



کد مقاله: ۲-۱۵۰

مقایسه رفتار مهاربند کمانش تاب و مهاربند واگرا با استفاده از تحلیل غیرخطی بار افزون

منصور قلعه‌نوی^۱، سعید کاویان پور^۲، مهدی عزیززاده حصارسرخ^۳

۱- عضو هیأت علمی، دانشگاه فردوسی مشهد، ghalehmovi@um.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه فردوسی مشهد

۳- کارشناسی ارشد، دانشگاه اقبال لاهوری مشهد

چکیده

با توجه به رفتار لرزه‌ای مرسوم در مهاربندهای رایج که دارای معایبی از قبیل کمانش زیاد، منحنی هیستریزیس نامتقارن در کشش و فشار و استهلاک نه‌چندان مناسب انرژی هستند، در این مقاله رفتار قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر که نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همگرا (CBF) هستند، در مقایسه با مهاربندهای رایج مورد بررسی قرار گرفته است. در این مهاربندها، قابلیت جذب انرژی به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای افزایش یافته و در نتیجه سازه در مقابل نیروهای زلزله پایداری بیشتری را از خود نشان می‌دهند. این سیستم به علت عدم اطلاع کافی از مزایا و ویژگی‌های آن در مقایسه با سایر سیستم‌های باربر لرزه‌ای رایج تاکنون در کشور ما و برای پروژه‌های عملی زیاد مورد استفاده قرار نگرفته است. در این مقاله رفتار دو سیستم مهاربند کمانش تاب و مهاربند واگرا با مقایسه ضریب رفتار، ضریب شکل‌پذیری و سطح عملکرد سازه‌ای در دو حالت که هر حالت حاوی یکی از دو نوع سیستم مورد نظر می‌باشد، مورد بررسی قرار گرفته است. جهت مقایسه رفتار از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون استفاده شده است.

کلمات کلیدی: کمانش تاب، برون‌محور، سطح عملکرد، شکل‌پذیری، ضریب رفتار

مقدمه

تحقیقات بسیاری صرف بهسازی مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده آل گردیده است. برای رسیدن به این هدف لازم است تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کمانش فشاری مهاربند جلوگیری شود و امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. روشی که مدنظر قرار گرفته عبارت است از محصورسازی یک هسته فلزی شکل‌پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غشای فلزی در بر گرفته شده است.

مبانی اصلی عملکرد این غلاف بتنی، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه می‌باشد.

بعد از زلزله‌های Northridge 1994, Kobe 1995، قاب‌های مهاربندی کمانش ناپذیر به‌عنوان یکی از کارآمدترین سیستم‌های ساختمانی برای بهره‌وری سریع توسط طراحان موردپذیرش واقع شد؛ بنابراین قاب‌های با مهاربند کمانش ناپذیر به‌طور گسترده‌ای برای کاربردهای لرزه‌ای در ژاپن بعد از زلزله Kobe 1995 مورد استفاده قرار گرفتند.

در زمینه رفتار و عملکرد این مهاربندها تحقیقات بسیاری به صورت گسترده انجام گرفته است از جمله کیم و چوی [۱] ظرفیت اتلاف انرژی و پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های فلزی مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر را مورد بررسی قرار دادند و همچنین یک روش طراحی ساده برای یافتن تغییر مکان هدف را ارائه دادند که نتایج حاصل از این تحقیق به این شرح است که با افزایش سختی این مهاربندها نسبت میرایی معادل سازه‌های یک درجه آزادی عموماً افزایش می‌یابد، ماکزیمم تغییر مکان ساختمان‌ها عموماً کاهش می‌یابد. همچنین استفاده از فولاد با مقاومت کم برای این مهاربندها منجر به تحمل تغییر شکل پلاستیک بزرگ‌تری گردیده و انرژی بیشتری را جذب می‌کند و لذا برای کاهش آسیب‌پذیری به سازه سودمند می‌باشد. چانگ و چوی [۲] نیز ظرفیت جابجایی کلی و نیازهای یک ساختمان اداری ۶ طبقه مجهز به مهاربند کمانش ناپذیر را مورد بررسی قرار دادند و عملکرد لرزه‌ای ساختمان را از یک چشم‌انداز موضعی مورد ارزیابی قرار دادند و همچنین ظرفیت و نیازهای این مهاربندها را تحت نتایج آزمایشگاهی و آنالیز پاسخ نشان دادند. علاوه بر این الباحی و برونیور [۳]، جیانگ و همکاران [۴]، زونا و دالاستا [۵]، زونا و همکاران [۶] نیز در زمینه‌های استفاده این مهاربند در بهسازی لرزه‌ای، اثر در پاسخ سازه، عملکرد این مهاربندها و رفتار آن‌ها تحقیقاتی انجام داده‌اند.

رفتار قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش ناپذیر به‌رغم مشابهت ظاهری، تفاوت زیادی با قاب‌های مهاربندی متداول هم‌محور دارد. در سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر حلقه‌های هیستریزس از نوع پایدار بوده و طی چرخه‌های بارگذاری و باربرداری متعدد، افت در مقاومت و سختی سیستم مشاهده نمی‌شود. در حالی که تحقیقات دو دهه اخیر نشان می‌دهد که در سیستم مهاربندی‌های هم‌محور این مهاربندها در مود فشاری دچار کمانش کلی می‌شوند و در نتیجه سیستم دچار زوال در مقاومت و سختی می‌شود و در واقع پایین‌افتادگی منحنی هیستریزس را موجب می‌شود. با استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر شکل‌پذیری بالا می‌رود و مود شکننده موجود در سیستم مهاربندی هم‌محور به مود شکل‌پذیر تبدیل می‌شود. مقدار نیروی طراحی حاصل از روش استاتیک معادل در این سیستم هم‌محور متعادل به میزان قابل توجهی بیش از سیستم مهاربندی کمانش ناپذیر می‌باشد. که باعث غیراقتصادی بودن آن در مقایسه با سیستم مهاربند کمانش ناپذیر می‌گردد. [۷].

به علت نو بودن سیستم کمانش تاب در ایران، استفاده از این سیستم با وجود مزایای زیاد آن رونق نیافته است. در این مقاله رفتار مهاربند کمانش تاب با مهاربند برون‌محور که رفتار مناسبی دارد و البته هزینه و مشکلات اجرایی آن در مقایسه با کمانش تاب بیشتر است، مقایسه شده است.

۱- طراحی بر اساس سطح عملکرد [۸]

در علم مهندسی زلزله، با ورود و جایگزینی شیوه طراحی بر اساس عملکرد به‌جای روش قدیمی طراحی بر اساس نیرو، بسیاری از آیین‌نامه‌های جهان دست‌خوش تغییرات بنیادی شده‌اند. بسیاری از محققان و پژوهشگران برای تکامل و دستیابی این شیوه، تحقیقات خود را در این زمینه متمرکز کرده‌اند. آیین‌نامه‌های کنونی بر اساس نیرو تهیه شده‌اند بنابراین برای طراحی سازه در محدوده الاستیک مناسب‌اند، اما سطوحی از عملکرد که شاهد پذیرش خسارت می‌باشد، علاوه بر معیارهای نیرویی وابسته به معیارهای جابه‌جایی نیز است. در حقیقت هدف از طراحی

لرزه‌ای بر اساس عملکرد این است که طراحان را قادر سازد تا سازه‌هایی طراحی کنند که عملکردشان قابل پیش‌بینی باشد. بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به‌گونه‌ای طراحی می‌شود که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه اطمینان مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده در بعضی موارد کنترل‌های تغییر مکانی مانند کنترل خیزها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییر مکان جانبی نسبی همزمان وابسته به خرابی‌های معماری و کل سازه هستند.

۲- تحلیل غیرخطی بار افزون با بار ثقلی و بار جانبی یکنواخت

تحلیل بار افزون یک تحلیل تقریبی است که در آن سازه در معرض بارهای ثقلی و جانبی که به‌صورت یکنواخت به سازه وارد می‌شود قرار می‌گیرد، این افزایش بار تا زمانی که سازه به مقدار جابجایی مشخصی تغییر شکل یابد ادامه دارد که نتیجه این تحلیل یک نمودار برش پایه-جابجایی بام می‌باشد. در این تحلیل چون از شروع ساخت سازه بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌شوند بنابراین در ابتدا بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌شوند و بعد بارهای جانبی به سازه وارد می‌شوند. [۸]

تحلیل بار افزون به دو صورت انجام می‌پذیرد که عبارت‌اند از:

۱. تحلیل استاتیکی غیرخطی کنترل شونده توسط نیرو

۲. تحلیل استاتیکی غیرخطی کنترل شونده توسط جابجایی [۹]

۳- مشخصات سازه‌ی مورد مطالعه

مدل سازه‌ی در این مقاله برای بررسی سیستم مهاربندی، برگرفته از سازه‌ی کاردینگتون می‌باشد. این سازه دارای ۸ طبقه بوده و دارای کاربری مسکونی، خاک منطقه احداث از نوع ۳ و محل احداث شهر تهران می‌باشد. سیستم سازه‌ای به صورت قاب ساده با مهاربندی در جهت Y و سیستم قاب خمشی متوسط در جهت X می‌باشد.

۴-۱- ضرایب مورد نیاز و دوره تناوب تجربی [۱۰]

با توجه به مشخصات سازه مورد نظر ضرایب مورد نیاز برای تحلیل اولیه سازه به صورت زیر به دست می‌آیند.

$$T_x = T_y = 0.05 H^{0.75} = 0.05 \times 32^{0.75} = 0.6727 \text{ sec} \quad \text{و} \quad T_0 = 0.15, T_s = 0.7 \rightarrow S = 1.75, B = 2.75$$

۴- مدل‌سازی

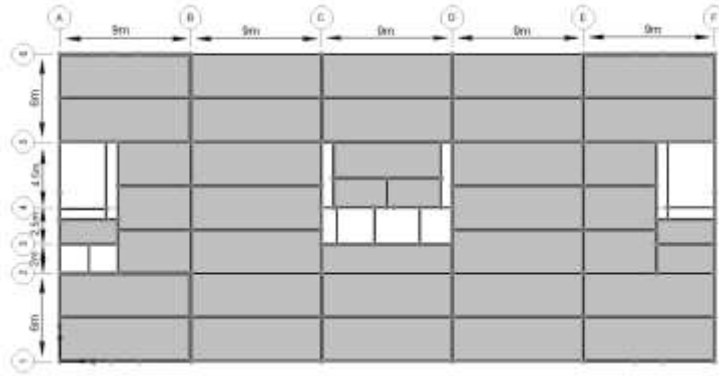
مدل‌سازی با استفاده از نرم افزار SAP2000 انجام می‌پذیرد.

این نرم‌افزار قادر است رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی را مدل و تحلیل کند. در این سازه تیرها و ستون‌ها و مهاربندها از نوع فولاد ST37 که مقاومت تسلیم آن $F_y = 2400$ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و مقاومت نهایی $F_u = 3700$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌باشد. سقف‌ها کاملاً صلب بوده و مقاطع تیرها و ستون‌ها از مقاطع جدول ۱ می‌باشند. وزن هر سقف ۵۷۶ تن می‌باشد با فرض بار مرده ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم برای طبقات و ۱۵۰ کیلوگرم برای سقف بام می‌باشد. در ادامه سازه مورد مطالعه در SAP2000 مدل‌سازی خواهد شد و تحلیل بار افزون صورت خواهد گرفت. در تحلیل بار افزون ۳۲ حالت بارگذاری متفاوت بر روی سازه اعمال خواهد شد.

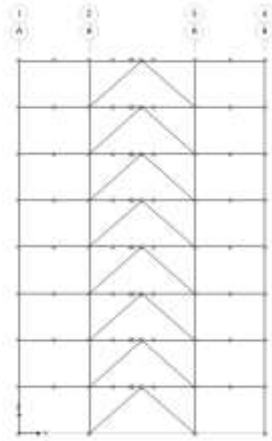
جدول ۱: مقاطع مورد استفاده در تیر و ستون

مقاطع ستون‌ها	BOX36x36x4- BOX36x36x2- BOX40x40x4- BOX40x40x2.5
مقاطع تیرها	IPE16- IPE18- IPE20- IPE22- IPE24- IPE27- IPE30- IPE33-IPE36-IPE40

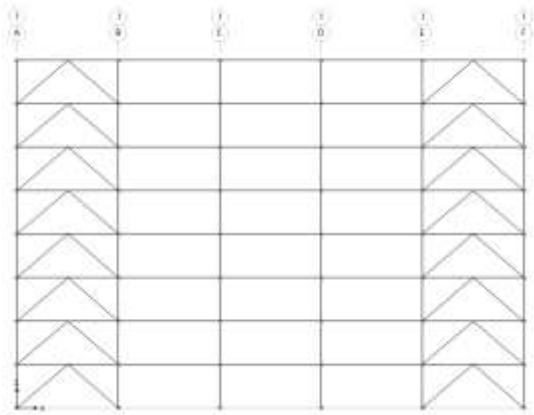
در شکل ۱ نمایی از سازه مدل شده در نرم‌افزار نشان داده شده است.



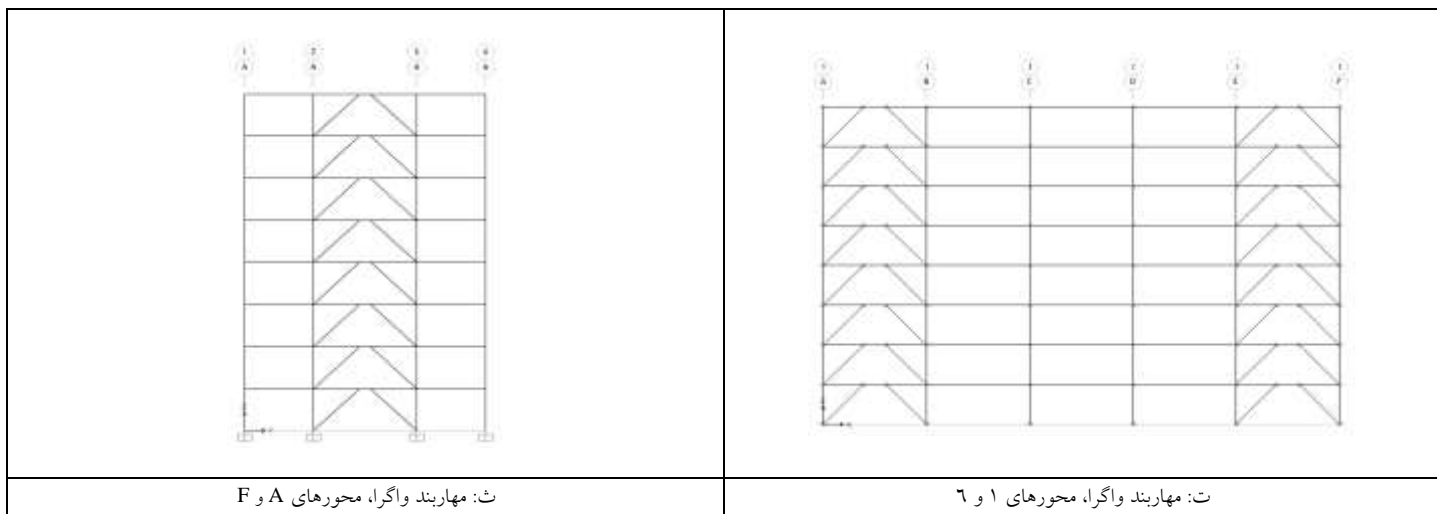
الف: پلان سازه



ب: مهاربند کمانش ناپذیر محورهای A و F



ب: مهاربند کمانش ناپذیر محورهای ۱ و ۶



ت: مهاربند واگرا، محورهای A و F

ت: مهاربند واگرا، محورهای ۱ و ۶

شکل ۱: شکل سازه

۱-۵- اصلاح مشخصات مصالح

در تحلیل غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) در اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل، بایستی به جای کرانه پایین مقاومت مصالح که در تحلیل‌های خطی به کار می‌رود، از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود. این مقادیر برای فولاد مطابق جدول ۲ می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات اصلاح‌شده‌ی مصالح

$F_{ye} = 1.1F_y$	$1.1 \times 2400 = 2640 \text{ kg/cm}^2$
$F_{ue} = 1.1F_u$	$1.1 \times 3700 = 4070 \text{ kg/cm}^2$

۲-۵- تعیین تغییر مکان هدف [۹]

تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورده شود. به‌عنوان یک روش تقریبی می‌توان از رابطه (۱) استفاده کرد. با توجه به ضرایب رابطه (۱) تغییر مکان هدف محاسبه می‌شود.

$$\delta_{ix} = \delta_{iy} = 1.5 \times 1 \times 1 \times 1 \times (0.35 \times 2.75) \times \frac{0.6727^2}{4 \times \pi^2} \times 9.81 = 0.1623$$

با توجه به آیین‌نامه باید این مقدار در ۱,۵ ضرب شود بنابراین عدد مورد نیاز در تحلیل برابر ۰,۲۴۳۵ است

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g \quad (1)$$

۳-۵- تعریف بارهای ثقلی در سازه موردنظر

جدول ۳: بارهای ثقلی تحلیل بار افزون

نام بار	ترکیب	توضیحات
PUSH G1	$1.1DL + 0.22LL$	DL بار مرده و LL بار زنده
PUSH G2	$0.9LL$	LL بار زنده

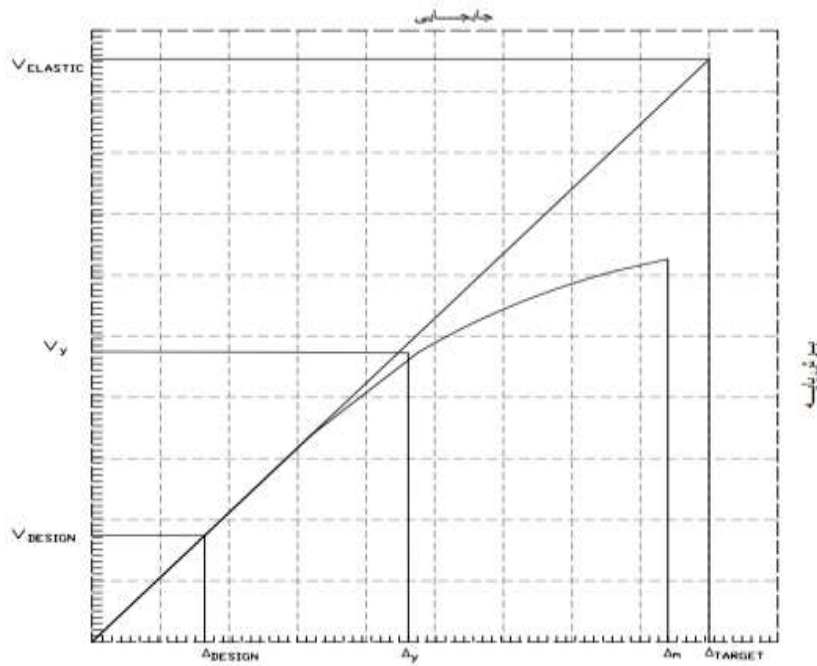
۴-۵- بارهای جانبی وارد به سازه موردنظر

در این سازه بارهای جانبی طبق جدول ۴ به سازه وارد می‌شود.

جدول ۴: بارهای جانبی تحلیل بار افزون [۸]

نام بار	ترکیب	توضیحات
PUSH XU G1	$1UX + 0.3UY$	این بار جانبی در ادامه‌ی ترکیب بار ثقلی PUSHG1 به سازه اعمال می‌شود. UX بار یکنواخت زلزله در جهت X و UY بار یکنواخت زلزله در جهت Y است.
PUSH YU G1	$1UY + 0.3UX$	این بار مشابه بار PUSHXUG1 بوده با این تفاوت که در جهت Y وارد می‌شود.
PUSH XG1	$1EX + 0.3EY$	این بار جانبی توزیع متناسب با تحلیل استاتیکی خطی می‌باشد و EX بار استاتیکی زلزله در جهت X می‌باشد. EY نیز بار استاتیکی زلزله در جهت Y است.
PUSH YG1	$1EY + 0.3EX$	این بار مشابه بار PUSHXG1 بوده با این تفاوت که در جهت Y وارد می‌شود.

۵- نحوه محاسبه‌ی ضرایب موردنظر [8]



شکل ۲: نمودار بار افزون

با توجه به شکل ۲ می‌توان ضرایب موردنظر را به شرح زیر به دست آورد.

$$R_w = V_{ELASTIC} / V_{DESIGN} \quad (۲)$$

$$R_\mu = V_{ELASTIC} / V_y \quad (۳)$$

$$\mu = \Delta_m / \Delta_y \quad (۴)$$

ضرایب و مجهولات روابط (۲) تا (۴) در جدول ۵ آمده‌اند.

جدول ۵: معرفی ضرایب و مجهولات

توضیحات	ضریب
ضریب رفتار سازه در روش طراحی تنش مجاز	R_w
ضریب کاهش شکل‌پذیری سازه	R_μ
ضریب شکل‌پذیری سازه	μ
برش پایه سازه متناظر با تغییر مکان هدف	$V_{ELASTIC}$
برش کل پایه سازه ناشی از بارهای جانبی استاتیکی زلزله	V_{DESIGN}
برش پایه الاستیک سازه که از نمودار بار افزون به دست می‌آید	V_y
تغییر مکان ماکزیمم سازه تحت الگوی بار موردنظر در صورتی که سازه تحت الگوی موردنظر قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف فروریزد	Δ_m
تغییر مکان الاستیک سازه که از منحنی بار افزون سازه به دست می‌آید.	Δ_y

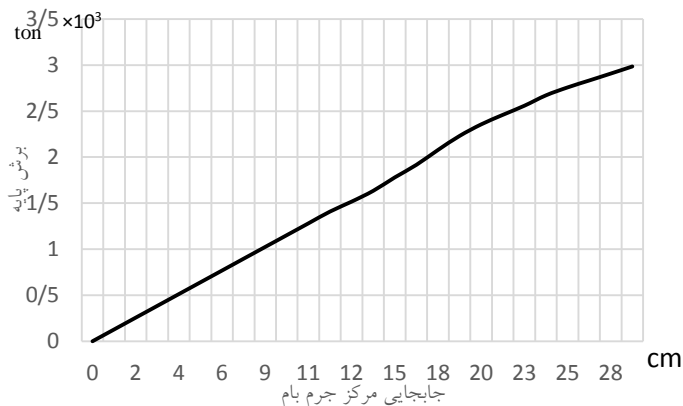
۶- مهاربند واگرا

۱-۷- تصحیح تغییر مکان هدف

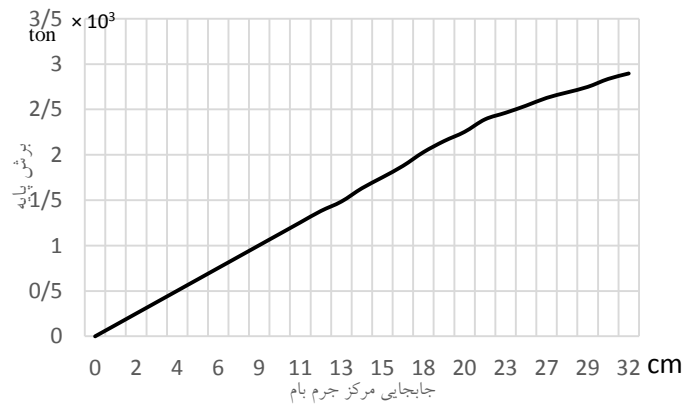
با استفاده از تحلیل بار افزون تغییر مکان هدف جدید برابر ۳۲ سانتی متر به دست می‌آید که حدوداً ۱,۳ برابر تغییر مکان به دست آمده‌ی قبلی است بنابراین مقدار C_3 که یک فرض شد به ۱,۳ تغییر می‌یابد و تغییر مکان هدف جدید در نرم‌افزار مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲-۷- نمودار بار افزون (جابجایی-برش پایه)

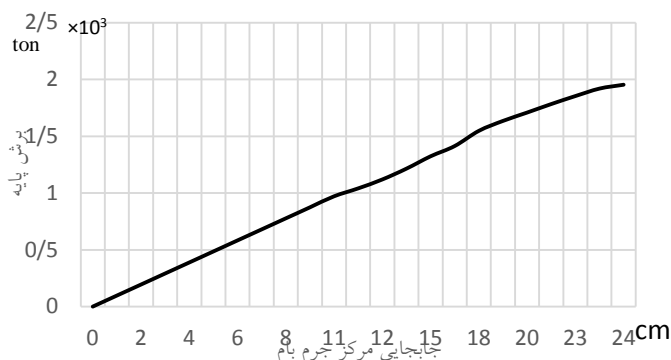
پس از انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی و تحلیل غیرخطی بار افزون داده‌های مورد نیاز برای هدف موردنظر شامل نمودار جابجایی-بام-برش پایه و تغییر مکان هدف به دست می‌آیند.



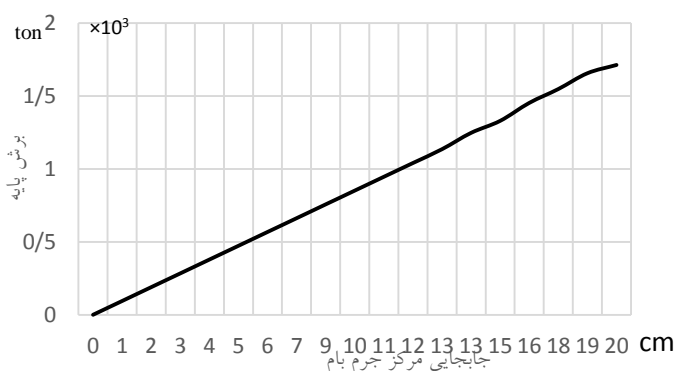
نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH YU G1 - مهاربند واگرا



نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH XU G1 - مهاربند واگرا



نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH YG1 - مهاربند واگرا



نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH XG1 - مهاربند واگرا

شکل ۳: نمودار بار افزون-مهاربند واگرا

۳-۷- محاسبه ضرایب

با توجه به شکل ۳ و خروجی های نرم افزار، جدول ۵ استخراج می شود.

جدول ۵: داده های حاصل از نمودار بار افزون تحت هر الگوی بار-مهاربند واگرا

نام الگوی بار	$V_{ELASTIC}$ (ton)	V_{DESIGN} (ton)	V_y (ton)	Δ_m (cm)	Δ_y (cm)
PUSH XU G1	۳۷۶۴	۴۴۹,۳۳	۲۱۸۱	۳۱	۱۸,۶
PUSH YU G1	۳۸۳۸	۴۴۹,۳۳	۲۲۲۹	۲۸,۷۷	۱۹,۰۵
PUSH XG1	۲۸۳۸	۴۴۹,۳۳	۱۳۰۸	۱۹,۸۱	۱۴,۷۵
PUSH YG1	۲۹۱۶	۴۴۹,۳۳	۱۳۷۵	۲۴,۳۹	۱۵,۳

با توجه به جدول ۵ ضرایب مورد نظر مطابق جدول ۶ محاسبه می شوند.

جدول ۶: محاسبه ضرایب رفتار، کاهش شکل پذیری و شکل پذیری - مهاربند واگرا

نام الگوی بار	R_w	R_μ	μ
PUSH XU G1	۸,۳۸	۱,۷۳	۱,۶۷
PUSH YU G1	۸,۵۴	۱,۷۲	۱,۵۱
PUSH XG1	۶,۳۱	۲,۱۶	۱,۳۴
PUSH YG1	۶,۴۸	۲,۱۲	۱,۵۹

۷- مهاربند کمانش ناپذیر

۱-۸- طراحی اولیه مهاربند

در مرحله اول سازه با مقاطع تیر و ستون قبلی با سیستم مهاربند مورد نظر مورد تحلیل و طراحی قرار می گیرد و مقاطع برای مهاربندها به

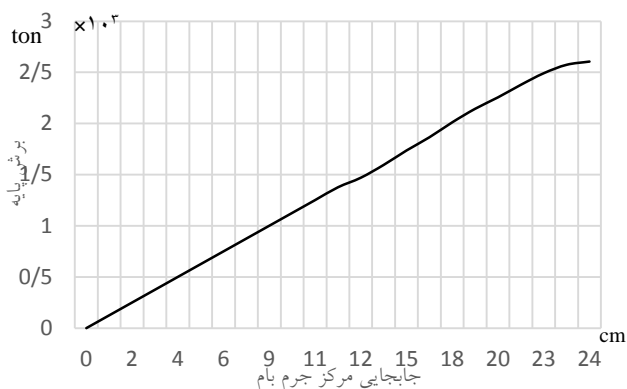
دست می آید.

جدول ۷: مقاطع مورد استفاده در مهاربند کماتش ناپذیر

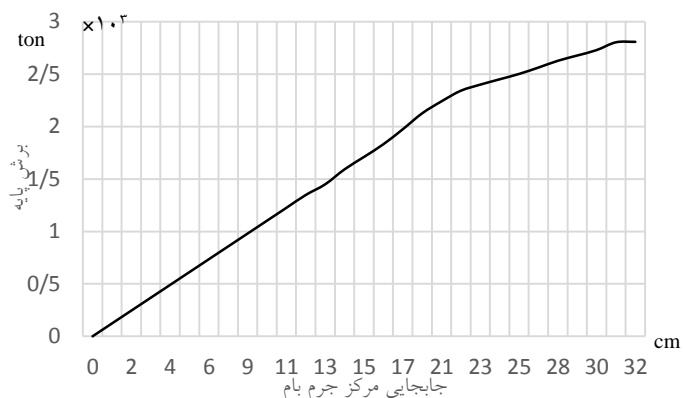
PL200X14 - PL200X18 - PL200X22 - PL200X26 - PL200X30

۸-۲- نمودار بار افزون (جابجایی-برش پایه)

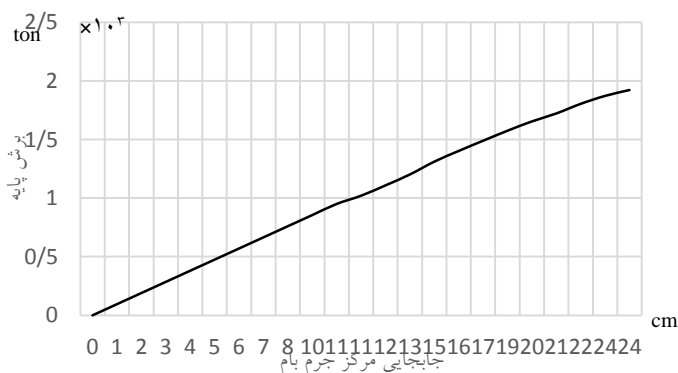
پس از انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی و تحلیل غیرخطی بار افزون داده‌های مورد نیاز برای هدف موردنظر شامل نمودار جابجایی بام-برش پایه و تغییر مکان هدف و ... به دست می‌آیند.



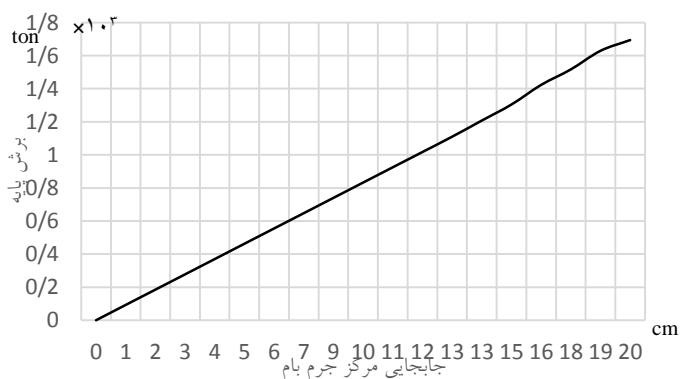
نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH YU G1 - مهاربند کماتش ناپذیر



نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH XU G1 - مهاربند کماتش ناپذیر



نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH YG1 - مهاربند کماتش ناپذیر



نمودار بار افزون برای بار جانبی PUSH XG1 - مهاربند کماتش ناپذیر

شکل ۴: نمودار بار افزون-مهاربند کماتش ناپذیر

۸-۳- محاسبه ضرایب

با توجه به شکل ۴ و خروجی‌های نرم‌افزار جدول ۸ استخراج می‌شود.

جدول ۸: داده‌های حاصل از نمودار بار افزون تحت هر الگوی بار - مهاربند کمانش ناپذیر

نام الگوی بار	$V_{ELASTIC}$ (ton)	V_{DESIGN} (ton)	V_y (ton)	Δ_m (cm)	Δ_y (cm)
PUSH XU G1	۳۶۷۷	۴۴۶,۷۶	۲۱۴۴	۳۱,۹۸	۱۹,۳۹
PUSH YU G1	۳۷۴۳	۴۴۶,۷۶	۱۹۳۸	۲۴,۴۸	۱۶,۸۳
PUSH XG1	۲۷۷۵	۴۴۶,۷۶	۱۳۱۸	۲۰,۱۶	۱۵,۲۲
PUSH YG1	۲۸۵۷	۴۴۶,۷۶	۱۳۳۴	۲۴,۴۶	۱۵,۰۷

با توجه به جدول ۸ ضرایب مورد نظر مطابق جدول ۹ محاسبه می‌شوند.

جدول ۹: محاسبه ضرایب رفتار، کاهش شکل پذیری و شکل پذیری - مهاربند کمانش ناپذیر

نام الگوی بار	R_w	R_μ	μ
PUSH XU G1	۸,۲۳	۱,۷۱	۱,۶۵
PUSH YU G1	۸,۳۸	۱,۹۳	۱,۴۵
PUSH XG1	۶,۲۱	۲,۱۱	۱,۳۲
PUSH YG1	۶,۳۹	۲,۱۴	۱,۶۲

۸- بررسی سطح عملکرد سازه مورد مطالعه تحت بارگذاری‌های جانبی یکنواخت

جدول ۱۰: سطح عملکرد و تعداد مفاصل خمیری تحت بارهای جانبی

سازه با مهاربند کمانش تاب		سازه با مهاربند برون محور		نوع بار
تعداد مفاصل خمیری	سطح عملکرد	تعداد مفاصل خمیری	سطح عملکرد	
۱۹	ایمنی جانی	۲۳	ایمنی جانی	PUSH XU G1
۲۵	ایمنی جانی	۳۴	آستانه فروریزش	PUSH YU G1
۱۴	قابلیت استفاده بی وقفه	۲۰	ایمنی جانی	PUSH XG1
۲۴	ایمنی جانی	۲۸	ایمنی جانی	PUSH YG1

۹- نتیجه گیری

۹-۱- مقایسه‌ی ضریب رفتار

همان‌طور که مشاهده شد میزان ضریب رفتار مهاربند واگرا و کمانش ناپذیر تحت بارهای حاصل از بار استاتیکی زلزله کمتر از الگوی بار یکنواخت است و تحت هر نوع الگوی بار ضریب رفتار مهاربند کمانش ناپذیر کمتر از مهاربند واگرا است و البته این اختلاف خیلی کم است و می‌توان در نظر گرفت ضریب رفتار سیستم مهاربند واگرا و کمانش ناپذیر با اتصالات مفصلی دارای ضریب رفتار یکسانی هستند. اگر مینیمم

ضریب رفتار در نظر گرفته شود، در جهت X مقدار ۶,۳ برای مهاربند واگرا و ۶,۲ برای مهاربند کمانش ناپذیر در نظر گرفته می شود. در جهت Y نیز ۶,۵ برای مهاربند واگرا و ۶,۴ برای کمانش ناپذیر در نظر گرفته می شود. در جدول زیر اختلاف ضریب رفتار دو سیستم تحت الگوهای بار مختلف مشاهده می شود.

جدول ۱۱: درصد اختلاف ضریب رفتار دو سیستم مهاربند

نام الگوی بار	درصد اختلاف
PUSH XU G1	۱,۷۹
PUSH YU G1	۱,۸۷
PUSH XG1	۱,۵۸
PUSH YG1	۱,۳۸

همان طور که در جدول ۱۱ مشاهده می شود میزان اختلاف ضریب رفتار دو سیستم تحت الگوهای بار کمتر از ۲ درصد است. این میزان برای کمترین ضریب رفتار که مربوط به الگوی بار PUSH XG1، ۱,۵۸ می باشد که قابل صرف نظر است. به طور کلی می توان گفت ضریب رفتار مهاربند واگرا و کمانش ناپذیر با اتصالات مفصلی، بین ۶ و ۶,۵ است. و در صورتی که از روش میانگین گیری استفاده نماییم این مقدار حدود ۷ می شود که در آیین نامه AISC نیز به آن اشاره شده است.

۹-۲- مقایسه شکل پذیری و ضریب کاهش شکل پذیری

مشابه ضریب رفتار، ضرایب شکل پذیری و کاهش شکل پذیری هم در دو سیستم دارای اختلافی کمتر از ۲ درصد می باشد. مینیمم شکل پذیری برابر ۱,۳ در جهت X و ۱,۶ در جهت Y است.

۹-۳- مقایسه سطح عملکرد

با توجه به جدول ۱۰ مشاهده می شود که با وجود ضریب رفتار برابر، سطح عملکرد سیستم مهاربند کمانش تاب بهتر از مهاربند برون محور می باشد و تحت بارهایی که سطح عملکرد یکسان دارد، تعداد مفاصل خمیری سازه را کاهش می دهد.

با توجه به نتایج یاد شده مشاهده می شود با وجود هزینه و مشکلات اجرایی کمتر در مهاربند کمانش تاب، عملکرد مناسب تری نسبت به مهاربند برون محور دارد.

مراجع

- [1] Kim, J. and Choi, H., (2004), "Behavior and design of structures with buckling-restrained braces", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 693-706.
- [2] Chang, H. Y. and Chiu, C. K., (2011), "Performance Assessment of Buckling Restrained Braces", Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 2187-2195.
- [3] El-Bahey, S. and Bruneau, M., (2011), "Buckling restrained braces as structural fuses for the seismic retrofit of reinforced concrete bridge bents", Engineering Structures, Vol. 33, pp. 1052-1061.
- [4] Jiang, Z., Guo, Y., Zhang, B., and Zhang, X., (2015), "Influence of design parameters of buckling-restrained brace on its performance", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 105, pp. 139-150.
- [5] Zona, A. and Dall'Asta, A., (2012), "Elastoplastic model for steel buckling-restrained braces", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 68, pp. 118-125.
- [6] Gu, Q., Zona, A., Peng, Y., and Dall'Asta, A., (2014), "Effect of buckling-restrained brace model parameters on seismic structural response", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 98, pp. 100-113.
- [7] Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C., (2003), "Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces", Engineering Structures, Vol. 25, pp. 655-666.
- [8] پاک‌نیت، ش. آ.، پاک‌نیت؛ «تحلیل‌های موردنیاز در بهسازی لرزه‌ی سازه‌ها»؛ انتشارات متفکران. لویه، ۱۳۹۰.
- [9] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛ «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود»؛ ۱۳۸۵.
- [10] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی؛ «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)»؛ ویرایش سوم، ۱۳۸۴.