



تأثیر ابعاد و تغییر شکل گیری هندسی سازه برواکنش لرزه‌ای، در ساختمان‌های بلند، (توسط سیستم مهاربازویی، «تکیه گاه های مهاربندی شده»)

وحید غیاثوند محمدخانی^{*}

^{*} فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه دانش البرز، آبیک، قزوین، ایران

(Email: vahidghiasvand.aic@gmail.com)

(تاریخ دریافت مقاله ۱۴۰۴/۰۲/۱۱، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۴/۰۴/۲۲)

چکیده

به دلیل محدودیت‌های فضایی و رشد جمعیت، ساخت‌وساز ساختمان‌های بلندمرتبه به‌طور قابل توجهی افزایش یافته است. در این سازه‌ها، خنثی‌سازی نیروهای جانبی ناشی از زلزله به دلیل اثرات مرتبه دوم (پی-دلتا) حیاتی است. اگرچه قاب‌های مهاربازو واکنش لرزه‌ای را به‌طور مؤثری کنترل می‌کنند، تعیین بهینه‌ترین پیکربندی آن‌ها در هندسه‌های مختلف همچنان چالش برانگیز است. این پژوهش بررسی می‌کند که ابعاد پلان (عرض و تعداد دهانه‌ها) چگونه بر واکنش لرزه‌ای سیستم‌های قاب‌مهاربازوی بلندمرتبه تأثیر می‌گذارند. در این مطالعه، ساختمان‌های فولادی ۴۰ طبقه با طول و ارتفاع ثابت مورد تحلیل قرار گرفتند و تنها عرض (تعداد دهانه‌ها) متغیر بود. سناریوهای مختلف شامل مدل‌های بدون مهاربازو و همچنین مدل‌هایی با یک، دو یا سه محور مهاربازو در نظر گرفته شدند. تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی (پوش‌اور) و دینامیکی، (تاریخچه زمانی) در نرم‌افزار ETABS انجام شد و معیارهای ارزیابی شامل جابجایی سرسازه و دررفت نسبی طبقات بود. یافته‌ها نشان می‌دهند که افزایش تعداد دهانه‌ها، سختی جانبی مؤثر را افزایش داده و دررفت نسبی را کاهش می‌دهد که منجر به پایداری لرزه‌ای بالاتر می‌شود. تحلیل‌های غیرخطی نشان می‌دهند که با کاهش تناوب طبیعی سازه، احتمال فروریزش کاهش می‌یابد. علاوه بر این، شکل‌پذیری بیشتر در سازه‌های بهینه‌شده به آن‌ها اجازه می‌دهد تا تحت رویدادهای لرزه‌ای خاص، دررفت‌های بیشتری را تحمل کنند. در نهایت، این پژوهش تأیید می‌کند که هندسه پلان (به‌ویژه تعداد دهانه‌ها) پارامتری تعیین‌کننده برای بهینه‌سازی استراتژی‌های قاب‌مهاربازو و بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه است.

کلمات کلیدی

واکنش لرزه‌ای، ساختمان‌های بلندمرتبه، سازه فولادی، سیستم‌های مهاربازویی، تأثیر ابعاد و تغییر شکل گیری هندسی سازه.



The Effect of Geometric Dimensions and Structural Deformation on Seismic Response in High-Rise Buildings (By Braced Frame systems, "braced supports")

Vahid Ghiasvand Mohammadkhani ^{1*}

^{1*} Alborz Danesh University, Abik, Qazvin Province, Iran

(Email: vahidghiasvand.aic@gmail.com)

(Date of received: 01/05/2025, Date of accepted: 13/07/2025)

ABSTRACT

Due to spatial constraints and population growth, high-rise construction has increased significantly. In these structures, mitigating lateral seismic forces is critical due to second-order (P-Delta) effects. While braced frames effectively control seismic response, determining their optimal configuration across various geometries remains challenging. This study investigates how plan dimensions (width and number of bays) influence the seismic response of high-rise braced frame systems. Forty-story steel buildings with constant length and height were analyzed, varying only the width (number of bays). Scenarios included models without bracing and those with one, two, or three braced axes. Non-linear static (Pushover) and dynamic (Time History) analyses were conducted in ETABS, evaluating roof displacement and inter-story drift. Results indicate that increasing the number of bays enhances effective lateral stiffness and reduces inter-story drift, yielding higher seismic stability. Non-linear analyses show a reduced collapse probability as the fundamental period decreases. Additionally, increased ductility in optimized structures allows them to withstand greater drifts under specific seismic events. Ultimately, this research confirms that plan geometry (specifically, the number of bays) is a decisive parameter for optimizing braced frame strategies and improving the seismic performance of high-rise buildings.

Keywords:

Seismic response, High-rise buildings, Steel structure, Braced frame systems, Effect of geometric dimensions and deformation.



۱- مقدمه

۱-۱- گذار از طراحی مبتنی بر نیرو به طراحی مبتنی بر عملکرد (PBD)

در مهندسی زلزله نوین، پارادایم حاکم بر طراحی سازه‌ها از رویکرد سنتی «مبتنی بر نیرو به رویکرد پیشرفته‌تر «مبتنی بر عملکرد (Performance-Based Design - PBD)، تغییر یافته است. در طراحی سنتی، تمرکز اصلی بر تأمین مقاومت و سختی اولیه سازه بود، در حالی که در طراحی مبتنی بر عملکرد، هدف نهایی کنترل دقیق پاسخ لرزه‌ای سازه در سطوح‌های مختلف خطر (از عملکرد عادی تا جلوگیری از فروریزش)، است. فرآیند طراحی در این رویکرد، یک روند تکراری و تحلیلی است که با تعیین اهداف عملکردی، مشخص (مانند احتمال قابل قبول فروریزش، خسارات مالی مجاز و زمان توقف بهره‌برداری) آغاز می‌شود. در این روش، مهندسان به جای تمرکز صرف بر مقاومت الاستیک، بر پارامترهایی نظیر شکل‌پذیری، ظرفیت اضمحلال انرژی و کنترل دررفت‌ها تمرکز می‌کنند. این رویکرد به طراحان اجازه می‌دهد تا ریسک لرزه‌ای را به زبانی قابل فهم برای کارفرمایان و تصمیم‌گیرندگان ترجمه کنند و تعادلی بهینه میان ایمنی و هزینه‌های اقتصادی برقرار سازند. اگرچه آیین‌نامه‌هایی نظیر آیین‌نامه ۲۸۴۴ ایران گام‌های اولیه‌ای در این جهت برداشته‌اند، (با تعریف ضرایب رفتار و سطوح طراحی)، اما محدودیت‌هایی همچون عدم شفافیت برای کارفرما در مورد عملکرد دقیق سازه و هزینه‌های بالای حاشیه ایمنی عمومی، نیازمند توسعه ابزارهای تحلیلی دقیق‌تر است.

۱-۲- بستر پژوهش در ایران و چالش‌های لرزه‌خیزی

ایران به قرارگیری در کمربند لرزه‌خیز آلپ-همالیای همواره در معرض تهدید زلزله‌های ویرانگر بوده است. آمارها نشان می‌دهد که به‌طور متوسط هر پنج سال یک‌بار، زمین‌لرزه‌ای با پیامدهای جانی و مالی سنگین در نقاط مختلف کشور رخ می‌دهد، (مانند زلزله‌های بم، زرنده و لرستان). علیرغم پیشرفت‌های علمی و گسترش کاربرد نرم‌افزارهای مهندسی، بسیاری از سازه‌های موجود و حتی جدیدالاحداث به دلیل کاستی‌های محاسباتی، نقص در اجرای سیستم‌های لرزه‌بر یا ضعف در اجرای صحیح، در برابر زلزله آسیب‌پذیر هستند. دیدگاه‌های نوین در ایمن‌سازی سازه بر اصل (اتلاف انرژی استوار) است؛ بدین معنا که به جای مقابله مستقیم، با نیروی زلزله از طریق سختی بالا، انرژی ورودی از طریق شکل‌پذیری و اتلاف‌کننده‌های انرژی جذب و دفع می‌شود. این رویکرد نه تنها از تخریب اعضای اصلی جلوگیری می‌کند، بلکه می‌تواند با بهینه‌سازی مصرف مصالح، از نظر اقتصادی نیز مقرون به‌صرفه باشد. با این حال، وقوع زلزله‌های مخرب جهانی (نورث‌ریج، کوبه، لومپرتیریا) نشان داد، که آیین‌نامه‌های کلی قادر به پوشش تمامی سناریوهای پیچیده و عدم قطعیت‌های رفتاری نیستند، و نیاز به تحلیل‌های تخصصی‌تری برای سیستم‌های خاص احساس می‌شود.

۱-۳- سیر تکامل آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی سازه‌ها در برابر زلزله گذار از طراحی مبتنی بر نیرو به طراحی مبتنی بر عملکرد (PBD)،

آیین‌نامه‌های سنتی طراحی لرزه‌ای، که عمدتاً بر مبنای نیروهای جانبی و ضرایب رفتار استوار بودند، دیگر پاسخگوی نیازهای پیچیده مهندسی مدرن نبوده و میزان اطمینان ناشی از آن‌ها برای طراحان، اغلب به صورت غیرقابل کنترل و مبهم ارزیابی می‌شد. این محدودیت‌ها منجر به تغییر پارادایم از «طراحی مبتنی بر نیرو (Force-Based Design)» به طراحی مبتنی بر عملکرد (Performance-Based Design - PBD) گردید. در رویکرد جدید، تمرکز از تأمین مقاومت الاستیک به سمت کنترل رفتار سازه در محدوده‌های غیرالاستیک و رسیدن به اهداف عملکردی مشخص (مانند ایمنی جانی، جلوگیری از فروپاشی، یا تداوم کارکرد) تغییر یافته است. دستیابی به ظرفیت‌های غیرخطی سازه، نیازمند استفاده از تحلیل‌های پیشرفته غیرخطی و ارزیابی دقیق رفتارهای غیرالاستیک است که این امر، دقت و شفافیت لازم را در پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای فراهم می‌آورد.

۱-۳-۱- اهمیت مدیریت ریسک و پیامدهای اجتماعی-اقتصادی

با توجه به تراکم جمعیت در کلان‌شهرها و تمرکز فعالیت‌های اقتصادی در ساختمان‌های بلندمرتبه، آسیب‌پذیری این سازه‌ها به یکی از چالش‌های اصلی مدیریت بحران تبدیل شده است. زلزله به عنوان یک رخداد ناگهانی و ویرانگر، پیامدهای دوگانه‌ای دارد:

۱- تلفات مستقیم: شامل تخریب فیزیکی سازه‌ها، زیرساخت‌ها و تلفات جانی



۲- تلفات غیرمستقیم: شامل اختلالات اقتصادی، اجتماعی و هزینه‌های بازسازی که می‌تواند تأثیرات بلندمدتری نسبت به خسارات فیزیکی داشته باشد.

بنابراین، برآورد دقیق ریسک لرزه‌ای و مدیریت آن، نه تنها یک الزام فنی، بلکه یک ضرورت اقتصادی و اجتماعی است، توسعه روش‌های PBEE و چالش‌های موجود در دهه‌های اخیر، روش‌های ارزیابی مهندسی لرزه‌ای، (Performance-Based Earthquake Engineering - PBEE) که توسط نهادهایی نظیر FEMA و ATC در ایالات متحده توسعه یافته‌اند، گامی مهم در جهت کمی‌سازی ریسک و بهبود فرآیند تصمیم‌گیری برداشته‌اند. ایده اصلی این روش‌ها، ایجاد ارتباط کمی میان «شاخص‌های پاسخ سازه» (مانند تغییر شکل بین طبقات، دررفت، و نیروهای اعضا) و (شاخص‌های عملکردی)، مانند سطوح خرابی: خرابی جزئی IO، خرابی ایمنی LS، و خرابی شدید CP، است.

۱-۴-۴ محدودیت‌های PBEE و توسعه روش‌های پیشرفته توسط PEER

با این حال، نسخه‌های اولیه، PBEE با محدودیت‌های جدی مواجه بودند که منجر به توسعه روش‌های پیشرفته‌تر توسط موسساتی نظیر PEER گردید:

۱-۴-۱-۱ عدم قطعیت در کالیبراسیون

روابط ساده‌شده میان تقاضای مهندسی و مولفه‌های عملکردی، برای استفاده در شبیه‌سازی‌های تاریخچه زمانی غیرخطی (Nonlinear Time-History) اغلب قابل اعتماد نبودند.

۱-۴-۲ وابستگی به قضاوت مهندسی

بسیاری از روابط تجربی بر پایه آزمایش‌های آزمایشگاهی محدود و قضاوت‌های مهندسی بودند و لزوماً رفتار سیستم‌های واقعی را منعکس نمی‌کردند.

۱-۴-۳ نادیده گرفتن عدم قطعیت‌ها

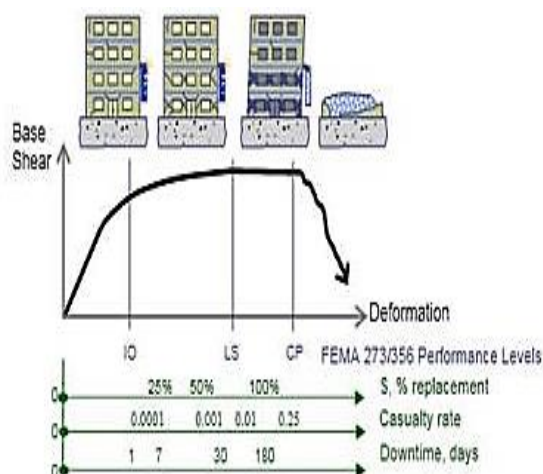
روش‌های اولیه عمدتاً قطعی، (Deterministic)، بودند. عدم قطعیت‌های ذاتی در پیش‌بینی عملکرد سازه و شدت زلزله را به درستی لحاظ نمی‌کردند.

۱-۴-۴ جدا از هم بودن شاخص‌ها

روابط بین عملکرد سیستم ساختمانی و گام‌های حدی، اغلب بر مبنای تغییر مکان‌های مستقل تعریف می‌شدند و پیچیدگی‌های تعاملی سیستم را نادیده می‌گرفتند.

۱-۴-۵ راهکارهای نوین: ارزیابی کمی ریسک و خسارت

برای غلبه بر این محدودیت‌ها، رویکردهای جدید (PBEE مانند چارچوب کار PEER با ساختاری شفاف‌تر، مستقیماً به ارزیابی عملکرد سیستم می‌پردازند. این روش‌ها با تعریف محاسباتی برای «خسارات اقتصادی» و «تلفات انسانی» (Loss Metrics)، ریسک لرزه‌ای را در قالب معیارهای کمی و قابل مقایسه ارائه می‌دهند. در این چارچوب، منحنی‌های خطر، (Hazard Curves) با منحنی‌های پاسخ سازه و توابع آسیب‌پذیری ترکیب شده تا احتمال وقوع خسارات در سطوح مختلف (از تعمیرات جزئی تا بازسازی کامل) به صورت احتمالی محاسبه گردد. این رویکرد به طراحان و تصمیم‌گیرندگان اجازه می‌دهد تا با در نظر گرفتن هزینه‌های چرخه عمر (Life-Cycle Cost)، بهینه‌ترین سیستم سازه‌ای و هندسی را برای دستیابی به اهداف عملکردی انتخاب نمایند.



شکل ۱: شمای کلی روند پردازش ارزیابی PBEE و مقیاس های عملکردی.

۱-۵-۵- مبانی طراحی مبتنی بر عملکرد و ارزیابی ریسک لرزه‌ای

۱-۵-۱- ضرورت کنترل تغییر شکل در رژیم غیرخطی

عملکرد صحیح لرزه‌ای یک سازه مستلزم آن است که مقاومت و ظرفیت تغییر شکل (Shapeability)، اعضا، فراتر از تقاضای تحمیل شده توسط زمین‌لرزه باشد. با ورود سازه به ناحیه غیرخطی، نیروها دیگر شاخص مناسبی برای توصیف پاسخ سازه نیستند، زیرا سازه با کاهش سختی مواجه می‌شود. در این شرایط، جابجایی‌ها و تغییر شکل‌ها پارامترهای کنترلی بهتری هستند. بنابراین، با محدود کردن تغییر مکان‌ها (به‌ویژه دریفت بین طبقات) به جای تمرکز صرف بر نیروها، می‌توان سطح تخریب را به‌طور مؤثرتری کنترل نمود. از آنجا که انرژی ورودی زلزله از طریق ایجاد خرابی‌های کنترل شده و شکل‌پذیری پلاستیک در سازه اتلاف می‌شود.

سازه باید طوری طراحی شود، که این خرابی‌ها در چارچوب عملکرد مورد انتظار (مانند تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و بادبندها، نه ستون‌ها) رخ دهد تا از فروپاشی سراسری جلوگیری شود و همزمان از ظرفیت کامل مصالح بهره‌برداری اقتصادی صورت گیرد.

۱-۵-۲- پارادایم جدید طراحی: رویکرد ۳D و تصمیم‌گیری کارفرما

آینده طراحی لرزه‌ای بر سه عامل کلیدی یا همان مدل ۳D استوار است:

۱-۲-۵-۱- تلفات جانی: (Death/Loss of Life)

حفظ جان انسان‌ها به عنوان اولویت اول.

۱-۲-۵-۲- هزینه بازسازی و تعمیر: (Repair Cost)

خسارت اقتصادی مستقیم به سازه.

۱-۲-۵-۳- زمان از دست رفته/تخلیه: (Downtime)

مدت زمانی که ساختمان بلااستفاده می‌ماند و منجر به ضرر اقتصادی غیرمستقیم می‌شود. این رویکرد به کارفرما اجازه می‌دهد تا با در نظر گرفتن ماهیت تصادفی زلزله و استفاده از رویکرد احتمالاتی، یک معامله ریسک-هزینه (Risk-Cost Trade-off) انجام دهد. کارفرما می‌تواند با افزایش هزینه اولیه ساخت، ریسک خسارات پس از زلزله را کاهش دهد یا با صرفه‌جویی در هزینه اولیه، ریسک بالاتری را بپذیرد. در این فرآیند، تصمیم‌گیری بر اساس برآورد دقیق تلفات جانی، هزینه‌های بازسازی و ضرر ناشی از توقف کارکرد سازه صورت می‌گیرد.



۱-۵-۲-۴- چهار رکن تحلیل در ارزیابی عملکرد (PEER Framework)

برای پیش‌بینی خسارات و تعیین سطوح عملکردی، چهار تحلیل اصلی و مرتبط با یکدیگر مورد نیاز است که هر کدام خروجی مشخصی دارند و با عدم قطعیت‌های خاص خود همراه‌اند:

۱-۵-۲-۴-۱- تحلیل خطر: (Hazard Analysis)

هدف: تعیین شدت زمین‌لرزه مورد انتظار در سایت.
عدم قطعیت‌ها: شامل حرکات گسل، مکانیزم گسل، نوع گسل، فاصله تا گسل، و جنس خاک است.
خروجی: منحنی خطر (Hazard Curve) که احتمال تجاوز شدن یک پارامتر شدت مانند (PGA، یا SA) را در طول عمر سازه نشان می‌دهد.

۱-۵-۲-۴-۲- تحلیل سازه: (Structural Analysis)

هدف: تبدیل شدت لرزه‌ای به پاسخ سازه (تغییر مکان‌ها و نیروها).
عدم قطعیت‌ها: شامل اطمینان از مقاومت مصالح، مشخصات دقیق مصالح، و دقت روش‌های تحلیل و فرضیات مدل‌سازی است.
خروجی: مقادیر پاسخ سازه (مانند دریفت بین طبقات) برای هر سطح از شدت لرزه‌ای.

۱-۵-۲-۴-۳- تحلیل آسیب: (Damage Analysis)

هدف: تعیین میزان آسیب دیدگی اعضا بر اساس پاسخ سازه.
عدم قطعیت‌ها: تابعی از واکنش سازه، مشخصات سازه، شرایط خاک، بزرگی زلزله و فاصله است. آسیب‌پذیری سازه ترکیبی از عدم قطعیت‌های تحلیل خطر و تحلیل سازه است.
خروجی: منحنی‌های شکنندگی (Fragility Curves)، که احتمال رسیدن به یک سطح خرابی خاص مانند، (IO, LS, CP) را برای یک تغییر مکان مشخص نشان می‌دهد.

۱-۵-۲-۴-۴- تحلیل فقدان/خسارت: (Loss Analysis)

هدف: تبدیل میزان آسیب به پیامدهای اقتصادی و انسانی.
عدم قطعیت‌ها: علاوه بر موارد فوق، شامل عدم قطعیت‌های فاکتورهای انسانی (نحوه استفاده از سازه، تعداد ساکنان) و قیمت مصالح است.
خروجی: منحنی‌های خسارت (Loss Curves) که احتمال وقوع خسارت مالی یا تلفات جانی را در سطح‌های مختلف نشان می‌دهد.

۱-۵-۲-۵- تعریف ریسک و فرمولاسیون کلی

بر اساس تعاریف سازمان ملل متحد UNDRR و UNESCO، خطر (Hazard) احتمال وقوع یک رویداد مخرب در زمان و مکان مشخص، و آسیب‌پذیری (Vulnerability) میزان خسارتی است که المان‌های در معرض خطر (افراد، سازه‌ها، زیرساخت‌ها) متحمل می‌شوند. ریسک (Risk) حاصل ضرب این سه مولفه است که به صورت کلی در رابطه زیر بیان می‌شود: رابطه (۱)

$$\{Risk\} = \{Hazard\} \times \{Vulnerability\} \times \{Value\}$$

بنابراین، هر جا که «ارزشی» (مانند جان انسان‌ها یا سرمایه) در معرض «خطری» قرار گیرد و آن ارزش دارای «آسیب‌پذیری» باشد، با «ریسک» مواجه هستیم. طراحی مبتنی بر عملکرد تلاش می‌کند تا با مدیریت این عدم قطعیت‌ها در چهار مرحله فوق، ریسک نهایی را به سطحی قابل قبول برای کارفرما و جامعه کاهش دهد.



۱-۶- طراحی مبتنی بر عملکرد در مهندسی زلزله

موسسه تحقیقاتی مهندسی زلزله کالیفرنیا (PEER) متدولوژی جامعی را برای طراحی مبتنی بر عملکرد توسعه داده است که به عنوان چارچوبی استاندارد برای تدوین آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای در آینده مورد استفاده قرار می‌گیرد. فرآیند ارزیابی عملکرد در این روش، شامل یک سری گام‌های پیشرونده و منطقی است که به شرح زیر است:

۱-۶-۱- تهیه منحنی خطر لرزه‌ای (Hazard Analysis)

فرآیند ارزیابی با تعریف میزان شدت حرکت زمین آغاز می‌شود. این مرحله بیانگر تقاضای ورودی از جانب زمین‌لرزه است و منجر به تهیه منحنی خطر برای سایت مورد نظر می‌گردد.

۱-۶-۲- شبیه‌سازی پاسخ سازه (Structural Analysis)

پس از تعریف شدت لرزه‌ای، از شبیه‌سازی‌های کامپیوتری غیرخطی برای تعیین پاسخ سازه نسبت به حرکات شدید زمین استفاده می‌شود. خروجی این شبیه‌سازی‌ها در قالب پارامترهای تقاضای مهندسی (EDPs) تعریف می‌گردد که می‌تواند شامل شاخص‌هایی نظیر دررفت بین طبقات، شتاب طبقات، یا تقاضاهای شکل‌پذیری محلی باشد.

۱-۶-۳- مدل‌سازی و ارزیابی خرابی (Damage Analysis)

پارامترهای تقاضای مهندسی مستقیماً با میزان خرابی فیزیکی سازه و اجزای آن مرتبط هستند. این مرحله توصیف‌کننده وضعیت فیزیکی سازه پس از وقوع زلزله است و با استفاده از شاخص خرابی (DM) بیان می‌شود.

۱-۶-۴- مدل‌سازی و ارزیابی خسارات وارده (Loss Analysis)

مراحل خرابی و اثرات آن‌ها با متغیرهای تصمیم‌گیری (DVs) مشخص می‌شوند. این متغیرها شامل پیامدهای عملیاتی و اقتصادی مانند خسارات مالی (هزینه‌های بازسازی و تعمیر)، نرخ فروپاشی و نرخ تلفات انسانی می‌باشند. نتایج هر یک از این مراحل به صورت مجزا و مشخص از طریق چهار متغیر کلیدی قابل بیان است:

۱. شدت لرزه‌ای (IM)

۲. پارامترهای تقاضای مهندسی (EDP)

۳. شاخص خرابی (DM)

۴. متغیرهای تصمیم‌گیری (DV)

یک ویژگی بنیادین و کلیدی در این متدولوژی، توجه صریح به عدم قطعیت‌ها در پیش‌بینی مقادیر عملکرد است. یک چارچوب احتمالاتی دقیق باید شامل مشخص‌سازی عدم قطعیت‌های ذاتی در طول تمامی مراحل پردازش باشد. این رویکرد به طراحان و تصمیم‌گیرندگان امکان می‌دهد تا با در نظر گرفتن تمامی عدم قطعیت‌ها، ریسک لرزه‌ای را به دقت ارزیابی کرده و اقدامات مناسبی برای کاهش آن اتخاذ نمایند.

متدولوژی پیشنهادی PEER قابلیت کاربرد مستقیم برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها را دارد و همچنین می‌تواند به عنوان مبنایی برای ایجاد معیارهای عملکردی مشابه جهت طراحی بر مبنای عملکرد مورد استفاده قرار گیرد. تلاش‌های مستمر در این موسسه منجر به توسعه این چارچوب برای انواع سازه‌ها، از جمله ساختمان‌ها و پل‌ها، گردیده است.

۱-۷- اهمیت اطمینان‌پذیری سازه و مفهوم خرابی پیشرونده

(Progressive Collapse)، اطمینان‌پذیری (Reliability) همواره یکی از ارکان اصلی مهندسی عمران و اصل بنیادین برای طراحان پروژه‌های عمرانی بوده است. در دهه‌های اخیر، توجه ویژه‌ای به پدیده (خرابی پیشرونده) (Progressive Collapse) معطوف شده است. این پدیده به وضعیتی اطلاق می‌شود که در آن، خرابی ناگهانی یک یا چند عضو سازه‌ای (ناشی از عواملی نظیر تصادفات، انفجارها، یا اقدامات خرابکارانه) منجر به گسترش تدریجی خرابی به سایر اجزای سازه و در نهایت فروپاشی سراسری یا نسبی ساختمان می‌گردد. ریشه‌های توجه



مهندسی به موضوع خرابی پیشرونده به واقعه فروپاشی ساختمان (رونان پوینت)، (Ronan Point) در لندن در سال ۱۳۴۸ شمسی (۱۹۶۸ میلادی) بازمی‌گردد. با این حال، حملات تروریستی ۱۱ سپتامبر ۱۳۸۰ شمسی (۲۰۰۱ میلادی) به عنوان نیروی محرک اصلی، منجر به بازنگری جدی در استانداردهای طراحی گردید. در پی این رویداد، نهادهایی نظیر وزارت دفاع ایالات متحده، (DoD) و کمیته‌های تدوین کدهای اروپایی، استانداردهای سخت‌گیرانه‌تری را برای طراحی سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده تدوین و ارتقاء دادند. لزوم بررسی هندسه سازه در سیستم‌های مهاربازویی؛ امروزه با توجه به کمبود فضا در کلان‌شهرهای پرجمعیت، ساخت‌وسازهای بلندمرتبه جایگاه ویژه‌ای یافته‌اند. با افزایش ارتفاع سازه‌ها، مقابله با نیروهای جانبی و انتخاب فرم سازه‌ای مناسب از اهمیت حیاتی برخوردار می‌شود. استفاده از سیستم‌های مهاربازویی و کمربندهای خربایی در ارتفاعات مختلف، یکی از راهکارهای مؤثر برای افزایش سختی جانبی و کنترل پاسخ لرزه‌ای است. با این حال، موقعیتیابی و تعداد این اعضا تأثیر بسزایی بر کارایی کلی سازه دارد. بنابراین، تعیین موقعیت بهینه مهاربازوها و کمربندها در سازه‌های بلند، یکی از چالش‌های اساسی طراحی محسوب می‌شود.

۱-۸- ضرورت انجام تحقیق

ایمینی سازه همواره به عنوان یکی از ارکان بنیادین و کلیدی برای مهندسان طراح پروژه‌های عمرانی در نظر گرفته شده است. در دهه‌های اخیر، یکی از مکانیزم‌های خرابی که توجه پژوهشگران و مهندسان را به خود جلب کرده است، پدیده (خرابی پیشرونده)، (Progressive Collapse)، می‌باشد. این پدیده زمانی رخ می‌دهد که خرابی ناگهانی یک یا چند عضو سازه‌ای (ناشی از دلایلی همچون تصادفات، انفجارها، یا حملات تروریستی) منجر به بازتوزیع بارهای اضافی به المان‌های مجاور شود. اگر این المان‌ها نیز قادر به تحمل بارهای افزوده نباشند، خرابی به تدریج گسترش یافته و ساختمان به صورت زنجیره‌ای و پیشرونده منهدم می‌گردد. رویدادهای تلخ، از جمله حملات تروریستی به برج‌های دوقلوی تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱، نشان داد که حتی سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شده‌اند، ممکن است در برابر رویدادهای غیرعادی و بارگذاری‌های موضعی شدید آسیب‌پذیر باشند. این موضوع باعث شد تا ارزیابی و بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در سازه‌های با اهمیت، به یکی از محورهای اصلی تحقیقاتی در مهندسی سازه تبدیل شود. همچنین، در شرایطی مانند زلزله‌های شدید، هرگونه ضعف در طراحی یا اجرای المان‌های سازه‌ای می‌تواند زمینه‌ساز آغاز پدیده خرابی پیشرونده گردد. با توجه به تراکم جمعیت در شهرهای بزرگ و گرایش به ساخت‌وسازهای بلندمرتبه، هرگونه خطر فروپاشی زنجیره‌ای می‌تواند پیامدهای جانی و مالی جبران‌ناپذیری به همراه داشته باشد. بنابراین، مطالعه و بررسی دقیق عوامل مؤثر بر پایداری سازه در برابر خرابی پیشرونده، و همچنین تأثیر پارامترهای طراحی (مانند هندسه سازه و سیستم‌های مهاربازویی) بر رفتار غیرخطی و توزیع بارها، از ضروریات پژوهش حاضر است. این تحقیق با هدف پر کردن خلأهای موجود در درک رفتار سازه‌های بلندمرتبه تحت شرایط بحرانی و ارائه راهکارهای بهینه برای افزایش مقاومت در برابر خرابی پیشرونده انجام می‌پذیرد.

۲- ادبیات تحقیق

۲-۱- ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و چالش‌های موجود در ایران

۲-۱-۱- ماهیت و روش‌شناسی ارزیابی آسیب‌پذیری

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، در واقع فرآیندی پیش‌بینانه برای تخمین خسارات و درجه‌بندی درجه‌بندی آسیب‌پذیری سازه‌ها در برابر زلزله‌های احتمالی آینده است. روش ایده‌آل برای این منظور، انجام مطالعات تحلیلی-آماري بر روی نمونه‌های کافی از سازه‌های مشابه است. با این حال، در عمل، داده‌های جامع و کاملی از وضعیت آسیب‌پذیری موجود نیست و اغلب داده‌ها ناقص یا پراکنده‌اند. بنابراین، برای دستیابی به نتایج قابل اعتماد، باید از ترکیبی از اطلاعات قابل دسترس، داده‌های تجربی، پیش‌بینی‌های عددی و تحلیلی واکنش لرزه‌ای، و اطلاعات میدانی استفاده کرد. ترکیب این داده‌ها با روش‌های آماری، می‌تواند برآوردی دقیق از عملکرد سازه ارائه دهد.

۲-۱-۲- چالش‌های بومی و نیاز به رویکرد بومی‌سازی شده

در بسیاری از کشورهای توسعه‌یافته، ارزیابی ایمینی سازه‌ها از طریق بازبینی‌های فنی مبتنی بر تجارب کارشناسی و قضاوت‌های مهندسی انجام می‌شود. اگرچه مطالعات گسترده‌ای در کشورهای نظیر آمریکا، ژاپن و اروپای شرقی منجر به ارائه روش‌های کیفی و کمی برای ارزیابی آسیب‌پذیری شده است، اما اعمال مستقیم این روش‌ها در ایران با چالش‌های جدی روبروست. دلایل اصلی، این ناکارآمدی عبارتند از:



- ۱- تفاوت در ویژگی‌های ساخت‌وساز و شرایط ژئوتکنیکی.
 - ۲- ضعف‌های سیستماتیک در طراحی، اجرا و کنترل کیفیت در بسیاری از سازه‌های موجود و در دست احداث.
 - ۳- ناکافی بودن مجموعه اطلاعات موجود برای قضاوت منطقی و شناسایی تمامی عوامل تأثیرگذار.
- بنابراین، با توجه به نارسایی‌های کیفی در تحلیل و اجرا، و ضرورت جلوگیری از فجایع انسانی و مالی ناشی از زلزله‌های آینده، تدوین الگویی بومی که توصیه‌های مفید، عملی و اقتصادی برای بهسازی سازه‌های موجود و بهبود کیفیت ساخت سازه‌های جدید ارائه دهد، امری اجتناب‌ناپذیر است.

۲-۱-۳- پیامدهای مدیریت بحران و اهمیت آمادگی

آسیب‌پذیری لرزه‌ای گسترده در شهرهای ایران (از جمله کرج)، به ویژه در شریان‌های حیاتی و ساختمان‌های مورد نیاز برای امداد و نجات، می‌تواند منجر به بحران‌های غیرقابل کنترل شود. پیامدهایی نظیر آتش‌سوزی‌های ناشی از گسیختگی لوله‌های گاز، فروپاشی پل‌ها و اختلال در شبکه‌های ارتباطی، حجم ضایعات را افزایش داده و مدیریت بحران را با مشکلات اساسی مواجه می‌سازد. لذا، شناسایی گسل‌های فعال، ارزیابی واکنش لرزه‌ای سازه‌ها، اولویت‌بندی اقدامات بهسازی و نظارت دقیق بر کیفیت ساخت سازه‌های جدید، پیش‌نیازهای اصلی، برای کاهش تلفات و حفظ سرمایه‌های ملی هستند.

۲-۲- رویکرد، PBEE و مدل‌سازی خرابی پیشرونده

۲-۲-۱- روش‌شناسی PBEE و ایده‌آل‌سازی پاسخ سازه

در چارچوب ارزیابی مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد (PBEE)، یکی از راهکارهای توصیف رفتار سازه، ایده‌آل‌سازی منحنی‌های پوش‌اور (Pushover)، است. در این روش، محور عمودی نشان‌دهنده برش پایه تحمیل‌شده و محور افقی نشان‌دهنده دررفت بین طبقات است. این مدل‌سازی استاتیکی غیرخطی می‌تواند به شدت زلزله ورودی مرتبط شده و مقادیر عملکردی را استخراج کند. هدف اصلی PBEE، گسترش مفهوم عملکرد از پارامترهای صرفاً مهندسی (مانند نیرو و تغییرشکل) به پیامدهای عملیاتی و اقتصادی است. روش‌های اولیه نظیر، FEMA-۲۷۳ تلاش کردند تا شاخص‌های پاسخ سازه (مانند دررفت و نیروهای عضو) را به سطوح عملکردی مشخص (مانند ایمنی جانی IO، خرابی ایمنی LS، و خرابی شدید CP) مرتبط سازند. با این حال، همچنان نیاز به توسعه مدل‌هایی است که قطعیت پارامترهای پاسخ مهندسی را مستقیماً به مقادیر عملکردی نظیر خسارت مالی، نرخ تلفات و زمان توقف، (Downtime) پیوند دهند.

۲-۲-۲- روش‌های تحلیل سازه

برای شناسایی نقاط قوت و ضعف سازه‌ها، روش‌های مختلفی توسط محققین پیشنهاد شده است که شامل موارد زیر است:

۲-۲-۱-۱- تحلیل استاتیکی خطی

۲-۲-۲-۱- تحلیل دینامیکی خطی

۲-۲-۳-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور)

۲-۲-۴-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی

(توضیحات تکمیلی پیرامون هر یک از این روش‌ها در بخش سوم ارائه خواهد شد).

۲-۲-۳- تعریف خرابی پیشرونده (Progressive Collapse)

خرابی پیشرونده زمانی رخ می‌دهد که گسیختگی ناگهانی یک یا چند عضو سازه‌ای، منجر به بازتوزیع بارها به المان‌های مجاور شده و در صورت ناتوانی آن‌ها، باعث شکست زنجیره‌ای و فروپاشی قسمتی یا کل سازه می‌گردد. تعریف (نامتناسب بودن)، (Disproportionate Collapse) در استانداردها و کدهای مختلف ممکن است متفاوت باشد و بر اساس سطح خطرپذیری قابل قبول، در هر شهر یا سند راهنما تعیین می‌شود. در این پژوهش، هرگاه واژه (خرابی پیشرونده) به کار رود، به طور ضمنی به مفهوم (خرابی نامتناسب) اشاره می‌شود؛ یعنی خرابی که فراتر از حد مجاز تعریف‌شده در استانداردهای مربوطه است و پایداری کلی سازه را به خطر می‌اندازد.



۳-۲- پیشینه تحقیق

طراحی و بهینه‌سازی سیستم‌های مهاربازویی در سازه‌های بلندمرتبه، همواره مورد توجه پژوهشگران برای کاهش جابجایی‌های جانبی و افزایش پایداری سازه در برابر بارهای باد و زلزله بوده است. در این راستا، مطالعات متعددی به بررسی تأثیر موقعیت و تعداد کمربندهای خربایی (Belt Trusses)، در ارتفاع سازه پرداخته‌اند:

۳-۲-۱- **تاران: (Taran)** در پژوهش، اولیه خود، سیستم کمر بند خربایی را در سازه‌های بلند با یک سطح کمر بند مورد بررسی قرار داد. تمرکز اصلی این مطالعه بر تعیین موقعیت بهینه کمر بند در ارتفاع بود تا اثرات ناشی از بارهای باد به حداقل برسد و جابجایی رأس سازه کاهش یابد.

۳-۲-۲- **مکناب: (McNab)** در ادامه پژوهش‌های تاران، این محقق استفاده از دو سطح کمر بند خربایی را در سازه‌های بلند بررسی کرد. نتایج حاصل از این مطالعه، صحت و کارایی روش پیشنهادی تاران را تأیید نمود و نشان داد که افزایش تعداد سطوح کمر بند می‌تواند کنترل بهتری بر پاسخ جانبی سازه داشته باشد.

۳-۳-۲- روتنبرگ و همکاران، (Rotenberg et al)

این گروه از پژوهش‌گران، به ارزیابی دقیق‌تر کاهش جابجایی‌های جانبی در سازه‌های مجهز به کمر بند خربایی پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که کاربرد کمربندهای خربایی نه تنها سختی جانبی سازه را افزایش می‌دهد، بلکه منجر به کاهش معناداری در دریافت بین طبقات و جابجایی کلی سازه تحت بارگذاری‌های جانبی می‌گردد. این مطالعات، نشان‌دهنده روند تکاملی در درک رفتار سیستم‌های کمر بند خربایی از حالت تک‌سطحی به چندسطحی و تأکید بر بهینه‌سازی موقعیت آن‌ها برای دستیابی به حداکثر عملکرد لرزه‌ای و بادی است.

۳-۳-۴- تحقیقات مرتبط با بهینه‌سازی مکان کمربندهای خربایی

اسمیت و کول (Smith & Cole)، با انجام تحقیقاتی بر روی سازه‌های بلند و تعیین مکان بهینه کمربندهای خربایی، رابطه‌ای را برای یافتن جایگاه بهینه یک سازه دارای n کمر بند نسبت به ارتفاع کل سازه (H)، ارائه کردند. طبق یافته‌های آن‌ها، مختصات بهینه از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\frac{1}{n+1}, \frac{2}{n+1}, \dots, \frac{n}{n+1}$$

این پژوهش‌گران، بر فرض رفتار خطی سازه، از یک روش سازگاری استفاده کردند که در آن چرخش‌های هسته در ترازهای مهاربازویی، برابر با چرخش‌های مهاربازوهای مربوطه در نظر گرفته می‌شد.

۳-۳-۵- ارزیابی تأثیر جابجایی کمربندها بر رفتار سازه

ژانگ و همکاران [۱] رفتار یک سازه بلند را با جابجایی محل کمربندها و بررسی تأثیر این جابجایی‌ها بر جابجایی افقی تاج سازه و جهش، (Jump) در لنگرهای مقاوم، مورد ارزیابی قرار دادند [۵]. گاراسمیدیس، (Garasamidis) و همکاران، [۶] به محاسبه مکان بهینه کمربندهای خربایی در یک سازه بلند بتنی با سیستم هسته‌ای برشی و کمر بند خربایی، تحت بارگذاری باد پرداختند. آن‌ها بر اساس ضوابط کنترل جابجایی و تعادل لنگرهای انتقالی از مهاربازوها به ستون‌های پیرامونی، با استفاده از روش «سعی و خطا» (تغییر مکان کمر بند در ارتفاع)، مکان بهینه را تعیین کردند [۶].

۳-۳-۶- بررسی‌های تحلیلی و عددی

ناندوری و همکاران [۲] یک سازه‌ی ۳۴ طبقه‌ی بتنی با سیستم مهاربازو و کمر بند خربایی فولادی را با هدف یافتن مکان بهینه برای هر دو سیستم بررسی کردند. آن‌ها چندین مدل دوبعدی از سازه را با استفاده از نرم‌افزار ETABS و با روش تحلیل استاتیکی خطی آنالیز نمودند. در این مدل‌سازی، مهاربازوها و کمربندهای خربایی در ارتفاع‌های مختلفی از سازه قرار داده شدند. پس از تحلیل و بررسی نمودارهای جابجایی جانبی تاج سازه و نیروهای محوری ایجادشده در ستون‌های پیرامونی، این محققان نتیجه گرفتند که مکان بهینه برای سیستم مهاربازو و کمر بند خربایی تقریباً در وسط ارتفاع سازه قرار دارد [۷].



گیران و همکاران [۲] نیز مطالعاتی مشابه بر روی یک سازه‌ی ۳۴ طبقه‌ی بتنی با مهاربازو و کمر بند خرابایی فولادی انجام دادند. آن‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی و بررسی جابجایی جانبی و نیروهای محوری ستون‌ها، به نتیجه‌ی مشابهی دست یافتند که مکان بهینه‌ی یک سطح مهارکمر بندی تقریباً در میانه‌ی ارتفاع سازه است [۱۱].

۲-۳-۷- تحقیقات مربوط به سال‌های اخیر (۲۰۲۴-۲۰۲۵)

فاطمی و همکاران [۳، ۴] تغییرات انحراف سازه را با استفاده از کمر بند خرابایی، به روش جابجایی کمر بند در ارتفاع سازه و با افزایش تعداد کمر بندها تا ۳ عدد، مورد مقایسه قرار دادند. آن‌ها تحقیقات خود را در سال ۲۰۲۴ (۱۴۰۳) بر روی کنترل انحراف سازه و بهینه‌سازی فرکانس با استفاده از کمر بند برای ساختمان‌های با ارتفاع‌های متفاوت ادامه دادند [۸]. جهان‌شاهی و همکاران، تعیین مکان بهینه کمر بند خرابایی را با استفاده از روش انرژی پیشنهاد کردند. در مدل‌سازی آن‌ها، قاب تیوپ‌شکل پیرامونی (متشکل از ستون‌های محیطی) به عنوان یک تیر باکسی‌شکل در نظر گرفته شد و تأثیر کمر بندها و تیوپ بر هسته‌ی برشی، به عنوان یک فنر پیچشی در محل کمر بندها مدل‌سازی گردید. مکان بهینه‌ی فنر، جایی تعریف شد که بیشترین انرژی را جذب کند. با مشتق‌گیری از انرژی و فرض صفر بودن مشتق در مکان اولیه‌ی فنر (پایه سازه)، مکان بهینه برای سه حالت بارگذاری جانبی متفاوت تعیین شد [۲]:

۱- بار متمرکز در بالای سازه: مکان بهینه در ارتفاع $H \cdot 0.667$ از پایه (یا $H \cdot 0.333$ از تاج).

۲- بار مثلثی: مکان بهینه در ارتفاع $H \cdot 0.49$ از پایه.

۳- بار گسترده یکنواخت: مکان بهینه در ارتفاع $H \cdot 0.44$ از پایه.

حق‌الهی و همکاران [۱] دو سازه‌ی ۲۴ و ۲۵ طبقه را با دو روش تحلیل طیفی و تاریخی‌چیزی زمانی غیرخطی جهت یافتن مکان بهینه‌ی مهارکمر بندی تحلیل کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که با اعمال بار جانبی، خمش ایجاد شده در هسته، منجر به خمش در تیرهای مهاربازو و انتقال نیرو به ستون‌های پیرامونی می‌شود که این امر انعطاف‌پذیری سازه را افزایش می‌دهد. بنابراین، عملکرد این سیستم مستقیماً به سختی و مقاومت تیرهای بازویی وابسته است. مکان بهینه‌ی مهارکمر بندی برای ساختمان ۲۴ طبقه از طبقه‌ی ۱۰ تا ۱۴ و برای ساختمان ۲۵ طبقه از طبقه‌ی ۱۰ تا ۱۶ به دست آمد [۱۴].

۲-۳-۸- استانداردها و روش‌های تحلیل پیشرفته

در سپتامبر ۲۰۱۲، (مؤسسه‌ی ATC مؤسسه‌ی کاربردی مهندسی عمران) تحت قراردادی با FEMA، وارد پروژه‌ای بلندمدت شد تا نسل جدیدی از روش‌های طراحی بر اساس عملکرد (Performance-Based Design)، را تهیه و منتشر نماید. این نسل جدید شامل بسط و توسعه‌ی فرآیند عملکردی است که به مهندسان اجازه می‌دهد بر اساس عباراتی قابل فهم برای کارفرمایان و صاحبان سرمایه، به طراحی ساختمان‌های جدید یا مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود بپردازند. متدولوژی پیشنهادی ATC-58 عملکرد را در مراحل مختلف، اثرات زلزله و عدم قطعیت‌ها را بر اساس قضاوت مهندسی معقول بیان می‌کند [۱۲، ۱۳]. واتاماسیکوس (Vatamucu) و همکاران در سال ۲۰۱۴ از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، جهت تخمین حساسیت و عدم قطعیت‌های عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها استفاده نمودند [۱۰]. از آنجا که برای انجام تحلیل IDA نیاز به تعداد مناسبی رکورد شتاب‌نگاری است، آذربخت و دولسک [۲] به بررسی کفایت تعداد رکوردها و حداقل تعداد مورد نیاز پرداختند [۱۰، ۱۵]. همچنین در آیین‌نامه‌ی FEMA P695، تعدادی رکورد در قالب جداولی برای حوزه‌های دور و نزدیک گسل، توصیه شده است [۱۶].

۲-۳-۹- بررسی خرابی پیشرونده (Progressive Collapse)

حمیدی شاد در تحقیقات خود تحت عنوان «بررسی غیرخطی آسیب‌پذیری سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه در برابر خرابی پیشرونده» (۱۳۹۴)، دو راهکار غیرمستقیم و مستقیم برای مقابله با اثرات خرابی پیشرونده در سازه‌های بتنی پیشنهاد داد [۱۷]. امیری‌راد (۱۳۹۴) نیز در تحقیقات خود تحت عنوان «بررسی رفتار قاب‌های سه‌بعدی بتن‌آرمه تحت اثر خرابی پیشرونده» به بررسی رفتار قاب‌های خمشی بتن‌آرمه پرداخت. در این پژوهش، سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی برای تحلیل قاب‌ها به کار گرفته شد. قاب‌ها در دو حالت دوبعدی، سه‌بعدی بدون دال و سه‌بعدی همراه با دال مدل‌سازی شدند. قاب‌های بتن‌آرمه‌ی ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در دو حالت حذف ستون گوشه و حذف ستون میانی پلان مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع قاب‌ها، اثرات مخرب حذف یک ستون کاهش می‌یابد.

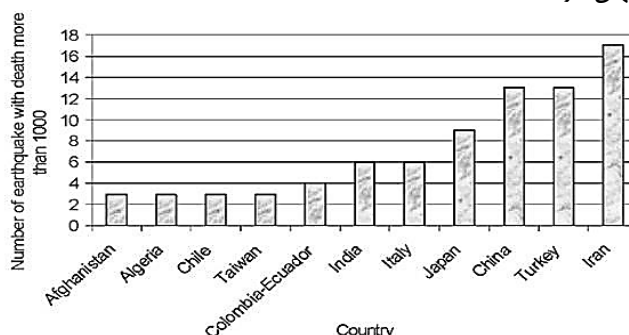


همچنین، مدلسازی قاب‌ها به صورت سه‌بعدی نسبت به مدلسازی‌های دوبعدی، رفتار سازه را در برابر حذف ناگهانی ستون بهبود می‌بخشد. در نظر گرفتن دال‌ها در مدلسازی نیز موجب کاهش تغییرشکل‌های ناشی از حذف ستون در فرآیند خرابی پیشرونده می‌گردد [۱۸]. توکلی و افرایی (۲۰۲۱) در تحقیقاتی با عنوان «تأثیر میزان نامنظمی در پلان بر پتانسیل خرابی پیشرونده‌ی ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب خمشی و مهاربند دوگانه» به این موضوع پرداختند. آن‌ها خرابی پیشرونده را گسترش خرابی موضعی از یک عضو به عضو دیگر تعریف می‌کنند که سرانجام به گسیختگی تمام سازه یا بخش اعظمی از آن منجر می‌شود. در این مطالعه، یک ساختمان ۵ طبقه‌ی فولادی با خروج از مرکزیت ۵، ۱۰ و ۱۵ درصدی و با دو نوع سیستم قاب خمشی و مهاربند دوگانه مورد بررسی قرار گرفت. با استفاده از نرم‌افزار OpenSees و انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، نتایج نشان داد که نامنظمی در پلان تأثیر قابل‌توجهی بر پتانسیل خرابی پیشرونده دارد [۱۲]. توکلی و اکبرپور (۱۳۸۲)، در تحقیقات خود به بررسی پدیده خرابی پیشرونده در سازه‌ها و بررسی آیین‌نامه‌های مرتبط پرداخته‌اند. از دیدگاه آن‌ها، خرابی پیشرونده به معنای فروپاشی کامل یا بخشی عمده از یک سازه است که با گسیختگی موضعی در یک قسمت از سازه آغاز شده و می‌تواند پایداری کل سازه را تهدید کند. هدف از پژوهش آن‌ها، مطالعه این پدیده در شرایط مختلف تحریک ورودی، از قبیل زمین‌لرزه، حملات تروریستی، آتش‌سوزی و موارد مشابه بوده است. در این مطالعه، ضمن معرفی روش‌های رایج ارزیابی خرابی پیشرونده، آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی مرتبط با این پدیده مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند [۲۴].

همچنین، امینی‌فر در به بررسی تأثیر مدت زمان حذف ستون در تحلیل خرابی پیشرونده ساختمان‌های فولادی پرداخته است. به گفته وی، وقوع حوادث ناگوار نظیر فروپاشی ساختمان‌های مرکز تجارت جهانی در ۱۱ سپتامبر، توجه بسیاری را به مسئله خرابی پیشرونده جلب کرده و باعث شده است تا این پدیده در طراحی سازه‌ها مورد توجه ویژه قرار گیرد. عوامل متعددی می‌توانند باعث ایجاد خرابی موضعی و آغازگر یک خرابی پیشرونده شوند. در این پژوهش، بر اساس روش‌های پیشنهادی در آیین‌نامه‌های ارائه‌شده در این زمینه، از روش «مسیر جایگزین» برای تحلیل خرابی پیشرونده استفاده شده است [۲۱].

۲-۴- طراحی لرزه‌ای

کشور ایران بر روی کمربند زلزله قرار دارد. با بررسی زلزله‌های ثبت‌شده در تاریخ ایران می‌توان دریافت که هر از گاهی زمین‌لرزه‌های شدیدی در مناطق مختلف ایران رخ داده و سبب بروز خسارات فراوان شده‌اند. تاریخ ایران شاهد خسارات جانی و مالی بسیار در طی زمین‌لرزه‌های مختلف بوده است؛ به طوری که زمین‌لرزه‌های سال‌های ۱۲۴۳ تا ۱۲۲۴ خورشیدی در حدود ۱۲۶,۴۴۴ نفر کشته بر جای گذاشته‌اند. باید توجه داشت که اثرات زیانبار یک زلزله بسیار گسترده است. علاوه بر تلفات جانی انبوه در یک ناحیه کوچک، پیامدهای روانی، اجتماعی، اقتصادی و سیاسی نیز از نتایج آن محسوب می‌شود. آنچه روشن است، با گسترش شهرنشینی و افزایش جمعیت، خطر زمین‌لرزه در مراکز شهرها افزایش یافته است. به طور مثال، این خطر در گسترش شهر تهران در مجاورت گسل‌های شمال تهران، شمال ری، جنوب ری و کهریزک به‌وضوح قابل پیش‌بینی است [۸]. همان‌طور که در شکل (۲)، مشاهده می‌شود، ایران از نظر تعداد زمین‌لرزه‌هایی که منجر به کشته شدن بیش از ۱,۴۴۴ نفر شده‌اند، جایگاهی در میان درصد بالایی از کشورهای جهان دارد [۸].



شکل ۲: مقایسه نسبی تعداد زلزله‌های کشنده (با بیش از ۱۰۰۰ کشته) در کشورهای مختلف



۲-۴-۱- اهمیت درس آموزی و بهسازی سازه‌ها

لذا، تمرکز مهندسان باید بر بهبود رفتار سازه‌ها در برابر زلزله باشد. زمین‌لرزه‌های گذشته، بسیاری از خطاهای مهندسی و پیمانکاری را آشکار ساخته‌اند. به همین دلیل است که آیین‌نامه‌های ساختمانی همواره مورد بازنگری و تغییر قرار می‌گیرند. بررسی رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته، از منظر عملکرد، میزان خسارات و چگونگی خرابی‌ها، درس‌های آموزنده‌ای را در اختیار جامعه مهندسی قرار می‌دهد تا با درک دقیق‌تر رفتار سازه‌ها و شناسایی نقاط ضعف آن‌ها، از تکرار اشتباهات گذشته جلوگیری شود. امروزه، با توجه به تجربیات به‌دست‌آمده از زلزله‌های گذشته، توجه ویژه‌ای به بهسازی ساختمان‌های موجود برای بهبود وضعیت لرزه‌ای آن‌ها شده است. همچنین، بسیاری از محققان به دنبال معرفی روش‌های نوین و متفاوت جهت بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها هستند.

۲-۵-۲- ارزیابی عملکردی (Performance-Based Evaluation)

ارزیابی عملکرد، فرآیندی است که در آن متغیرهای تصمیم‌گیری (مانند خسارت مالی، مدت زمان توقف بهره‌برداری از ساختمان و تعداد تلفات) برای یک سیستم مشخص، با هدف برآوردن عملکردهای تعیین‌شده، ارزیابی می‌شوند. به عنوان مثال، برای هدف «ایمنی جانی» یا «جلوگیری از فروپاشی»، مراحل تعیین متغیرهای تصمیم‌گیری به شرح زیر است:

۲-۵-۱- تعیین معیار شدت: (Intensity Measure - IM)

بر اساس تحلیل خطر، شدت زمین‌لرزه تعیین می‌شود. برای نمونه، می‌توان از شتاب طیفی در حالت ارتعاش اول سازه $(S_a(T_1))$ به عنوان معیار شدت استفاده کرد.

۲-۵-۲- محاسبه پارامترهای تقاضای مهندسی

(Engineering Demand Parameters - EDP)، با استفاده از تحلیل سازه برای شدت مشخص‌شده، پارامترهای تقاضا (مانند جابجایی نسبی طبقات) محاسبه می‌شوند.

۲-۵-۳- استخراج متغیرهای تصمیم‌گیری

با استفاده از منحنی‌های آسیب‌پذیری (مثلاً منحنی‌های آسیب‌پذیری فروپاشی موضعی مانند شکست برشی در محل اتصال تیر به ستون، یا منحنی‌های فروپاشی کلی)، احتمال وقوع متغیرهای تصمیم‌گیری (مانند تعداد کشته‌ها و زخمی‌ها) پیش‌بینی می‌شود. برای محاسبه خسارت‌های مالی، می‌توان به جای منحنی‌های آسیب‌پذیری فروپاشی، از منحنی‌های آسیب‌پذیری خسارت‌دیدگی و توابع وابسته به خسارت استفاده نمود. رابطه (۱)، جهت ارزیابی متغیرهای تصمیم‌گیری و تدوین چارچوب تصمیم‌گیری برای کارفرمایان، با در نظر گرفتن تمامی عدم قطعیت‌های موجود در مراحل مختلف، به صورت زیر است:

$[DV] = \iiint G(DV DM) dG(DM EDP) dG(EDP IM) d\lambda(IM)$	(۱)
---	-----

که در آن: متغیرهای تصمیم‌گیری: DV، (Decision Variables) سطح خسارت DM: (Damage Measure) پارامترهای تقاضای مهندسی، EDP: (Engineering Demand Parameters)، معیار شدت زمین‌لرزه IM: (Intensity Measure)

۲-۵-۴- تفاوت طراحی با ارزیابی عملکرد: (Measure)

طراحی مهندسی تفاوت آشکاری با ارزیابی عملکرد دارد. در طراحی، ابتدا مؤلفه‌های سازه‌ای و سیستم سازه تعریف می‌شوند. در واقع، طراحی شامل یک روند تکراری ارزیابی است که با یک قضاوت مفهومی اولیه آغاز می‌شود و تا حصول به هدف عملکرد مورد نظر ادامه می‌یابد. در فاز اولیه طراحی: مهندسان بر انتخاب مناسب سیستم سازه‌ای از نظر مقاومت، سختی، انعطاف‌پذیری، ظرفیت استهلاک انرژی و شتاب طبقات تمرکز دارند. در این مرحله، تمرکز بر هدف‌گذاری عملکرد مجزا همراه با سطوح خطر مشخص (مانند روش‌های آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد) است.

در



ارزیابی عملکرد: برای یک سیستم سازه‌ای و غیرسازه‌ای مشخص، متغیرهای تصمیم‌گیری (مانند خسارت سالانه مورد انتظار، تعداد تلفات و مدت زمان توقف بهره‌برداری) محاسبه شده و بر اساس پارامترهای اقتصادی، معیار تصمیم‌گیری استخراج می‌شود. به طور خلاصه، رویکرد طراحی شامل مشخص‌سازی هدف عملکرد (مانند احتمال قابل قبول فروپاشی یا خسارت‌های مالی قابل قبول)، تعیین خطر لرزه‌ای وابسته، به‌دست‌آوردن پارامترهای مهندسی جهت انتخاب سیستم و در نهایت مقایسه هدف عملکردی با معیارهای پذیرفته‌شده است {۱}. فرآیند طراحی لرزه‌ای، عملکرد را مستقیماً بر اساس ریسک‌های مختلف با مقادیری بیان می‌کند که برای کارفرمایان قابل فهم باشد {۱۴}. در گذشته، هنگام صحبت از «ظرفیت سازه»، عمدتاً مقاومت سازه و اجزای آن در نظر گرفته می‌شد؛ اما امروزه طراحی ضدلرزه‌ای بر تأکید بر ظرفیت تغییر شکل و اضمحلال انرژی تمرکز دارد.

۲-۶- دلایل ارزیابی قابلیت اعتماد، ساختمان‌های موجود

ارزیابی قابلیت اطمینان ساختمان‌های موجود می‌تواند به دلایل متعددی انجام گیرد که از جمله آن‌ها موارد زیر است:

- ۲-۶-۱- تغییر کاربری سازه: (احتمالاً دلیل اصلی و شایع‌ترین مورد) که مستلزم افزایش بار مرده یا زنده بر سازه است.
- ۲-۶-۲- نگرانی در رابطه با خطاهای طراحی یا اجرا: عدم تطابق نقشه‌های اجرایی با استانداردهای روز یا وجود تخلفات ساختمانی
- ۲-۶-۳- نگرانی در رابطه با کیفیت مصالح: بررسی کیفیت بتن، فولاد و سایر مصالح به کار رفته در طول زمان.
- ۲-۶-۴- ارزیابی اثرات استهلاک و فرسودگی: بررسی پیری سازه، خوردگی آرماتورها و کاهش مقاومت مصالح در طول زمان.
- ۲-۶-۵- ارزیابی آسیب‌ها و خسارات ناشی از حوادث غیرمترقبه: مانند زلزله، طوفان، سیل، آتش‌سوزی یا انفجار.
- ۲-۶-۶- بررسی قابلیت بهره‌برداری ایمن: اطمینان از اینکه سازه در شرایط بارگذاری فعلی و آینده، ایمنی لازم را برای ساکنان دارد.

۲-۷- مبانی و روش‌های ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌ها

تعریف و اهمیت موضوع ساختمان آسیب‌پذیر لرزه‌ای به ساختمانی اطلاق می‌شود که از نظر طراحی و اجرا دارای نقص‌های فنی و اصولی بوده و وجود این نقاط ضعف، منجر به کاهش مقاومت سازه در برابر زلزله و بارهای وارده می‌گردد. ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های موجود، موضوعی است که در دهه‌های اخیر اهمیت فراوانی یافته و با سرعتی قابل توجه در حال پیشرفت است. از آنجا که بسیاری از سازه‌های موجود از ارزش اقتصادی و فرهنگی بالایی برخوردارند یا به دلایل مختلف امکان تخریب و نوسازی آن‌ها وجود ندارد، پیش‌بینی آسیب‌پذیری این سازه‌ها در برابر زلزله‌های احتمالی آینده، به یکی از ضروری‌ترین اقدامات مهندسی در نواحی شهری تبدیل شده است. بنابراین، پس از شناسایی نقاط ضعف، برآورد دقیق آسیب‌پذیری لرزه‌ای انجام شده و در صورت لزوم، اقدامات لازم جهت مقاوم‌سازی سازه‌ها صورت می‌پذیرد. رویکرد ارزیابی و مراحل آن در بررسی آسیب‌پذیری یک ساختمان، کلیه المان‌هایی که به دلیل ضعف در طراحی یا اجرا پتانسیل تخریب دارند، شناسایی شده و سپس در مرحله مقاوم‌سازی، راهکارهای بهینه برای بهبود وضعیت این نقاط ضعف ارائه می‌شود. با توجه به مطالعات انجام‌شده در دو دهه اخیر، ابزارهای جدیدی برای شناخت مشکلات، معایب و آسیب‌پذیری سازه‌های موجود در مقابل نیروهای زلزله ارائه گردیده است. بهره‌گیری از این ابزارها نه تنها امکان مقاوم‌سازی سازه‌های موجود را فراهم می‌آورد، بلکه با شناخت دقیق وضعیت سازه‌های موجود، می‌توان در طراحی و اجرای سازه‌های جدید نیز اصلاحاتی اعمال نمود تا مقاومت لازم در برابر زلزله‌های احتمالی تضمین شود. فرآیند تخریب در زلزله معمولاً از نقاط ضعف ساختمان آغاز شده و پس از شکست اولیه، نیروهای زلزله نقاط بعدی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. از این رو، مطالعات آسیب‌پذیری سازه‌ها بر دو پایه اساسی استوار است:

۲-۷-۱- استاندارد تشخیص ضعف

(Diagnosis Standard) به عنوان گام اول، جهت شناسایی نقاط ضعف ساختمان.

۲-۷-۲- استاندارد درمان

(Therapy Standard) به عنوان گام دوم، جهت بررسی روش‌های مناسب ترمیم، تقویت و مقاوم‌سازی. با وجود تلاش‌های فزاینده در بیست سال گذشته برای ارزیابی مقاومت لرزه‌ای انواع ساختمان‌ها، به دلیل تنوع زیاد سازه‌ها و پیچیدگی اثرات عوامل مختلف بر آسیب‌پذیری



لرزه‌ای، تدوین استانداردهای جامع و دقیق برای تشخیص ضعف و درمان چالشی دشوار باقی مانده است. بر اساس تحقیقات جهانی، روش‌های ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها را می‌توان به دو دسته کلی روش‌های کیفی و روش‌های کمی تقسیم‌بندی کرد.

۲-۸-انواع سیستم‌های ساختمانی

براساس آیین‌نامه، مقررات ملی ساختمان (مبحث نهم و آیین‌نامه، ۲۸۴۴)، سیستم‌های ساختمانی به چهار دسته اصلی تقسیم‌بندی می‌شوند:

۲-۸-۱- سیستم‌های دیوار باربر

سیستمی سازه‌ای است که در آن، بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند. مقاومت در برابر بارهای جانبی نیز توسط همین دیوارها که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهایی که از قاب‌های فولادی سردنورد شده تشکیل شده و با تسمه‌های فولادی یا صفحات پوششی فولادی مهار شده‌اند، نیز در این دسته طبقه‌بندی می‌شوند.

۲-۸-۲- سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌شود. قاب‌های ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده (پین شده) یا گیردار باشند؛ اما در تحمل بارهای جانبی مشارکت مستقیم ندارند. نکته حائز اهمیت این است که قاب‌های گیردار باید قادر به تحمل اثرات ناشی از تغییر شکل‌های ثانویه، اثر $(\Delta-P)$ ، یا اثر دوم مرتبه باشند.

۲-۸-۳- سیستم قاب خمشی

سیستمی است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، سازه‌هایی با قاب خمشی در پیرامون یا قسمتی از پلان، و همچنین سازه‌هایی که دارای اتصالات ساده در قسمت‌های دیگر پلان هستند، در این گروه جای می‌گیرند. در این سیستم، قاب‌ها هم بار قائم و هم بار جانبی را تحمل می‌کنند.

۲-۸-۴- سیستم دوگانه یا ترکیبی

سیستمی است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده و مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تحمل می‌شود. در این سیستم‌ها، مشارکت هر یک از دو مجموعه در تحمل نیروهای جانبی، بر اساس سختی جانبی و اندرکنش آن‌ها در تمام طبقات تعیین می‌گردد. طبق استانداردها، قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده نیز باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد، نیروهای جانبی در تراز پایه باشند. این تقسیم بار باعث می‌شود در صورت بروز نقص در یکی از اجزاء، سیستم دیگری بتواند تا حدی از ریزش کامل سازه جلوگیری کند.

۲-۸-۵- سیستم ستون‌های کنسولی (Cantilever Column System)

سیستمی سازه‌ای است که در آن، نیروهای جانبی ناشی از زلزله عمدتاً توسط ستون‌هایی که به صورت کنسولی (یک سر ثابت و سر دیگر آزاد) طراحی شده‌اند، تحمل می‌شوند. در این سیستم، ستون‌ها نقش اصلی را در مهار نیروهای افقی ایفا می‌کنند و معمولاً در سازه‌هایی با ارتفاع محدود یا شرایط خاص کاربرد دارند.

۲-۹- شکل‌پذیری سازه‌ها (Ductility of Structures)

تعریف شکل‌پذیری سازه‌های باربر لرزه‌ای زمانی «شکل‌پذیر» تلقی می‌شوند که بتوانند در مقاطع خاصی از خود، تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی (پلاستیک) را بپذیرند. ویژگی کلیدی شکل‌پذیری، توانایی سازه در حفظ این ظرفیت تغییر شکل تحت بارگذاری‌های رفت و برگشتی (سیکلینگ) زلزله است، به گونه‌ای که کاهش مقاومت و سختی سازه به حدی نباشد که منجر به ریزش ناگهانی آن گردد. ارزیابی شکل‌پذیری در قاب‌های



خمشی شکل‌پذیری قاب‌های خمشی معمولاً از طریق «ظرفیت دورانی» گره‌ها سنجیده می‌شود. دوران یک گره، به عنوان نسبت تغییر مکان جانبی طبقه فوقانی به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود. طبق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله باید بر اساس یکی از سه حد شکل‌پذیری تعریف‌شده طراحی شوند:

۲-۹-۱- حد شکل‌پذیری کم (Low Ductility)

این سطح برای سازه‌هایی مناسب است که انتظار می‌رود تغییر شکل‌های غیرالاستیک زیادی در آن‌ها رخ ندهد و هدف اصلی، حفظ ایمنی سازه در برابر بارهای تکراری و رفت و برگشتی زلزله است. این حد شکل‌پذیری معمولاً برای سازه‌های واقع در مناطق با خطر زلزله کم و متوسط کاربرد دارد.

۲-۹-۲- حد شکل‌پذیری متوسط (Moderate Ductility)

این حد برای سازه‌هایی الزامی است که رفتار آن‌ها تحت اثر نیروهای زلزله وارد شده به ناحیه غیرخطی (پلاستیک) می‌شود. در این حالت، مقاطع سازه باید چنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در برابر گسیختگی‌های ترد (شکست ناگهانی و بدون هشدار) برخوردار باشند. سخت‌گیرانه‌تری برای آن‌ها حاکم است، شده و از ریزش آن اطمینان حاصل می‌شود. قاب‌های خمشی بتنی ویژه، مشمول این رده از شکل‌پذیری هستند و ضوابط طراحی سخت‌گیرانه تری برای آن‌ها حاکم است.

۲-۱۰- ساختمان‌های بلند (Tall Buildings)

معرفی و اهمیت ساختمان‌های بلند یکی از انواع متداول و پرکاربرد سیستم‌های ساختمانی در سراسر جهان هستند. این نوع ساختمان‌ها با تمرکز حجم ساختمانی نسبتاً عظیم در زمینی با ابعاد محدود، راهکاری کارآمد برای مدیریت فضا ارائه می‌دهند. اگرچه از دیدگاه اصول شهرسازی، ساختمان‌های بلند ممکن است دارای چالش‌هایی باشند، اما به دلیل نیاز فزاینده به مسکن و فضای تجاری در کلان‌شهرها، روز به روز در حال توسعه و تکامل هستند. امروزه ساختمان‌های بلند به یکی از مهم‌ترین حوزه‌های پژوهشی در میان دانشمندان و مهندسان عمران تبدیل شده‌اند. تاریخچه استفاده از سیستم‌های سازه‌ای نوین برای ساختمان‌های بلند به سال ۱۸۸۵ (میلادی) بازمی‌گردد، اما نقطه عطف آن با طراحی ساختمان دوویت-چستانت (Dewitt-Chestnut) در شیکاگو توسط مهندسین ساختار (به ویژه با استفاده از سیستم قاب لوله‌ای توسط فریزر و برگر) در دهه ۱۹۶۰ میلادی رقم خورد. این رویداد آغازگر تحولی عمیق در صنعت ساختمان‌سازی و گسترش استفاده از سیستم‌های نوین در سراسر جهان شد. سیستم قاب لوله‌ای (Tube Frame System)، از نظر اقتصادی، سیستم لوله‌ای برای ساختمان‌های بلند دارای امتیازات برجسته‌ای است. این سیستم یکی از راه‌حل‌های اقتصادی و کارآمد برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی (لنگر) در ساختمان‌های بلند به شمار می‌آید. تعریف و فلسفه طراحی قاب لوله‌ای مجموعه‌ای از تیرها و ستون‌هایی است که به صورت یک شبکه متصل، محیط بیرونی ساختمان را در بر می‌گیرند. فلسفه اصلی طراحی سازه‌های محیطی (Exterior Framing)، برای ساختمان‌های بسیار بلند این است که تا حد ممکن از مواد مقاوم در برابر بارهای جانبی در محیط بیرونی ساختمان استفاده شود تا صلبیت جانبی، (Lateral Stiffness) سیستم به حداکثر مقدار خود برسد. کارآمدترین عملکرد سازه زمانی حاصل می‌شود که ستون‌های محیطی به گونه‌ای به یکدیگر متصل گردند که رفتار یکپارچه‌ای شبیه به یک قوطی جداره‌بسته، (Closed Hollow Section) داشته باشند. این قاب محیطی شامل ستون‌های خارجی نزدیک به هم است که توسط شاه‌تیرهای کناری عمیق در هر طبقه به یکدیگر متصل شده و مقطع جداره‌بسته‌ای با سوراخ‌های بازشو (برای پنجره‌ها و فضاهای داخلی) را تشکیل می‌دهند. این ساختار باعث می‌شود سازه مانند یک تیر کنسولی بزرگ عمل کند و مقاومت لازم در برابر نیروهای باد و زلزله را فراهم آورد.

۲-۹-۳- حد شکل‌پذیری زیاد (High Ductility)

این سطح برای سازه‌هایی الزامی است که اعضای آن‌ها در مقاطع خاصی (معمولاً در تیرها و اتصالات) باید از ظرفیت بالای جذب و استهلاک انرژی برخوردار باشند. در این حالت، حتی اگر مکانیسم پلاستیک در نقاط مشخصی ایجاد شود، پایداری و انسجام کلی سازه حفظ این رده از شکل‌پذیری هستند و ضوابط طراحی.



۲-۱۱- زلزله‌های حوزه نزدیک گسل (Near-Fault Earthquakes)

در زلزله‌های حوزه نزدیک گسل، انتشار گسلش (Rupture) به سمت ساختمان با سرعتی نزدیک به سرعت موج برشی ($V_r \approx 0.8V_s$) رخ می‌دهد. این پدیده باعث می‌شود که بخش عمده‌ای از انرژی حاصل از گسلش در قالب یک «ضربه» با پالس، (Pulse) بزرگ به ساختمان وارد شود. این پالس معمولاً در ابتدای تاریخچه زمانی زلزله ظاهر می‌شود و شدت بسیار بالایی دارد. برای درک بهتر این پدیده، فرض کنید هر قسمت از طول گسل در یک بازه زمانی مشخص گسیخته می‌شود. از گسلش هر جزء گسل، امواجی به سمت ساختمان منتشر می‌گردد. اگر ساختمان در جهتی قرار داشته باشد که گسلش به سمت آن حرکت کند، جهت‌داری پیش‌سوی یا (Forward Directivity)، امواج منتشر شده از نقاط مختلف گسل، در محل ساختمان هم‌فاز شده و هم‌پوشانی می‌کنند. این هم‌پوشانی منجر به ایجاد یک ضربه بزرگ و متمرکز می‌شود و در نتیجه، مدت زمانی که امواج حاصل از گسلش به ساختمان می‌رسند، کاهش می‌یابد. در مقابل، اگر ساختمان در جهت خلاف پیشرفت گسلش قرار گیرد (جهت‌داری پس‌سوی یا Backward Directivity)، حالت عکس رخ می‌دهد؛ امواج از هم دور شده و با تأخیر زمانی بیشتری و در مدتی طولانی‌تر به ساختمان می‌رسند. حالتی که در آن دور شدن یا نزدیک شدن انتشار گسلش، به سمت ساختمان قابل تشخیص نباشد، «جهت‌داری خنثی» نامیده می‌شود. در این شرایط، جهت‌داری اثر خاصی بر دامنه و مدت زمان تاریخچه حرکت زمین نخواهد داشت. مدل‌سازی اثر جهت‌داری ساموریل (Somerville)، این ایده را مطرح کرد که اثر جهت‌داری را می‌توان در طیف پاسخ زلزله، به‌ویژه در طیف پاسخ شتاب، وارد کرد تا در طراحی سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد. او در این روش فرض کرد که اثر جهت‌داری را می‌توان با دو پارامتر «زاویه» و «نسبت طول» بیان کرد. ضریب اعمال جهت‌داری در طیف شتاب را می‌توان از شکل (۳) استخراج نمود. ساموریل در محاسبات خود به این نتیجه رسید که اثر جهت‌داری معمولاً از دوره تناوب ۰.۴ ثانیه در طیف شروع می‌شود و در دوره‌های تناوب طولانی‌تر تأثیر بیشتری دارد.

۲-۱۲- خصوصیات مولفه‌های افقی و قائم زلزله‌های نزدیک گسل محدوده

نزدیک گسل (Near-Field) معمولاً به فاصله‌ای بین ۱۵ تا ۶۴ کیلومتری از گسل فعال اطلاق می‌شود. در این محدوده، خصوصیات زمین‌لرزه به شدت به سه عامل اصلی وابسته است:

- ۱- مکانیسم شکست گسل
- ۲- جهت انتشار شکست نسبت به ساختمان
- ۳- تغییر مکان‌های دائمی ناشی از لغزش گسل این پارامترها منجر به ایجاد دو اثر مهم می‌شوند:
 - ۱- جهت‌داری شکست (Rupture Directivity)
 - ۲- جابجایی ضربه‌ای ماندگار زمین (Fling Step)

۲-۱۲-۱- اثر جهت‌داری شکست (Rupture Directivity)

این اثر خود به دو دسته تقسیم می‌شود:

۲-۱۲-۱-۱- جهت‌داری پیش‌رونده: (Forward Directivity)

زمانی رخ می‌دهد که انتشار شکست گسل به سمت ساختمان باشد و بردار لغزش گسل نیز در جهت ساختمان باشد. در این حالت، پالس ایجاد شده به دلیل نزدیکی سرعت انتشار شکست به سرعت موج برشی در سنگ‌های نزدیک منبع، شدت بسیار بالایی دارد.

۲-۱۲-۱-۲- جهت‌داری پس‌رونده: (Backward Directivity)

زمانی رخ می‌دهد که ساختمان در جهت مخالف پیشرفت گسلش قرار گیرد.

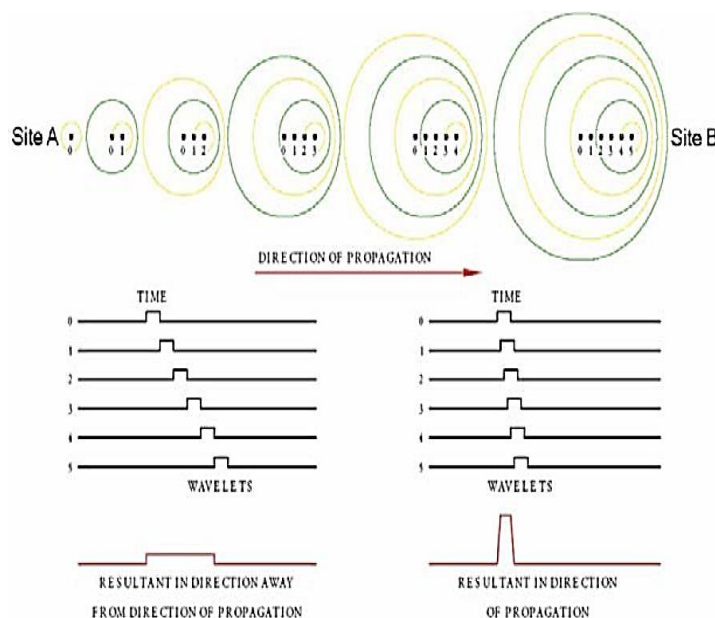


۲-۱۲-۲- اثر جابجایی ضربه‌ای ماندگار: (Fling Step)

این پدیده ناشی از تغییر مکان دائمی زمین در اثر لغزش گسل است. وقتی گسل لغزش می‌کند، ساختگاه‌های نزدیک به گسل دچار یک جابجایی ناگهانی و دائمی می‌شوند. این اثر بیشتر در مولفه قائم (عمودی) و نیز در مولفه‌های افقی نزدیک به گسل مشاهده می‌شود و منجر به ایجاد تغییر شکل‌های دائمی در سازه‌ها می‌گردد.

۲-۱۲-۲-۱- مولفه قائم: (Vertical Component)

در زلزله‌های نزدیک گسل، مولفه قائم حرکت زمین نیز اهمیت ویژه‌ای پیدا می‌کند. در این مناطق، نسبت شتاب قائم به شتاب افقی (PGA_v) می‌تواند به مقادیر قابل توجهی (گاهی بیش از ۰.۵ یا حتی ۱) برسد. این شتاب قائم می‌تواند باعث افزایش بار مرده مؤثر در ستون‌ها و ایجاد خستگی در اتصالات شود. همچنین، در موارد شدید، می‌تواند منجر به بالارفتن یا فرورفتن سازه‌های سبک گردد. بنابراین، در طراحی سازه‌های حساس در مناطق نزدیک گسل، در نظر گرفتن مولفه قائم و تأثیرات آن بر پایداری سازه ضروری است.



شکل ۲: اثرات ناشی از جهت شکست گسل برای ساختگاه A و B.

۲-۱۳- مولفه‌های مؤثر بر پاسخ سازه در محدوده نزدیک گسل

در زلزله‌های نزدیک گسل، معمولاً موج برشی (S-wave) پیش از رسیدن اصلی‌ترین پالس ناشی از شکست گسل به ساختگاه می‌رسد. این پدیده باعث می‌شود که در تاریخچه‌های شتاب ناشی از جهت‌داری پیشرونده (Forward Directivity)، یک موج پالسی شکل با دامنه زیاد در ابتدای ثبت حرکت زمین، در جهت عمود بر امتداد گسل مشاهده شود. مطالعات پاسخ دینامیکی سازه‌ها در زلزله‌های نزدیک گسل، تمرکز اصلی را بر روی مولفه افقی عمود بر گسل گذاشته است، زیرا این مولفه معمولاً دارای پالس‌های سرعت بزرگی با پریود بلند است. با این حال، در برخی موارد خاص، مولفه موازی گسل نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به عنوان مثال، پدیده نرم‌شدگی نسبی خاک (Relative Soil Softening) می‌تواند باعث شود که سازه در جهت موازی گسل کرنش بیشتری را تجربه کند. در این حالت، خاک در مقابل مولفه حرکت موازی گسل رفتار غیرخطی‌تری نشان داده و پاسخ سازه تحت تأثیر آن تغییر می‌کند. آنالیزهای غیرخطی پاسخ خاک در دو جهت افقی نشان داده‌اند که شرایط محلی خاک (مانند نوع خاک و عمق لایه‌های نرم) بر میزان حداکثر اوج پالس سرعت و زمان رسیدن آن در هر دو جهت افقی تأثیرگذار است. علاوه بر این، اگر پایداری سازه تحت بارهای قائم حساس باشد، ارتعاشات قائم (Vertical Components)، نیز در نواحی نزدیک گسل، اهمیت پیدا می‌کنند و باید در طراحی تخمین زده شوند.



با توجه به مطالب فوق، در زلزله‌های نزدیک گسل، پاسخ‌های دینامیکی سازه‌ها عمدتاً تحت تأثیر پالس‌های بزرگ سرعت با پریود بلند در یک مولفه افقی عمود بر امتداد لغزش گسل، رخ می‌دهد. این اثر در گسل‌های امتداد لغز (Strike-slip) مشهودتر است، اما در گسل‌های شیب‌لغز، (Dip-slip) نیز قابل مشاهده است. در واقع، اثر مولفه افقی عمود بر گسل، در حالت Forward Directivity، تعیین‌کننده اصلی رفتار سازه است.

۲-۱۴-۲- تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل، بر سازه‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌ای

۲-۱۴-۲-۱- استاندارد ایران (آیین‌نامه ۲۸۴۴ - ویرایش سوم):

بر اساس بند ۱-۳-۱ استاندارد ۲۸۴۴ (ویرایش سوم)، از احداث ساختمان در مجاورت یا نزدیکی گسل‌های فعالی که احتمال بروز شکستگی در سطح زمین، (Surface Rupture) در هنگام وقوع زلزله وجود دارد، اجتناب می‌شود. در مواردی که احداث ساختمان در محدوده گسل، ضروری باشد، علاوه بر رعایت ضوابط عمومی استاندارد ۲۸۴۴، باید تمهیدات فنی ویژه‌ای (مانند گسترش فونداسیون یا استفاده از سازه‌های انعطاف‌پذیرتر) منظور گردد. که در بخش‌های معمول این آیین‌نامه به تفصیل به آن‌ها پرداخته نشده است.

۲-۱۴-۲-۲- آیین‌نامه : UBC97

آیین‌نامه بین‌المللی ساختمان، UBC97 اثرات نزدیک گسل، را برای ساختگاه‌های واقع در فاصله کمتر از ۱۵ کیلومتر از گسل، فعال، با در نظر گرفتن نیروی برشی اضافی لحاظ کرده است. این آیین‌نامه اثر نزدیک گسل، را با میانگین تأثیر دو مولفه افقی سازگار دانسته است. نکته قابل توجه این است که UBC97 به صورت مستقیم، اثر خاص مولفه افقی عمود بر لغزش (که در Forward Directivity حاکم است را در پیش‌بینی طیف طراحی زلزله‌های بزرگ لحاظ نکرده است. ساموریل (Somerville) در پژوهش‌های خود صریحاً فاکتورهای دقیق نزدیک گسل، را در این آیین‌نامه‌ها پیدا نکرد. او معتقد بود که UBC97 خصیصه‌های خاص نزدیک گسل، را از روش‌های مصنوعی تولید شده استخراج نکرده، بلکه با قضاوت مهندسی و بر اساس تحلیل زلزله‌های بزرگ، مقادیر طیف طراحی مولفه افقی عمود بر گسل، را برآورد کرده است.

۲-۱۴-۲-۳- آیین‌نامه ،IBC2000

مبنای مقررات لرزه‌ای در آیین‌نامه IBC2000، نقشه‌های خطر لرزه‌ای، USGS، سال ۲۰۰۰ است. در این نقشه‌ها، اثرات جهت‌داری، (Directivity) به وضوح به صورت میانگین مقادیر زلزله‌های نزدیک گسل، به همراه یک انحراف معیار، (Standard Deviation) ارائه شده‌اند. این رویکرد باعث می‌شود که اثرات شدید و پالسی خاص، Forward Directivity در نقشه‌های کلی خطر لرزه‌ای پنهان بماند و تنها به صورت یک میانگین آماری دیده شود.

۳- متدولوژی

۳-۱- رویکرد مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد و اهمیت سازه‌های بلند با گسترش رویکرد مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد، (Performance-Based Earthquake Engineering) و ضرورت مدیریت اصولی بحران‌های احتمالی، نیاز به ابزارهای دقیق برای ارزیابی سیستم‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای، برآورد خسارات و اتخاذ تصمیمات منطقی بیش از پیش احساس می‌شود. در این رویکرد، (خرابی) یا (شکست) زمانی تعریف می‌شود که سازه یا سیستم مورد نظر نتواند الزامات سطح عملکرد تعیین‌شده را تأمین نماید. اگر شدت زمین‌لرزه (مانند شتاب بیشینه رکورد) را به عنوان تنها متغیر در نظر بگیریم، احتمال شرطی خرابی به صورت تابعی از شدت لرزه بیان می‌شود که به آن منحنی شکنندگی لرزه‌ای، (Seismic Fragility Curve) گفته می‌شود. با توجه به آینده‌نگری آیین‌نامه‌های لرزه‌ای و قرارگیری ایران در کمربند زلزله‌خیز، اهمیت این منحنی‌ها در ارزیابی احتمال فروریزش سازه‌ها دوچندان می‌شود. از سوی دیگر، با توجه به کمبود زمین در کلان‌شهرها و رشد جمعیت، ساختمان‌های بلند جایگاه ویژه‌ای یافته‌اند. تغییرات در فرم و نمای این ساختمان‌ها نسبت به گذشته، چشم‌انداز ساخت برج‌های بسیار بلندتر (حتی به ارتفاع یک مایل) را ترسیم می‌کند. سازه‌های بلند باید علاوه بر ایمنی، پایداری و آسایش ساکنین، از نظر کارایی فضایی و زیبایی‌شناسی نیز مطلوب باشند. در این نوع سازه‌ها، فرم معماری معمولاً تعیین‌کننده است و طراحی سازه باید بر اساس آن فرم انجام پذیرد. در سازه‌های بلند، اثر نیروهای جانبی (باد و زلزله) با افزایش ارتفاع به شدت افزایش می‌یابد. در ارتفاعات بالا، تغییر مکان جانبی چنان زیاد می‌شود که



ملاحظات سختی، (Stiffness) به جای مقاومت مصالح، عامل غالب در طراحی می شوند. از آنجا که بازده هر سیستم سازه‌ای مستقیماً با مقدار مصالح مصرف شده مرتبط است، هدف از بهینه‌سازی سازه، دستیابی به حداکثر سختی با حداقل وزن است. این نیاز منجر به ابداع سیستم‌های سازه‌ای نوین برای هر محدوده ارتفاعی شده است. در دهه‌های گذشته، سیستم‌های رایج در سازه‌های بلند شامل قاب صلب، قاب مهاربندی شده و دیوار برشی بوده‌اند. اما امروزه سیستم‌های نوینی مانند سیستم‌های لوله‌ای، کمربندهای خربای (Belt Trusses)، و شبکه‌های قطری (Diagrid)، تحولی عظیم در معماری و سازه‌های بلند ایجاد کرده‌اند. با افزایش تقاضا برای برج‌های بلندمرتبه با کاربری‌های متنوع، سیستم‌های لوله‌ای به عنوان یکی از پیشرفته‌ترین و کارآمدترین فرم‌های سازه‌ای، کاربرد گسترده‌ای یافته‌اند. این سیستم‌ها نه تنها بازدهی خوبی دارند، بلکه اجرای نسبتاً ساده‌ای داشته و برای طیف وسیعی از ارتفاعات مناسب هستند. طبقه‌بندی سیستم‌های سازه‌ای برای انواع سازه‌های بلند (فولادی، بتنی و کامپوزیت) به شرح زیر است:

۱- سیستم‌های قاب سخت (Rigid Frame Systems)

۲- سیستم‌های قاب مهاربندی شده و قاب دیوار برشی

(Braced Frames & Shear Wall Systems)

۳- سیستم‌های خربایی (Truss Systems)

۴- سیستم‌های قاب لوله‌ای (Tube Frame Systems)

۵- سیستم‌های لوله مهاربندی شده (Braced Tube Systems)

۶- سیستم‌های لوله دسته‌ای (Bundled Tube Systems)

۳-۲- سیستم‌های قاب سخت (Rigid Frame Systems)

سیستم‌های قاب سخت هم در ساختمان‌های فولادی و هم بتنی کاربرد دارند و مدتهاست که به عنوان سیستم‌های شناخته شده برای مقاومت در برابر بارهای عمودی و جانبی استفاده می شوند. مکانیسم عملکرد: قاب‌های سخت (که به قاب‌های خمشی نیز معروف‌اند) بر این اصل استوارند که اتصالات بین تیر و ستون باید از سختی کافی برخوردار باشند تا زاویه بین اعضای متقاطع را تقریباً ثابت نگه دارند و اجازه چرخش نسبی ندهند.

۱- در سازه‌های بتنی: به دلیل رفتار یکپارچه بتن و آرماتور، قاب‌های سخت ذاتاً سخت هستند و برای سازه‌های بتنی ایده‌آل محسوب می شوند.

۲- در سازه‌های فولادی: برای ایجاد سختی کافی در اتصالات، معمولاً از تیرهای با مقطع بزرگ‌تر یا اتصالات گیردار استفاده می شود، تا مقاومت و سختی کافی در تیرها حفظ گردد.

ویژگی‌های طراحی: در سیستم قاب سخت، مقاومت و سختی سازه متناسب با ابعاد تیرها و ستون‌ها و به صورت معکوس متناسب با فاصله ستون‌ها (Spandrel) است. ستون‌ها معمولاً در نقاطی قرار می گیرند که کمترین تداخل را با معماری داخلی ایجاد کنند، اما باید به اندازه کافی نزدیک به هم باشند، تا عمق تیرها به حداقل برسد. بنابراین، برای عملکرد مؤثر، استفاده از ستون‌های نزدیک به هم و تیرهای عمیق در محیط ساختمان ضروری است.

ملاحظات لرزه‌ای:

به ویژه در مناطق لرزه خیز، طراحی دقیق و جزئیات اتصالات تیر به ستون حائز اهمیت است. قاب‌های سخت در مقایسه با دیوارهای برشی یا سیستم‌های مهاربندی شده، نرم تر، (Stiffer) هستند و ممکن است در برابر زلزله‌های شدید آسیب پذیرتر باشند، زیرا تغییر مکان‌های جانبی بیشتری را تجربه می کنند.

محدوده کاربرد:

۱- سازه‌های تا ۳۲ طبقه: قاب‌های سخت معمولاً برای مقاومت جانبی کافی هستند.

۱- سازه‌های بیش از ۳۲ طبقه: سختی سیستم قاب سخت معمولاً برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی ناشی از باد و زلزله ناکافی است و نیاز به سیستم‌های تقویتی (مانند هسته‌های بتنی یا مهاربندی) وجود دارد.

مثال تاریخی: ساختمان Lever House، در نیویورک (ساخته شده در سال ۱۹۵۲ میلادی، نه ۱۲۵۲)، یک نمونه ۲۱ طبقه فولادی است که به عنوان یکی از اولین و موفق‌ترین مثال‌های استفاده از سیستم قاب سخت در سازه‌های بلندمرتبه شناخته می شود.



شکل ۳: نمونه ای از سیستم های قاب سخت 1592 , New York , USA , Lever House.

۳-۳- سیستم های قاب مهاربندی شده و دیوار برشی (Braced Frames and Shear Wall Systems)

سیستم های قاب سخت (Rigid Frames) برای ساختمان های بلندمرتبه ای که ارتفاع آن ها از ۳۲ طبقه فراتر می رود، معمولاً کارآمد نیستند. دلیل اصلی این محدودیت، افزایش بیش از حد تغییر مکان جانبی (Drift)، ناشی از خمش ستون ها و تیرهاست که منجر به نارضایتی از عملکرد سازه می گردد. برای غلبه بر این محدودیت، می توان با اضافه کردن مهاربندی های فولادی یا دیوارهای برشی بتنی به قاب های سخت، سختی جانبی سازه را به طور چشمگیری افزایش داد. ترکیب این اجزا منجر به ایجاد سیستم های جدیدی به نام های قاب مهاربندی شده (Braced Frame) و قاب دیوار برشی (Shear Wall Frame) می شود. این سیستم ها را می توان به عنوان نسخه های تقویت شده و سخت تر سیستم قاب سخت در نظر گرفت. ویژگی های کلی:

سختی و مقاومت: این سیستم ها در مقایسه با قاب های سخت خالص، سختی و مقاومت جانبی بسیار بالاتری دارند. محدوده کاربرد: اگرچه این سیستم ها برای ساختمان های بیش از ۳۲ طبقه مناسب هستند، اما بهینه ترین بازه کاربرد آن ها برای ساختمان های تا حدود ۵۲ طبقه است. حالات خاص: اگرچه برای ارتفاعات بسیار زیاد (مانند ۱۰۰ طبقه و بیشتر) معمولاً از سیستم های لوله ای یا ترکیبی پیچیده تر استفاده می شود، اما نمونه هایی از سازه های بلندمرتبه با این سیستم ها وجود دارد که ارتفاع آن ها به بیش از ۱۲۲ متر (و در برخی موارد خاص تا حدود ۲۰۰-۳۰۰ متر با دیوارهای برشی ضخیم) رسیده است.

کاربرد مصالح: سیستم قاب مهاربندی شده عمدتاً در ساختمان های فولادی کاربرد دارد، در حالی که سیستم دیوار برشی هم در ساختمان های بتنی و هم کامپوزیت (فولادی-بتنی) مورد استفاده قرار می گیرد.

۳-۴- سیستم های قاب مهاربندی شده (Braced Frame Systems)

سیستم های قاب مهاربندی شده یکی از کارآمدترین و اقتصادی ترین روش ها برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی در ساختمان های فولادی هستند. این سیستم با اضافه کردن اعضای قطری (مهارها) به قاب های خالص، خمش ستون ها و تیرها را به حداقل می رساند و رفتار سازه را از حالت «خمشی» به حالت میزانی (Truss-like) تغییر می دهد. مکانیسم عملکرد: از نظر سازه ای، یک قاب مهاربندی شده مانند یک تیر عمودی توخالی عمل می کند:

- ۱- ستون ها و تیرهای اصلی: وظیفه تحمل بارهای گرانشی (مرده و زنده) را بر عهده دارند.
 - ۲- اعضای مهاربندی قطری: وظیفه اصلی آن ها تحمل نیروهای جانبی (برش و خیز) است. این اعضا با ایجاد یک شبکه مثلثی، کل مجموعه را به یک سازه صلب تبدیل کرده و مانع از تغییر شکل جانبی می شوند.
- انواع مهاربندی ها:

بر اساس ویژگی های معماری و سازه ای، مهاربندی ها معمولاً به چهار دسته اصلی تقسیم می شوند که در شکل ۱.۱ نمایش داده شده اند:

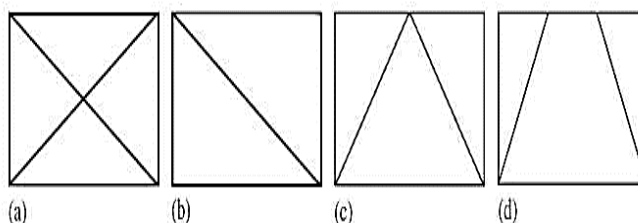
- ۱- مهاربندی X (مقاطع): رایج ترین نوع که در آن دو میله قطری در جهت های مخالف متقاطع می شوند. این نوع برای جذب انرژی در زلزله بسیار مناسب است اما ممکن است در بازهای معماری اختلال ایجاد کند.



۲- مهاربندی قطری (Single Diagonal): استفاده از یک میله قطری در هر قاب. ساده‌ترین نوع است اما ممکن است در ستون‌ها لنگر خمشی نامتقارنی ایجاد کند.

۳- مهاربندی K (یا مورب): مهارها از وسط تیر به ستون متصل می‌شوند. این نوع برای فضاهای باز مناسب است اما در زلزله‌های شدید ممکن است در مهارهای فشاری دچار ناپایداری (Kink) شود.

۴- مهاربندی زانویی، (V یا Inverted V): مهارها از دو طرف به یک نقطه روی تیر متصل می‌شوند. این نوع نیز برای حفظ فضای باز داخلی مناسب است.



شکل ۴: الف) X- حداقل فضا در دسترس است. ب) قطر - فضای کمتر در دسترس است. ج) K- دهانه ممکن است. د) زانو - دهانه‌های بزرگتر

۳-۴-۱- مکان‌یابی و پیرایش مهاربندی در سازه‌های بلند

محل قرارگیری مهاربندی: فضاهای احاطه‌کننده هسته مرکزی ساختمان، نظیر آسانسورها، پلکان‌ها و شفت‌های تأسیسات (Service Shafts)، معمولاً به‌عنوان بهترین مکان برای قرارگیری سیستم‌های مهاربندی ترجیح داده می‌شوند. دلیل اصلی این انتخاب، امکان قرارگیری اعضای قاب مهاربندی در داخل دیوارهای غیرسازه‌ای یا هسته‌های بتنی پایدار است که تأثیر منفی کمتری بر فضای قابل استفاده (آرکیکتچر) ساختمان دارند. بنابراین، آرایش و جهت‌گیری مهاربندی غالباً توسط نیازهای معماری برای ایجاد جداره‌های صاف و یکپارچه در اطراف هسته مرکزی دیکته می‌شود.

۳-۴-۲- اهمیت تاریخی مهاربندی در سازه‌های بلند

از نظر تاریخی، مهاربندی (به‌ویژه مهاربندی فولادی) یکی از مهم‌ترین راهکارها برای تأمین پایداری جانبی در بسیاری از بلندترین سازه‌های جهان بوده است. اگرچه برخی منابع ممکن است اعداد متفاوتی را ذکر کنند، اما دو نمونه تاریخی مشهور در نیویورک عبارتند از:

۱- ساختمان امپایر استیت (Empire State Building): این ساختمان با ارتفاع تقریبی ۳۸۱ متر (حدود ۱۰۲ طبقه)، یکی از معروف‌ترین ساختمان‌های فولادی جهان است که از سیستم قاب‌های فولادی با اتصالات پرچ‌شده و مهاربندی‌های داخلی برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی ناشی از باد استفاده کرده است.

۲- ساختمان کلیسler (Chrysler Building): این ساختمان با ارتفاع ۳۱۹ متر (۷۷ طبقه)، نمونه‌ای دیگر از سازه‌های بلندمرتبه در دهه ۱۹۳۰ میلادی است که از اسکلت فولادی مقاوم بهره برده است.

این ساختمان‌ها نشان می‌دهند که چگونه مهاربندی و سختی جانبی اسکلت فولادی، پیش از ظهور سیستم‌های لوله‌ای پیچیده، امکان ساخت برج‌های بسیار بلند را فراهم کرده است.



Chrysler Building, New York, USA, 1531



Empire State Building, New York, USA, 1531

شکل ۵: نمونه ای از سیستم های قاب مهاربندی

۳-۵- سیستم های قاب دیوار برشی

سیستم های ترکیبی قاب و دیوار برشی، (Frame-Shell Systems) در سازه های بتنی و کامپوزیتی کاربرد گسترده ای دارند. در این سیستم ها، دیوارهای برشی به عنوان ستون های جانبی اصلی عمل کرده و وظیفه تحمل نیروهای افقی ناشی از باد و زلزله را بر عهده دارند. این نیروها ابتدا توسط دیافراگم های کف جمع آوری شده و سپس به دیوارهای برشی منتقل می شوند. دیوارهای برشی معمولاً در هسته مرکزی ساختمان (شامل چاه آسانسور و راه پله) مستقر می شوند و با ایجاد یک هسته مرکزی صلب و مقاوم، پایداری کلی سازه را افزایش می دهند. این المان ها می توانند دارای مقاطع هندسی متنوعی از جمله مستطیلی، جعبه ای، مثلثی، منحنی یا حتی مدور باشند. از نظر عملکرد سازه ای، این سیستم ها شبیه به ساختمان های بتنی با هسته مرکزی عمل می کنند که در آن ها دیوارهای برشی مسئول جذب تقریباً تمام نیروهای جانبی هستند. برج متروپولیتن (Metropolitan Life Tower)، با ارتفاع ۱۲۷۸ متر (تعداد طبقات حدود ۷۰ طبقه در نیویورک) نمونه ای بارز از کاربرد این سیستم در سازه های بلندمرتبه محسوب می شود. همچنین، برج های دوقلو پتروناس (Petronas Towers) در مالزی که هر یک دارای ۸۸ طبقه هستند و تا پیش از تکمیل برج تایپه ۱۰۱، (۱۰۱ طبقه) در سال ۲۰۰۴ بلندترین سازه های جهان بودند، از این سیستم ترکیبی در سازه کامپوزیتی خود بهره برده اند.



Metropolitan Tower, New York, USA



The Petronas Towers, Kuala Lumpur, Malaysia

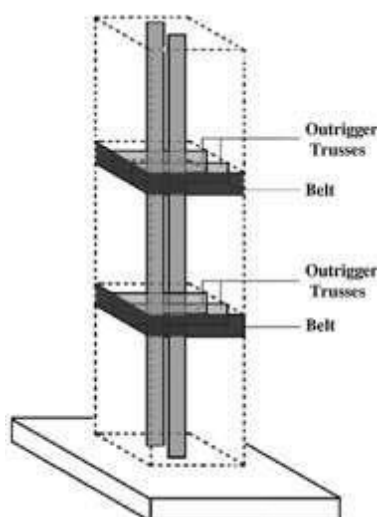
شکل ۶: نمونه ای از سیستم های قاب دیوار برشی

۳-۶- سیستم های خرپایی (Truss Systems)

سیستم های خرپایی، شکل پیشرفته تری از سیستم های قاب های مهاربندی و قاب های دیوار برشی محسوب می شوند و در ساختمان های فولادی و کامپوزیتی کاربرد گسترده ای دارند. این سیستم که به عنوان یک راهکار ساختاری نوآورانه و کارآمد شناخته می شود، از یک هسته مرکزی (شامل قاب ها یا دیوارهای برشی) تشکیل شده است که از طریق خرپاهای افقی یا شاه تیرهای عریض (Spandrel Beams)، به ستون های بیرونی متصل می گردد.



علاوه بر این، در بسیاری از موارد، ستون‌های محیطی نیز توسط تیرهای کلاف یا تسمه‌های افقی بیرونی به یکدیگر متصل می‌شوند تا پایداری کلی سازه افزایش یابد. عملکرد اصلی این سیستم در مقابله با نیروهای جانبی (مانند باد و زلزله) است. هنگامی که سازه تحت بارهای افقی قرار می‌گیرد، نیروها از طریق دیافراگم‌های کف به هسته مرکزی منتقل شده و سپس توسط خریاهای افقی به ستون‌های بیرونی کشیده می‌شوند. این نیروها باعث ایجاد تنش در ستون‌ها شده و با ایجاد یک زوج نیروی کششی و فشاری در ستون‌های مخالف، از چرخش هسته مرکزی جلوگیری می‌کنند. برای اطمینان از سختی، (Stiffness) و مقاومت کافی، خریاها و شاه‌تیرهای عریض معمولاً باید دارای عمق معادلی معادل یک یا چند طبقه باشند (شکل ۷). به همین دلیل، این المان‌ها اغلب در طبقات خاصی از ساختمان متمرکز می‌شوند تا از ایجاد مزاحمت برای کاربری داخلی جلوگیری شود. بسته به تعداد طبقات مورد استفاده برای خریاها و استحکام آن‌ها، ستون‌های پیرامونی و هسته مرکزی با هم رفتار ترکیبی نشان می‌دهند. تحلیل‌های سازه‌ای نشان می‌دهد که ساختارهای خریایی تک‌طبقه، (Single-Story Trusses)، نسبت به خریاهای چندطبقه، از استحکام جانبی بالاتری برخوردارند و از نظر رفتار سازه‌ای کارآمدتر عمل می‌کنند. با این حال، افزایش تعداد طبقاتی که در آن‌ها خریا نصب می‌شود، اگرچه مقاومت جانبی را افزایش می‌دهد، اما این افزایش مقاومت به اندازه‌ای نیست که کارایی سیستم‌های تک‌طبقه را داشته باشد؛ به عبارت دیگر، بازدهی هر طبقه اضافی خریا کمتر از طبقه اول است.



شکل ۷: فلش و تسمه

ساختارهای خریایی می‌توانند برای سازه‌های بسیار بلندی با بیش از ۱۲۲ طبقه استفاده شوند. چندین نمونه برجسته از کاربرد این سیستم عبارتند از:

- ۱- برج فست ویسکانسین (First Wisconsin Tower)، در میلواکی با ارتفاع حدود ۴۳۰ متر (۱۴۱۰ فوت) که دارای ساختار فولادی است.
- ۲- برج جین مائو (Jin Mao Tower)، در شانگهای با ارتفاع ۴۲۰ متر و ۸۸ طبقه که از ساختار کامپوزیت بهره می‌برد.
- ۳- برج ۱۰۱ تایپه، (Taipei 101) در تایوان با ۱۰۱ طبقه و ارتفاع ۵۰۸ متر که بلندترین ساختمان جهان در دوره‌ای از زمان بوده و از ساختار کامپوزیت استفاده می‌کند



First Wisconsin Center, Milwaukee, USA



Jin Mao Building, Shanghai, China

شکل ۸: هر دو شکل، نمونه ای از سیستم های خربایی

۷-۳- سیستم های قاب لوله ای (Tube Frame Systems) سیستم های قاب لوله ای برای ساختمان های فولادی، بتنی و کامپوزیت مناسب بوده و تکاملی منطقی از ساختار قاب بندی متعارف محسوب می شوند. از آنجا که سیستم های قاب مهاربندی و دیوار برشی در سازه های بسیار بلند (آسمان خراش ها) کارایی لازم را ندارند، سیستم قاب لوله ای به عنوان جایگزینی کارآمد پیشنهاد شده است.

۷-۳-۱- اصول عملکرد و ویژگی ها :

ویژگی اصلی این سیستم، استفاده از ستون های پیرامونی با فاصله کم است که توسط تیرهای پشت بغل (Spandrel Beams)، عمیق به یکدیگر متصل شده اند. این آرایش باعث می شود کل سازه مانند یک لوله توخالی یا یک تیر cantilever گیردار) عمید عمل کند که در برابر گشتاورهای واژگونی ناشی از بارهای جانبی (مانند باد و زلزله) مقاومت بالایی دارد.

۷-۳-۱-۱- تقسیم بارها

لوله بیرونی تمام بارهای جانبی را تحمل می کند. نیروهای گرانشی (ثقلی) بین ستون های پیرامونی و ستون های داخلی (در صورت وجود) یا دیوارهای هسته ای تقسیم می شوند .



۳-۷-۲- مزایای معماری

این سیستم به دلیل انتقال نیروهای جانبی به محیط ساختمان، فضای داخلی را از ستون‌های سنگین یا دیوارهای مهاربندی رها می‌کند. این امر منجر به افزایش سطح کف قابل استفاده خالص و چیدمان انعطاف‌پذیرتر فضاها می‌شود.

۳-۷-۲- روش پیاده‌سازی و انواع

دسترسی راحت به لابی و طبقات همکف که ممکن است به دلیل تراکم ستون‌های پیرامونی در پایین ساختمان دشوار باشد، می‌تواند با استفاده از تیرهای انتقالی بزرگ (Transfer Girders) یا تغییر آرایش ستون‌ها (مانند نمونه‌های برج‌های دوقلوی مرکز جهانی تجارت) حل شود. این سیستم به سه دسته کلی تقسیم می‌شود:

۱- سیستم‌های لوله ساده: (Simple Tube)، بدون ستون‌های داخلی؛ تمام مقاومت جانبی توسط پوسته بیرونی تامین می‌شود.
۲- سیستم‌های لوله دارای هسته: (Frame-Tube / Core-Wall)، دارای ستون‌های داخلی، دیوار برشی یا مهاربندی فولادی در کنار پوسته بیرونی.

۳- سیستم‌های لوله در لوله: (Tube-in-Tube) شامل یک لوله بیرونی و یک لوله داخلی (هسته مرکزی سخت) است. این سیستم زمانی کاربرد دارد که کنترل نوسانات جانبی حیاتی باشد و امکان ساخت ساختمان‌های بلندتر (مثلاً بیش از ۱۰۰ طبقه) را فراهم کند.

۳-۷-۳- عوامل موثر بر کارایی

کارایی سیستم قاب لوله‌ای تحت تأثیر نسبت ارتفاع به عرض، ابعاد پلان، فضاگذاری (Grid spacing)، و اندازه ستون‌ها و تیرهای پشت‌بغل است. اگرچه شکل‌های مستطیل و مربع رایج‌ترین و اغلب کارآمدترین حالت‌ها هستند، اما شکل‌های دایره‌ای، مثلثی و پنج‌ضلعی نیز می‌توانند استفاده شوند.

۳-۷-۴- نمونه‌های شاخص

۳-۷-۴-۱- برج‌های دوقلوی مرکز جهانی تجارت: (World Trade Center Towers) با ۱۱۰ طبقه و ساختار فولادی از نوع قاب لوله‌ای (Simple Tube).

۳-۷-۴-۲- ساختمان (DeWitt-Chestnut): یک ساختمان مسکونی بتنی با ارتفاع ۴۳ طبقه که از سیستم لوله بتنی استفاده می‌کرد.



World Trade Center Twin Towers, 1512



DeWitt-Chestnut Apartment Building, 1965
شکل ۹: هر دو شکل، نمونه ای از سیستم های خربایی

۳-۸- سیستم های لوله مهاربندی (Braced Tube Systems)

سیستم های لوله مهاربندی را می توان در سازه های فولادی، بتنی و کامپوزیت به کار برد. این سیستم با افزودن مهارهای قطری (Diagonal Bracing) به پوسته بیرونی لوله، سختی و کارایی سازه را نسبت به قاب لوله ای ساده افزایش می دهد. این سیستم تحت نام های «لوله تقویت شده، (Reinforced Tube) یا «لوله با مهاربندی خارجی» نیز شناخته می شود. ویژگی های کلیدی:

- ۱- افزایش ارتفاع و انعطاف پذیری پلان: این سیستم امکان ساخت ساختمان های بسیار بلند را فراهم کرده و اجازه می دهد فاصله (فضابندی) بین ستون ها بیشتر از سیستم های لوله ساده باشد
 - ۲- بهینه سازی سازه: این راهکار به معماران و مهندسان اجازه می دهد تا از تعداد حداقلی از اعضا (ستون ها و مهارها) در هر طبقه استفاده کنند، در حالی که مقاومت جانبی کافی تامین شود، معمولاً ستون های گوشه ای ضخیم تر و قوی تر هستند .
 - ۳- اجرای متفاوت در مصالح مختلف: در سازه های فولادی: از مهارهای قطری فولادی، مانند (X-Bracing یا K-Bracing)، در نمای خارجی استفاده می شود. در سازه های بتنی: از آنجا که نصب مهارهای فولادی رایج نیست، دیوارهای برشی بتنی در قسمت هایی که قرار است پنجره ها باشند (جدار پنجره ها) اجرا می شوند تا رفتار مشابه مهاربندی قطری ایجاد کنند.
- نمونه شاخص: ساختمان ۷۸۳ (Third Avenue نیویورک): این ساختمان ۵۴ طبقه (ارتفاع حدود ۲۱۰ متر)، نخستین ساختمان بتنی بود که از سیستم لوله مهاربندی (با دیوارهای برشی جایگزین مهار) استفاده کرد.



The 191 Third Avenue Building, New York, USA, 1959
شکل ۱۰: (نمونه ای از سیستم های لوله مهاربندی)، فولادی مکانیزم لوله و سیستم های لوله دسته شده در سازه های بلندمرتبه:



۳-۸-۱- سیستم لوله (Tube System)

مفهوم سیستم لوله در سازه‌های بلندمرتبه، ابتدا با بررسی برج‌هایی نظیر مرکز تجاری «آونتوری»، (Onteri Centre در شیکاگو (۱۹۷۳ میلادی) و ساختمان مرکز جان هانکاک (John Hancock Center) در شیکاگو (۱۹۶۹ میلادی) توسعه یافت. در این سیستم، ستون‌های پیرامونی ساختمان با فواصل بسیار نزدیک به یکدیگر (معمولاً کمتر از ۳ متر) و اتصال سخت آن‌ها به تیرهای قاب و دیوارهای برشی، یک پوسته استوانه‌ای یا مکعبی بسیار سخت ایجاد می‌کنند. مهاربندها تضمین می‌کنند که ستون‌های محیطی نه تنها بارهای گرانشی، بلکه نیروهای جانبی ناشی از باد و زلزله را نیز به صورت یکپارچه تحمل کنند. رفتار این پوسته تحت بارگذاری جانبی، مشابه رفتار یک تیر، cantilever یا لوله توخالی خالص است که در نوک خود بارگذاری شده است. این ویژگی به‌ویژه برای سازه‌های بلند و باریک با سطح کف کوچک کارایی بالایی دارد. برج جان هانکاک، با ارتفاع ۱۰۰۰ فوت (حدود ۳۴۰ متر) و ۱۰۰ طبقه، نمونه‌ای بارز از این سیستم در سازه فولادی است که توسط مهندس برجسته فاضل‌خان (Fazlur Rahman Khan)، طراحی شده است؛ او همچنین توسعه‌دهنده روش (لوله مهاربندی شده)، (Braced Tube)، نیز می‌باشد. در این سیستم، مهاربندهای قطری در نما، مقاومت در برابر نیروهای جانبی را افزایش داده و از کماتش ستون‌های گوشه‌ای جلوگیری می‌کنند. نمونه‌ای دیگر از کاربرد این سیستم در سازه‌های کامپوزیتی، برج بانک چین (Bank of China Tower)، در هنگ‌کنگ است. اگرچه در متن اولیه اشاره به ارتفاع ۷۲ طبقه شده است، اما برج بانک چین ۷۰ طبقه دارد و ارتفاع آن حدود ۳۶۹ متر است که یکی از بهترین مثال‌های سیستم لوله مهاربندی شده در کامپوزیت محسوب می‌شود. یکی از چالش‌های اصلی در قاب‌های لوله‌ای خالص، کاهش کارایی آن‌ها با افزایش ابعاد پلان ساختمان است. با بزرگ‌شدن عرض ساختمان، نیروهای برشی و لنگر خمشی در دیوارهای کناری توزیع یکنواختی ندارند و پدیده‌ای به نام «تاخیر برشی» (Shear Lag)، رخ می‌دهد که باعث می‌شود ستون‌های گوشه‌ای بار بیشتری را تحمل کنند و ستون‌های میانی کمتر مشارکت کنند. برای غلبه بر این مشکل، سیستم‌های لوله دسته‌شده، (Bundle Tube) توسعه یافتند.



John Hancock Center, Chicago, USA, 1565



Bank of China Tower, Hong Kong, China, 1551

شکل ۱۱: دو تصویر بالا (نمونه‌ای از سیستم‌های لوله مهاربندی) بتنی



۳-۹- سیستم لوله دسته‌شده (Bundle Tube System)

سیستم لوله دسته‌شده برای ساختمان‌های فولادی، بتنی و کامپوزیت کاربرد دارد. وقتی ابعاد پلان ساختمان در ارتفاع و عرض افزایش می‌یابد، یک لوله منفرد دیگر پاسخگوی نیازهای سازه‌ای نیست و کارایی آن کاهش می‌یابد. در چنین شرایطی، از سیستم لوله دسته‌شده که به آن «لوله مدولار» نیز گفته می‌شود، استفاده می‌گردد. در این سیستم، چندین لوله منفرد (مانند لوله‌های مکعبی یا مستطیلی) در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند و با دیوارهای برشی داخلی به هم متصل می‌شوند تا یک لوله چند واحدی و بزرگ‌تر را تشکیل دهند. این آرایش، انعطاف‌پذیری معماری بالایی ایجاد می‌کند. از آنجا که این سیستم از ترکیب لوله‌های کوچک‌تر منشأ می‌گیرد، امکان ایجاد تنوع در پیکربندی نما، (Facade) وجود دارد. با قطع کردن یا جابجایی برخی از لوله‌ها در ارتفاعات مختلف، می‌توان اشکال پیچیده، نامتقارن یا دارای پشت‌بغل (Setback)، ایجاد کرد، بدون اینکه سختی کلی سازه به‌طور چشمگیری کاهش یابد.

۳-۹-۱- مزایا: استفاده از ستون‌های با فاصله بیشتر نسبت به لوله خالص، امکان ایجاد پنجره‌های بزرگ‌تر و جداره‌های شیشه‌ای گسترده‌تر را فراهم می‌کند. همچنین، طراحی معماری انعطاف‌پذیرتر است، زیرا هر مدول لوله را می‌توان با تغییر طراحی فضاهای داخلی حذف یا جابجا کرد.

۳-۹-۲- معایب: تقسیم کف‌ها به واحدهای کوچک‌تر و تنگ‌تر با وجود سری ستون‌های متعدد در سرتاسر عرض ساختمان، ممکن است برای برخی کاربری‌ها چالش‌برانگیز باشد.

۳-۹-۳- نمونه‌های شاخص معماری

۳-۹-۳-۱- ساختمان مگنیفیکنت میل وان (One Magnificent Mile)

این برج ۵۷ طبقه در شیکاگو (تکمیل‌شده در سال ۱۹۸۳)، نمونه‌ای عالی از سیستم لوله دسته‌شده بتنی است.

۳-۹-۳-۲- برج سی‌آراس، (Sears Tower)، اکنون (Willis Tower):

این سازه فولادی ۱۱۰ طبقه (۱۴۸ طبقه با احتساب طبقات فنی) در شیکاگو، که در سال ۱۹۷۳ تکمیل شد، بهترین مثال از سیستم لوله دسته‌شده فولادی است. در این سازه، مزیت شکل دسته‌ای به خوبی مشهود است؛ به طوری که برخی از لوله‌ها در ارتفاعات مختلف قطع می‌شوند. (Unbundling) و پلان سازه با افزایش ارتفاع، از یک مکعب بزرگ به ترکیبی از لوله‌های کوچک‌تر تبدیل می‌شود. این کاهش تدریجی سطح مقطع در طول ارتفاع، باعث بهبود عملکرد سازه در برابر باد و ایجاد شکل هندسی منحصر به فردی می‌شود. انتخاب بین سیستم لوله خالص، لوله مهاربندی‌شده و لوله دسته‌شده، وابسته به ابعاد پلان، ارتفاع ساختمان و ملاحظات معماری است. در حالی که لوله خالص برای ساختمان‌های باریک مناسب است، سیستم‌های دسته‌شده و مهاربندی‌شده راه‌حل‌های بهینه‌ای برای ساختمان‌های عریض‌تر و بلندمرتبه‌تر ارائه می‌دهند که تعادلی میان سختی سازه‌ای و آزادی‌های معماری ایجاد می‌کنند.

۳-۹-۴- بررسی جامع سیستم‌های لوله‌ای در سازه‌های بلندمرتبه

سیستم لوله‌ای (Tube System)، به دلیل کارایی سازه‌ای بالا و کیفیت مدولار، استفاده گسترده‌ای در سازه‌های بلندمرتبه دارد. در این سیستم، عناصر سازه‌ای پیرامونی ساختمان به گونه‌ای سازمان‌دهی می‌شوند که مانند یک لوله توخالی عمل کنند. این روش به طوری کارآمد است که در چهار مورد از پنج ساختمان بلندترین ساختمان‌های جهان (در دوران اوج‌گیری این تکنولوژی) از آن استفاده شده است. برج‌های شاخصی که از این سیستم بهره‌برده‌اند عبارتند از:

(۱) برج مرکز تجارت جهانی (World Trade Center) در نیویورک

(۲) برج سیرز (Sears Tower اکنون Willis Tower) در شیکاگو

(۳) مرکز جان هانکاک (John Hancock Center) در شیکاگو

(۴) ساختمان استاندارد اوایل (Standard Oil Building) در شیکاگو

کارایی سازه‌ای سیستم‌های لوله‌ای به قدری بالا است که در اکثر موارد، مقدار مصالح مصرفی برای هر فوت مربع از سطح کف، قابل مقایسه با ساختمان‌های قابی متداولی است که نصف ارتفاع آن‌ها را دارند. در این سیستم، فرض بر این است که عناصر سازه‌ای پیرامونی ساختمان در برابر بارهای جانبی (مانند باد و زلزله)، رفتار یک تیر طره‌ای، (Cantilever) توخالی را از زمین تا نوک برج نشان می‌دهند. از آنجا که دیوارهای



خارجی تمام یا بخش عمده‌ای از بارهای جانبی را تحمل می‌کنند، نیاز به استفاده از مهاربندهای قطری داخلی یا دیوارهای برشی پرهزینه در هسته مرکزی کاهش می‌یابد.



The Sears Tower, Chicago, USA, 1514

شکل ۱۲: برج سیرز در شیکاگو

۳-۹-۵- مکانیزم عملکرد و چالش‌ها

دیوارهای لوله‌ای از ستون‌هایی تشکیل می‌شوند که با فواصل بسیار نزدیک به یکدیگر در اطراف محیط ساختمان قرار گرفته‌اند و توسط تیرهای با عمق زیاد (در بالا و پایین پنجره‌ها) به هم متصل می‌شوند. این آرایش، نمای سازه را شبیه به دیواری با سوراخ‌های متعدد ایجاد می‌کند. سختی این دیوار نما را می‌توان با افزودن مهاربندهای مورب (قطری) افزایش داد که اثری شبیه به خرپا ایجاد می‌کند. صلیبیت (Sofftness)، لوله خارجی چنان زیاد است که در برابر بارهای جانبی مانند یک تیر طره‌ای عمل می‌کند. لوله خارجی می‌تواند به تنهایی تمام بارهای جانبی را تحمل کند، یا در صورت افزودن مهاربندهای داخلی، تقویت و سخت‌تر شود. با این حال، رفتار واقعی سیستم لوله‌ای کاملاً مطابق با رفتار تیر طره‌ای ایده‌آل نیست. پدیده‌ای به نام، تاخیر برشی (Shear Lag) رخ می‌دهد. در این پدیده، ستون‌های واقع در گوشه‌های ساختمان به دلیل سختی بیشتر، سهم بیشتری از بار محوری را تحمل می‌کنند، در حالی که ستون‌های میانی دیواره‌های کناری کمتر درگیر می‌شوند. همچنین، انعطاف‌پذیری تیرهای متصل به ستون‌ها باعث ایجاد خمش در اعضا و تغییر شکل برشی می‌شود که توزیع تنش‌ها را غیرخطی می‌کند. با این وجود، این سیستم به دلیل سختی جانبی و مقاومت پیچشی بالا و همچنین انعطاف‌پذیری در تقسیم‌بندی فضای داخلی، همچنان یکی از بهترین گزینه‌هاست.

۳-۹-۵-۱- طبقه‌بندی سیستم‌های لوله‌ای

کاربردهای مختلف سیستم لوله‌ای که تاکنون توسعه یافته‌اند، به دسته‌های زیر تقسیم می‌شوند:

۱- لوله قابی (Framed Tube)

۲- لوله خرپایی: (Bretted Tube)

۱-۲- لوله خرپایی مرکب (از ستون و عناصر قطری)

۲-۲- لوله خرپایی مشبک (Trussed Tube)

۳- برج با سازه لوله دارای مهاربندی داخلی:

۱-۳- لوله با دیوارهای برشی موازی

۲-۳- لوله درون لوله (Tube-in-Tube)



۴- لوله‌های اصلاح شده :

۴-۱- لوله قابی توأم با قاب‌های صلب

۴-۲- لوله نیمه‌کاره (Half-Tube)

۵. لوله‌های دسته‌شده (Bundle Tube)

۳-۱۰- سیستم لوله قابی (Framed Tube System)

اولین کاربرد سیستم لوله قابی در سازه‌های بلندمرتبه، در ساختمان آپارتمانی دویت چست نات (DeWitt-Chestnut) در شیکاگو (۱۹۶۳ میلادی) با ۴۳ طبقه بود. در این سیستم، دیوارهای خارجی ساختمان از شبکه‌ای متراکم از تیرها و ستون‌ها تشکیل می‌شوند که با اتصالات صلب به یکدیگر متصل هستند) شبیه به قاب ویراندیل (Vierendeel). این دیوارهای خارجی به تنهایی و بدون نیاز به مهاربندی داخلی، بارهای جانبی را تحمل می‌کنند. در طراحی ایده‌آل این سیستم، ستون‌های داخلی تنها بارهای گرانشی (وزن خود ساختمان) را تحمل می‌کنند و در سختی جانبی لوله خارجی سهمی ندارند. کف‌های سخت طبقات به عنوان دیافراگم عمل کرده و نیروهای جانبی را به دیوارهای پیرامونی توزیع می‌کنند. نمونه‌های شاخص:

۱- ساختمان ۱۱۰ طبقه مرکز تجارت جهانی (WTC) در نیویورک

۲- ساختمان ۸۳ طبقه استاندارد اویل (Standard Oil Building) در شیکاگو

نکته فنی: اگرچه این ساختمان‌ها دارای هسته مرکزی (هسته آسانسور و تاسیسات) هستند، اما هسته‌ها در طراحی اولیه برای تحمل بارهای جانبی در نظر گرفته نشده‌اند و عملکرد اصلی سازه بر عهده لوله خارجی است.

۳-۱۰-۱- ویژگی‌های فنی و محدودیت‌ها:

سیستم لوله قابی، تکامل‌یافته‌ی سازه قاب صلب معمولی است. ستون‌ها و تیرها در این سیستم با فواصل بسیار نزدیک (معمولاً ۱.۲ تا ۲ متر) به یکدیگر قرار می‌گیرند. این فشردگی اجازه می‌دهد که ستون‌ها به عنوان چارچوب پنجره‌ها نیز عمل کنند و نمای شیشه‌ای بزرگی ایجاد شود. در حالت ایده‌آل، دیوارهای خارجی باید به صورت یک واحد واحد و مشترک عمل کنند و مانند یک تیر طره‌ای خالص خم شوند، به طوری که تمام ستون‌های سازنده لوله، تحت کشش یا فشار محوری مستقیم قرار گیرند. اما همان‌طور که ذکر شد، رفتار واقعی تحت تأثیر «تاخیر برشی» است. ستون‌های گوشه‌ای بار بیشتری را تحمل می‌کنند و تغییر شکل کل سازه دیگر شبیه به تغییر شکل یک تیر طره‌ای خالص نیست، زیرا مؤلفه‌های برشی و خمش قابل توجهی وجود دارد.

۳-۱۰-۲- محدودیت‌های اقتصادی

به دلیل تأثیر شدید پدیده تاخیر برشی در سیستم‌های لوله قابی خالص، این سیستم برای ارتفاع‌های بسیار زیاد به صرفه نیست. به طور کلی، سیستم لوله قابی برای ساختمان‌های فولادی تا ارتفاع معادل حدود ۸۴ طبقه و برای ساختمان‌های بتنی تا ارتفاع معادل حدود ۶۴ طبقه از نظر اقتصادی و سازه‌ای مقرون به صرفه است. برای ارتفاعات بیشتر، استفاده از سیستم‌های پیشرفته‌تر مانند لوله مهاربندی شده یا لوله دسته‌شده ضروری می‌باشد.

۳-۱۱- لوله خرپایی: (Trussed Tube)

ضعف اصلی سیستم لوله قابی، انعطاف‌پذیری تیرهای متصل به ستون‌هاست که منجر به پدیده «تاخیر برشی» (Shear Lag) می‌شود. با اضافه کردن عناصر قطری (مورب) به شبکه سازه، صلبیت (سختی) لوله به شدت افزایش می‌یابد. در این حالت، بخش عمده‌ای از نیروی برش جانبی توسط اعضای قطری جذب می‌شود، نه توسط تیرهایی که در بالا و پایین پنجره‌ها قرار دارند. اعضای قطری بارهای جانبی را عمدتاً به صورت نیروهای محوری (کشش یا فشار) تحمل می‌کنند. این مکانیزم، تغییر شکل برشی ناشی از تاخیر برشی را کاهش داده و رفتار سازه را به رفتار یک تیر طره‌ای، (Cantilever) ایده‌آل نزدیک‌تر می‌سازد.



۳-۱۳- لوله خریایی مرکب: (Composite Trussed Tube)

در این سیستم، عناصر قطری در داخل شبکه مستطیلی تیرها و ستون‌ها تعبیه می‌شوند. ترکیب اعضا باعث ایجاد صلبیت دیوارمانند در برابر بارهای جانبی می‌گردد. اعضای قطری در این سیستم نقش دوگانه‌ای دارند:

- ۱- حمل بخش عمده بارهای جانبی.
- ۲- عمل کردن به عنوان ستون‌های مایل برای تحمل بارهای گرانشی (وزن). معمولاً در ساختمان‌های بلندمرتبه، نیروهای فشاری ناشی از بارهای گرانشی بر نیروهای کششی ناشی از بارهای جانبی غالب است. این ویژگی، اعضای قطری را برای ساختمان‌های بسیار بلند (تا حدود ۱۴۴ طبقه در سازه‌های فولادی با باردهی بالا) کارآمد می‌سازد. از مزایای کلیدی این سیستم، امکان افزایش فاصله بین ستون‌ها نسبت به سیستم لوله قابی است. همچنین، این سیستم قابلیت توزیع یکنواخت بارهای متمرکز را در سراسر سازه دارد. تیرهای افقی، بارهای گرانشی را بین ستون‌ها توزیع کرده و مانند مهارهایی عمل می‌کنند که از کمانش یا کشیدگی بیش از حد کف‌ها جلوگیری می‌نمایند. بدین ترتیب، کارایی اعضای قطری به عنوان سیستم اصلی توزیع بار جانبی افزایش می‌یابد. نکته طراحی: روش جالبی برای ایجاد اعضای قطری در دیوارهای بتنی در پروژه‌های آموزشی (مانند پیشنهادی از سوی دانشجویان مؤسسه فناوری ایلینوی) استفاده از پر کردن سوراخ‌های پنجره‌ها با بتن در طرح‌های مورب برای ایجاد اعضای قطری توپر است.

۳-۱۴- لوله خریایی مشبک: (Bretted Tube)

در این سیستم، لوله سازه‌ای از عناصر مورب نزدیک به هم تشکیل شده و ستون‌های قائم عمودی مجزا وجود ندارند. اعضای مورب در این حالت مانند ستون‌های مایل عمل کرده و تمام بارهای گرانشی را تحمل می‌کنند. این اعضا توسط تیرهای افقی به یکدیگر متصل می‌شوند. اگرچه عناصر مورب در برابر بارهای جانبی بسیار کارآمد هستند، اما در انتقال بارهای گرانشی به زمین نسبت به ستون‌های قائم بازده کمتری دارند. علاوه بر این، تعداد زیاد اتصالات مورد نیاز بین اعضای مورب و مشکلات اجرایی مربوط به جزئیات پنجره‌ها و نما، استفاده از سیستم لوله خریایی مشبک را در مقیاس تجاری گسترده دشوار و کمتر عملی ساخته است.

۳-۱۴-۱- تقویت لوله خارجی

لوله خارجی را می‌توان با دو روش اصلی تقویت نمود:

- ۱- افزودن عناصر قطری در صفحات خارجی (ایجاد لوله خریایی)
 - ۲- تقویت داخلی با افزودن دیوارهای برشی یا هسته‌های مرکزی.
- در ادامه، چند روش تقویت داخلی بررسی می‌شود:

۳-۱۵- سیستم لوله با دیوارهای برشی موازی

(Tube with Parallel Shear Walls)، دیوار لوله‌ای خارجی را می‌توان با ترکیب دیوارهای برشی داخلی در نقشه افقی سازه تقویت کرد. در این مدل، دیوارهای لوله خارجی را می‌توان مانند «بال‌های یک تیر» در نظر گرفت که از اعضا متصل به هم تشکیل شده‌اند، در حالی که دیوارهای برشی داخلی نقش «جان تیر» را ایفا می‌کنند. در این سیستم، تنش‌های اصلی در دیوارهای لوله خارجی محوری هستند، زیرا پدیده تاخیر برشی، (Shear Lag) به حداقل می‌رسد.

۳-۱۶- سیستم لوله درون لوله (Tube-in-Tube)

استفاده از هسته مرکزی، نه تنها برای تحمل بارهای وزن، بلکه برای تحمل بارهای جانبی، سختی سیستم لوله توخالی را به مقدار زیادی افزایش می‌دهد. در این سیستم، لوله‌های خارجی و داخلی با دیافراگم‌های کف به یکدیگر متصل می‌شوند و به صورت یک واحد واحد در برابر نیروهای جانبی عمل می‌کنند. واکنش این سیستم در برابر بارهای جانبی مشابه واکنش یک ترکیب ساده از «قاب صلب» و «دیوار برشی» است، با این تفاوت که لوله قابی خارجی بسیار سخت‌تر از یک قاب صلب معمولی عمل می‌کند.



۳-۱۶-۱- توزیع بار:

لوله خارجی بیشتر بار جانبی را در قسمت‌های بالای ساختمان تحمل می‌کند، در حالی که هسته مرکزی (لوله داخلی) بار بیشتری را در قسمت‌های پایین ساختمان جذب می‌نماید.

۳-۱۶-۲- نمونه‌های شاخص:

۱- ساختمان ۳۸ طبقه، برنس ویک (Burns & Viacom) در شیکاگو.

۲- ساختمان ۵۲ طبقه، میدان شل، (Shell Plaza) در هیوستون.

۳-۱۶-۳- توسعه سه‌لوله‌ای:

طراحان یک ساختمان اداری ۶۴ طبقه در توکیو، سیستم لوله درون لوله را ارتقا دادند. در این سیستم سه‌لوله‌ای، لوله خارجی بارهای باد را تحمل می‌کند، در حالی که لوله‌های داخلی (متصل به دیافراگم‌ها) در تحمل بارهای زلزله (عامل حیاتی در ژاپن) مشارکت داشته و بر یکدیگر اثر متقابل دارند.

۳-۱۷- سیستم‌های لوله اصلاح‌شده

سیستم‌های لوله‌ای خالص بیشترین کارایی را در ساختمان‌هایی با پلان دایره‌ای یا مربعی دارند. برای (پلان‌های غیرمستطیل) مانند شش‌ضلعی، یا L شکل، ملاحظات سازه‌ای ویژه‌ای لازم است:

۳-۱۸- سیستم لوله قابی توأم با قاب‌های صلب

(Framed Tube with Rigid Frames)، در ساختمان اداری ۴۰ طبقه در شارلوت (کارولینای شمالی) با پلان شش‌ضلعی، گوشه‌های تیز منجر به تاخیر برشی شدید می‌شد که کارایی سیستم لوله خالص را کاهش می‌داد. برای حل این مشکل، قاب‌های صلب در جهت عرض ساختمان اضافه شدند تا دیوارهای خارجی را به هم متصل کنند. این کار باعث تقویت دیوارهای انتهایی در انتهای مثلثی شکل ساختمان شد و با بستن دیوارهای پیرامونی، یک سیستم لوله‌ای کارآمد ایجاد گردید.

۳-۱۹- سیستم لوله در نیم‌لوله (Tube-in-Half-Tube)

در ساختمان ۳۲ طبقه «بانک ملی پیتسبرگ» با پلان نامنظم، دو هشت‌ضلعی متقاطع یک لوله سازه‌ای در مرکز ساختمان تشکیل می‌دهند. دو انتهای ساختمان توسط سیستم‌های قاب-دیواری ناودانی شکل تقویت شده‌اند. نیروهای جانبی (باد) به صورت مشترک توسط لوله داخلی و دیوارهای انتهایی ناودانی شکل بزرگ مقاوم می‌شوند.

۳-۲۰- سیستم لوله‌های دسته‌شده (Bundle Tube System)

این سیستم، آخرین پیشرفت در تکامل سیستم‌های لوله‌ای است که برای اولین بار در برج سیرز - (Sears Tower) اکنون Willis Tower در شیکاگو به کار رفت. این برج که زمانی بلندترین ساختمان جهان بود، نمونه‌ای بی‌نظیر از این سیستم است.

۳-۲۰-۱- مکانیزم عملکرد

: در این سیستم، لوله قابی خارجی توسط دیافراگم‌های عرضی داخلی در هر دو جهت تقویت می‌شود. این کار منجر به تشکیل مجموعه‌ای از لوله‌های حجره‌ای (Cellular Tubes) می‌شود. هر یک از این لوله‌های کوچک به صورت مستقل بسیار قوی هستند.



۳-۲۰-۲- مزایا :

۳-۲۰-۱- انعطاف پذیری در ارتفاع:

امکان دسته بندی لوله ها به هر شکلی و قطع آن ها در ترازهای مختلف (Setback) وجود دارد.

۳-۲۰-۱- پوشش سطوح وسیع:

امکان ایجاد طبقات با مساحت بسیار بزرگ و باز.

۳-۲۰-۳- کنترل تاخیر برشی:

دیافراگم های داخلی در مقابل نیروهای برش، مانند «جان» یک تیر طره ای عظیم عمل می کنند. این امر پدیده تاخیر برشی را به حداقل می رساند و دیافراگم ها در تحمل خمش نیز سهیم می باشند. دیافراگم هایی که موازی با بارهای جانبی هستند (جان تیر)، برش را جذب می کنند و در نتیجه در نقاط تلاقی با دیوارهای عمود بر آن ها (بال های تیر)، تنش های محوری به حداکثر می رسند. این نشان دهنده عملکرد جداگانه هر لوله است. اگرچه تاخیر برشی وجود دارد، اما دیافراگم های قائم سعی در توزیع.

۳-۲۱- سیستم ساختمان های مرکب یا پیوندی

(Composite Buildings)، در سازه های پیوندی (Composite Structures) که از پیشرفت های اخیر به منظور افزایش سختی جانبی آسمان خراش های قابی هستند، بتن و فولاد به صورت مشترک و یکپارچه به عنوان یک واحد سازه ای عمل می کنند. اگرچه ایده استفاده از ترکیب فولاد و بتن در اعضای منفرد مانند کف ها، (Slabs) و ستون های کامپوزیت سال هاست که در صنعت ساختمان رایج است، اما طراحی کل ساختمان به صورت یک سیستم مرکب پیوندی، رویکردی نوین و پیشرفته محسوب می شود. در ادامه، دو راه حل متمایز به عنوان نمونه هایی از کاربرد این روش ارائه می شود:

۳-۲۲- سیستم ساختمان های مرکب لوله ای

(Composite Tube System)، این سیستم که توسط شرکت مهندسی اسکیدمور، اوینگز و مریل (SOM) توسعه یافته است، در آن قاب فولادی خارجی در برابر تغییر شکل های جانبی، توسط یک دیوار پیرامونی بتنی (که معمولاً مشبک یا سوراخ دار است) تقویت می گردد. در این روش، بتن با کیفیت بالا و مقاومت فشاری بالا در محل ریخته می شود و با قاب فولادی ادغام می گردد، ساختمانی که با این روش احداث می شود، رفتاری شبیه به یک «لوله صلب» دارد که از زمین طره، (Cantilever) شده است.

۳-۲۲-۱- این سیستم ساختمان های مرکب لوله ای مزایای متعددی دارد:

- ۱- سرعت اجرا: امکان پیشرفت سریع تر نسبت به سازه های کاملاً بتنی.
- ۲- مقاومت بالا: ترکیب مقاومت کششی فولاد و مقاومت فشاری بتن.
- ۳- انعطاف پذیری فضایی: فضای داخلی باز و بدون دیوارهای برشی متعدد.
- ۴- پایداری در برابر آتش و عایق بندی: دیوارهای بتنی پیرامونی نقش عایق حرارتی و صوتی را ایفا کرده و از ستون های فولادی در برابر آتش محافظت می کنند.

۳-۲۲-۲- نمونه های شاخص:

ساختمان ۶۳ طبقه گیتوی تو (Gateway Tower) در شیکاگو
ساختمان ۵۴ طبقه برج شماره ۱، میدان شل (Shell One) در نیواورلئان. ساختمان اداری سی دی سی، (CDC Building) در هیوستون که در آن از قطعات پیش ساخته بتن مسلح به عنوان قالب بندی، (Formwork) برای بتن ریزی در محل استفاده شده است.



۳-۲۲-۳- مراحل اجرای سیستم : اجرای این سیستم معمولاً به صورت زیر انجام می شود:

۳-۲۲-۳-۱- اجرای اسکلت فولادی: ابتدا قاب فولادی به ارتفاع ۸ تا ۱۴ طبقه اجرا می شود. در این مرحله، ستون های خارجی باید بارهای اجرایی را تحمل کنند .

۳-۲۲-۳-۲- مهاربندی موقت: برای تأمین پایداری جانبی در مراحل اولیه، قاب فولادی به طور موقت با کابل های مهاربندی (Guy Cables) یا مهاربندهای موقت تقویت می شود.

۳-۲۲-۳-۳- اجرای کفها: فولاد کف گذاری ، (Decking) در محل قرار گرفته و بتن روی آن ریخته می شود. این عمل باعث ایجاد دیافراگم سخت شده و پایداری کلی اسکلت فولادی را تأمین می کند و امکان شروع کارهای داخلی را فراهم می سازد .

۳-۲۲-۳-۴- اجرای دیوار بتنی پیرامونی:

پس از نصب شبکه های آرماتور بتنی و قالب های بتن در اطراف ستون ها و تیرهای خارجی، بتن با کیفیت بالا ریخته می شود تا یک دیوار محیطی پیوسته و مشبک (سوراخ دار برای پنجره ها) تشکیل گردد.

۳-۲۲-۳-۵- تکرار فرآیند:

این چرخه عملیات (اجرای اسکلت فولادی، کف گذاری و بتن ریزی دیوار پیرامونی) هر ۸ تا ۱۴ طبقه تکرار می شود. تا ارتفاع مورد نظر ساختمان حاصل گردد. این روش ترکیبی از سرعت اجرای فولاد و سختی و پایداری بتن است که آن را به گزینه ای ایده آل برای سازه های بلندمرتبه تبدیل کرده است.

۳-۲۲-۴- چالش های اتصال و سیستم های پیشرفته مرکب

چالش های تغییر شکل نامساوی در ساختمان های مرکب پیوندی، یکی از چالش های اصلی، ایجاد اختلاف حرکت بین ستون های خارجی (بتن- فولاد) و ستون های داخلی (فولادی) است. این اختلاف ناشی از رفتار ارتجاعی متفاوت، انقباض (Shrinkage) و خزش (Creep) در بتن است که منجر به کوتاه شدن نامساوی اعضا می شود. برای جبران این پدیده، در طراحی و جانمایی تیرهای اصلی، (Shah-tir/Girders) باید تعدیلات لازم انجام شود، تا نیروهای ثانویه ناشی از این ناهماهنگی به حداقل برسد.

۳-۲۲-۵- سیستم لوله ای مرکب شرکت ، (Reid and Tarics)

شرکت مهندسی رید و تاریکس ، (Reid & Tarics) در سان فرانسیسکو، سیستم دیگری از ساختمان های مرکب لوله ای را ابداع کرده است. در این سیستم، از تیرهای فولادی و ستون های فولادی لوله ای پر شده با بتن به عنوان پوسته خارجی (نما) استفاده می شود. پوشش خارجی ساختمان سختی کافی را برای تحمل تمام بارهای جانبی تأمین می کند. ویژگی بارز این سیستم، استفاده از قطعات پیش ساخته است. هر قطعه پیش ساخته شامل یک ستون لوله ای به ارتفاع دو طبقه و دو تیر طره ای فولادی می باشد. این قطعات در وسط دهانه تیرها و در وسط ارتفاع ستون ها به یکدیگر پیچ می شوند. از آنجا که این نقاط اتصال در محل کمترین تنش قرار دارند، از نظر بارگذاری جانبی انتخابی بهینه هستند. نکته کلیدی در این طراحی، حفظ پیوستگی طبیعی تیرها در محل ستون ها (که محل بیشترین تنش خمشی است) می باشد. تیرها داخل لوله های ستونی فرو می روند و تنها جان (Web) آن ها به لوله متصل می شود. این روش باعث می شود تعداد اتصالات تحت تنش بالا به شدت کاهش یابد و جزئیات اجرایی ساده تر و ایمن تر گردند.

۳-۲۳- سیستم هسته و دیوارهای مهاربازی

(Core and Coupled Wall System) ، کاربرد سیستم هسته و دیوارهای مهاربازی (Coupled Shear Walls) ، به عنوان یکی از پرکاربردترین سیستم های سازه ای در ساختمان های بلندمرتبه شناخته می شود. بررسی های آماری نشان می دهد که از سال ۱۹۸۰ میلادی به



بعد، درصد قابل توجهی از ساختمان‌های بلندمرتبه بتنی و فولادی از این سیستم استفاده کرده‌اند که نشان‌دهنده گسترش روزافزون آن در جهان است. تعیین محل بهینه دیوارهای مهاربازویی یکی از مهم‌ترین مباحث در طراحی این سیستم، تعیین محل و ارتفاع مناسب دیوارهای مهاربازویی است. دیوارهای مهاربازویی، دیوارهای برشی جداگانه‌ای هستند که توسط تیرهای اتصال (Coupling Beams) به یکدیگر متصل شده‌اند و در پیرامون هسته مرکزی یا در کنار آن قرار می‌گیرند.

۳-۲۳-۱- تحقیقات مختلفی بر روی بهینه‌سازی این سیستم انجام شده است :

۳-۲۳-۱-۱- تحقیقات اسمیت و کالو: (Smith & Salama)

در مطالعات کلاسیک روی ساختمان‌های بلندمرتبه، نشان داده شد که وقتی از دیوارهای مهاربازویی استفاده می‌شود، توزیع نیروها به گونه‌ای است که عملکرد سیستم به شدت به سختی تیرهای اتصال و دیوارها وابسته است.

۳-۲۳-۱-۲- محل بهینه در ارتفاع:

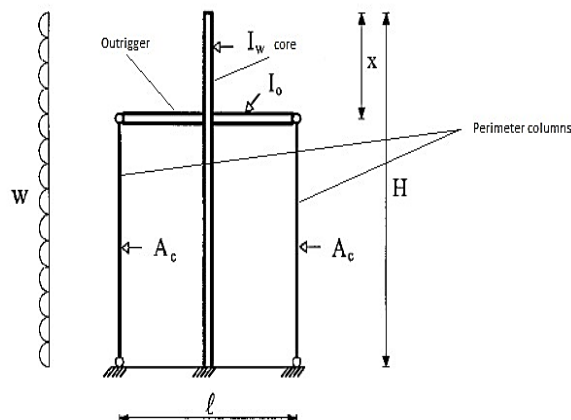
برخلاف تصور اولیه که ممکن است دیوارها را در تمام ارتفاع یکسان در نظر گرفت، تحقیقات نشان می‌دهد که گاهی اوقات قطع کردن یا تغییر ضخامت دیوارها در ارتفاعات خاص (معمولاً در یک‌سوم تا نیمه بالایی ساختمان) می‌تواند توزیع نیروها را بهینه کند. با این حال، در حالت کلی و برای سادگی طراحی، دیوارهای مهاربازویی معمولاً در تمام ارتفاع ساختمان یا حداقل در بخش عمده‌ای از ارتفاع (مثلاً از یک‌سوم پایین به بالا) اجرا می‌شوند تا اثر خمش و برش به خوبی کنترل شود. در واقع، دیوارهای مهاربازویی باید پیوسته باشند تا بتوانند لنگر واژگونی را در کل ارتفاع منتقل کنند. مکانیزم عملکرد دیوارهای مهاربازویی، سازه‌های افقی و عمودی صلبی هستند که با اتصال هسته مرکزی به ستون‌های پیرامونی (یا اتصال دو دیوار برشی به هم)، باعث افزایش مقاومت و سختی واژگونی ساختمان می‌شوند.

۳-۲۳-۱-۳- مکانیزم عملکرد آن‌ها به شرح زیر است:

وقتی هسته مرکزی یا دیوارها تحت بار جانبی (باد یا زلزله) سعی در نوسان دارند، تیرهای اتصال (Coupling Beams) مانند بازوهای سخت عمل می‌کنند. این تیرها دوران دیوارها را محدود کرده و آن را به صورت یک جفت نیروی کششی و فشاری، (Coupel) در دیوارهای کناری تبدیل می‌کنند. این نیروها در جهت مخالف حرکت لنگر واژگونی ایجاد می‌کنند و در واقع گشتاور خنثی‌کننده‌ای به هسته وارد می‌کنند.

۳-۲۳-۱-۴- مزایا و تحلیل سازه‌ای

عملکرد سیستم هسته و دیوارهای مهاربازویی به دلیل وجود تیرهای اتصال، بسیار بهتر از سیستم هسته تکی یا دیوارهای برشی جداگانه است. مزیت اصلی: بهبود چشمگیر عملکرد لرزه‌ای و افزایش سختی جانبی بدون افزایش قابل توجه وزن ساختمان. تحلیل سازه‌ای: تحلیل و طراحی این سیستم پیچیده است، زیرا توزیع نیروها بین هسته، دیوارهای مهاربازویی و تیرهای اتصال به نسبت سختی هر المان بستگی دارد. نمی‌توان نیروهای واژگونی را به دلخواه بین المان‌ها توزیع کرد. با این حال، به طور قطع، ترکیب المان‌های سازه‌ای محیطی (دیوارهای مهاربازویی) به همراه هسته مرکزی، به عنوان یک سیستم یکپارچه مقاوم، لنگر واژگونی را به شدت کاهش داده و جابجایی جانبی ساختمان را کنترل می‌نمایند. در شکل‌های شماتیک مهندسی، این سیستم معمولاً به صورت یک هسته مرکزی (هسته آسانسور و پله) که توسط یک یا چند جفت دیوار برشی در اطراف آن احاطه شده و توسط تیرهای اتصال (که معمولاً به صورت طره‌ای یا با طول دهانه کوتاه طراحی می‌شوند) به هم متصل شده‌اند، نشان داده می‌شود.



شکل ۱۳: شکل شماتیک سیستم هسته و مهار بازویی

برای تحلیل سیستم مهار بازویی از رابطه های زیر استفاده می شود. در این رابطه ها فرض شده است، که سازه دارای رفتار الاستیسیته خطی است، و مهار بازویی دارای صلبیت خمشی می باشد. رابطه (۲)

$$y_{Max} = \frac{wH^4}{8EI_w} - \frac{M_c(H^2 - x^2)}{2EI_w} \quad (2)$$

که حداکثر تغییر مکان بالای سازه است. w توزیع یکنواخت بار جانبی است. E مدول الاستیسته، x فاصله مهار بازویی از بالای سازه، y_{max} گشتاور رانویه ناحیه دیوار هسته است. H ارتفاع ساختمان و M_c گشتاور مقاوم دیوار است، که از رابطه زیر بدست می آید. رابطه (۳)

$$M_c = \frac{w(H^3 - x^3)}{6EI_w} \left\{ \left(\frac{1}{EI_w} + \frac{2}{EA_c L^2} \right) (H - x) + \left(\frac{L}{12EI_o} \right) \right\}^{-1} \quad (3)$$

که Ac مساحت مقطع ستون، L فاصله بین ستون ها و EIo سختی خمشی مهاربازویی است. پارامتر معرف خمشی برای سازه افقی و عمودی به ترتیب عبارتند از: رابطه (۴)

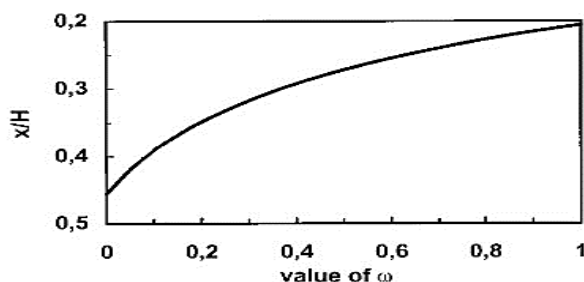
$$S = \frac{H}{EI_w} + \frac{H}{EA_c L^2 / 2} \quad (4)$$

$$S_1 = \frac{L}{12EI_o}$$

از S و S_1 برای بازنویسی رابطه استفاده میشود. بنابراین: رابطه (۴) برای بدست نوردن محل بهینه مهاربازویی فرض می شود که مهاربازویی دارای صلبیت خمشی است. ($w=0$) بنابراین: رابطه (۵)

$$\omega = \frac{S_1}{S} = \left\{ \frac{L}{12EI_o} \right\} \left\{ \frac{H}{EI_w} + \frac{H}{EA_c L^2 / 2} \right\}^{-1} \quad (5)$$

محل بهینه دیوارهای مهاربازویی، (Coupled Walls) با حل روابط تحلیلی و مهندسی مشخص می شود. شکل زیر نموداری را نشان می دهد که بر اساس آن می توان محل بهینه دیوارهای مهاربازویی منفرد را در ساختمان های بلندمرتبه تعیین نمود. این نمودار با در نظر گرفتن پارامترهایی نظیر نسبت سختی تیرهای اتصال به دیوارها و توزیع بار جانبی، نقطه ای را به عنوان بهینه ترین ارتفاع برای تمرکز یا شروع تأثیرگذاری دیوارهای مهاربازویی پیشنهاد می دهد تا عملکرد لرزه ای و مقاومت در برابر باد به حداکثر برسد.



شکل ۱۴: گراف دستیابی به محل بهینه مهار بازویی منفرد را در ساختمان های بلندمرتبه

۳-۲۴-۳- انواع روش های تحلیل سازه ها

تاکنون روش های متعددی جهت شناسایی نقاط قوت و ضعف سازه ها و به عبارت دیگر، تحلیل رفتار سازه ها توسط محققین ارائه شده است. روش های اصلی تحلیل سازه ها عبارتند از: (۱) روش استاتیکی خطی (۲) روش دینامیکی خطی (۳) روش استاتیکی غیرخطی (۴) روش دینامیکی غیرخطی در ادامه، توضیحاتی پیرامون هر یک از این روش ها و به طور ویژه، روش تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) بیان می گردد.

۳-۲۴-۳-۱ روش استاتیکی خطی (Equivalent Lateral Force Method) فرضیات اساسی:

۳-۲۴-۳-۱-۱- رفتار مصالح سازه در محدوده الاستیک (خطی) است.

۳-۲۴-۳-۱-۲- بارهای ناشی از زلزله به صورت استاتیکی و ثابت در نظر گرفته می شوند.

۳-۲۴-۳-۱-۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر با ضریبی از وزن ساختمان است.

در این روش، مقدار برش پایه به گونه ای انتخاب می شود که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله ی سطح خطر مورد نظر پیش بینی می شود، مطابقت داشته باشد. اگر سازه تحت اثر بار وارد شده به صورت خطی رفتار کند، نیروهای بدست آمده برای اعضای سازه نزدیک به مقادیر پیش بینی شده در زلزله واقعی خواهند بود. اما اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق می تواند بسیار فراتر از مقادیر حد جاری شدن، (Yield) مصالح باشد. به بیان دیگر، در این روش، زلزله به صورت بارهای استاتیکی معادل سازی شده و رفتار مصالح و سازه تنها در محدوده خطی در نظر گرفته می شود. بنابراین، هیچ گونه اطلاعاتی پیرامون رفتار سازه در مرحله غیرخطی شدن و تأثیرات دینامیکی نیرو بر آن به دست نمی آید. میزان خطای این نوع تحلیل، به ویژه در سازه های نامنظم، زیاد است، مگر آنکه رفتار سازه تحت بارهای ناشی از زلزله تقریباً ارتجاعی باشد.

۳-۲۴-۳-۲ روش دینامیکی خطی (Response Spectrum Method)

این روش خصوصیات دینامیکی زلزله (مانند فرکانس و میرایی) را در نظر می گیرد، لیکن مانند روش قبلی، رفتار سازه و مواد استفاده شده را تنها در محدوده خطی (الاستیک) در نظر می گیرد. لذا از لحاظ دقت، این روش دقیق تر از روش استاتیکی خطی است، اما همچنان برای سازه های منظم و با شکل پذیری متوسط توصیه می شود. در این روش، مشابه تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله ی سطح خطر مورد نظر در ضرایبی ضرب می شود تا حداکثر تغییرشکل سازه با مقادیر پیش بینی شده هماهنگ شود. به همین دلیل، نیروهای داخلی در سازه های شکل پذیر (Ductile) که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت، بزرگ تر از نیروهای قابل تحمل واقعی در سازه برآورد می شوند، زیرا اثرات میرایی و غیرخطی بودن رفتار سازه به طور کامل لحاظ نمی گردد.

۳-۲۴-۳-۳ روش استاتیکی غیرخطی (Pushover Analysis)

در این روش، اثر زلزله بر حسب تغییرشکل برآورد می گردد و رفتار سازه و مواد مورد استفاده در محدوده غیرخطی (پلاستیک) در نظر گرفته می شود. در این تحلیل، بیشتر از آنکه مقادیر دقیق نیروی جانبی مدنظر باشد، شکل توزیع بار جانبی و نقطه شروع رفتار غیرخطی حائز اهمیت است. هدف اصلی این روش، یافتن نقطه تسلیم، نقطه ریزش و شکل پذیری کلی سازه است.



۳-۲۴-۱- نقاط ضعف: اصلی‌ترین ضعف این روش، در نظر نگرفتن خصوصیات دینامیکی زلزله (مانند تغییرات فرکانسی و فازهای مختلف موج زلزله در طول زمان) است. به این ترتیب، ممکن است محاسبه نیروها و برآورد تغییرشکل‌های خمیری، (Plastic Hinges) با خطای قابل توجهی همراه باشد. به دلیل چنین محدودیت‌هایی، محققین تلاش نمودند تا از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) استفاده کنند.

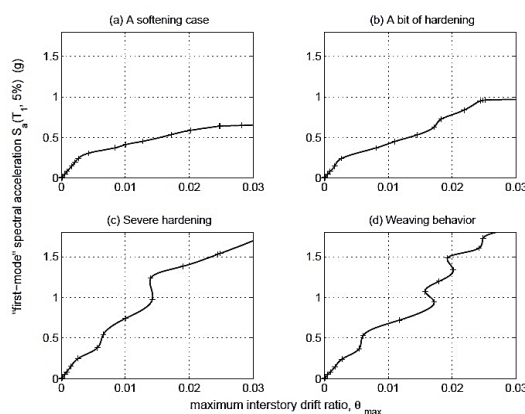
۳-۲۴-۴- روش دینامیکی غیرخطی

(Nonlinear Time History Analysis)، در این روش، زلزله به صورت واقعی و طبیعی (بر اساس رکوردهای شتاب‌نگاری واقعی یا مصنوعی) در نظر گرفته می‌شود و رفتار مصالح و سازه نیز در محدوده غیرخطی کامل مدل‌سازی می‌گردد. با گذشت زمان و تغییر نگرش طراحی از «طراحی مبتنی بر نیرو» به «طراحی مبتنی بر عملکرد» (Performance-Based Design)، استفاده از تحلیل‌های غیرخطی افزایش یافته است. در این نگرش، طراحی بر اساس میزان عملکرد مورد انتظار کارفرما (مانند ایمنی در برابر ریزش، محدودیت خسارت و...) صورت می‌گیرد. از سوی دیگر، با گسترش علوم رایانه‌ای و ایجاد سیستم‌هایی با قدرت پردازش بالا، استفاده از این روش‌های پیچیده اما دقیق رو به گسترش است. یکی از روش‌های پیشرفته و پرکاربرد در تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis - IDA) می‌باشد که در ادامه توضیحاتی پیرامون آن بیان می‌گردد.

۳-۲۴-۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی چند رکورده

(Multiple Record IDA) روش IDA به شدت به رکورد زلزله انتخاب‌شده وابسته است. همان‌طور که در شکل ۱۴، نشان داده شده است، یک سازه تحت رکوردهای مختلف می‌تواند دارای خصوصیات پاسخ متفاوتی باشد و در هر رکورد، سازه در شدت متفاوتی به مرحله خرابی کلی (Collapse) می‌رسد.

۱- در شکل ۱۵(a)، سازه پس از کمانش اولیه (Initial Buckling)، به نرمی خاصی دچار ریزش می‌شود و با افزایش شدت زلزله، به مرحله فروپاشی می‌رسد. ۲- در مقابل، در شکل‌های ۱۵(b) و ۱۵(c)، به نظر می‌رسد که سازه در اطراف همان شیب الاستیک اولیه تغییر شیب می‌دهد و با سخت‌شدن و نرم‌شدن‌های متوالی (Hysteresis behavior)، از قانون تغییرمکان مساوی یا رفتارهای پیچیده‌تری تبعیت می‌کند. بنابراین، استفاده از یک رکورد واحد نمی‌تواند تصویر کاملی از عملکرد سازه ارائه دهد. برای پیمودن کل بازه پاسخ مورد نیاز، باید از مجموعه‌ای از رکوردها استفاده کرد. بر این اساس، یک دسته منحنی‌های IDA، مجموعه‌ای از منحنی‌های IDA را روی یک مدل سازه‌ای یکسان تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوت نشان می‌دهد که همگی بر اساس یک پارامتر شدت زمین‌لرزه (IM) و یک پارامتر پاسخ سازه (DM) رسم شده‌اند. این روش به مهندسين اجازه می‌دهد تا با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های ناشی از ماهیت تصادفی زلزله، احتمال ریزش سازه را با دقت بیشتری ارزیابی نمایند.



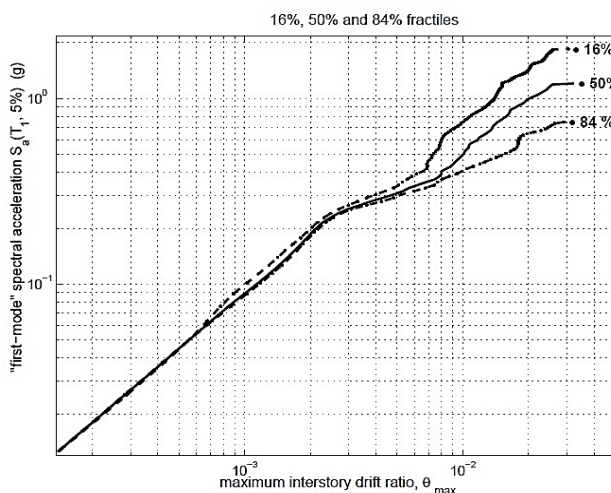
شکل ۱۵: نمودارهای IDA تک رکورده برای یک ساختمان ۵ طبقه مهاربندی تحت چهار رکورد زلزله مختلف



آنچه در میان تمامی منحنی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی، (IDA) مشترک به نظر می‌رسد، وجود یک ناحیه مشخص و متمایز به نام «گستره الاستیک خطی» در شدت‌های پایین زلزله است. در این ناحیه، پاسخ سازه متناسب با ورودی زلزله است و تغییر شکل‌ها برگشت‌پذیر می‌باشند. این رفتار الاستیک خطی، با وقوع اولین نقطه تسلیم (First Yield) در هر یک از اعضای سازه، به پایان می‌رسد و سازه وارد فاز غیرخطی می‌شود.

۳-۲۴-۶- تحلیل رفتار منحنی‌های IDA و مدل‌سازی آماری

شیب ناحیه خطی در منحنی‌های IDA، که نشان‌دهنده نسبت پارامتر پاسخ سازه به پارامتر شدت زمین‌لرزه (DM/IM) است، به عنوان سختی الاستیک نام‌گذاری می‌شود. این پارامتر ثابت نیست و بسته به رکورد شتاب‌نگاری استفاده‌شده و توزیع فرکانسی آن، ممکن است تغییرات جزئی داشته باشد. پس از عبور از ناحیه الاستیک خطی و وقوع اولین نقطه تسلیم، رفتار منحنی‌های IDA متغیر و متنوع می‌شود. در برخی حالات، پس از بروز اولین تسلیم یا کمانش در اعضای سازه، افت شدیدی در سختی سازه رخ می‌دهد و منحنی با شیب تندی به سمت افزایش تغییر مکان‌های نسبی، (DM) حرکت می‌کند که نشان‌دهنده شروع رفتار غیرخطی و پلاستیک است. در یک مدل سازه‌ای مشخص و مفروض، به جای استفاده از تعداد زیادی رکورد‌های آماری و عبارات جبری پیچیده، می‌توان از یک تابع تصادفی یا خط میانگین، به گونه‌ای که پارامتر پاسخ سازه، (DM) را به پارامتر شدت زمین‌لرزه (IM)، متصل کند، استفاده نمود. این رویکرد برای یک متغیر شدت تک‌بعدی (مانند طیف پاسخ یا شتاب ماکزیمم زمین) کاربرد دارد. با استفاده از این مدل‌سازی، می‌توان نتایج لازم را به صورت خلاصه و قابل‌فهم ارائه داد. این نتایج شامل محاسبه مقادیر میانگین (Mean)، میانه (Median) و همچنین صدک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ (که معادل یک انحراف معیار در توزیع نرمال هستند) از طیف پاسخ می‌باشد. این مقادیر به مهندسان اجازه می‌دهند تا علاوه بر رفتار متوسط سازه، میزان عدم قطعیت و پراکندگی پاسخ‌های سازه‌ای تحت زلزله‌های مختلف را نیز ارزیابی نمایند.



شکل ۱۶: صدک‌های آماری منحنی‌های IDA

۳-۲۴-۷- تخمین آماری منحنی‌های تصادفی در تحلیل IDA

بنابراین، روش‌هایی برای تخمین آماری یک نمونه از خطوط تصادفی دوبعدی در فضای، (IM-DM) نیاز است. این روش‌ها به طور مناسب در دو دسته اصلی طبقه‌بندی می‌شوند:



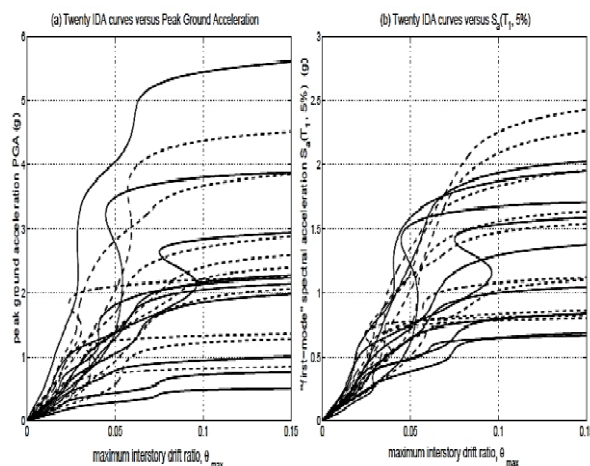
۳-۲۴-۷-۱- روش‌های پارامتریک: (Parametric Methods)

این روش‌ها در رده اول قرار دارند. در این رویکرد، شکل منحنی با یک تابع ریاضی مشخص و تعداد محدودی پارامتر توصیف می‌شود. مزیت اصلی این روش، سادگی در استخراج و مدل‌سازی است، زیرا با فرض یک شکل خاص برای منحنی (مانند مدل‌های نمایی یا توانی)، می‌توان رفتار کلی سازه را با کمترین تعداد پارامتر توضیح داد. البته دقت این روش به انتخاب تابع مناسب و انطباق آن با داده‌های واقعی بستگی دارد.

۳-۲۴-۷-۲- روش‌های غیرپارامتریک: (Non-parametric Methods)

این روش‌ها در رده دوم قرار می‌گیرند و اساساً شامل استفاده از میانگین پیوسته و میانه پیوسته داده‌ها هستند. در این روش، به جای تلاش برای برازش یک تابع ریاضی سخت، از داده‌های خام منحنی‌های IDA به صورت مستقیم استفاده می‌شود. به جای محاسبه میانگین در هر سطح از شدت زمین‌لرزه (IM)، می‌توان به محاسبه میانه (Median) و صدک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ محدود شد. این رویکرد امکان بررسی آسان‌تر پراکندگی پاسخ‌ها را فراهم می‌کند. بدین ترتیب، تنها ویرانی یا تغییر شکل‌های خاص در ۵۰٪ (میانه)، ۸۴٪ و ۱۶٪ از رکوردهای زلزله بررسی می‌شود. مزیت متقارن بودن توزیع:

یکی دیگر از مزایای روش‌های غیرپارامتریک، خاصیت متقارن بودن آن‌ها تحت فرضیات مناسب (مانند پیوستگی و تک‌بعدی بودن منحنی‌ها در فضای لگاریتمی) است. به عبارت دیگر، خط مربوط به صدک $x\%$ به عنوان مثال ۸۴٪ برای یک IM مشخص، با خط مربوط به صدک $(100-x)\%$ (یعنی ۱۶٪) برای یک DM مشخص، از نظر آماری و هندسی در فضای لگاریتمی متقارن هستند. این ویژگی باعث می‌شود که مدل‌سازی فواصل اطمینان (Confidence Intervals) ساده‌تر و دقیق‌تر انجام شود. با توجه به روش‌های ارائه‌شده، مدلی مناسب جهت بررسی احتمال خرابی و ارزیابی عملکرد سازه‌ها در سطوح‌های مختلف شدت زلزله پیشنهاد می‌گردد.



شکل ۱۷: منحنی‌های IDA برای ساختمانی ۹ طبقه با قاب خمشی فولادی

۳-۲۵- معرفی نرم‌افزار تحلیل و طراحی سازه (ETABS)

یکی از روش‌های مدل‌سازی و تحلیل دینامیکی سازه‌ها، روش اجزای محدود (Finite Element Method)، است. این روش، متداول‌ترین رویکرد عددی در حل مسائل پیوسته بوده که طی چند دهه گذشته به دلیل دقت بالا و سهولت در کاربری، کاربرد وسیعی در شبیه‌سازی مسائل پیچیده مهندسی، از جمله تحلیل سازه‌های بلندمرتبه، پیدا کرده است. نرم‌افزار ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) یکی از پرکاربردترین نرم‌افزارهای مهندسی عمران برای تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی است. قابلیت‌های این نرم‌افزار به‌طور ویژه برای تحلیل و طراحی ساختمان‌های چندطبقه جهت‌گیری شده است. تمامی اعضای سازه‌ای از جمله تیرها، ستون‌ها، دیوارهای برشی، دال‌های بتنی و مهاربندها در این برنامه به عنوان المان‌های شناخته‌شده و قابل مدل‌سازی تعریف می‌شوند. پردازشگرهای طراحی این نرم‌افزار بسیار جامع بوده و امکان طراحی تمامی اعضای سازه‌ای بر اساس آئین‌نامه‌های معتبر (مانند ACI، AISI و آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران) را فراهم می‌آورند. این برنامه برای سیستم‌های ساختمانی مختلف (فولادی، بتنی و کامپوزیت) توسعه یافته است. اهمیت



استفاده از این نرم‌افزار زمانی بیش از پیش آشکار شد که مهندسان سازه، نیاز به انجام تحلیلهای غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) را احساس کردند و با پیشرفت قدرت پردازش کامپیوترها، امکان ایجاد مدل‌های بزرگ و پیچیده با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و ژئومتریک فراهم گردید [۱۲].

۳-۲۶- روش پژوهش

امروزه با توجه به کمبود زمین در شهرهای بزرگ و پرجمعیت، ساختمان‌های بلندمرتبه جایگاه ویژه‌ای یافته‌اند. با افزایش ارتفاع سازه‌ها، مسئله انتخاب فرم سازه‌ای مناسب و نحوه مقابله با نیروهای جانبی (باد و زلزله) اهمیت دوچندان می‌یابد. استفاده از کمربندهای خربای (Truss Bands)، و دیوارهای مهاربازویی (Coupled Walls) در ارتفاعات مختلف، می‌تواند سختی جانبی سازه را به طور چشمگیری افزایش دهد. موقعیت مکانی و تعداد دیوارهای مهاربازویی و کمربندهای خربایی، تاثیر بسزایی بر عملکرد کلی سازه دارد. بنابراین، یکی از چالش‌های اساسی در طراحی این سیستم‌ها، تعیین موقعیت بهینه آن‌ها در ارتفاع است. در این راستا، دو سوال اصلی پژوهش مطرح می‌شود: ۱. آیا ابعاد پلان (عرض ساختمان) بر تعداد و موقعیت بهینه سیستم‌های مهاربازویی تاثیر دارد؟ ۲. هندسه کلی سازه چه تاثیری بر رفتار سازه و موقعیت بهینه مهاربازویی خواهد داشت؟

۳-۲۷- هدف پژوهش:

هدف اصلی این تحقیق، بررسی تاثیر تغییرات عرض ساختمان بر تعداد و موقعیت بهینه دیوارهای مهاربازویی است. معیار بهینه‌سازی در این پژوهش، حداقل کردن جابجایی جانبی در تاج سازه (بام) می‌باشد. بدین ترتیب، موقعیتی انتخاب می‌شود که بیشترین کاهش را در تغییر مکان‌های نسبی ایجاد کند. در این پژوهش، رابطه بین شکل و هندسه پلان سازه با تعداد دیوارهای مهاربازویی در ارتفاع و موقعیت آن‌ها مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

۳-۲۸- مدلسازی و شبیه‌سازی:

سازه‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار ETABS، مدلسازی می‌شوند. به عنوان نمونه، یک سازه ۴۰ طبقه (توجه: در متن اصلی ۰۴ طبقه ذکر شده که برای مطالعه رفتار بلندمرتبه نادرست است، لذا عدد ۴۰ فرض گردید) در این پژوهش در نظر گرفته شده و در پنج حالت مختلف هندسی مدلسازی می‌شود. برای هر مدل، سیستم‌های مهاربازویی با تعداد ۱، ۲ و ۳ جفت دیوار در طبقات مختلف اضافه می‌شوند. سپس، موقعیت این دیوارها از طبقه اول تا بالاترین طبقه به صورت متغیر جابجا می‌شود. در هر مرحله، بیشترین جابجایی جانبی (Drift) در تاج سازه ثبت شده و با سایر حالت‌ها مقایسه می‌گردد. نقطه‌ای که منجر به کمترین جابجایی در بام شود، به عنوان موقعیت بهینه مهاربازویی شناسایی می‌شود.

۳-۲۹- فرضیات مدلسازی:

برای انجام این پژوهش، فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

- ۱- کاربری ساختمان: ساختمان مسکونی در نظر گرفته می‌شود.
- ۲- ارتفاع طبقات: ارتفاع کف به کف در تمام طبقات ۳.۰۰ متر در نظر گرفته شده است.
- ۳- بارگذاری زلزله: جهت تعیین نیروی زلزله از آئین‌نامه ۲۸۰۰ (نسخه مربوطه) استفاده خواهد شد و نوع زمین بر اساس آئین‌نامه، تیپ ۲ (خاک متوسط) فرض می‌گردد.
- ۴- مقاطع مهاربندها: دیوارهای مهاربازویی و کمربندهای خربایی در تمامی مدل‌های مورد مطالعه، دارای مقاطع و ضخامت‌های یکسان و ثابت می‌باشند تا تاثیر خالص موقعیت مکانی بررسی شود.

۴- نتایج و بحث، (مدلسازی و تحلیل)

رشد روزافزون قدرت محاسباتی کامپیوترها، امکان انجام محاسبات دقیق و پیچیده را فراهم آورده است. همزمان با این پیشرفت، روش‌های تحلیل سازه نیز تکامل یافته‌اند. از گذشته تاکنون، روش‌های مختلفی برای تحلیل و طراحی سازه‌ها استفاده شده است که به طور کلی شامل تحلیل



استاتیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی خطی و در نهایت تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشند. بنابراین، تحلیل‌ها تحول عمده‌ای یافته و از حالت تحلیل ارتجاعی (خطی) به سمت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی ارتقا پیدا کرده‌اند. ساده‌ترین این روش‌ها، تحلیل استاتیکی خطی است که در آن رفتار تمامی اعضای سازه در محدوده خطی (الاستیک) تعریف می‌شود. به عبارت دیگر، در این روش رفتار ارتجاعی خطی برای اجزای سازه و کلیه بارهای استاتیکی مدل‌سازی می‌گردد. در تحلیل خطی، تنها اعضای اصلی سازه مدل‌سازی می‌شوند و اعضای غیراصلی (مانند دیوارهای غیرباربر) نادیده گرفته می‌شوند یا تنها از نظر تغییرشکل‌های مجاز کنترل می‌گردند؛ زیرا فرض بر این است که اعضای غیراصلی تحت بارهای رفت‌وبرگشتی زلزله، کاهش سختی و مقاومت قابل‌توجهی خواهند داشت و به سرعت از سیستم باربری جانبی خارج می‌شوند. در ادامه، روند انجام این نوع تحلیل‌ها در مطالعه موردی این تحقیق بررسی خواهد شد.

۴-۱-۱-۱-۴ روند تحلیل

به‌طور کلی، روش‌های تحلیل خطی زمانی مناسب هستند که رفتار اجزای سازه در حین زلزله در محدوده خطی (الاستیک) باقی بماند یا تعداد بسیار کمی از اعضا از حد خطی خارج شوند. چنانچه نسبت نیروهای ناشی از زلزله به ظرفیت باربری اعضا کوچک‌تر از ۲ باشد، اثر رفتار غیرخطی قابل‌توجه نبوده و می‌توان از روش‌های تحلیل خطی استفاده نمود. یکی از انواع تحلیل‌ها در بررسی سازه‌های مختلف، تحلیل استاتیکی است که خود به دو دسته «استاتیکی خطی» و «استاتیکی غیرخطی» تقسیم می‌شود. روش‌های تحلیل استاتیکی زمانی مناسب‌اند که پاسخ سازه در اثر زلزله عمدتاً ناشی از ارتعاش در مود اول باشد (به عبارت دیگر، اثر مودهای بالاتر ناچیز باشد). آیین‌نامه‌های جدید تأکید دارند که برای استفاده از روش استاتیکی معادل، مجموع جرم مودهای بررسی‌شده باید درصد مشخصی از کل جرم سازه را پوشش دهد. از آنجا که اثر مودهای بالاتر معمولاً در ساختمان‌های کوتاه و منظم ناچیز است، این روش برای چنین سازه‌هایی کاربرد دارد؛ اما برای ساختمان‌های بلند و نامنظم، استفاده از روش‌های تحلیل دینامیکی ضروری است.

۴-۱-۱-۲ تحلیل استاتیکی

در روش تحلیل استاتیکی دو فرض بنیادین وجود دارد:

۴-۱-۱-۲-۱-۴ رفتار مصالح خطی است (که برای تحلیل استاتیکی خطی الزامی است).

۴-۱-۱-۲-۲- اگرچه نیروی زلزله ماهیت دینامیکی دارد، اما در این روش به صورت یک نیروی معادل استاتیکی به سازه وارد می‌شود. این نیرو به صورت ضربی از وزن کل سازه محاسبه می‌گردد که این ضریب همان شتاب طیف ارتجاعی است. در این روش، نیروی جانبی زلزله طوری انتخاب می‌شود که برش پایه حاصل از آن برابر با برش پایه مطابق رابطه $V = C1C2C3CmSaW$ باشد و کلیه فرضیات تئوری سازه برشی نیز لحاظ گردد. اما در واقعیت، رفتار مصالح از ماهیت کاملاً خطی و الاستیک برخوردار نیست و این امر نیاز به استفاده از روش‌های غیرخطی را ایجاد می‌کند. در این راستا، تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده (Pushover) روشی مناسب برای پیش‌بینی نیازهای تغییر شکل و نیرو است. در این روش، تمامی خصوصیات مهم پاسخ خطی و غیرخطی ارائه می‌شود. بارهای جانبی به صورت الگوهای از پیش تعیین‌شده به سازه وارد شده و به‌تدریج افزایش می‌یابند تا به «تغییر مکان هدف» در سازه برسند. در هر گام، تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی محاسبه می‌شوند. که نشان‌دهنده تقاضای سازه و مقایسه آن با ظرفیت موجود است.

این روش تصویری کامل از رفتار سازه از مرحله الاستیک تا فروریزش ارائه می‌دهد. با این حال، ماهیت استاتیکی و مستقل از زمان این تحلیل، و همچنین در نظر نگرفتن دقیق اثر مودهای بالاتر و پیچش، از نقاط ضعف آن محسوب می‌شود. با وجود این محدودیت‌ها، به دلیل سرعت بالا، سادگی تفسیر نتایج و دقت قابل‌قبول، تحلیل استاتیکی غیرخطی مبنای اصلی طراحی بر مبنای عملکرد (Performance-Based Design) و بهسازی لرزه‌ای است. تحلیل‌های پیچیده‌تر تنها در موارد خاص یا زمانی که اطلاعات کافی درباره رفتار سیکلی بار وجود داشته باشد، از نظر اقتصادی توجیه‌پذیر هستند. یکی از مهم‌ترین خروجی‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی، تعیین نمودار بار-تغییر مکان یا همان منحنی ظرفیت است که با رسم نیروی برش پایه در برابر تغییر مکان جانبی سقف (بام) به‌دست می‌آید. در بسیاری از پژوهش‌ها، جهت ارزیابی دقت نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده می‌شود. از آنجا که تحلیل استاتیکی غیرخطی عمدتاً بر مبنای مود اول نوسان سازه است، دقت آن در سازه‌های بلند (که اثرات مودهای بالاتر مهم است) و همچنین در سیستم‌های سه‌بعدی (به دلیل مسائل پیچش) کاهش می‌یابد.



با توجه به ماهیت دینامیکی و غیرقابل پیش‌بینی نیروهای زلزله، روش‌های تحلیل عددی دینامیکی توسعه یافته‌اند. از آنجا که سازه‌ها حتی در زلزله‌های با شدت متوسط وارد مرحله غیرخطی می‌شوند، باید در تحلیل‌ها هم رفتار غیرخطی مصالح و هم رفتار غیرخطی هندسی سازه در نظر گرفته شود.

۴-۱-۲- تحلیل دینامیکی

تحلیل‌های دینامیکی به دو دسته تقسیم می‌شوند:

۴-۱-۲-۱- تحلیل دینامیکی خطی: این روش می‌تواند به صورت طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. فرض اصلی این است که پاسخ سازه ترکیبی خطی از مودهای ارتعشی مستقل است. در این روش، دوره تناوب سازه ثابت فرض می‌شود (برخلاف واقعیت در تاریخچه زمانی که سختی با تغییر شکل تغییر می‌کند). همچنین، پاسخ سازه با ضرایب آیین‌نامه مقیاس می‌شود که منجر به برآورد بیش‌ازحد نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر می‌گردد.

۴-۱-۲-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی: در این روش، پاسخ سازه تحت اثر یک یا چند شتاب‌نگاشت مشخص محاسبه می‌شود. در اینجا، ماتریس‌های سختی و میرایی در هر گام زمانی تغییر می‌کنند و پاسخ دقیق‌تری از رفتار غیرخطی مصالح و هندسه ارائه می‌گردد. برای ارزیابی عملکرد سازه، مشخصات شتاب‌نگاشت باید به درستی بیان شود. معمولاً از طیف طراحی یا شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده متناسب با سطح خطر استفاده می‌شود.

۴-۱-۳- سطوح خطر لرزه‌ای در استاندارد ۲۸۴۴ ایران عبارتند از:

۴-۱-۳-۱- سطح خطر ۱ (زلزله طرح یا DBE): بر اساس ۱۴٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۴۷۵ سال).
 ۴-۱-۳-۲- سطح خطر ۲ (بیشینه زلزله محتمل یا MPE): بر اساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال (دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال).
 سطح خطر انتخابی: برای موارد خاص با ملاحظات ویژه. با افزایش پیچیدگی مدل‌سازی و نیاز به تخمین دقیق‌تر تقاضا و ظرفیت سازه، روش‌های کارآمدتری مانند تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA توسعه یافته) در این روش پارامتریک، یک یا چند شتاب‌نگاشت به سطوح شدت مختلفی مقیاس شده و به سازه اعمال می‌شوند تا منحنی‌های پاسخ پارامتری در مقابل شدت تکان تولید گردند. هدف، پوشش دقیق محدوده رفتاری سازه از حالت الاستیک تا ویرانی است. این روش که در آیین‌نامه‌های FEMA 350 و FEMA 351 تشریح شده است، به طراح امکان می‌دهد سطح اطمینان (احتمال دستیابی به هدف عملکردی) را تخمین زده و عدم قطعیت‌های بارگذاری و رفتار غیرخطی را در نظر بگیرد.

۴-۲- روش تحقیق

در این پژوهش، ساختمان‌هایی با ارتفاع ۴ طبقه و طول و ارتفاع یکسان در نظر گرفته شده‌اند. با توجه به بررسی تاثیر (عرض سازه)، ابعاد عرضی متفاوتی برای مدل‌ها در نظر گرفته شده است.

۴-۲-۱- هر یک از این سازه‌ها در چهار حالت مختلف مدلسازی و مورد بررسی قرار می‌گیرند:

۴-۲-۱-۱- بدون سیستم مهاربندی

۴-۲-۱-۲- با یک سیستم مهاربندی

۴-۲-۱-۳- با دو سیستم مهاربندی

۴-۲-۱-۴- با سه سیستم مهاربندی

نوع تحلیل‌های انجام‌شده در این پژوهش، تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) و تحلیل دینامیکی غیرخطی (History)، می‌باشد. برای انجام این امور از نرم‌افزار ETABS، استفاده خواهد شد. سازه‌ها با پلان‌های مشابه در نرم‌افزار مدل‌سازی شده و تحت هر دو نوع تحلیل قرار گرفته تا رفتار و عملکرد آن‌ها مقایسه گردد. در این پژوهش، از آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC 360-16) و استاندارد FEMA 356، برای تحلیل و ارزیابی استفاده می‌شود. شرایط محیطی سازه‌ها به صورت منطقه‌ای با خطر لرزه‌خیزی بالا و روی خاک نوع III فرض شده است. دلیل



انتخاب ۴ طبقه، تمرکز بر ارزیابی سازه‌های میان‌مرتبه است. طراحی اولیه سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه بتن ایران (ویرایش ۲۲) و راهنمای لرزه‌ای استاندارد، ۲۸۴۴ (ویرایش جدید) انجام می‌شود. سپس در محیط ETABS، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت ۷ رکورد زلزله انجام می‌گیرد. در این بررسی، تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان شاخص اصلی آسیب‌پذیری در نظر گرفته شده و سطوح خرابی (Damage States) در هر گام تحلیل تعیین می‌شود.

۴-۳- مفهوم کلی و خلاصه محتوا

بررسی کلی تحقیق شامل دو قسمت اصلی می‌باشد، که عبارتند از:

۴-۳-۱- مبانی نظری تحلیل لرزه‌ای (بخش ۱-۴)

این بخش به تشریح تکامل روش‌های تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله می‌پردازد. نویسنده توضیح می‌دهد که چگونه مهندسان از روش‌های ساده و خطی (که رفتار سازه را خطی فرض می‌کنند) به سمت روش‌های پیچیده‌تر و دقیق‌تر حرکت کرده‌اند:

۴-۳-۱-۱- تحلیل استاتیکی (خطی و غیرخطی، Pushover)

روش‌هایی سریع و ساده که برای سازه‌های کوتاه و منظم مناسب‌اند، اما اثرات پیچیده دینامیکی و مودهای بالا را نادیده می‌گیرند.

۴-۳-۱-۲- تحلیل دینامیکی (خطی و غیرخطی)

روش‌هایی که ماهیت واقعی و متغیر زلزله را در نظر می‌گیرند. تحلیل دینامیکی غیرخطی، (NLTHA) دقیق‌ترین روش معمول است که تغییرات سختی سازه در حین زلزله را محاسبه می‌کند.

۴-۳-۱-۳- تحلیل، (IDA)

جدیدترین و پیشرفته‌ترین روش برای ارزیابی احتمال خرابی و تعیین سطح اطمینان سازه در طیف وسیعی از شدت‌های زلزله.

۴-۳-۲- متدولوژی پژوهش (بخش ۳)

این بخش نحوه انجام پژوهش حاضر را توضیح می‌دهد:

۴-۳-۲-۱- هدف: بررسی تاثیر «عرض ساختمان» و «تعداد سیستم‌های مهاربندی» بر عملکرد لرزه‌ای.

۴-۳-۲-۲- نمونه موردی: ساختمان‌های ۴ طبقه (سازه میان‌مرتبه).

۴-۳-۲-۳- متغیرها: تغییر عرض ساختمان و افزودن سیستم‌های مهاربندی (+، ۱، ۲ و ۳ سیستم).

۴-۳-۲-۴- ابزار: نرم‌افزار ETABS.

۴-۳-۲-۵- روش تحلیل:

مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، (Pushover) و تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخیچه زمانی) تحت ۷ زلزله مختلف.

۴-۳-۲-۶- معیار ارزیابی: تغییر مکان نسبی طبقات، (Drift) و سطوح خرابی.

در این تحقیق، با مدل‌سازی ساختمان‌های ۴ طبقه با عرض‌ها و سیستم‌های مهاربندی متفاوت، نشان دهد که چگونه افزودن مهاربندی و تغییر ابعاد هندسی، عملکرد لرزه‌ای سازه را در برابر زلزله‌های شدید بهبود می‌بخشد و این بهبود را با روش‌های پیشرفته تحلیل غیرخطی کمی‌سازی می‌کند.



۴-۳-۷- تحلیل دینامیکی:

تحلیل تاریخچه زمانی، (Time History Analysis) با استفاده از ۷ رکورد زلزله واقعی انجام می‌شود.

۴-۳-۸- شاخص آسیب:

تغییر مکان نسبی طبقات (Drift Ratio)، به عنوان معیار اصلی سنجش آسیب و عملکرد سازه در نظر گرفته می‌شود.

۴-۳-۳- مراحل اجرا:

۴-۳-۱- مدل سازی سازه در نرم افزار ETABS.

۴-۳-۲- طراحی اولیه مقاطع بر اساس آئین نامه های مربوطه.

۴-۳-۳- اجرای تحلیل استاتیکی غیر خطی (Pushover) برای استخراج منحنی ظرفیت.

۴-۳-۴- اجرای تحلیل دینامیکی غیر خطی (Time History) تحت رکوردهای زلزله.

۴-۳-۵- استخراج تغییر مکان های جانبی و بررسی توزیع آن ها در ارتفاع.

۴-۳-۶- مقایسه نتایج و تعیین موقعیت بهینه دیوارهای مهاربازی.

جدول ۱: مشخصات مصالح مصرفی در پروژه

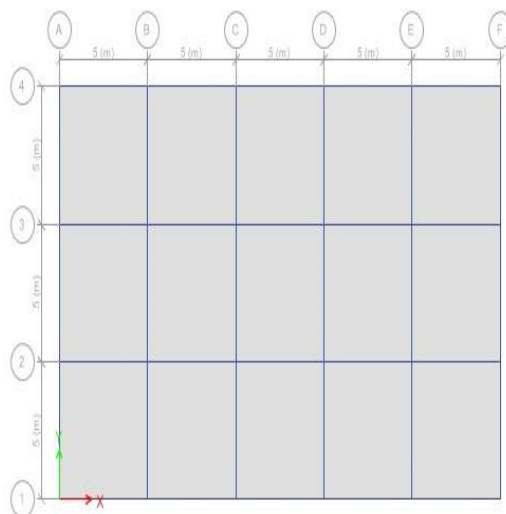
مصالح فولادی از نوع ST52		مصالح بتنی از رده C30	
جرم واحد حجم، M	0.8 ton/m3	جرم واحد حجم، M	0.255 ton/m3
وزن واحد حجم، W	7.85 ton/m3	وزن واحد حجم، W	2.5 ton/m3
مدول الاستیسیته، E	2.1107 ton/m3	مدول الاستیسیته، E	2.5106 ton/m3
تنش تسلیم فولاد، Fy	37000 ton/m2	مقاومت فشاری بتن، f'c	3000 ton/m2
مقاومت نهایی فولاد، Fu	52000 ton/m2	تنش تسلیم میلگرد، fy	40000 ton/m2
		تنش تسلیم خاموت، fys	30000 ton/m2

مشخصات مصالح و ضخامت دال بتنی: در این پروژه، مشخصات مصالح بتنی مورد استفاده برای دیوارها و سقف ها یکسان در نظر گرفته شده است. در مرحله اجرا نیز، به دلیل پایداری ساختاری و سهولت اجرا، معمولاً از یک نوع بتن برای ریختن همزمان دیوارها و سقف ها استفاده می‌شود. ضخامت دال بتنی یکی از پارامترهای کلیدی در طراحی سقف های بتنی است که پیش از بارگذاری باید تعیین گردد. بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (مبحث دهم: طراحی سازه های بتنی)، حداقل ضخامت دال بتنی در تیرهای مرکب (Composite Beams) از رابطه زیر تعیین می‌شود: $t \geq \max(h+25mm, 20l, 80mm)$ که در این رابطه: t : ضخامت دال بتنی، h : ضخامت پوشش بتنی یا ضخامت حداقل مورد نیاز برای پوشش آرماتور، در صورت وجود: l : طول دهانه مؤثر تیر یا فاصله بین تکیه گاه ها با توجه به محدودیت های اجرایی و ملاحظات بارگذاری، سازه ای، معمولاً ضخامت نهایی دال بتنی برای این نوع سازه ها حدود (۱۲۰ میلی متر) در نظر گرفته می شود.

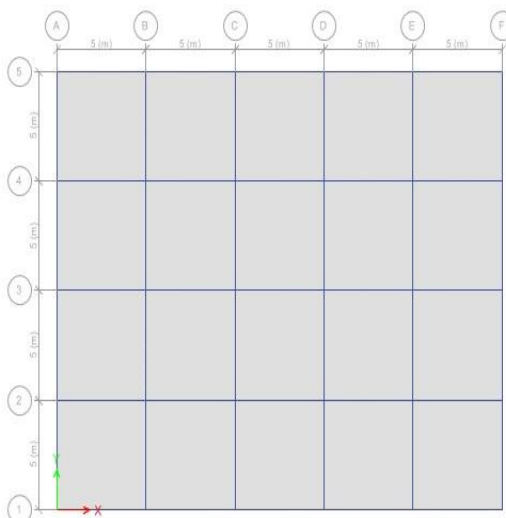


جدول ۲: بارگذاری سازه ها در پروژه

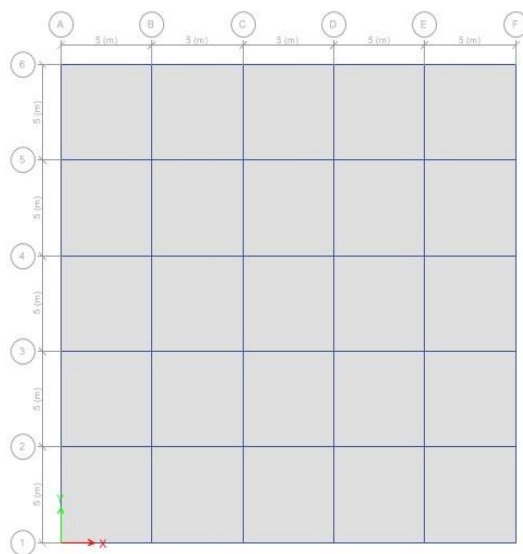
نوع بار	بار مرده	بار زنده
کف طبقات + دال	300 kg/m ²	200 kg/m ²



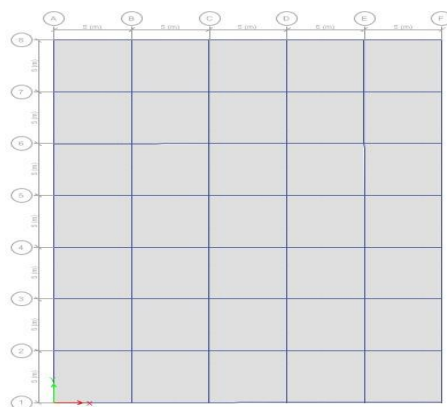
شکل ۱۸: پلان سازه های مورد بررسی شماره ۱ با تعداد ۳ دهانه در طول و ۵ دهانه عرض



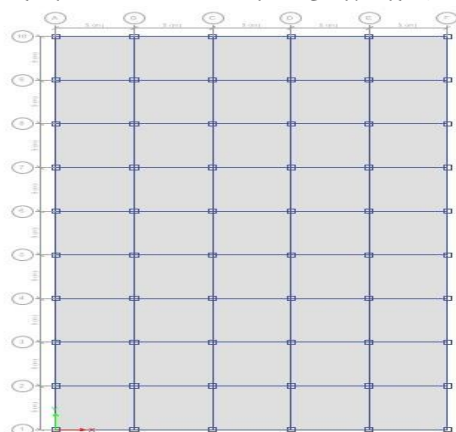
شکل ۱۹: پلان سازه های مورد بررسی شماره ۲ با تعداد ۴ دهانه در طول و ۵ دهانه عرض



شکل ۲۰: پلان سازه های مورد بررسی شماره ۳ با تعداد ۵ دهانه در طول و ۵ دهانه در عرض



شکل ۲۱: پلان سازه های مورد بررسی شماره ۴ با تعداد ۷ دهانه در طول و ۵ دهانه در عرض



شکل ۲۲: پلان سازه های مورد بررسی شماره ۵ با تعداد ۹ دهانه در طول و ۵ دهانه در عرض



۴-۴- بارگذاری جانبی (زلزله)

بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و راهنمای طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی و فولادی (آئین‌نامه ۲۸۰۰)، باید برش پایه دینامیکی را با برش پایه استاتیکی معادل مقیاس نمود. بنابراین، تعریف نیروی زلزله به صورت استاتیکی معادل ضروری است. ضریب زلزله (C) برای تعیین برش پایه استاتیکی معادل ($V=C \times W$) با استفاده از پارامترهای زیر محاسبه می‌شود:

۴-۴-۱- شتاب مبنای طرح (A): طبق بند ۲-۲ و جدول ۱-۲ راهنمای آئین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش جدید)، با توجه به موقعیت جغرافیایی ساختمان در شهر تهران که در پهنه‌ای با خطر نسبی زیاد قرار دارد، شتاب مبنای طرح برابر است با $A=0.35$:

۴-۴-۲- ضریب اهمیت (I): با توجه به اینکه کاربری ساختمان مسکونی است، این ساختمان در گروه ساختمان‌های با اهمیت متوسط (گروه ۳) قرار می‌گیرد. بنابراین ضریب اهمیت برابر است با $I=1.2$:

۴-۴-۳- ضریب رفتار (R): طبق بند ۳-۳-۵ و جدول ۱. راهنمای آئین‌نامه ۲۸۰۰، از آنجا که سیستم سازه‌ای در هر دو جهت یکسان است (قاب خمشی فولادی با مهاربندی همگرای ویژه)، ضریب رفتار سازه در دو جهت برابر بوده و مقادیر آن به شرح زیر است:
سیستم قاب خمشی فولادی با مهاربندی همگرای ویژه $R_{ux}=R_{uy}=R_u=7.4, \Omega_1=2.5, dc=5.5$

ضریب رفتار (R u): ۷.۴

ضریب پوشش (Ω_0): ۲.۵

ضریب جابجایی (d c): ۵.۵، (مقدار تقریبی برای سیستم‌های مهاربندی شد)

۴-۴-۴- ضریب افزایش طیفی (B)

ضریب بازتاب یا افزایش طیفی (B) در آئین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش جدید، طبق بند (۳-۳) از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$N \times B1=B$$

که در آن:

1: B ضریب افزایش طیفی بر اساس نوع خاک و پرپود سازه

N ضریب افزایش پویایی:

طبق بند 3-3 و جدول 2-2 و اینکه نوع زمین خاک نوع III می باشد، داریم: $T_0=0.15, T_S=0.7, S=1.75, S_0=1.1$

برای محاسبه T طبق بند 3-3-3 در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند داریم:

$$T=0.05H^{0.71}$$

جدول ۳: مقادیر پرپود بدست آمده از راهنمای 2800 ویرایش ۴ برای هر دو سازه

$B=B_1 \times N = 1.31$	$B_1 = (S+1) (T_S/T)=1.06$	$N = (0.7/(4-T_S)) \times (T-T_S)+1=1.23$	$T=1.81 \text{ Sec}$	سازه ۴۰ طبقه با ارتفاع 124 متر
-------------------------	----------------------------	---	----------------------	--------------------------------

بدین ترتیب ضریب زلزله عبارت است از:



جدول ۴: ضرایب زلزله حاصل از 2800

$C = \frac{ABI}{R_u} =$	4.4675	4.478	سازه ۴۰ طبقه با ارتفاع 124 متر
$K=0.5T+0.75=$	1.62	1.66	

۴-۵- مشخصات اعضای سازه‌ای اولیه (بدون دیوار مهاربازویی)

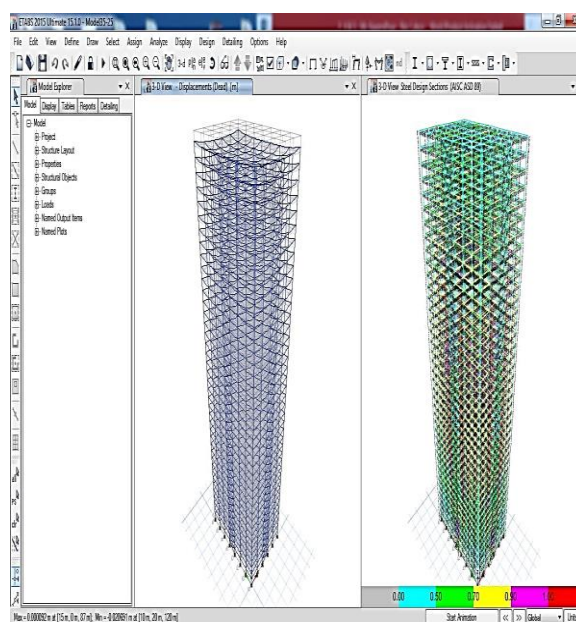
در این مرحله، مقاطع اولیه تیرها و ستون‌های سازه برای حالت بدون دیوار مهاربازویی (هسته تکی) تعیین و طراحی شده‌اند. مشخصات دقیق مقاطع انتخابی برای تیرها و ستون‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین، در ادامه، نمای شماتیک و کلی از مدل سازه طراحی شده در محیط نرم‌افزار ETABS، آورده شده است که توزیع مقاطع و هندسه کلی قاب‌های اصلی را نشان می‌دهد.

جدول ۵: مقاطع اختصاص یافته برای سازه‌های مدلسازی شده در Etabs

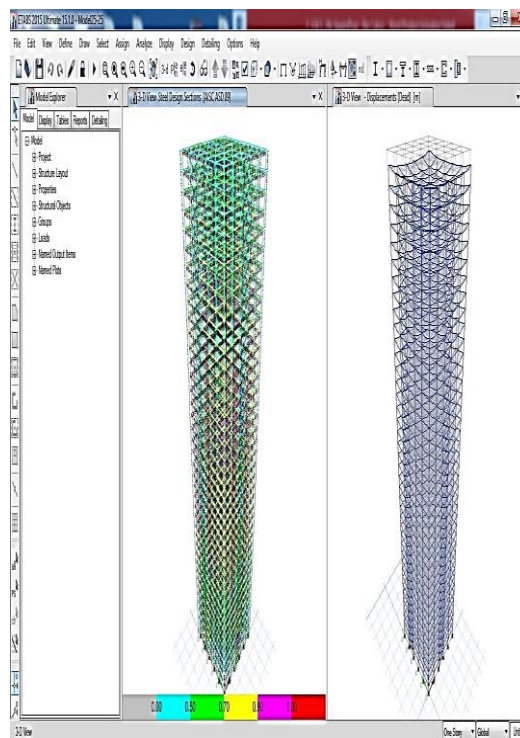
سازه 40 طبقه شماره ۱			
مقاطع تیر	مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	
طبقه 1 تا 14	Box 1000×1000×30	Tubo 160×160×16	IPE550
طبقه 11 تا 24	Box 850×850×30	Tubo 160×160×16	IPE500
طبقه 21 تا 34	Box 700×700×30	Tubo 160×160×16	IPE450
طبقه 31 تا 04	Box 500×500×30	Tubo 160×160×16	IPE400
سازه 40 طبقه، شماره 2			
مقاطع تیر	مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	
طبقه 1 تا 14	Box 900×900×30	Tubo 160×160×16	IPE550
طبقه 11 تا 24	Box 800×800×30	Tubo 160×160×16	IPE500
طبقه 21 تا 34	Box 650×850×30	Tubo 160×160×16	IPE450
طبقه 31 تا ۴۰	Box 500×500×30	Tubo 160×160×16	IPE400
سازه ۴۰ طبقه، شماره 3			
مقاطع تیر	مقاطع ستون	مقاطع مهاربند	



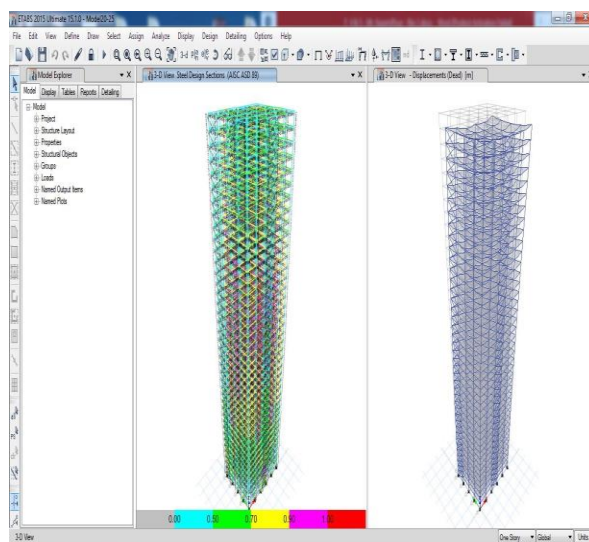
Tubo 160×160×16	Box 850×850×30	IPE550	طبقه 1 تا 14
Tubo 160×160×16	Box 750×750×30	IPE500	طبقه 11 تا 24
Tubo 160×160×16	Box 600×600×30	IPE450	طبقه 21 تا 34
Tubo 160×160×16	Box 500×500×30	IPE400	طبقه 31 تا ۴۰
سازه ۱۰ طبقه شماره ۴			
مقاطع مهاربند	مقاطع ستون	مقاطع تیر	
Tubo 160×160×16	Box 800×800×30	IPE550	طبقه 1 تا 14
Tubo 160×160×16	Box 700×700×30	IPE500	طبقه 11 تا 24
Tubo 160×160×16	Box 600×600×30	IPE450	طبقه 21 تا 34
Tubo 160×160×16	Box 500×500×30	IPE400	طبقه 31 تا ۴۰
سازه 10 طبقه، شماره 5			
مقاطع مهاربند	مقاطع ستون	مقاطع تیر	
Tubo 160×160×16	Box 1000×1000×30	IPE550	طبقه 1 تا 14
Tubo 160×160×16	Box 850×850×30	IPE500	طبقه 11 تا 24
Tubo 160×160×16	Box 700×700×30	IPE450	طبقه 21 تا 34
Tubo 160×160×16	Box 500×500×30	IPE400	طبقه 31 تا ۴۰



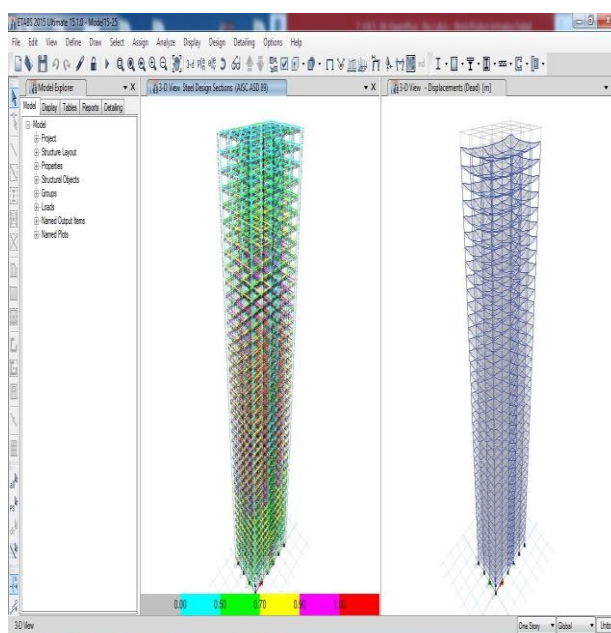
شکل ۲۳: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۱۰ طبقه شماره ۲ با مهاربند همگرا



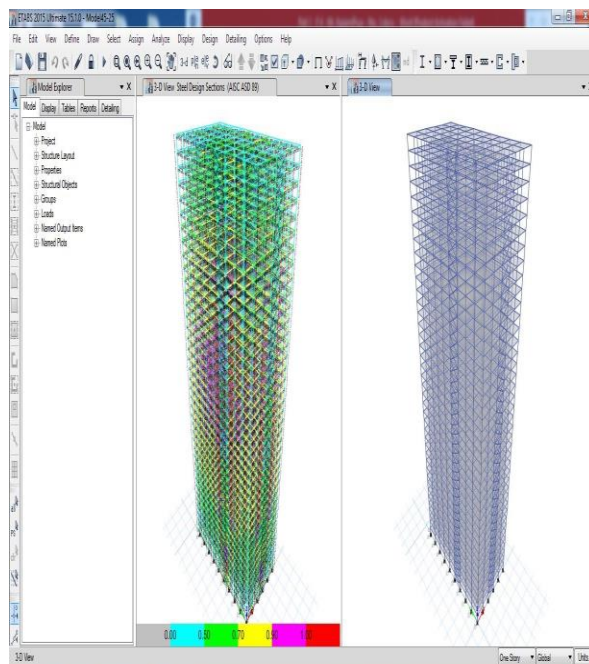
شکل ۲۴: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۲ با مهاربند همگرا



شکل ۲۵: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه، شماره 3 با مهاربند همگرا



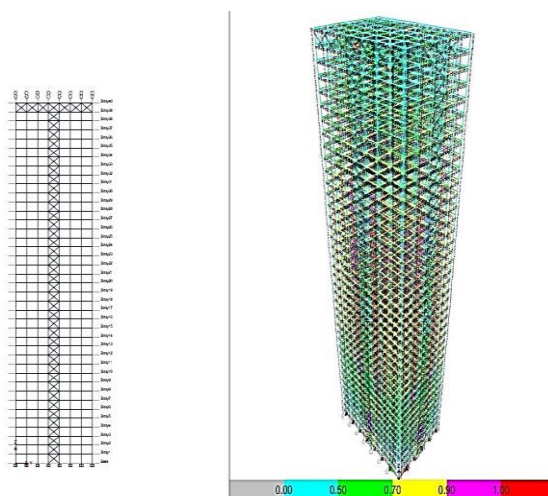
شکل ۲۶: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴0 طبقه، شماره ۴ با مهاربند همگرا



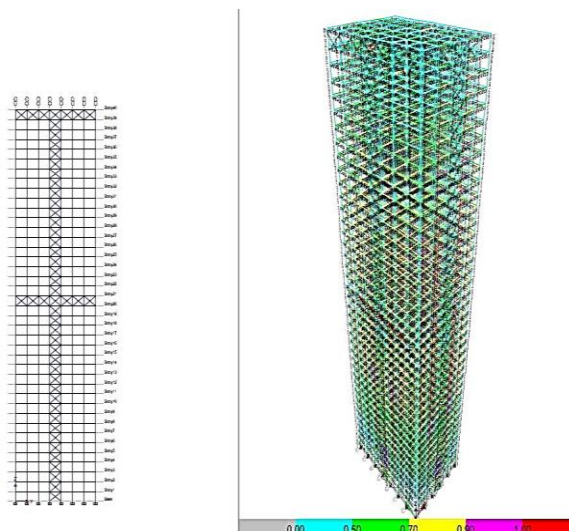
شکل ۲۷: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs، برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۵، با مهاربند همگرا

۴-۶- مشخصات اعضای سازه‌ای اولیه (بدون دیوار مهاربازویی)

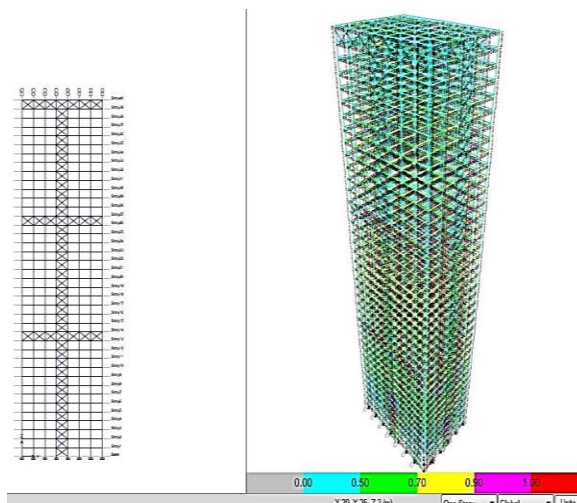
در این مرحله، مقاطع اولیه تیرها و ستون‌های سازه برای حالت بدون دیوار مهاربازویی (هسته تکی) تعیین و طراحی شده‌اند. مشخصات دقیق مقاطع انتخابی برای تیرها و ستون‌ها در جدول ۱. ارائه شده است. همچنین، در ادامه، نمای شماتیک و کلی از مدل سازه طراحی شده در محیط نرم‌افزار ETABS آورده شده است که توزیع مقاطع و هندسه کلی قاب‌های اصلی را نشان می‌دهد.



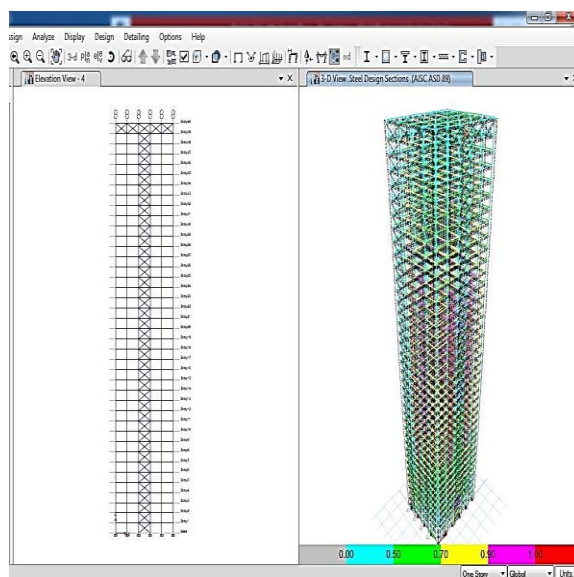
شکل ۲۸: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs، برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۱ با مهاربند همگرا و مهاربازویی در طبقه آخر



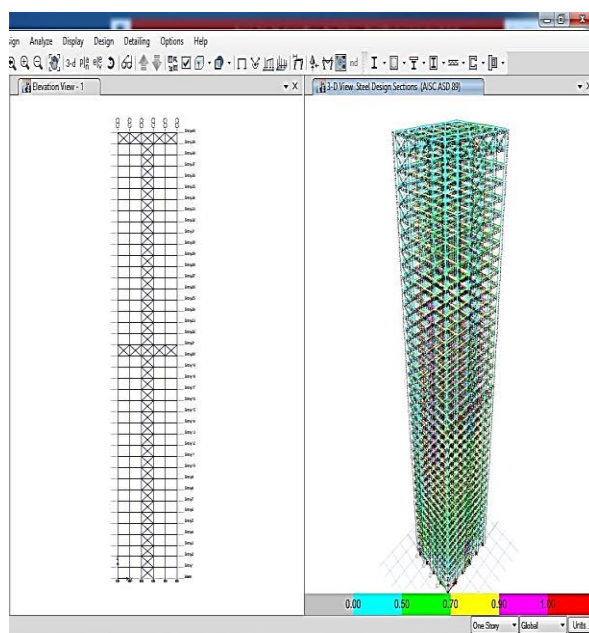
شکل ۲۹: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۱، با مهاربند همگرا و دو مهار بازویی در طبقه آخر و وسط



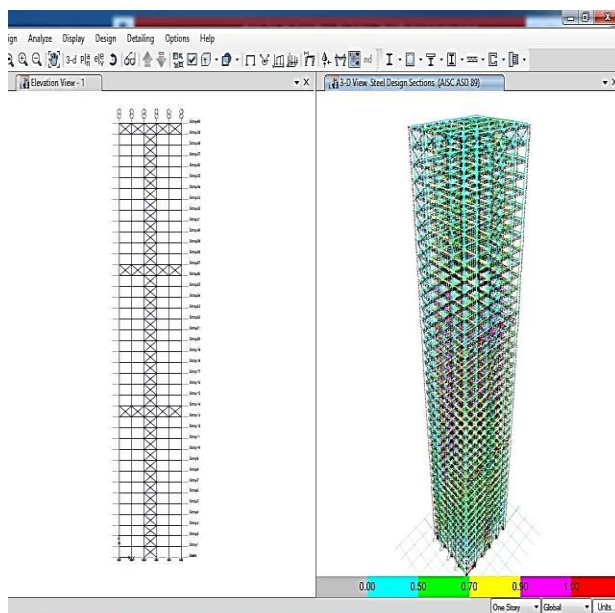
شکل ۳۰: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۱، با مهاربند همگرا و سه مهار بازویی در طبقه متفاوت



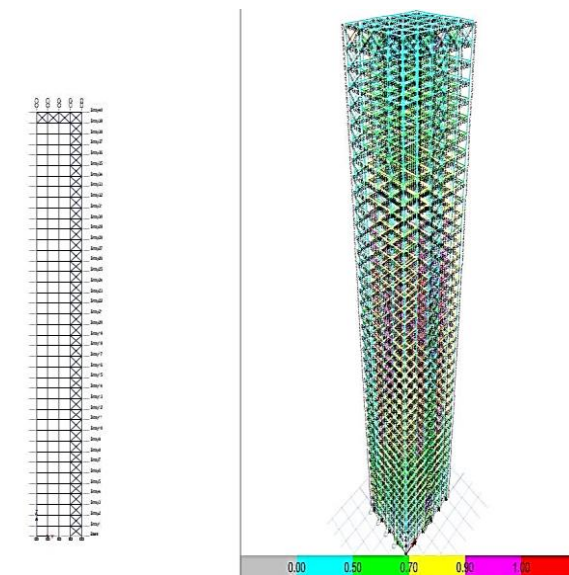
شکل ۳۱: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs، برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۲ با مهاربند همگرا و مهاربازویی در طبقه آخر



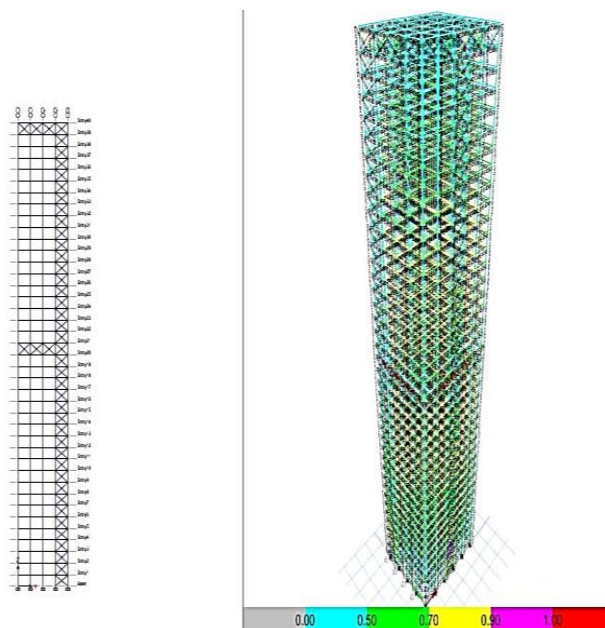
شکل ۳۲: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs، برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۲ با مهاربند همگرا و دو مهاربازویی در طبقه آخر و وسط



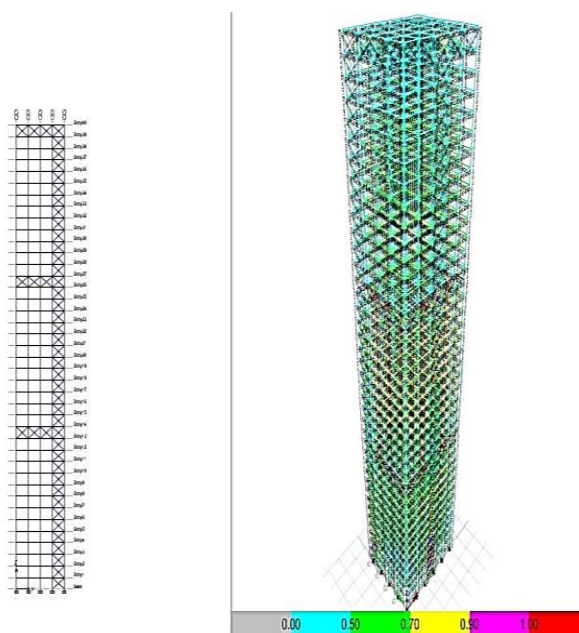
شکل ۳۳: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۲ با، مهاربند همگرا و سه مهاربازویی در طبقه متفاوت



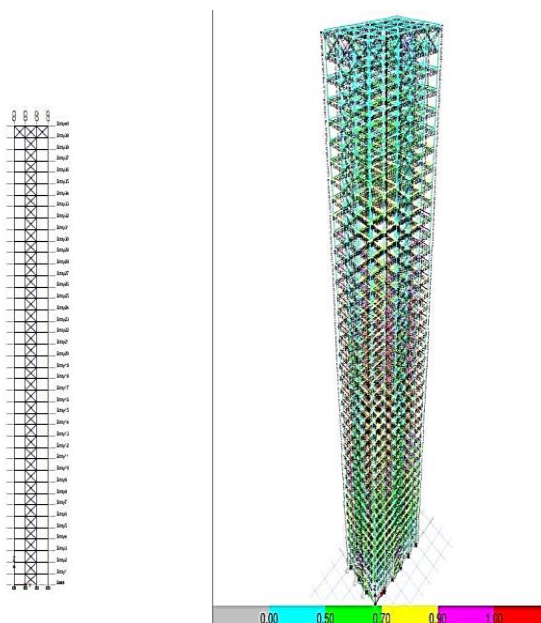
شکل ۳۴: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۳ با مهاربند همگرا و مهاربازویی در طبقه آخر



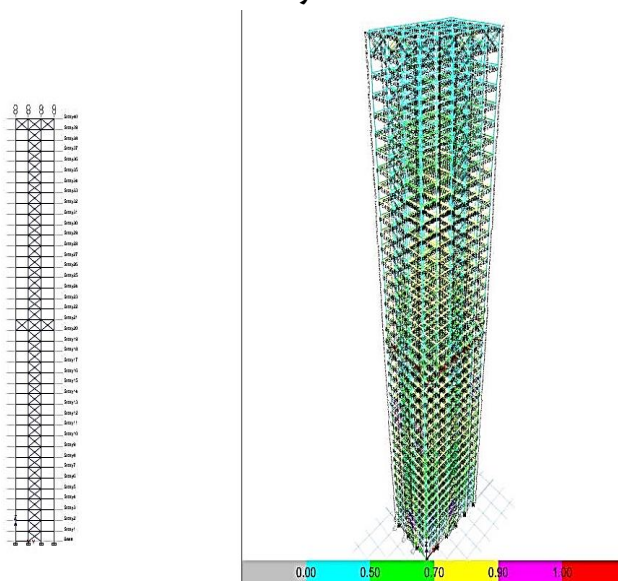
شکل ۳۵: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۳ با مهاربند همگرا و دو مهاربازویی در طبقه آخر و وسط



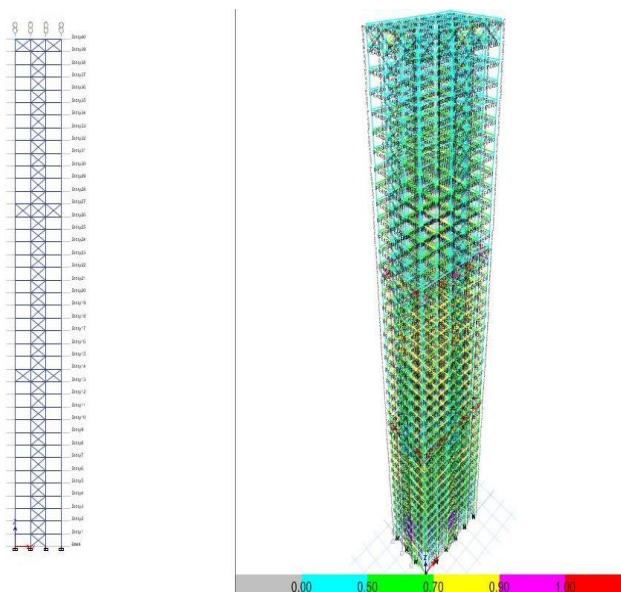
شکل ۳۶: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۳ با مهاربند همگرا و سه مهاربازویی در طبقه متفاوت



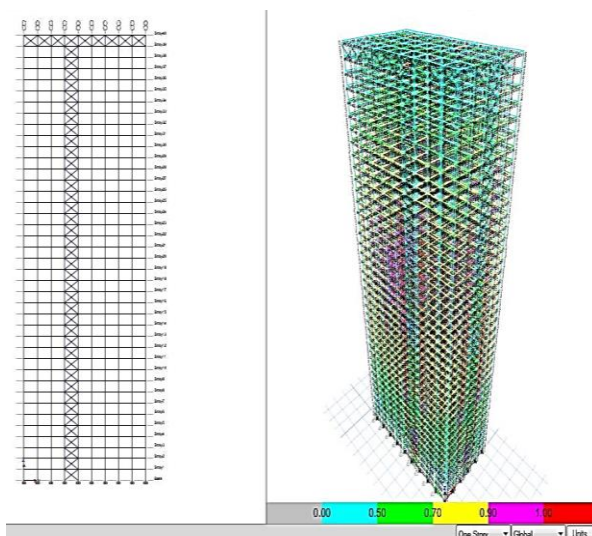
شکل ۳۷: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۰ با مهاربند همگرا و مهاربازویی در طبقه آخر



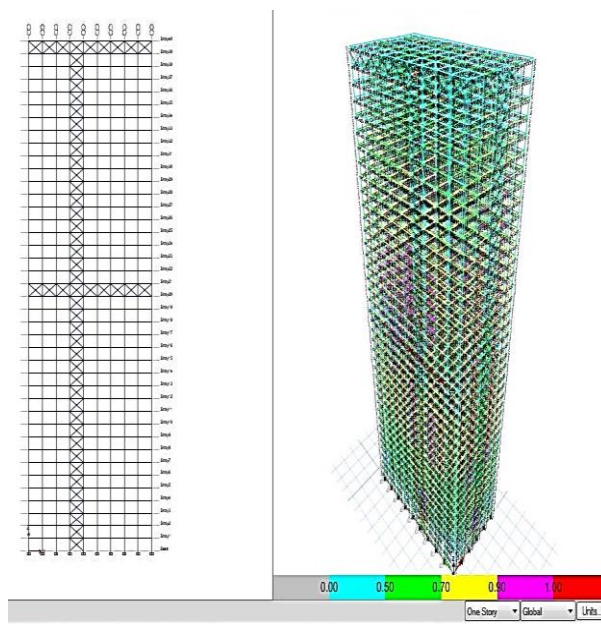
شکل ۳۸: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۴ با مهاربند همگرا و دو مهاربازویی در طبقه آخر و وسط



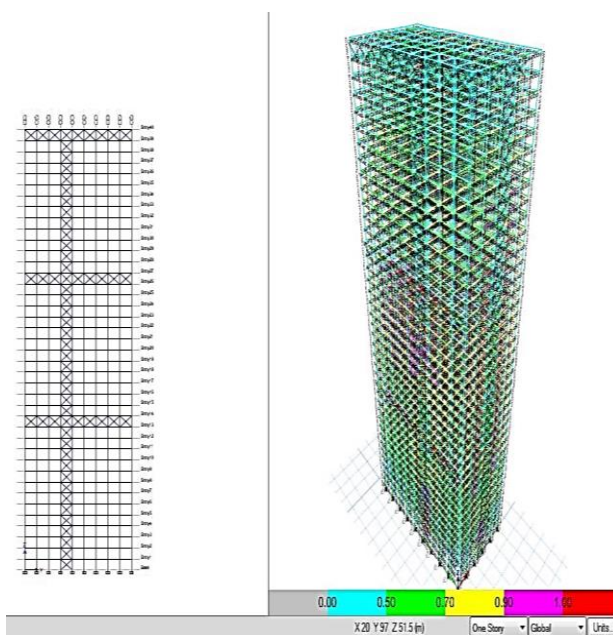
شکل ۳۹: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۴ با مهاربند همگرا و سه مهاربازویی در طبقه متفاوت



شکل ۴۰: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۵ با مهاربند همگرا و مهاربازویی در طبقه آخر



شکل ۴۱: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۵ با مهاربند همگرا و دو مهاربازویی در طبقه آخر و وسط



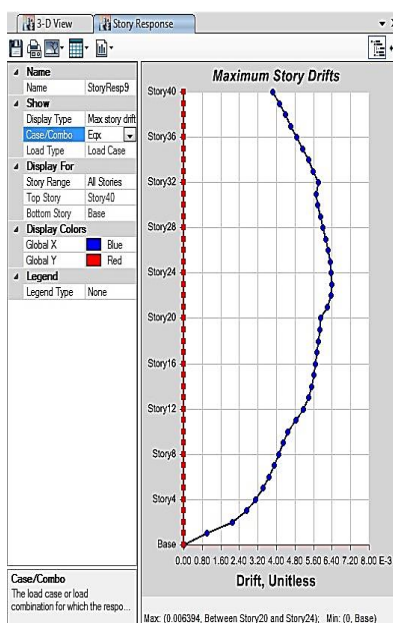
شکل ۴۲: فایل طراحی شده به شکل سه بعدی در نرم افزار Etabs برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۵ با مهاربند همگرا و سه مهاربازویی در طبقه متفاوت



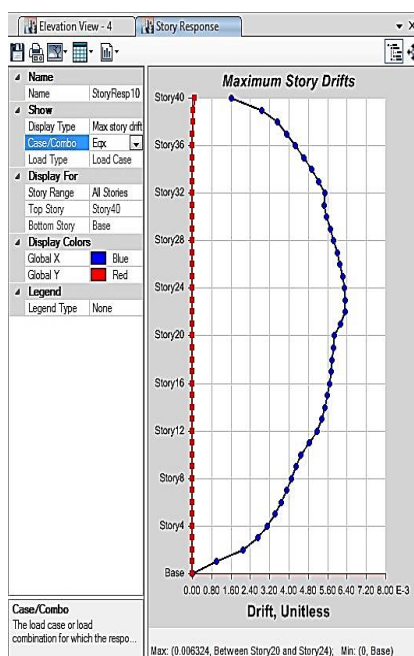
۷-۴- بررسی نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی سازه‌های با و بدون دیوار مهاربازویی

در این بخش، نتایج استخراج شده از تغییر مکان‌های نسبی طبقات

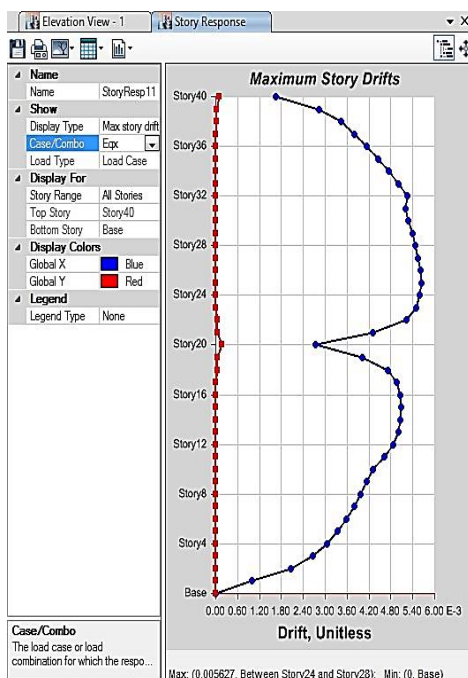
(Story Drift)، حاصل از تحلیل استاتیکی خطی، برای سازه‌های مورد مطالعه (شامل حالت‌های با و بدون دیوار مهاربازویی) مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. هدف از این بررسی، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، کنترل جابجایی‌های جانبی و اطمینان از انطباق آن‌ها با محدودیت‌های تعیین شده در (آئین‌نامه‌های مانند آئین‌نامه ۲۸۰۰) می‌باشد. این مقایسه به شناسایی تأثیر دیوارهای مهاربازویی بر سختی جانبی و کاهش درفت‌های نسبی کمک می‌کند.



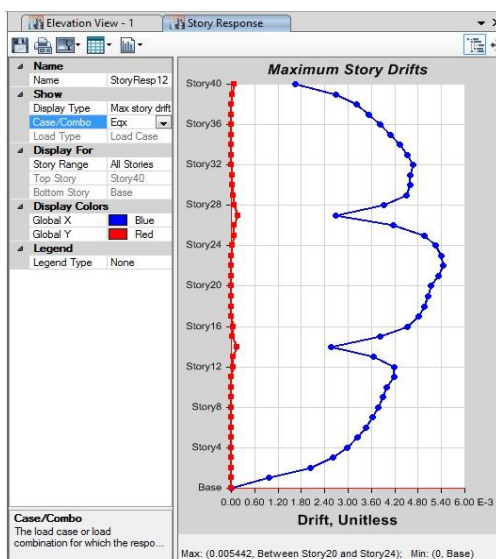
شکل ۴۳: دیاگرام درفت برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۱ بدون مهاربند بازویی



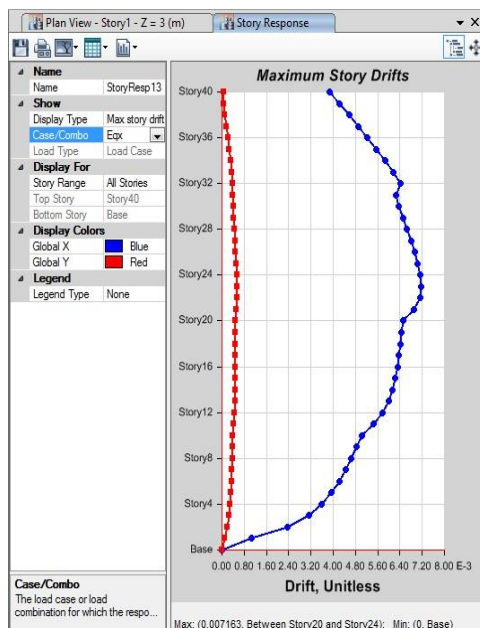
شکل ۴۴: دیاگرام درفت برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۱. با مهاربند همگرا و مهاربازویی در طبقه آخر



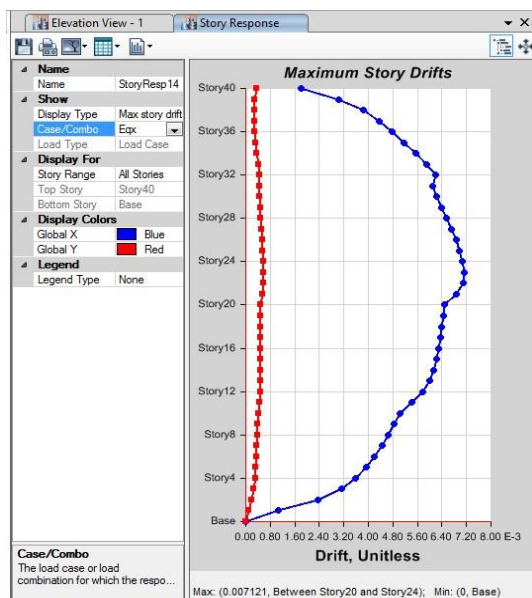
شکل ۴۵: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۱، با مهاربند همگرا و دو مهار بازویی در طبقه، آخر و وسط



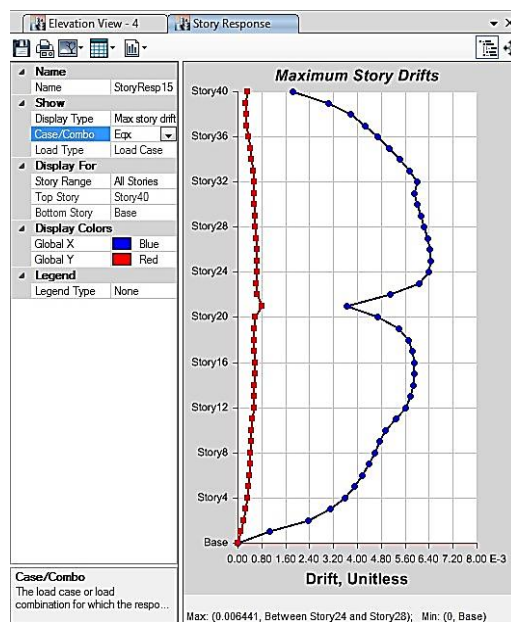
شکل ۴۶: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۱، با مهاربند همگرا و سه مهار بازویی در طبقه، متفاوت



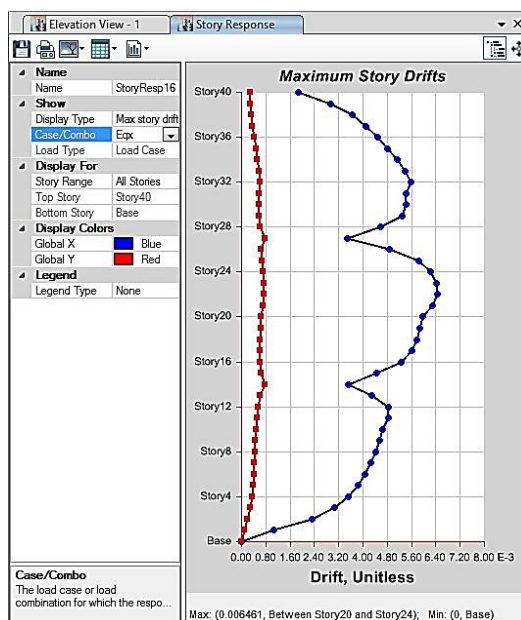
شکل ۴۷: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۲. بدون مهار بازویی



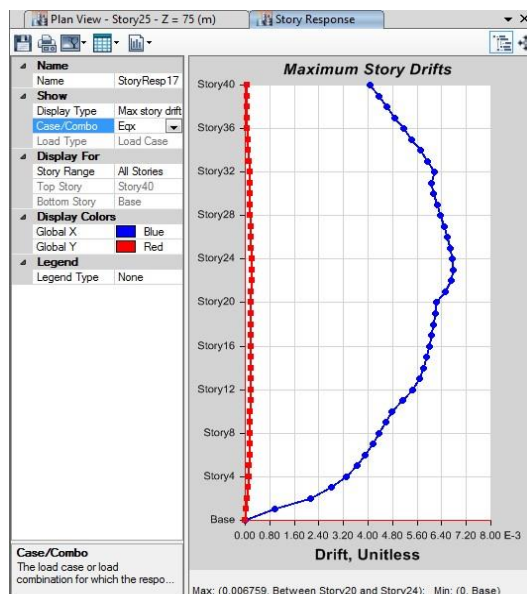
شکل ۴۸: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰، طبقه شماره ۲. با مهاربند همگرا، مهاربازویی در طبقه آخر



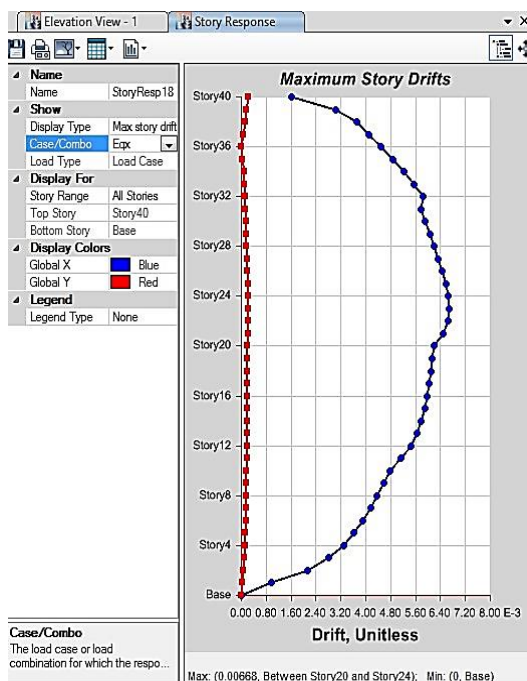
شکل ۴۹: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۲، با مهاربند همگرا و دو مهار بازویی در طبقه، آخر و وسط



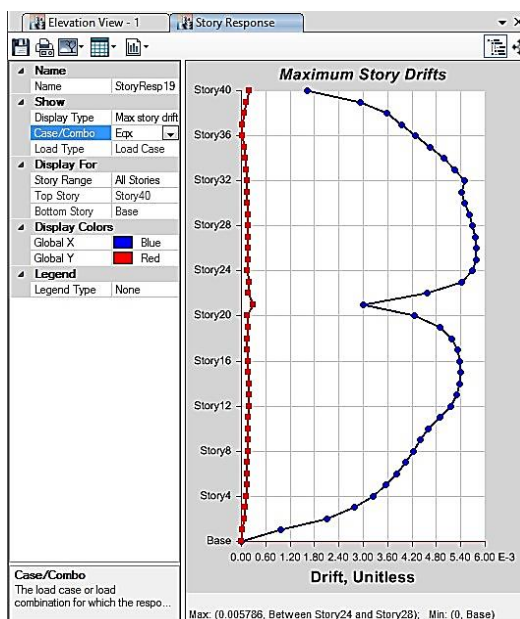
شکل ۵۰: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۲، با مهاربند همگرا و سه مهار بازویی در طبقه، متفاوت



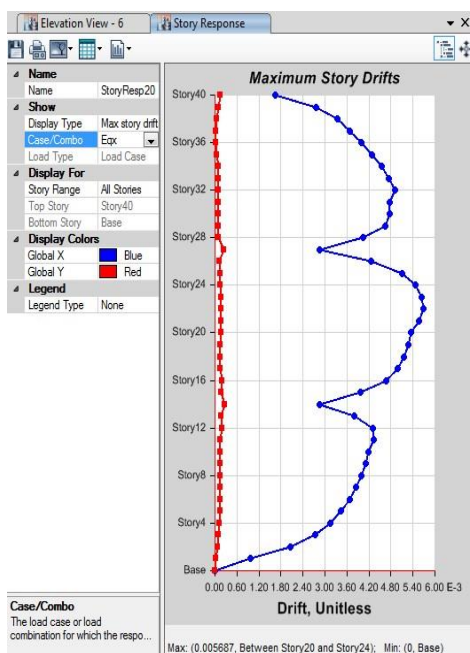
شکل ۵۱: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۳، بدون مهاربند بازویی



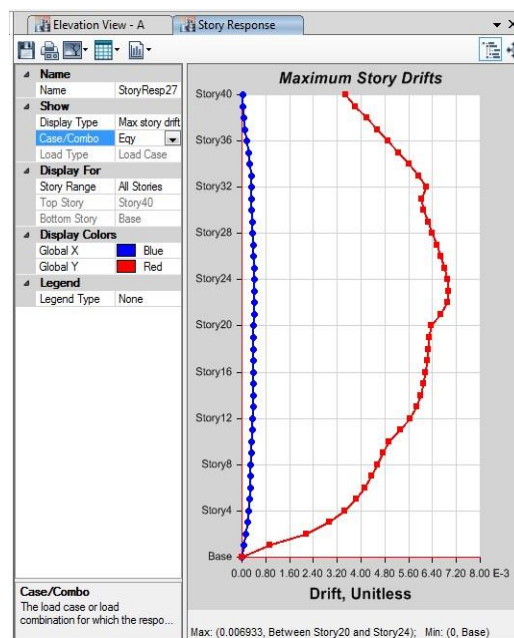
شکل ۵۲: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه شماره ۳. با مهاربند همگرا و مهار بازویی در طبقه آخر



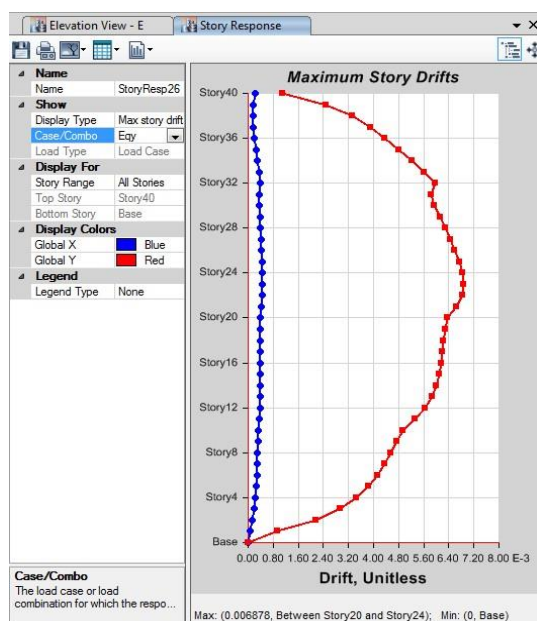
شکل ۵۳: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۳، با مهاربند همگرا و دو مهار بازویی در طبقه، آخر و وسط



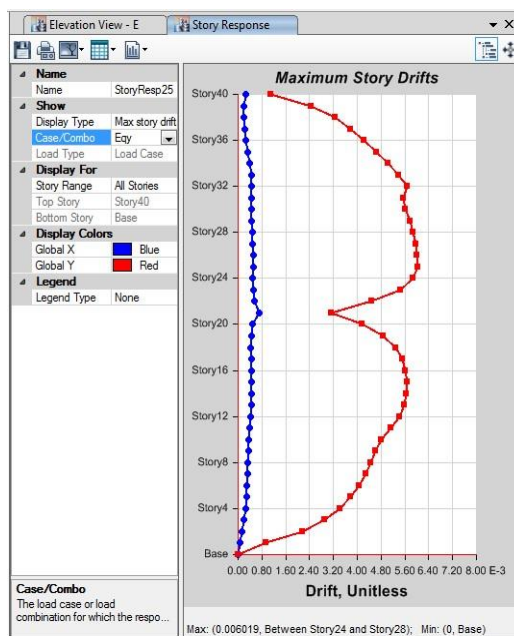
شکل ۵۴: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره 3، با مهاربند همگرا و سه مهار بازویی در طبقه، متفاوت



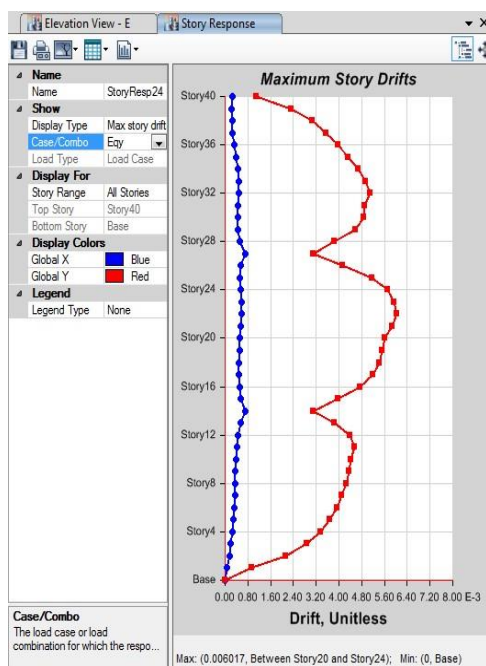
شکل ۵۵: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۴، بدون مهاربند بازویی



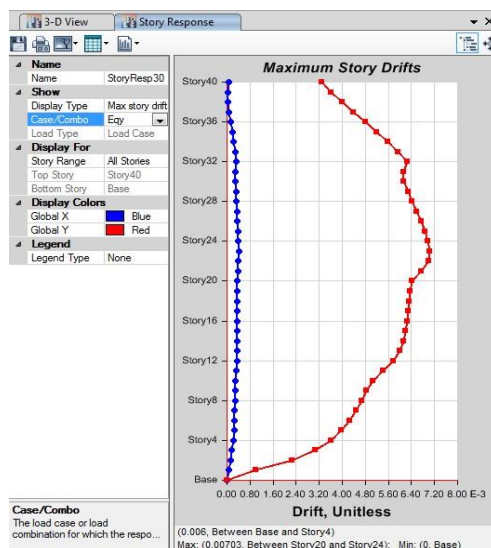
شکل ۵۶: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۳، با مهاربند همگرا و مهار بازویی در طبقه آخر



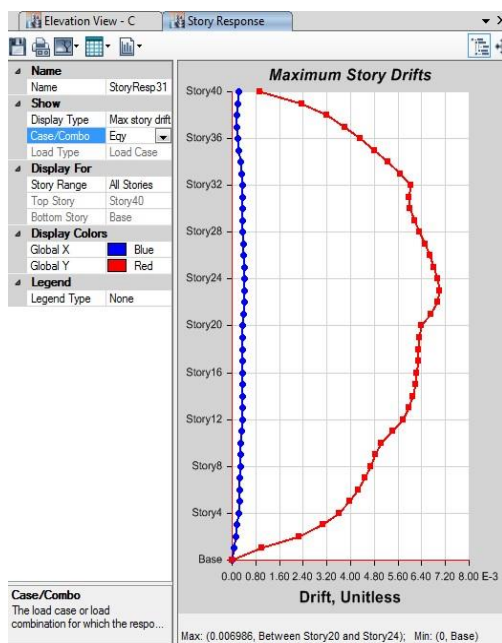
شکل ۵۷: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۴، با مهاربند همگرا و دو مهار بازویی در طبقه، آخر و وسط



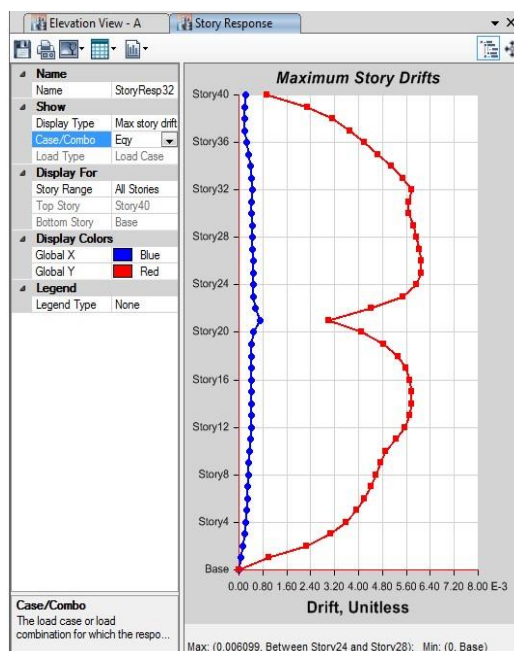
شکل ۵۸: دیاگرام دریفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۴، با مهاربند همگرا و سه مهار بازویی در طبقه، متفاوت



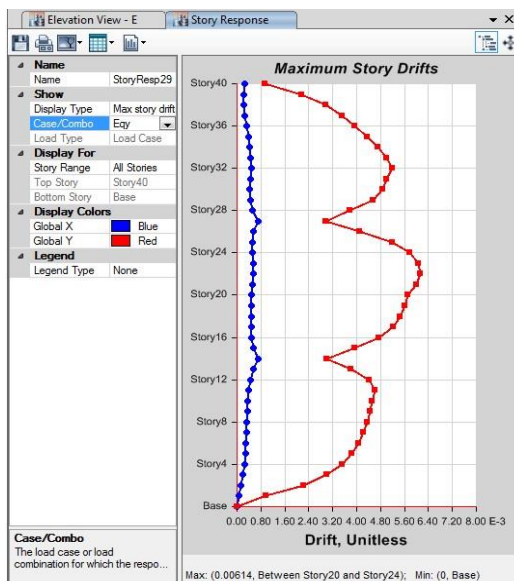
شکل ۵۹: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۵، بدون مهاربند بازویی



شکل ۶۰: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۵. با مهاربند همگرا و مهار بازویی در طبقه آخر



شکل ۶۱: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۵، با مهاربند همگرا و دو مهار بازویی در طبقه، آخر و وسط



شکل ۶۲: دیاگرام دررفت برای سازه ۴۰ طبقه، شماره ۵، با مهاربند همگرا و سه مهار بازویی در طبقه، متفاوت



یکی از مؤثرترین روش‌ها برای شناسایی بهترین الگوی طراحی سازه، مقایسه تغییر مکان‌های نسبی طبقات (Story Drift) و همچنین مقایسه جابجایی مطلق طبقه آخر، (Roof Displacement) می‌باشد. این شاخص‌ها معیارهای اصلی برای ارزیابی سختی جانبی و کنترل رفتار سازه در برابر بارهای زلزله هستند. در نمودارهای زیر، مقایسه‌ای بین جابجایی بام و تغییر مکان‌های نسبی طبقات برای انواع سازه‌های مدلسازی شده در این پژوهش ارائه شده است. لازم به ذکر است که دسته‌بندی سازه‌ها به شرح زیر تعریف شده است:

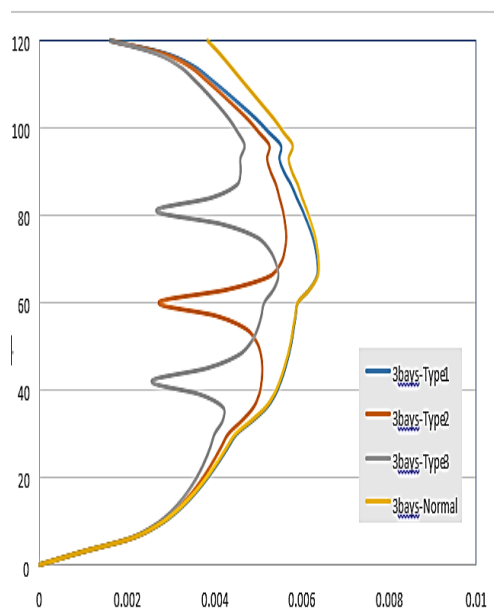
۱- سازه نوع ۱: سازه دارای یک کمر بند مهاربازویی در ارتفاع مشخص (معمولاً در بخش‌های میانی یا بالایی ساختمان).

۲- سازه نوع ۲: سازه دارای دو کمر بند مهاربازویی در ارتفاعات مختلف.

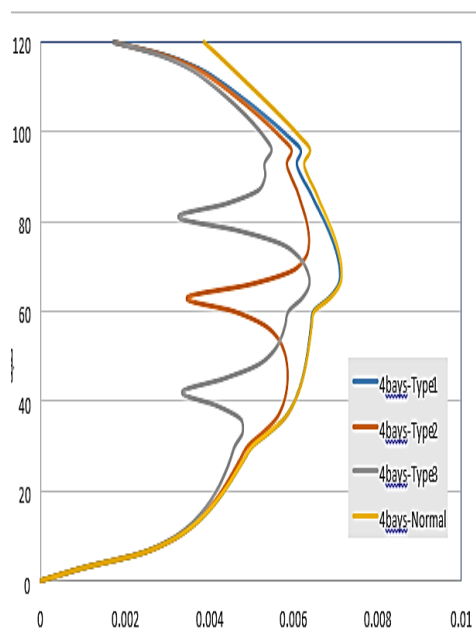
۳- سازه نوع ۳: سازه دارای سه کمر بند مهاربازویی در ارتفاعات مختلف.

۴- سازه نوع ۴: سازه نرمال یا بدون کمر بند مهاربازویی مهاربند.

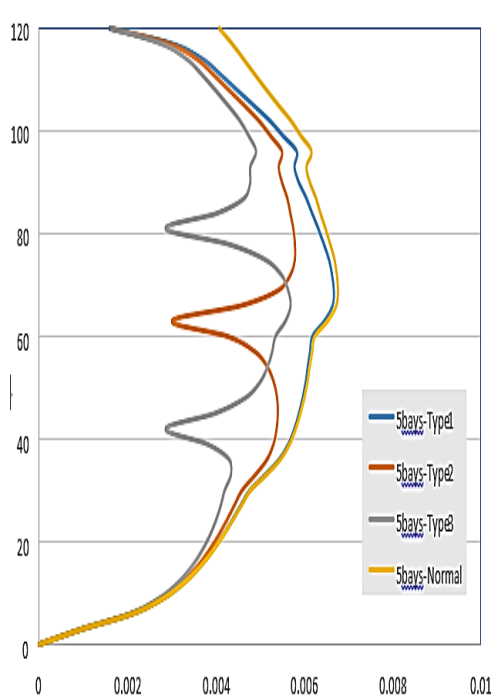
با مقایسه این نمودارها، می‌توان به بررسی تأثیر تعداد و موقعیت کمر بندهای مهاربازویی بر کاهش جابجایی‌های جانبی و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه پرداخت.



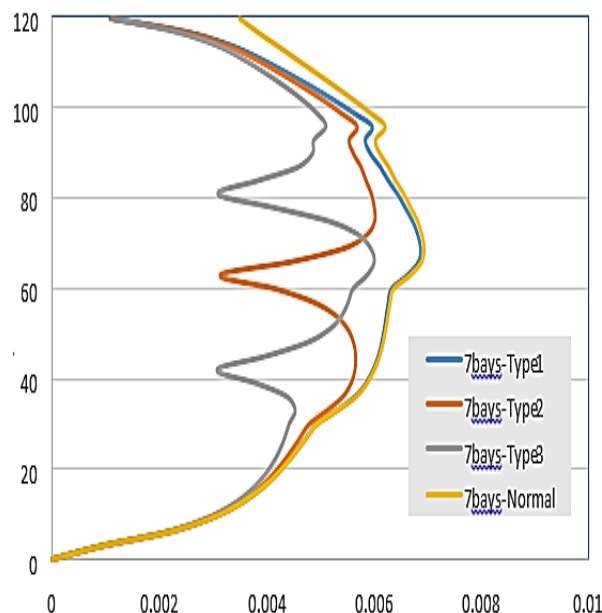
شکل ۶۳: مقایسه دیاگرام دررفت (جابجایی نسبی) بام سازه ۳ دهانه، برای حالت‌های مختلف



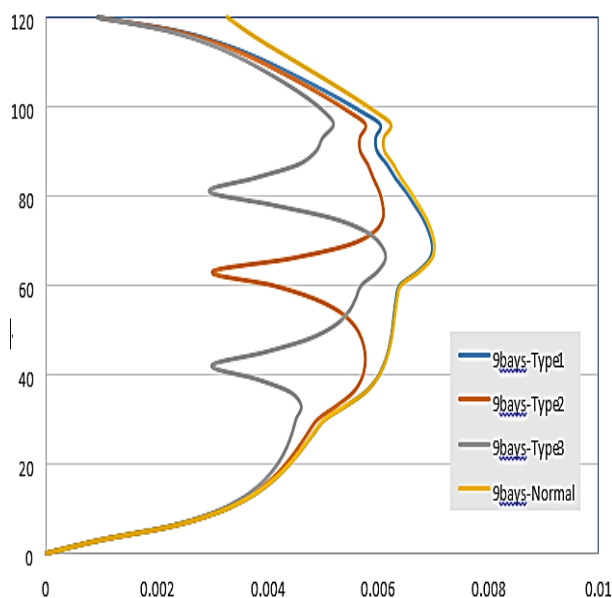
شکل ۶۴: مقایسه دیاگرام دررفت (جایجایی نسبتی)، بام سازه ۴ دهانه، برای حالت های مختلف



شکل ۶۵: مقایسه دیاگرام دررفت (جایجایی نسبتی)، بام سازه ۵ دهانه، برای حالت های مختلف



شکل ۶۶: مقایسه دیاگرام دررفت (جابجایی نسبی) بام سازه ۷ دهانه، برای حالت های مختلف



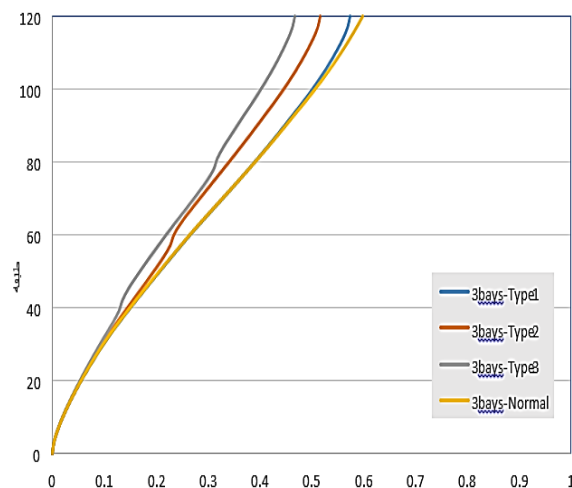
شکل ۶۷: مقایسه دیاگرام دررفت (جابجایی)

۴-۷-۱- تحلیل نتایج و تأثیر تعداد مهاربازویی ها

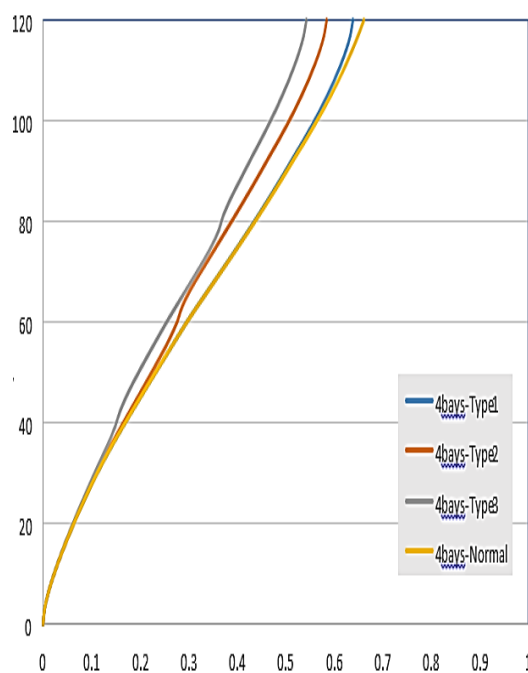
همان طور که در نمودارهای ارائه شده مشاهده می شود، تأثیر استفاده از دیوارهای مهاربازویی بر عملکرد سازه به وضوح مشهود است. بهره گیری از این سیستم، منجر به بهبود معنادار در شاخص تغییر مکان نسبی طبقات، (Story Drift) در تمامی نمونه ها گردیده است. تحلیل ها نشان می دهد که با افزایش تعداد دیوارهای مهاربازویی، عملکرد لرزه ای سازه بهبود یافته و شاخص دررفت کاهش می یابد. به طور مشخص، سازه دارای سه کمر بند مهاربازویی، عملکرد بهتری نسبت به سازه دارای دو کمر بند و سازه دارای یک کمر بند، عملکرد بهتری نسبت به سازه دارای دو کمر بند، عملکرد بهتری نسبت به سازه دارای یک کمر بند مهاربازویی از خود نشان می دهد. این روند نشان دهنده افزایش سختی جانبی و کنترل بهتر جابجایی های نسبی با اضافه شدن هر المان مهاربازویی است. همچنین، با اضافه شدن هر دیوار مهاربازویی به سازه، تغییرات محسوس در شکل نمودار تغییر مکان نسبی طبقات ایجاد می شود. به گونه ای



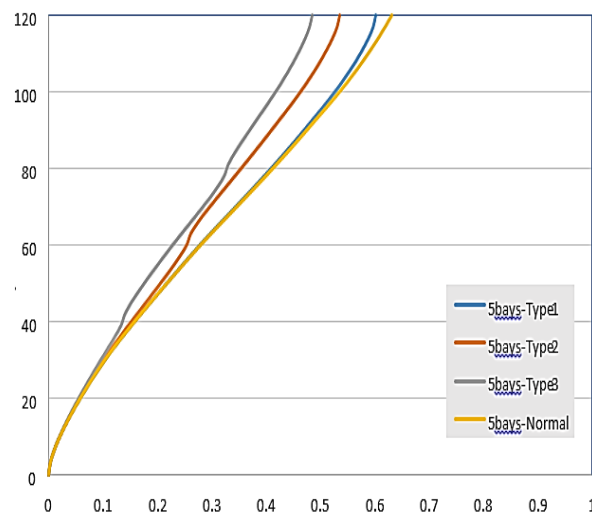
که هر بار افزودن یک کمر بند مهاربازویی، منجر به ایجاد یک (شکستگی) یا تغییر شیب در نمودار تغییر مکان نسبی در ارتفاع مربوط به آن کمر بند می‌گردد. این پدیده نشان‌دهنده افزایش ناگهانی سختی سازه در آن تراز خاص و تأثیر مستقیم کمربندهای مهاربازویی بر توزیع تغییر مکان‌ها در ارتفاع است.



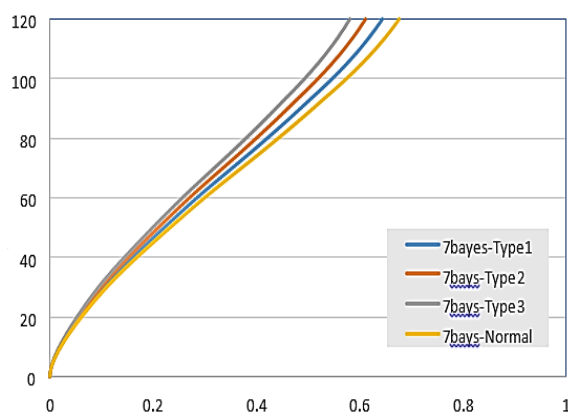
شکل ۶۸: مقایسه دیاگرام (جابجایی، بام سازه، ۳ دهانه)، برای حالت های مختلف



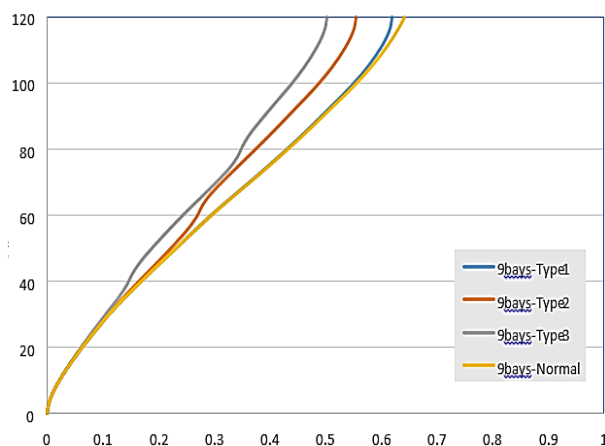
شکل ۶۹: مقایسه دیاگرام (جابجایی، بام سازه، ۴ دهانه)، برای حالت های مختلف



شکل ۷۰: مقایسه دیاگرام (جابجایی، بام سازه، ۵ دهانه)، برای حالت های مختلف



شکل ۷۱: مقایسه دیاگرام (جابجایی، بام سازه، ۷ دهانه)، برای حالت های مختلف

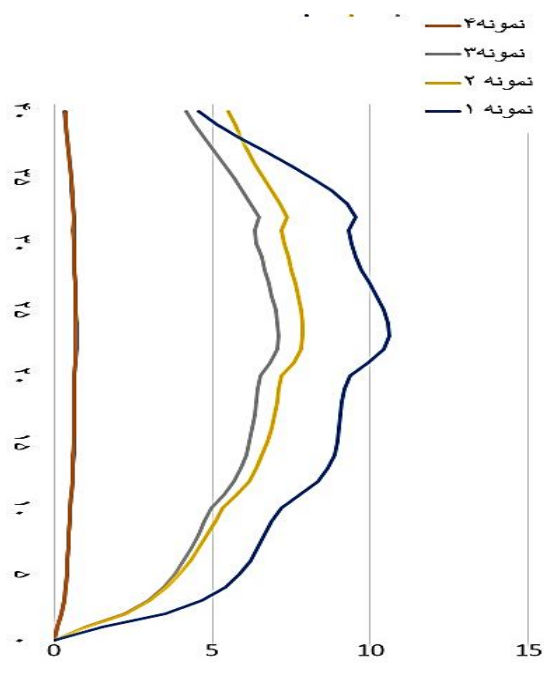


شکل ۷۲: مقایسه دیاگرام (جابجایی، بام سازه، ۹ دهانه)، برای حالت های مختلف



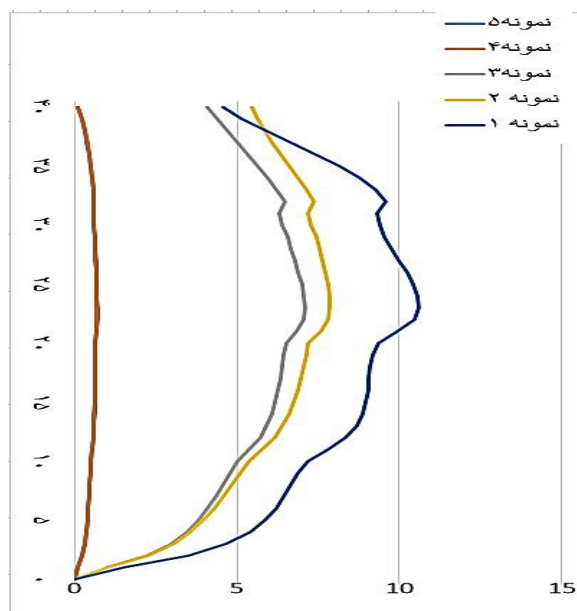
۴-۷-۲- بررسی تأثیر تعداد و هندسه پلان بر جابجایی جانبی

با توجه به نمودارهای ارائه شده، می‌توان به این نتیجه رسید که افزایش تعداد دیوارهای مهاربازی منجر به کاهش جابجایی جانبی تاج سازه (بام) می‌گردد. به عبارت دقیق‌تر، سازه دارای سه کمر بند مهاربازی، کمترین جابجایی بام را داشته و عملکرد بهتری نسبت به سازه دارای دو کمر بند نشان می‌دهد. همچنین، سازه دارای دو کمر بند، عملکرد بهتری نسبت به سازه دارای یک کمر بند دارد و سازه دارای یک کمر بند، جابجایی کمتری نسبت به سازه بدون کمر بند (نرمال)، از خود نشان می‌دهد. این روند نشان‌دهنده تأثیر مستقیم افزایش سختی جانبی ناشی از مهاربازی‌ها در کاهش جابجایی‌های کلی سازه است. شکل ۷۳: نمودار تغییر مکان نسبی جانبی برای پلان شماره ۵ تحت بارگذاری زلزله در جهت ۷.

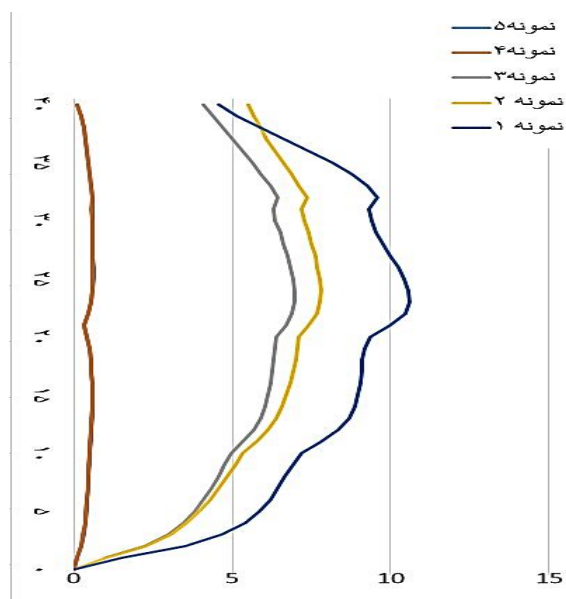


شکل ۷۳: دیاگرام دریافت جانبی طبقات، برای سازه ۴۰ طبقه، بدون مهاربند بازویی

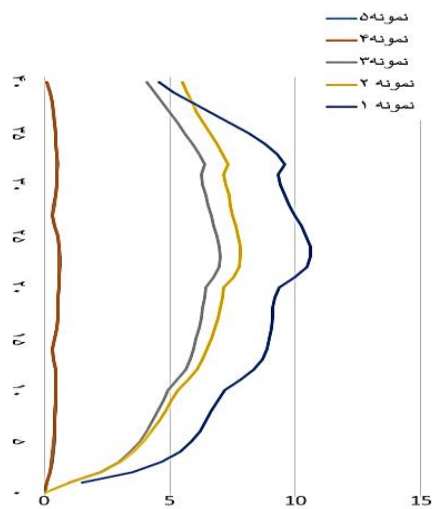
شکل ۷۴: نمودار تغییر مکان نسبی جانبی برای پلان شماره ۵ تحت بارگذاری زلزله در جهت ۷. با توجه به نمودار فوق، می‌توان نتیجه گرفت که در حالت استفاده از یک دیوار مهاربازی، تغییر مکان‌های نسبی طبقات در نمونه‌های ۱، ۲ و ۳ دارای مقادیر نزدیک به یکدیگر هستند و تفاوت معناداری با هم ندارند. با این حال، نمونه‌های ۰ و ۵ که دارای تعداد دهانه‌های بیشتر (و در نتیجه عرض پلان وسیع‌تر) می‌باشند، عملکرد بهتری را در کنترل تغییر مکان‌های نسبی از خود نشان می‌دهند. این موضوع حاکی از آن است که در شرایط خاص، افزایش ابعاد پلان می‌تواند تأثیر مثبتی در بهبود واکنش لرزه‌ای سازه داشته باشد.



شکل ۷۴: دیاگرام دریافت جانبی طبقات برای سازه ۴۰ طبقه، در حالت وجود یک مهاربازویی



شکل ۷۵: دیاگرام دریافت جانبی طبقات برای سازه ۴۰ طبقه، در حالت وجود دو مهاربازویی



شکل ۷۶: دیاگرام دریفت جانبی طبقات برای سازه ۴۰ طبقه، در حالت وجود سه مهاربازویی

همان‌طور که در بخش‌های پیشین مشاهده شد، این پژوهش (به بررسی تأثیر ویژگی‌های هندسی سازه، مانند ابعاد پلان و تعداد دهانه‌ها) بر واکنش لرزه‌ای ساختمان‌های بلندمرتبه مجهز به سیستم دیوارهای مهاربازویی پرداخته است. یافته‌های این تحقیق نشان می‌دهد که با افزایش تعداد دهانه‌ها (و در نتیجه افزایش عرض پلان)، سازه‌های مدلسازی شده دارای پایداری جانبی بیشتری بوده و منجر به کاهش تغییر مکان‌های نسبی طبقات (Story Drift)، می‌شوند. به عبارت دیگر، سازه‌هایی با ابعاد پلان وسیع‌تر در ارتفاع ثابت، مقاومت و پایداری بیشتری در برابر تحریکات لرزه‌ای از خود نشان می‌دهند. از منظر تحلیل احتمالی ریزش، بدون در نظر گرفتن مقادیر مختلف خطر لرزه‌ای، با کاهش پریود طبیعی سازه (ناشی از افزایش سختی، احتمال فروریزش سازه در سطح شدت لرزه‌ای ثابت، کاهش می‌یابد. این موضوع تأیید می‌کند که سختی بخشی از طریق هندسه مناسب پلان، نقش مهمی در افزایش ایمنی سازه دارد. علاوه بر این، با افزایش شکل‌پذیری (Ductility) سازه‌ها، می‌توان به تغییر مکان‌های بزرگتری در سازه در یک سطح زلزله‌ی یکسان دست یافت، به طوری که سازه قادر خواهد بود انرژی بیشتری را بدون از دست دادن مقاومت جانبی جذب و مستهلک نماید. این امر نشان می‌دهد که ترکیب هندسه بهینه پلان و شکل‌پذیری مناسب مصالح، کلید دستیابی به عملکرد لرزه‌ای مطلوب در ساختمان‌های بلندمرتبه است.

۵- نتیجه گیری

امروزه با توجه به کمبود زمین در شهرهای بزرگ و پرجمعیت، ساختمان‌های بلندمرتبه جایگاه ویژه‌ای یافته‌اند. هرچه ارتفاع سازه‌ها بیشتر می‌شود، مسئله انتخاب فرم سازه‌ای مناسب و نحوه مقابله با نیروهای جانبی (باد و زلزله) اهمیت دوچندان می‌یابد. استفاده از کمربندهای خرابایی و دیوارهای مهاربازویی متعدد در ارتفاعات مختلف، می‌تواند سختی جانبی سازه را به طور چشمگیری افزایش دهد. موقعیت مکانی و تعداد دیوارهای مهاربازویی و کمربندهای خرابایی، تأثیر بسزایی بر عملکرد کلی سازه دارد. بنابراین، یکی از چالش‌های اساسی در طراحی این سیستم‌ها، تعیین موقعیت بهینه آن‌ها در ارتفاع است. در این راستا، این پژوهش به دنبال پاسخ به این پرسش بود که: «آیا عرض ساختمان (تعداد دهانه‌ها) بر تعداد و موقعیت بهینه سیستم‌های مهاربازویی تأثیر دارد؟ و هندسه کلی سازه چه تأثیری بر رفتار سازه خواهد داشت؟ یافته‌های کلیدی پژوهش به شرح زیر است:

۱. تأثیر ابعاد پلان: با افزایش تعداد دهانه‌ها (و در نتیجه افزایش عرض پلان)، سازه‌های مدلسازی شده دارای پایداری جانبی بیشتری بوده و منجر به کاهش تغییر مکان‌های نسبی طبقات، (Story Drift) می‌شوند.
۲. پایداری لرزه‌ای: سازه‌هایی با دهانه‌های بیشتر، در ارتفاع ثابت، مقاومت و پایداری بیشتری در برابر تحریکات لرزه‌ای از خود نشان می‌دهند.
۳. کاهش احتمال فروریزش: بدون در نظر گرفتن مقادیر مختلف خطر لرزه‌ای در محاسبه احتمال شکست، با کاهش پریود طبیعی سازه (ناشی از افزایش سختی)، احتمال فروریزش سازه در سطح شدت لرزه‌ای ثابت، کاهش می‌یابد.



۴. نقش شکل‌پذیری: با کاهش شکل‌پذیری سازه‌ها، منحنی‌های دریافت در سطوح پایین‌تری قرار می‌گیرند. این امر نشان می‌دهد که سازه‌های شکل‌پذیرتر می‌توانند تغییر مکان‌های بزرگتری را بدون از دست دادن مقاومت جذب کنند و در یک سطح زلزله‌ی یکسان، عملکرد بهتری در مدیریت انرژی داشته باشند.

۶- مراجع

- ۱- امیری‌راد، مریم؛ (۱۳۹۴)، «بررسی رفتار قاب‌های سه‌بعدی بتن‌آرمه تحت اثر خرابی پیشرونده»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.
- ۲- توکلی‌فرد، حمیدرضا؛ مرادی‌افراپلی، مجید؛ (۱۴۰۰)، «اثیر میزان نامنظمی در پلان بر پتانسیل خرابی پیشرونده ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب خمشی و مهاربندی دوگانه»، هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل
- ۳- حمیدی‌شاد، محمدحسین؛ (۱۳۹۴)، «بررسی غیرخطی آسیب‌پذیری سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه در برابر خرابی پیشرونده»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه علم و فرهنگ، خرداد ماه.
- ۴- دربانیان، رضا؛ (۱۳۹۱)، «ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب خمشی فولادی تحت رکوردهای متوالی حاوی لرزش اصلی و پس‌لرزه»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، استاد راهنما: دکتر سید بهرام بهشتی‌اول، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.
- ۵- طبایی، سیدسعید؛ افشاری، محمد؛ ضیایی‌مهر، بهادر؛ بهار، امید؛ (۱۳۹۵)، «ارزیابی عملکرد سیستم ترکیبی دیاگرید در سازه‌های بلندمرتبه»، دهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، ۱۵ تا ۱۷ اردیبهشت
- 6-ATC-58, (2011). Guidelines for Seismic Performance Assessment of Buildings. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- 7-Anagnos, T.; Rojahn, C.; and Kiremidjian, A.S., (1994). "Building Fragility Relationships for California", Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, pp. 389-396.
- 8-Arizaga, G., (2006). "Earthquake Induced Damage Estimation for Steel Buildings in Puerto Rico", Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Puerto Rico.
- 9- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2003). "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), pp. 491-514.
- 10- Azarbakht, A. and Dolsek, M., (2010). "Progressive Incremental Dynamic Analysis", Journal of Structural Engineering, (ASCE), 137(3), pp. 445-455.
- 11- Baile, V. and Bage, A.A., (2017). "Comparative Study of Diagrid, Simple Frame and Various Bracing Systems", International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, 6(6), pp. 11967-11975.
- 12-Barbosa, A.R. and Ramadhan, G., (2014). "Seismic Performance of a Tall Diagrid Steel Building with Tuned Mass Dampers", International Journal of Innovations in Materials Science and Engineering, 1(2), pp. 244-252.
- 13-Fawzia, S. and Fatima, T., (2010). "Deflection Control in Composite Building by Using Belt Truss and Outriggers System", Proceedings of the 2010 World Academy of Science, Engineering and Technology Conference.
- 14- Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. Report No. FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- 15-Gerasimidis, S.; Efthymiou, E.; and Baniotopoulos, C., (2009). "Optimum Outrigger Locations of High-Rise Steel Buildings for Wind Loading", EACWE 5, Florence, Italy.
- 16- Ghobarah, A., (2004). "Response of Structures to Near-Fault Ground Motions", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August.



- 17-Haghollahi, A.; Besharat, F.; Ferdous, M.; and Kasiri, M., (2012). "Optimization of Outrigger Locations in Steel Tall Buildings Subjected to Earthquake Loads", The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
- 18-Huo, J.R. and Hwang, H., (1996). "Fragility of Memphis
- 19- Jahanshahi, M.R. and Rahgozar, R., (2013). "Optimum Location of Outrigger-Belt Truss in Tall Buildings Based on Maximization of the Belt Truss Strain Energy", International Journal of Engineering, 26(7), pp. 693-700.
- 20-Jalayer, F., (2003). "Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementation Non-Linear Dynamic Assessments", Blume Center Technical Reports.
- 21-Jani, K. and Patel, P.V., (2013). "Analysis and Design of Diagrid Structural System for High Rise Steel Buildings", Procedia Engineering, 51, pp. 92-100.
- 22- Kia Darbandsari, S. and Firoozi Nezamabadi, M., (2017). "A Comparative Study on Seismic Performance of Hexagrid, Diagrid and Tubular Structural Systems", Journal of Structural Engineering and Geotechnics, 7(1), pp. 55-65.
- 23- Kim, J.; Jun, Y.; and Lee, Y.H., (2011). "Seismic Performance Evaluation of Diagrid System Buildings", 2nd Specialty Conference on Disaster Mitigation, Manitoba, June.
- 24-Kiran Nanduri, R.; Suresh, B.; and Hussain, I.H.M.D., (2013). "Optimum Position of Outrigger System for High-Rise Reinforced Concrete Buildings Under Wind and Earthquake Loadings", American Journal of Engineering Research (AJER), 2(8), pp. 76-89.
- 25-McNabb, J.W. and Bess, M.B., (1975). "Drift Reduction Factors for Belted High Rise Structures", Engineering Journal - American Institute of Steel Construction.
- 26-Moradi, M. and Abdolmohammadi, M., (2020). "Seismic Fragility Evaluation of a Diagrid Structure Based on Energy Method", Journal of Constructional Steel Research, 174, 106311.
- 27-Murao, O. and Yamazaki, F., (2000). "Development of Fragility Curves for Buildings in Japan", Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes, pp. 226-230.
- 28-Noel Francis; Vasugi, K.; and Mathew Paul, (2019). "Structural Behavior of High Rise Building using Different Hexagrid Sizes for Earthquake Loading", International Journal of Recent Technology and Engineering (IJRTE), 8(1), pp. 1199-1203.
- 29-Raj Kiran Nanduri, P.M.B.; Suresh, B.; and Hussain, M.I., (2013). "Optimum Position of Outrigger System for High-Rise Reinforced Concrete Buildings Under Wind And Earthquake Loadings", American Journal of Engineering Research (AJER), 2(8), pp. 76-89.
- 30-Reihorn, M.; Barron, C.; and Ayala, A., (2001). "Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures", Structural Safety and Reliability, Balkema Publishers.
- 31-Rutenberg, A. and Tal, D., (1987). "Lateral Load Response of Belted Tall Building Structures", Engineering Structures, 9(1), pp. 53-67.
- 32-Smith, B.S. and Salim, I., (1983). "Formulate for Optimum Drift Resistance of Outrigger Braced Tall Building Structures", Computers & Structures, 17(1), pp. 45-50.
- 33-Smyth, A., (2004). "Probabilistic Benefit-Cost Analysis for Earthquake Damage Mitigation: Evaluating Measures for Apartment Houses in Turkey", Earthquake Spectra, 20(1), pp. 171-203.
- 34- Smyth, A.W.; Altay, G.; Deodatis, G.; Erdik, M.; Franco, G.; Güllkan, P.; Kunreuther, H.; Luş, H.; Mete, E.; Seeber, N.; and Yüzügüllü, Ö., (2004). "Probabilistic Benefit-Cost Analysis for Earthquake Damage Mitigation: Evaluating Measures for Apartment Houses in Turkey", Earthquake Spectra, 20(1), pp. 171-203.