشاهده می‌گردد سهم قاب در جذب برش از ۱۲ درصد در طبقه اول شروع و به ۱۳۷ درصد در طبقه آخر می‌رسد که موید ایجاد برش منفی توسط دیوار برشی است.

۴-۴- مرحله سوم

در این مرحله قاب به همراه مهاربند ضربدری فولادی تحت اثر بار قائم و صد درصد نیروی زلزله آنالیز شده است. در مدل سازه کل دیوارهای برشی حذف شده و بجای آن‌ها مهاربند ضربدری فولادی استفاده شد تا به این ترتیب مقایسه‌ای بین دو سیستم SFW (سازه با دیوار برشی) و SFB (سازه با مهاربند ضربدری) انجام پذیرد.

در این مرحله سعی شده است که با تغییر دادن سطح مقطع مهاربند تغییر مکان جانبی سازه با تغییر مکان سازه SFW1 برابر گردد. از نکات قابل توجه دیگر اینکه یک بار تنها از همان شش دهانه‌ای که دیوار برشی در آن‌ها بعنوان دهانه‌های مهاربندی شده استفاده شد، SFB4 شکل (۵)، و در مرحله‌ای دیگر تعداد دهانه‌های مهاربندی دو برابر شده و به دوازده دهانه افزایش یافت، SFB1، تا به این ترتیب بر روی تاثیر افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده نیز مطالعه شود.

نتایج آنالیزهای متعدد نشان می‌دهد که اگر برای تمامی مشخصات، از سازه SFW1 استفاده گردد و برای مهاربندهای ضربدری از مدل با دوازده دهانه مهاربندی شده با مشخصات مندرج در جدول (۱) استفاده گردد، تغییر مکان این سازه (SFB1) در مود خمشی فرار گرفته و با سازه SFW1 یکسان می‌گردد. شکل (۶) نیز نشان دهنده این مطلب است. در این حالت جذب نیروی زلزله توسط قاب در طبقه اول ۳۲ درصد است و بطور کلی جذب برش قاب خمشی فولادی در این حالت جز در طبقات پایین تقریباً مشابه سازه SFW1 می‌شود، شکل (۷). نتایج نشان می‌دهند که با استفاده از سیستم مهاربند سازه SFB1 تغییر

جدول (۱): مشخصات مراحل مختلف آنالیز

مرحله آنالیز	سیستم مقاوم در برابر زلزله	نام سازه (نام فایل)	دیواربرشی		مهاربندها		درصد نیروی اعمال شده
			طبقات	ضخامت cm	طبقات	مساحت cm ²	
۱	قاب تنها	SF25	۱-۲۰	۰	۱-۲۰	۰	%۲۵
		SF100	۱-۲۰	۰	۱-۲۰	۰	%۱۰۰
۲	قاب خمشی و شش دیوار برشی	SFW1	۱-۴	۵۰	۱-۲۰	۰	%۱۰۰
			۵-۸	۴۵			
			۹-۱۲	۴۰			
			۱۳-۱۶	۳۰			
			۱۷-۲۰	۲۰			
۳	قاب خمشی و دوازده مهاربند فولادی	SFB1	۱-۲۰	۰	۱-۴	۵۶	%۱۰۰
					۵-۸	۴۸	
					۹-۱۲	۴۱	
					۱۳-۱۶	۳۴	
					۱۷-۲۰	۲۷	
		SFB2	۱-۲۰	۰	۱	۶۴/۵	%۱۰۰
					۲-۱۹	۴۸	
					۲۰	۲۷	
		SFB3	۱-۲۰	۰	۱-۴	۲۸۰۰	%۱۰۰
					۵-۸	۲۴۰۲	
					۹-۱۲	۲۰۳۶	
					۱۳-۱۶	۱۶۹۸	
	SFB4	۱-۲۰	۰	۱-۴	۳۰۰	%۱۰۰	
				۵-۸	۲۵۰		
				۹-۱۲	۲۰۰		
				۱۳-۱۶	۱۴۰		
	SFB5	۱-۲۰	۰	۱-۴	۱۸۰۰۰	%۱۰۰	
				۵-۸	۱۶۰۰۰		
				۹-۱۲	۱۴۰۰۰		
				۱۳-۱۶	۱۱۰۰۰		
				۱۷-۲۰	۸۰۰۰		
	SFB6	۱-۲۰	۰	۱-۴	۱۱۲	%۱۰۰	
				۵-۸	۹۶		
				۹-۱۲	۸۲		
۱۳-۱۶				۶۸			
			۱۷-۲۰		۵۴		

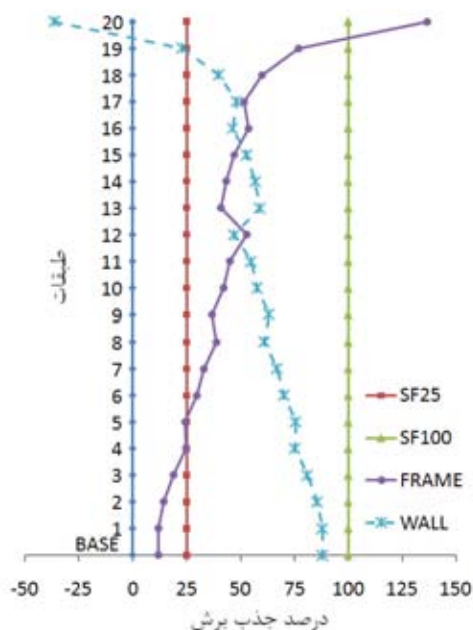
۴-۵- تاثیر مساحت مقاطع بادبندها

بعد از معادل سازی دیوار برشی با مهاربندها در قاب خمشی فولادی، در این قسمت مساحت مهاربندها را افزایش داده تا تغییر مکان جانبی سازه و مقدار برش جذب شده توسط قاب و مهاربند در این مرحله بررسی شود و با سازه SFW1 مقایسه گردند. به این منظور ابتدا سطح مقطع مهاربندهای سازه SFB1 تغییر داده شد تا جذب برش در طبقه اول به ۲۵ درصد برسد و به این ترتیب مشخصات مهاربندهای لازم مطابق جدول (۱) تعیین شد (SFB2). درصد جذب نیروی برشی توسط قاب بطور متوسط تا طبقه پنجم ۲۵ درصد بوده و در طبقات بالایی افزایش یافته و به ۱۱۸ درصد می‌رسد، شکل (۱۱). همچنین مقدار تغییر شکل حداکثر از ۱۹۶ میلیمتر در SFB1 به ۱۹۴ میلیمتر رسید که تفاوت چندانی ایجاد نشده است شکل (۱۰).

در مدل بعدی (سازه SFB3) سطح مقطع مهاربندهای سازه SFB1 به طور اغراق آمیزی افزایش داده و ۵۰ برابر شد. همانگونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد تغییر مکان حداکثر به ۱۶۹ میلیمتر می‌رسد که نسبت به سازه SFB1 به میزان ۲۷ میلیمتر کاهش یافته است (۱۴٪). مقدار جذب برش در قاب خمشی نیز به میزان ۹ درصد در طبقه اول و ۱۴۰ درصد در طبقه آخر رسیده است.

در یکی از مدل‌ها (سازه SFB4) برای دستیابی به سطح مقطعی از مهاربند که منجر به جذب برش ۷۵ مهاربندها و ۲۵ درصدی قاب خمشی می‌گردد تلاش شد. مشخصات سازه مورد نظر در جدول (۱) آمده است. آنالیز سازه نشان می‌دهد که تغییر مکان حداکثر سازه در طبقه بیستم برابر ۲۴۸ میلیمتر شده است، شکل (۱۰) که نسبت به SFW1 تقریباً ۴۶ میلیمتر افزایش را نشان می‌دهد و میزان جذب برش قاب نیز در طبقه اول ۲۷ درصد است اما در طبقات ۱۹ و ۲۰ به ترتیب به ۱۲۲ و ۱۶۸ درصد می‌رسد، شکل (۱۱).

در مدل دیگری که تحت بارگذاری قرار گرفت سطح مقطع مهاربندهای سازه با شش دهانه مهاربندی شده، معادل با سطح مقطع مهاربندهای سازه SFB1 در نظر گرفته

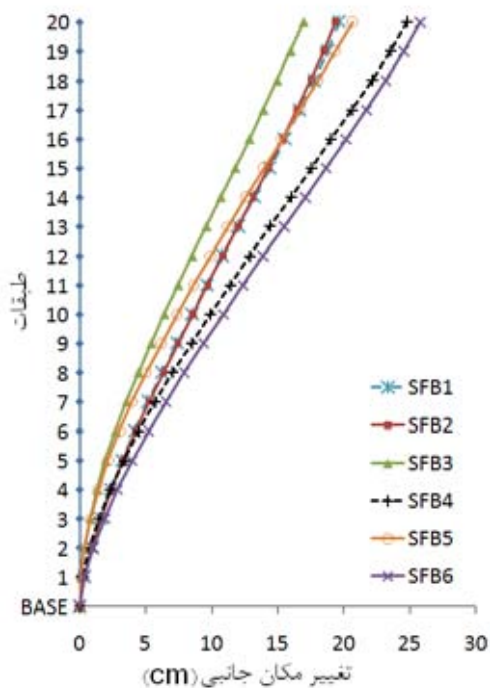


شکل (۸): اندرکنش قاب- دیوار برشی (سازه SFW1)

اکنون برای سازه با شش دهانه مهاربندی شده نتایج بررسی می‌گردد. بعد از انجام یک سری تحلیل این نتیجه بدست می‌آید که اگر برای سازه SF25 بجای استفاده از شش دهانه دیوار برشی سازه SFW1، از شش دهانه مهاربندی شده استفاده شود (سازه SFB5)، به شرطی که تغییر مکان طبقات مطابق با سازه SFW1 گردد مساحت لازم برای مهاربندها در طبقات مختلف مطابق جدول (۱) به شرح ذیل است: طبقات اول تا چهارم 18000 cm^2 ، پنجم تا هشتم 16000 cm^2 ، نهم تا دوازدهم 14000 cm^2 ، سیزدهم تا شانزدهم 11000 cm^2 و طبقات هفدهم تا بیستم 8000 cm^2 . در این حالت همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌گردد، تغییر مکان طبقات تقریباً برابر با مقادیر مربوط به سازه SFW1 است، اما مقدار جذب برش توسط قاب در طبقه اول به حدود ۱۶ درصد رسیده است که البته در طبقات بعدی نیز افزایش یافته، به نحوی که در دو طبقه آخر وجود مهاربند تاثیر منفی روی عملکرد سازه داشته و برش منفی میزان ۲۹ و ۹۲ درصد در طبقات ۱۹ و ۲۰، نموده و در واقع مهاربند به روی قاب خمشی تکیه می‌کند، شکل (۷).

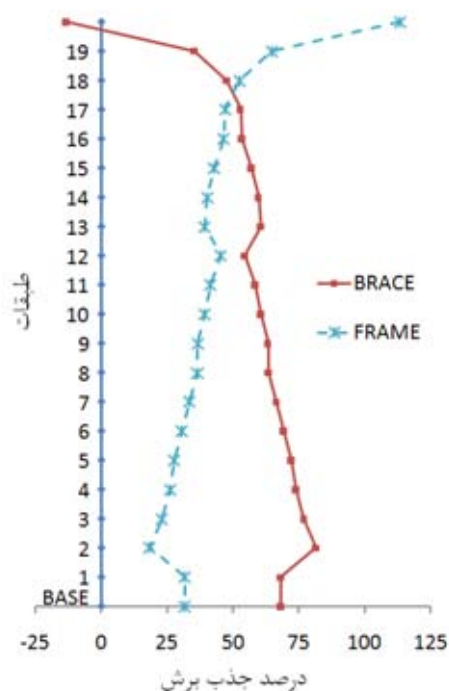


خواهد بود. همچنین نتایج طراحی نیز نشان می‌دهد که با کاهش سطح مقطع مهاربندها نسبت به حالت SFB1 در بسیاری از اعضا مهاربند و قاب خمشی تنش در اعضا از تنش مجاز تجاوز خواهد نمود که نیاز به تقویت این المان‌ها می‌باشد. لیکن برخلاف سطح مقطع مهاربندها، همانطور که مشاهده می‌شود محل قرارگیری مهاربندها و تعداد دهانه‌های مهاربندی شده تاثیر فوق العاده‌ای در رفتار سازه خواهد داشت. بر اساس نتایج حاصله در سازه‌های SFB1 و SFB2 و SFB3 که تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در مجموع دو برابر سازه‌های SFB4 و SFB5 و SFB6 است، مقدار برش منفی در طبقات آخر در سازه بسیار کمتر بوده و در ضمن سختی جانبی سازه بسیار بیشتر از حالت دوم بوده و برای دستیابی به رفتاری مشابه با سازه SFB1 به سطح مقطع کمتری برای مهاربندها نیاز بوده و مقاطع حاصله نیز بر خلاف حالت دوم اجرایی هستند.



شکل (۱۰): اثر مساحت مهاربندها بر روی تغییر مکان جانبی (مرحله سوم)

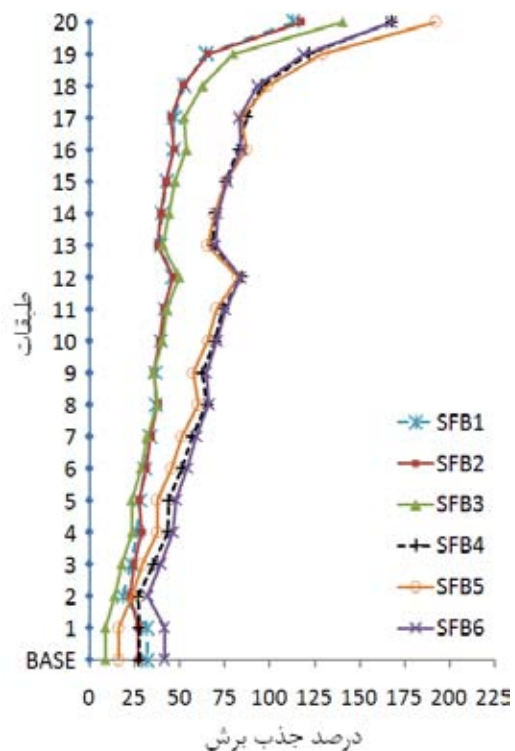
شد (سازه SFB6) تا اثر افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده مطالعه گردد. اما همانطور که در شکل (۱۰) دیده می‌شود، تغییر شکل سازه SFB6 نسبت به SFB1 به میزان ۶۲ میلی‌متر افزایش یافت و به ۲۵۸ میلی‌متر رسید (۳۲٪ افزایش). نکته مهم اینکه علیرغم نزدیک بودن تقریبی جذب برش در طبقات پایینی، این مقدار در طبقات بالایی به شدت افزایش یافته و حتی در طبقه آخر از ۱۱۳ درصد در SFB1 به ۱۶۸ درصد در سازه SFB6 رسید و حتی در طبقه ۱۹ نیز برش منفی ایجاد شده است.



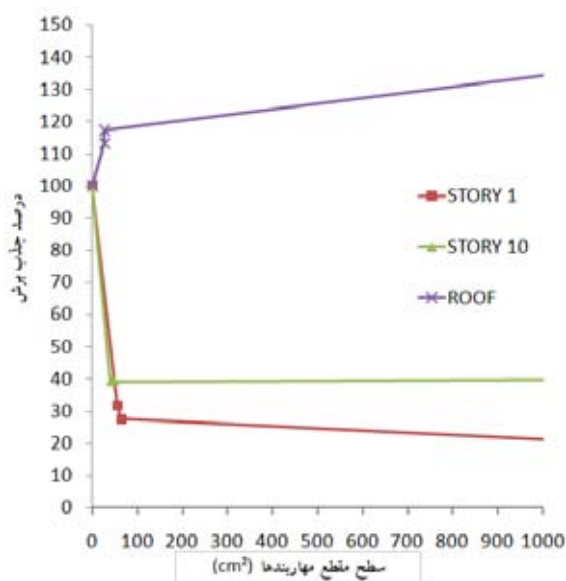
شکل (۹): اندرکنش قاب-مهاربند فولادی (سازه SFB1)

شکل (۱۰) تغییر مکان جانبی سازه و شکل (۱۱) نحوه جذب نیروی زلزله توسط قاب خمشی فولادی را برای مقادیر مختلف مساحت مهاربندها نشان می‌دهند. این شکل‌ها نشان می‌دهند که افزایش مساحت مقطع مهاربندها تاحدی روی جذب برش توسط قاب و تغییر مکان جانبی سازه اثر گذار است و در واقع افزایش بیش از حد سطح مقطع سازه در دو مورد یاد شده بی‌تاثیر و غیر اقتصادی

می‌یابد و بیش از آن تاثیر زیادی روی افزایش تحمل برش زلزله ندارد. اما در طبقه آخر رفتار مهاربند به صورت معکوس می‌باشد، به عبارت دیگر با افزایش سطح مقطع مهاربندها درصد برش جذب شده توسط قاب به شدت افزایش یافته و از صد درصد بیشتر می‌شود. بر این اساس وجود مهاربند در طبقات بالایی نه تنها مفید نمی‌باشد بلکه بهتر است قطع گردد. البته مقدار برش منفی این سازه‌ها نسبت به سازه‌های دارای دوازده دهانه مهاربندی شده بسیار بیشتر شده است و این افزایش در طبقه آخر در حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد است. ضمناً در سازه‌های دارای دوازده دهانه مهاربندی شده فقط در طبقه آخر برش منفی ایجاد شده است، اما در سازه‌های دارای شش دهانه مهاربندی شده در دو طبقه آخر یعنی طبقات ۱۹ و ۲۰ برش منفی ایجاد شده است.



شکل (۱۱): اثر مساحت مهاربندها بر روی برش جذب شده توسط قاب خمشی (مرحله سوم)



شکل (۱۲): اثر مساحت مهاربندها بر درصد برش جذب شده توسط قاب در سازه‌های با دوازده دهانه مهاربندی شده

در شکل (۱۴) نیز اثر مساحت مهاربندها بر روی درصد برش جذب شده توسط قاب خمشی فولادی در طبقه اول و دهم و بام برای هر دو گروه سازه‌های دارای شش و دوازده دهانه مهاربندی شده مشاهده می‌گردد.

در شکل (۱۲) اثر مساحت مهاربندها بر روی درصد برش جذب شده توسط قاب خمشی فولادی در طبقه اول و دهم و بام برای سازه‌های SFB1 و SFB2 و SFB3 مشاهده می‌شود.

همانطور که مشاهده می‌شود در این سازه‌ها برش منفی ایجاد شده است و نیز افزایش مساحت مهاربندها تا حدود 150 cm^2 موجب کاهش برش جذب شده توسط قاب خمشی می‌شود و بیش از آن تاثیر زیادی روی تحمل برش زلزله ندارد.

در شکل (۱۳) نیز اثر مساحت مهاربندها بر روی درصد برش جذب شده توسط قاب خمشی فولادی در طبقه اول و دهم و بام برای سازه‌های SFB4 و SFB5 و SFB6 مشاهده می‌شود. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌گردد در طبقات اول و دهم با افزایش سطح مقطع مهاربندها تا حد خاصی برش جذب شده توسط قاب خمشی کاهش



برش جذب شده توسط مهاربندها در طبقات میانی و پایینی افزایش می‌یابد و در طبقات بالایی مقدار برش منفی ایجاد شده توسط مهاربندها کاهش می‌یابد.

۵- نتیجه گیری

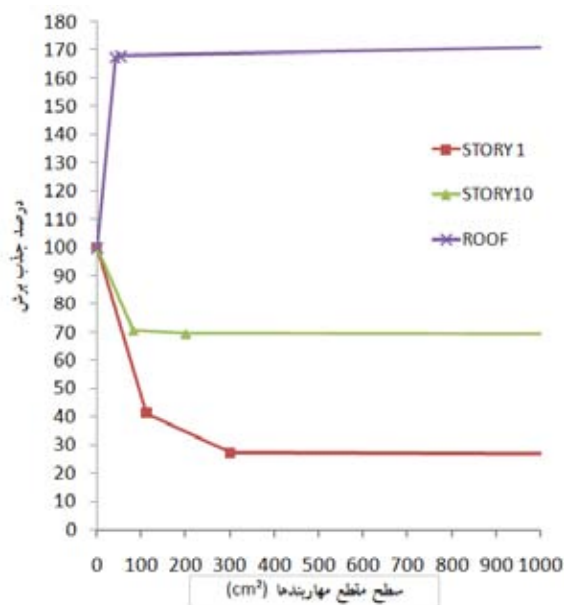
در پایان بر اساس تحلیل مدل‌های مختلف مواردی را که از مقایسه نتایج تحلیلی و با لحاظ نمودن ضوابط بارگذاری آیین‌نامه‌ای بدست آمده در ادامه مشاهده می‌نمایید:

- با توجه به مقادیر بدست آمده تغییرشکل جانبی و میزان جذب برش توسط قاب خمشی در مدل‌های دارای دیوار برشی و دهانه‌های مهاربندی شده و نظر به ابعاد و مشخصات هندسی بکار رفته که در جدول (۱) نیز آمده است، مشخص می‌شود که سازه‌های دارای دیوار برشی دارای سختی جانبی بیشتری بوده و مقادیر هندسی آن نیز قابل اجرا در یک سازه واقعی است. در حالیکه مقادیر بدست آمده برای سطح مقطع مهاربندها، بخصوص در سازه‌های با شش دهانه مهاربندی شده برای دستیابی به تغییرمکان جانبی مشابه با سازه SFW1 بسیار بزرگ بوده و در واقع در یک سازه واقعی اجرایی نیستند.

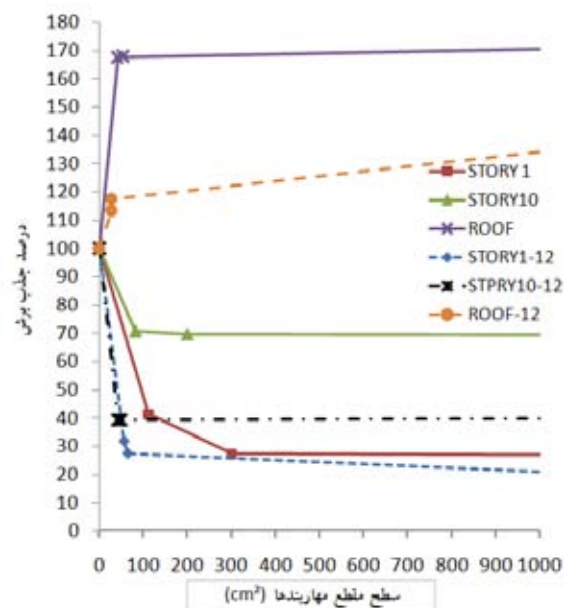
- با استفاده از افزودن مهاربندهای فولادی در سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی فولادی، برای کنترل تغییرمکان جانبی سازه، افزایش سطح مقطع مهاربندها دارای اثر بسیار کمتری در مقابل افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده است.

- با افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در شرایطی که مجموع سطح مقطع مهاربندها در مدل‌های سازه‌ای یکسان باشد، روند افزایش جذب برش ناشی از زلزله توسط قاب خمشی فولادی در طبقات کاهش می‌یابد. همچنین مقدار برش منفی ایجاد شده در طبقات آخر و تعداد طبقات مورد نظر کاهش پیدا می‌کند.

- با توجه به نتایج حاصله به نظر می‌رسد که در سازه‌های با سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی و مهاربندهای ضربدری، برای دستیابی به رفتاری مشابه



شکل (۱۳): اثر مساحت مهاربندها بر درصد برش جذب شده توسط قاب در سازه‌های با شش دهانه مهاربندی شده



شکل (۱۴): اثر مساحت مهاربندها بر درصد جذب برش قاب در سازه‌های با شش و دوازده دهانه مهاربندی شده

همانطور که در شکل (۱۴) مشاهده می‌گردد تعداد دهانه‌های مهاربندی شده نقش زیادی در رفتار سازه دارد. بطوری که با افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده مقدار

دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد- سال پانزدهم، شماره اول.

۱۱- دانشجو، فرهاد و جهانشاهی، محمدرضا "ارزیابی پارامتریک عملکرد لرزه ای قابهای فولادی خمشی بلند مرتبه با دیوار برشی بتنی بر پایه روش طراحی بر اساس عملکرد"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

12-AISC (American Institute of Steel Construction), Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, 2005.

13-American Concrete Institute, Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-02)

۱۴- کمیته دائمی بازنگری آیین نامه (۱۳۸۴): "آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش چهارم"، نشریه شماره ۲۵۳ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، استاندارد ۲۸۰۰.

15- "Integrated Building Design Software ETABS-Steel Frame Design Manual" Computers And Structures, Inc., December 2001, Berkeley, California.

۱۶- خیرالدین، علی. اسمعیلی، حامد، شهریور ۱۳۸۷، "ارزیابی رعایت ضوابط مربوط به تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و طراحی با استفاده از نرم افزار ETABS"، چهاردهمین کنفرانس سراسری دانشجویان عمران کشور، دانشگاه سمنان.

۱۷- خیرالدین، علی، (۱۳۸۵) "آنالیز و طراحی دیوارهای برشی"، دانشگاه سمنان.

با سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی فولادی و دیوار برشی بتن‌آرمه، تعداد دهانه‌های مورد نیاز برای مهاربندی تقریباً دو برابر تعداد دهانه‌های پر شده با دیوار برشی بتن‌آرمه است.

۶- مراجع

1-Benjamin, J.R. and Williams, H.A.(1957). " The Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls." Proceeding of the ASCE, V.83.

2-Holmes, M. August 1961. " Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling." Proceedings of the Institution of Civil Engineers, V.19, p. 473-478.

3-Mallick DV, Severn RT. 1968. Dynamic Characteristics of Infilled Frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers;39:261-88.

4-Liau TC. 1979. Test on Multistory Infilled Frames Subject to Dynamic Lateral Loading. ACI Journal;76(4): 551-64.

5- Liauw TC, Kwan KH. 1985. Static and Cyclic Behavior of Multistory Infilled Frames with Different Interface Conditions. Journal of Sound and Vibration;99(2):275-83.

6- Liauw TC, Kwan KH. 1983a. "Plastic Theory of Non-Integral Infilled Frames." Proceeding of the Institution of Civil Engineers, V.75, Sep. p.379-96.

7-Liau TC, Kwan KH. December 1983b. "Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength." Proceeding of the Institution of Civil Engineers, V.75, p.707-723.

8- Stafford Smith, B. February 1966. " Behavior of Square Infilled Frames. " Proceedings of the ASCE, V.92, p. 381-403.

۹- خیرالدین، علی، و شمخالی مقدم، علی، (۱۳۸۰)، "بررسی رفتار بادبندهای واگرا در قاب های بتن آرمه موجود"، دومین همایش بین المللی ساختمانهای بلند، دانشگاه علم و صنعت ایران. صفحه ۱۴۳-۱۵۲.

۱۰- خیرالدین، علی، (۱۳۸۲)، "بررسی رفتار ساختمان های بتن آرمه تقویت شده به کمک بادبند فلزی"، نشریه

