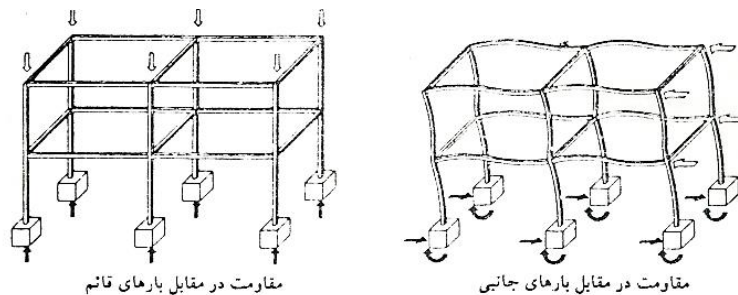


فصل اول

۱-۱- مقدمه:

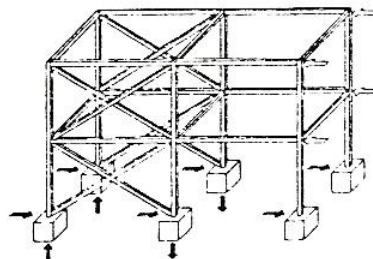
سختی و شکل پذیری دو موضوع اساسی در طراحی ساختمانها در برابر زلزله اند. ایجاد سختی و مقاومت به منظور کنترل تغییر مکان جانبی و ایجاد شکل پذیری برای افزایش قابلیت جذب انرژی و تحمل تغییر شکلهای خمیری اهمیت دارند. در طراحی ساختمانهای فولادی مقاوم در برابر زلزله، استفاده از سیستمهای قابهای مقاوم خمشی **MRF**، قابهای با مهاربند همگرا **CBF** و قابهای با مهاربند واگرا **EBF** رایج است.

قابهای مقاوم خمشی **MRF**، شامل ستونها و تیرهایی است که توسط اتصالات خمشی به یکدیگر متصل شده اند. سختی جانبی این قابها به سختی خمشی ستونها، تیرها و اتصالات در صفحه خمش بستگی دارد. در طراحی این قابها فلسفه تیر ضعیف و ستون قوی حاکم است. این امر ایجاب می کند که تیرها زودتر از ستونها تسلیم شوند و با شکل پذیری مناسب خود، انرژی زلزله را جذب و مستهلک کنند و اتصالات در بارهای حدی با شکل پذیری غیرارتجاعی مناسب خود، قابلیت تحمل تغییر شکلهای خمیری را بالا ببرند. این قابها دارای شکل پذیری مناسب ولی سختی جانبی کمتری هستند (شکل ۱-۱).



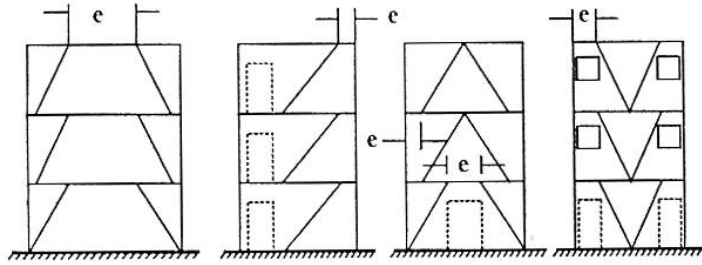
شکل ۱-۱- قابهای مقاوم خمشی [۱]

قابها با مهاربند همگرا **CBF**، در برابر زلزله از نظر سختی، مقاومت و کنترل تغییر مکانهای جانبی در محدوده خطی دارای رفتار بسیار مناسبی اند، ولی در محدوده غیرارتجاعی به علت سختی جانبی مهاربندها، قابلیت جذب انرژی کمتری دارند و در نتیجه دارای شکل پذیری کمتری اند. قابهای با مهاربند همگرا شکلهای مختلفی دارند که در آئین نامه ۲۸۰۰ ایران برخی از آنها معرفی شده است. در این قابها برش وارده در ابتدا توسط اعضای قطری جذب شده و سپس مستقیماً به نیروی فشاری و کششی تبدیل شده و به سیستم قائم انتقال می یابند (شکل ۱-۲).



شکل ۱-۲- قاب با مهاربند هم محور [۱]

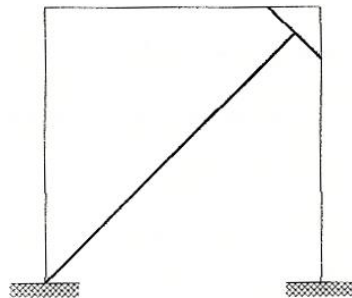
در قابهای با مهاربند واگرا **EBF**، عضو قطری بصورت برون محور به تیر کف متصل می‌گردد. در محل اتصال تیر و ستون و مهاربند مقداری خروج از مرکزیت ایجاد می‌شود به نحوی که تیر رابط توانایی تحمل تغییر شکلهای بزرگ را داشته باشد و همانند فیوز شکل پذیر عمل کنند (شکل ۳-۱).



شکل ۳-۱ - نمونه‌هایی از قابهای خارج از مرکز [۲]

لذا یکی از اهداف اصلی در طراحی این قابها در برابر زلزله، جلوگیری از کماتش مهار بندها از طریق بوجود آمدن مفاصل پلاستیک برشی و خمشی در تیرهای رابط می‌باشد. قابهای با مهاربند واگرا از قابلیت هر دوی قابهای مقاوم خمشی و قابهای با مهاربند همگرا بهره گرفته‌اند و بنابراین سختی و شکل پذیری مناسب را به صورت توأم تامین می‌کنند. تعیین صحیح طول تیرهای رابط و طراحی مناسب آنها بسیار حائز اهمیت‌اند. اگرچه قابهای **EBF** دارای رفتار بسیار مناسبتری‌اند، ولی با تسلیم تیر رابط در اثر بارهای زلزله، خسارات جدی به کف وارد خواهد شد و چون این عضو به عنوان یک عضو اصلی سازه‌ای محسوب می‌شود، ترمیم سازه نیز مشکل خواهد بود. این موضوع و گسترش مفاصل پلاستیک به تیرها و سپس به ستونها در قابهای **EBF**، تمایل به یافتن سیستمهای جدید مقاوم در برابر زلزله با رفتار مناسبتر از لحاظ شکل پذیری و سختی جانبی را افزایش می‌دهد. در این راستا تلاشهای صورت گرفته، منجر به پیشنهاد سیستمی به نام مهاربند زانویی **KBF** شده است [3] (شکل ۴-۱).

در این سیستم وظیفه تامین سختی جانبی به عهده مهاربند قطری بوده که حداقل یک انتهای آن به جای اتصال به محل تلاقی تیر و ستون، به میان یک عضو زانویی متصل است و دو انتهای این عضو زانویی به تیر و ستون اتصال دارد.



شکل ۴-۱ - قاب با مهاربند زانویی

در واقع با وارد آمدن نیروی مهاربند به این عضو، سه مفصل پلاستیک در دو انتها و محل اتصال آن به مهاربند تشکیل می‌گردد و باعث جذب و استهلاک انرژی زلزله خواهد شد. از آنجا که در این سیستم پیشنهادی، مهاربندهای قطری برای

عدم کماتش طراحی نمی گردند، رفتار آن تحت بار رفت و برگشتی، بسیار شبیه رفتار سیستم مهاربند ضربدری یا همگرا بوده و منحنی رفتار هیستریزس آن به صورت ناپایدار و نامنظم بوده و سطح خالص زیر منحنی، کاهش می یابد. بنابراین قادر به جذب انرژی زیادی نیست.

به همین دلیل در تکمیل این سیستم پیشنهاد گردید [4] تا همانند مهاربند واگرا EBF، عضو مهاربندی برای عدم کماتش و تسلیم، طراحی گردد. در این صورت می توان تنها از یک عضو مهاربندی استفاده کرد.

هدف نهایی در طرح و کاربرد این سیستم این است که در پایان زلزله وارده، تنها عضو زانویی دچار تسلیم و خرابی شده باشد و قاب و مهاربند آن همچنان ارتجاعی مانده و دچار کماتش یا تسلیم نگردیده باشد تا بتوان تنها با تعویض عضو زانویی، مجدداً سیستم را مورد استفاده قرار داد.

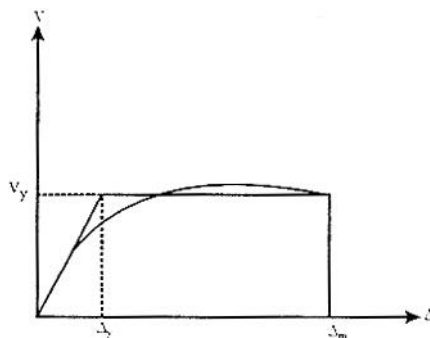
در ادامه برخی از مفاهیم لرزه ای و همچنین سیستمهای مختلف مهاربندی جانبی سازه ها با بیان ویژگیهای آنها به طور مختصر بیان خواهد شد. سپس به بررسی بیشتر سیستم مهاربندی جانبی زانویی خواهیم پرداخت و بهترین نمودار برای ابعاد هندسی این سیستم که سختی و شکل پذیری توام را نتیجه دهد، معرفی خواهیم نمود.

۲-۱- شکل پذیری سازه ها:

بطور معمول می توان منحنی برش پایه - تغییر مکان سازه ها را با یک نمودار دو خطی ایده آل ارتجاعی - خمیری جایگزین نمود. این نوع ساده سازی در سازه های معمول تقریب قابل قبولی دارد. در یک سیستم یک درجه آزادی نسبت تغییر مکان جانبی حداکثر (Δ_m) به تغییر مکان جانبی تسلیم (Δ_y) ضریب شکل پذیری نامیده می شود و بصورت زیر بیان می گردد [۲].

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (1-1)$$

پارامترهای فوق در شکل ۱-۲ مشخص گردیده است.



شکل ۱-۵- منحنی ایده آل و واقعی نیرو - تغییر مکان یک سیستم [۲]

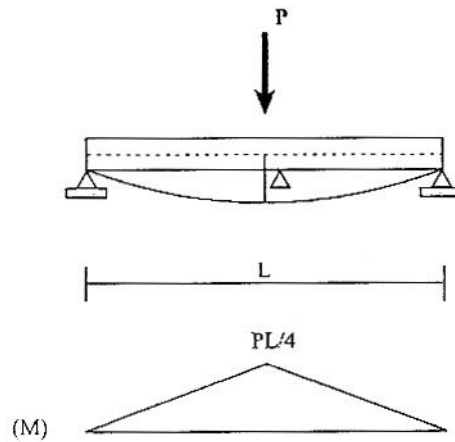
در واقع ضریب شکل پذیری (μ) بیانگر میزان ورود سازه در ناحیه خمیری است. در سازه های چنددرجه آزادی تعریف ضریب شکل پذیری قدری مشکل تر است، چون در این نوع سازه ها برای هر درجه آزادی می توان ضریب شکل پذیری جداگانه ای تعریف نمود. پوپوف (popov) شکل پذیری یک قاب را بصورت نسبت تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم در بالاترین نقطه سازه پیشنهاد کرده است. بطور خلاصه می توان گفت هر چه تغییر مکان یک سازه بعد از تسلیم و قبل

از انهدام بیشتر باشد شکل پذیری آن بیشتر است. جهت کاهش نیروهای جانبی وارده به سازه و ایجاد طرحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه خمیری باید این مشخصه را تا مقدار مورد نیاز افزایش داد. با توجه به این موضوع که حرکات زلزله بصورت رفت و برگشتی بوده و سازه می تواند در هر سیکل مقداری از انرژی زلزله را بصورت هیستریزس مستهلک نماید.

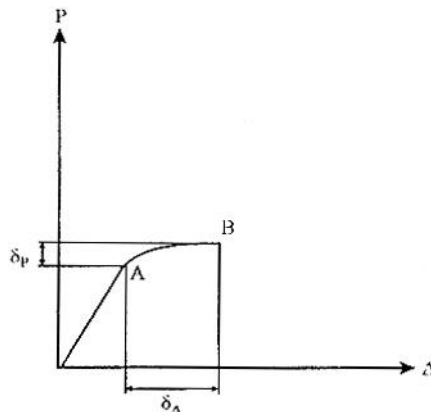
۳-۱- مفصل ولنگر خمیری :

مفصل خمیری در یک قطعه به حالتی گفته می شود که در آن (یا مقطعی از آن) با افزایش بسیار اندک نیرو، تغییر شکل قابل توجهی ایجاد شود. به عنوان مثال اگر یک تیر ساده (شکل ۶-۱) تحت اثر بار افزایشی قرار گیرد، منحنی نیرو - تغییر مکان آن مشابه شکل ۷-۱ خواهد بود [۲].

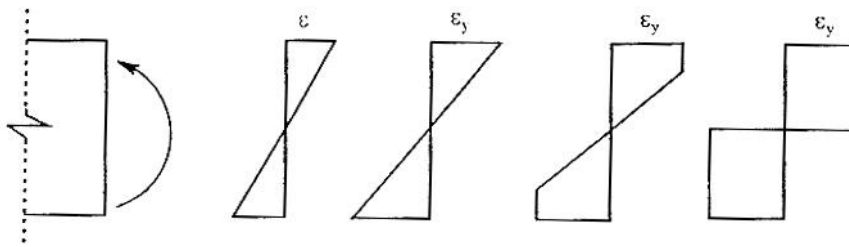
همانگونه که در شکل ۷-۱ دیده می شود در ناحیه **AB**، تغییر مکان تیر افزایش قابل توجهی می یابد در حالیکه بار وارده آنچنان افزایش نیافته است. این بدان مفهوم است که با افزایش بارهای خارجی، لنگر خمشی در مقطع مورد نظر زیاد شده و به تدریج تارهای انتهایی مقطع وارد مرحله تسلیم می شوند. با افزایش بار تمامی تارهای مقطع تسلیم شده و به این ترتیب مقطع خمیری کامل و مفصل خمیری تشکیل می گردد. لنگر ایجاد شده در این مقطع که تا زمان انهدام تقریباً ثابت باقی می ماند لنگر خمیری M_p نامیده می شود. (شکل ۸-۱).



شکل ۶-۱- تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایشی [۲]



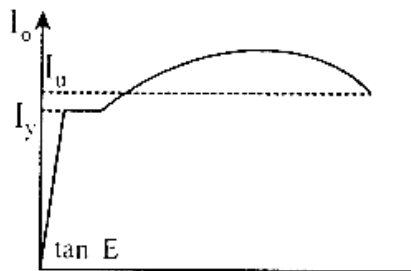
شکل ۷-۱- منحنی نیرو - جابجایی وسط دهانه تیر [۲]



شکل ۸-۱- نمودار تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش [۲]

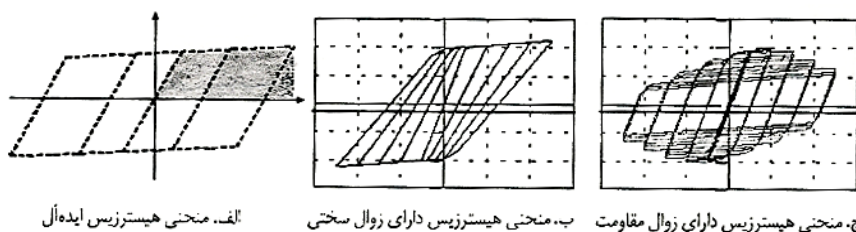
۴-۱- منحنی هیستریزیس و رفتار چرخه‌ای سازه‌ها:

یکی از خصوصیات مصالح معمول ساختمانی داشتن ناحیه غیرخطی بعد از گذر از مرحله خطی است، مصالح بعد از تسلیم (ورود به ناحیه غیرخطی) توانایی تحمل نیروی خود را بطور کامل از دست نداده و می‌توانند مقداری نیرو تحمل نمایند. این موضوع در رفتار فولاد بعنوان شاخص ترین مصالح ساختمانی به خوبی قابل مشاهده است (شکل ۹-۱).



شکل ۹-۱- منحنی واقعی تنش - کرنش فولاد [۲]

به منظور جلوگیری از طراحی مقاطع غیراقتصادی لازم است که با شناخت کافی از رفتار خمیری مصالح از این توانایی آنها در طراحی استفاده گردد. در انتهای ناحیه غیرخطی نمودار تنش - کرنش، مصالح به حد گسیختگی می‌رسد که به این حد، حد نهایی یا نقطه انهدام مصالح گویند. اگر یک میله را تحت کشش محوری رفت و برگشتی قرار دهیم، منحنی مطلوب ارتجاعی خمیری نیرو - تغییر مکان آن بصورت شکل (۱۰-۱) است. کل انرژی انتقالی به میله سطح دوزنقه است که سطح مثلث بیانگر انرژی است که در اثر باربرداری برگشت داده شده و سطح متوازی الاضلاع باقیمانده بیانگر انرژی جذب شده توسط عضو می‌باشد. هر چه سطح متوازی الاضلاع بزرگتر باشد نشانگر جذب انرژی بیشتر توسط سیستم است (شکل ۱۰-۱) [۲].



الف. منحنی هیستریزیس ایده‌آل

ب. منحنی هیستریزیس دارای زوال سختی

ج. منحنی هیستریزیس دارای زوال مقاومت

شکل ۱۰-۱ منحنی هیستریزیس ایده‌آل و دو منحنی دارای زوال [۲]

در صورت تکرار این منحنی برای چند سیکل می توان اطلاعات مختلفی از منحنی حاصل برداشت کرد که عبارتند از:

۱- میزان جذب انرژی سیستم (با توجه به سطح محدود به منحنی ها)

۲- سختی سازه در هر دوره از بارگذاری (در صورتیکه سختی سازه در دوره های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال سختی می باشد).

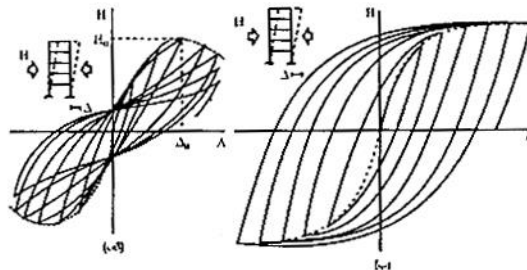
۳- مقدار مقاومت سازه در هر دوره بارگذاری (در صورتیکه نقطه انتهایی متناظر با مقاومت سازه در دوره های بارگذاری متوالی کاهش یابد، سیستم دارای زوال مقاومت می باشد).

۴- شکل پذیری سیستم در مدت عملکرد زلزله

۵- تعداد حداکثر دوره های رفت و برگشت

لذا ملاحظه می گردد که دیاگرام هیستریزس جهت بررسی و شناخت رفتار لرزه ای سازه ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است و در مدلسازی تحلیلی و یا آزمایشگاهی، این منحنی به عنوان معیاری برای سنجش رفتار دستگاه به کار می رود. از اتصال نقاط اوج منحنی ها در یک مجموعه منحنی بارگذاری و باربرداری، منحنی پوش هیستریزس (منحنی اسکلتون) بدست می آید (شکل ۱-۱۱).

بطور معمول اگر بارگذاری بصورت افزایشی و یک طرفه انجام شود، منحنی برش پایه - تغییر مکان حاصل با تقریب مناسبی منطبق بر منحنی اسکلتون خواهد بود [۲].

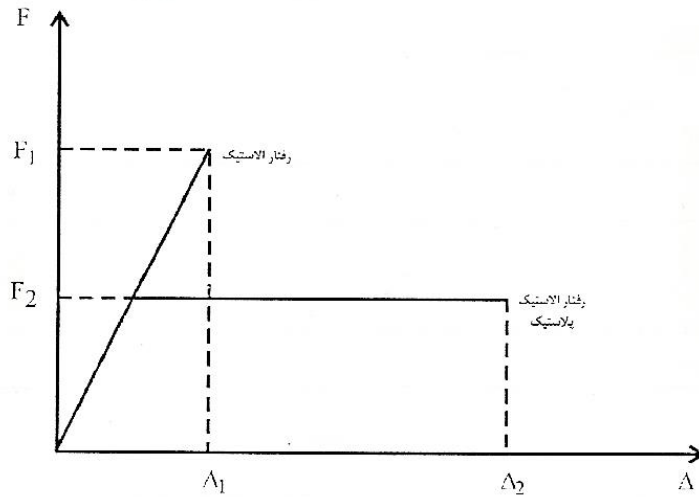


شکل ۱-۱۱- رفتار سازه ها تحت بار دوره ای. الف- رفتار نامناسب، ب- رفتار مناسب [۲]

۱-۵- مقایسه رفتار خطی و غیرخطی در سیستمهای سازه ای:

شکل ۱-۱۲ دو نوع رفتار سازه ای را نشان می دهد. از مقایسه دو نوع رفتار خطی و غیرخطی این نتیجه بدست می آید که اگر یک سیستم با رفتار خطی بخواهد انرژی زلزله را جذب کند باید دارای ظرفیت باربری به اندازه F_1 باشد، در این صورت سازه تغییر مکان ماکزیمی برابر Δ_1 را تجربه خواهد کرد.

در سیستم غیرخطی با حد جاری شدن F_2 ، سیستم سازه ای باید برای نیروی F_2 طراحی گردد ولی تغییر مکان Δ_2 را تجربه خواهد کرد [۲].



شکل ۱-۱۲- مقایسه رفتار خطی و غیرخطی ایده آل سیستم‌های مقاوم ساختمانی [۲]

همانطور که در شکل ملاحظه می‌گردد، F_2 کوچکتر از F_1 می‌باشد ولی Δ_2 بزرگتر از Δ_1 است. در سیستم با رفتار خطی همه تغییرشکل‌های ارتجاعی هستند، ولی در سیستم غیرخطی، قسمی از تغییرشکل‌ها ارتجاعی و بخش دیگر غیرارتجاعی هستند. طراحی سازه برای نیروی کمتر F_2 منجر به اقتصادی شدن مقاطع می‌گردد. هم اکنون روش توصیه شده در همه آئین‌نامه‌ها بر این مبنا استوار است که سازه براساس نیروهای کمتر (کاهش یافته) طراحی گردد و با ارائه روشها و جزئیات خاص امکان پذیرش تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگتر (Δ_2) در سازه ایجاد شود. لذا طراحی شکل پذیر سازه‌ها را می‌توان به این ترتیب خلاصه کرد که در این روش، طراحی سازه بر مبنای نیروهای کمتری انجام می‌گردد ولی باید با تدابیر ویژه امکان پذیرش تغییر مکانهای زیاد در اعضاء را ایجاد کرد.

۱-۶- ضریب شکل پذیری:

ضریب شکل پذیری که اغلب به اختصار شکل پذیری نامیده می‌شود از ابتدایی ترین و ساده ترین پارامترهای مطرح در خصوص طراحی لرزه‌ای سازه‌هاست. در یک سازه با رفتار ارتجاعی میزان تغییرشکل و نیرو به طور مستقیم از طریق سختی سازه به هم وابسته‌اند. در حالیکه در حالت غیرارتجاعی این تغییرشکل و نیرو به طور مستقیم به هم مربوط نمی‌شوند. این امر به علت تغییرات سختی سازه در ناحیه غیرارتجاعی می‌باشد.

شکل پذیری به عبارت ساده قابلیت از یک سازه و یا یک جزء سازه‌ای است که مطابق آن سیستم می‌تواند تغییرشکل‌های غیرارتجاعی از خود نشان دهد، بدون اینکه این تغییرشکل‌ها منجر به انهدام سازه و یا جزء سازه‌ای گردد. معمولاً شکل پذیری برای سیستم یک درجه آزادی بصورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (۲-۱)$$

که در رابطه فوق δ_m حداکثر تغییر شکل قبل از گسیختگی و δ_y تغییر شکل نظیر نقطه تسلیم است. δ_m را می‌توان مجموع δ_p و δ_y (تغییر شکل پلاستیک) دانست [۲].

$$\mu = \frac{\delta_p + \delta_y}{\delta_y} \quad (۳-۱)$$

البته در اکثر مواقع به دلیل کوچکی δ_y نسبت به δ_p می توان رابطه فوق را بصورت ساده زیر نوشت:

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_y} \quad (۴-۱)$$

نسبت به نوع مسئله ممکن است برای تعریف شکل پذیری به جای تغییر مکان انتهای عضو از دوران و یا انحاء استفاده کرد.

۱-۷- ضریب کاهش نیروی زلزله در اثر شکل پذیری سازه:

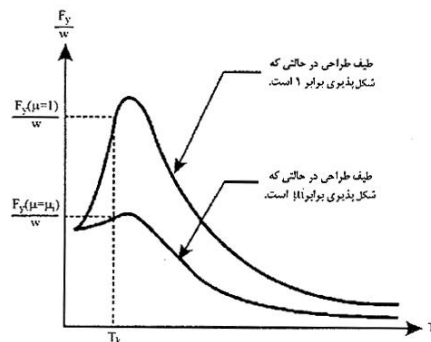
در طرح سازه های مقاوم در برابر زلزله سعی می شود تا شرایطی فراهم گردد که یک سازه بتواند تغییرشکل های غیرارتجاعی زیادتری از خود نشان دهد. این موضوع بیشتر به لحاظ اقتصادی حائز اهمیت است. اساساً وقتی سازه بصورت ارتجاعی و خطی در برابر زلزله از خود واکنش نشان می دهد، حداکثر نیروی بیشتری متحمل می شود، در نتیجه مقاومت مورد نیاز سازه جهت پایداری، نسبت به حالتی که وارد مرحله غیرارتجاعی می شود زیادتر خواهد بود. چنین حالتی باعث پرداخت هزینه های بیشتری برای طراحی ایمن سازه خواهد شد. با توجه به این موضوع و در نظر داشتن اصل ساده سازی طراحی، آئین نامه های طراحی در برابر زلزله با بهره گیری از ظرفیت استهلاک انرژی در اثر رفتار غیرخطی، نیروی زلزله موثر و در نتیجه مقاومت مورد نیاز سازه را کاهش می دهند.

مطابق تعریف ضریب کاهش مقاومت (کاهش در مقاومت مورد نیاز به علت رفتار چرخه ای سازه) بصورت نسبت مقاومت مورد نیاز حالت ارتجاعی به مقاومت مورد نیاز حالت غیرارتجاعی تعریف می شود (شکل ۱-۱۳).

$$R_{\mu} = \frac{f_y(\mu=1)}{f_{\mu}(\mu=\mu_i)} \quad (۵-۱)$$

که در رابطه فوق $f_y(\mu=1)$ حداقل مقاومت حد تسلیم مورد نیاز برای جلوگیری از تسلیم شدن یک سازه تحت یک زلزله معین است، در حالیکه $f_{\mu}(\mu=\mu_i)$ مقاومت حد تسلیم مورد نیاز در حالتی است که در آن شکل پذیری سازه برابر μ_i باشد. با این تعریف، ضریب رفتار، ضریب اصلاح طیف بازتاب مقاومت در حالت غیرارتجاعی است. بدین ترتیب به سادگی با تقسیم $f_y(\mu=1)$ به ضریب رفتار طیف بازتاب نظیر شکل پذیری μ_i به دست می آید [۲].

ضریب کاهش R_{μ} به عوامل متعددی همچون نوع سیستم سازه ای، کیفیت اتصالات، تعداد طبقات و ... بستگی دارد. نوع یک سیستم بیشترین تاثیر را در مقدار ضریب فوق دارد و عوامل دیگر همچون تعداد طبقات ساختمان مانند نوع سیستم تاثیر گذار نیستند.



شکل ۱-۱۳- طیف بازتاب ارتجاعی و غیرارتجاعی با شکل پذیری ثابت [۲]

۸-۱- ضریب اضافه مقاومت:

علاوه بر ضریب کاهش که در فوق مطرح شد، یک ضریب کاهش اضافی دیگر در مقاومت متصور است و در آئین نامه‌ها و تحقیقات به رسمیت شناخته شده است. این ضریب کاهش که معمولاً به نام R_s شناخته می‌شود و به منظور در نظر گرفتن این واقعیت است که مقاومت جانبی واقعی یک سازه معمولاً بیشتر از مقاومت جانبی طراحی آن سازه است. تاثیر این ضریب کاهش در اغلب مواقع کمتر از R_{μ} (ضریب کاهش مقاومت ناشی از شکل پذیری) است. این ضریب به عواملی نظیر امکان باز پخش مجدد نیروهای داخلی اعضاء به دلیل درجات نامعینی موجود، مقاومت‌های بالاتر از حد مشخص شده مصالح مصرفی، سخت شدگی کرنشی، ضوابط حداقل آیین‌نامه‌ای جهت رعایت ابعاد و جزئیات قطعات، اثرات مجموعه بارگذاری‌های مختلف، اثرات اجزاء غیر سازه‌ای و . . . بستگی دارد [۲].

اهمیت اضافه مقاومت در جلوگیری از خراب شدن برخی سازه‌ها در هنگام وقوع زلزله‌های شدید سالهاست که توسط محققین شناخته شده است. برای مثال در زلزله ۱۹۸۵ مکزیک وجود اضافه مقاومت عامل بسیار موثری در جلوگیری از خرابی برخی ساختمانها بوده است.

اهمیت ضریب اضافه مقاومت در ساختمانهای کوتاه مرتبه بیشتر است.

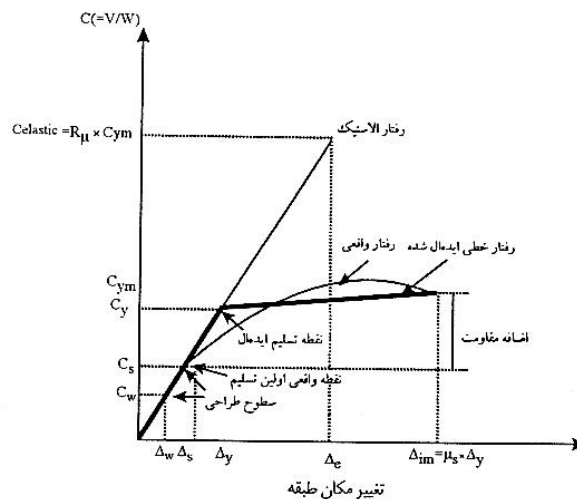
۹-۱- ضریب رفتار ساختمان:

تخمین بار موثر ناشی از زلزله بر ساختمانها در اغلب آئین‌نامه‌ها مانند **UBC**، **NEHRP**، **NBCC** و آئین‌نامه زلزله ایران، بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی خطی قرار دارد. این نیروها به علت آنکه سازه‌ها دارای رفتار غیرخطی هستند، با استفاده از ضریب کاهش مقاومت طراحی سازه یا ضریب رفتار (**R**) کاهش یافته‌اند و بدین وسیله تصحیح می‌شوند. در حقیقت منشاء این ضریب دو ضریب معرفی شده در فوق یعنی ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری، R_{μ} و ضریب کاهش ناشی از مقاومت، R_s ، می‌باشد [۲].

طبق تعریف ضریب رفتار با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$R = \frac{C_{elastic}}{C_{design}} \quad (9-1)$$

در رابطه فوق $C_{elastic}$ مقاومت الاستیک مورد نیاز زلزله C_{design} مقاومت طراحی سازه است (شکل ۱-۱۴).



شکل ۱-۱۴- تعریف پارامترهای غیرخطی [۲]

با توجه به اینکه روشهای طراحی در دو سطح:

الف) بار نهایی در بتن (آیین نامه بتن ایران و آیین نامه ACI) یا ضرایب بار و مقاومت نهایی در فولاد (AISC-LRFD).

ب) روش تنش مجاز (آیین نامه فولاد ایران و آیین نامه ASD-AISC) متداول است، بنابراین C_{design} می تواند به ترتیب یکی از دو مقدار C_s و یا C_w را به خود اختصاص دهد. لذا رابطه ۱-۶ را می توان به صورتهای زیر نوشت.

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} \quad (۷-۱)$$

$$R_w = \frac{C_e}{C_w} \quad (۸-۱)$$

در این رابطه R_u ضریب رفتار بر مبنای تنشهای حد نهایی و R_w ضریب رفتار بر مبنای تنشهای مجاز هستند. بین دو سطح طراحی ذکر شده رابطه زیر را می توان در نظر گرفت [۲].

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} \quad (۹-۱)$$

در رابطه فوق، Y ، ضریبی است که براساس نحوه برخورد آیین نامه های طراحی با تنش های طراحی (تنش تسلیم و تنش مجاز) تعیین می شود و مقدار این ضریب معمولاً در حدود ۱/۴ الی ۱/۷ می باشد. در آیین نامه UBC97 مقدار این ضریب ۱/۴ ارائه شده است.

مثلاً این ضریب براساس آیین نامه AISC-ASD به طریق زیر تخمین زده می شود:

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6F_y \times \frac{4}{3})} \quad (۱۰-۱)$$

در رابطه فوق Z و S به ترتیب اساس مقطعهای خمیری و ارتجاعی مقطع هستند و ضریب $\frac{4}{3}$ به دلیل افزایش تنش مجاز در طراحی در برابر نیروهای زلزله می باشد. نسبت $\frac{Z}{S}$ که به آن ضریب شکل نیز گفته می شود برای قطعات بال پهن در حدود ۱/۱۵ است.

$$Y = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (۱۱-۱)$$

لذا ضریب رفتارهای حد نهایی و حد تنش مجاز به صورت زیر ارتباط دارند [۲].

$$R_w \cong 1.4R_u \quad (۱۲-۱)$$

برای مشخص شدن نقش شکل پذیری و اضافه مقاومت در شکل پذیری، ضریب رفتار بصورت زیر نوشته می شود.

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} = \frac{C_e}{C_{ym}} \times \frac{C_{ym}}{C_s} = R_u \times R_s \quad (۱۳-۱)$$

بنابراین با داشتن ضرائب R_{μ} (ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری) و R_s (ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت) می‌توان ضریب رفتار یک سیستم سازه‌ای را محاسبه کرد [۲]. پارامترهای بکار رفته در روابط فوق در شکل ۱-۱۴ نشان داده شده‌اند.

۱-۱۰- ضریب تبدیل جابه‌جایی خطی به غیرخطی:

در طراحی لرزه‌ای، جابه‌جایی جانبی غیرخطی (واقعی) یک سازه ناشی از زلزله‌های شدید را می‌توان با اعمال ضریبی به نام ضریب افزایش تغییرمکان، C_d ، به جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل خطی سازه تحت اثر بارهای جانبی آیین‌نامه‌ای، تخمین زد.

تخمین جابه‌جایی واقعی سازه (پاسخ غیرخطی) از روی جابه‌جایی حاصل از تحلیل خطی که به آسانی محاسبه می‌شود، می‌تواند در تعیین حداقل فاصله مجاز بین دو ساختمان مجاور، تعیین محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقات به منظور کنترل کرنش در مصالح و اجزاء غیرسازه‌ای و تاسیساتی و... کاربرد داشته باشد. البته ضریب افزایش تغییرمکان غیرخطی نیز همانند دیگر پارامترهای لرزه‌ای یک سازه مثل ضریب رفتار، به مشخصات زلزله اعمال شده، پیروی اصلی ارتعاش سیستم، تعداد درجات آزادی سیستم و... بستگی دارد [۲].

۱-۱۱- سختی:

برای محدود کردن تغییرمکان نسبی طبقات در حد بهره‌برداری در برابر زلزله‌های خفیف، به منظور جلوگیری از تغییرمکان زیاد طبقات در برابر زلزله‌های متوسط و شدید، به منظور کاهش اثرات $P-\Delta$ و کنترل تنش‌ها و کرنش‌های ایجاد شده در سازه، سختی باید تا حد مورد نیاز افزایش یابد.

۱-۱۲- مقاومت:

جهت کنترل تنش‌های ایجاد شده در سازه در اثر زلزله بطوریکه این تنش‌ها از حد مقاومت نهایی یا مجاز مقاطع تشکیل‌دهنده سازه بالاتر نرود تا ایمنی کلی سازه به خطر نیفتد.

۱-۱۳- جمع بندی پارامترهای کنترل کننده:

می‌دانیم رفتار هر سیستم سازه‌ای در هنگام زلزله تا حد زیادی توسط ظرفیت استهلاک انرژی آن (از طریق رفتار شکل‌پذیر) تعیین می‌شود. این رفتار شکل‌پذیر می‌تواند توسط شکست‌های موضعی ناگهانی و ناپایداری‌های دینامیکی تحت تاثیر قرار گیرد.

با توجه به امکانات و روشهای طراحی موجود معیارهای طراحی عموماً مبتنی بر روشهای استاتیکی و یا دینامیکی خطی هستند. پارامترهای کنترل کننده به جای شکل‌پذیری مورد نیاز، نیروهای اعضاء و تغییرمکانهای جانبی هستند. لذا می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که برای یک سازه مقاوم در برابر زلزله باید سه عامل مقاومت، سختی و شکل‌پذیری در معادله عمومی طراحی (ظرفیت < نیاز) صدق کند.

تامین نشدن هر یک از سه عامل فوق باعث ایمن نبودن سازه در برابر زلزله خواهد شد.

فصل دوم

۱-۱-۲- قاب فضایی خمشی:

Moment Resisting Frame (MFR)

سیستم قاب خمشی به لحاظ رفتاری که در برابر بارهای جانبی از خود نشان می‌دهد در اغلب سازه‌های فولادی به کار برده می‌شود. مهمترین خاصیت این سیستم نحوه اتصال اعضای آن می‌باشد که به نحو موثری در رفتار سازه‌ای و پایداری سیستم دخیل است.

از مهمترین مزایای این سیستم می‌توان به عدم تداخل در ملاحظات معماری از قبیل تعبیه بازو اشاره کرد. در این نوع سیستم تمام دهانه‌ها برای تعبیه بازو (در و پنجره) آزاد هستند. از لحاظ رفتاری نیز این سیستم نسبتاً شکل‌پذیر می‌باشد و قابلیت بالایی در استهلاک انرژی از خود نشان می‌دهد. سختی این سیستم نسبتاً کم است و در برابر بارهای جانبی دچار ضعف سختی می‌باشد. به همین علت برای تقویت این سیستم نیاز است که از مقاطع بزرگ استفاده شود که این امر باعث افزایش وزن سازه و غیراقتصادی شدن طرح خواهد شد.

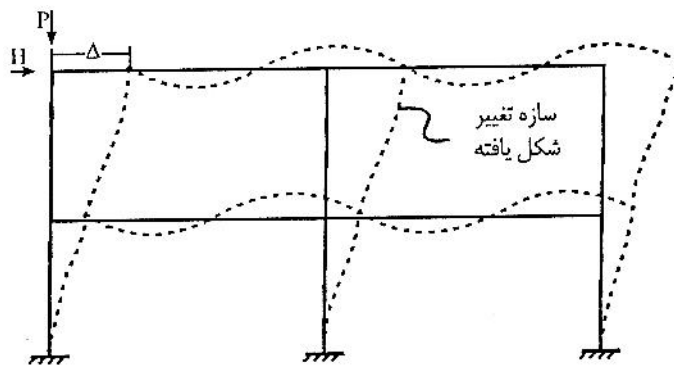
در طراحی قابهای خمشی در مناطق زلزله خیز فلسفه طراحی تیرضعیف - ستون قوی باید مد نظر قرار گیرد. یعنی تناسب بین سختی تیرها و ستونها طوری رعایت شود که تغییرشکلهای غیرارتجاعی و مفصلهای خمیری در تیرها ایجاد شوند و در ستونها مفصل خمیری ایجاد نشود تا به این طریق از تمرکز تغییرشکل در یک طبقه خاص جلوگیری شود.

بنابراین در طراحی بر مبنای فلسفه تیرضعیف - ستون قوی باید ستونها در حالت ارتجاعی باقی بمانند و تیرها زودتر از ستونها تسلیم شوند و با شکل‌پذیری مناسب خود انرژی زلزله را مستهلک کنند. اتصالات نیز باید بتوانند در بارهای حدی با شکل‌پذیری مناسب غیرارتجاعی خود، ظرفیت تحمل قاب را بالا ببرند.

۲-۱-۲- تعریف سیستم قاب صلب خمشی:

در حالت کلی از لحاظ پیکربندی، این سیستم از شبکه‌های مستطیلی تیرهای افقی و ستونهای قائم با اتصالات صلب تشکیل یافته است. این سیستم باید مقاومت و سختی لازم را جهت مقابله با بارهای ثقلی و نیروهای زلزله و تغییرشکلهای ناشی از آن داشته باشد (شکل ۱-۲).

این سیستم دارای شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای نسبت به سایر سیستم‌های باربر می‌باشد. هر چند به علت سختی نسبتاً کم ارضای محدودیت‌های تغییرمکان جانبی در ساختمانهای بلند ممکن است منجر به یک طرح غیراقتصادی شود [۲].



شکل ۱-۲- تغییر شکل قاب صلب خمشی [۲]

۲-۱-۳- رفتار قابهای خمشی در برابر بار جانبی:

واکنش یک قاب خمشی در برابر بارهای زلزله در حقیقت چرخش گره‌ها و ایجاد تغییرشکل‌های خمشی در تیرها و ستونهای آن می‌باشد. این تغییرشکلها در اثر دو عامل عمده زیر بوجود می‌آیند [۲]:

الف - تغییر شکل ناشی از خمش طره‌ای

ب - تغییر شکل ناشی از خمش تیرها و ستونها

در ادامه اثرات دو عامل فوق در تغییر شکل قاب خمشی تشریح می‌شوند.

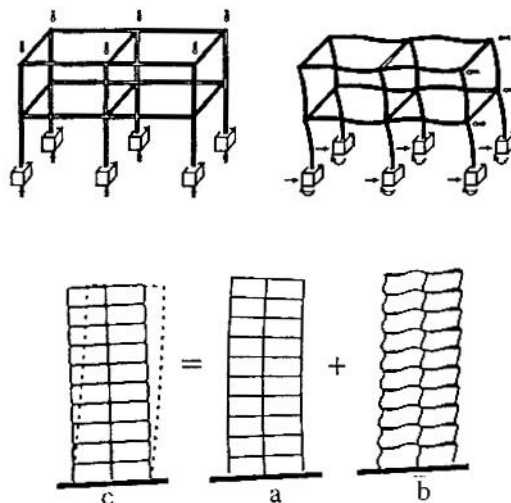
الف - تغییر شکل ناشی از خمش طره‌ای:

در اثر واژگونی، قاب بصورت یک تیر طره‌ای عمل می‌کند و به دلیل تغییر شکل محوری، ستونهای فشاری قاب کاهش طول می‌دهند و ستونهای کششی قاب افزایش طول می‌دهند. بررسی‌ها نشان داده‌اند که سهم این عامل حدود ۲۰٪ کل تغییر شکل قاب خمشی می‌باشد. در شکل ۲-۲-۲ تغییر شکل طره‌ای قاب خمشی نشان داده شده است. در این نوع تغییر شکل در ستونهای میانی تغییر شکل محوری ناچیزی ایجاد می‌شود و نیروی محوری این ستونها تقریباً برابر صفر است. در واقع ستونهای میانی در محل تار خنثای تیر طره‌ای معادل قاب خمشی قرار می‌گیرند و کرنش در آنها تقریباً برابر صفر است [۲].

ب) تغییر شکل ناشی از خمش تیرها و ستونها:

این حالت که در شکل ۲-۲-۲ b نشان داده شده است، در اثر خمش در تیرها و ستونها ایجاد می‌شود. در این حالت دوران اتصال باعث ایجاد خمش در تیرها و ستونهای متصل به آن می‌شود. در واقع تغییر مکان جانبی قاب در اتصالات به دوران تبدیل می‌شود. بنابر بررسی‌های انجام شده سهم این عامل حدود ۸۰٪ کل تغییر شکل قاب است که از این ۸۰٪ حدود ۶۵٪ سهم خمش تیرها و ۱۵٪ سهم خمش ستونها می‌باشد.

بنابراین با توجه به سهم قابل توجه خمش تیرها در مقدار تغییر شکل قاب خمشی (در برابر خمش ستونها)، برای کنترل تغییر شکل قاب خمشی، تقویت تیرها به تقویت ستونها ارجحیت دارد. اما افزایش مقاطع تیرها در مقابل مقاطع ستونها نباید فلسفه تیر ضعیف و ستون قوی را مخدوش نماید [۲].

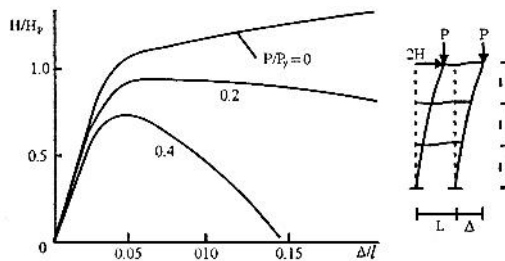


شکل ۲-۲- تغییر شکل قاب‌های خمشی [۲]

۲-۱-۴- رابطه بار - تغییر مکان در قاب‌های خمشی :

مطالعات جامعی که بر روی قاب‌های خمشی صورت گرفته است نشان می‌دهد که روابط بار - تغییر مکان افقی قاب‌های خمشی چند طبقه وابسته به بار قائم می‌باشد. در شکل ۲-۳ چند نمودار شماتیک از روابط بار - تغییر مکان قاب‌های خمشی نشان داده شده است. در این نمودارها مشاهده می‌گردد که مقاومت یک قاب با افزایش بار قائم به دلیل اثر $P-\Delta$ کاهش می‌یابد. بر این اساس در اکثر آئین‌نامه‌ها ضوابطی برای کنترل این اثر ارائه شده است. آئین‌نامه‌ها در صورت بزرگتر شدن جابه‌جایی نسبی طبقات از مقدار $\frac{0.02}{R}$ در نظرگیری اثرات $P-\Delta$ را لازم می‌دانند [۲].

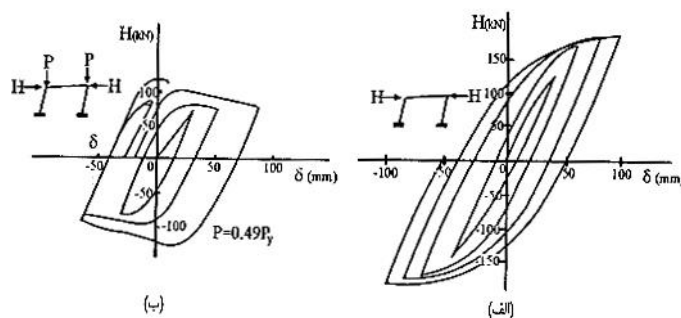
اثرات $P-\Delta$ نقش قابل توجهی در افزایش تغییر مکانهای جانبی قاب خمشی ایفا می‌کنند. بنابراین در تحلیل قاب‌های خمشی حتماً باید اثرات $P-\Delta$ لحاظ گردد.



شکل ۲-۳- روابط بار - تغییر مکان برای قاب خمشی تحت بار ثقلی [۲]

۲-۱-۵- رفتار چرخه‌ای قابها:

در شکل (۲-۴) روابط بار - تغییر مکان برای قاب‌های خمشی پرتال با مقیاس حقیقی را تحت یک بار افقی سیکلی نشان می‌دهد. در شکل (الف) چون هیچ نیروی قائمی اعمال نمی‌شود چرخه‌های هیستریزس دوکی شکل هستند. شیب منفی ظاهر شده در شکل (ب) پس از فرارسیدن مقاومت حداکثر ناشی از اثر $P-\Delta$ حاصل می‌شود. رفتار مشابهی در آزمایش‌های کامل قابهای سه طبقه نشان داده شده است.



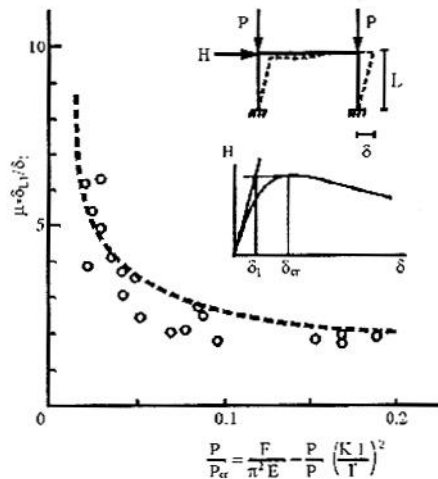
شکل ۲-۴- روابط بار - تغییر مکان قاب‌های خمشی پرتال [۲]

۲-۱-۶- شکل پذیری قاب‌های خمشی :

یکی از عوامل موثر در بررسی رفتار قابها، شکل پذیری می‌باشد. شکل پذیری یک قاب تابعی از نسبت سختی تیر است. تحقیقات نشان داده است که ضریب شکل پذیری را می‌توان بصورت زیر برای یک قاب تعریف کرد.

$$\mu = \frac{\delta_{cr}}{\delta_y} = 0.7 + \frac{0.3\lambda\sqrt{E/E_y}}{\sqrt{(P/P_y)(KL/r)}} \quad (1-2)$$

در شکل ۲-۵ پارامترهای مورد استفاده در معادله (۱-۲) نشان داده شده‌اند. اگر یک قاب تحت اثر بار قائم نباشد منحنی بار - تغییرمکان تحت بار تناوبی بصورت شکل (۲-۵) خواهد بود، که مشاهده می‌شود که منحنی دوکی شکل و کاملاً پایدار است. به عبارت دیگر ظرفیت استهلاک انرژی قاب خمشی زیاد است [۲].



شکل ۲-۵- روابط شکل پذیری برای قاب خمشی پرتال [۲]

هنگامیکه قاب خمشی تحت بار ثقلی قرار می‌گیرد در منحنی بار - تغییرمکان شیب منفی ظاهر می‌شود که نمایانگر اثرات $P-\Delta$ می‌باشد (شکل ۲-۵).

۲-۱-۷- مفصل خمیری در قاب‌های خمشی :

تغییر شکل‌های غیرخطی قاب‌های خمشی در نواحی مشخصی از سازه رخ می‌دهند. در کرنش‌های غیر ارتجاعی بالا این نواحی می‌توانند به مفصل تبدیل شوند که این مفاصل قابلیت تحمل دورانه‌های زیاد با نیروی تقریباً ثابتی را دارند. نواحی فوق معمولاً در انتهای تیرها و ناحیه چشمه اتصال می‌باشند. از تشکیل مفاصل در ستونها باید جلوگیری شود، چرا که ممکن است منجر به ایجاد مکانیزم طبقه‌ای و انهدام سازه شود که در این حالت اتلاف انرژی کمتری حاصل می‌شود.

اتصالات معرفی شده تا قبل از زلزله نورتریج بر مبنای تشکیل مفصل خمیری در انتهای تیر و در وجه ستون با تغییر شکل محدود چشمه اتصال استوار بود. توسعه تغییرشکل‌های زیاد در چشمه اتصال منجر به ایجاد تنش‌های ثانویه بالایی در ناحیه اتصال بال تیر به بال ستون می‌شود که می‌تواند باعث گسیختگی ترد در اتصال شود.

توسعه مفصل خمیری در انتهای تیر و در وجه ستون، منجر به ایجاد کرنش‌های غیر ارتجاعی بزرگی روی جوش و بال ستون می‌گردد، که این عوامل منجر به گسیختگی ترد اتصال می‌گردند.

برای بدست آوردن یک عملکرد قابل اطمینان‌تر، پیشنهاد می‌گردد که اتصال تیر به ستون طوری طراحی و آرایش داده شود که مفصل خمیری با مقداری فاصله از بر ستون تشکیل گردد. این عمل می‌تواند با تسلیح موضعی اتصال یا کاهش سطح مقطع تیر در آن فاصله صورت گیرد. مفاصل خمیری در تیرهای فولادی طول محدودی دارند و بصورت عمومی برای نصف

ارتفاع مقطع در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین محل تشکیل مفاصل خمیری باید حداقل به اندازه نصف ارتفاع از وجه ستون فاصله داشته باشد [۲].

۲-۱-۸- مشخص کردن لنگر خمیری محتمل در مفصل خمیری :

مقدار لنگر خمیری (با ظرفیت تحمل لنگر) از رابطه زیر حاصل می‌شود [۲]:

$$M_{pr} = \beta M_p = \beta Z_b F_y \quad (۲-۲)$$

که در معادله فوق،

$$M_{pr} = \text{لنگر خمیری محتمل}$$

β = این ضریب اثرات اختلاف ناشی از لنگر خمیری اسمی با لنگر خمیری حاصل از F_y واقعی تیرو اثرات سخت شدگی مجدد فولاد است.

$$Z_b = \text{اساس مقطع خمیری مقطع}$$

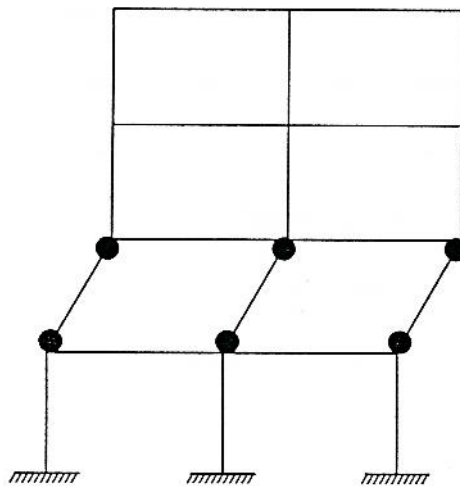
آئین نامه ۲۸۰۰، اثرات ضریب β را در تعیین لنگر خمیری لحاظ نکرده است.

۹-۱-۲- کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی:

در قاب‌های خمشی ویژه باید ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی برقرار باشد. اما در قاب‌های خمشی عادی نیازی به برقراری این ضابطه وجود ندارد. از دلایل مربوط به ضرورت ارضای این رابطه می‌توان به چند مورد عمده زیر اشاره کرد:

I - گسیختگی ستونها عموماً منجر به گسیختگی کل سازه می‌شود.

II - در یک سازه با ستون ضعیف تغییرشکل‌های خمیری ممکن است در یک طبقه متمرکز گردد و منجر به ایجاد مکانیزم طبقه نرم و گسیختگی سازه گردد (شکل ۲-۶).



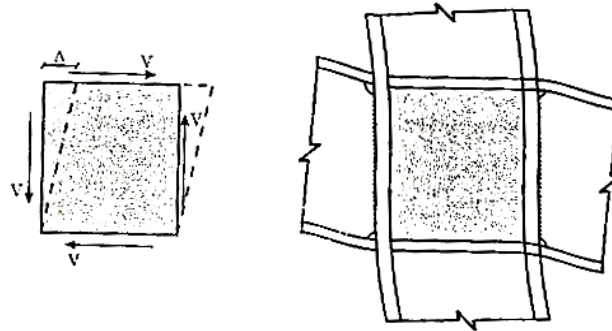
شکل ۲-۶- مد گسیختگی و تشکیل طبقه نرم [۲]

III - جاری شدن ستونها در اثر برش و خمش، افت مقاومت بیشتری نسبت به جاری شدن تیرها ایجاد می‌کند. عامل

عمده این افت مقاومت اثرات نیروی محوری در ستونها می‌باشد [۲].

۲-۱-۱۰ - چشمه اتصال:

ناحیه‌ای از جان ستون که در محل اتصال به تیر (رو به روی تیر) قرار دارد چشمه اتصال نام دارد. چشمه اتصال واسطه انتقال لنگرتیرها به ستونها می‌باشد. در واقع چشمه اتصال باعث پیوستگی تیر و ستون می‌باشد. در صورت ضعف چشمه اتصال، بین تیر و ستون یک دوران نسبی ایجاد می‌شود و دوران تیر و ستون یکسان نخواهد بود (شکل ۲-۷).



شکل ۲-۷ - چشمه اتصال [۲]

۲-۱-۱۱ - اثرات چشمه اتصال در رفتار قاب خمشی:

در محاسبات سازه که تغییر شکل چشمه اتصال نادیده گرفته می‌شود، جابه‌جایی‌های نسبی طبقات قاب دست پائین برآورد می‌گردد و ظرفیت برش پایه دست بالا تخمین زده می‌شود. در اکثر مدل‌های عددی طراحی بر مبنای مدل عادی و بدون توجه به تغییرشکل‌های چشمه اتصال صورت می‌گیرد.

نتایج تحلیل اجزاء محدود نشان می‌دهد که هر چند دوران خمیری مورد نیاز در اتصالات با چشمه اتصال ضعیف کمتر می‌باشد. اما شرایط تنش در دورانه‌های بالا در وجه تیر به ستون بسیار بحرانی می‌باشد. بنابراین با اینکه چشمه اتصال می‌تواند به طور موثر در شکل‌پذیری مشارکت کند ولی یک چشمه اتصال ضعیف می‌تواند باعث ایجاد پتانسیل بیشتری برای گسیختگی ترد در دورانه‌های خمیری بالا گردد [۲].

۲-۱-۱۲ - طراحی چشمه اتصال :

بر اساس نظریات پوپوف در طراحی چشمه اتصال فولادی در نواحی لرزه خیز سه فلسفه زیر وجود دارد:

I - چشمه اتصال ارتجاعی باقی بماند و تغییرشکل‌های خمیری در اتصال تیر به ستون صورت گیرد. این گزینه منجر به یک طرح غیراقتصادی خواهد شد.

II - همه تغییرشکل‌های خمیری در چشمه اتصال رخ دهد و از تشکیل مفصل در تیرها جلوگیری شود. این فلسفه به طور شدیدی شکل‌پذیری اتصال را تحت تاثیر قرار می‌دهد و باعث کاهش آن می‌شود.

III - اجازه تغییرشکل‌های خمیری کنترل شده در چشمه اتصال داده شود. به عبارت دیگر از تغییرشکل غیرارتجاعی تیرها و چشمه اتصال بطور همزمان در استهلاک انرژی استفاده شود [۲].

۲-۱-۱۳ - اثرات نامعینی:

قاب‌های خمشی باید طوری طراحی شوند که اتصالات زیادی در رفتار لرزه‌ای سازه مشارکت داشته باشند. به علت مسائل اقتصادی در برخی از سازه‌ها از تعداد کمی قاب خمشی در کل سازه استفاده می‌گردد، که منجر به افزایش ابعاد تیر و ستونها می‌گردد. این کار منجر به جوشهای بزرگتر در اتصالات شده و تعداد اتصالات مورد نیاز را کاهش می‌دهد. بنابراین در سازه‌هایی که نامعینی کمی داشته باشند در صورت گسیخته شدن تعداد کمی از اتصالات، کاهش زیادی در تحمل نیروهای جانبی توسط قاب ایجاد می‌شود و سیستم رفتار لرزه‌ای مناسبی از خود نشان نمی‌دهد.

افزایش تعداد اعضای سازه و اتصالات گیردار باعث افزایش پتانسیل سازه برای جذب و استهلاک انرژی می‌شود. مشارکت تعداد زیادی از قابهای ساختمان در تحمل نیروهای جانبی منجر به کوچک شدن اعضای مورد استفاده شده و قابلیت اعتماد در اتصال به علت افزایش آنها بیشتر خواهد شد [۲].

در بررسی رفتار لرزه‌ای سیستمهای مختلف هر چه تعداد درجات آزادی سیستم برابر جانبی بیشتر باشد، سیستم مورد نظر رفتار مناسبتری خواهد داشت. افزایش تعداد درجات نامعینی باعث می‌شود که سیستم شکل‌پذیری مناسبی داشته باشد و از تشکیل زود هنگام مکانیزم خرابی جلوگیری گردد.

Centeric Braced Frame (CBF)

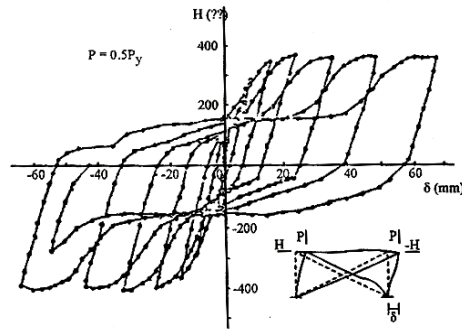
۲-۱-۱-۲ - سیستم مهاربندی همگرا

فولاد از مصالح مطلوب برای سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله می‌باشد و می‌تواند شکل‌پذیری و جذب انرژی مناسبی داشته باشد. فولاد با داشتن نسبت مقاومت به وزن بالا و همچنین ناحیه غیرخطی و کرنش سختی کاملاً مشخص، خصوصیات یک مصالح مناسب را دارا می‌باشد. در زلزله‌های گذشته نیز سازه‌های فولادی رفتار نسبتاً مطلوبی از خود نشان داده‌اند.

با توجه به موارد فوق‌الذکر در طراحی اتصالات و جزئیات سازه‌ای فولادی باید تدابیری اندیشیده شود تا بتوان از این مزیت فولاد استفاده کرد و شکست‌های موضعی و گسیختگی اتصالات مانع رفتار شکل‌پذیر نشوند.

سیستمهای مهاربندی همگرا از متداول‌ترین سیستمهای برابر جانبی هستند. سیستمهای مهاربندی همگرا که معروف‌ترین نوع آنها سیستم مهاربندی ضربدری یا X شکل است، از مفیدترین سیستم‌ها برای کنترل تغییر مکان ایجاد شده در برابر بارهای جانبی هستند. به علت پیکربندی خرپاگونه، صلبيت جانبی این سیستم‌ها بسیار زیاد است، بطوریکه یک سیستم قاب فولادی با مهاربندی همگرا CBF از نوع ضربدری در مقایسه با سیستم قاب خمشی MRF نظیر آن، می‌تواند تا ده برابر سخت تر باشد. این سیستم‌ها در مسیر تکمیل سیستم‌های سازه‌های فولادی جهت مقابله با نیروهای باد ابداع گردیده‌اند [۲].

معمولاً با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان و زمانیکه استفاده از قاب خمشی به دلیل سختی کمتر غیراقتصادی می‌شود، جایگزین مناسب آن، سیستم‌های فولادی با مهاربندی همگرا خواهند بود. مسائل اقتصادی، طرح و روش اجرای آسانتر و بهتر، سیستم‌های فولادی با مهاربندی همگرا را یک انتخاب عالی برای طراحان قرار داده است. از مشکلات عمده این سیستم‌ها شکل‌پذیری و جذب انرژی کم، عمدتاً به دلیل کمانش موضعی یا کلی عضو فشاری مهاربند و تا حدی هم ضعف و عملکرد نامناسب اتصالات آن می‌باشد که در ادامه بررسی خواهد شد.



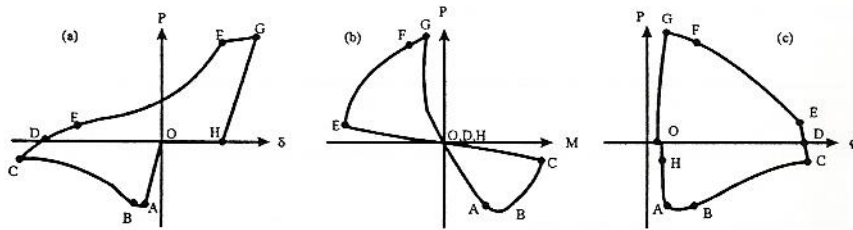
شکل ۲-۸- حلقه‌های هیستریزیس قاب مهاربندی همگرا [5]

ظرفیت انرژی جذب شده توسط مهاربندهای همگرای ضربدری در حقیقت به طور کامل وابسته به رفتار چرخه‌ای غیرخطی مهاربند قطری، تحت بارهای متناوب کشش و فشار می‌باشد. همانگونه که در شکل ۲-۸ مشاهده می‌شود؛ حلقه‌های هیستریزیس قابهای فولادی با مهاربندی همگرا از نوع ضربدری بسیار ناپایدار و نامنظم هستند و سطح خالص زیر منحنی، شدیداً کاهش می‌یابد. به دلیل همین مسئله (ضعف شکل پذیری) است که در مناطق زلزله خیز شدید، استفاده از این نوع مهاربندی توصیه نشده است. سیستم‌های مهاربندی همگرا از نظر هندسه مهاربندی اشکال مختلفی می‌توانند داشته باشند ولی مسلماً مشخصه اصلی همگی این سیستمها باید ورود به ناحیه غیرخطی و جذب انرژی زلزله از این طریق باشد. اما آنچه بیش از هر پارامتری قابل توجه می‌باشد، رفتار پیچیده رفت و برگشتی غیرخطی اعضای مهاربند می‌باشد. معمولاً در این سیستمها کمانش مهاربندهای فشاری و ایجاد کشش در آنها در سیکل بعد باعث پیچیده شدن مساله می‌گردد. پیشگویی در مورد رفتار مهاربند بستگی به عوامل متعددی از جمله وضعیت انتهایی مهاربند، کمانش عضو فشاری، وقوع کمانش موضعی، خستگی عضو در سیکلهای کوچک و انتشار شکست دارد [5].

معمولاً در این سیستمها کمانش مهاربندهای فشاری و ایجاد کشش در آنها در سیکل بعد باعث پیچیده شدن مساله می‌گردد. به همین دلیل آزمایشهای وسیع و تحقیقات عمده‌ای برای مطالعه رفتار غیرخطی مهاربندهای همگرا خصوصاً مهاربندهای ضربدری انجام گرفته است. در ادامه به معرفی تحقیقات و نظریات موجود در مورد رفتار سیستم مهاربندی ضربدری می‌پردازیم.

۲-۲-۲- پاسخ رفت و برگشتی مهاربندهای فولادی:

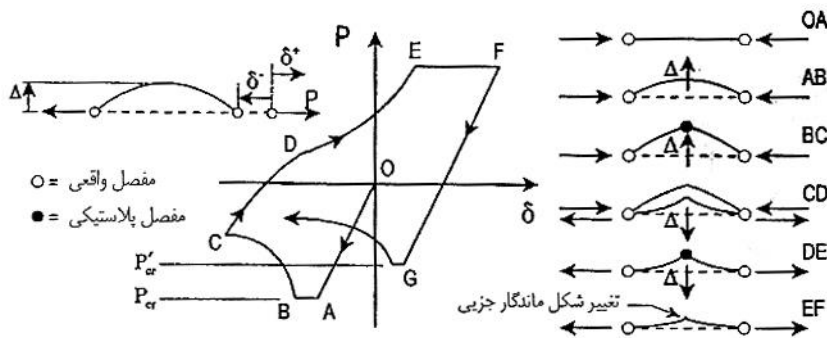
بررسی رفتار سیستم مهاربندی در محدوده خطی و در هنگامیکه اعضاء در حالت ارتجاعی هستند بسیار ساده است، اما هنگامیکه سازه وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شود مهاربندی رفتار هیستریزیس خاصی از خود نشان می‌دهد. در برخی تحقیقات موجود [۶] رفتار مهاربندها بصورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفته و نمودارهای زیر برای رفتار مهاربند توصیه شده است (شکل ۲-۹).



شکل ۲-۹ - رفتار رفت و برگشتی عضو قطری بادبند [5]

اعضای مهاربندی در سیستم همگرا وظیفه تامین سختی، شکل پذیری و مقاومت را برعهده دارند. مهاربندها بطور متناوب و به طور کششی جاری شده و در فشار کمانش می‌نمایند. کمانش غیر ارتجاعی مهاربند و مفاصل کششی ایجاد شده در مهاربند مقابل به عنوان عوامل اصلی جذب انرژی، توسعه مفاصل خمیری در سایر نقاط سازه را نتیجه می‌دهند. تعداد مفاصلهای ایجاد شده ارتباط مستقیم به وضعیت اتصالات انتهایی مهاربند دارد. در مهاربندهای دو سر گیردار احتمال تشکیل سه مفصل (دو مفصل در دو انتها یکی در وسط) وجود دارد. حال آنکه در مهاربندهای دو سر مفصل در یک مقطع بحرانی مفصل خمیری گسترش می‌یابد.

رابطه نیرو و جابجایی محوری عضو مهاربند که با استفاده از روش ارتجاعی - خمیری به دست آمده بصورت شکل ۲-۱۰ می‌باشد.



شکل ۲-۱۰ - تصویر عضو بادبندی در نواحی مختلف دیاگرام شکل ۲-۹ [۲]

در این شکل، نمونه اولیه تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرد تا به حد مقاومت فشاری بحرانی برسد و در نقطه A کمانش نماید. آنگاه فاصله کوتاه AB را در شکل (۲-۹) با سختی صفر طی کرده و خمیده می‌شود. در اثر این خمیدگی اثر $P-\Delta$ افزایش یافته و از سختی کاسته می‌گردد تا آنجا که در نقطه C لنگر در میانه عضو به حد لنگر خمیری رسیده و لولای خمیری ایجاد می‌گردد. در اینجا اگر بار فشاری بطور ثابت اعمال گردد، نمونه کاملاً منهدم خواهد شد، اما اگر شروع به باربرداری نمائیم، همانطور که در شکل دیده می‌شود، سازه در امتداد CD با حالت ارتجاعی حرکت خواهد کرد. (هنگامیکه جهت بار عوض شود، لولای ممیزی حذف شده و سیستم به حالت ارتجاعی در می‌آید) علت افزایش سختی در طول ناحیه CD کم شدن خمیدگی میله و در نتیجه کاهش اثر $P-\Delta$ است. در نقطه D، لنگر در میانه عضو در جهت

مخالف به آستانه خمیری رسیده و سختی ناگهان کاهش می‌یابد. در طول DE، با کم شدن خمیدگی عضو، سختی افزایش می‌یابد تا آنجا که در نقطه E، لولای خمیری در جهت مخالف ایجاد می‌گردد و سازه تحت نیروی ثابت فاصله EF را طی کرده تا کاملاً راست گردد. با باربرداری کششی عضو آماده شروع سیکل دوم می‌گردد. در سیکلهای متوالی در محل ماکزیمم نیروی فشاری عضو انتقال قابل ملاحظه‌ای ایجاد می‌گردد (نقاط A و G) [۲].

۲-۲-۳- ضریب کاهش مقاومت فشاری مهاربند:

نتایج آزمایشها روی مقاطع مختلف نشان می‌دهد که افت قابل توجهی در مقاومت فشاری بین سیکل اول و دوم وجود دارد. این افت با زیاد شدن لاغری مقطع افزایش می‌یابد، البته این افت در سیکلهای بعدی نیز مشاهده می‌شود، ولی مقدار افت در سیکلهای بعدی بطور قابل توجهی کمتر است. ضریب کاهش مقاومت فشاری در اکثر آئین‌نامه‌ها و استانداردها معرفی شده است.

آئین نامه UBC ضریب کاهش مقاومت را برای زوال هیستریزس بصورت زیر اعلام کرده است [۲].

$$\beta_{UBC} = \frac{1}{1 + \frac{\lambda_e}{2\pi\sqrt{2}}} \quad (۳-۲)$$

$$\lambda = \frac{L_e}{r} \quad (۴-۲)$$

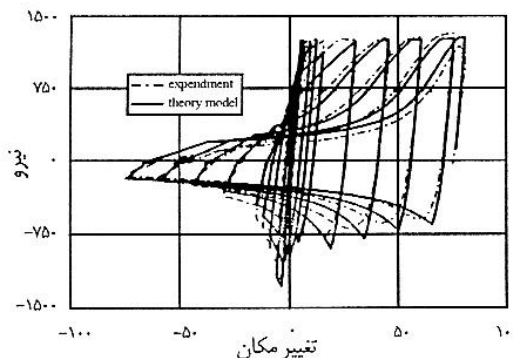
$$\lambda_e = \lambda \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (۵-۲)$$

۲-۲-۴- رفتار لرزه‌ای قابهای فولادی با مهاربندی ضربدری:

در قابهای مهاربندی شده توانایی جذب انرژی، شکل پذیری سیستم و بطور عمده رفتار هیستریزس سیستم تحت بارهای متناوب، بسیار وابسته به رفتار اعضای مهاربندی می‌باشد. آزمایشها نشان می‌دهند که تغییر شکل قاب مهاربندی ضربدری بعد از چند سیکل بارگذاری بصورت غیرمتقارن می‌شود. به دلیل اینکه تغییرشکلهای خمشی عضو فشاری تحت بارگذاری متناوب در یک طرف متمرکز می‌گردند و طرف دیگر در همان سیکل بارگذاری مستقیم باقی می‌ماند [۲].

باید توجه شود که شکل تغییر مکان مهاربندها با لاغری بزرگتر، بیشتر و راحتتر نامتقارن می‌شوند. سیستمهای مهاربندی

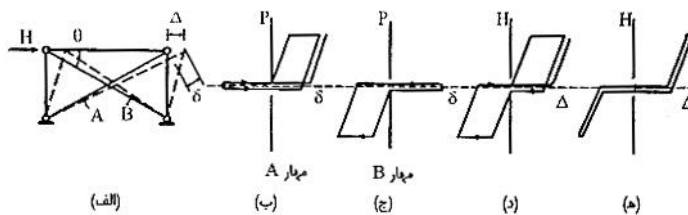
ضربدری در دو گروه عمده با رفتار کشش تنها و رفتار کششی - فشاری مورد مطالعه قرار گرفته‌اند (شکل ۲-۱۱).



شکل ۲-۱۱ - تغییر شکل غیرمتقارن قابهای با بادبندی همگرا [۲]

۲-۲-۵- رفتار کششی تنها :

این گروه بعنوان قابها با اعضای مهاربندی همگرای فقط کششی معروفند که لاغری اعضای مهاربند زیاد است. این مهاربندها قادر به جذب و استهلاک انرژی در حالت فشاری نیستند. چون در مهاربند اتلاف انرژی در حیطه خمیری به جای خمش خمیری با کشیدگی و تغییر طول محوری همراه است، طول مهاربند در دوره‌های متوالی افزایش می‌یابد. نمودارهای نیرو - تغییر شکل این سیستم در شکل ۲-۱۲ ترسیم شده است [۲].



شکل ۲-۱۲ - منحنی‌های هیستریزس بادبندهای با رفتار فقط کششی [۲]

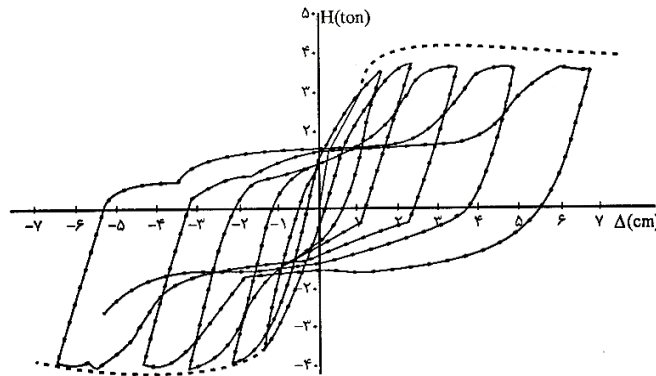
در این شکل P و δ نیرو و تغییر طول المان مهاربند و H و Δ نیرو و جابجایی قاب می‌باشند. چون مهاربندها فقط نیروی کششی را تحمل می‌کنند، با جمع نمودارهای (ب) و (پ) در شکل مزبور، نمودار (ت) بدست می‌آید. باید دانست که در پایان دور اول هر دو مهاربند لق شده و منحنی هیستریزس مانند شکل (ث) فاقد ظرفیت اتلاف انرژی می‌گردد، مگر آنکه جابه‌جایی از حد قبلی فراتر رفته و مهاربندها بیشتر از دور قبل کشیده شوند. به علت افزایش تغییر مکانهای ماندگار، اولاً: خرابی اعضای غیرسازه‌ای اجتناب ناپذیر بوده و ثانیاً: به علت افزایش $P - \Delta$ سازه ممکن است فرو ریزد. لذا می‌توان گفت که ظرفیت اتلاف انرژی سیستم مهاربندی همگرای فقط کششی کم بوده و همچنین به شدت دارای حالت تنزلی می‌باشد. بنابراین به نظر می‌رسد که رفتار صرفاً کششی در محدوده رفتار غیرارتجاعی رفت و برگشتی کاملاً نامناسب است [۲].

۲-۲-۶- رفتار کششی - فشاری:

این گروه قابهایی هستند که دارای مهاربندهای با تحمل کافی نیروی فشاری می‌باشند که رفتار آنها در قسمت ۲-۲-۲ بررسی شده است.

۲-۲-۷- تاثیر ضریب لاغری در رفتار قاب با مهاربندی همگرا:

با زیاد شدن ضریب لاغری مهاربند، شکل مخصوص چرخه‌های هیستریزس لاغرتر شده و میزان اتلاف انرژی آن کاهش می‌یابد تا اینکه به محدوده رفتار صرفاً کششی نزدیک می‌گردد. در مرحله کمانش، مقاومت عضو و قاب ناگهان کاهش می‌یابد و پیش‌بینی رفتار قاب کمی مشکل خواهد شد. رفتار پس کمانش مهاربند در فشار و در کشش، یک حلقه هیستریزس S شکل را نتیجه می‌دهد که در شکل ۲-۱۳ نمونه‌ای از این منحنی‌ها نشان داده شده است [۶].



شکل ۲-۱۳- نمونه‌ای از منحنی‌های هیستریزس سیستم با بادبندی فشاری - کششی [۶]

۲-۸-۲- سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربندی همگرا:

پیشنهاد شده است برای حل مشکل سیستم مهاربندی ضربدری از قاب خمشی بصورت توأم با آن استفاده گردد. تحقیقات انجام گرفته در دانشگاه برکلی نشان می‌دهد که می‌توان رفتار مناسبی را از این سیستم انتظار داشت. در اینصورت باید مقاومت قاب فضایی خمشی را تا سقف مقاومت قاب مهاربندی افزایش داد و طراحی آن بصورتی انجام شود که قبل از اینکه سیستم به تغییر مکان حداکثر برسد، قاب خمشی وارد مرحله غیرخطی شده باشد که به این ترتیب قاب خمشی مجاز باشد تا سهمی در جذب انرژی داشته باشد. برخی محققین پیشنهاد کرده‌اند که سهم برش پایه و سختی قاب خمشی در یک سیستم مرکب تا مرز ۵۰٪ قاب مهاربندی افزایش یابد.

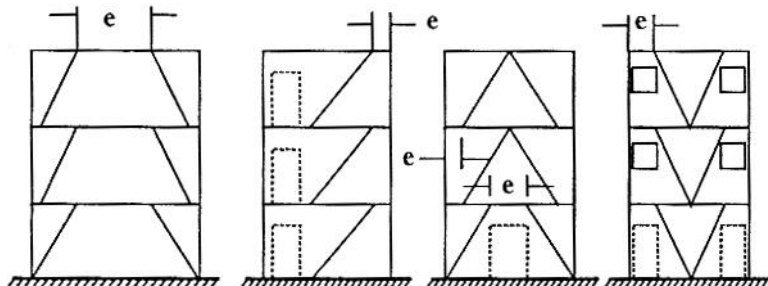
$$V_{MRF} \cong (40-50)\%V_{CBF} \quad (6-2)$$

$$K_{MRF} \cong (30-50)\%K_{CBF} \quad (7-2)$$

Eccentric Braced Frame (EBF)

۲-۳-۱- سیستم مهاربندی واگرا:

در این سیستم قسمتی از طول تیر که بین مهاربندی و ستون و یا بین دومهاربندی قرار می‌گیرد تیر پیوند نامیده می‌شود. تیر پیوند مانند فیوز شکل پذیر عمل می‌کند و مقدار زیادی از انرژی ناشی از زلزله را جذب می‌کند. نمونه‌هایی از قاب خارج از مرکز در زیر نشان داده شده است (شکل ۲-۱۴).



شکل ۲-۱۴- نمونه‌هایی از قاب‌های خارج از مرکز [۲]

در سیستم EBF هر دو عامل شکل پذیری و سختی با هم ترکیب می‌شوند. شکل پذیری شاخصه مهم قابهای خمشی می‌باشد و سختی نیز شاخصه اصلی قابهای مهاربندی همگرا می‌باشد. سیستم EBF هر دو شاخصه مهم شکل پذیری و سختی

را بطور همزمان داراست. این سیستم توانایی ایجاد سختی مناسب در ناحیه خطی برای مواجهه با زلزله‌های کوچک و شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی مناسب در ناحیه غیرخطی برای مقابله با زلزله‌های شدید را داراست [۲].

به جزء مزایای ذکر شده دلایل زیر نیز استفاده از سیستم مهاربندی واگرا را توجیه می‌کند:

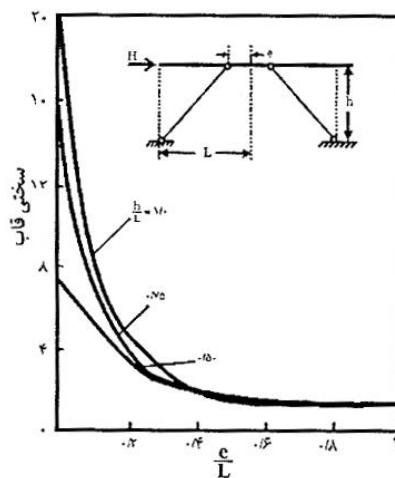
- کاهش تغییر مکان جانبی در مقایسه با قاب‌های خمشی
- در ساختمان‌های بلند استفاده از قاب مهاربندی هم محور مناسب نمی‌باشد.
- کاهش نیروهای تکیه گاهی و لنگر در مقایسه با سیستم قاب خمشی به منظور کاهش ابعاد پی.
- امکان استفاده از این سیستم برای تغییر سختی سازه در ارتفاع برای جبران نامنظمی در توزیع ارتفاعی جرم سازه که با تغییر اندازه اعضا و طول پیوند وجود دارد. در این سیستم با تغییر طول تیر پیوند می‌توان سختی قاب مهاربندی واگرا را تغییر داد.

• کاهش اثر $P-\Delta$ در مقایسه با سیستم قاب خمشی.

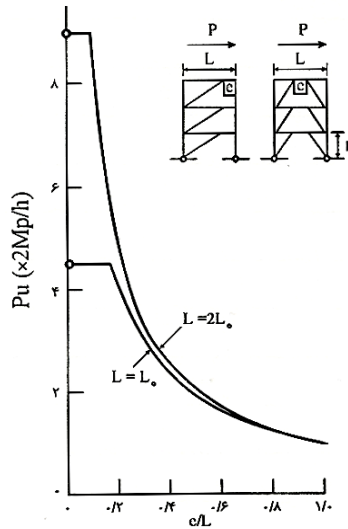
• امکان تعبیه بازشو در مقایسه با قاب مهاربندی همگرا.

۲-۳-۲- سختی و مقاومت قاب:

پارامتر مهمی که تاثیر بسزایی در سختی و مقاومت قابهای مهاربندی واگرا دارد نسبت e/L می‌باشد. در شکل ۲-۱۵ اثر نسبت e/L بر سختی ارتجاعی چند نمونه قاب با سیستم EBF نشان داده شده است. حداکثر سختی به ازای $e/L=0$ یا $e=0$ حاصل می‌گردد که در واقع همان قاب مهاربندی همگراست. با افزایش نسبت برون محوری e/L سختی جانبی به سرعت کاهش می‌یابد، اما از $e/L=0.4$ به بعد این کاهش با آهنگ کندتری انجام می‌شود. در صورتیکه $e=L$ باشد قاب EBF به یک قاب خمشی تبدیل می‌گردد که در اینصورت سختی قاب حداقل مقدار خود را داراست. طول تیر پیوند علاوه بر تاثیر بر سختی قاب بر مقاومت قاب نیز بسیار موثر است. در شکل ۲-۱۶ تابع مقاومت نهایی یک قاب EBF نسبت به e/L نمایش داده شده است. نسبت e/L علاوه بر تاثیر بر سختی ارتجاعی قاب عامل مهمی در مقاومت در برابر نیروی جانبی نیز می‌باشد. براساس تحقیقات انجام شده مقاومت قاب با کاهش نسبت e/L به سرعت افزایش می‌یابد [۶].



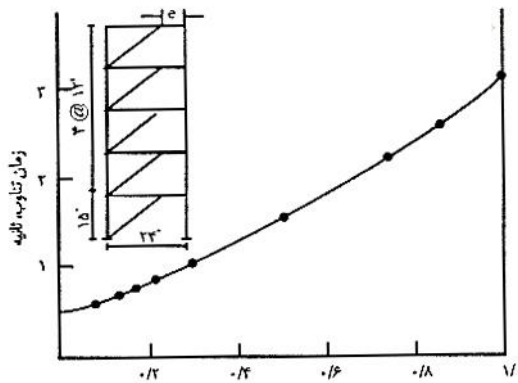
شکل ۲-۱۵- اثر تغییر طول تیر پیوند بر سختی قاب [۶]



شکل ۱۶-۲- ارتباط مقاومت نهایی با نسبت $\frac{e}{L}$ [۶]

۲-۳-۳- زمان تناوب قاب:

زمان تناوب طبیعی قابهای اصلی قابهای **EBF** تابعی از طول تیر پیوند است. در واقع با توجه به اینکه زمان تناوب یک قاب **EBF** تابع سختی آن می‌باشد و سختی تابع طول تیر پیوند قاب **EBF** می‌باشد، بنابراین زمان تناوب نیز تابع طول تیر پیوند خواهد بود. بنابراین با افزایش سختی قاب، زمان تناوب آن کاهش می‌یابد (شکل ۲-۱۷).



شکل ۱۷-۲- ارتباط زمان تناوب اصلی با نسبت $\frac{e}{L}$ [۶]

با توجه به اینکه با کاهش طول تیر پیوند سختی قاب **EBF** افزایش می‌یابد، در اثر کاهش طول تیر پیوند زمان تناوب قاب **EBF** کاهش خواهد یافت [۶].

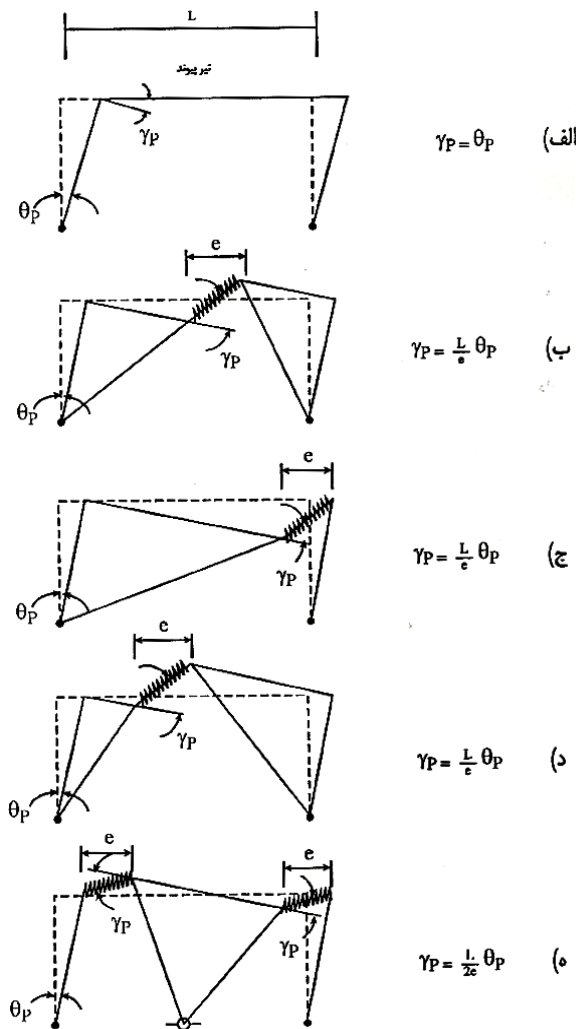
۲-۳-۴- مکانیزم جذب انرژی:

در طراحی قابهای واگرا باید دوران خمیری مورد نیاز تعیین گردد. سپس این عدد با دوران خمیری مربوط که تیر پیوند می‌تواند تامین کند، مقایسه شود. یک روش ساده و مفید برای تعیین دوران مورد نیاز، استفاده از مکانیزم جذب انرژی می‌باشد که براساس فرض رفتار خمیری اعضای قاب بنا نهاده شده است. در تحلیل خمیری قابها، چنین مکانیزمی بعنوان

مکانیزم خرابی شناخته می‌شود. هدف جلوگیری از تشکیل مکانیزم نمی‌باشد، بلکه هدف کنترل محل مفاصل خمیری در مکانیزم و اطمینان از مناسب بودن دوران خمیری مورد نیاز در مقایسه با دوران خمیری موجود در سیستم است. در شکل ۲-۱۸ مکانیزمهای جذب انرژی یک قاب خمشی و چند قاب واگرا نشان داده شده است [۲].

در این شکل نقاط سیاه رنگ، مفصل خمیری خمشی و خط هاشور خورده، مفصل خمیری برشی را نشان می‌دهد. در این مکانیزمها فرض شده است که مفاصلهای خمیری برشی یا خمشی فقط در طول تیر پیوند تشکیل می‌شوند. (به جز مفصل ستون همکف)

در هر مورد زاویه θ_p دوران خمیری قاب را نشان می‌دهد. در قاب خمشی نیز دوران مورد نیاز در مفصل خمیری θ_p می‌باشد. در مهاربندی‌های واگرا دوران خمیری مورد نیاز در تیر پیوند خیلی بزرگتر از θ_p می‌باشد. مقدار دوران خمیری مورد نیاز با استفاده از هندسه مکانیزم تعیین می‌گردد. برای اکثر قابهای واگرا دوران خمیری تیر پیوند، γ_p با استفاده از فرمولهای زیر تعیین می‌گردد. برای اکثر قابهای واگرا دوران خمیری تیر پیوند، γ_p با استفاده از فرمولهای زیر تعیین می‌گردد.



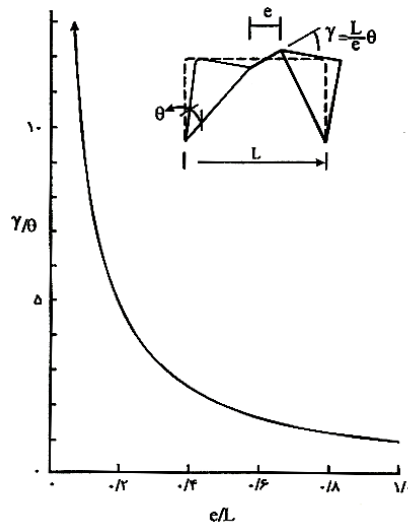
شکل ۲-۱۸- مکانیزمهای جذب انرژی در سیستمهای خمشی و واگرا [۲]

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p \quad (9-2)$$

معادله ۲-۸ برای مهاربندهای تیپ (ب)، (ج) و (د) بکار می‌رود. در این نوع مهاربندها در هر تراز یک تیر پیوند وجود دارد. این معادله بدون توجه به اینکه تیر پیوند در کجای دهانه واقع شده است بکار می‌رود. معادله ۲-۹ برای مهاربندهای تیپ (ه) بکار می‌رود. در این نوع مهاربند در یک تراز دو تیر پیوند واقع شده است. در مهاربندهای واگرا کاهش دوران مورد نیاز تیر پیوند با تغییر مکان یکسان یک مزیت می‌باشد. براساس مفهوم مکانیزم جذب انرژی، دوران خمیری مورد نیاز تیر پیوند تنها به هندسه قاب بستگی دارد و با نحوه تسلیم تیر پیوند در برش یا خمش ارتباطی ندارد. در شکل ۲-۱۹ تغییرات دوران مورد نیاز تیر پیوند که با دوران طبقه نرم‌انیزه شده است در مقابل نسبت e/L نشان داده شده است. این نمودار نشان می‌دهد که دوران مورد نیاز با کاهش نسبت e/L به سرعت افزایش می‌یابد. ملاحظه می‌گردد که دورانهای بزرگ خمیری با تسلیم برشی پیوندهای کوتاه حاصل می‌گردد. همچنین پیوندها نمی‌توانند خیلی کوتاه باشند، زیرا دوران مورد نیاز خیلی بزرگ خواهد گشت.

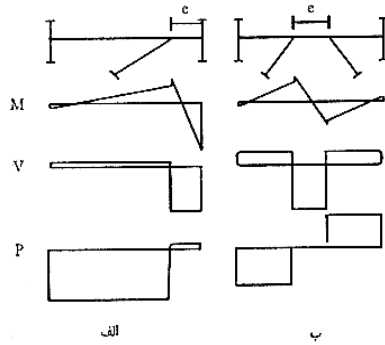
پیوندهای خمشی بلند توانایی دورانهای پلاستیک بزرگ را ندارند. از شکل همچنین دیده می‌شود که دوران مورد نیاز آنها خیلی کمتر می‌شود. بعنوان مثال افزایش نسبت e/L از ۰/۱ به ۰/۲ دوران مورد نیاز تیر پیوند را نصف می‌کند [۲].



شکل ۲-۱۹- تغییرات دوران خمیری مورد نیاز با نسبت $\frac{e}{L}$ [۲]

۲-۳-۵- نیروها در تیرها و تیر پیوند:

توزیع کیفی لنگر خمشی M ، نیروی برشی V و نیروی محوری P در تیرها و پیوندهای یک قاب مهاربندی واگرا تحت اثر بار جانبی در شکل ۲-۲۰ نشان داده شده است. دو تیپ عمومی پیکربندی قابهای واگرا در این شکل در نظر گرفته شده است. از شکل (الف) واضح است که تیر پیوند در کل طولش تحت برش و لنگرهای انتهایی قابل توجه و نیروی محوری نسبتاً کمی است. از طرف دیگر قسمت خارج از تیر پیوند تحت بار محوری زیاد و لنگر خمشی انتهایی قابل توجهی است (نزدیک تیر پیوند) با کوتاه شدن تیر پیوند نیروی برش یکنواخت تیر پیوند بطور قابل توجهی افزایش می‌یابد. در تیرهای با پیوند کوتاه سیستم مهاربندی واگرا بسیار سخت است [۲].

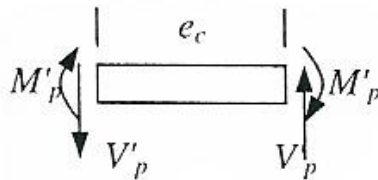


شکل ۲-۲۰- نیروهای موجود در تیر پیوند قاب واگرا [۲]

۲-۳-۶- تعیین مرز پیوندهای برشی و خمشی:

نیروهای وارد بر یک تیر پیوند و رابطه بین نیروی برشی و لنگر خمشی آن بر اساس تعادل استاتیکی در شکل ۲-۲۱ نشان داده شده است.

$$V_p \cdot e^* = 2M_p^* \quad (۱۰-۲)$$



شکل ۲-۲۱- نیروهای موجود در تیر رابط [۶]

اگر تئوری خمیری ساده را در نظر بگیریم، یعنی اثر کرنش سختی و اندر کنش خمش و برش را در نظر نگیریم، به آسانی می توان معادله $e^* = \frac{2M_p^*}{V_p}$ که نشان دهنده مرز تئوری تقسیم بین پیوندهای برشی و خمشی است، را به دست آورد. بنابراین بر اساس تئوری خمیری ساده اگر $e < e^*$ باشد، برش پیوند قبل از آنکه لنگر در انتهایش به M_p برسد به V_p می رسد و پیوند تحت اثر برش تسلیم می گردد و می توان گفت مفصل برشی تشکیل شده است. از طرف دیگر اگر $e > e^*$ باشد قبل از آنکه برش تیر پیوند به V_p برسد لنگرهای انتهایی تیر پیوند به M_p می رسند و مفصلهای خمشی در دو انتهای تیر پیوند تشکیل می گردند. هر چند نمی توان رفتار واقعی تیر پیوند را بر اساس تئوری ساده خمش در نظر گرفت ولی آزمایشها نشان داده اند که کرنش سختی اهمیت خاصی در افزایش مقاومت تیر پیوند دارد. منظور از کرنش سختی، سخت شدگی مجدد فولاد بعد از تسلیم می باشد. در تیرهای پیوند کوتاه برش نهایی برابر $1.5V_p$ می باشد. یکی از اثرات کرنش سختی این است که مرز دقیقی بین تسلیم برشی و خمشی وجود ندارد. اثر مهم دیگر کرنش سختی، افزایش قابل ملاحظه مقدار M_p در دو انتهای تیر پیوند است. به منظور اطمینان از رفتار تیر پیوندی که مکانیزم تسلیم برشی بر آن حاکم است، توصیه شده است که طول پیوند از رابطه زیر پیروی کند [۶]:

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (۱۱-۲)$$

این معادله بر این اساس بدست آمده است که لنگرهای انتهایی پیوند به $1.2 M_p$ محدود گردد تا از کرنشهای خمشی مخرب یا خرابی بال پیوند در نقطه اتصال به ستون جلوگیری گردد. از تعادل استاتیکی تیر پیوند، اگر لنگرهای انتهایی به $1.2 M_p$ محدود شوند و فرض شود برش پیوند به $1.5V_p$ می‌رسد، طول پیوند بصورت زیر بدست خواهد آمد:

$$e = \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (۱۲-۲)$$

رابطه فوق اصلی‌ترین رابطه در طراحی قابهای مهاربندی واگرا است. پیوندهائی که طولشان کمتر از مقدار فوق باشد، رفتار کاملاً برشی دارند و از طرف دیگر اگر طول پیوند بزرگتر از $2.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد، رفتار تیر پیوند خمشی خواهد بود و مفصل خمیری خمشی در دو انتهای تیر پیوند تشکیل خواهد شد. در تیرهای پیوندی که طول آنها بین دو محدوده فوق قرار گیرد تسلیم توام خمشی و برشی اتفاق می‌افتد [۲].

بطور خلاصه نتیجه می‌شود که تیرهای با پیوند کوتاه یا به عبارت دیگر تیرهای پیوند با نسبت e/L کم، سختی و مقاومت بالایی را برای قاب نتیجه می‌دهند. پیوندهای کوتاه، دوران زیادی را متحمل می‌شوند و توانایی آنها در فراهم آوردن دورانهای خمیری با تسلیم برشی نیز به خوبی ثابت شده است. پیوندهای بلند یا به عبارت دیگر پیوندهای با نسبت e/L بزرگ ضمن آنکه مقاومت و سختی کمتری دارند نیاز دورانی کمتری را نیز دارا می‌باشند.

۲-۳-۷- تسلیم و مکانیزم خرابی در تیر پیوند:

در پیوندهای خیلی کوتاه که تسلیم برشی رخ می‌دهد، کل طول جان تیر پیوند تحت اثر برش به تسلیم می‌رسد. از آنجا که نیروی برشی در کل طول تیر پیوند ثابت است، کرنش برشی ثابت و یکنواختی در کل طول تیر پیوند رخ می‌دهد. به علاوه تسلیم برشی، مقدار لنگرهای انتهایی تیر پیوند را محدود می‌کند و از کرنشهای بزرگ خمشی در انتهای تیر پیوند جلوگیری می‌کند. از طرف دیگر در تیرهای پیوند خیلی بلند که تسلیم برشی رخ نمی‌دهد، رفتار تیر پیوند به اینصورت است که کرنشهای خمشی غیرارتجاعی غیریکنواخت و بزرگی در دو انتهای تیر پیوند متمرکز می‌گردد، در حالیکه بقیه طول تیر پیوند ارتجاعی باقی می‌ماند. در محدوده بین دو حد برشی و خمشی، تسلیم برشی و خمشی به میزان قابل توجهی در رفتار تیر پیوند اثر می‌گذارند. این محدوده، ناحیه انتقالی از رفتار برشی به رفتار خمشی است. به علت تفاوت کامل مکانیزمهای تسلیم باید با توجه به طول تیر پیوند، مکانیزم تسلیم آن پیش‌بینی گردد، چرا که ظرفیت و نیازهای دوران خمیری مکانیزمهای برشی و خمشی بسیار متفاوت است. در تیرهای پیوند کوتاه، کماتش برشی غیرارتجاعی جان کنترل‌کننده حالت خرابی می‌باشد که می‌توان کماتش برشی را با تقویت‌کننده‌های جان کنترل نمود.

در تیرهای پیوند بلند مکانیزم خرابی معمولاً با تغییر شکل خمشی بزرگی توام است. در این حالت ترکیبی از کماتش بال، کماتش فشاری جان و یا کماتش جانبی پیچشی مورد انتظار است. همچنین به علت اثر کرنش خمشی بزرگ توسعه یافته در انتهای تیر پیوند بلند، امکان شکست اتصالات جوشی می‌تواند یک مد خرابی باشد [۲].

۲-۳-۸- اثر کماتش جان تیر پیوند:

آزمایشات نشان داده است که برش بسیار زیادی در جان تیر پیوند برشی بوجود می‌آید. اثر سخت‌شدگی مجدد فولاد سبب می‌شود که حد نهایی تسلیم برشی برابر $1.5V_p$ در نظر گرفته شود. از طرف دیگر دوران خمیری تیر پیوند نیز سبب

تسلیم جان تیر پیوند می‌شود. لذا برای جلوگیری کماتش زود هنگام جان نیز باید در سراسر طول آن از تقویت کننده‌های قائم جان استفاده کرد تا علاوه بر جلوگیری از کماتش موضعی جان بتوان از مقاومت پس از کماتش جان نیز استفاده نمود [۲]. ظرفیت جذب انرژی در تیرهای پیوندی که بوسیله سخت کننده قائم جان تقویت شده‌اند از ظرفیت جذب انرژی تیرهای پیوندی که سخت کننده ندارند بسیار بیشتر است.

در تیرهای پیوند بلند هر چند نیازی به تامین سخت کننده‌ها به علت کماتش جان وجود ندارد ولی آزمایشهای مختلف نشان داده‌اند که در حالی که سخت کننده‌های قائم جان وجود ندارد و مهارهای کافی نیز در طول تیر پیوند پیش‌بینی نشده‌اند به دلیل کماتش جانبی پیچشی بال، تیر پیوند رفتار ضعیفی از خود نشان می‌دهد.

۲-۳-۹- مقاومت نهایی تیر پیوند:

فلسفه اصلی طراحی مهاربندهای واگرا متمرکز نمودن عملکرد غیرخطی قاب در تیر پیوند می‌باشد. بطوریکه پیوند بر این اساس طرح و جزئیات آن تعیین می‌گردد تا مقاومت و ظرفیت دوران خمیری مورد نیاز را فراهم کند. از طرف دیگر سایر اعضای قاب باید مقاومت کافی داشته باشند. به خصوص مهاربندها، ستونها و تیرهای خارج از محدوده تیر پیوند باید برای حداکثر نیرویی که با تسلیم تیر پیوند متناظر است طراحی شوند. یعنی طراحی باید براساس روش طرح ظرفیت انجام پذیرد. بنابراین در مهاربندهای واگرا باید یک تخمین حد بالا و معقول از برش نهایی و لنگرهای انتهایی تیر پیوند برای انجام عملیات طراحی قاب صورت گیرد [۲].

بررسی‌هایی که روی تیرهای پیوند کوتاه انجام شده است، مشخص نموده که مقاومت نهایی برشی از ظرفیت برشی مقطع تیر پیوند، V_p ، بزرگتر است. این اضافه مقاومت ناشی از عوامل زیر می‌باشد:

- سخت شدگی مجدد فولاد
- اثر سیستم سقف مرکب کف
- بزرگتر بودن تنش تسلیم واقعی از تنش تسلیم اسمی بخصوص در ورق جان.

لذا پیشنهاد شده است که مقاومت نهایی برش $1/5$ برابر مقاومتی که براساس تئوری ساده خمیری به دست می‌آید در نظر گرفته شود.

۲-۴-۱- سیستم جدید قاب با مهاربندی زانویی: Knee Bracing Frame (KBF)

سیستم قاب با مهاربندی زانویی **KBF** برای اولین بار توسط پروفسور آریستیزا بال اوچوا (*Aristizabd - Ochoa*) معرفی شد. این سیستم شامل قاب با مهار قطری است که یک یا هر دو انتهای عضو قطری به عضو زانویی متصل می‌گردد. سختی از طریق عضو قطری و شکل‌پذیری از طریق تسلیم خمشی عضو زانویی تامین می‌گردد.

سیستم **KBF** بسته به موقعیت عضو زانویی در سیستم قابی دارای انواع مختلفی می‌باشد. شکل ۲-۲۲ انواع سیستمهای جدید **KBF** را نشان می‌دهد. در این شکل چهار مدل از قابهای **KBF** نشان داده شده است که به شرح ذیل می‌باشند [7,4].

a- مدل **(Top Knee Brace Frame) T-KBF**: مدلی است که در آن عضو زانویی در انتهای فوقانی مهار قطری قرار

دارد (شکل ۲-۲۲ - a).

b- مدل (Bottom Knee Brace Frame) B-KBF: مدلی است که در آن عضو زانویی در انتهای پائین مهار قطری

قرار دارد (شکل ۲-۲۲- b).

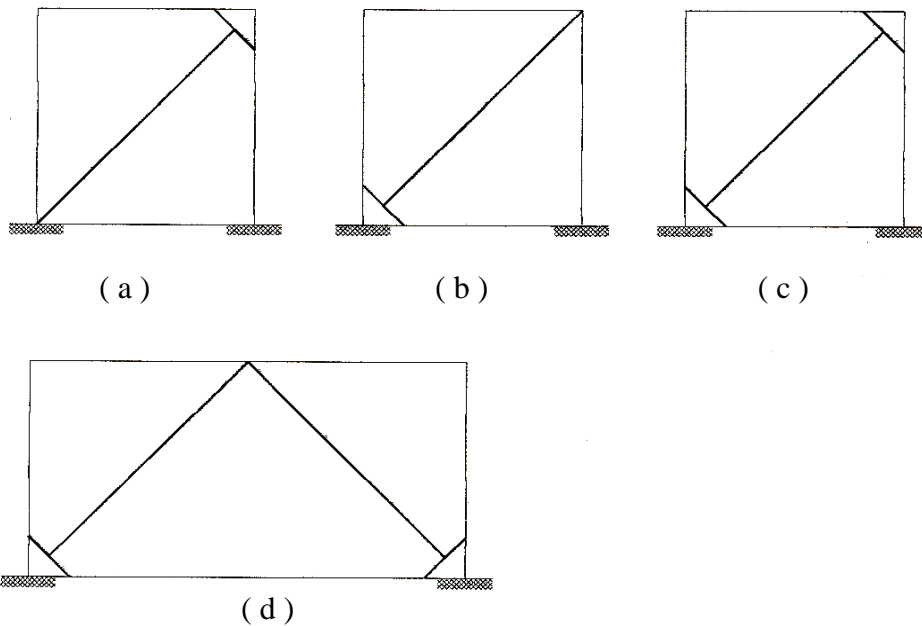
c- مدل (Double Knee Brace Frame) D-KBF: مدلی است که در آن در هر انتهای عضو قطری یک عضو

زانویی قرار دارد (شکل ۲-۲۲- c).

d- مدل (Double Brace and Bottom knee Brace Frame) D-BKBF: مدلی است که در آن دو عضو قطری در

قسمت فوقانی به وسط تیر طبقه متصل شده و در انتهای پائین به المانهای زانویی متصل‌اند. این مدل بیشتر برای دهانه‌های

بزرگ مفید می‌باشد (شکل ۲-۳۲- d).



شکل ۲-۲۲- انواع قابها با مهاربند زانویی

رفتار غیرخطی مناسب این سیستم به رفتار زانویی بستگی دارد، که بصورت فیوز در هنگام زلزله شدید عمل می‌کند و انرژی را از طریق لهیدگی خمشی عضو زانویی مستهلک می‌کند.

طراحی عضو زانویی دارای اهمیت خاصی است بطوریکه برای تحلیل و طراحی مقطع آن باید قاب براساس روش طرح خمیری تحلیل و طراحی گردد. به اینصورت که مقاومت، مقاومت نهایی در حالت غیرخطی و تحلیل نیز تحلیل غیرخطی باشد؛ که در آن مکانیزمهای محتمل خرابی تعیین می‌گردند.

در سیستم معرفی شده توسط اوچوا مهاربندهای قطری برای عدم کماتش تحت نیروی فشاری و یا عدم تسلیم، طرح نشده بود و بنابراین همانند مهاربندهای همگرا، دچار کماتش می‌شدند. نتایجی که او بر روی این سیستم و با مطالعه رفتار غیرخطی آن بدست آورد عبارتند از [۱]:

- می‌توان این سیستم را به گونه‌ای طراحی نمود که حتی در بخش زیادی از مرحله غیرخطی، قاب مربوطه ارتجاعی باقیمانده باشد [3].
- سختی جانبی این سیستم به اندازه کافی بوده و در حد سیستم EBF و یا حتی بیشتر از آنست.

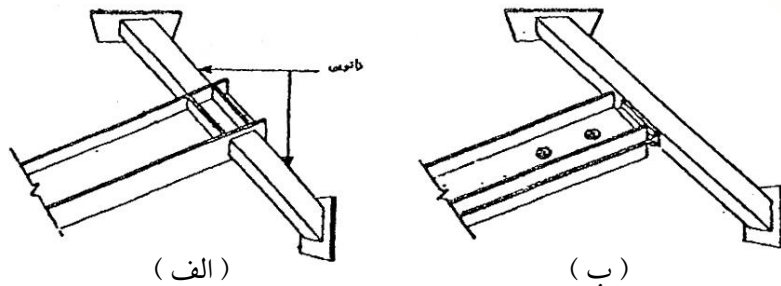
- برخلاف سیستم **EBF** که باید در آن اتصال تیر به ستون از نوع صلب باشد، این مهاربندها را می‌توان حتی در سازه‌ها با اتصال مفصلی نیز بکار برد.
 - کاربرد این مهاربندها در سازه‌های چند طبقه نیز مناسب بوده و در حین تسلیم زانویی‌ها، سختی سازه تغییر چندانی نمی‌کند.
 - سختی ثانویه سازه (یعنی سختی آن بعد از تسلیم عضو زانویی) به مساحت مهاربند قطری بستگی ندارد.
 - برای اطمینان از رفتار مناسب سیستم، بهتر است عضو زانویی بیشتر از ۵۰٪ سبکتر از تیر یا ستون باشد (هر کدام که بزرگتر است). همچنین ظرفیت لنگر خمیری آن کمتر از $[\lambda] \leq 8(P.L.Sin\phi)$ باشد که در آن **P**، نیروی لازم برای تسلیم مهاربند و ϕ زاویه مهاربند با زانویی است. شرط اخیر باعث خواهد شد تا تسلیم خمشی زانویی قبل از تسلیم محوری مهاربند اتفاق افتد. L نیز طول عضو زانویی است.
 - بعد از اوجوا، سیستم مهاربند زانویی کمانش ناپذیر توسط بلندرا (**Balendra**) و همکارانش معرفی شد که در آن مهاربند قطری برای عدم کمانش فشاری نیز طراحی گردید و بنابراین، این امکان وجود داشت تا فقط از یک المان مهاربندی استفاده گردد.
- نتایجی که بلندرا بر روی این سیستم به دست آورد به شرح زیر است [8,4]:
- عضو زانویی بهتر است از نوع پروفیل قوطی باشد تا در مقابل کمانش جانبی پیچش و یا تسلیم برشی زودرس راحتتر مقاومت نماید.
 - نسبت ممان اینرسی تیر به ممان اینرسی ستون بر مقدار سختی جانبی کل سیستم اثر چندانی نداشته و می‌توان همانند اثر سطح مقطع اعضاء قاب از آن صرف نظر کرد.
 - مساحت مقطع مهاربند قطری فقط تا حد معینی روی سختی جانبی اثر داشته و بعد از آن حد، حتی با افزایش این مساحت، سختی جانبی تغییر چندانی نمی‌کند.
 - تحت بارگذاری دینامیکی، می‌توان سیستم را به گونه‌ای طراحی کرد که مهاربند دچار کمانش یا تسلیم نشده و قاب نیز ارتجاعی باقی بماند و تنها عضو زانویی دچار خرابی و یا تسلیم شود.
 - پروفیل قوطی مورد استفاده برای عضو زانویی بهتر است از نوع پروفیل‌های نورد و گرم باشد تا ظرفیت شکل پذیری زیادتری را نتیجه دهد. همچنین جوش اتصال آن به تیروستون باید از نوع جوش با نفوذ کامل باشد.
 - با یک اجرا و نظارت صحیح می‌توان تا مقدار شکل‌پذیری حدود ۵ یا بالاتر را از این سیستم انتظار داشت. بطوریکه تا این محدوده، هیچگونه کاهشی در میزان سختی و یا مقاومت کل سیستم روی ندهد.
- در آزمایشات دینامیکی عملی که بر روی یک مدل بزرگ قاب **KBF** دو طبقه انجام شد، نتیجه گیری شد که می‌توان عضو زانویی را به نحوی طراحی کرد که این سیستم قابلیت جذب و استهلاک انرژی را بدون از دست دادن مقاومت جانبی داشته باشد. [9] آسیبه‌های ناشی از زلزله در این سیستمها در عضو زانویی متمرکز می‌شود و در نتیجه از انتقال خسارت به اعضای اصلی سازه به میزان قابل ملاحظه‌ای جلوگیری می‌کند.

۲-۴-۲- اتصالات مهاربند - زانویی:

مقاطعی که معمولاً جهت مهاربند قطری استفاده می‌شود از مقاطع I شکل یا دو مقطع ناودانی (D یا I) می‌باشد. چون عرض مهاربند بطور معمول بزرگتر از عرض زانویی است، در این حالت دو روش اتصال جهت اتصال مهاربند به زانویی ممکن می‌شود، که در شکل ۲-۲۳ نشان داده شده‌اند.

اتصال (a) برای یک مقطع (I) شکل و اتصال (b) جهت مهاربند ساخته شده از دو نیم‌رخ ناودانی می‌باشد.

در اتصال شکل (۲-۲۳-الف) عضو زانویی از دو جزء تشکیل شده است که به بال مهار قطری جوش شده‌اند و از جان مقطع I شکل مهاربند توسط چهار سخت کننده همانند شکل (۲-۲۳-الف) محافظت می‌گردد. در اتصال شکل (۲-۲۳-ب) عضو زانویی به صورت یکپارچه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این نوع اتصال یک ورق T شکل آماده در حالیکه به عضو زانویی جهت فرم دادن اتصال مهاربند - زانویی جوش شده است به مهار قطری توسط پیچهای اصطکاکی پیش تنیده متصل می‌گردد. این موضوع جهت به حداقل رساندن احتمال لغزش اتصال در طی بارگذاری سیکنی می‌باشد. ورق T شکل در سطح مشترک با زانویی پخ زده می‌شود تا جوش قوی بدست آید. پهنای ورق انتخابی با پهنای مقطع توخالی مربعی معمولاً برابر در نظر گرفته می‌شود. این امر به جهت امکان توزیع بار مهاربند به جان مقاطع توخالی و جلوگیری از ایجاد پانچ (سوراخ) در بال مقطع می‌باشد [4، 7].



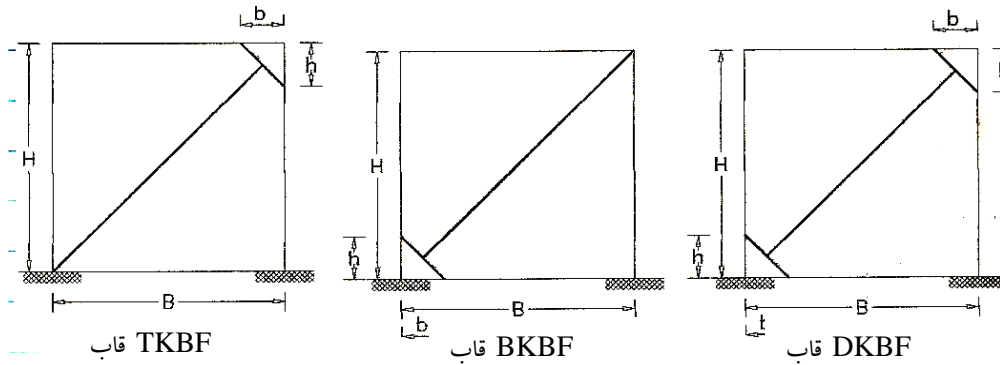
شکل ۲-۲۳- دو نمونه از اتصال بادبند به زانویی [4، 7]

۲-۴-۳- سختی جانبی ارتجاعی قابهای KBF:

برای تعیین سختی ارتجاعی یک سازه، سازه را در مقابل با کنترل تغییر مکان جانبی اندازه گیری می‌کنند. هر قدر که سازه سخت تر باشد، مقاومت آن در مقابل تغییر مکان جانبی بیشتر می‌باشد.

سختی جانبی برابر نسبت نیروهای جانبی وارده به بالای قاب به تغییر مکان جانبی متناظر آن می‌باشد. لذا جهت محاسبه سختی جانبی قاب، باید تغییر مکان جانبی قاب را در نقطه اثر اعمال نیروی جانبی بدست آورد.

جهت بررسی رفتار ارتجاعی قابهای KBF سه مدل **DKBF**، **BKBF**، **TKBF** مورد بررسی قرار می‌گیرند. (شکل ۲-۲۴)



شکل ۲-۲۴- انواع قابهای KBF

همانطوریکه در شکل ملاحظه می گردد، قابهای دارای ارتفاع H و عرض دهانه B می باشند. موقعیت عضو زانویی توسط پارامترهای h و b مشخص شده است.

سختی جانبی ارتجاعی قاب، k ، را می توان بصورت تابعی از پارامترهای هندسی و مشخصات مقاطع اعضاء بصورت زیر نشان داد [4, 3].

$$K = f(H, B, h, b, A, L, A_c, I_c, A_b, I_b, A_k, I_k) \quad (13-2)$$

که در آن:

E : ضریب ارتجاعی

A, A_k, A_b, A_c : به ترتیب سطح مقطع ستون، تیر، زانویی و مهاربند

I_k, I_b, I_c : به ترتیب ممان اینرسی ستون، تیر و زانویی است.

در صورتیکه پارامتر $\frac{K}{EI_c/H^3}$ را به عنوان پارامتر مورد بررسی فرض کنیم، می توان معادله ۱۳-۲ را بصورت زیر نشان داد:

$$\frac{K}{EI_c/H^3} = \varphi \left\{ \frac{I_b}{I_c}, \frac{I_k}{I_c}, \frac{I_k}{I_b}, \frac{A}{A_k}, \frac{H}{B}, \frac{h}{H}, \frac{b}{B}, \frac{A_b/B}{I_c/H^3}, \frac{A_c/H}{I_c/H^3}, \frac{A_k/I_k}{I_c/H^3} \right\} \quad (14-2)$$

از آنجائیکه تغییر شکل محوری المانی خمشی در مقایسه با تغییر شکل سخمشی آن ناچیز است، لذا از پارامتر

صرف نظر می شود. بنابراین رابطه (۱۴-۲) بصورت زیر خلاصه خواهد شد:

$$\frac{K}{EI_c/H^3} = \varphi \left\{ \frac{I_b}{I_c}, \frac{I_k}{I_c}, \frac{I_k}{I_b}, \frac{A}{A_k}, \frac{H}{B}, \frac{h}{H}, \frac{b}{B} \right\} \quad (15-2)$$

از طرف دیگر چون در سیستمهای KBF عضو قطری باید برای مقابله با کمانش طرح شود، معمولاً حول محور خارج از پلان، به یک مهار سنگین جانبی همانند حالت قابهای EBF مورد نیاز خواهد بود. بدین ترتیب سختی جانبی KBF در بیشتر اوقات بالاتر از قابهای بدون مهاربندی نظیر می باشد. چون مهاربند بیشترین سختی جانبی را تامین می نماید، سختی حاصل از

تیر قابل صرف نظر می باشد و پارامتر $\frac{I_b}{I_c}$ حساسیت لازم را نخواهد داشت.

بنابر توضیحات فوق معادله (۱۵-۲) را می توان به شکل زیر نوشت [4, 3]:

$$\frac{K}{EI_C / H^3} = \phi \left\{ \frac{I_k}{I_C}, \frac{I_k}{I_b}, \frac{A}{A_K}, \frac{H}{B}, \frac{h}{H}, \frac{b}{B} \right\} \quad (16-2)$$

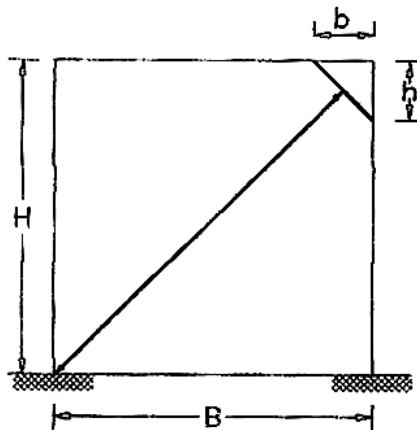
در معادله فوق پارامتر $\frac{H}{B}$ به نسبت ظاهری قاب معروف است در حالیکه نسبتهای $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ موقعیت عضو زانویی را معرفی می نمایند. پارامترهای $\frac{I_K}{I_C}$ ، $\frac{I_K}{I_b}$ ، $\frac{A}{A_K}$ به پارامترهای مقطعی لازم سازه، که در سختی سازه موثرند، اشاره می کند.

۲-۴-۴- اثر مشخصات اعضا، بر سختی جانبی ارتجاعی سیستمهای KBF:

پارامترهای اول و دوم و سوم معادله (۱۶-۲) به مشخصات اعضا مربوط می شوند. برای بررسی میزان تأثیر پارامترهای $\frac{I_K}{I_C}$ ، $\frac{I_K}{I_b}$ و $\frac{A}{A_K}$ بر سختی جانبی قابهای KBF، می توان قابهایی را با مشخصات هندسی ثابت در نظر گرفت و با تغییر مشخصات مقاطع اعضا تغییر مکان جانبی قابها، تحت بار جانبی واحد را محاسبه نمود و سپس سختی ارتجاعی قابها (K) را بدست آورد. با ترسیم منحنی های تغییرات سختی نسبت به ممان اینرسی ها $\frac{I_K}{I_C}$ ، $\frac{I_K}{I_b}$ و تغییرات سختی نسبت مساحت $\frac{A}{A_K}$ می توان اطلاعات جامعی نسبت به موقعیت سختی انواع قابهای KBF بدست آورد و همچنین می توان برداشت نمود که افزایش و یا نسبت مصالح مصرفی در اعضای مختلف به چه صورت بر میزان سختی اثر خواهد گذاشت [۱۰].

۲-۴-۵- رفتار غیر خطی مهاربند زانویی تحت بار جانبی:

برای بررسی رفتار غیر خطی دینامیکی قابهای KBF تحت اثر زلزله یک قاب نمونه مطابق با شکل ۲-۵ در نظر می گیریم. اتصال تیر به ستونها و زانویی به تیر و زانویی به ستون از نوع خمشی و اتصال مهاربند قطری به زانویی و پای ستون، مفصلی و اتصال ستونها به پی گیر داراست.



شکل ۲-۵- قاب دارای مهاربند زانویی

عضو زانویی برای تسلیم خمیری با ظرفیت چرخش کافی از طریق محدود کردن نسبت عرض به ضخامت طراحی می گردد. اتصال مهاربند به زانویی باید از تغییر شکل جانبی جلوگیری کند، بطوریکه افت و کاهش ناگهانی در سختی قاب ایجاد نکند. عضو زانویی باید طوری انتخاب شود که بطور جانبی پایدار باشد، بدون اینکه نیاز به مهار جانبی در محل اتصال مهاربند قطری به زانویی باشد. [9] لذا از مقاطع تو خالی جعبه ای قوطی شکل برای عضو زانویی استفاده می گردد.

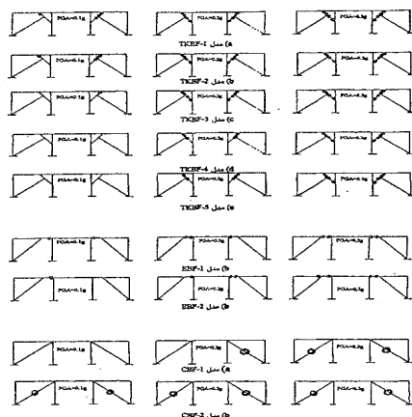
استاندارد BS5950 اشاره می کند که مقاطع توخالی مربعی نیازی به کنترل کماتش پیچشی ندارند. ابعاد زانویی نیز باید طوری انتخاب شود که مقاومت و شکل پذیری لازم را ایجاد کند. طراحی دیگر اعضای قاب نیز باید به گونه ای باشد که قویتر از عضو زانویی باشد، بطوریکه عضو زانویی بتواند به حد تسلیم برسد. لذا در طراحی ها، ستونها قویتر از تیرها و هر دو عضو تیر و ستون قویتر از عضو زانویی انتخاب می گردد.

اینک می توان با استفاده از یک برنامه رایانه ای و به روش آنالیز گام به گام تحت اثر شتاب زلزله های مختلف ، قاب مورد نظر و همچنین نمونه هایی از قابهای همگرا و واگرا را تحلیل نموده و تغییر مکان ماکزیمم نسبی طبقات ، ضریب برش پایه ماکزیمم طبقات و شکل پذیری قابها را محاسبه و جهت ارزیابی با مقادیر مجاز آئین نامه مقایسه نمود.

نتایج بررسی ها نشان می دهد که قابهای همگرا بیشترین ضریب برش پایه را نسبت به سایر مدل‌های مورد مطالعه دارند. ضریب برش پایه قابهای واگرا تقریباً هم سطح با برخی مدل‌های TKBF است. در صورتیکه ضرایب برش پایه با تغییر مکان جانبی به صورت دو خطی بیان شوند، ملاحظه می گردد که شیب شاخه اول (ارتجاعی) قابهای همگرا بیشتر از سایر مدل‌های مورد مطالعه می باشد. در قابهای TKBF نیز با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ شیب شاخه یا به عبارت دیگر سختی کاهش می یابد. بطور کلی نتیجه می گردد که سختی ارتجاعی قابهای همگرا از قابهای واگرا و TKBF بیشتر است و سختی قابهای TKBF در بین سختی قابهای همگرا و واگرا قرار دارد [10 , 11 , 12].

شکل ۲-۲۶ ترتیب تشکیل مفاصل خمیری را در قابهای مورد مطالعه نشان می دهد. در این شکلها علامت (●) روی اعضا تیر، ستون ، مهاربند و زانویی نشان دهنده تشکیل مفاصل خمیری و علامت (○) روی مهاربندها نشان دهنده کماتش اعضای مهاربندی است .

همانطور که در شکل‌های مربوط به مدل‌های TKBF مشهود است ، نیروی زلزله اساساً توسط اعضای زانویی تحمل شده و از طریق لهیدگی خمشی ، بارهای زلزله را مستهلک می کند.



شکل ۲-۲۶- روند تشکیل مفاصل خمیری قابها تحت تاثیر زلزله ناغان

اولین مفصل خمیری که در قابهای واگرا تشکیل می شود ، مکانیزم تیر است . بعد از این مرحله با افزایش شتاب وارده ، تشکیل مفاصل خمیری به ستونها نیز گسترش یافته است . این موضوع در مقایسه با مدل‌های TKBF قابل توجه است، زیرا که در این قابها، اولین مفاصل خمیری روی عضو زانویی تشکیل می شوند که از اعضای اصلی سازه ای محسوب نمی شود. اولین مکانیزمی که در قابهای همگرا تشکیل می گردد، مکانیزم کماتش اعضای مهاربندی است. در این قابها با افزایش شتاب

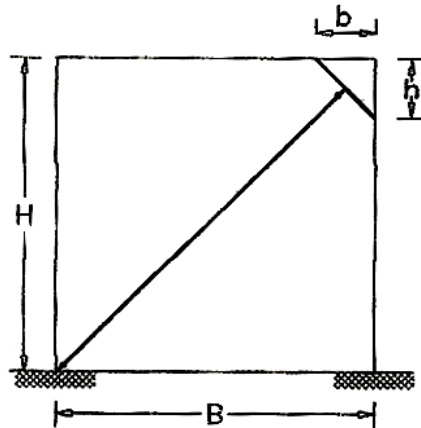
وارد مفاصل خمیری در ستونها نیز تشکیل خواهد شد. بنابراین در حالت کلی می توان ترتیب تشکیل مفاصل خمیری در قابهای فوق را به صورت زیر بیان نمود [۱۰] :

- قابهای **TKBF**: زانویی - تیر - ستون
- قابهای واگرا **EBF**: تیر - ستون
- قابهای همگرا **CBF**: مهاربند - ستون - تیر

فصل سوم

۳-۱- مقدمه :

همانگونه که در فصل دوم اشاره گردید قابهای **KBF** شکلهای مختلفی دارند. به منظور بررسی آنها قابی همانند شکل ۳-۱ را در نظر می‌گیریم. این قاب از نوع **TKBF** می‌باشد. یعنی قابی که عضو زانویی در انتهای فوقانی عضو قطری قرار داد. در سیستم **KBF** اتصال تیر به ستون، زانویی به تیر و زانویی به ستون از نوع خمشی بوده و اتصال مهاربند به پای ستون و عضو زانویی مفصلی فرض می‌گردد (شکل ۳-۱).

شکل ۳-۱- قاب **TKBF**

از دید سازه‌ای قاب شکل ۳-۱ دارای ۷ درجه نامعینی می‌باشد. سه درجه نامعینی مربوط به حلقه بسته، سه درجه دیگر مربوط به تکیه گاه گیردار و یک درجه نیز به دلیل عضو قطری می‌باشد، که جمعاً ۷ درجه نامعینی را شامل می‌شود. در سازه‌های با مهاربندی جانبی تغییرشکل‌های سازه ناچیز می‌باشد و لذا، در این گونه سازه‌ها اثرات مرتبه دوم $P-\Delta$ از اهمیت چندانی برخوردار نیست. با توجه به اینکه سیستم‌های **KBF** نیز مهاربندی شده می‌باشند، لذا بررسی اثر $P-\Delta$ در آنها نیز لازم به نظر نمی‌رسد.

در این فصل سیستم‌های مختلف مهاربندی جانبی قابها (**CBF**, **EBF**, **KBF**) با یکدیگر مقایسه شده و نهایتاً منحنی‌های هم‌سختی برای سیستم‌های **KBF** ترسیم می‌گردد.

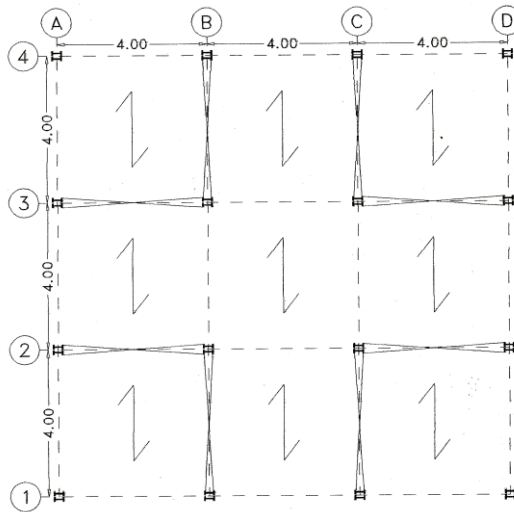
به منظور بررسی عملکرد دینامیکی سیستم‌های فوق، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های زلزله‌های طبس و ناغان انجام می‌پذیرد.

۳-۲- مشخصات کلی ساختمان:

ساختمان مورد نظر ساختمانی فلزی و منظم در پلان و فاقد پیچش می‌باشد، که برای مهاربندی جانبی آن در هر دو جهت متعامد به ترتیب از سیستم‌های مهاربندی جانبی مختلف **KBF**, **EBF** و **CBF** استفاده خواهد شد.

برای بارگذاری ثقلی از آئین نامه ۵۱۹ و برای بارگذاری جانبی آئین نامه ۲۸۰۰ ملاک عمل قرار می‌گیرد. جهت تحلیل قابهای مورد مطالعه از برنامه **SAP 2000** استفاده خواهد شد. جهت طراحی المانهای قابها نیز از آئین نامه **AISC_LRFD** استفاده می‌گردد و سپس مقاطع با استفاده از قسمت دوم آئین نامه **AISC** کنترل می‌گردند.

پلان محور بندی ساختمان بصورت شکل ۳-۲ می باشد، که فاصله بین محورها، جهت بارگذاری و همچنین دهانه های مهاربندی شده در آن مشخص گردیده است.



شکل ۳-۲- پلان محور بندی

مشخصات کلی در نظر گرفته شده برای ساختمان فوق الذکر به شرح ذیل است:

- اتصال تیرها به ستونها گیردار (خمشی) فرض می گردد.
- اتصال زانویی به تیر و زانویی به ستون گیردار فرض می گردد.
- اتصال عضو قطری به زانویی و به پای ستون مفصلی فرض می گردد.
- اتصال ستونها به پی گیردار فرض می گردد.
- نوع زمین محل ساختمان طبق جدول شماره (۲) آئین نامه ۲۸۰۰ نوع III و جز خاکها با تراکم متوسط است.
- محل احداث آن در مشهد با خطر نسبی زیاد در نظر گرفته می شود.
- سیستم سقف تیرچه و بلوک است.
- قاب مورد مطالعه قاب محور 2 می باشد.

سیستمهای سازه ای مختلف جهت مهاربندی جانبی به قرار زیر است:

الف : سیستم **TKBF+MRF** :

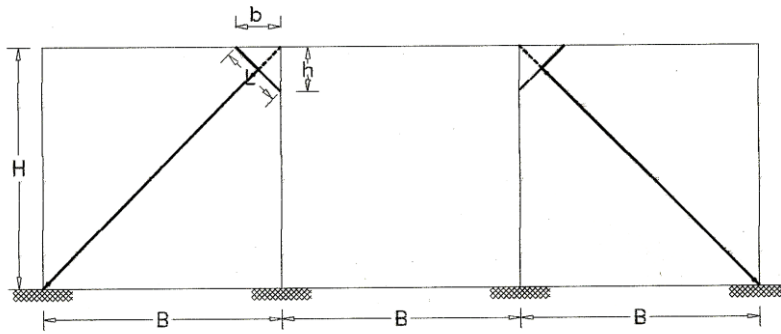
مشخصات هندسی مدل های فوق به صورت جدول ۳-۱ است.

جدول ۳-۱- مشخصات هندسی مدل های TKBF

مدل	$B^{(m)}$	$H^{(m)}$	b/B	h/H	$b^{(m)}$	$h^{(m)}$	$L^{(m)}$
TKBF 1	4	4	0.15	0.15	0.6	0.6	0.85
TKBF 2	4	4	0.20	0.20	0.8	0.8	1.13
TKBF 3	4	4	0.25	0.25	1.0	1.0	1.41
TKBF 4	4	4	0.30	0.30	1.2	1.2	1.70
TKBF 5	4	4	0.35	0.35	1.4	1.4	1.98

TKBF 6	4	4	0.40	0.40	1.6	1.6	2.26
TKBF 7	4	4	0.45	0.45	1.8	1.8	2.55
TKBF 8	4	4	0.50	0.50	2.0	2.0	2.83

پارامترهای هندسی این سیستم در شکل مشخص شده است (شکل ۳-۳).



شکل ۳-۳ - سیستم TKBF + MRF

ب - سیستم EBF + MRF :

سیستم مزبور را در دو مدل به نامهای EBF1 با برون محوری $e = 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ و EBF2 با برون محوری $e = 2.6 \frac{M_p}{V_p}$

در نظر می گیریم. بطوریکه سیستم اول درمد برشی و سیستم دوم درمد خمشی واقع گردد [۱۳ و ۱۴] (شکل ۳-۴).
طول تیر رابط بصورت زیر محاسبه خواهد شد.

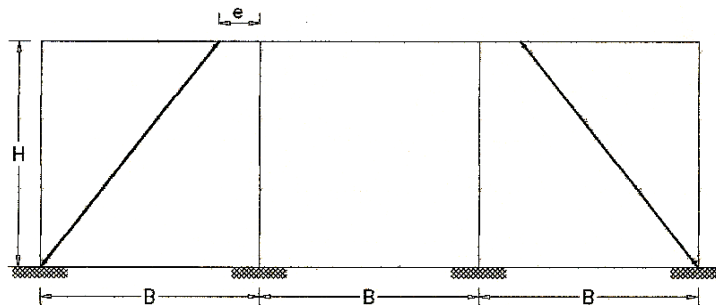
IPE27:

$$M_p = ZF_y = 484 \times 2400 = 1161600 \text{ Kg.cm}$$

$$V_p = 0.55F_y dt = 0.55 \times 2400 \times 27 \times 0.66 = 235224 \text{ Kg}$$

$$e_1 = 1.6 \frac{M_p}{V_p} = 78 \text{ cm}$$

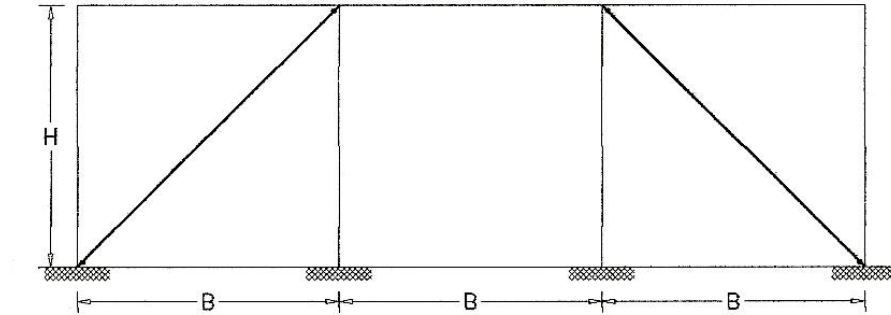
$$e_2 = 2.6 \frac{M_p}{V_p} = 128 \text{ cm}$$



شکل ۳-۴ - سیستم EBF + MRF

ج - سیستم CBF + MRF :

این سیستم نیز در دو مدل CBF1 و CBF2 در نظر گرفته می‌شود. در سیستم نوع اول مهاربندها برای عدم کماتش طراحی شده، اما در سیستم نوع دوم مهاربندها را برای کشش طراحی می‌نمائیم (شکل ۳-۵).



شکل ۳-۵- سیستم CBF + MRF

۳-۳- بارگذاری :

بارهای وارد بر سازه به دو صورت بارهای ثقلی و نیز بارهای جانبی می‌باشد. برای محاسبه و تعیین بارهای ثقلی آئین نامه ۵۱۹ و برای بارهای جانبی آئین نامه ۲۸۰۰ را مورد نظر قرار می‌دهیم.

۳-۳-۱- بارگذاری ثقلی:

بارهای مرده و زنده در نظر گرفته شده برای ساختمان فوق به شرح ذیل است :

850Kg/m ²	وزن سقف
600Kg/m	وزن دیوارهای پیرامون ساختمان
600Kg/m	وزن دیوار جان پناه
150Kg/m ²	بار زنده

حال بارهای مرده و زنده وارد بر تیرها را بصورت زیر محاسبه می‌نمائیم.

$$DL = 4 \times 850 = 3400Kg / m$$

$$LL = 4 \times 150 = 600Kg / m$$

همچنین می‌توان وزن ساختمان را برای محاسبات مربوط به بار جانبی به دست آورد. این وزن شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت، به اضافه درصدی از بار زنده می‌باشد.

طبق بند ۲-۲ آئین نامه ۲۸۰۰ باید ۲۰٪ بار زنده را در محاسبات مربوط به وزن ساختمان برای تعیین نیروی زلزله در نظر گرفت.

$$A = 12 \times 12 = 144m^2$$

A: زیر بنای کل طبقه

$$P = 48m$$

P: محیط ساختمان

$$W_D = 144 \times 850 + 1.5 \times 600 \times 2 = 124200 \text{ Kg}$$

$$W_L = 144 \times 150 \times 0.2 = 4320 \text{ Kg}$$

$$W = W_D + W_L = 124200 + 4320 = 128520 \text{ Kg} \cong 129 \text{ ton}$$

W_D : وزن ساختمان ناشی از بار مرده

W_L : وزن ساختمان ناشی از بار زنده

W : وزن کل ساختمان برای محاسبات بار جانبی

۳-۳-۲- بار گذاری جانبی :

برای بارگذاری از آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش دوم استفاده می‌گردد. روش تحلیلی که بدین منظور مورد استفاده قرار می‌گیرد، روش تحلیل استاتیکی معادل می‌باشد. در این روش نیروی جانبی زلزله بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان و با استفاده از طیف بازتاب طرح تعیین می‌گردد. C ضریب زلزله بوده و بصورت زیر به دست می‌آید:

$$C = ABI / R \quad (۱-۳)$$

A: شتاب مبنای طرح بوده و طبق بند ۲-۴-۲ آئین نامه برای منطقه ۲ که مشهد نیز در نقشه پهنه بندی زلزله در این منطقه قرار دارد، ۰/۳ در نظر گرفته می‌شود.

B: ضریب بازتاب ساختمان بوده و بصورت زیر بدست می‌آید.

$$B = 2.5 \left(\frac{T_o}{T} \right)^2 \leq 2.5 \quad (۲-۳)$$

T_o = عددی است بر حسب نوع زمین که طبق بند ۲-۴-۴ برابر با ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود.

T = زمان تناوب اصلی ساختمان بوده و طبق بند ۲-۴-۵ بصورت زیر بدست می‌آید.

$$T = 0.05 H^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۳)$$

$$T = 0.05 (4)^{\frac{3}{4}} = 0.14^s$$

حال می‌توانیم ضریب بازتاب ساختمان را محاسبه نمائیم.

$$B = 2.5 \left(\frac{0.7}{0.14} \right)^2 = 7.23 \not\leq 2.5 \rightarrow B = 2.5$$

I: ضریب اهمیت ساختمان بوده و طبق بند ۱-۵ ساختمان فوق جزء گروه ۲ قرار گرفته و طبق بند ۲-۴-۶ مقدار واحد را برای آن منظور می‌کنیم.

R: ضریب رفتار سازه می‌باشد. طبق بند ۲-۴-۷ آن را بصورت زیر در نظر می‌گیریم.

قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی برون محور فولادی

۶/۵

قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی هم محور فولادی

به دلیل آنکه ضریب رفتار سیستم مورد مطالعه (TKBF+MRF) در آئین نامه مشخص نشده است، لذا از میانگین دو ضریب فوق استفاده خواهیم نمود. یعنی ضریب رفتار قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی زانویی برابر با ۷ فرض می‌نمائیم.

$$\frac{B}{R} = \frac{2.5}{7} = 0.36 > 0.09ok \quad (۴-۳)$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{7} = 0.125 \quad (۵-۳)$$

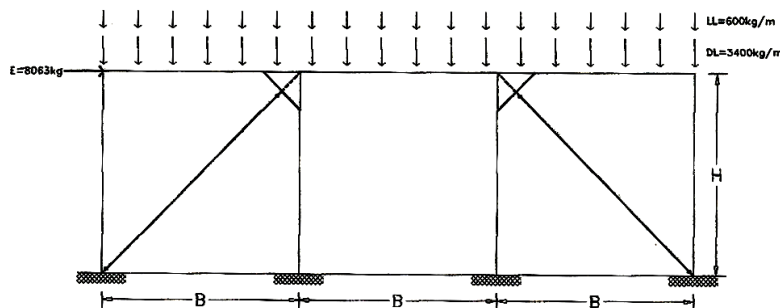
$$V = CW = 0.125 \times 129 = 16.125ton \quad (۶-۳)$$

طبق تبصره ۱ بند ۲-۴-۷ آئین نامه ۲۸۰۰ در سیستمهای دوگانه برای ساختمانهای تا ۸ طبقه و یا کوتاهتر از ۳۰ متر می‌توان بجای توزیع بار به نسبت صلبیت عناصر باربرجانبی، ۱۰۰ درصد نیروی جانبی زلزله را به دیوارهای برشی و یا مهاربندها اعمال نمود و از صلبیت عناصر مقاوم مشروط بر آنکه قابها ظرفیت تحمل حداقل ۳۰ درصد نیروی جانبی را داشته باشند صرف نظر نمود.

با توجه به این تبصره و نیز تقارن ساختمان می‌توانیم نیروی جانبی را به نسبت برابر بین قابهای مهاربندی شده توزیع نمائیم. داریم:

$$V = 16.125 \div 2 = 8.063ton$$

نتایج کلی بارهای مرده و زنده و جانبی در شکل نشان داده شده است (شکل ۶-۳).



شکل ۶-۳- خلاصه بارگذاری

۴-۳- تحلیل قابها :

برای تحلیل قابهای مورد مطالعه، از نرم افزار SAP2000 با ترکیب بارهای آئین نامه AISC-LRFD-86 استفاده می‌نمائیم. همانطوریکه قبلاً نیز اشاره شد بارهای وارده بر این قابها بارهای ثقلی و بار استاتیکی زلزله می‌باشد. ترکیب‌های بار مورد استفاده عبارتند از:

- 1) 1.4D
- 2) 1.2D + 1.6L
- 3) 1.2D + 1.5E + 0.5L
- 4) 0.9D - 1.5E

در این روابط:

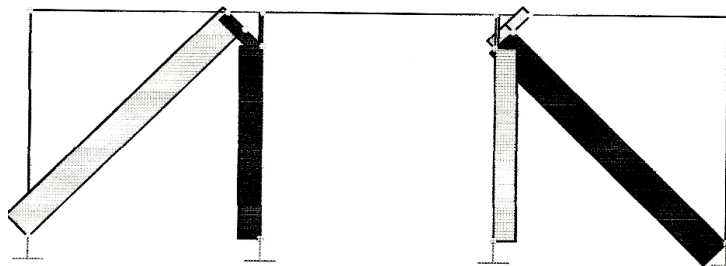
D: بار مرده حاصل از وزن اجزای سازه و اقلام دائمی متصل به آن

L: بار زنده

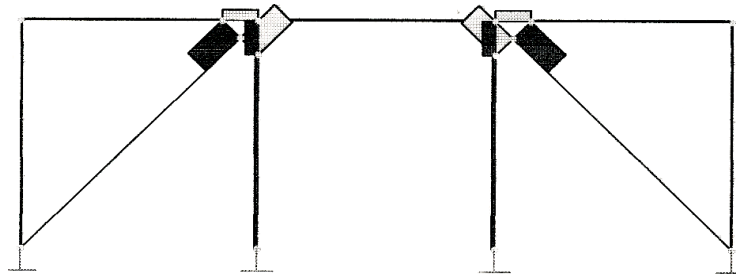
E: بار زلزله می‌باشد.

وقتی قاب مورد نظر تحت تاثیر بارهای ثقلی قرار گیرد، در ستونهای قاب نیروهای محوری و خمشی ایجاد می‌شود. همچنین عضو زانویی نیز درصدی از نیروهای وارده را بصورت لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی به خود جذب می‌کند، این عمل باعث کاهش لنگرهای خمشی در تیر طبقه شده و در طراحی تیر طبقه شماره مقطع پائین‌تری را نتیجه می‌دهد. عضو مهاربندی هم سهمی از بارهای ثقلی را که از عضو زانویی به ستون منتقل می‌شود، بصورت نیروی محوری به خود می‌گیرد. این نیروها قابل صرف‌نظراند.

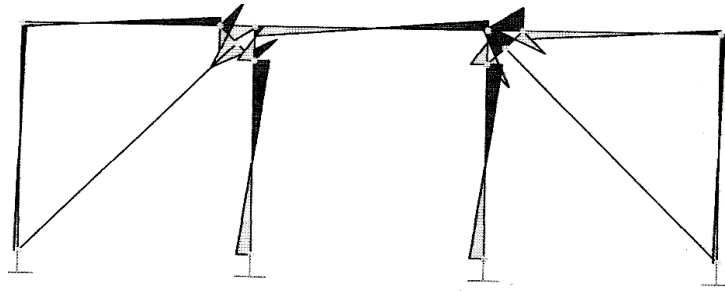
حال وضعیتی را در نظر می‌گیریم که قاب مورد نظر تحت تاثیر بارهای جانبی ناشی از باد یا زلزله قرار گیرد. همانطوریکه در شکل ۷-۳ مشاهده می‌گردد، درصد زیادی از نیروهای جانبی به عضو مهاربندی منتقل می‌شود. این امر باعث ایجاد نیروهای برشی و لنگر خمشی در المان زانویی شده است. لنگرها و برشهای ایجاد شده در عضو زانویی به ستونها و تیر طبقه منتقل شده و بطور کلی سازه در مقابل این بار جانبی بسیج می‌شود و از خود مقاومت نشان می‌دهد. با توجه به اشکال ۷-۳ تا ۹-۳ درصد نیرویی که از طریق بارجانبی اعمالی به قاب نمونه، به المان زانویی وارد می‌شود، حدود $0.25E$ نیروی محوری، حدود $0.35E$ نیروی برشی و مقدار قابل ملاحظه‌ای لنگر خمشی است. عضو زانویی تنها عضوی از قاب است که تحت تاثیر نیروهای شدید ناشی از بار جانبی قرار دارد.



شکل ۷-۳- نیروی محوری در عضو مهاربندی و عضو زانویی



شکل ۸-۳- نیروی برشی در عضو زانویی



شکل ۳-۹- لنگر خمشی در عضو زانویی

۳-۵- طراحی قابها:

قبل از وارد شدن به بحث طراحی قابها لازم است، پارامترهایی که در طراحی مقاوم در مقابل زلزله و رفتار سازه تاثیر دارند، مورد بررسی قرار گیرند. فولاد به علت داشتن خواص شکل پذیری خوب و نسبت بالای مقاومت به وزن بعنوان یکی از مصالح ساختمانی مقاوم در مقابل زلزله به شمار می رود. تحقیقات انجام شده نیز حاکی از صحت این موضوع می باشد. علیرغم این موارد، فولاد به موجب داشتن ناپایداری های موضعی همیشه رفتار نرم از خود نشان نمی دهد. عللی که سبب ناپایداری می شوند، عبارتند از [۱۵]:

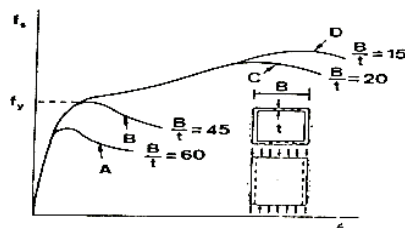
۳-۵-۱- کمانش موضعی اجزای جدار نازک با نسبت عرض به ضخامت زیاد.

۳-۵-۲- کمانش جانبی - پیچشی تیرها و تیر ستونها.

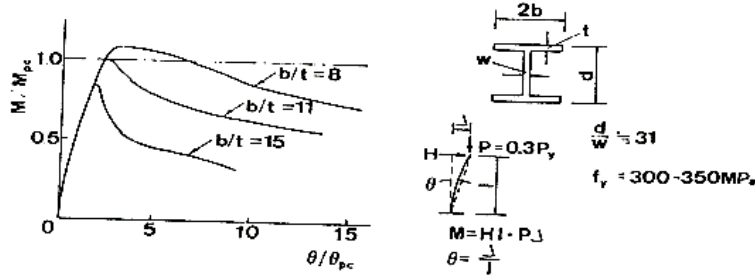
طراح سازه، به هرگاه بتواند بر مشکلات فوق فائق آید می تواند مطمئن باشد که یک سازه فولادی با شکل پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی مناسب طراحی نموده است.

۳-۵-۱- کمانش موضعی اجزای جدار نازک:

یک عضو فولادی با نسبت عرض به ضخامت بالا به علت کمانش موضعی قادر به رسیدن به مقاومت تسلیم خود نمی باشد. در صورتیکه هم به مقاومت تسلیم خود دست یابد، شکل پذیری لازم را نخواهد داشت. این امر بیانگر این مهم است که باید برای نسبت عرض به ضخامت حدی قایل شد. در طراحی سازه مقاوم شکل پذیر، در قیاس با سازه هایی که فقط بارهای قائم را تحمل می کند، نسبت عرض به ضخامت کمتری لازم است [۱۵]. شکل ۳-۱۰ منحنی های تنش - کرنش برای مقاطع قوطی را نشان می دهد که تحت تاثیر بار صعودی قرار گرفته است. مشاهده می شود، مقاطع با نسبت عرض به ضخامت بالا قبل از رسیدن به تنش تسلیم نزول مقاومت پیدا کرده و شکل پذیری از آنها کمتر شده است [۶]. همچنین شکل ۳-۱۱ منحنی های لنگر - دوران را برای یک تیر ستون طره ای با مقطع H نشان می دهد. که بیانگر تاثیر پارامتر عرض به ضخامت بر مقاومت و شکل پذیری این مقاطع است.

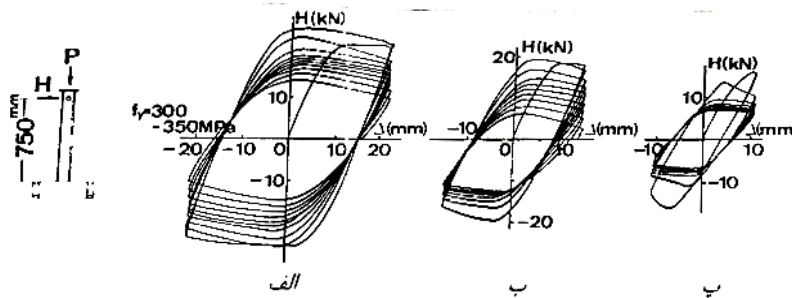


شکل ۳-۱۰- کمانش موضعی قوطیهای جدار نازک [۶]



شکل ۳-۱۱- نمودار لنگر - انحنای برای تیرستونهای H با نسبت عرض به ضخامت متفاوت [۱۶]

آزمایشات انجام گرفته بر روی تیرهای طره، تحت تاثیر بارهای سیکلی نشان داده است که با افزایش نسبت عرض به ضخامت، مقاومت و شکل پذیری کاهش می یابد و کمانش موضعی جان در این حالت بعد از کمانش بال به وقوع می پیوندد. این امر باعث کاهش بیشتر مقاومت می شود. (شکل ۳-۱۲) [۱۵].



شکل ۳-۱۲- نمودار پسماند تیرستونهای فولادی H با نسبتهای مختلف عرض به ضخامت [۱۵]:

الف. $b/t=8$ (مقاطع خمیری) ب. $b/t=11$ (مقاطع فشرده) پ. $b/t=16$ (مقاطع معمولی)

جهت مقابله با ناپایداری کمانش موضعی آئین نامه ها ضوابطی را برای این امر اختصاص داده اند. بر طبق قسمت دوم آئین نامه AISC [۱۶]، نسبت عرض به ضخامت بال نیرخهای I شکل نورد شده و یا نیرخهای ساخته شده تک جان که تحت تاثیر نیروهای فشاری قرار می گیرند که در بارگذاری نهایی چرخش لولای خمیری در آنها انجام می گیرد، نباید از مقادیر داده شده در ذیل تجاوز نمایند:

جدول ۳-۲- حداکثر نسبت عرض به ضخامت بال نیرخهای I شکل

F_y	2530	2950	3160	3515	3865	4220	4570
$b_f / 2t_f$	8.5	8.0	7.4	7.0	6.6	6.3	6.0

نسبت عرض به ضخامت بال تحت فشار نیرخهای قوطی و یا ورقهای پوششی تحت فشار در نیرخها، نباید از مقدار زیر بیشتر شود [۱۶]:

$$\frac{b_f}{t} \leq \frac{1593}{\sqrt{F_y}} \quad (۷-۳)$$

همچنین نسبت عمق به ضخامت جان اعضایی که تحت خمش خمیری قرار می گیرند، نباید از مقادیر داده شده در رابطه ۸-۳ یا ۹-۳ تجاوز نماید [۱۶].

$$\text{اگر } \frac{P}{P_y} \leq 0.27 \quad \frac{d}{t} = \frac{3455}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P}{P_y}\right) \quad (۸-۳)$$

$$\text{اگر } \frac{P}{P_y} > 0.27 \quad \frac{d}{t} = \frac{2155}{\sqrt{F_y}} \quad (۹-۳)$$

که در این روابط:

d: عمق جان

t: ضخامت جان

p: نیروی محوری وارده با ضریب

P_y: نیروی تسلیم مقطع برابر حاصلضرب تنش تسلیم در مساحت مقطع عضو هستند.

آئین نامه ۲۸۰۰ جدید ایران جهت نسبت عرض به ضخامت بال محدودیتهای زیر را در نظر می گیرد.

الف - تیرها باید ضوابط مقطع فشرده مبحث ۱۰ مقررات ملی ایران را برآورده کنند.

ب - نسبت عرض به ضخامت بال تیرها نباید از مقدار زیر تجاوز نماید [۶].

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{435}{\sqrt{F_y}} \quad (۱۰-۳)$$

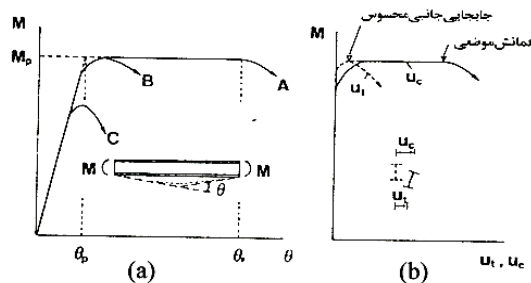
برای فولاد نرمه با $F_y = 2400 \text{Kg/cm}^2$ این نسبت حدود ۹ به دست می آید.

۳-۵-۲- کمانش جانبی در تیرها و کمانش جانبی - پیچشی در تیر ستونها:

تحقیقات انجام گرفته بر روی تیرها تحت اثر بار افزایشی نشان داده است، رابطه لنگر - دوران برای تیرها با مقطع **H**

شکل تحت تاثیر لنگر خمشی یکنواخت، بستگی به نسبت طول جانبی مهاربندی شده به شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف

مقطع r_y ، دارد. (شکل ۳-۱۳)

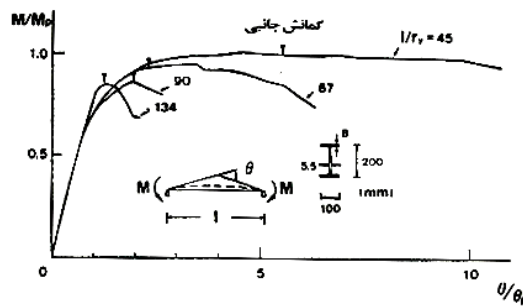


شکل ۳-۱۳- نمونه رفتار لنگر - تغییر شکل برای تیرهای **I** تحت لنگر یکنواخت با نسبت $\frac{L_b}{r_y}$ مختلف،

الف. محور افقی انحناست، ب. محور افقی جابجایی جانبی تیر [۱۵]

تاثیر $\frac{L_b}{r_y}$ را بر رفتار تیرهای تحت اثر بار افزایشی نشان می‌دهد. در شکل ۳-۱۳-**a** مشاهده می‌شود با افزایش $\frac{L_b}{r_y}$ ، سازه قبل از حصول دوران کافی مقاومتش را از دست می‌دهد، دلیل این امر وقوع کماتش جانبی است [۱۵]. رابطه بین لنگر و تغییر مکان جانبی در شکل ۳-۱۳-**b** نشان می‌دهد که کماتش جانبی پس از رسیدن لنگر به M_p به وقوع می‌پیوندد.

در حالتی که لنگر وارده یکنواخت است، نتایج همانند حالت قبل است. در غیر اینصورت اگر نسبت $\frac{L_b}{r_y}$ ، کوچک باشد، مقاومت خمشی تیر بیش از M_p می‌شود و بعد از وقوع کماتش جانبی پدیده سخت شوندهگی کرنش پدید می‌آید (شکل ۳-۱۴).



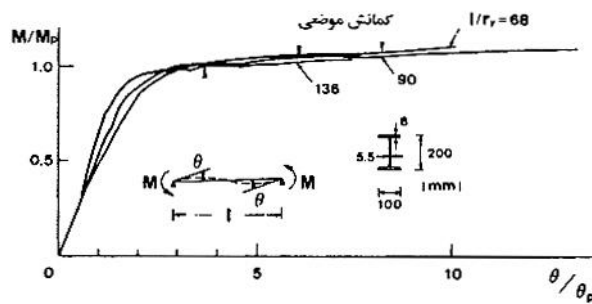
شکل ۳-۱۴- نمودار لنگر - انحنا برای تیرهای I با نسبت $\frac{L_b}{r_y}$ مختلف [۱۵]

بنابراین در تیرها با لنگر خمشی مضاعف و غیریکنواخت طول مهاربندی نشده L_b بیشتر از تیرهای با لنگر خمشی یکنواخت خواهد شد [۱۵].

شکل ۳-۱۵ رابطه بین ضریب لاغری $\frac{L_b}{r_y}$ و ظرفیت دوران R را در تیرهای H شکل نشان می‌دهد. تعریف ظرفیت دوران چنین است [۱۵]:

$$R = \frac{\theta_f}{\theta_p} - 1 \quad (۱۱-۳)$$

θ_f زاویه دورانی است که در آن منحنی تنزل می‌نماید و θ_p مقدار ثنوری زاویه دوران در حالت $M = M_p$ است.



شکل ۳-۱۵- نمودار لنگر - انحنا تیرهای I با نسبت $\frac{L_b}{r_y}$ مختلف تحت لنگر متغیر [۱۵]

مشاهده می‌شود که با افزایش $\frac{L_b}{r_y}$ ظرفیت دوران، R کاهش می‌یابد، مقدار R در حالت لنگر متغیر بزرگتر از مقدار آن در حالت لنگر یکنواخت است (شکل ۳-۱۵).

به منظور داشتن یک لولای خمیری، با ظرفیت دورانی کافی در هنگام تشکیل مکانیزم گسیختگی، آئین نامه AISC توصیه می‌نماید که اعضا بایستی در محل تشکیل لولای خمیری مهار گردند. طول مهار شده L_{cr} ، که فاصله بین یک لولای مهار شده تا یک نقطه مهار شده مجاور می‌باشد، نباید از مقادیر داده شده در روابط ۳-۱۲ و ۳-۱۳ هر کدام صادق باشد، تجاوز نماید [۱۵].

$$\text{اگر } 1 \geq \frac{M}{M_p} > -0.5 \quad \frac{L_{cr}}{r_y} = \frac{96660}{F_y} + 25 \quad (۱۲-۳)$$

$$\text{اگر } -0.5 \geq \frac{M}{M_p} > -1 \quad \frac{L_{cr}}{r_y} = \frac{96660}{F_y} \quad (۱۳-۳)$$

در رابطه فوق داریم:

$$r_y: \text{ شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف (cm)}$$

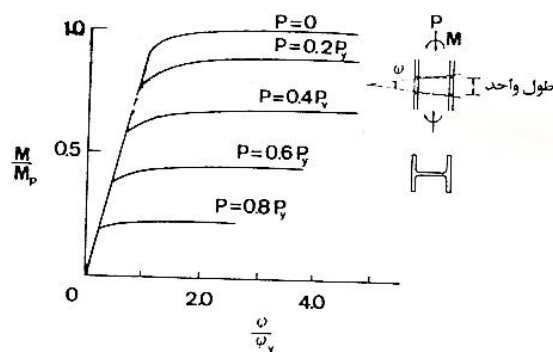
$$M: \text{ لنگر خمشی کوچکتر در دو انتهای طول مهار نشده (Kg.Cm)}$$

نسبت لنگر خمشی به لنگر خمیری در انتهای عضو (مثبت است، زمانیکه عضو دارای انحنای مضاعف باشد و منفی است، زمانیکه عضو دارای انحنای ساده باشد).

$$F_y: \text{ تنش تسلیم (kg/cm}^2\text{)}$$

ضوابط فوق در مورد نقطه‌ای که قرار است در مکانیزم گسیختگی بعد از تمام نقاط دیگر به مفصل خمیری تبدیل شود و همچنین در مورد اعضای که محور ضعیف آنها عمود بر صفحه خمش باشد، لازم الاجرا نیست [۱۶ و ۱۷]. در مورد اعضای که در داخل دیوار ساخته شده با مصالح بنایی قرار می‌گیرند و جان آنها عمود بر صفحه دیوار می‌باشد، می‌توان فرض نمود که در جهت جانبی، نسبت به محور ضعیف تر خود، مهار شده‌اند.

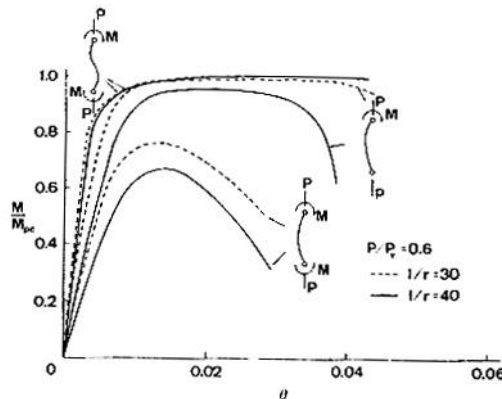
در یک تیر - ستون بال پهن که تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی صعودی قرار داد، رابطه لنگر - انحناء همانند شکل ۳-۱۶ می‌باشد.



شکل ۳-۱۶- نمونه رفتار تیرستون بال پهن تحت نیروی محوری و لنگر خمشی هنگامی که حالت تسلیم غالب باشد

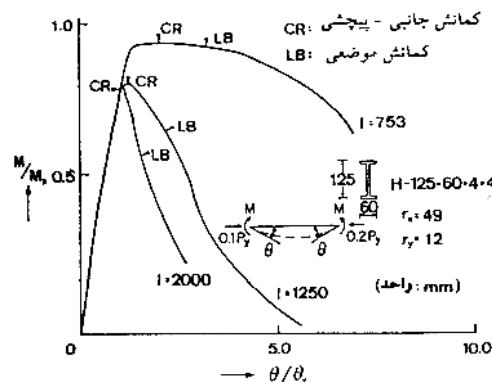
(کمانش کلی و موضعی رخ ندهد) [۱۵]

از شکل مشاهده می‌گردد که با افزایش بار محوری لنگر خمیری کامل در شرایط خمش حول محور قوی کاهش می‌یابد. اگر کمانش موضعی بوجود نیاید، لنگر تا حد M_p افزایش یافته و بعداً ثابت می‌شود در این شکل $M_p \varphi_y$ و به ترتیب انحنای تسلیم و لنگر خمیری کامل در شرایط بار محوری صفر می‌باشند. یک تیر ستون لاغر علاوه بر گسیختگی تسلیم خمشی ممکن است در اثر ناپایداری‌های واقع در سطح نیز که متأثر از خمش، فشار و یا کمانش موضعی می‌باشد، گسیخته شود (شکل ۳-۱۷) [۱۵].



شکل ۳-۱۷- رفتار تیرستونهای بال پهن که در صفحه عمود بر محور قوی ناپایدار گردیده‌اند [۱۵].

همچنین در یک تیرستون بال پهن تحت اثر بار محوری و خمش حول محور قوی که ناپایداری جانبی - پیچشی آن مقید نشده باشد، شکل پذیری نه تنها بر اثر ناپایداری واقع در سطح بلکه در اثر تغییر مکان غیر واقع در سطح نیز کاهش می‌یابد. شکل ۳-۱۸ روابط تجربی لنگر - زاویه دوران تیرستونها در معرض ناپایداری جانبی - پیچشی را نشان می‌دهد [۱۵].



شکل ۳-۱۸- روابط تجربی لنگر - زاویه دوران تیرستونها در معرض ناپایداری جانبی - پیچشی [۱۵].

۳-۶- طراحی قابهای TKBF:

قبلاً گفته شد که مقاومت و شکل پذیری دو موضوع اساسی در طراحی ساختمانهای مقاوم در مقابل زلزله می‌باشند. در قابهای KBF فرض بر این است که شکل پذیری قاب از طریق لهیدگی خمشی عضو زانویی و سختی از طریق عضو قطری

تامین شود، بنابراین در طراحی قابهای فوق طراحی عضو زانویی از اهمیت زیادی برخوردار است. همانند قابهای EBF، دو ضابطه زیر باید در طراحی قابهای KBF مد نظر قرار گیرد [۱۳].

الف - ابعاد زانویی باید طوری انتخاب شود که مقاومت و شکل پذیری لازم را ایجاد نماید.

ب - طراحی دیگر اجزای قاب نیز باید طوری باشد که قویتر از عضو زانویی باشند، بطوریکه عضو زانویی بتواند به حد تسلیم برسد.

با رعایت این ضوابط می توان مطمئن شد که تسلیم قاب به عضو زانویی معطوف شده است. این موضوع شبیه یک قاب MRF می باشد که در آن فرض می شود، ستون قویتر از تیر است و تسلیم به انتهای تیرها محدود گردیده است. ایجاد این اجبار که تسلیم در زانویی شکل پذیر روی دهد، اولین هدف در طراحی قابهای KBF است. در این روش مهاربندها، ستونها و تیرها باید براساس حدس معقولی، قویتر از عضو زانویی باشند. روشی که برای این منظور مورد استفاده قرار می گیرند، معادلات طراحی آئین نامه AISC-LRFD، [۱۴، ۱۶ و ۱۷] می باشد. روند کاری که جهت طراحی قابهای KBF طی می شود به شرح زیر می باشد:

الف - تحلیل قابهای نمونه با ترکیب بارهای آئین نامه AISC-LRFD

ب - طراحی عضو زانویی که در این حالت عضو زانویی برای حداکثر ظرفیت خود طرح می شود.

پ - طراحی اعضای تیر، ستون و مهاربند

ج - قضاوت مهندسی در طراحی سیستم و انتخاب ستون، بطوریکه ستون قویتر از تیر طبقه باشد.

د - کنترل مقاطع انتخابی مدل های TKBF با استفاده از ضوابط قسمت دوم آئین نامه AISC

۳-۷- طراحی اعضای زانویی:

طراحی عضو زانویی در یک قاب KBF از اهمیت خاصی برخوردار است. چون همه انرژی توسط تسلیم این عضو تلف می گردد.

در طراحی عضو زانویی باید چند معیار مدنظر قرار گیرد:

الف - اولین معیاری که عضو زانویی باید برآورده نماید این است که مقطع انتخابی باید کاملاً با مقررات طراحی خمیری آئین نامه های همچون AISC یا BS5950 باشد [4 و 7]. این موضوع فقط زمانی برآورده می شود که عضو زانویی برای تسلیم خمیری با ظرفیت چرخش کافی طراحی شود. این شرط مورد نیاز توسط محدود کردن نسبت عرض به ضخامت برای عضو زانویی برآورده می شود.

ب - پارامتر مهم دیگر در نظر گرفتن پایداری جانبی عضو زانویی می باشد، اتصال مهاربند به زانویی باید از تغییر شکل جانبی جلوگیری نماید، بطوریکه افت و کاهش ناگهانی در سختی قاب بوجود نیاید. چون مهاربندی جانبی اتصال مهاربند به زانویی مشکل است، عضو زانویی باید طوری انتخاب گردد که بطور جانبی پایدار باشد، بدون اینکه نیازی به مهار جانبی در محل اتصال مهاربند به زانویی باشد [4].

یک راه حل ممکن و خوب استفاده از مقاطع توخالی جعبه‌ای (قوطی شکل) برای عضو زانویی است. استاندارد **BS5950** اشاره می‌کند که مقاطع توخالی مربعی نیاز به کنترل کمانش پیچشی ندارند، زیرا سختی پیچشی آنها برای این منظور کافی است [4]. برای سایر مقاطع ناپایداری جانبی باید بر طبق آئین‌نامه‌های ساختمانی کنترل شوند. نمونه طراحی پیوست می‌باشد.

۳-۸- طراحی تیرها و ستونها:

جهت طراحی تیرها و ستونها از آئین نامه **AISC-LRFD** استفاده می‌شود. در طراحی‌ها باید این موضوع مدنظر قرار گیرد که ستونها همانند قابهای **MRF** قویتر از تیرها طراحی شوند و هر دو عضو تیر و ستون با حدس معقول و قضاوت مهندسی قویتر از عضو زانویی انتخاب می‌شوند. نمونه طراحی پیوست می‌باشد.

۳-۹- طراحی اعضای مهاربندی:

طراحی عضو مهاربندی در قابهای **KBF** نیز از اهمیت خاصی برخوردار است. عضو مهاربندی با فرض دو انتهای مفصلی بصورت محافظه کارانه برای فشار طراحی می‌شود. در این صورت کماتش عضو مهاربندی مجاز نیست. از دو عدد ناودانی که پشت به پشت هم قرار گرفته‌اند، جهت مقاطع مهاربندی استفاده می‌شود و جهت طراحی مهاربندها از آئین نامه **AISC-LRFD** استفاده می‌شود. نمونه طراحی پیوست می‌باشد.

۳-۱۰- طراحی قابهای EBF:

در این پایان‌نامه، قابهای **EBF**، مورد طراحی قرار نمی‌گیرند و از همان مقاطع طرح شده برای قابهای **TKBF** استفاده می‌شود. این امر بدین علت است که بتوان مقایسه‌ای بین سیستمهای فوق و سیستمهای **TKBF** انجام داد. پس مقاطع تیرها، ستونها و مهاربندها در قابهای **EBF**، همانند قابهای **TKBF** در نظر گرفته خواهد شد.

۳-۱۱- طراحی قابهای CBF:

همانطوری که قبلاً اشاره گردید، دو مدل از قابهای **CBF** مورد مطالعه قرار می‌گیرند. در مدل **CBF-1**، مقاطع انتخابی برای تیرها، ستونها و مهاربندها همانند قابهای **TKBF** می‌باشد. همچنین در مدل **CBF-2** مقاطع تیرها و ستونها همانند مدل **CBF-1** می‌باشد، ولی عضو مهاربندی در این مدل تحت اثر نیروهای کششی طراحی می‌شود. بدین ترتیب کماتش عضو فشاری مجاز خواهد بود. نمونه طراحی پیوست می‌باشد.

مدلهای فوق به جهت انجام مقایسه بین حالات مختلف قابهای **CBF** با هم و نهایتاً با قابهای **TKBF** و **EBF** در نظر گرفته شده‌اند.

۳-۱۲- نتایج طراحی مدلها:

۳-۱۲-۱- سیستم TKBF + MRF:

جدول ۳-۳- مقطع و نسبت تنش

مدل TKBF	زانویی		تیر		ستونهای کناری		ستونهای میانی		مهاربند	
	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش
TKBF1	2UNP12 F to F	0.503	IPE27	0.575	2IPE14	0.435	2IPE18	0.491	2UNP16 B to B	0.521
TKBF2	2UNP12 F to F	0.529	IPE27	0.556	2IPE14	0.419	2IPE18	0.530	2UNP16 B to B	0.426
TKBF3	2UNP12 F to F	0.544	IPE27	0.533	2IPE14	0.403	2IPE18	0.535	2UNP16 B to B	0.352
TKBF4	2UNP12 F to F	0.554	IPE27	0.505	2IPE14	0.395	2IPE18	0.645	2UNP16 B to B	0.295
TKBF5	2UNP12 F to F	0.592	IPE27	0.508	2IPE14	0.401	2IPE18	0.689	2UNP16 B to B	0.250
TKBF6	2UNP12 F to F	0.630	IPE27	0.522	2IPE14	0.409	2IPE18	0.726	2UNP16 B to B	0.115
TKBF7	2UNP12 F to F	0.652	IPE27	0.537	2IPE14	0.418	2IPE18	0.766	2UNP16 B to B	0.097
TKBF8	2UNP12 F to F	0.663	IPE27	0.553	2IPE14	0.425	2IPE18	0.829	2UNP16 B to B	0.081

۲-۱۲-۳- سیستم EBF + MRF :

جدول ۳-۴- مشخصات هندسی مدل

مدل	$B^{(m)}$	$H^{(m)}$	$e^{(cm)}$
EBF1	4	4	74
EBF2	4	4	128

جدول ۳-۵- مقطع و نسبت تنش

مدل EBF	تیر رابط		ستونهای کناری		ستونهای میانی		مهاربند	
	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش
EBF1	IPE27	0.701	2IPE14	0.331	2IPE18	0.274	2UNP16 B to B	0.920
EBF2	IPE27	0.736	2IPE14	0.233	2IPE18	0.402	2UNP16 B to B	0.758

۳-۱۲-۳- سیستم CBF + MRF :

جدول ۳-۶- مشخصات هندسی مدل

مدل	$B^{(m)}$	$H^{(m)}$
CBF1	4	4
CBF2	4	4

جدول ۳-۷- مقطع و نسبت تنش

مدل CBF	تیر		ستونهای کناری		ستونهای میانی		مهاربند	
	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش	مقطع	نسبت تنش
CBF1	IPE27	0.890	2IPE14	0.532	2IPE18	0.358	2UNP16 B to B	0.845
CBF2	IPE27	0.887	2IPE14	0.535	2IPE18	0.437	2UNP16 B to B	—

۳-۱۳- کنترل مقاطع انتخابی با قسمت دوم آئین نامه AISC :

۳-۱۳-۱- کنترل کمانش موضعی:

کنترل کمانش موضعی برای اعضای زانویی، بر طبق روابط ۳-۸ و ۳-۹ صورت می‌گیرد. خلاصه کنترل‌های انجام شده در جدول ۳-۸ درج گردیده است.

جدول ۳-۸- کنترل کمانش موضعی

مقطع	b/t	d/t	$1593/\sqrt{F_y}$	P	P_y	P/P_y	$3455(1 - 1.4 \frac{P}{P_y})/\sqrt{F_y}$
2UNP12 F to F	12.22	17.14	32.52	9.70	81.60	0.12	58.79

۳-۱۳-۲- کنترل پایداری جانبی اعضای زانویی:

جهت کنترل پایداری جانبی اعضای زانویی از رابطه ۳-۱۲ استفاده می‌کنیم. نتایج در جدول ۳-۹ خلاصه گردیده است.

جدول ۳-۹- کنترل پایداری جانبی

مدل	L	L_{cr}	r_y	L_{cr}/r_y	$96660/F_y + 25$	$L_{cr}/r_y \leq 96660/F_y + 25$
TKBF1	0.85	0.43	4.21	0.10	65.28	Yes
TKBF2	1.13	0.57	4.21	0.14	65.28	Yes
TKBF3	1.41	0.71	4.21	0.17	65.28	Yes
TKBF4	1.70	0.85	4.21	0.20	65.28	Yes
TKBF5	1.98	0.99	4.21	0.24	65.28	Yes
TKBF6	2.26	1.13	4.21	0.27	65.28	Yes
TKBF7	2.55	1.28	4.21	0.30	65.28	Yes
TKBF8	2.83	1.42	4.21	0.34	65.28	Yes

۳-۱۴- بررسی رفتار استاتیکی خطی سیستمهای KBF، EBF و CBF و مقایسه آنها با یکدیگر:

در این قسمت به بررسی اثر پارامترهای هندسی بر پاسخ استاتیکی قابها و کنترل وضعیت تنشها در سیستمهای مهاربندی جانبی KBF، EBF و CBF پرداخته و هر سه سیستم فوق با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

مواردی که در این قسمت مورد بررسی قرار خواهد گرفت عبارتند از:

- مقایسه تغییر مکان جانبی مدلها TKBF با مدل‌های EBF و CBF و تغییر مکان مجاز آئین نامه ۲۸۰۰
- مقایسه نیروی طبیعی مدل‌های فوق با هم و نیروی طبیعی آئین نامه ۲۸۰۰
- بررسی نیروی پذیری المانهای زانویی در قابهای TKBF
- مقایسه نیروهای داخلی ایجاد شده در تیرهای کف
- مقایسه نیروهای داخلی ایجاد شده در ستونهای میانی
- مقایسه نیروهای فشاری ایجاد شده در اعضای قطری سیستمهای مختلف مهاربندی

۳-۱۴-۱- مقایسه تغییر مکان جانبی مدلها:

در جدول ۳-۱۰ به مقایسه تغییر مکان جانبی طبقه بین سیستمهای مختلف مهاربندی و آئین نامه ۲۸۰۰ ایران پرداخته ایم. آئین نامه ۲۸۰۰ ایران حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه را به $0.03/R$ برابر ارتفاع هر طبقه محدود نموده است. از جدول ۳-۱۰ مشخص است که تغییر مکان جانبی همه سیستمهای مهاربندی ذکر شده از حداکثر تغییر مکان مجاز آئین نامه کمتر می باشد. بنابراین تغییر مکان جانبی همه سیستمهای مورد مطالعه از نظر آئین نامه مورد قبول است. این در حالی است که مقبولیت سیستمهای EBF و CBF قبلاً به اثبات رسیده است.

جدول ۳-۱۰- تغییر مکان جانبی

مدل	تغییر مکان طبقه (mm)	تغییر مکان مجاز (mm)
TKBF1	0.90	17.1
TKBF2	1.16	17.1
TKBF3	1.54	17.1
TKBF4	2.03	17.1
TKBF5	2.60	17.1
TKBF6	3.19	17.1
TKBF7	3.72	17.1
TKBF8	4.13	17.1
EBF1	1.85	17.1
EBF2	4.16	17.1
CBF1	0.62	17.1
CBF2	2.05	17.1

با مقایسه تغییر مکان جانبی سیستمهای TKBF با یکدیگر ملاحظه می گردد که با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ از ۰/۱۵ تا ۰/۵۰ تغییر مکان جانبی طبقه افزایش می یابد. این در حالی است که مقاطع المانها در هر هشت مدل TKBF یکسان در نظر گرفته شده است.

در مدلها EBF مشاهده می گردد که با افزایش مقدار برون محوری تغییر مکان جانبی افزایش می یابد، به عبارت دیگر تغییر مکان جانبی مدل EBF1 واقع در مد برشی از مدل EBF2 واقع در مد خمشی کمتر است. در مدلها CBF نیز تغییر مکان جانبی مدل CBF1 کمتر از مدل CBF2 می باشد. با مقایسه سیستمهای فوق نتیجه گرفته می شود که تغییر مکان جانبی مدلها بصورت رابطه زیر می باشد:

$$CBF1 < TKBF1 \& 2 \& 3 < EBF1 < TKBF4 < CBF2 < TKBF5 \& 6 \& 7 \& 8 < EBF2$$

۳-۱۴-۲- مقایسه پریود طبیعی مدلها:

پریود واقعی مدلها که از برنامه رایانه ای بدست آمده است بصورت جدول ذیل است:

جدول ۳-۱۱- پریرود مدلها

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
(s) پریرود	0.021	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.039	0.041	0.031	0.046	0.017	0.027

با توجه به جدول مشخص است که زمان تناوب مدل EBF2 بیشترین زمان تناوب بین مدلها مختلف مهاربندی می باشد. زمان تناوب مدلهای TKBF با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ افزایش می یابد. در مدلهای EBF نیز با افزایش خروج از مرکزیت پریرود افزایش می یابد. با مقایسه زمان تناوب مدلهای TKBF با مدل CBF1 ملاحظه می گردد که زمان تناوب مدلهای TKBF بیشتر از زمان تناوب مدل CBF1 می باشد.

$$CBF1 < TKBF1 \& 2 \& 3 < CBF2 < TKBF4 < EBF1 < TKBF5 \& 6 \& 7 \& 8 < EBF2$$

۳-۱۴-۳- بررسی نیروپذیری المانهای زانویی در قابهای TKBF :

در جداول ۳-۱۲ تا ۳-۱۴ نیروهای داخلی ایجاد شده در المان زانویی نمونه، از مدلهای مختلف TKBF نشان داده شده اند.

جدول ۳-۱۲ به مقایسه بیشینه نیروی محوری، عضو زانویی نمونه می پردازد. چنانکه از جدول مشهود است، نیروی محوری در عضو زانویی با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ افزایش می یابد. درصد افزایش نیروی محوری از مدل TKBF1 تا مدل TKBF8 حدود ۹۱٪ می باشد.

جدول ۳-۱۲- نیروی محوری زانویی

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8
$P^{(ton)}$	1.93	1.97	2.11	2.33	2.61	2.95	3.31	3.68

جدول ۳-۱۳ به مقایسه بیشینه لنگر خمشی عضو زانویی نمونه می پردازد. از جدول مشهود است که با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ از مقدار ۰/۱۵ تا ۰/۴۵، مقدار لنگر خمشی حدود ۹۷٪ نسبت به مدل TKBF1 افزایش می یابد.

جدول ۳-۱۳- لنگر خمشی زانویی

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8
$M^{(ton-m)}$	0.61	0.79	0.94	1.07	1.16	1.20	1.20	1.18

با مقایسه جداول ۱۲-۳ و ۱۳-۳ با یکدیگر ملاحظه می‌شود که افزایش نیروی محوری در عضو زانویی، متناسب با افزایش لنگر خمشی در عضو زانویی می‌باشد.

جدول ۱۴-۳ به مقایسه بیشینه نیروی برشی ایجاد شده در عضو زانویی نمونه می‌پردازد. از جدول مشهود است که با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ نیروی برشی در عضو زانویی کاهش می‌یابد.

جدول ۱۴-۳- نیروی برشی زانویی

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8
$V^{(ton)}$	2.73	2.67	2.58	2.46	2.30	2.11	1.88	1.64

۳-۱۴-۴- بررسی نیروهای داخلی ایجاد شده در تیر کف:

جدول ۱۵-۳ به مقایسه بیشینه لنگرهای ایجاد شده در تیرهای کف نمونه می‌پردازد. چنانکه از جدول مشهود است، لنگرهای ایجاد شده در مدل‌های EBF نسبت به مدل‌های CBF و TKBF بزرگترند. لنگرهای خمشی در تیر طبقه مدل‌های TKBF با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ افزایش می‌یابند، به عبارت دیگر در بین مدل‌های TKBF بیشترین مقدار لنگر مربوط به تیر طبقه متعلق به مدل TKBF8 و کمترین مقدار نیز به مدل TKBF1 اختصاص دارد.

جدول ۱۵-۳- لنگر خمشی تیر کف

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
$M^{(ton-m)}$	0.40	0.48	0.49	0.57	0.79	1.05	1.32	1.58	1.77	2.73	0.03	0.14

با مقایسه سیستم‌های مختلف مهاربندی نتیجه گرفته می‌شود که بیشینه لنگر خمشی تیر طبقه در مدل‌ها بصورت زیر است.

$$CBF1 < 2 < 3 < 4 < 5 < 6 < 7 < 8 < EBF1 & 2$$

جدول ۱۶-۳ به مقایسه بیشینه نیروهای برشی در تیر نمونه تحت بار جانبی بین سیستم‌های مختلف مهاربندی می‌پردازد. چنانکه از جدول مشهود است، نیروهای برشی ایجاد شده در مدل‌های CBF کمتر از مدل‌های EBF و TKBF می‌باشد. نیروهای برشی ایجاد شده در تیر کف مدل‌های TKBF با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ تا ۰/۳ کاهش و بعد از آن افزایش می‌یابد. همچنین نیروهای برشی در مدل‌های EBF با افزایش e، کاهش یافته‌اند.

جدول ۱۶-۳- نیروی برشی تیر کف

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
$V^{(ton)}$	0.62	0.60	0.51	0.36	0.40	0.57	0.78	1.02	4.14	4.08	0	0.06

با مقایسه سیستم‌های مختلف مهاربندی نتیجه گرفته می‌شود که بیشینه نیروی برشی تیر کف در مدل‌ها بصورت زیر می‌باشد.

$$CBF1 & 2 < TKBF1 & 2 < 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 < EBF1 & 2$$

جداول ۳-۱۷ تا ۳-۱۹ به مقایسه بیشینه نیروهای داخلی ایجاد شده در ستون میانی نمونه تحت بار جانبی، بین سیستمهای مختلف مهاربندی می‌پردازد. از جدول ۳-۱۷ مشهود است که سیستم‌های EBF باعث ایجاد بیشترین نیروی محوری روی ستون میانی می‌شوند. در سیستمهای TKBF با افزایش نسبت $\frac{h}{B}$ و $\frac{b}{H}$ از مقدار نیروی محوری ستون کاسته می‌شود. در مدل‌های EBF با افزایش e مقدار نیروی محوری سیر صعودی دارد. در سیستمهای CBF، نیز نیروی محوری وارده بر مدل با مهاربند لاغرتر نسبت به مدل با مهاربند قویتر کمتر است.

جدول ۳-۱۷- نیروی محوری ستون میانی

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
$P^{(ton)}$	3.82	3.77	3.69	3.59	3.47	3.32	3.17	3.04	4.65	4.79	3.89	3.70

با مقایسه سیستم‌های مختلف نتیجه گرفته می‌شود که بیشینه نیروی محوری ستون میانی در مدل‌ها بصورت زیر می‌باشد.

$$CBF2 < TKBF1 \& 2 \& 3 \& 4 \& 5 \& 6 \& 7 \& 8 < CBF1 < EBF1 \& 2$$

جدول ۳-۱۸ به بیشینه لنگر خمشی ایجاد شده در ستون میانی نمونه تحت بار جانبی می‌پردازد. در مدل‌های TKBF با افزایش نسبت $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ لنگر خمشی ستون سیر صعودی دارد در حالیکه نیروی محوری ستون سیر نزولی داشته است. در مدل‌های EBF با افزایش خروج از مرکزیت مقدار لنگر خمشی در ستون افزایش می‌یابد. در مدل‌های CBF لنگر خمشی وارده بر ستون مدل CBF2 از مدل CBF1 بیشتر می‌باشد.

جدول ۳-۱۸- لنگر خمشی ستون میانی

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
$M^{(ton-m)}$	0.28	0.36	0.49	0.66	0.89	1.15	1.44	1.71	0.74	1.32	0.12	0.38

بنابراین با مقایسه سیستم‌های مختلف نتیجه گرفته می‌شود که بیشینه لنگر خمشی ستون میانی در مدل‌ها بصورت زیر می‌باشد.

$$CBF1 < TKBF2 < CBF2 < TKBF3 \& 4 < EBF1 < TKBF5 \& 6 < EBF2 < TKBF7 \& 8$$

جدول ۳-۱۹ به مقایسه بیشینه نیروهای برشی ایجاد شده در پای ستون میانی مدل‌های مختلف مهاربندی تحت بار جانبی می‌پردازد.

در مدل‌های TKBF با افزایش نسبت $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ نیروی برشی در ستون میانی افزایش می‌یابد. این امر در مدل‌های EBF نیز با افزایش مقدار خروج از مرکزیت، صادق است. در مدل‌های CBF، با لاغر شدن عضو قطری نیروی برشی ستون افزایش می‌یابد.

جدول ۳-۱۹- نیروی برشی پای ستون میانی

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
$V^{(ton)}$	0.15	0.22	0.32	0.47	0.65	0.89	1.17	1.49	0.32	0.60	0.06	0.19

با مقایسه سیستم‌های مختلف نتیجه گرفته می‌شود که بیشینه نیروی برشی در ستون میانی در مدل‌های مختلف بصورت زیر است:

$$CBF1\&2 < TKBF1\&2\&3 < EBF1 < TKBF4 < EBF2 < TKBF5\&6\&7\&8$$

۳-۱۴-۵- بررسی نیروهای فشاری در اعضای قطری:

جدول ۳-۲۰ به مقایسه بیشینه نیروی محوری فشاری عضو قطری بین سیستم‌های مختلف مهاربندی تحت بار جانبی می‌پردازد.

چنانکه از جدول مشهود است، نیروهای فشاری ایجاد شده در مدل‌های EBF از مدل‌های TKBF و CBF بیشتر می‌باشند. در مدل‌های TKBF با افزایش نسبت $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ از مقدار نیروی فشاری وارده بر مهاربندها کاسته می‌شود. این امر بیانگر این است که در مدل‌های TKBF می‌توان از مقاطع لاغرتری برای مهاربندی استفاده نمود. ولی در سیستم‌های EBF، CBF، مقاطع با ضریب لاغری کمتری مورد نیاز می‌باشد. نیروهای محوری فشاری در اعضای قطری مدل‌های EBF، با افزایش خروج از مرکزیت افزایش می‌یابند. این امر در مدل‌های CBF نیز صادق می‌باشد. یعنی مدل با مهاربندی ضعیف‌تر، نیروی محوری کمتری نسبت به مدل با مهاربندی قویتر جذب می‌کند.

جدول ۳-۲۰- نیروی فشاری اعضای قطری

مدل	TKBF1	TKBF2	TKBF3	TKBF4	TKBF5	TKBF6	TKBF7	TKBF8	EBF1	EBF2	CBF1	CBF2
$P^{(ton)}$	5.44	5.32	5.15	4.91	4.60	4.22	3.78	3.29	5.86	6.06	5.59	5.33

با مقایسه سیستم‌های مختلف مهاربندی نتیجه گرفته می‌شود که بیشینه نیروهای فشاری اعضای مهاربندی در مدل‌های مختلف به صورت زیر است.

$$TKBF2\&3\&4\&5\&6\&7\&8 < CBF2 < TKBF1 < CBF1 < EBF1\&2$$

۳-۱۵- بررسی اثر پارامترهای هندسی قاب روی سختی سیستم‌های KBF:

همانطور که می‌دانیم از مهمترین وظایف هر سازه دارا بودن سختی جانبی کافی می‌باشد، بطوریکه سازه بتواند بارهای جانبی وارده را تحمل کند. در قاب‌های مهاربندی شده سختی جانبی عمدتاً توسط اعضای مهاربندی تامین می‌شود. بدین ترتیب جهت افزایش سختی جانبی قاب مهاربندی شده می‌بایست شکل هندسی و مشخصات مقاطع اعضای مهاربندی بطور مناسبی انتخاب شده باشند. با توجه به این اصل، در مهاربند‌های KBF نیز باید شکل هندسی مناسب جهت حصول حداکثر سختی انتخاب شود.

از طرف دیگر، چون شکل‌پذیری در ساختمان‌های مقاوم در مقابل زلزله دارای اهمیت است، بنابراین ایجاد شکل‌پذیری در سازه لازم به نظر می‌رسد. برای این منظور باید ارتباطی بین سختی و شکل‌پذیری قایل شد. مشخصات هندسی سازه باید طوری انتخاب شود که سازه قادر به تامین دو پارامتر سختی و شکل‌پذیری باشد.

بیشتر گفته شد که شکل هندسی قابها KBF به پارامترهای طول دهانه (B)، ارتفاع قاب (H) و پارامترهای موقعیت عضو زانویی، یعنی $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ بستگی دارد. پارامترهای مربوط به طول و ارتفاع با توجه به محدودیت‌های معماری و اجرایی در

طراحی ساختمانها، حدود مشخصی دارند. $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ پارامترهای با اهمیتی هستند که با توجه به $\frac{H}{B}$ های مختلف جهت تعیین سختی قاب مورد استفاده قرار خواهند گرفت. روند کاری که در این بررسی ها استفاده خواهد شد، به شرح ذیل می باشد:

الف - تعیین مدل **KBF** مورد استفاده

ب - تخصیص نسبتهای لحاظی ویژه جهت مشخصات مقاطع

پ - تهیه مدل کامپیوتری **SAP**

ت - با تغییر پارامترهای $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ نسبت به هم و برای نسبتهای $\{0.5, 0.75, 1, 1.25, 1.5\}$ مقدار تغییر مکان جانبی طبقه از تحلیل کامپیوتری به دست می آید.

ث - با توجه به رابطه ۳-۱۴ سختی جانبی ارتجاعی سیستمهای مختلف مهاربندی تعیین می گردد.

$$K = p / \Delta \quad (۳-۱۴)$$

که در آن:

K: سختی جانبی ارتجاعی قاب

P: نیروی وارده بر قاب

Δ : تغییر مکان جانبی طبقه می باشد.

ج - بعد از تعیین **k**، نسبت $k / [\sum EI_c / H^3]$ تعیین می گردد.

چ - نتایج حاصله با توجه به پارامترهای موثر، یعنی $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ توسط نرم افزار **surfer** مورد تحلیل و انترپولاسیون دو بعدی و خطی قرار می گیرد. (اشکال ۳-۲۰ و ۳-۲۵) و بهترین رویه ممکن از نقاط $(\frac{b}{B}, \frac{h}{H}, K / \sum EI_c / H^3)$ عبور داده می شود.

ه - منحنی های هم سختی مربوط به هر قاب توسط نرم افزار **surfer** تعیین شده و همانند پلانهای توپوگرافی ترسیم می گردد.

د - با توجه به منحنی های هم سختی می توان بهترین محدوده مربوط به پارامترهای $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ را مشخص نمود.

فرضیاتی که در بررسی های فوق انجام گرفته به شرح ذیل است:

الف - اتصال تیر به ستون، زانویی به ستون و تیر از نوع گیردار می باشد.

ب - اتصال عضو مهاربندی به زانویی و پای ستون مفصلی فرض می گردد.

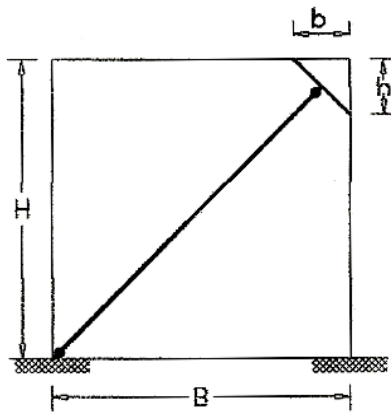
پ - اتصال ستون ها به پی گیردار می باشد.

ت - اتصال مهاربند به زانویی دقیقاً در امتداد قطر قاب می باشد.

ث - سیستم کف از نوع دیافراگم صلب فرض شده و گره های طبقه به یکدیگر در جهت افقی وابسته می شوند.

۳-۱۵-۱- بررسی اثر $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ بر سختی ارتجاعی سیستم‌های TKBF:

در این قسمت اثر پارامترهای هندسی قاب ($\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$) بر سختی ارتجاعی مدل‌های TKBF مورد بررسی قرار می‌گیرد. به این منظور شکل ۳-۱۹ را در نظر می‌گیریم. روند بررسی به این نحو می‌باشد که مقادیر $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ از صفر تا یک به ازای $\frac{H}{B}$ های مختلف تغییر داده می‌شود. مقادیر مشخص و ثابتی به مقاطع اعضای قاب نسبت داده می‌شود و مدل تحلیلی برنامه SAP تهیه می‌گردد. سازه مورد نظر تحت بار جانبی واحد مورد آنالیز قرار گرفته و تغییر مکان جانبی سازه از خروجی برنامه به دست می‌آید. با تقسیم بار واحد بر تغییر مکان جانبی، سختی جانبی ارتجاعی (K) تعیین می‌شود. سختی نرمال شده قاب نسبت به سختی ستونها با تقسیم k بر مقدار $\frac{\sum EI_c}{H^3}$ به دست می‌آید. روال بقیه کارها همانند قسمت قبل می‌باشد.



شکل ۳-۱۹- نمونه قاب TKBF

بررسی توام $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ مزایای مختلفی به شرح ذیل دارد:

الف - زاویه عضو زانویی با تیر، ستون و مهاربند بطور خودکار در تحلیلها وارد می‌گردد.

ب - با تغییر $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ چندین حالت دیگر مهاربندی نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد. این امر محدوده عملکرد سیستم

TKBF نسبت به دیگر سیستمهای سازه‌ای را مشخص می‌نماید. حالات مزبور عبارتند از:

• به ازای $\frac{h}{H} = 0$ و $\frac{b}{B} = 0$ ، قاب TKBF به قاب CBF تبدیل می‌شود (شکل ۳-۲۰).

• به ازای $\frac{h}{H} = 0$ و $1 > \frac{b}{B} > 0$ ، قاب TKBF به قاب EBF تبدیل می‌شود (شکل ۳-۲۱).

• به ازای $\frac{h}{H} = 0$ و $\frac{b}{B} = 1$ ، قاب TKBF به قاب MRF تبدیل می‌شود (شکل ۳-۲۲).

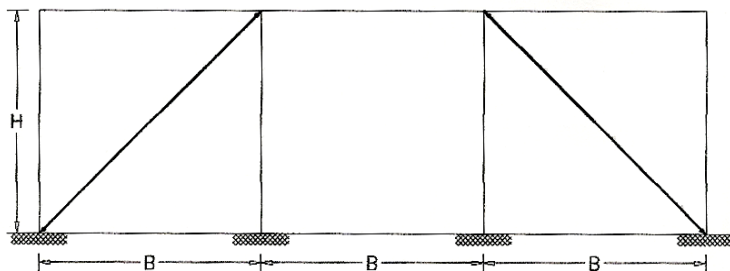
• به ازای $1 > \frac{h}{H} > 0$ و $\frac{b}{B} = 0$ ، قاب TKBF به قاب با برون محوری روی ستون تبدیل می‌شود.

آئین نامه‌ها استفاده از این نوع قابها را منع کرده‌اند (شکل ۳-۲۳).

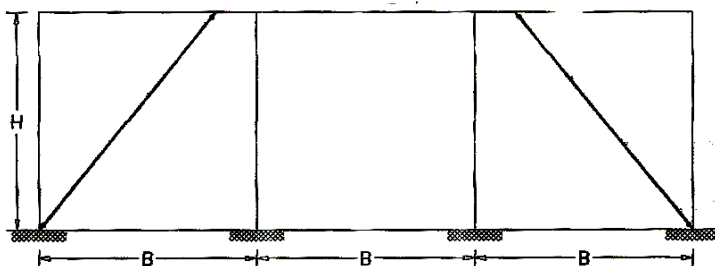
• به ازای $\frac{h}{H} = 1$ و $\frac{b}{B} = 0$ ، قاب TKBF به قاب MRF تبدیل می‌شود (شکل ۳-۲۲).

• به ازای $1 > \frac{h}{H} > 0$ و $1 > \frac{b}{B} > 0$ ، قاب مورد نظر همان قاب TKBF خواهد بود (شکل ۳-۲۴).

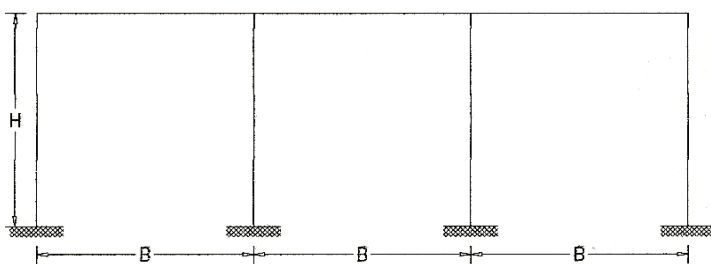
• به ازای $\frac{h}{H} = 1$ و $\frac{b}{B} = 1$ ، قاب مورد نظر به قاب λ تبدیل می‌شود (شکل ۳-۲۵).



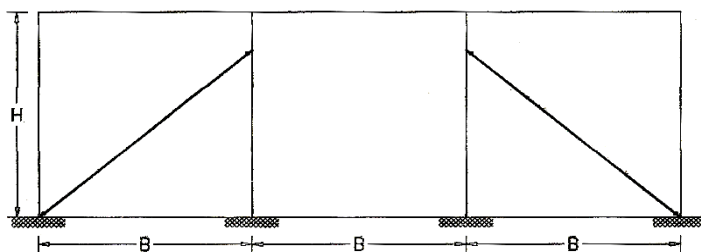
شکل ۳-۲۰ نمونه قاب CBF



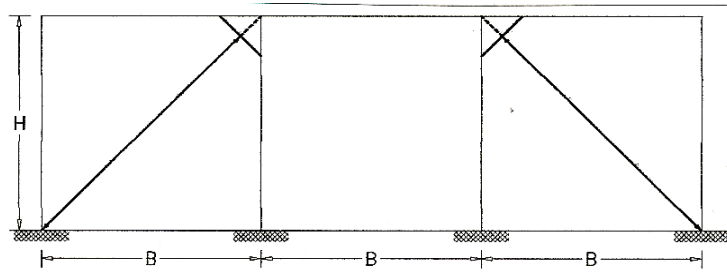
شکل ۳-۲۱ نمونه قاب EBF



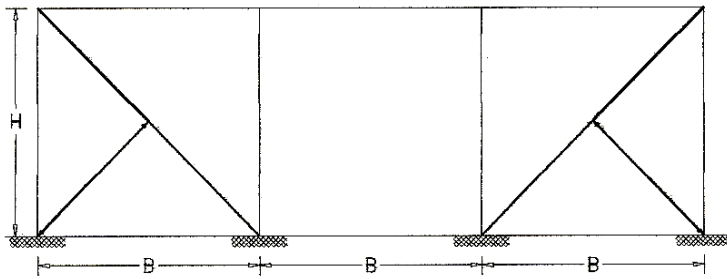
شکل ۳-۲۲ نمونه قاب MRF



شکل ۳-۲۳ نمونه قاب EBF با برون محوری روی ستون



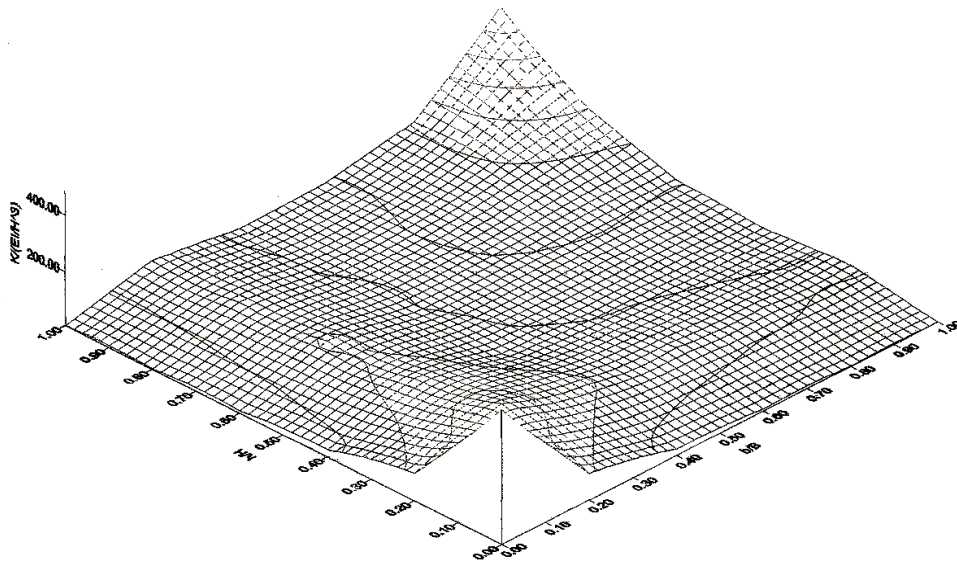
شکل ۳-۲۴- نمونه قاب TKBF



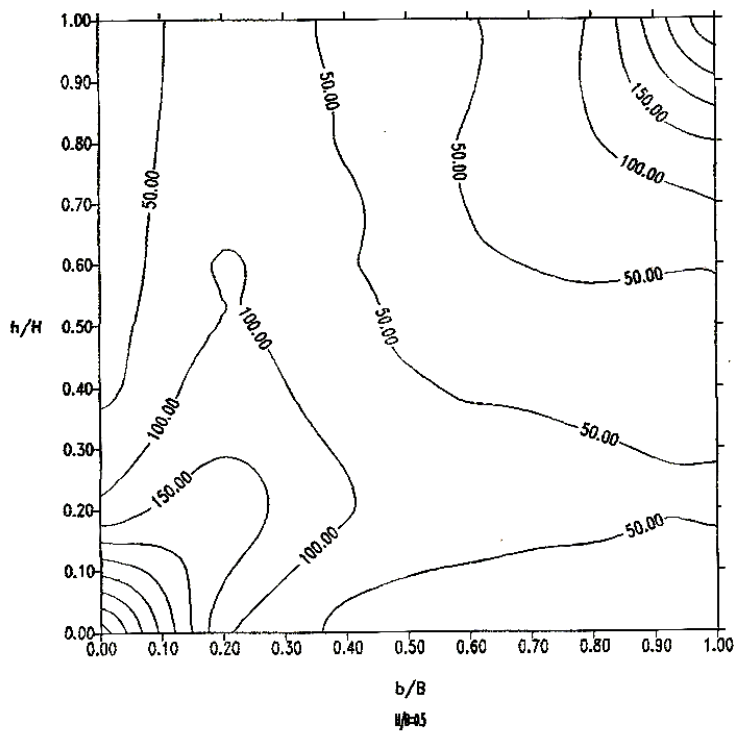
شکل ۳-۲۵- نمونه قاب L

جدول ۳-۲۱- سختی نرمال شده مدلها برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.5$

مدل	$\frac{h}{H}$	$\frac{b}{B}$	$\Delta^{(mm)}$	K	$\frac{K}{\sum EI_c} / H^3$
1	0	0.0	0.061	16.39	484.55
2	0	0.2	0.288	3.47	102.59
3	0	0.4	0.986	1.01	29.86
4	0	0.6	1.889	0.53	15.67
5	0	0.8	2.668	0.37	10.94
6	0	1.0	3.319	0.30	8.87
7	0.2	0.0	0.281	3.56	105.25
8	0.2	0.2	0.152	6.58	194.53
9	0.2	0.4	0.281	3.56	105.25
10	0.2	0.6	0.377	2.65	78.34
11	0.2	0.8	0.452	2.21	65.34
12	0.2	1.0	0.520	1.92	56.76
13	0.4	0.0	0.887	1.13	33.41
14	0.4	0.2	0.230	4.35	128.60
15	0.4	0.4	0.497	2.01	59.42
16	0.4	0.6	0.652	1.53	45.23
17	0.4	0.8	0.747	1.34	39.62
18	0.4	1.0	0.887	1.13	33.41
19	0.6	0.0	1.752	0.57	16.85
20	0.6	0.2	0.276	3.62	107.02
21	0.6	0.4	0.572	1.75	51.74
22	0.6	0.6	0.610	1.64	48.48
23	0.6	0.8	0.533	1.88	55.58
24	0.6	1.0	0.567	1.76	52.03
25	0.8	0.0	2.753	0.36	10.64
26	0.8	0.2	0.322	3.11	91.94
27	0.8	0.4	0.644	1.55	45.82
28	0.8	0.6	0.562	1.78	52.62
29	0.8	0.8	0.306	3.27	96.67
30	0.8	1.0	0.197	5.08	150.18
31	1.0	0.0	3.319	0.30	8.87
32	1.0	0.2	0.360	2.78	82.19
33	1.0	0.4	0.765	1.31	38.73
34	1.0	0.6	0.654	1.53	45.23
35	1.0	0.8	0.287	3.48	102.88
36	1.0	1.0	0.084	11.90	351.81



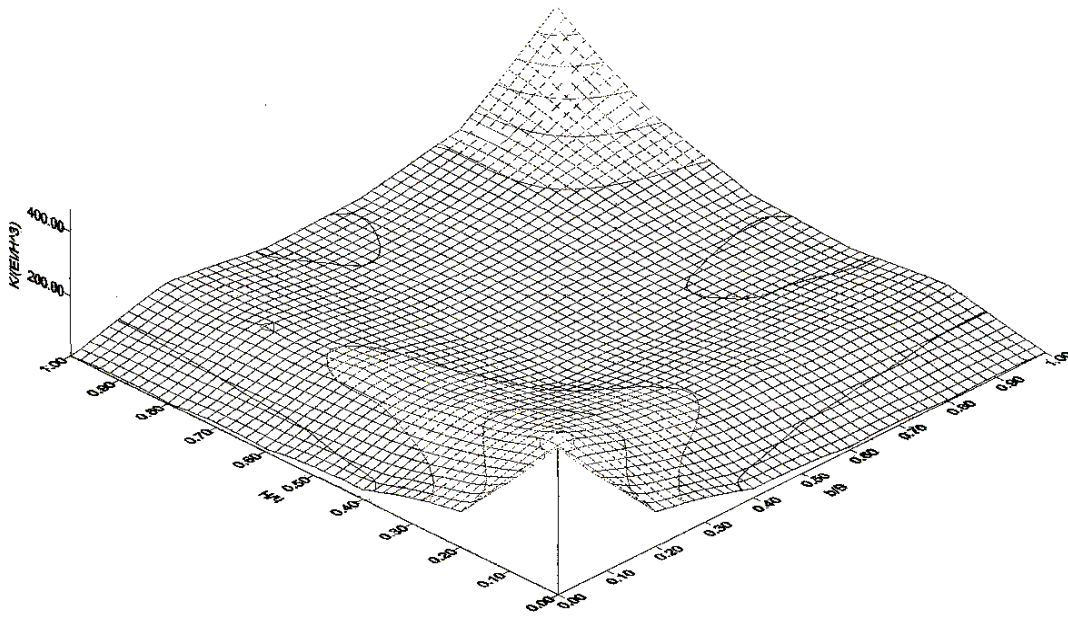
شکل ۳-۲۶- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.5$



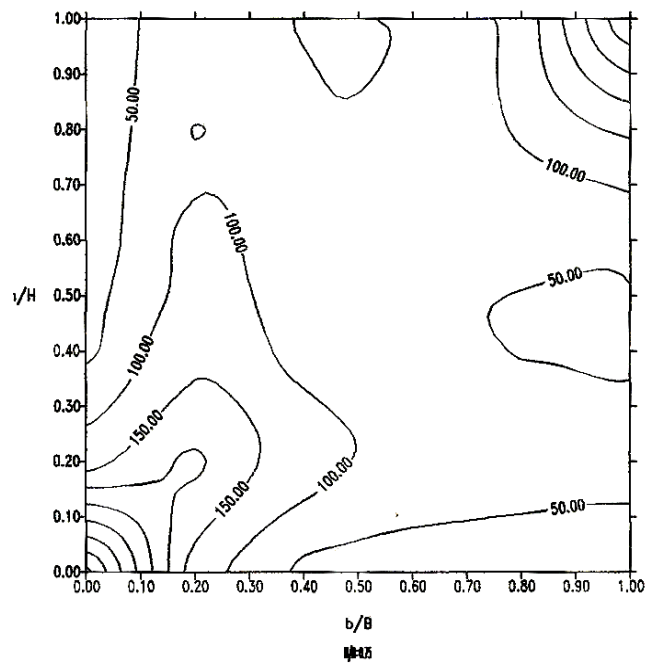
شکل ۳-۲۷- منحنی‌های هم‌سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.5$ قاب TKBF

جدول ۳-۲۲- سختی نرمال شده مدلها برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.75$

مدل	$\frac{h}{H}$	$\frac{b}{B}$	$\Delta^{(mm)}$	K	$\frac{K}{\sum EI_c} / H^3$
1	0.0	0.0	0.063	15.87	469.18
2	0.0	0.2	0.254	3.94	116.48
3	0.0	0.4	0.811	1.23	36.36
4	0.0	0.6	1.586	0.63	18.63
5	0.0	0.8	2.326	0.43	12.71
6	0.0	1.0	3.100	0.32	9.46
7	0.2	0.0	0.248	4.03	119.14
8	0.2	0.2	0.138	7.25	214.34
9	0.2	0.4	0.230	4.35	128.60
10	0.2	0.6	0.300	3.33	98.45
11	0.2	0.8	0.355	2.82	83.37
12	0.2	1.0	0.403	2.48	73.32
13	0.4	0.0	0.800	1.25	36.95
14	0.4	0.2	0.204	4.90	144.86
15	0.4	0.4	0.408	2.45	72.43
16	0.4	0.6	0.535	1.87	55.28
17	0.4	0.8	0.625	1.60	47.30
18	0.4	1.0	0.741	1.35	39.91
19	0.6	0.0	1.604	0.62	18.33
20	0.6	0.2	0.248	4.03	119.14
21	0.6	0.4	0.479	2.09	61.79
22	0.6	0.6	0.517	1.93	57.06
23	0.6	0.8	0.474	2.11	62.38
24	0.6	1.0	0.510	1.96	57.95
25	0.8	0.0	2.529	0.40	11.83
26	0.8	0.2	0.287	3.48	102.88
27	0.8	0.4	0.541	1.85	54.69
28	0.8	0.6	0.471	2.12	62.68
29	0.8	0.8	0.273	3.66	108.20
30	0.8	1.0	0.186	5.38	159.05
31	1.0	0.0	3.100	0.32	9.46
32	1.0	0.2	0.329	3.04	89.87
33	1.0	0.4	0.660	1.52	44.94
34	1.0	0.6	0.553	1.81	53.51
35	1.0	0.8	0.254	3.94	116.48
36	1.0	1.0	0.084	11.90	351.81



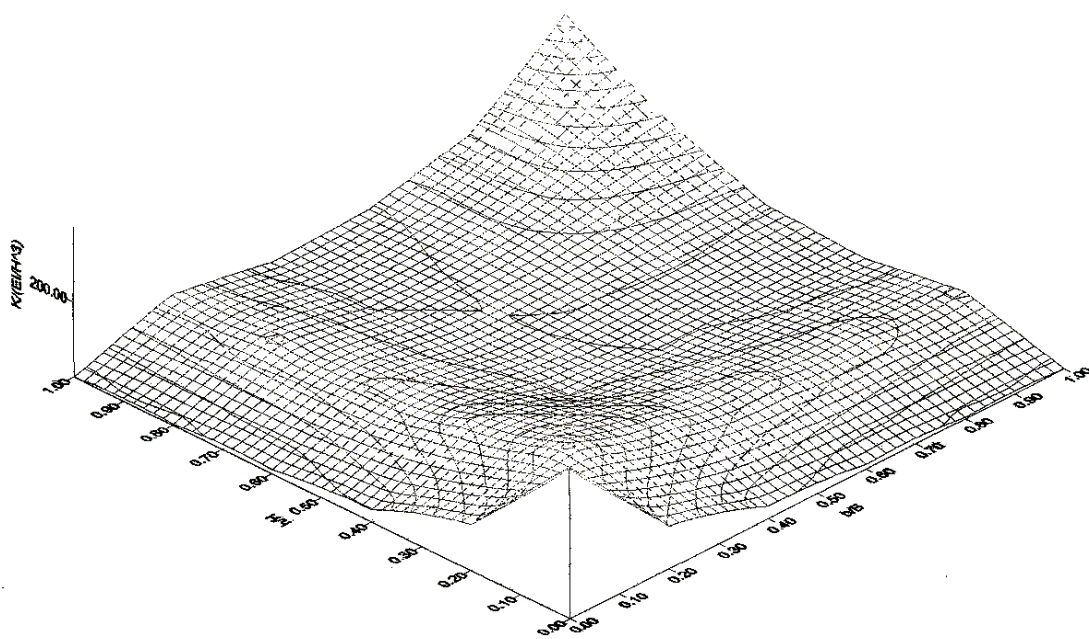
شکل ۳-۲۸ رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.75$



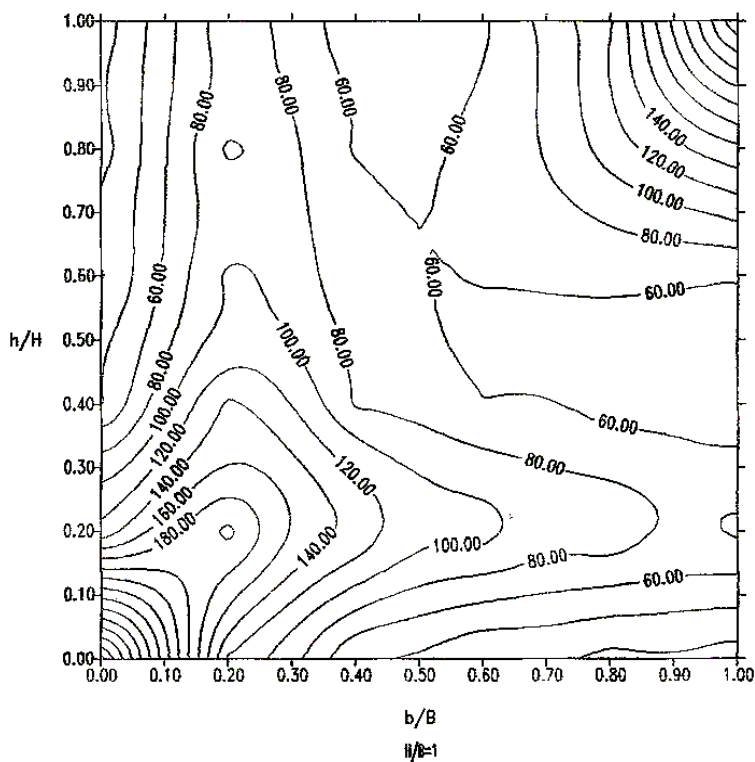
شکل ۳-۲۹ منحنی‌های هم‌سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.75$ قاب TKBF

جدول ۳-۲۲- سختی نرمال شده مدلها برای نسبت $\frac{H}{B} = 1$

مدل	$\frac{h}{H}$	$\frac{b}{B}$	$\Delta^{(mm)}$	K	$\frac{K}{\sum EI_c / H^3}$
1	0.0	0.0	0.076	13.16	389.06
2	0.0	0.2	0.252	3.97	117.37
3	0.0	0.4	0.736	1.36	40.21
4	0.0	0.6	1.428	0.70	20.69
5	0.0	0.8	2.160	0.46	13.60
6	0.0	1.0	2.986	0.33	9.76
7	0.2	0.0	0.237	4.22	124.76
8	0.2	0.2	0.144	6.94	205.17
9	0.2	0.4	0.218	4.59	135.70
10	0.2	0.6	0.274	3.65	107.91
11	0.2	0.8	0.316	3.16	93.42
12	0.2	1.0	0.353	2.83	83.67
13	0.4	0.0	0.759	1.32	39.02
14	0.4	0.2	0.206	4.85	143.39
15	0.4	0.4	0.379	2.64	78.05
16	0.4	0.6	0.488	2.05	60.61
17	0.4	0.8	0.566	1.77	52.33
18	0.4	1.0	0.659	1.52	44.94
19	0.6	0.0	1.532	0.65	19.22
20	0.6	0.2	0.286	3.50	103.47
21	0.6	0.4	0.451	2.22	65.63
22	0.6	0.6	0.485	2.06	60.90
23	0.6	0.8	0.455	2.20	65.04
24	0.6	1.0	0.482	2.07	61.20
25	0.8	0.0	2.415	0.41	12.12
26	0.8	0.2	0.285	3.51	103.77
27	0.8	0.4	0.511	1.96	57.95
28	0.8	0.6	0.443	2.26	66.81
29	0.8	0.8	0.270	3.70	109.39
30	0.8	1.0	0.190	5.26	155.51
31	1.0	0.0	2.986	0.33	9.76
32	1.0	0.2	0.323	3.10	91.65
33	1.0	0.4	0.623	1.61	47.60
34	1.0	0.6	0.519	1.93	57.06
35	1.0	0.8	0.252	3.97	117.37
36	1.0	1.0	0.099	10.10	298.60



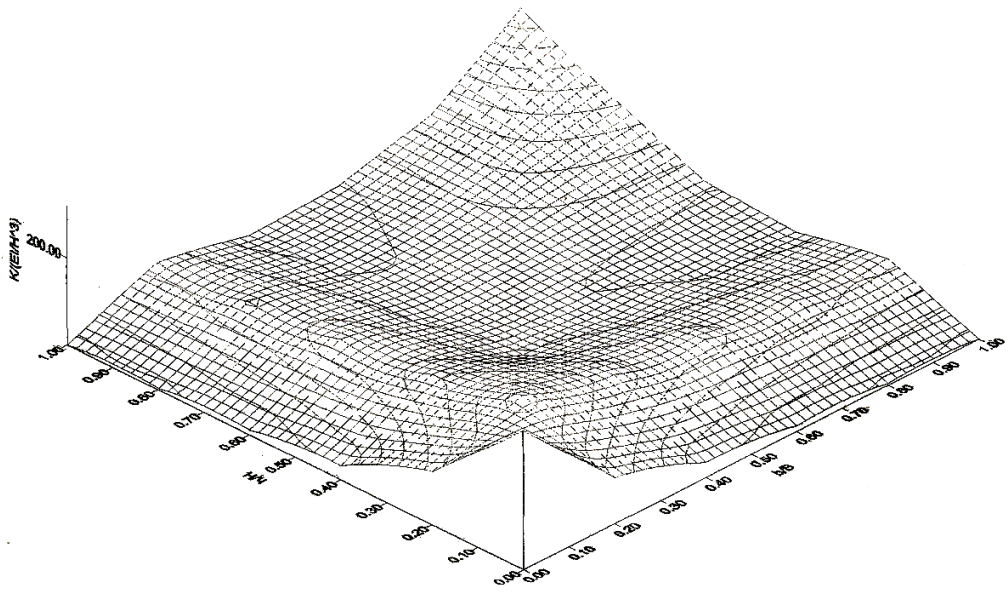
شکل ۳-۳۰- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 1$



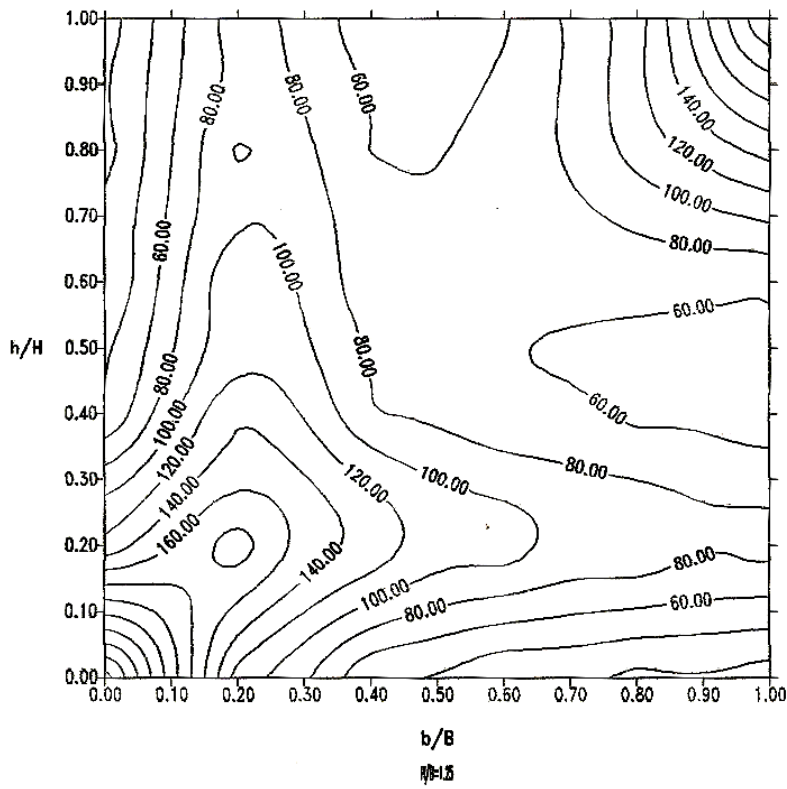
شکل ۳-۳۱- منحنی‌های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 1$ قاب TKBF

جدول ۳-۲۴- سختی نرمال شده مدلها برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.25$

مدل	$\frac{h}{H}$	$\frac{b}{B}$	$\Delta^{(mm)}$	K	$\frac{K}{\sum EI_c / H^3}$
1	0.0	0.0	0.095	10.53	311.31
2	0.0	0.2	0.270	3.70	109.39
3	0.0	0.4	0.711	1.41	41.69
4	0.0	0.6	1.352	0.74	21.88
5	0.0	0.8	2.084	0.48	14.19
6	0.0	1.0	2.918	0.34	10.05
7	0.2	0.0	0.237	4.22	124.76
8	0.2	0.2	0.155	6.45	190.69
9	0.2	0.4	0.218	4.59	135.70
10	0.2	0.6	0.264	3.79	112.05
11	0.2	0.8	0.301	3.32	98.15
12	0.2	1.0	0.332	3.01	88.99
13	0.4	0.0	0.739	1.35	39.91
14	0.4	0.2	0.213	4.69	138.65
15	0.4	0.4	0.366	2.73	80.71
16	0.4	0.6	0.461	2.17	64.15
17	0.4	0.8	0.531	1.88	55.58
18	0.4	1.0	0.611	1.64	48.48
19	0.6	0.0	1.491	0.67	19.81
20	0.6	0.2	0.252	3.97	117.37
21	0.6	0.4	0.438	2.28	67.41
22	0.6	0.6	0.468	2.14	63.27
23	0.6	0.8	0.444	2.25	66.52
24	0.6	1.0	0.469	2.13	62.97
25	0.8	0.0	2.347	0.43	12.71
26	0.8	0.2	0.288	3.47	102.59
27	0.8	0.4	0.497	2.02	59.42
28	0.8	0.6	0.431	2.32	68.59
29	0.8	0.8	0.275	3.64	107.61
30	0.8	1.0	0.201	4.98	147.23
31	1.0	0.0	2.918	0.34	10.05
32	1.0	0.2	0.328	3.05	90.17
33	1.0	0.4	0.614	1.63	48.19
34	1.0	0.6	0.513	1.95	57.65
35	1.0	0.8	0.267	3.75	110.86
36	1.0	1.0	0.122	8.20	242.42



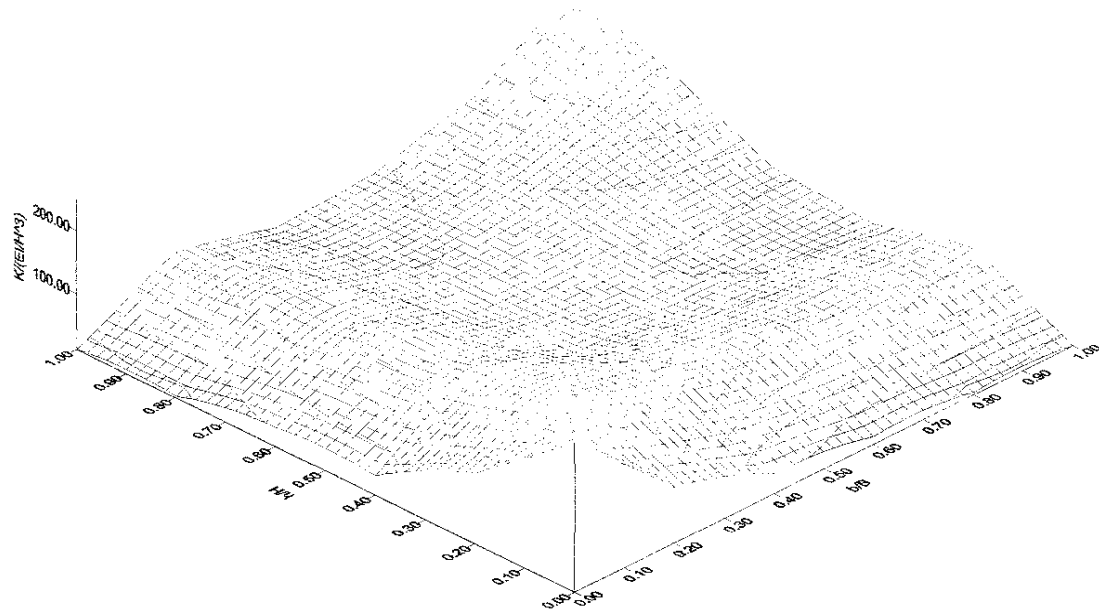
شکل ۳-۳۲- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.25$



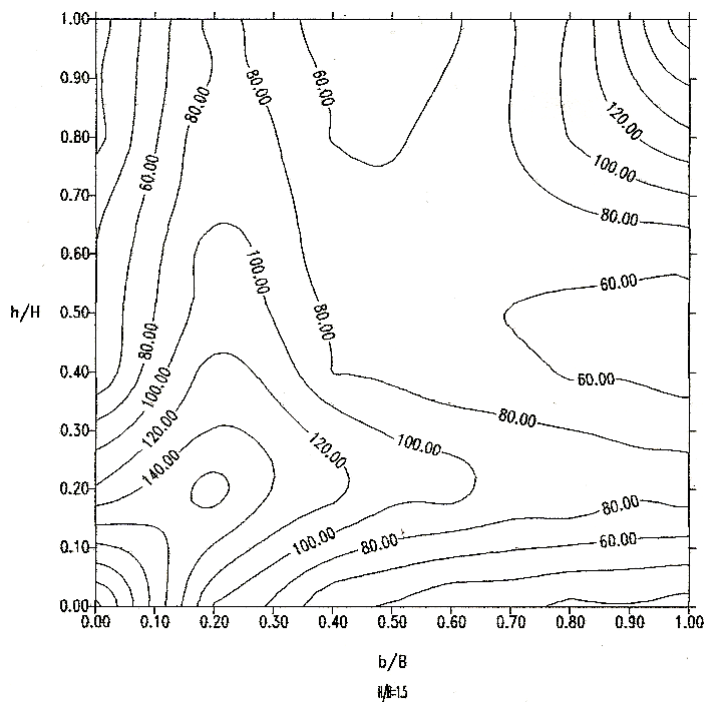
شکل ۳-۳۳- منحنی‌های هم‌سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.25$ قاب TKBF

جدول ۳-۲۵- سختی نرمال شده مدلها برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.5$

مدل	$\frac{h}{H}$	$\frac{b}{B}$	$\Delta^{(mm)}$	K	$\frac{K}{\sum EI_c} / H^3$
1	0.0	0.0	0.119	8.40	248.34
2	0.0	0.2	0.301	3.32	98.15
3	0.0	0.4	0.718	1.39	41.09
4	0.0	0.6	1.326	0.75	22.17
5	0.0	0.8	2.064	0.48	14.19
6	0.0	1.0	2.875	0.35	10.35
7	0.2	0.0	0.243	4.12	121.80
8	0.2	0.2	0.175	5.71	168.81
9	0.2	0.4	0.231	4.33	128.01
10	0.2	0.6	0.271	3.69	109.09
11	0.2	0.8	0.301	3.32	98.15
12	0.2	1.0	0.327	3.06	90.47
13	0.4	0.0	0.729	1.37	40.50
14	0.4	0.2	0.229	4.37	129.19
15	0.4	0.4	0.370	2.70	79.82
16	0.4	0.6	0.455	2.20	65.04
17	0.4	0.8	0.517	1.93	57.06
18	0.4	1.0	0.584	1.71	50.55
19	0.6	0.0	0.729	1.37	40.50
20	0.6	0.2	0.267	3.75	110.86
21	0.6	0.4	0.442	2.26	66.81
22	0.6	0.6	0.470	2.13	62.97
23	0.6	0.8	0.448	2.23	65.93
24	0.6	1.0	0.466	2.15	63.56
25	0.8	0.0	2.305	0.43	12.71
26	0.8	0.2	0.302	3.31	97.86
27	0.8	0.4	0.504	1.98	58.54
28	0.8	0.6	0.440	2.27	67.11
29	0.8	0.8	0.292	3.42	101.11
30	0.8	1.0	0.218	4.59	135.70
31	1.0	0.0	2.875	0.35	10.35
32	1.0	0.2	0.340	2.94	86.92
33	1.0	0.4	0.622	1.61	47.60
34	1.0	0.6	0.525	1.90	56.17
35	1.0	0.8	0.292	3.42	101.11
36	1.0	1.0	0.150	6.67	197.19



شکل ۳-۳۴- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.5$



شکل ۳-۳۵- منحنی های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.5$ قاب TKBF

همانطوری که ملاحظه می‌گردد با بررسی توام $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ در حالت کلی چندین نوع دیگر سیستم مهاربندی در تحلیلیها وارد شده است. بدین ترتیب موقعیت قابهای TKBF نسبت به قابهای EBF روی تیر، EBF روی ستون، CBF، MRF و شکل مشخص می‌شود. نتایج بررسی برای قابهای TKBF در اشکال ۳-۲۶ الی ۳-۳۵ نشان داده شده است.

با توجه به اشکال ملاحظه می‌شود زمانیکه $\frac{b}{B} = \frac{h}{H} = 0$ است، سیستم مورد نظر بیشترین سختی ممکن را دارد، این بیشینه سختی به قاب CBF اختصاص دارد.

در محدوده $\left\{ \frac{b}{B} = 0, 0 < \frac{h}{H} < 1 \right\}$ و $\left\{ 0 < \frac{b}{B} < 1, \frac{h}{H} = 0 \right\}$ همانطوریکه گفته شد سیستم به قاب EBF روی ستون و تیر تبدیل می‌شود که در آن سختی ایجاد شده ناشی از محدوده $\left\{ 0.45 < \frac{b}{B} < 1, \frac{h}{H} = 0 \right\}$ و $\left\{ \frac{b}{B} = 0, 0.45 < \frac{h}{H} < 1 \right\}$ اثر کمی دارد. ولی در محدوده $\left\{ 0 < \frac{b}{B} < 0.45, \frac{h}{H} = 0 \right\}$ و $\left\{ \frac{b}{B} = 0, 0 < \frac{h}{H} < 0.45 \right\}$ ، هر اندازه که مقدار $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ کاهش پیدا می‌کند سختی سازه به مقدار قابل توجهی افزایش پیدا می‌کند.

وقتی که $\frac{b}{B} = \frac{h}{H} = 1$ می‌باشد، سختی جانبی ناشی از سیستم قابل توجه است. این امر به دلیل عمل نمودن عضو زانویی به عنوان عضو قطری در سیستم بوده که به عضو مهاربندی در امتداد محور قاب متصل شده است. از این نوع مهاربندی در کارهای ساختمانی استفاده می‌شود.

منحنی‌های هم سختی بهترین محدوده جهت سیستمهای TKBF را نشان می‌دهند که در آن سختی و شکل هندسی توام لحاظ شده‌اند. به این منظور اشکال ۳-۲۶ الی ۳-۳۵ را به چندین ناحیه همانند اشکال ۳-۳۶ الی ۳-۴۰ تقسیم می‌کنیم. ناحیه A2 به دلایل زیر بهترین محدوده برای قاب TKBF می‌باشد.

الف - سختی قابها TKBF در این ناحیه از سختی قابهای CBF کمتر بوده و هم سطح قابهای EBF می‌باشد، چرا که قابهای EBF سختی و شکل پذیری خوبی دارند.

ب - ناحیه A1 به علت موقعیت هندسی نامناسب عضو زانویی (نامتقارن بودن بیش از حد بازوهای عضو زانویی نسبت به اتصال مهاربند - زانویی) قابل استفاده نیستند.

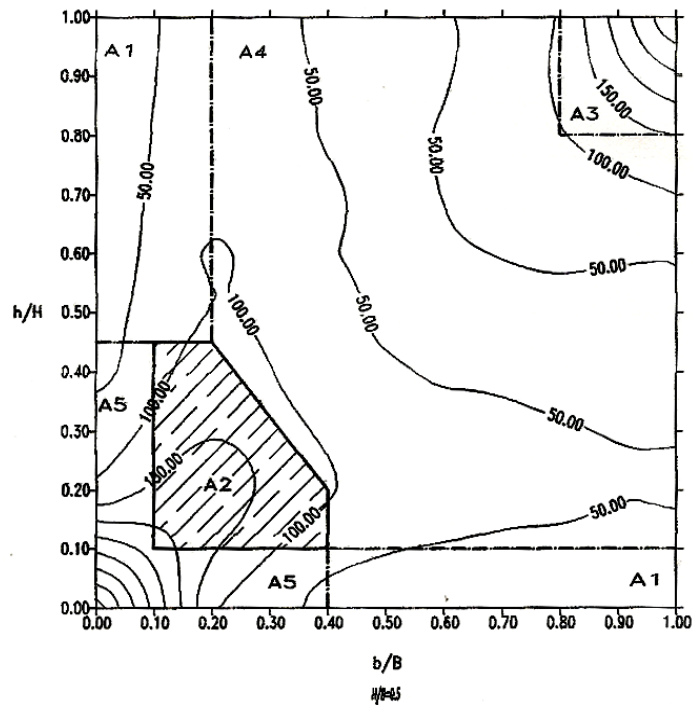
پ - ناحیه A3 با این که سختی خوبی دارد ولی به دلیل اینکه طول عضو زانویی در این محدوده خیلی زیاد می‌باشد و این موضوع جهت یک عضو خمشی مناسب نیست، محدوده فوق نیز قابل قبول نمی‌باشد.

ت - ناحیه A4 به دلیل سختی خیلی کم قابل قبول نیست.

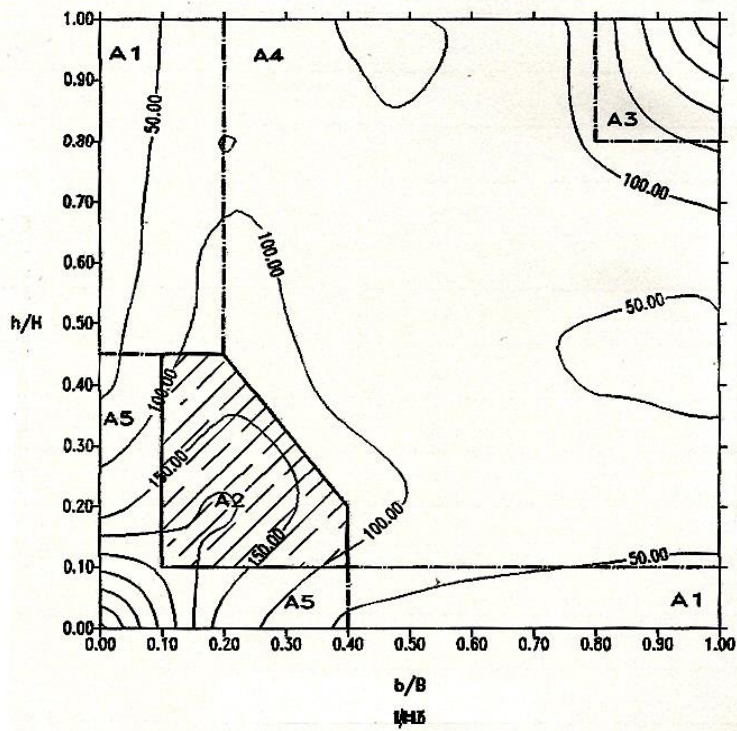
ث - ناحیه A5 با این که سختی خوبی دارد ولی به دلایل اجرایی مورد قبول نیست.

با مقایسه مقادیر سختی ملاحظه می‌گردد با کاهش $\frac{H}{B}$ ، سختی جانبی قاب افزایش می‌یابد. این امر با توجه به رابطه

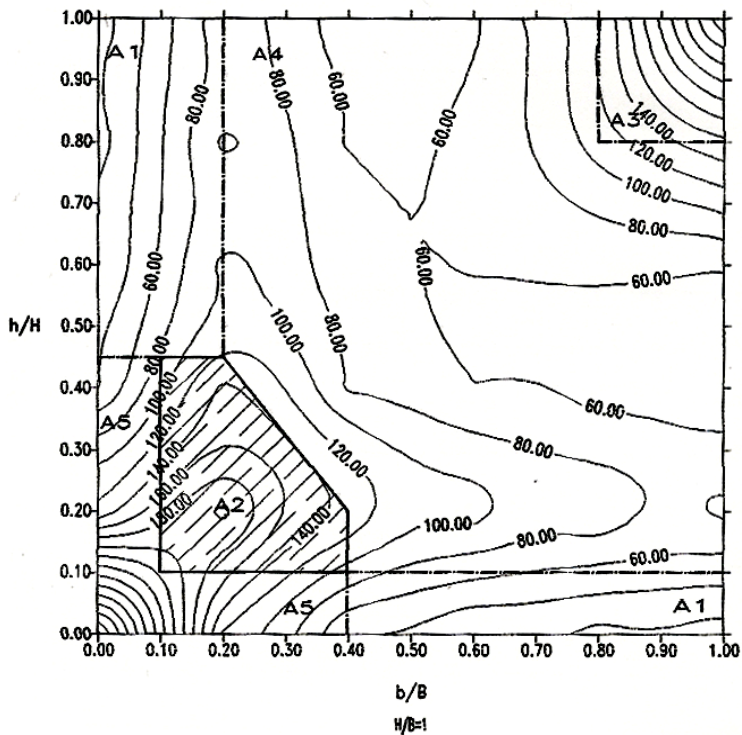
عمومی سختی قابل توجه است.



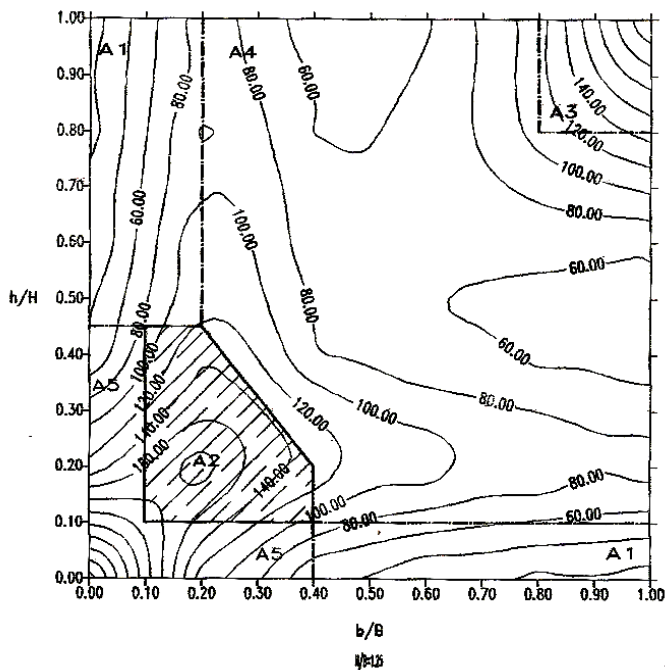
شکل ۳۶-۳- ناحیه بندی منحني هم سختی $\frac{H}{B} = 0.5$ قاب TKBF



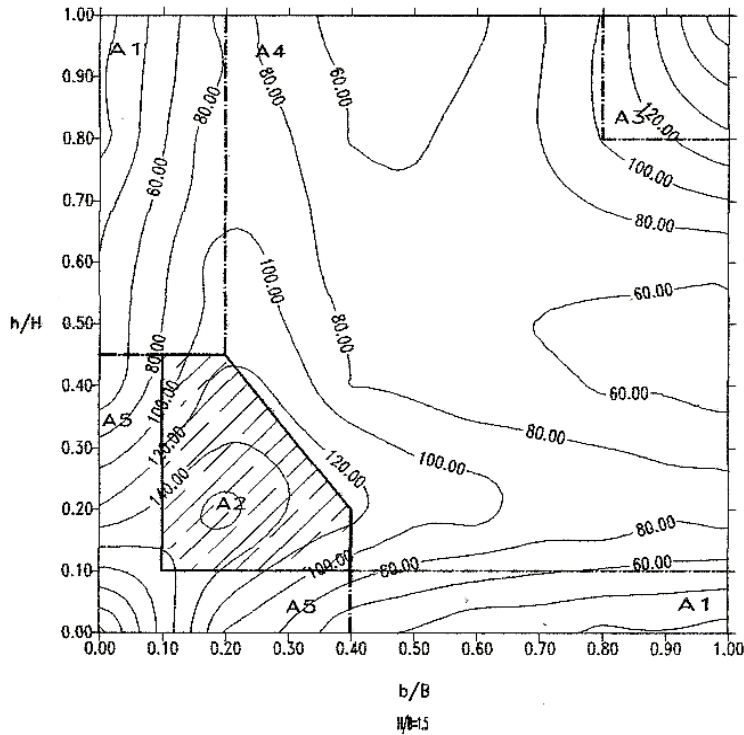
شکل ۳۷-۳- ناحیه بندی منحني هم سختی $\frac{H}{B} = 0.75$ قاب TKBF



شکل ۳-۳۸- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 1$ قاب TKBF



شکل ۳-۳۹- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 1.25$ قاب TKBF



شکل ۳-۴۰- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 1.5$ قاب TKBF

۳-۱۶- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی:

در این قسمت به بررسی تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی قابهای معرفی شده در ابتدای فصل می‌پردازیم و پاسخ سیستمهای مزبور را با یکدیگر مقایسه می‌نمائیم.

۳-۱۶-۱- معادلات تعادل دینامیکی:

اگر یک سیستم یک درجه آزادی تحت اثر یک نیروی تابع زمان $F(t)$ قرار گیرد، معادله تعادل ارتعاشی آن به شکل معادله ۳-۱۵ خواهد بود [۱۵].

$$F_I + F_D + F_S = F(t) \quad (۱۵-۳)$$

که در آن:

F_I : نیروی اینرسی حاصل از شتاب

F_S : نیروی حاصل از سختی قاب در مقابل حرکت افقی

F_D : نیروی استهلاک

$F(t)$: نیروی خارجی وارده بر سازه

لذا:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (۱۶-۳)$$

هنگامی که سازه تحت حرکت شتاب زمین \ddot{U}_g باشد، F_I را می‌توان چنین نوشت:

$$F_I = m(\ddot{U} + \ddot{U}_g) \quad (۱۷-۳)$$

لذا داریم:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{U}_g \quad (۱۸-۳)$$

در مورد یک سیستم چند درجه آزادی معادله تعادل دینامیکی بصورت معادله ۳-۱۹ خواهد بود.

$$[m][\ddot{u}(t)] + [c][\dot{u}(t)] + [k][u(t)] = [F(t)] \quad (۱۹-۳)$$

که در آن:

$[m]$ ، $[c]$ و $[k]$ به ترتیب ماتریسهای جرم، میرایی و سختی سازه بوده و $[\ddot{u}(t)]$ و $[\dot{u}(t)]$ و $[u(t)]$ به ترتیب بردارهای شتاب، سرعت، تغییر مکان و $[F(t)]$ بردار نیروهای دینامیکی است که به سازه وارد می شود. در صورتیکه نیروهای دینامیکی ناشی از حرکت زمین باشد، خواهیم داشت:

$$[M][\ddot{u}(t)] + [c][\dot{u}(t)] + [k][u(t)] = [M]\ddot{u}_g(t) \quad (۲۰-۳)$$

در رابطه (۲۰-۳) $\ddot{u}_g(t)$ ، شتاب حرکت زمین است. در حالیکه پاسخ سازه در محدوده مورد نظر باشد با توجه به اینکه سختی و میرایی سیستم در کل زمان اثر بار دینامیکی ثابت می ماند، با انتگرال گیری از معادله فوق پاسخ سازه بدست می آید. در این حالت در فواصل زمانی حتی الامکان کوتاه معادله فوق با استفاده از انتگرال دو هامل انتگرال گیری شده و پاسخ خطی سازه در پایان فاصله زمانی به دست می آید. این پاسخ به عنوان شرایط اولیه برای فاصله زمانی بعدی منظور شده و انتگرال گیری در فاصله زمانی بعدی انجام می شود. ثابتهای انتگرال گیری از همان شرایط اولیه پاسخ سازه در انتهای فاصله زمانی قبلی، بدست می آیند. انتگرال گیری بدین ترتیب تا پایان زمان مورد نظر ادامه می یابد [۱۵].

۳-۱۶-۲- مشخصات دینامیکی قابهای مورد مطالعه:

مشخصات کلی قابهای مورد مطالعه عبارتند از:

- تحلیل دو بعدی در نظر گرفته می شود.
- قابهای مورد مطالعه همان قابهای معرفی شده در ابتدای فصل می باشد.
- مقاومت فولاد مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و مدول الاستیسیته آن $E = ۲۰۸ \times ۱۰^۶$ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است.
- جرم طبقه بصورت متمرکز در یک گره در نظر گرفته می شود.
- به منظور کاهش حجم محاسبات کامپیوتری، کفهای قاب صلب در نظر گرفته شده اند.
- برای بارگذاری دینامیکی این قابها از شتاب نگاشتتهای زلزله های طیس و ناغان استفاده شده است.
- میرایی برای قابها ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است.

۳-۱۶-۳- شتاب نگاشتهای اعمالی:

بررسی رفتار دینامیکی سازه‌ها، با استفاده از شتاب نگاشت‌ها و یا طیف پاسخ انجام می‌شود. به دلیل متفاوت بودن شدت، مدت و محتوای فرکانسی زلزله‌های مختلف، اثر آنها در پاسخ دینامیکی سازه‌ها متفاوت می‌باشد در این میان محتوای فرکانسی زلزله یکی از موارد مهم محسوب می‌شود. طوریکه اگر فرکانس حاکم زلزله بر فرکانس طبیعی سازه منطبق گردد، بیشترین اثر تخریبی را خواهد داشت. این پایان نامه سه زلزله زیر برای ارزیابی لرزه‌ای قابهای مورد مطالعه انتخاب شده‌اند که عبارتند از:

- زلزله ۱۳۵۷ ه.ش. طبس ایران با شتاب حداکثر ۹۱۵/۳۹ سانتیمتر بر مجذور ثانیه
- زلزله ۱۳۵۶ ه.ش. ناغان ایران با شتاب حداکثر ۷۰۹/۴۶ سانتیمتر بر مجذور ثانیه

ابتدا زلزله‌های فوق به حداکثر شتاب $0.3g$ مقیاس شده و سپس به سازه اعمال شده‌اند. ارقام شتاب‌نگاشت اصلاح شده اولیه قبل از مقیاس شدن در جداول ۳-۲۶ و ۳-۲۷ آورده شده است.

جدول ۳-۲۶- ارقام شتاب نگاشت اصلاح شده زلزله طیس (واحد بر حسب سانتیمتر بر مجذور ثانیه)

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
0.00	-11.21	0.02	-9.75	0.04	-9.17	0.06	-11.53
0.08	-13.60	0.10	-10.96	0.12	-14.11	0.14	-20.99
0.16	-7.26	0.18	-6.19	0.20	-11.60	0.22	-1.41
0.24	-11.33	0.26	-16.54	0.28	-15.56	0.30	-10.47
0.32	-3.42	0.34	-19.62	0.36	-9.23	0.38	-15.52
0.40	-8.37	0.42	-7.01	0.44	-15.85	0.46	-11.35
0.48	-11.46	0.50	-16.97	0.52	-18.26	0.54	-16.99
0.56	-10.63	0.58	-4.76	0.60	-9.97	0.62	-10.67
0.64	-8.43	0.66	-8.05	0.68	-8.56	0.70	-24.56
0.72	-20.36	0.74	-11.15	0.76	-1.06	0.78	-16.67
0.80	-18.16	0.82	-15.72	0.84	-14.36	0.86	-9.87
0.88	-14.49	0.90	-15.39	0.92	-15.12	0.94	-29.85
0.96	-20.35	0.98	-2.71	0.00	15.03	1.02	-10.89
1.04	-16.89	1.06	-6.31	1.08	1.23	1.10	-11.84
1.12	-18.63	1.14	-11.58	1.16	-18.76	1.18	-11.23
1.20	-8.40	1.22	-6.95	1.24	-3.24	1.26	-3.07
1.28	-16.82	1.30	-13.11	1.32	-9.70	1.34	-6.78
1.36	-13.96	1.38	-15.94	1.40	-15.38	1.42	-15.20
1.44	-17.68	1.46	-11.91	1.48	-2.81	1.50	-16.37
1.52	-25.71	1.54	-13.67	1.56	-7.81	1.58	-6.85
1.60	-12.86	1.62	-12.79	1.64	-8.89	1.66	-24.41
1.68	-12.86	1.70	1.05	1.72	4.55	1.74	-16.86
1.76	-23.56	1.78	-9.16	1.80	6.12	1.82	-14.71
1.84	4.69	1.86	4.56	1.88	2.48	1.90	-9.42
1.92	-11.80	1.94	-1.04	1.96	-12.84	1.98	-22.58
2.00	-22.71	2.02	-0.37	2.04	-11.48	2.14	-13.38
2.08	7.68	2.10	-6.96	2.12	-23.08	2.22	-5.06
2.16	2.95	2.18	-6.60	2.20	-10.06	2.30	-18.14
2.24	4.40	2.26	-13.10	2.28	-30.69	2.38	-2.86
2.32	17.80	2.34	5.19	2.36	-22.48	2.46	-16.14
2.40	-42.47	2.42	7.92	2.44	-51.17	2.54	-10.88
2.48	-14.74	2.50	-31.16	2.52	-12.75	2.62	-6.90
2.56	14.35	2.58	24.71	2.60	5.74	2.70	-22.06
2.64	-38.28	2.66	-36.85	2.68	27.17	2.78	50.68
2.72	53.78	2.74	14.01	2.76	-26.74	2.86	-68.76
2.80	-32.70	2.82	20.62	2.84	21.96	2.94	1.53
2.88	-13.05	2.90	-16.91	2.92	23.86	3.02	54.13
2.96	33.58	2.98	11.96	3.00	-20.26	3.10	-27.17
3.04	-7.39	3.06	15.42	3.08	25.58	3.18	-9.88
3.12	-35.13	3.14	-48.71	3.16	-28.75	3.26	-4.85
3.20	22.67	3.22	20.46	3.24	-9.31	3.26	-55.85

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
3.28	-21.46	3.30	-9.25	3.32	18.37	3.34	2.24
3.36	-15.37	3.38	-3.84	3.40	-3.50	3.42	-19.14
3.44	-23.60	3.46	-1.48	3.48	12.11	3.50	4.99
3.52	3.96	3.54	13.14	3.56	-8.30	3.58	-35.72
3.60	12.10	3.62	35.30	3.64	22.11	3.66	8.42
3.68	-16.25	3.70	-29.65	3.72	-43.33	3.74	-3.07
3.76	6.20	3.78	-6.51	3.80	-8.33	3.82	-36.44
3.84	-26.68	3.86	-27.42	3.88	-29.83	3.90	-32.33
3.92	-4.72	3.94	3.95	3.96	-50.74	3.98	53.25
4.00	-56.54	3.02	-60.72	4.04	-29.48	4.06	-0.01
4.08	-11.45	4.10	-13.56	4.12	-29.51	4.14	-17.90
4.16	-5.79	4.18	-20.86	4.20	-36.42	4.22	-48.25
4.24	-65.77	4.26	-89.37	4.28	-57.35	4.30	-24.64
4.32	36.90	4.34	43.51	2.36	45.91	4.38	79.10
4.40	132.41	4.42	162.46	2.44	180.45	4.46	176.27
4.48	171.40	4.50	137.30	4.52	88.09	4.54	116.18
4.56	181.74	4.58	226.02	4.60	206.24	4.62	181.06
4.64	154.22	4.66	131.00	4.68	142.61	4.70	142.55
4.72	143.17	4.74	66.19	4.76	7.37	4.78	-98.06
4.80	-99.79	0.82	-124.48	4.84	-164.77	4.86	-182.10
4.88	-143.81	4.90	-180.56	4.92	-226.74	4.94	-240.15
4.96	-158.11	4.98	-118.84	5.00	-110.70	5.02	-139.58
5.04	-151.71	5.06	-117.55	5.08	87.40	5.10	13.18
5.12	37.14	5.14	49.04	5.16	74.08	5.18	183.00
5.20	241.99	5.22	259.57	5.24	259.21	5.26	199.30
5.28	110.84	5.30	19.73	5.32	-30.77	5.34	-16.42
5.36	15.81	5.38	-16.57	5.40	-44.21	5.42	-81.36
5.44	-57.01	5.46	-107.11	5.48	-163.99	5.50	-249.02
5.52	-243.80	5.54	-208.46	5.56	-122.11	5.58	-121.59
5.60	-92.44	5.62	-81.92	5.64	-113.39	5.66	-138.58
5.68	-169.55	5.70	-124.01	5.72	12.46	5.74	15.92
5.76	36.15	5.78	134.76	5.80	131.54	5.82	95.95
5.84	89.98	5.86	87.84	5.88	203.33	5.90	209.62
5.92	154.12	5.94	154.72	5.96	84.80	5.98	30.86
6.00	123.48	6.02	146.75	6.04	60.63	6.06	-3.02
6.08	-62.94	6.10	-118.35	4.20	-118.72	6.14	-60.14
6.16	-20.89	6.18	-9.69	6.28	25.54	6.22	48.81
6.24	-37.99	6.26	-40.04	6.36	-2.45	6.30	7.71
6.32	-12.24	6.34	-40.96	6.44	-59.98	6.38	-47.81
6.40	-107.24	6.42	-37.87	6.52	25.22	6.46	79.09
6.48	73.31	6.50	82.74	6.60	36.25	6.54	-14.94
6.56	-33.28	6.58	-2.95	6.68	8.73	6.62	25.91
6.64	68.99	6.66	44.77	6.76	20.45	6.70	47.73
6.72	26.45	0.74	39.51	6.84	-53.29	6.78	-128.62
6.80	-147.74	6.82	-156.56	6.92	-103.38	6.86	-41.27
6.88	-3.40	6.90	38.40	7.00	39.09	6.94	-18.19

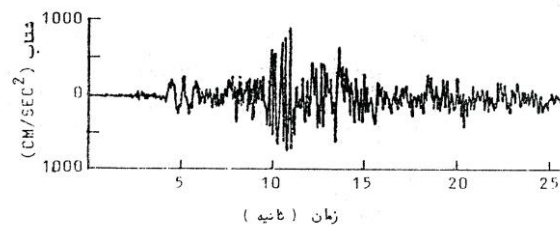
زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
6.96	-65.17	6.98	-98.23	7.08	-120.49	7.02	-45.14
7.04	24.81	7.06	101.63	7.16	72.11	7.10	100.17
7.12	-11.07	7.14	-78.95	7.24	-140.06	7.18	-63.54
7.20	-25.37	7.22	-51.56	7.24	-109.63	7.26	-95.50
7.28	-100.99	7.30	-59.30	7.32	-12.01	7.34	-31.23
7.36	40.77	7.38	-23.58	7.40	-115.30	7.42	-52.41
7.44	-23.08	7.46	-22.39	7.48	74.83	7.50	83.46
7.52	94.45	7.54	95.63	7.56	2.24	7.58	37.75
7.60	37.36	7.62	-19.34	7.64	71.90	7.66	147.14
7.68	219.44	7.70	220.12	7.72	222.09	7.74	138.31
7.76	206.49	7.78	212.57	7.80	100.73	7.82	97.30
7.84	141.34	7.86	97.49	7.88	60.21	7.90	195.00
7.92	258.56	7.94	189.89	7.96	54.81	7.98	-45.75
8.00	46.76	8.02	69.81	8.04	27.43	8.06	124.44
8.08	-116.69	8.10	-248.05	8.12	-332.52	8.14	-347.63
8.16	-57.85	8.18	75.96	8.20	-45.59	8.22	-58.84
8.24	-28.43	8.26	-108.68	8.28	29.83	8.30	125.66
8.32	207.96	8.34	265.54	8.36	122.70	8.38	-130.30
8.40	40.88	8.42	121.12	8.44	86.68	8.46	-54.89
8.48	-10.85	8.50	-97.18	8.52	37.89	8.54	-29.41
8.56	75.35	8.58	127.63	8.60	39.23	8.62	86.12
8.64	55.90	8.66	116.81	8.68	71.18	8.70	194.09
8.72	56.25	8.74	-188.42	8.76	-75.12	8.78	-93.77
8.80	-99.57	8.82	55.81	8.84	238.76	8.86	4.68
8.88	-123.84	8.90	-33.10	8.92	-50.67	8.94	115.40
8.96	41.52	8.98	20.22	9.00	77.99	9.02	-243.89
9.04	-318.94	9.06	-242.63	9.08	-313.77	9.10	63.61
9.12	228.11	9.14	128.92	9.16	184.24	9.18	97.11
9.20	137.52	9.22	135.05	9.24	205.18	9.26	138.95
9.28	236.45	9.30	66.33	9.32	-30.70	9.34	-43.96
9.36	-40.05	9.38	42.73	9.40	172.80	9.42	228.11
9.44	191.21	9.46	92.31	9.48	144.69	9.50	-62.12
9.52	53.42	9.54	222.73	9.56	223.70	9.58	150.50
9.60	269.48	9.62	99.06	9.64	-62.72	9.66	-119.53
9.68	-71.28	9.70	-116.62	9.72	-151.36	9.74	-121.85
9.76	-178.67	9.78	-257.46	9.80	-382.35	9.82	-300.56
9.84	-112.71	9.86	-107.14	9.88	32.93	9.90	220.58
9.92	34.37	9.94	-153.80	9.96	-399.56	9.98	-104.30
10.00	375.29	10.02	492.11	10.04	555.37	10.06	626.28
10.08	520.21	10.10	199.21	10.12	-524.58	10.14	-0.65
10.16	379.17	10.18	323.73	10.20	228.65	10.22	144.76
10.24	578.83	10.26	-29.90	10.28	-377.09	10.30	-327.18
10.32	-588.05	10.34	-532.64	10.36	-584.06	10.38	-534.93
10.40	-647.87	10.42	-476.90	10.44	-380.88	10.46	-275.54
10.48	-84.26	10.50	184.61	10.52	137.99	10.54	305.03
10.56	533.98	10.58	595.95	10.60	673.33	10.62	722.56
10.64	-83.45	10.66	-151.75	10.68	-371.31	10.70	-606.77
10.72	-573.54	10.74	-250.42	10.76	37.78	10.78	780.07

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
10.80	551.09	10.82	-37.04	10.84	-149.88	10.86	-619.01
10.88	-733.42	10.90	-633.77	10.92	-545.50	10.94	-370.32
10.96	-482.76	10.98	-234.00	11.00	34.08	11.02	915.39
11.04	708.08	11.06	480.07	11.08	-182.32	11.10	-702.36
11.12	-692.28	11.14	-545.16	11.16	-460.13	11.18	-314.27
11.20	-192.85	11.22	-142.25	11.24	-418.72	11.26	-454.94
11.28	-519.71	11.30	-159.61	11.32	76.69	11.34	135.03
11.36	21.80	11.38	-145.38	11.40	45.60	11.42	143.28
11.44	15.63	11.46	-131.45	11.48	-138.04	11.50	-102.95
11.52	-101.79	11.54	-21.87	11.56	2.44	11.58	-140.71
11.60	-157.81	11.62	-117.02	11.64	-95.56	11.66	-136.00
11.68	147.19	11.70	254.19	11.72	56.89	11.74	-30.64
11.76	39.38	11.78	-124.86	11.80	-272.82	11.82	-300.12
11.84	-334.87	11.86	-285.45	11.88	-336.09	11.90	-99.80
11.92	149.45	11.94	202.30	11.96	230.04	11.98	160.86
12.00	-161.92	12.02	-260.33	12.04	-240.15	12.06	-255.48
12.08	-224.01	12.10	-55.80	12.12	-54.64	12.14	123.78
12.16	222.64	12.18	306.29	12.20	420.26	12.22	451.23
12.24	439.34	12.26	335.82	12.28	201.89	12.30	108.47
12.32	5.35	12.34	3.95	12.36	184.33	12.38	268.18
12.40	222.34	12.42	377.51	12.44	161.67	12.46	34.21
12.48	-212.73	12.50	-410.03	12.52	-364.14	12.54	-195.63
12.56	-88.53	12.58	-136.14	12.60	-227.39	12.62	-264.30
12.64	-357.91	12.66	-253.95	12.68	-64.74	12.70	448.20
12.72	386.47	12.74	159.44	12.76	-192.37	12.78	-302.26
12.80	-397.84	12.82	-329.68	12.84	-134.19	12.86	160.97
12.88	459.75	12.90	326.41	12.92	303.73	12.94	250.73
12.96	94.83	12.98	-3.89	13.00	282.15	13.02	137.06
13.04	259.44	13.06	255.59	13.08	130.79	13.10	102.31
13.12	70.02	13.14	115.61	13.16	92.14	13.18	110.85
13.20	44.52	13.22	143.57	14.24	242.63	13.26	116.45
13.28	-72.02	13.30	-171.52	13.32	-174.48	13.34	-195.11
13.36	-209.45	13.38	-54.87	13.40	-81.87	13.42	-118.68
13.44	-123.31	13.46	-429.31	13.48	-510.55	13.50	-602.30
13.52	-214.43	13.54	119.67	13.56	347.83	13.58	336.13
13.60	128.83	13.62	197.38	13.64	137.32	13.66	235.98
13.68	667.80	13.70	587.04	13.72	339.22	13.74	278.18
13.76	307.88	13.78	309.63	13.80	157.06	13.82	134.77
13.84	274.05	13.86	371.74	13.88	409.98	13.90	265.56
13.92	109.07	13.94	46.95	13.96	-9.57	13.98	-53.44
14.00	-67.49	14.02	268.19	14.04	303.68	14.06	359.57
14.08	396.05	14.10	293.32	14.12	65.22	14.14	202.34
14.16	262.26	14.18	205.25	14.20	148.14	14.22	92.72
14.24	30.77	14.26	-46.35	14.28	-244.04	14.30	-98.38
14.32	188.54	14.34	190.88	14.36	208.91	14.38	106.18
14.40	25.43	14.42	101.83	14.44	17.84	14.46	-83.61
14.48	-155.53	14.50	-230.10	14.52	-342.25	14.54	-306.07
14.56	36.38	14.58	255.72	14.60	122.19	14.62	-8.99

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
14.64	-56.78	14.66	-62.09	14.68	61.21	14.70	124.17
14.72	66.08	14.74	11.23	14.76	-168.90	14.78	-313.02
14.80	-215.82	14.82	-60.15	14.84	-59.08	14.86	77.65
14.88	128.75	14.90	63.40	14.92	-209.33	14.94	-325.00
14.96	-332.08	14.98	-243.11	15.00	7.32	15.02	182.12
15.04	310.62	15.06	236.45	15.08	72.51	15.10	-45.52
15.12	-205.04	15.14	-132.26	15.16	10.17	15.18	106.59
15.20	159.06	15.22	20.14	15.24	-114.46	15.26	-200.01
15.28	-171.28	15.30	-122.73	15.32	-78.89	15.34	-28.97
15.36	-59.09	15.38	-80.00	15.40	-13.69	15.42	5.26
15.44	-67.47	15.46	-47.66	15.48	-46.20	15.50	-132.04
15.52	-213.18	15.54	-290.39	15.56	-205.74	15.58	-250.38
15.60	-287.57	15.00	-329.17	15.64	-366.26	15.66	-335.56
15.68	-280.34	15.62	-137.22	15.72	-48.83	15.74	41.61
15.76	167.95	15.70	88.98	15.80	-96.24	15.82	-98.50
15.84	117.12	15.78	188.72	15.88	80.81	15.90	27.24
15.92	10.56	15.86	116.31	15.96	56.07	15.98	-5.73
16.00	121.50	15.94	149.45	16.04	-7.51	16.06	-114.24
16.08	-154.37	16.02	17.21	16.12	35.75	16.14	60.66
16.16	104.61	16.10	53.79	16.20	-22.14	16.22	-93.46
16.24	43.00	16.18	87.53	16.28	60.07	16.30	84.49
16.32	-3.21	16.26	6.99	16.36	20.93	16.38	-51.37
16.40	-136.42	16.34	-85.51	16.44	-12.42	16.46	-78.15
16.48	-138.58	16.42	-124.25	16.52	-76.57	16.54	-167.31
16.56	-214.79	16.50	-192.03	16.60	-77.34	16.62	3.00
16.64	15.56	16.58	41.27	16.68	59.72	16.70	79.73
16.72	-14.34	16.66	-89.38	16.76	-24.43	16.78	140.87
16.80	104.68	16.74	165.21	16.84	-6.75	16.86	-6.26
16.88	-96.01	14.82	-149.17	16.92	-149.66	16.94	-10.15
16.96	-8.38	16.90	-5.23	17.00	62.17	17.02	-52.50
17.04	-80.35	16.98	-84.86	17.08	-88.58	17.10	-112.31
17.12	42.80	175.06	144.83	17.16	135.42	17.18	77.26
17.20	32.54	17.14	-28.67	17.24	48.65	17.26	30.80
17.28	75.45	17.22	121.37	17.32	144.44	17.34	150.43
17.36	168.99	17.30	60.30	17.40	18.23	17.42	-44.05
17.44	-65.03	17.38	-70.02	17.48	-35.28	17.50	-77.74
17.52	-136.00	17.46	-66.72	17.56	-9.42	17.58	66.13
17.60	23.28	17.54	-36.16	17.64	-98.53	17.66	-142.17
17.68	-204.74	17.62	-244.06	17.72	-83.95	17.74	33.20
17.76	38.90	17.70	-28.08	17.80	22.56	17.82	30.91
17.84	-2.82	17.78	15.25	17.88	-118.93	17.90	-59.85
17.92	-85.73	17.86	-40.20	17.96	-12.02	17.98	30.87
18.00	45.70	17.94	46.80	18.04	-10.08	18.06	-37.33
18.08	-60.17	18.02	-140.98	18.12	-146.45	18.14	3.86
18.16	72.45	18.10	-137.27	18.20	-96.83	18.22	-102.30
18.24	-116.01	18.18	-201.73	18.28	-202.39	18.30	47.00
18.32	84.40	18.26	85.50	18.36	62.28	18.38	52.59
18.40	70.37	18.34	4.86	18.44	169.70	18.46	181.69

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
18.48	232.14	18.42	316.92	18.52	205.41	18.54	197.78
18.56	165.24	18.50	158.40	18.60	200.80	18.62	171.40
18.64	247.94	18.58	279.26	18.68	222.10	18.70	61.64
18.72	-5.04	18.66	139.29	18.76	127.05	18.78	105.60
18.80	2.13	18.74	-133.90	18.84	-136.82	18.86	-41.43
18.88	-12.76	18.82	60.35	18.92	151.22	18.94	168.23
18.96	93.50	18.90	12.60	19.00	-72.22	19.02	-148.12
19.04	-142.50	18.98	51.97	19.08	6.19	19.10	-34.98
19.12	15.28	19.06	-28.05	19.16	-174.09	19.18	-102.84
19.20	-51.89	19.14	-85.21	19.24	-95.68	19.26	-51.69
19.28	134.63	19.22	248.46	19.32	196.70	19.34	126.89
19.36	117.31	19.30	191.31	19.40	-129.84	19.42	-39.75
19.44	53.39	19.38	-81.76	19.48	-130.77	19.50	60.07
19.52	189.40	19.46	275.17	19.56	283.74	19.58	88.76
19.60	111.06	19.62	-20.26	19.64	-142.45	19.66	-199.90
19.68	-124.03	19.70	-33.64	19.72	-28.01	19.74	32.55
19.76	69.67	19.78	85.70	19.80	-40.61	19.82	12.10
19.84	-31.31	19.86	30.43	19.88	-42.13	19.90	-153.43
19.92	-122.68	19.94	-102.83	19.96	-151.64	19.98	-101.57
20.00	-114.48	20.02	-83.24	20.04	67.38	20.06	216.04
20.08	277.39	20.10	212.59	20.12	121.89	20.14	-39.44
20.16	-49.11	20.18	-80.36	20.20	-53.44	20.22	-14.75
20.24	3.93	20.26	51.75	20.28	15.50	20.30	-85.01
20.32	-257.53	20.34	-146.83	20.36	-75.27	20.38	32.00
20.40	-39.77	20.42	64.75	20.44	66.36	20.46	-229.46
20.48	-388.63	20.50	-267.34	20.52	-132.31	20.54	-55.25
20.56	-61.00	20.58	-1.50	20.60	5.21	20.62	-94.02
20.64	-152.05	20.66	-242.65	20.68	-123.90	20.70	-152.99
20.72	-91.93	20.74	36.24	20.76	-3.25	20.78	-32.93
20.80	-33.27	20.82	17.19	20.84	-95.08	20.86	-160.47
20.88	-72.92	20.90	-19.11	20.92	-61.54	20.94	44.26
20.96	105.72	20.98	166.10	21.00	61.57	21.02	-27.85
21.04	-146.50	21.06	-99.17	21.08	11.24	21.10	9.62
21.12	21.74	21.14	-27.17	21.16	-40.85	21.18	51.71
21.20	88.25	21.22	103.50	21.24	72.26	21.26	43.37
21.28	30.08	21.30	43.37	21.32	45.77	21.34	15.02
21.36	-24.66	21.38	10.12	21.40	-22.79	21.42	38.18
21.44	39.60	21.46	126.76	21.48	123.18	21.50	83.21
21.52	70.70	21.54	74.29	21.56	38.04	21.58	-8.02
21.60	-63.88	21.62	-152.81	21.64	-140.10	21.66	-91.68
21.68	-48.17	21.70	78.03	21.72	98.69	21.74	110.71
21.76	119.59	21.78	-14.36	21.80	-85.04	21.82	-181.72
21.84	-42.17	21.86	23.71	21.88	-88.66	21.90	-37.59
21.92	-26.65	21.94	-50.24	21.96	-80.89	21.98	-25.71
22.00	28.30	22.02	28.55	22.04	-112.37	22.06	-63.46
22.08	-42.41	22.10	-96.41	22.12	-56.92	22.14	-56.38
22.16	-68.29	22.18	-106.89	22.20	-135.97	22.22	-140.92
22.24	-101.03	22.26	57.74	22.28	192.69	22.30	212.07

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
22.32	146.00	22.34	44.72	22.36	-4.47	22.38	-34.24
22.40	71.86	22.42	137.54	22.44	195.58	22.46	216.33
22.48	217.27	22.50	150.81	22.52	108.49	22.54	53.90
22.56	0.59	22.58	-31.14	22.60	-35.00	22.62	84.73
22.64	57.71	22.66	129.87	22.68	163.77	22.70	189.73
22.72	92.76	22.74	83.40	22.76	72.27	22.78	6.51
22.80	-86.14	22.82	-141.32	22.84	-78.28	22.86	-43.10
22.88	-92.88	22.90	-75.46	22.92	-71.48	22.94	-115.27
22.96	-194.58	22.98	-182.65	23.00	-178.48	23.02	-50.59
23.04	17.74	23.06	136.50	23.08	59.45	23.10	4.08
23.12	34.45	23.14	84.93	23.16	112.65	23.18	107.12
23.20	76.47	23.22	31.50	23.24	-46.53	23.26	-47.75
23.28	61.89	23.30	142.09	23.32	184.43	23.34	215.88
23.36	201.62	23.38	145.37	23.40	91.37	23.42	106.44
23.44	103.55	23.46	54.96	23.48	29.21	23.50	-10.75
23.52	-61.00	23.54	-105.99	23.56	-43.64	23.58	-87.43
23.60	-91.20	23.62	84.66	23.64	103.36	23.66	21.8
23.68	-50.64	23.70	-46.76	23.72	-63.96	23.74	-50.95
23.76	23.17	23.78	97.59	23.80	46.83	23.82	-29.04
23.84	-44.38	23.86	-9.10	23.88	19.11	23.90	39.97
23.92	64.85	23.94	92.37	23.96	51.13	23.98	-31.01
24.00	-65.09	24.02	8.54	24.04	23.32	24.06	36.82
24.08	2.15	24.10	58.81	24.12	59.95	24.14	63.84
24.16	107.65	24.18	129.19	24.20	12.71	24.22	-22.74
24.24	-92.63	24.26	-95.90	24.28	-75.63	24.30	-37.70
24.32	40.54	24.34	88.38	24.36	63.52	24.38	38.56
24.40	10.67	24.42	8.27	24.44	-56.90	24.46	-91.86
24.48	-128.69	24.50	-139.91	24.52	-157.60	24.54	-188.34
24.56	-158.26	24.58	-101.30	24.60	-27.37	24.62	34.10
24.64	51.42	24.66	10.77	24.68	-46.85	24.70	-111.24
24.72	-166.11	24.74	-175.86	24.76	-143.23	24.78	-111.68
24.80	-85.13	24.82	-57.01	24.84	-100.02	24.86	-125.07
24.88	-71.25	24.90	-55.68	24.92	-48.46	24.94	-39.87
24.96	-28.82	24.98	-66.23	25.00	-101.19		

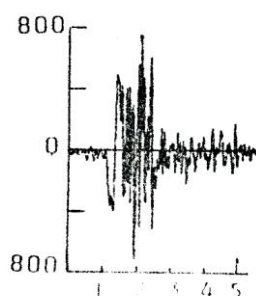


شکل ۳-۴۱- نمودار شتاب مولفه طولی (N16W) زلزله ۲۵ شهریور ۱۳۵۷ طیس

جدول ۳-۲۷- ارقام شتابگاشت اصلاح شده زلزله ناغان (واحد سانتیمتر بر مجذور ثانیه)

زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
0.00	14.68	0.02	14.51	0.04	24.25	0.06	27.05
0.08	30.63	0.10	26.57	0.12	16.67	0.14	16.69
0.16	21.22	0.18	13.26	0.20	20.84	0.22	20.96
0.24	24.80	0.26	21.27	0.28	2.70	0.30	31.60
0.32	30.68	0.34	21.88	0.36	29.11	0.38	17.49
0.40	13.12	0.42	15.00	0.44	34.68	0.46	26.56
0.48	8.45	0.50	4.66	0.52	27.86	0.54	49.49
0.56	64.30	0.58	28.83	0.60	18.46	0.62	-0.15
0.64	-23.67	0.66	-13.19	0.68	20.32	0.70	26.85
0.72	40.85	0.74	69.86	0.76	31.93	0.78	-1.41
0.80	-0.57	0.82	12.18	0.84	58.28	0.86	38.04
0.88	27.37	0.90	11.40	0.92	11.47	0.94	-7.00
0.96	14.54	0.98	21.10	0.00	46.66	1.02	51.12
1.04	56.67	1.06	9.29	1.08	-2.40	1.10	32.01
1.12	76.75	1.14	131.55	1.16	232.65	1.18	298.16
1.20	325.19	1.22	364.39	1.24	293.34	1.26	323.53
1.28	333.67	1.30	394.41	1.32	328.25	1.34	62.06
1.36	-200.78	1.38	-412.21	1.40	-494.85	1.42	-464.28
1.44	-460.84	1.46	-427.63	1.48	-352.00	1.50	-195.35
1.52	-206.94	1.54	-424.93	1.56	-328.27	1.58	166.44
1.60	301.69	1.62	283.30	1.64	277.28	1.66	-322.96
1.68	-406.68	1.70	-73.22	1.72	205.98	1.74	-14.38
1.76	-412.44	1.78	-12.30	1.80	341.72	1.82	40.56
1.84	-190.38	1.86	-306.36	1.88	-66.94	1.90	608.34
1.92	707.44	1.94	268.10	1.96	-21.52	1.98	-246.20
2.00	-498.51	2.02	-562.32	2.04	-80.83	2.14	503.32
2.08	-506.06	2.10	-709.46	2.12	-397.97	2.22	-126.83
2.16	-476.40	2.18	-383.60	2.20	181.61	2.30	315.35
2.24	343.45	2.26	-4.27	2.28	-218.43	2.38	82.55
2.32	127.99	2.34	-295.64	2.36	-539.70	2.46	-605.92
2.40	-394.09	2.42	81.63	2.44	510.00	2.54	334.23
2.48	144.07	2.50	106.08	2.52	218.83	2.62	244.34
2.56	115.16	2.58	55.67	2.60	107.17	2.70	120.79
2.64	2.93	2.66	84.32	2.68	23.08	2.78	-146.83
2.72	1.73	2.74	148.52	2.76	55.59	2.86	-129.34
2.80	-74.12	2.82	23.08	2.84	71.54	2.94	111.61
2.88	32.23	2.90	46.95	2.92	116.53	3.02	-10.75
2.96	-34.23	2.98	-22.88	3.00	-20.34	3.10	-34.2
3.04	-46.88	3.06	-43.36	3.08	61.97	3.18	95.16
3.12	138.67	3.14	-9.94	3.16	-118.33	3.26	39.37
3.20	67.43	3.22	-55.5	3.24	-26.00	3.26	80.37
3.28	149.29	3.3	67.36	3.32	-65.13	3.34	-11.16
3.36	19.16	3.38	-21.69	3.4	56.01	3.42	216.65

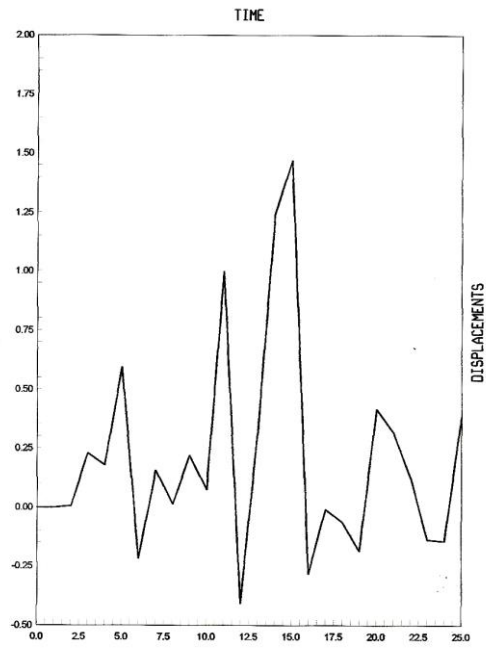
زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب	زمان	شتاب
3.44	169.04	3.46	57.09	3.48	50.38	3.50	80.52
3.52	92.66	3.54	-64.79	3.56	-86.15	3.58	-60.91
3.60	-45.17	3.62	32.33	3.64	31.99	3.66	39.11
3.68	136.59	3.70	104.57	3.72	30.51	3.74	12.89
3.76	-26.81	3.78	-50.74	3.80	-47.88	3.82	19.41
3.84	50.23	3.86	-20.15	3.88	-12.88	3.90	-32.58
3.92	-90.98	3.94	-65.55	3.96	14.40	3.98	50.72
4.00	20.5	3.02	33.31	4.04	46.07	4.06	118.64
4.08	82.00	4.10	20.71	4.12	58.45	4.14	-1.54
4.16	-103.84	4.18	-103.43	4.20	-146.89	4.22	-84.49
4.24	60.93	4.26	130.61	4.28	61.50	4.30	-13.74
4.32	-27.30	4.34	-11.34	2.36	19.74	4.38	-16.78
4.40	-117.24	4.42	-131.53	2.44	-115.49	4.46	-102.33
4.48	-13.58	4.50	51.66	4.52	92.67	4.54	92.12
4.56	84.54	4.58	23.10	4.60	-40.86	4.62	6.19
4.64	16.02	4.66	-62.70	4.68	-43.60	4.70	1.94
4.72	13.14	4.74	42.38	4.76	118.69	4.78	144.25
4.80	90.27	0.82	-49.59	4.84	-177.84	4.86	-158.52
4.88	-29.64	4.90	69.58	4.92	104.35	4.94	2.37
4.96	-27.27	4.98	-0.22	5.00	1.80		



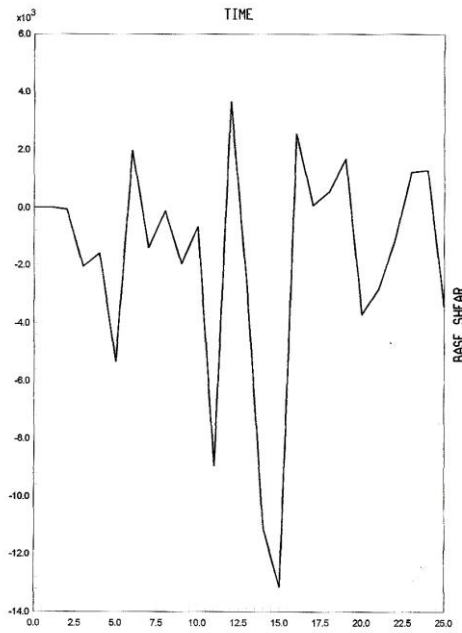
شکل ۳-۴- نمودار شتاب مولفه طولی زلزله ۱۷ فروردین ۱۳۵۶ ناغان

۳-۱۶-۴- نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی:

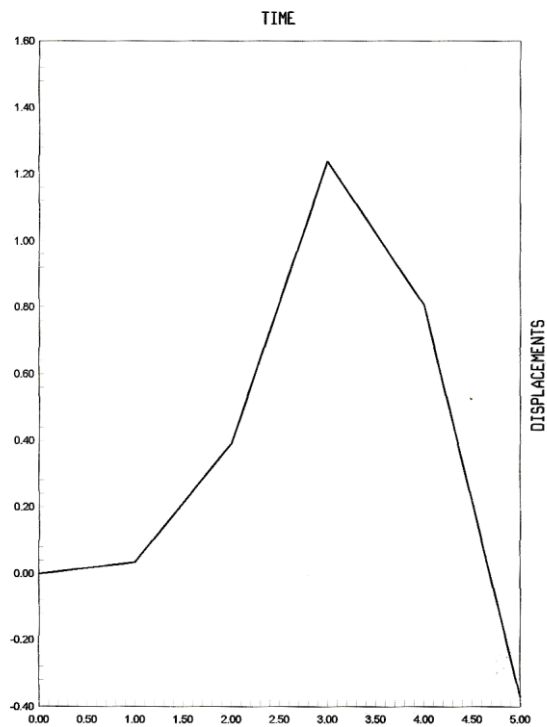
اشکال ۳-۴۳ تا ۳-۴۶ بصورت گرافیکی نتایج تحلیل تاریخچه زمانی را برای قاب **TKBF1** نشان می‌دهد. در این اشکال محور افقی نشان دهنده زمان و محور قائم بسته به نوع نمودار نشان دهنده تغییر مکان برحسب متر و یا برش پایه برحسب تن می‌باشد.



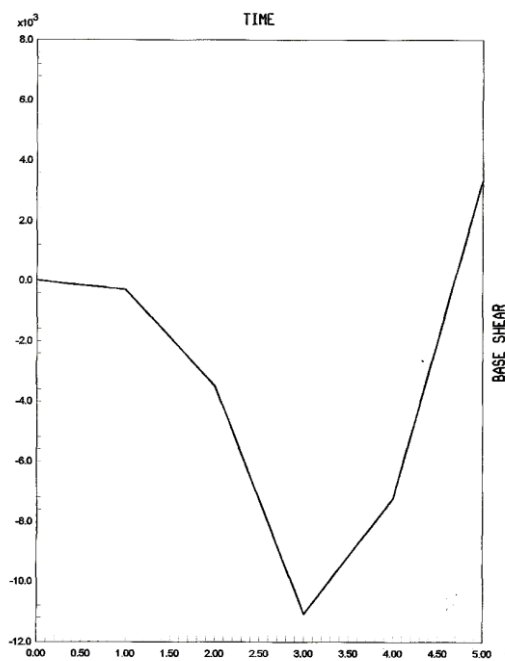
شکل ۳-۴۳- نمودار تغییر مکان - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله طبیس (sec - m)



شکل ۳-۴۴- نمودار برش پایه - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله طبیس (Sec - ton)



شکل ۳-۴۵- نمودار تغییر مکان - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله ناغان (Sec - m)



شکل ۳-۴۶- برش پایه - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله ناغان (Sec - ton)

فصل چهارم

۴-۱- نتایج :

با انجام تحلیل استاتیکی بر روی مدل‌های مورد مطالعه نتایج زیر حاصل گردید :

الف - از مقایسه تغییر مکان جانبی طبقات ملاحظه گردید که تغییر مکان جانبی همه مدل‌های مورد مطالعه در حد آئین نامه قرار دارند. همچنین مقدار تغییر مکان جانبی سیستم‌های **TKBF**، در بین مقادیر تغییر مکان جانبی مدل‌های **EBF2**، **CBF1** (با $e = 2.6 \frac{M_p}{V_p}$) قرار دارند. در مدل‌های **TKBF** با افزایش نسبت $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ تغییر مکان جانبی سیستم افزایش می‌یابد.

ب - با مقایسه نیروهای ایجاد شده در عضو زانویی ملاحظه گردید، با افزایش نسبت $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ نیروی محوری عضو زانویی و نیز لنگر خمشی آن افزایش می‌یابد، حال آنکه نیروی برشی در عضو زانویی کاهش می‌یابد.

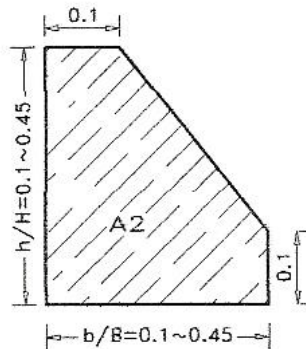
پ - با مقایسه نیروهای داخلی ایجاد شده در تیرکف ملاحظه گردید، با افزایش نسبت $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ لنگر خمشی در تیرکف افزایش می‌یابد، اما نیروی برشی تا نسبت 0.3 کاهش و بعد از آن افزایش می‌یابد. همچنین در مقایسه مدل‌های **EBF**، **TKBF**، با یکدیگر تیرهای کف در مدل‌های **TKBF** سهم کمتری از برش و لنگر را به خود جذب می‌کنند.

ت - با مقایسه نیروهای فشاری اعضای قطری در سیستم‌های مختلف مهاربندی ملاحظه گردید، اعضای قطری در مدل‌های **EBF** بیشترین نیروی فشاری را به خود جذب می‌کنند. همچنین نیروهای فشاری ایجاد شده در مدل‌های **TKBF** کمترین مقدار را در بین مدل‌های دیگر دارند. این امر بیانگر این است که در مدل‌های **TKBF** می‌توان از مهاربندهای ضعیف تری نسبت به قابهای **EBF** استفاده نمود.

ث - با مقایسه نیروهای داخلی ستون نمونه، ملاحظه گردید که با افزایش نسبت $\frac{b}{B}$ و $\frac{h}{H}$ نیروی فشاری کاهش اما لنگر خمشی و نیروی برشی سیر صعودی دارند.

ج - در حالت کلی از انجام تحلیل استاتیکی می‌توان نتیجه گرفت که نیروهای داخلی در تیر و ستونها در مدل‌های **TKBF** بین مدل‌های **EBF**، **CBF** قرار دارند. حال آنکه نیروی فشاری مهاربند کمتر از مدل‌های **EBF**، **CBF** می‌باشد.

چ - با بررسی سطوح سختی و منحنی‌های هم سختی قاب **TKBF** ملاحظه گردید که سطح سختی مناسب برای این سیستم بصورت محدوده‌ای به شکل ۴-۱- می‌باشد.



شکل ۴-۱- گراف ابعاد هندسی بهینه جهت اثر توأم سختی و شکل‌پذیری برای انواع مختلف قاب **TKBF**

۲-۴- ضوابط طراحی زانویی :

ضوابط طراحی زانویی که در قسمت ذیل آمده است، با توجه به بررسی و مطالعه تحقیقات و مقالات زیاد و همچنین بررسی علل و فلسفه ضوابط آئین نامه های UBC و AISC برای مهاربند واگرا، توسط اینجانب برای مهاربند زانویی ارائه شده است. اطلاعات بیشتر در پیوست ارائه شده است.

۴-۲-۱- جلوگیری از کمانش زانویی :

$$\frac{B}{t} \leq 35$$

$$\frac{L_b}{r_y} \leq 65$$

$$\frac{b}{t} \leq 8$$

الف : در صورت استفاده از قوطی

ب : کمانش جانبی پیچشی مقاطع I شکل

ج : در صورت استفاده از پروفیل بال پهن

د : برای تمام مقاطع

$$\begin{cases} \frac{d}{t} \leq \frac{3455}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P}{P_y}\right) & \frac{P}{P_y} \leq 0.27 \\ \frac{d}{t} \leq \frac{2155}{\sqrt{F_y}} & \frac{P}{P_y} > 0.27 \end{cases}$$

۴-۲-۲- روابط زیر در عضو زانویی باید ارضا گردد .

$$\begin{cases} \frac{P}{P_{cr}} + \frac{0.8M}{\left(1 - \frac{P}{P_e}\right)M_m} \leq 1 & P_e = \frac{4\pi^2 EA}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \\ \frac{P}{P_y} + \frac{M}{\alpha M_p} \leq 1 & P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \\ M \leq M_p & M_m = \left[1.07 - \frac{(L_b/r_y)\sqrt{F_y}}{2600}\right]M_p \leq M_p \end{cases}$$

۴-۲-۳- مقاومت نهایی خمشی زانویی از رابطه ذیل بدست می آید .

$$\begin{cases} M_s = ZF_y & 0 < P < 0.15P_y \\ M_{PC} = \alpha Z(F_y - f_a) & 0.15P_y < P < P_y \end{cases}$$

۴-۲-۴- حداکثر چرخش زانویی نسبت به وضع اولیه به ۰/۰۳ رادیان محدود می گردد.

۴-۲-۵- محدودیتهای هندسی و تقویتیهای جان :

الف : جان زانویی باید یک لایه باشد و استفاده از ورق مضاعف مجاز نیست.

ب: اتصال مهاربند به زانویی باید مقاومت فشاری مهاربند را به طور کامل به زانویی منتقل سازد.

پ: تقویت جان زانویی با نصب ورقهای تقویت عمود بر صفحات بال و جان انجام می شود. این ورقها در محل اتصال مهاربند به زانویی و نیز در طول زانویی قرار می گیرند. اگر عضو زانویی قوطی باشد از ناودانی و یا نبشی و یا سپری استفاده می گردد.

ج: در زانویی در محل اتصال با مهاربند باید یک جفت ورق تقویت در دو طرف جان قرار گیرد. مجموع عرضهای هر جفت ورق تقویت نباید از $b-2t_w$ کمتر و ضخامتش نباید از $0.75t_w$ و 10 میلیمتر کمتر باشد. t_w ضخامت جان و b عرض جان زانویی است. بدیهی است اگر از مقطع قوطی استفاده گردد بجای ورق تقویتی باید از نبشی، سپری یا ناودانی استفاده گردد.

چ: اگر ظرفیت خمشی کاهش یافته M_{pc} از $0.45F_y d t$ بیشتر باشد از ورقهای تقویتی میانی با شرایط بالا استفاده گردد.

ه: فاصله بین ورقهای تقویتی $S \leq 56t_w - d/5$ می باشد. اگر ارتفاع جان بزرگتر یا مساوی 300 میلیمتر باشد ورقهای تقویتی میانی باید تمام عرض جان را پوشانده و به صورت زوج در دو طرف آن نصب شوند و چنانچه ارتفاع جان کمتر از 300 میلیمتر باشد این ورقهای تقویت فقط در یک سمت جان نصب شوند. جوشهای گوشه که ورق تقویت را به جان و بال

وصل می کند به ترتیب برای نیروی برابر $A_{st}F_y$ و $A_{st} \frac{F_y}{4}$ طرح می شوند. A_{st} سطح مقطع افقی ورق تقویت می باشد.

۴-۲-۶- اتصال زانویی به تیر و ستون باید با جوش لب با نفوذ کامل انجام پذیرد تا بتواند اتصال گیردار ایجاد گردد. اگر بطور مستقیم نتوان این اتصال را برقرار ساخت باید با استفاده از ورقهای فوقانی و تحتانی آن را ایجاد نمود. اگر زانویی در جهت ضعیف به ستون متصل گردد حداکثر زاویه چرخش نسبی آن را باید به 0.15 رادیان محدود ساخت.

۴-۲-۷- حداقل مقاومت خمشی کاهش یافته تیر و مقاومت فشاری مهاربند باید برابر نیروی ایجاد شده در این اعضا زیر اثر $1/5$ برابر مقاومت خمشی زانویی باشد. همچنین در طراحی تیر باید نیروی محوری ایجاد شده در آن تحت اثر نیروی افقی

زلزله نیز لحاظ گردد. بالهای فوقانی و تحتانی تیر باید در محل اتصال زانویی در فواصل حداکثر $\frac{637}{\sqrt{F_y}}$ برابر عرض بال تیر

بطور جانبی مهار شوند. F_y تنش تسلیم به $\frac{kg}{cm^2}$ است. مقاومت طراحی مهارهای جانبی انتهایی تیر برابر 0.6 ٪ مقاومت تسلیم بال تیر $0.06F_y b t$ می باشد.

۴-۲-۸- ستون علاوه بر پاسخگویی بارگذاریهای آئین نامه ای مقاومت نهایی حداقل $1/5$ برابر مقاومت خمشی نهایی زانویی داشته باشد.

توضیحات کامل ضوابط طراحی زانویی پیوست می باشد.

۳-۴- پیشنهادات :

انجام پژوهشهای بیشتر در مورد قابهای با مهاربندی زانویی لازم به نظر می‌رسد. این تحقیقات می‌تواند با عناوین ، بررسی مشخصات هندسی مقاطع اعضا بر سختی جانبی قاب ، بررسی انواع دیگر قابها با مهاربندی زانویی نظیر **DKBF** ، **BKBF** نیز صورت پذیرد . همچنین نتایج بدست آمده برای قابهای **TKBF** مربوط به قابهای یک طبقه است . برای تعمیم و گسترش نتایج ، مطالعه رفتار قابهای چند طبقه با سیستم مهاربند زانویی ضروری است .

پیوست ۱ :

• بررسی ضوابط آئین نامه UBC برای طراحی مهاربندهای واگرا و ارتباط آن با سیستم مهاربندی زانویی :

حساسترین جزء یک مهاربندی واگرا تیر رابط است و در طراحی آن باید نکات زیر رعایت گردد :

۱- در انتهای هر مهاربند باید حداقل یک تیر رابط قرار گیرد (شکل ۲-۱۴) [۶].

ضابطه فوق جهت آنست که سیستم مهاربندی واگرا ایجاد گردد. چون در غیر اینصورت این سیستم پدید نمی آید.

در مورد سیستم مهاربندی زانویی با توجه به شکل هندسی آن این ضابطه مطرح نخواهد بود.

۲- برای جلوگیری از کمانش موضعی بال تیر رابط باید رابطه زیر برقرار باشد [۶].

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{435}{\sqrt{F_y}}$$

در مورد کمانش موضعی در فصل سوم پایان نامه به طور کامل صحبت شده و از نتایج آن در طراحی زانویی استفاده خواهد شد. در اینجا بطور مختصر توضیح داده می شود.

در مقاطع فولادی جدار نازک به علت کمانش موضعی معمولاً نمی توان به حد ظرفیت تسلیم دست یافت. آزمایش نشان داده است که حتی هنگامیکه بتوان به تسلیم کامل رسید، رفتار عضو از نرمی (شکل پذیری) کافی برخوردار نیست.

از این روست که باید برای نسبت عرض به ضخامت حدی قایل شد. بویژه در مناطق لرزه خیز که نرمی زیادی مورد نیاز است [۱۵].

در شکل (۳-۱۰) نمودار تنش فشاری - کرنش قوطیهای جدار نازک فولادی با نسبتهای مختلف عرض به ضخامت نشان

داده شده است. ملاحظه می گردد که نمودار A با $\frac{B}{t} = 60$ قبل از رسیدن به تنش تسلیم (F_y) فرو می افتد و دارای نرمی

کمی است. نمودارهای C، D به ترتیب با $\frac{B}{t}$ برابر با ۲۰ و ۱۵ نرمی و مقاومت بیشتری را نشان می دهند.

در شکل (۳-۱۱) نمودارهای لنگر - انحنا برای تیر ستونهای بال پهن (H) با نسبت عرض به ضخامت متغییر نشان داده شده است.

با توجه به شکل واضح است که هم مقاومت و هم نرمی بستگی زیادی به نسبت عرض به ضخامت دارند. برای $\frac{B}{t} = 8$ نرمی

و مقاومت از وضعیت خوبی برخوردار است. این نسبت با حدود ارائه شده در ضوابط AISC برای طراحی به روش خمیری

تقریباً مطابقت دارد. برای $\frac{B}{t} = 11$ مقاومت به حد تسلیم رسیده ولی از نرمی کاسته شده است. ضوابط AISC نسبت ۱۱ را

برای $\frac{B}{t}$ در طراحی مقاطع نیمه فشرده (نیمه خمیری) قابل قبول می داند [۱۵].

با توجه به مطالب فوق اینجانب پیشنهاد می نمایم که در صورتیکه برای عضو زانویی از قوطی استفاده نمائیم، نسبت عرض به

ضخامت را کمتر از ۳۵ ($\frac{B}{t} \leq 35$) و در صورتیکه از مقطع H شکل استفاده نمائیم این نسبت را کمتر از ۸ ($\frac{b}{t} \leq 8$)

در نظر بگیریم تا زانویی از مقاومت و نرمی کافی در مناطق لرزه خیز برخوردار گردد.

در شکل (۳-۱۲) نیز که نمودار پسمانه تیر ستونهای فولادی H با نسبت های مختلف عرض به ضخامت تحت نیروی متناوب

نشان داده شده است، ملاحظه می گردد که نسبت $\frac{B}{t} = 8$ از قابلیت جذب انرژی بالایی برخوردار است [۱۵].

نکته مهم بعدی، در مورد رابطه لنگر - انحنای مقاطع I شکل می باشد. رابطه لنگر - انحنای مقاطع I بستگی به نسبت طول آزاد بال فشاری (l_b) به شعاع چرخش حول محور ضعیف (r_y) دارد (l_b/r_y). در شکل (۳-۱۳) ملاحظه می گردد که با افزایش این نسبت از نرمی و مقاومت کاسته می شود. علت این امر کماتش جانبی پیچشی تیر تحت کرنشهای بزرگ است. نمودار A با نسبت l_b/r_y کوچک به لنگر نهایی M_p می رسد و قادر است انحنای زیادی را بدون کاهش مقاومت تحمل نماید. ($M_p = Z.F_y$). با افزایش l_b/r_y از نمودار B ملاحظه می گردد که لنگر به M_p می رسد اما انحنای زیادی تحمل نشده و بعد از ایجاد کماتش جانبی پیچشی از مقاومت کاسته می شود و لذا نرمی نسبت به نمودار A کاهش می یابد. با افزایش بیشتر l_b/r_y در نمودار C ملاحظه می گردد که قبل از رسیدن به M_p کماتش جانبی پیچشی رخ داده و بدین ترتیب نسبت به نمودار A هم مقاومت و هم نرمی کاهش یافته است [۱۵].

در نمودار (۳-۱۳) ب) ملاحظه می گردد که به محض رسیدن به M_p کماتش جانبی پیچشی رخ می دهد اما در نمودار A به علت نزدیکی فاصله مهارها و کوچک بودن l_b ، کماتش موجب کاهش لنگر نمی شود.

نتایج آزمایش روی تیرهای I با نسبت l_b/r_y مختلف در شکل (۳-۱۴) نشان داده شده است [۱۵].

همچنین می دانیم که کماتش جانبی پیچشی تیر علاوه بر مشخصات هندسی تیر به نحوه توزیع لنگر نیز بستگی دارد و اعمال لنگرها در جهت مخالف موجب افزایش ایستایی نسبی تیر می گردد. شکل (۳-۱۵) رابطه لنگر - انحنای تیر تحت لنگرهای مخالف نشان می دهد و ثابت می کند که وقتی تیر تحت لنگر متغیر قرار گیرد به علت کوچک شدن ناحیه خمیری، تیر از ایستایی بیشتری برخوردار بوده و نرمی آن افزایش می یابد. علاوه بر این به علت پدیده کار سختی بعد از رسیدن به M_p باز هم مقاومت افزایش می یابد [۱۵].

با توجه به مطالب فوق اینجانب پیشنهاد می نمایم که در صورتیکه از مقطع I برای عضو زانویی استفاده گردد با توجه به اینکه در این عضو نمی تواند انحنای مضاعف داشته باشد، بنابراین بهتر است که نسبت طول آزاد بال فشاری به شعاع چرخش حول محور ضعیف کمتر از در نظر گرفته شود، ($l_b/r_y \leq 65$) تا عضو زانویی از مقاومت و نرمی کافی برخوردار باشد.

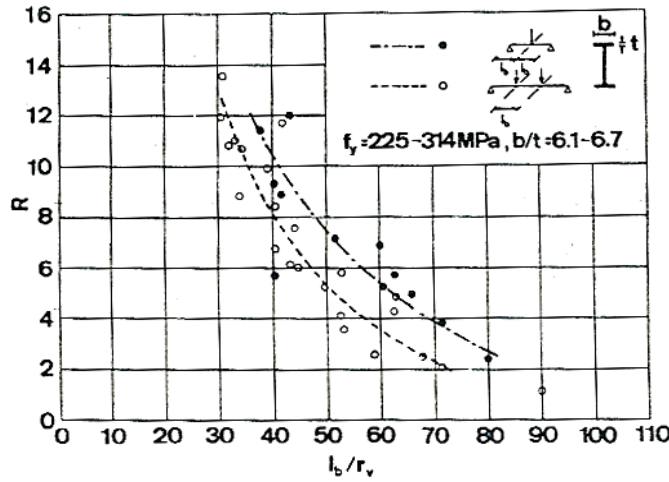
در تائید نسبت پیشنهاد شده توجه به تعریف ظرفیت انحنای لازم است. می دانیم ظرفیت انحنای (R) طبق رابطه زیر تعریف می گردد:

$$R = \frac{\theta_f - \theta_p}{\theta_p}$$

θ_p انحنای مقطع در لحظه رسیدن به M_p و θ_f انحنای در لحظه افت مقاومت می باشد. R تا حدودی مشابه ضریب نرمی μ

می باشد. با توجه به بحثهای قبلی R تابعی از نسبت l_b/r_y و نحوه توزیع لنگر در طول تیر می باشد. هر قدر l_b/r_y بیشتر شود از R کاسته می گردد و بر عکس. این نتیجه در شکل زیر کاملاً مشهود است [۶].

نسبت پیشنهاد شده $l_b/r_y \leq 65$ ظرفیت انحنایی بیشتر از $4/2$ ($R \geq 4.2$) را نتیجه می دهد.



رابطه ظرفیت انحنای R و ضریب لاغری تیر l_b/r_y [۶]

با توجه به مطالب گفته شده ضوابط AISC برای تامین ظرفیت انحنای کافی برای نقاطی که لولای خمیری ایجاد می شود، لازم می داند که [۶]:

- الف - تیر در محل لولای خمیری باید دارای مهار جانبی باشد تا از کماتش بال فشاری جلوگیری شود.
- ب - حداکثر فاصله مهار جانبی نقاط مجاور لولای خمیری نباید از مقادیر زیر تجاوز کند.

$$\frac{l}{r_y} = \frac{96600}{F_y} + 25 \quad kg/cm^2 \quad 1 \geq \frac{M}{M_p} > -0.5$$

$$\frac{l}{r_y} = \frac{96600}{F_y} \quad kg/cm^2 \quad -0.5 \geq \frac{M}{M_p} \geq -1$$

M کمترین لنگر دو سر قطعه مهار نشده است. نسبت $\frac{M}{M_p}$ در انحنای مضاعف مثبت و در انحنای ساده منفی است.

رعایت پیشنهاد قسمت قبل در مورد l_b/r_y برای عضو زانویی این بند را پوشش می دهد.

در صورتیکه نیروی محوری عضو زانویی قابل توجه باشد و بخواهیم عضو زانویی را از مقاطع بال پهن (H) طراحی نمایم علاوه بر رعایت نسبت $\frac{b}{t}$ لازم است که رفتار تیر ستون بال پهن تحت نیروی محوری ثابت و لنگر متغیر را بررسی نمایم. شکل (۱۶-۳) رابطه لنگر - انحنای را برای یک مقطع بال پهن نشان می دهد. ملاحظه می گردد که با افزایش نیروی محوری از ظرفیت خمشی مقطع کاسته می شود. در هر یک از حالات چنانچه کماتش موضعی و کلی رخ ندهد، لنگر بعد از دیدن به حد مقاومت خمشی تسلیم، ثابت می ماند. در شکل (۱۶-۳) ϕ_y و M_p انحنای و لنگر تسلیم در حالت بدون نیروی محوری می باشد [۱۵].

حالتهای ناپایداری تیر ستون عبارتند از: کماتش خمشی حول محور ضعیف، کماتش پیچشی خالص، کماتش خمشی - پیچشی و کماتش موضعی.

در شکل (۳ - ۱۷) نتایج مطالعات تحلیلی در مورد رفتار تیرستونهای بال پهن که حول محور قوی تحت خمش قرار گرفته اند، نشان داده شده است. از کماتش جانبی (یا خمشی پیچشی) جلوگیری شده و خمش فقط در صفحه عمود بر محور

قوی اتفاق افتاده است. در این شکل l طول ستون و Γ شعاع چرخش حول محور قوی است. ملاحظه می‌گردد که انحنای مضاعف پایدارترین و انحنای ساده ناپایدارترین حالت است. با افزایش ضریب لاغری $\frac{l}{r}$ ناپایداری افزایش می‌یابد [۱۵].

با توجه به شکل اینجانب پیشنهاد می‌نمایم که با توجه به اینکه عضو زانویی انحنای ساده دارد، ضریب لاغری به حداقل ممکن در حدود ۴۰ کاهش یابد. که با توجه به اینکه عضو زانویی دوسر گیردار است و ضریب طول موثر را برای آن می‌توان $0.5(K=0.5)$ در نظر گرفت، در نهایت ضریب لاغری حداکثر آن $20 = \left(\frac{KL}{r}\right)_{\max}$ خواهد شد.

با توجه به شکل (۳ - ۱۶) ملاحظه می‌گردد که نیروی محوری موجب کاهش ظرفیت خمشی مقاطع بال پهن می‌گردد. داریم [۱۵]:

$$M_{pc} = M_p \quad 0 < p < 0.15P_y$$

$$M_{pc} = 1.18\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)M_p \quad 0.15P_y < P < P_y$$

که M_p لنگر خمیری کامل در غیاب نیروی محوری، M_{pc} لنگر خمیری کاهش یافته، P نیروی محوری، P_y نیروی محوری تسلیم است.

چنانچه از کمانش جانبی پیشگی جلوگیری نشود، روابط زیر در یک تیر ستون بال پهن باید ارضا گردد [۱۵]:
در این روابط: M حداکثر لنگر اعمالی،

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{(1 - \frac{P}{P_e})M_m} \leq 1$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18M_p} \leq 1$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EA}{(KL/r)^2}$$

P_{cr} بار محوری که در غیاب لنگر خمشی باعث گسیختگی می‌شود $M \leq M_p$ و از کمانش حول محور ضعیف محاسبه می‌گردد، l طول ستون در صفحه خمش، Γ شعاع چرخش ستون، k ضریب طول موثر، C_m برای تیر ستونهایی که دارای حرکت جانبی اند برابر با 0.8 و برای تیرستونهای فاقد حرکت جانبی برابر با $0.4 \leq 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$ می‌باشد، نسبت لنگر انتهایی کوچکتر به لنگر انتهایی بزرگتر است. علامت آن در انحنای مضاعف مثبت و در انحنای ساده منفی است.

M_m لنگر بحرانی برای کمانش جانبی پیشگی عضو تحت لنگر یکنواخت است و بطور تقریبی از رابطه زیر بدست می‌آید [۱۵]:

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(l_b / r_y) \sqrt{F_y}}{2600}\right] M_p \leq M_p$$

l_b طول آزاد بال فشاری، Γ_y شعاع چرخش حول محور ضعیف، F_y تنش تسلیم فولاد بر حسب Kg/cm^2 می‌باشد. اگر خمش حول محور ضعیف باشد و یا در خمش حول محور قوی از کمانش جانبی پیشگی ممانعت شده باشد، داریم:

$$M_m = M_p$$

پیشنهاد اینجانب در مورد طراحی عضو زانویی با توجه به اینکه این عضو دارای حرکت جانبی می‌باشد، اینست که از روابط ذیل استفاده گردد:

$$\begin{cases} M_{pc} = M_p & 0 < p < 0.15P_y \\ M_{pc} = 1.18\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)M_p & 0.15P_y < P < P_y \end{cases}$$

$$\frac{P}{P_{Cr}} + \frac{0.8M}{\left(1 - \frac{P}{P_e}\right)M_m} \leq 1$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18M_p} \leq 1$$

$$M \leq M_p$$

$$P_e = \frac{4\pi^2 EA}{(l/r)^2}$$

در مقاطع فشرده که تحت لنگر متناوب قرار می‌گیرند به علت پدیده کار سختی در دوره‌های متوالی مقاومت آنها افزایش می‌یابد. اما اگر تیر ستون دارای مهار جانبی نباشد ممکن است مقاومت در دوره‌های اولیه افزایش یابد ولی بعداً به علت کمزش جانبی پیچشی کاهش می‌یابد. همین موارد عیناً برای عضو زانویی نیز وجود دارد.

۳- مقاومت تیر رابط:

مقاومت برشی و خمشی تیر رابط برابر است با [۶]:

$$V_s = 0.55F_y d t_w$$

$$M_s = Z F_y$$

F_y تنش تسلیم، d و t_w عمق و ضخامت جان تیر و Z اساس مقطع خمیری تیر است.

تبصره ۱: اگر شکست برشی بر تیر رابط حاکم شود در محاسبه مقاومت خمشی و محوری تیر فقط باید بالها را به حساب آورد.

تبصره ۲: اگر تنش محوری وارد به تیر (f_a) از $0.15F_y$ بیشتر گردد مقاومت خمشی تیر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_{rs} = z(F_y - f_a)$$

برای عضو زانویی پیشنهاد اینجانب آنست که لنگر خمشی کاهش یافته از رابطه ذیل بدست آید:

$$M_{pc} = \alpha\left(1 - \frac{P}{P_y}\right)M_p = \alpha\left(\frac{P_y - P}{P_y}\right)zF_y = \alpha\left(\frac{P_y - P}{P_y}\right)z\frac{P_y}{A} = \alpha z(F_y - f_a)$$

α برای مقاطع بال پهن $1/18$ و برای سایر مقاطع با آزمایشات باید تعیین گردد. همچنین تبصره ۱ در مورد زانویی هیچگاه اتفاق نمی‌افتد.

۴- ظرفیت برشی مجاز :

نیروی برشی وارد به جان تیر رابط نباید از $0.8V_s$ تجاوز کند [۶].

چون عضو زانویی در مد خمشی است ، مقاومت برشی برای آن مقاومت غالب نیست .

۵- محدودیت چرخش تیر رابط :

حداکثر چرخش تیر رابط نسبت به تیر اصلی (γ) تحت جابه‌جایی غیر ارتجاعی سازه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد [۶].

$$\gamma_{\max} = 0.09\text{rad} \quad e \leq 1.6 \frac{M_s}{V_s}$$

$$\gamma_{\max} = 0.03\text{rad} \quad e \geq 3 \frac{M_s}{V_s}$$

پیشنهاد می‌گردد که چون زانویی عضوی خمشی است لذا حداکثر چرخش آن نسبت به وضعیت اولیه به 0.03 رادیان محدود گردد.

۶- محدودیتهای هندسی و تقویتهای جان :

الف - جان تیر رابط باید یک لایه باشد و استفاده از ورق مضاعف مجاز نیست [۶].

ب - اتصال مهاربند به تیر باید مقاومت فشاری مهاربند را بطور کامل به تیر رابط منتقل سازد ، اما نباید این اتصال به ناحیه جان تیر رابط امتداد یابد.

پ- تقویت جان تیر با نصب ورقهای تقویت عمود بر صفحات بال و جان انجام می‌شود . این ورقها در محل اتصال مهاربند به تیر رابط و نیز در طول تیر رابط قرار می‌گیرند.

ج- در تیر رابط در محل اتصال با مهاربند ، باید یک جفت ورق تقویت در دو طرف جان قرار گیرد. مجموع عرضهای هر جفت ورق تقویت نباید از $b - 2t_w$ کمتر و ضخامتشان نباید از $0.75t_w$ و 10 میلیمتر کمتر باشد. (t_w ضخامت جان و b عرض بال تیر رابط است.)

چ- در طول تیر رابط ورقهای تقویتی میانی نصب می‌شود. استفاده از این تقویتهای در موارد زیر الزامی است [۶]:
a- اگر حالت شکست برشی غالب باشد.

b- اگر حالت شکست خمشی غالب و ظرفیت خمشی کاهش یافته (M_{rs}) از $0.45 F_y dt$ بیشتر باشد.

هـ - فاصله این ورقهای تقویت میانی بستگی به زاویه چرخش (γ) دارد . حداکثر فاصله بین آنها (s) مطابق زیر است :

$$\text{اگر } \gamma = 0.09\text{rad} \quad s < 30t_w - \frac{d}{5}$$

$$\text{اگر } \gamma \leq 0.03\text{rad} \quad s < 56t_w - \frac{d}{5}$$

برای بقیه مقادیر γ برای تعیین s از درون یابی خطی استفاده می‌گردد . اگر ارتفاع جان بزرگتر یا مساوی 300 میلیمتر باشد ورقهای تقویت میانی باید تمام عرض جان را پوشانده و بصورت زوج در دو طرف آن نصب شوند و چنانچه ارتفاع جان کمتر از 300 میلیمتر باشد این ورقهای تقویت می‌توانند فقط در یک سمت جان نصب شوند. جوشهای گوشه که ورق

تقویت را به جان و بال وصل می‌کند به ترتیب برای نیرویی برابر $A_{st}F_y$ و $\frac{A_{st}F_y}{4}$ طرح می‌شوند . A_{st} سطح مقطع افقی ورق تقویت می‌باشد [۶].

برای عضو زانویی پیشنهادات زیر ارائه می‌گردد :

تمام موارد مربوطه به تیر رابط در مهاربند واگرا برای عضو زانویی نیز باید لحاظ گردد. با این تفاوت که اگر عضو زانویی دارای مقطع قوطی باشد بجای استفاده از ورق تقویتی جان از نبشی و یا ناودانی و یا سپری به طول ارتفاع مقطع استفاده گردد. همچنین در صورتی از ورق تقویت استفاده گردد که ظرفیت خمشی کاهش یافته بیشتر از $0.45F_y d_t$ گردد.

۷- اتصال تیر رابط به ستون :

الف : در صورتیکه تیر رابط به بال ستون متصل شود، باید اتصال با جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. در صورتیکه حالت شکست برشی بر تیر رابط حاکم باشد، اتصال جان تیر رابط به ستون باید بتواند تمام مقاومت برشی جان تیر را به ستون منتقل سازد [۶].

ب : در صورتیکه تیر رابط از جهت ضعیف به ستون متصل شود، بال تیر با جوش لب با نفوذ کامل به ورق اتصال نصب شده و اتصال جان تیر به ستون به گونه‌ای جوش داده می‌شود که بتواند تمام مقاومت برشی جان تیر را منتقل سازد. در اینصورت زاویه چرخش نسبی تیر رابط (γ) تحت جابه‌جایی جانبی ارتجاعی سازه نباید از 0.15 رادیان بیشتر گردد [۶]. در مورد اتصال زانویی به تیر و ستون باید گفت که این اتصال باید با جوش لب با نفوذ کامل انجام پذیرد تا بتواند اتصالی گیردار ایجاد نماید. اگر بطور مستقیم نتوان این اتصال را برقرار ساخت باید با استفاده از ورقهای فوقانی و تحتانی آن را ایجاد نمود.

۸- تیر اصلی و مهاربند:

حداقل مقاومت خمشی کاهش یافته تیر اصلی و مقاومت فشاری مهاربند باید برابر نیروی ایجاد شده در این اعضا زیر اثر $1/5$ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیر رابط (مقاومت خمشی یا برشی تیر رابط، هر کدام که کمتر است) باشد. همچنین نیروی محوری ایجاد شده در تیر زیر اثر نیروی افقی زلزله نیز باید در نظر گرفته شود. بالهای فوقانی و تحتانی تیر باید در دو انتهای تیر رابط و در فواصل حداکثر $\frac{637}{\sqrt{F_y}}$ برابر عرض بال تیر بطور جانبی مهار شوند. F_y تنش تسلیم به $\frac{kg}{cm^2}$ است.

مقاومت طراحی مهارهای جانبی انتهای تیر برابر 6% مقاومت تسلیم بال تیر $0.06F_y b_f t$ می‌باشد [۶].

پیشنهاد می‌گردد که کلیه موارد فوق برای تیر و مهاربند سیستم زانویی نیز لحاظ گردد.

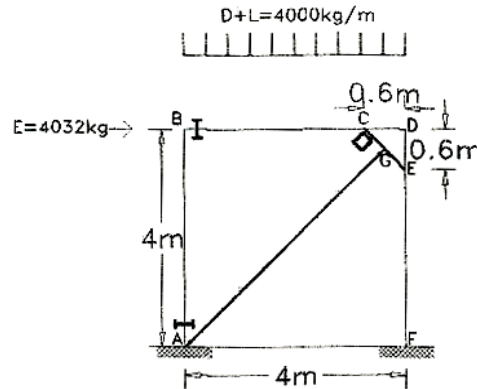
۹- مقاومت ستون :

ستون علاوه بر پاسخگویی بار گذاریهای توصیه شده آئین نامه، مقاومت نهایی آن نباید کمتر از نیروی ایجاد شده در آن زیر اثر $1/25$ برابر نیروی نظیر مقاومت غالب تیر رابط (مقاومت خمشی یا برشی تیر رابط، هر کدام که کمتر است) باشد [۶]. برای سیستم زانویی با توجه به اینکه زانویی به ستون اتصال دارد پیشنهاد می‌گردد که مقاومت نهایی ستون حداقل $1/5$ برابر مقاومت خمشی نهایی زانویی باشد.

پیوست ۲ :

• تحلیل قاب زانویی :

قاب نمونه شکل را در نظر گرفته و آن را تحلیل می‌نمائیم .



با توجه به مشخص شدن مقاطع اعضاء در فصل سوم از آنها در تحلیل استفاده می‌نمائیم .

عضو	مقطع	$I_x^{cm^4}$	$EI (kg.m^2)$
ستونها	2IPE180	2640	554400
تیر	1IPE270	5790	1215900
زانویی	2 UNP 120 F to F	728	152880

دوران گره‌های B , C , D , E , G و نیز تغییر مکان جانبی قاب (Δ) مجهول می‌باشند . برای سادگی در تحلیل ابتدا فرض می‌کنیم که تمام نیروی جانبی توسط عضو قطری جذب گردد. بدین ترتیب نیروی محوری عضو قطری به سادگی به دست می‌آید. داریم :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{4}{4}\right) = 45^\circ$$

$$F_1 = 4032 \cos 45 = 2851.1 \text{kg}$$

$$F_2 = 4032 \sin 45 = 2851.1 \text{kg}$$

$$F_1 = \text{نیروی محوری مهاربند و نیز نیروی عمود بر زانویی}$$

$$F_2 = \text{نیروی محوری زانویی}$$

حال می‌توانیم عضو قطری را حذف به جای آن نیروی F_1 را در گره G قرار دهیم .

برای تحلیل از روش شیب-افت استفاده می‌نمائیم . ابتدا لنگرهای گیرداری انتهایی را بدست می‌آوریم :

$$FEM_{BC} = -FEM_{CB} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{4000 \times 3.4^2}{12} = -3853.3 \text{kg.m}$$

$$FEM_{CD} = -FEM_{DC} = -\frac{ql^2}{12} = -\frac{4000 \times 0.6^2}{12} = -120 \text{kg.m}$$

با توجه به تقارن عضو زانویی و نیز اینکه نیروی وارد بر آن در وسط عضو قرار دارد در ابتدا می‌توان فهمید که گروه G فاقد دوران است. یعنی $\theta_G = 0$ می‌باشد. اکنون معادلات شیب-افت را می‌نویسم.

$$M_{ij} = \frac{2EI}{L} (2\theta_i + \theta_j - 3\frac{\Delta}{L}) + FEM_{ij}$$

کلی افت در حالت کلی

$$M_{AB} = \frac{2 \times 554400}{4} (2 \times 0 + \theta_B - 3\frac{\Delta}{4}) + 0 = 277200(\theta_B - \frac{3}{4}\Delta)$$

$$M_{BA} = 277200(2\theta_B - 3\frac{\Delta}{4})$$

$$M_{BC} = \frac{2 \times 1215900}{3.4} (2\theta_B + \theta_C - 3 \times 0) - 3853.3 = 715235.3(2\theta_B + \theta_C) - 3853.3$$

$$M_{CB} = 715235.3(2\theta_C + \theta_B) + 3853.3$$

$$M_{CD} = \frac{2 \times 1215900}{0.6} (2\theta_D + \theta_D - 3 \times 0) - 120 = 4053000(2\theta_C + \theta_D) - 120$$

$$M_{DC} = 4053000(2\theta_D + \theta_C) + 120$$

$$M_{DE} = \frac{2 \times 554400}{0.6} (2\theta_D + \theta_E - 3\frac{\Delta}{0.6}) = 1848000(2\theta_D + \theta_E - 0.75\Delta)$$

$$\frac{\Delta}{4} = \frac{\Delta_1}{3.4} \rightarrow \Delta_1 = \frac{3.4}{4} \Delta = 0.85\Delta$$

$$\Delta' = \Delta - \Delta_1 = \Delta - 0.85\Delta = 0.15\Delta$$

$$M_{ED} = 1848000(2\theta_E + \theta_D - 0.75\Delta)$$

$$M_{EF} = \frac{2 \times 554400}{3.4} (2\theta_E + 0 - 3\frac{\Delta_1}{3.4}) = 326117.6(2\theta_E - 0.75\Delta)$$

$$M_{FE} = 326117.6(\theta_E - 0.75\Delta)$$

$$M_{CG} = \frac{2 \times 152880}{0.3\sqrt{2}} (2\theta_C + 0 - 3\frac{\Delta''}{0.3\sqrt{2}}) = 720683.2(2\theta_C - 0.375\Delta)$$

$$\frac{\Delta}{4} = \frac{\Delta_2}{3.7} \rightarrow \Delta_2 = \frac{3.7}{4} \Delta$$

$$\Delta_1'' = \Delta - \Delta_2 = 0.075\Delta$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \frac{0.6}{0.6} = 45^\circ$$

$$\Delta'' = \Delta_1'' \cos 45 = 0.075\Delta \cos 45$$

$$M_{GC} = 720683.2(\theta_C - 0.375\Delta)$$

$$M_{GE} = 720683.2(\theta_E - 0.375\Delta)$$

$$M_{EG} = 720683.2(2\theta_E - 0.375\Delta)$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow M_{BA} + M_{BC} = 0 \rightarrow 277200(2\theta_B - \frac{3}{4}\Delta) + 715235.3(2\theta_B + \theta_C) - 3853.3 = 0 \rightarrow$$

$$1984870.6\theta_B + 715235.3\theta_C - 207900\Delta - 3853.3 = 0 \quad (I)$$

$$\sum M_C = 0 \rightarrow M_{CB} + M_{CD} + M_{CG} = 0 \rightarrow 715235.3(2\theta_C + \theta_B) + 3853.3 + 4053000(2\theta_C + \theta_D) - 120 + 720683.2(2\theta_C - 0.375\Delta) = 0 \rightarrow$$

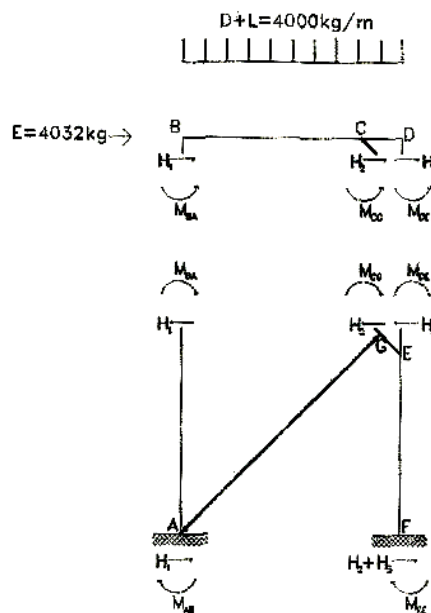
$$715235.3\theta_B + 10977837\theta_C + 4053000\theta_D - 270256.2\Delta + 3733.3 \quad (II)$$

$$\sum M_D = 0 \rightarrow M_{DC} + M_{DE} = 0 \rightarrow 4053000(2\theta_D + \theta_C) + 120 + 1848000(2\theta_D + \theta_E - 0.75\Delta) = 0 \rightarrow$$

$$4053000\theta_C + 11802000\theta_D + 1848000\theta_E - 1386000\Delta + 120 \quad (III)$$

$$\sum M_E = 0 \rightarrow M_{ED} + M_{EF} + M_{EG} = 0 \rightarrow 1848000(2\theta_E + \theta_D - 0.75\Delta) + 326117.6(2\theta_E - 0.75\Delta)$$

$$+ 720683.2(2\theta_E - 0.375\Delta) = 0 \rightarrow 1848000\theta_D + 5789601.6\theta_E - 1900844.4\Delta \quad (IV)$$



$$H_1 \times 4 - M_{BA} - M_{AB} = 0 \rightarrow H_1 = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{4} \rightarrow$$

$$H_1 = \frac{1}{4} \left[277200(\theta_B - \frac{3}{4}\Delta) + 277200(2\theta_B - \frac{3}{4}\Delta) \right] \rightarrow$$

$$H_1 = 207900\theta_B - 103950\Delta$$

$$H_2 \times 4 + H_3 \times 4 - M_{CG} - M_{DE} - M_{FE} = 0 \rightarrow H_2 + H_3 = \frac{M_{CG} + M_{DE} + M_{FE}}{4} \rightarrow$$

$$H_2 + H_3 = \frac{1}{4} [720683.2(\theta_c - 0.375\Delta) + 1848000(2\theta_D + \theta_E - 0.75\Delta) + 326117.6(\theta_E - 0.75\Delta)] \rightarrow$$

$$H_2 + H_3 = 360341.6\theta_c + 924000\theta_D + 543529.4\theta_E - 475211.1\Delta$$

$$H_1 + H_2 + H_3 + 4032 = 0 \rightarrow 207900\theta_B - 103950\Delta + 360341.6\theta_c + 924000\theta_D + 543529.4\theta_E$$

$$- 475211.1\Delta + 4032 = 0$$

$$\rightarrow 207900\theta_B + 360341.6\theta_c + 924000\theta_D + 543529.4\theta_E - 579161.1\Delta + 4032 = 0 \quad (IV)$$

حل دستگاه معادلات

$$\begin{cases} 1984870.6\theta_B + 715235.3\theta_c - 207900\Delta = 3853.3 \\ 715235.3\theta_B + 10977837\theta_c + 4053000\theta_D - 270256.2\Delta = -3733.3 \\ 4053000\theta_c + 11802000\theta_D + 1848000\theta_E - 1386000\Delta = -120 \\ 1848000\theta_D + 5789601.6\theta_E - 1900844.4\Delta = 0 \\ 207900\theta_B + 360341.6\theta_c + 924000\theta_D + 543529.4\theta_E - 579161.1\Delta = -4032 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \theta_B = 0.00360rad \\ \theta_c = -0.00067rad \\ \theta_D = 0.00117rad \\ \theta_E = 0.00406rad \\ \Delta = 0.01352m \end{cases}$$

با مشخص شدن دوران گرهها و میزان تغییر مکانی جانبی می توان لنگرهای انتهایی اعضا را با جایگزاری بدست آورد ،
داریم:

عضو	لنگر انتهایی t.m	عضو	لنگر انتهایی t.m
AB	-1.81	ED	-1.57
BA	-0.81	EF	-0.66
BC	0.82	FE	-1.98
CB	5.47	CG	-4.62
CD	-0.81	GC	-4.14
DC	-6.89	GE	-0.73
DE	-6.91	EG	2.2

پیوست ۳ :

• طراحی زانویی :

حداقل ظرفیت خمشی زانویی با استفاده از تحلیل سازه بدست آمده و برابر با $M = 4.62 \text{ t.m}$ می باشد. ابتدا یک طراحی اولیه انجام داده و سپس آن را کنترل می کنیم .

$$S_x \geq \frac{M}{F_b} \rightarrow S_x \geq \frac{4.62e5}{0.6 \times 2400} = 320.8 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{use IPE240} \quad \begin{cases} S_x = 324 \text{ cm}^3 & , r_y = 2.69 \text{ cm} \\ A = 39.1 \text{ cm}^2 & d = 24 \quad t_w = 0.62 \end{cases}$$

حال می توانیم کنترل کمانش جانبی پیشگی را انجام دهیم .

$$\frac{l_b}{r_y} = \frac{60\sqrt{2}}{2.69} = 31.5 \leq 65 \quad OK$$

روابط زیر برای عضو زانویی باید ارضا گردد :

نیروی محوری عضو زانویی با تحلیل بدست می آید . داریم :

$$p = 2.85 \text{ ton}$$

$$p_y = A.F_y = 39.1 \times 2400 = 93.8 \text{ ton}$$

$$\frac{P}{P_y} = \frac{2.85}{93.8} = 0.03 \rightarrow \frac{d}{t} \leq \frac{3455}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P}{P_y}\right)$$

$$\frac{24}{0.62} = 38.7 \leq \frac{3455}{\sqrt{2400}} (1 - 1.4 \times 0.03) = 67.6 \quad OK$$

چون از کمانش جانبی پیشگی در زانویی جلوگیری نمی شود لذا روابط ذیل باید ارضا گردد :

$$\begin{cases} \frac{P}{P_{cr}} + \frac{0.8M}{\left(1 - \frac{P}{P_e}\right)M_m} \leq 1 \rightarrow \frac{2.85}{817.5} + \frac{0.8 \times 4.62}{\left(1 - \frac{2.85}{44752}\right)4.18} = 0.89 \leq 1 \quad OK \\ \frac{P}{P_y} + \frac{M}{\alpha M_p} \leq 1 \rightarrow \frac{2.85}{93.8} + \frac{4.62}{1.18 \times 8.78} = 0.48 \leq 1 \quad OK \\ M \leq M_p \end{cases}$$

$$P = 2.85 \text{ ton} \quad M = 4.62 \text{ t.m}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1e6 \times 284}{(60\sqrt{2})^2} = 817.5 \text{ ton}$$

$$P_e = \frac{4\pi^2 EA}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} = \frac{4\pi^2 \times 2.1e6 \times 39.1}{\left(\frac{60\sqrt{2}}{9.97}\right)^2} = 44752 \text{ ton}$$

$$M_m = \left[1.07 - \frac{\left(\frac{l_b}{r_y}\right)\sqrt{F_y}}{2600} \right] M_p \leq M_p \rightarrow M_m = \left[1.07 - \frac{\left(\frac{60\sqrt{2}}{2.69}\right)\sqrt{2400}}{2600} \right] \times 8.78 = 4.18 \text{ t.m} \leq 8.78 \quad OK$$

$$0.15P_y = 14.1$$

$$p < 0.15P_y \rightarrow M_p = ZF_y = 183 \times 2 \times 2400 = 8.78 \text{ t.m}$$

• کنترل چرخش :

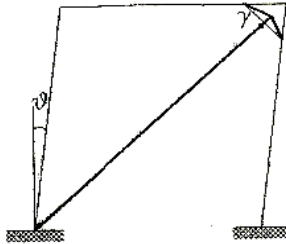
جابه جایی ارتجاعی سازه توسط تحلیل بدست آمده است .

حال جا به جایی غیر ارتجاعی را بدست می آوریم .

$$\Delta = 1.35 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = (0.4R)\Delta = 0.4 \times 7 \times 1.35 = 3.78 \text{ cm}$$

• زاویه چرخش کل قاب :



با توجه به شکل بالا داریم :

$$\theta = \frac{\Delta_p}{H} = \frac{3.78}{400} = 0.0095 \text{ rad}$$

$$B\theta = \gamma \frac{L}{2} \rightarrow \gamma = \frac{2B\theta}{L} = \frac{2 \times 400 \times 0.0095}{60\sqrt{2}} = 0.09 \text{ rad} > 0.03 \text{ rad} \quad N.G$$

باید با افزایش سختی سازه توسط تغییر مقطع ستون ، تیر و مهاربندها تغییر مکان جانبی را کاهش داده تا زاویه چرخش زانویی در حد تعریف شده قرار گیرد .

ورقهای تقویتی میانی :

$$P < 0.15P_y \rightarrow M_s = ZF_y = 8.78 \text{ t.m}$$

$$0.45F_y dt = 0.45 \times 2400 \times 24 \times 0.62 = 0.16 \text{ t.m}$$

چون ظرفیت خمشی مقطع بزرگتر از $0.45F_y dt$ می باشد به ورق سخت کننده میانی نیاز است .

مجموع عرضهای هر جفت ورق تقویت نباید از $b - 2t_w$ کمتر و ضخامتش از $0.75t_w$ و 10 mm کمتر باشد .

$$b - 2t_w = 12 - 2 \times 0.62 = 10.8 \text{ cm}$$

$$0.75t_w = 0.75 \times 0.62 = 0.47 \text{ cm}$$

بنابراین از ورقهای به عرض ۵۵ میلیمتر و ضخامت ۱۰ میلیمتر استفاده می نمائیم .

• فاصله بین ورقهای تقویتی :

$$S \leq 56t_w - \frac{d}{5} \rightarrow S \leq 56 \times 0.62 - \frac{24}{5} = 29.9 \text{ cm}$$

فاصله بین ورقها را ۲۵ سانتیمتر در نظر می گیریم.

use: PL220 × 55 × 10 @ 250mm

• جوشهای گوشه اتصال ورق به بال و جان :

$$\text{مقاومت نهایی جوش بال} \geq A_{st} \frac{F_y}{4} = \frac{5.5 \times 1 \times 2400}{4} = 3.3 \text{ ton}$$

$$\text{مقاومت نهایی جوش جان} \geq A_{st} F_y = 5.5 \times 1 \times 2400 = 13.2 \text{ ton}$$

از الکتروود E60 با جوش کارگاهی استفاده می کنیم. بعد جوش را ۱۰ میلیمتر در نظر می گیریم .

$$F_{aw} = 0.3 \times 4200 \times 0.75 = 945 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ارزش جوش } R_w = 945 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times 1 = 668 \text{ kg/cm}$$

در طرف ورق تقویت را به جان و بال جوش می دهیم .

$$1.7[5.5 \times 668] \times 2 = 12.5 \text{ ton} > 3.3 \text{ OK}$$

$$1.7[22 \times 668] \times 2 = 50.0 \text{ ton} > 13.2 \text{ OK}$$

• طراحی مهاربند :

مهاربند باید توانایی حداقل تحمل ۱/۵ برابر مقاومت خمشی زانویی را داشته باشد .

$$P = 1.5 \left[4.032 \times \frac{M_p}{M} \right] = 1.5 \left[4.032 \times \frac{8.78}{4.62} \right] = 11.5 \text{ ton}$$

$$\alpha = 45^\circ \quad \text{Cos}\alpha = \frac{11.5}{P} \rightarrow P = \frac{11.5}{\text{Cos}45} = 16.26 \text{ ton}$$

بنابراین نیروی طراحی مهاربند ۱۶/۲۶ تن می باشد.

$$F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{16260}{1000} = 16.26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ UNP20 } B \text{ to } B \quad] [$$

$$A = 64.4 \text{ cm}^2 \quad r_y = 2.94$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 131.4$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \frac{1 \times 523}{2.94} = 177.9 > C_c \rightarrow F_a = \frac{12\pi^2 \times 2.1e6}{23(177.9)^2} = 341.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_a = 341.7 \times 64.4 = 22.0 \text{ ton} > 16.26 \text{ OK}$$

• طراحی تیر :

تیر حداقل باید ۱/۵ برابر ظرفیت خمشی نهایی زانویی، مقاومت خمشی داشته باشد.

$$M_p = 8.78 \text{ در زانویی}$$

$$M_p = 1.5 \times 8.78 = 13.2 \text{ t.m در تیر}$$

$$D + L = 4000 \text{ kg/m} \rightarrow 4000 \times 1.7 = 6800 \text{ kg/m}$$

$$P = 2851.1 \text{ Cos}45 = 2016 \text{ kg}$$

$$2016 \times 1.7 = 3.4 \text{ ton نیروی محوری تیر}$$

برای تیر یک طراحی اولیه انجام داده و سپس آن را کنترل می کنیم.

$$S_x \geq \frac{M}{F_b} = \frac{13.2 \text{ es}}{1400} = 943 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{use IPE40} : S_x = 1160 \text{ cm}^3 \quad A = 84.5 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{3400}{84.5} = 40.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.15 F_y = 360 \text{ kg/cm}^2$$

چون $f_a > 0.15 F_y$ است می توان از مقاومت نهایی تیر در محاسبات استفاده کرد.

$$M_p = Z F_y = 654 \times 2 \times 2400 = 31.4 \text{ t.m}$$

اگر تیر جوابگو نبود توسط ورقهای سراسری فوقانی و تحتانی تقویت می گردید .

• طراحی ستونها :

ستونها نیز با ۱/۵ برابر لنگر نهایی زانویی و نیروی فشاری حاصل از نیروی جانبی که این چنین لنگری را در زانویی ایجاد کند، تحلیل و طراحی می گردد.

$$P = 1.5 \left[4.032 \times \frac{M_p}{M} \right] = 1.5 \left[4.032 \times \frac{8.78}{4.61} \right] = 11.5 \text{ ton}$$

یعنی باید نیروهای جانبی اعمالی به سازه را ۱۱.۵ تن در نظر گرفت و بارهای ثقل را نیز در ضریب ۱/۷ ضرب نمود. پس سازه تحلیل و نیروهای اعمالی به ستون را به دست آورد. با یک تحلیل کامپیوتری نیروهای اعمالی بر ستون عبارتند از :

$$P = -24.57 \text{ ton} \quad M_1 = 3.74 \text{ t.m} \quad M_2 = 5.66 \text{ t.m}$$

$$\text{فرضی } A \geq \frac{P}{F_a} = \frac{24000}{1000} = 240 \text{ cm}^2$$

use IPB 550 :

$$A = 254 \text{ cm}^2 \quad I_x = 136700 \text{ cm}^4 \quad S_x = 4970 \text{ cm}^3 \quad r_x = 23.2 \text{ cm}$$

$$I_y = 13080 \text{ cm}^4 \quad S_y = 872 \text{ cm}^3 \quad r_y = 7.17 \text{ cm}$$

چون سیستم مهاربندی شده است لذا $K_x = K_y = 1$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1 \times 400}{23.2} = 17.24$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1 \times 400}{7.17} = 55.79$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\max} = 55.79$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2x^2 E}{F_y}} = 131.4$$

$$B = \frac{\left(\frac{KL}{r} \right)}{C_c} = \frac{55.79}{131.4} = 0.42$$

$$\text{ستون چاق است} \rightarrow F_a = \frac{F_y \left[1 - \frac{1}{2} \beta^2 \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \beta - \frac{1}{8} \beta^3} = \frac{2400 \left[1 - \frac{1}{2} (0.42)^2 \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} (0.42) - \frac{1}{8} (0.42)^3} = 1202 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{24000}{254} = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{94.5}{1202} = 0.08 < 0.15$$

$$f_{bx} = \frac{M}{S} = \frac{5.66 \times 10^5}{4970} = 113.9 \text{ kg/cm}^2$$

ستون فاقد اتکای جانبی است لذا f_{bx} بصورت زیر بدست می آید :

$$F_b = \max\{F'_b, F''_b\} \leq 0.6F_y$$

$$F'_b = \frac{8.4e5C_b}{L\left(\frac{d}{A_f}\right)} \leq 0.6F_y \rightarrow F'_b = \frac{8.4e5 \times 2.3}{400\left(\frac{55}{30 \times 2.9}\right)} = 7640 > 0.6F_y \rightarrow F'_b = 1440 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{3.74}{5.66}\right) + 0.3\left(\frac{3.74}{5.66}\right)^2 = 2.57 > 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$$

$$F_{bx} = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} < 0.15 \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \rightarrow 0.08 + \frac{113.9}{1440} = 0.16 < 1 \quad OK$$

مراجع :

- ۱- شاپور طاحونی ، " طراحی سازه‌های فولادی بر مبنای آئین‌نامه فولاد ایران " چاپ سوم ، ۱۳۷۹.
- ۲- احمد نیکنام ، ابراهیم ثنایی ، جواد هاشمی ، حسن باجی ، " رفتار و ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمانهای فولادی بر مبنای آئین‌نامه UBC " چاپ اول ، ۱۳۸۱.
3. Aristizabal- ochoa. "Disposable Knee Bracing : Improvement in seismic design of steel frames". J.struc . eng .ASCE , 112 ,(7) , 1544 –1552 , (1986)
4. Balendra T ., sam M.T., Liaw C . Y . , " Diagonal brace with ductile knee anchor for abseismic steel frames" , Earthquake Engineering and structural Dynamic , Vol. 19 , 847 – 858(1990)
5. Nonoka , An elastic analysis of a bar under repeated axial loading . Int. J. solids struct. , 9,569-580 , (1973) .
- ۶- حسن مقدم ، " مهندسی زلزله مبانی و کاربرد " چاپ اول ، ۱۳۸۱.
7. Thambirajah Balendra , Ming –Tuck Sam , Chih – Young Liaw and Seng- Lip Lee , " preli minary studies Into the Behaviour of Knee Braced Frames Subject to Seismic Loading . Vol .13,p. 68-74,1991.
8. Balendra T ., sam M . T . and Liaw C . Y., " Design of Earthquake Resistant Steel Frames with Knee Bracing" , J. construction steel Research , Vol . 18 , (3) , 193-208 (1991) .
9. Balendra T . ,Lim E. L. , and Lee S.L. , " Ductile Knee for Seismic Resistant Structures , "Erg. Structures , Vol , 16 , No.4 , p263 –269 , 1994.
- ۱۰- فرهاد دانشجو ، جلیل عسگری ، " رفتار غیرخطی قابهای با سیستم مهاربند زانویی تحت تاثیر زلزله " مجله علمی – پژوهشی استقلال ، سال ۲۲ ، شماره ۲ ، اسفند ۸۲ ، صفحات ۱۰۳ الی ۱۱۶ .
- ۱۱- مسعود مفید، پیمان خسروی ، " بررسی رفتار و قابلیت های نوعی بادبند با خروج از مرکزیت دوگانه " مجموعه مقالات پژوهشی، سال ۱۳۷۵ ، دانشگاه صنعتی شریف ، صفحات ۲۸۷ الی ۲۹۳ .
- ۱۲- مسعود مفید، پیمان خسروی ، " بررسی رفتار و قابلیت های نوعی بادبند با خروج از مرکزیت دوگانه " مجموعه مقالات پژوهشی، سال ۱۳۷۶ ، دانشگاه صنعتی شریف ، صفحات ۲۸۷ الی ۲۹۳ .
- ۱۳- ناطق الهی ، "رفتار و طراحی لرزه‌ای قابهای خارج از مرکز " . مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله چاپ اول ، ۱۳۷۵.
- ۱۴- شاپور طاحونی ، " طراحی سازه‌های فولادی به روش حالات حدی چاپ اول " ، ۱۳۷۰.
- ۱۵- مینور - واکابایاشی ، "ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله" ، ترجمه محمد مهدی سعادت پور ، انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان ، چاپ دهم ، ۱۳۸۲.
- ۱۶- " آئین‌نامه سازه‌های فولادی AISC " . ترجمه سید رسول میرقادری ، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان ، چاپ دهم ، ۱۳۸۲.

17. American Institute of Steel Construction , “ Specification for the Design Fabrication and Erection of Struction of Structural Steel for Buildings” . Manual of Steel Construction , 8th , edn , chicago , 1970.

Abstract

Knee – braced frame (KBF) consists of a moment resisting frame and diagonal braces connected to short knee elements at one or its both ends. The lateral stiffness of the structure is provided by the flexibility of frame and knee- braces which depend to the ductility of the connected knees .

In this thesis the effects of geometric parameters of knee-braced frames on lateral stiffness of the structure has been studied , and finally a diagram has been presented to determine the lateral stiffness of these frames by choosing .

Key Words - Knee braced , stiffness , ductility , geometric parameter's.

فهرست مطالب

فصل اول:

- ۱-۱- مقدمه ۲
- ۱-۲- شکل پذیری سازه ها ۴
- ۱-۳- مفصل و لنگر پلاستیک ۵
- ۱-۴- منحنی هیسترزیس و رفتار چرخه ای سازه ها ۶
- ۱-۵- مقایسه رفتار خطی و غیر خطی در سیستمهای سازه ای ۷
- ۱-۶- ضریب شکل پذیری ۸
- ۱-۷- ضریب کاهش نیروی زلزله در اثر شکل پذیری سازه ۹
- ۱-۸- ضریب اضافه مقاومت ۱۰
- ۱-۹- ضریب رفتار ساختمان ۱۰
- ۱-۱۰- ضریب تبدیل جابجایی خطی به غیر خطی ۱۲
- ۱-۱۱- سختی ۱۲
- ۱-۱۲- مقاومت ۱۲
- ۱-۱۳- جمع بندی پارامترهای کنترل کننده ۱۲

فصل دوم:

- ۲-۱-۱- قاب فضایی خمشی ۱۴
- ۲-۱-۲- تعریف سیستم قاب صلب خمشی ۱۴
- ۲-۱-۳- رفتار قابهای خمشی در برابر بار جانبی ۱۵
- ۲-۱-۴- رابطه بار - تغییر مکان در قابهای خمشی ۱۶
- ۲-۱-۵- رفتار چرخه ای قابها ۱۶
- ۲-۱-۶- شکل پذیری قابهای خمشی ۱۶
- ۲-۱-۷- مفصل پلاستیک در قابهای خمشی ۱۷
- ۲-۱-۸- مشخص کردن لنگر پلاستیک محتمل در مفصل پلاستیک ۱۸
- ۲-۱-۹- کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی ۱۸
- ۲-۱-۱۰- چشمه اتصال ۱۹
- ۲-۱-۱۱- اثرات چشمه اتصال بر رفتار قاب خمشی ۱۹
- ۲-۱-۱۲- طراحی چشمه اتصال ۱۹
- ۲-۱-۱۳- اثرات نامعینی ۲۰
- ۲-۲-۱- سیستم مهاربندی همگرا ۲۰
- ۲-۲-۲- پاسخ رفت و برگشتی مهاربندهای فولادی ۲۱
- ۲-۲-۳- ضریب کاهش مقاومت فشاری مهاربند ۲۳

۲۳	۲-۲-۴- رفتار لرزه ای قابهای فولادی با مهاربندی ضربدری
۲۴	۲-۲-۵- رفتار کششی تنها
۲۴	۲-۲-۶- رفتار کششی - فشاری
۲۴	۲-۲-۷- تاثیر ضریب لاغری در رفتار قاب با مهاربندی همگرا
۲۵	۲-۲-۸- سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربندی همگرا
۲۵	۲-۳-۱- سیستم مهاربندی واگرا
۲۶	۲-۳-۲- سختی و مقاومت قاب
۲۷	۲-۳-۳- زمان تناوب قاب
۲۷	۲-۳-۴- مکانیزم جذب انرژی
۲۹	۲-۳-۵- نیروها در تیرها و تیر پیوند
۳۰	۲-۳-۶- تعیین مرز پیوندهای برشی و خمشی
۳۱	۲-۳-۷- تسلیم و مکانیزم خرابی در تیر پیوند
۳۱	۲-۳-۸- اثر کمانش جان تیر پیوند
۳۲	۲-۳-۹- مقاومت نهایی تیر پیوند
۳۲	۲-۴-۱- سیستم جدید قاب با مهاربندی زانویی
۳۵	۲-۴-۲- اتصالات مهاربند - زانویی
۳۵	۲-۴-۳- سختی جانبی الاستیک قابهای KBF
۳۷	۲-۴-۴- اثر مشخصات اعضاء بر سختی جانبی ارتجاعی سیستمهای KBF
۳۷	۲-۴-۵- رفتار غیر خطی مهاربند زانویی تحت بار جانبی

فصل سوم :

۴۱	۳-۱- مقدمه
۴۱	۳-۲- مشخصات کلی ساختمان
۴۴	۳-۳- بارگذاری جانبی
۴۴	۳-۳-۱- بارگذاری ثقلی
۴۵	۳-۳-۲- بارگذاری جانبی
۴۶	۳-۴- تحلیل قابها
۴۸	۳-۵- طراحی قابها
۴۸	۳-۵-۱- کمانش موضعی اجزاء جدار نازک
۵۰	۳-۵-۲- کمانش جانبی در تیرها و کمانش جانبی - پیچشی در ستونها
۵۳	۳-۶- طراحی قابهای TKBF
۵۴	۳-۷- طراحی اعضای زانویی
۵۵	۳-۸- طراحی تیرها و ستونها

۵۵	۳-۹- طراحی اعضای مهاربندی
۵۵	۳-۱۰- طراحی قابهای EBF
۵۵	۳-۱۱- طراحی قابهای CBF
۵۶	۳-۱۲- نتایج طراحی مدلها
۵۶	۳-۱۲-۱- سیستم TKBF + MRF
۵۷	۳-۱۲-۲- سیستم EBF + MRF
۵۷	۳-۱۲-۳- سیستم CBF + MRF
۵۸	۳-۱۳- کنترل مقاطع انتخابی با قسمت دوم آئین نامه AISC
۵۸	۳-۱۳-۱- کنترل کمانش موضعی
۵۸	۳-۱۳-۲- کنترل پایداری جانبی اعضای زانویی
۵۸	۳-۱۴- بررسی رفتار استاتیکی خطی سیستمهای KBF و EBF و CBF و مقایسه آنها با یکدیگر
۵۹	۳-۱۴-۱- مقایسه تغییر مکان جانبی مدلها
۵۹	۳-۱۴-۲- مقایسه پرورد طبیعی مدلها
۶۰	۳-۱۴-۳- بررسی نیروپذیری المانهای زانویی در قابهای TKBF
۶۱	۳-۱۴-۴- بررسی نیروهای داخلی ایجاد شده در تیر کف
۶۳	۳-۱۴-۵- بررسی نیروی فشاری در اعضای قطری
۶۳	۳-۱۵- بررسی اثر پارامترهای هندسی قاب روی سختی سیستمهای KBF
۶۴	۳-۱۵-۱- بررسی اثر $\frac{h}{H}$ و $\frac{b}{B}$ بر سختی ارتجاعی سیستمهای TKBF
۸۱	۳-۱۶- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی
۸۱	۳-۱۶-۱- معادلات تعادل دینامیکی
۸۲	۳-۱۶-۲- مشخصات دینامیکی قابهای مورد مطالعه
۸۳	۳-۱۶-۳- شتاب نگاشتهای اعمالی
۹۲	۳-۱۶-۴- نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

فصل چهارم :

۹۶	۴-۱- نتایج
۹۷	۴-۲- ضوابط طراحی زانویی
۹۹	۴-۳- پیشنهادات
۱۰۰	پیوست ۱
۱۰۷	پیوست ۲
۱۱۱	پیوست ۳
۱۱۸	مراجع

فهرست شکلها

فصل اول :

- شکل ۱-۱- قابهای مقاوم خمشی ۲
- شکل ۲-۱- قاب با مهاربند هم محور ۲
- شکل ۳-۱- نمونه هایی از قابهای خارج از مرکز ۳
- شکل ۴-۱- قاب با مهاربند زانویی ۳
- شکل ۵-۱- منحنی ایده آل و واقعی نیرو - تغییر مکان یک سیستم ۴
- شکل ۶-۱- تیر دو سر مفصل تحت اثر بار افزایشی ۵
- شکل ۷-۱- منحنی نیرو - جابجایی وسط دهانه تیر ۵
- شکل ۸-۱- نمودار تغییرات کرنش در یک مقطع تحت اثر خمش ۶
- شکل ۹-۱- منحنی واقعی کرنش - کرنش فولاد ۶
- شکل ۱۰-۱- منحنی هیستریزس ایده آل و دو منحنی دارای زوال ۶
- شکل ۱۱-۱- رفتار سازه ها تحت بار دوره ای ۷
- شکل ۱۲-۱- مقایسه رفتار خطی و غیر خطی ایده آل سیستمهای مقاوم ساختمانی ۸
- شکل ۱۳-۱- طیف بازتاب ارتجاعی و غیر ارتجاعی با شکل پذیری ثابت ۹
- شکل ۱۴-۱- تعریف پارامترهای غیر خطی ۱۰

فصل دوم :

- شکل ۱-۲- تغییر شکل قاب صلب خمش ۱۴
- شکل ۲-۲- تغییر شکل قاب خمشی ۱۵
- شکل ۳-۲- روابط بار - تغییر مکان برای قاب خمشی تحت بار ثقلی ۱۶
- شکل ۴-۲- روابط بار - تغییر مکان قابهای خمشی پرتال ۱۶
- شکل ۵-۲- روابط شکل پذیری برای قاب خمشی پرتال ۱۷
- شکل ۶-۲- مد گسیختگی و تشکیل طبقه نرم ۱۸
- شکل ۷-۲- چشمه اتصال ۱۹
- شکل ۸-۲- حلقه های هیستریزس قاب مهاربندی همگرا ۲۱
- شکل ۹-۱۲- رفتار رفت و برگشتی عضو قطری مهاربند ۲۲
- شکل ۱۰-۲- تصویر عضو بادبندی در نواحی مختلف دیاگرام شکل ۲-۹ ۲۲
- شکل ۱۱-۲- تغییر شکل غیر متقارن قابهای با بادبندی همگرا ۲۳
- شکل ۱۲-۲- منحنی های هیستریزس بادبندهای با رفتار فقط کششی ۲۴
- شکل ۱۳-۲- نمونه ای از منحنی های هیستریزس سیستم با بادبندی فشاری - کششی ۲۵
- شکل ۱۴-۲- نمونه هایی از قاب های خارج از مرکز ۲۵

- شکل ۲-۱۵- اثر تغییر طول تیر پیوند بر سختی قاب ۲۶
- شکل ۲-۱۶- ارتباط مقاومت نهایی با نسبت $\frac{e}{L}$ ۲۷
- شکل ۲-۱۷- ارتباط زمان تناوب اصلی با نسبت $\frac{e}{L}$ ۲۷
- شکل ۲-۱۸- مکانیسم های جذب انرژی در سیستم های خمشی و واگرا ۲۸
- شکل ۲-۱۹- تغییرات دوران خمیری مورد نیاز با نسبت $\frac{e}{L}$ ۲۹
- شکل ۲-۲۰- نیروهای موجود در تیر پیوند قاب واگرا ۳۰
- شکل ۲-۲۱- نیروهای موجود در تیر رابط ۳۰
- شکل ۲-۲۲- انواع قابها با مهاربند زانویی ۳۳
- شکل ۲-۲۳- دو نمونه از اتصال بادبند به زانویی ۳۵
- شکل ۲-۲۴- انواع قابهای KBF ۳۶
- شکل ۲-۲۵- قاب دارای مهاربند زانویی ۳۷
- شکل ۲-۲۶- روند تشکیل مفاصل خمیری قابها تحت تاثیر زلزله نوغان ۳۸

فصل سوم :

- شکل ۳-۱- قاب TKBF ۴۱
- شکل ۳-۲- پلان محوربندی ۴۲
- شکل ۳-۳- سیستم TKBF+MRF ۴۳
- شکل ۳-۴- سیستم EBF+MRF ۴۳
- شکل ۳-۵- سیستم CBF+MRF ۴۴
- شکل ۳-۶- خلاصه بارگذاری ۴۶
- شکل ۳-۷- نیروی محوری در عضو مهاربندی و عضو زانویی ۴۷
- شکل ۳-۸- نیروی برشی در عضو زانویی ۴۷
- شکل ۳-۹- لنگر خمشی در عضو زانویی ۴۷
- شکل ۳-۱۰- کماتش موضعی قوطیهای جدار نازک ۴۸
- شکل ۳-۱۱- نمودار لنگر- انحنای برای تیرستونهای H با نسبت عرض به ضخامت متفاوت ۴۹
- شکل ۳-۱۲- نمودار پسماند تیرستونهای فولادی H با نسبتهای مختلف عرض به ضخامت ۴۹
- شکل ۳-۱۳- نمونه رفتار لنگر - تغییر شکل برای تیرهای I تحت لنگر یکنواخت با نسبت $\frac{I_b}{r_y}$ مختلف ۵۰
- شکل ۳-۱۴- نمودار لنگر - انحنای برای تیرهای I با نسبت $\frac{I_b}{r_y}$ مختلف ۵۱
- شکل ۳-۱۵- نمودار لنگر - انحنای تیرهای I با نسبت $\frac{I_b}{r_y}$ مختلف تحت لنگر متغیر ۵۱
- شکل ۳-۱۶- نمونه رفتار تیرستون بال پهن تحت نیروی محوری و لنگر خمشی هنگامیکه حالت تسلیم غالب باشد ۵۲

- شکل ۳-۱۷- رفتار تیرستونهای بال پهن که در صفحه عمود بر محور قوی ناپایدار گردیده‌اند ۵۳
- شکل ۳-۱۸- روابط تجربی لنگر - زاویه دوران تیرستونها در معرض ناپایداری جانبی - پیچشی ۵۳
- شکل ۳-۱۹- نمونه قاب TKBF ۶۵
- شکل ۳-۲۰- نمونه قاب CBF ۶۶
- شکل ۳-۲۱- نمونه قاب EBF ۶۶
- شکل ۳-۲۲- نمونه قاب MRF ۶۶
- شکل ۳-۲۳- نمونه قاب EBF با برون محوری روی ستون ۶۶
- شکل ۳-۲۴- نمونه قاب TKBF ۶۷
- شکل ۳-۲۵- نمونه قاب λ ۶۷
- شکل ۳-۲۶- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.5$ ۶۹
- شکل ۳-۲۷- منحنی‌های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.5$ قاب TKBF ۶۹
- شکل ۳-۲۸- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.75$ ۷۱
- شکل ۳-۲۹- منحنی‌های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 0.75$ قاب TKBF ۷۱
- شکل ۳-۳۰- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 1$ ۷۳
- شکل ۳-۳۱- منحنی‌های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 1$ قاب TKBF ۷۳
- شکل ۳-۳۲- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.25$ ۷۵
- شکل ۳-۳۳- منحنی‌های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.25$ قاب TKBF ۷۵
- شکل ۳-۳۴- رویه برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.5$ ۷۷
- شکل ۳-۳۵- منحنی‌های هم سختی برای نسبت $\frac{H}{B} = 1.5$ قاب TKBF ۷۷
- شکل ۳-۳۶- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 0.5$ قاب TKBF ۷۹
- شکل ۳-۳۷- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 0.75$ قاب TKBF ۷۹
- شکل ۳-۳۸- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 1$ قاب TKBF ۸۰
- شکل ۳-۳۹- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 1.25$ قاب TKBF ۸۰
- شکل ۳-۴۰- ناحیه بندی منحنی هم سختی $\frac{H}{B} = 1.5$ قاب TKBF ۸۱
- شکل ۳-۴۱- نمودار شتاب مولفه طولی (N16w) زلزله ۲۵ شهریور ۱۳۷۵ طبس ۹۰
- شکل ۳-۴۲- نمودار شتاب مولفه طولی زلزله ۱۷ فروردین ۱۳۵۶ ناغان ۹۲

- شکل ۳-۴۳- نمودار تغییر مکان - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله طبس ۹۳
- شکل ۳-۴۴- نمودار برش پایه - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله طبس ۹۳
- شکل ۳-۴۵- نمودار تغییر مکان - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله ناغان ۹۴
- شکل ۳-۴۶- نمودار برش پایه - زمان قاب TKBF1 تحت زلزله ناغان ۹۴

فصل چهارم :

- شکل ۴-۱- نمودار ابعاد هندسی بهینه جهت اثر توام سختی و شکل پذیری برای انواع مختلف قاب TKBF ۹۶