بنام خداوند جان و خرد

دوره آموزشی

« سیستمهای مقاوم ساختمانهای بتنی »

دکتر طالب مرادی شقاقی

عضو هیات علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز

منابع:

1-«Tall Building Structures, Analysis and Design» ,Bryan Stafford Smith Alex Coull , John Wiley and Sons , 1991 .

ترجمه : دکتر حسن حاجی کاظمی

۲- «سازه های ساختمان بلند» ، تالیف : ولف گانک شولر

ترجمه : دکتر حجت الله عادلی

۳- « سازه های بلند مبانی و مفاهیم طراحی »

تالیف : **Mark Sarkisian** ترجمه : حسین ولی نژاد

۴- سیستم مقاوم سازه ای ساختمانهای بلند

تالیف : علی خیر الدین و سیما آرامش انتشارات دانشگاه سمنان، ۱۳۹۱

۵- ساختمانهای بلند

تالیف : دکتر گلابچی انتشارات دانشگاه تهران

در هر ساختمان بتنی سه نیاز اصلی باید تامین شود:

الف- مقاومت

ب- سختی

پ- شکل پذیری

برای تامین نیازهای فوق الذکر در هر ساختمان دو سیستم سازه ای باید پیش بینی شود:

الف- سیستم مقاوم بارهای ثقلی

ب- سیستم مقاوم بارهای جانبی

از نظر مهندس سازه، بهترین سیستم سازه‌ای فرمی است، که در آن اعضای اصلی، ترکیبات مختلف بارهای قائم و جانبی را بصورت بهینه تحمل نمایند. ولی در عمل ملاحظات غیر سازه‌ای، تاثیرات بسیار مهمی بر انتخاب فرم سازه دارند و ممکن است تعیین کننده باشند.

عوامل موثر در انتخاب سیستم سازه ای:

۱-پلان داخلی ساختمان

۲- مصالح مورد استفاده

۳-روش اجراء

۴-معماری و شکل خارجی ساختمان

۵- موقعیت و مسیر سیستم های تاسیساتی

۶- نوع و مقدار بارهای جانبی

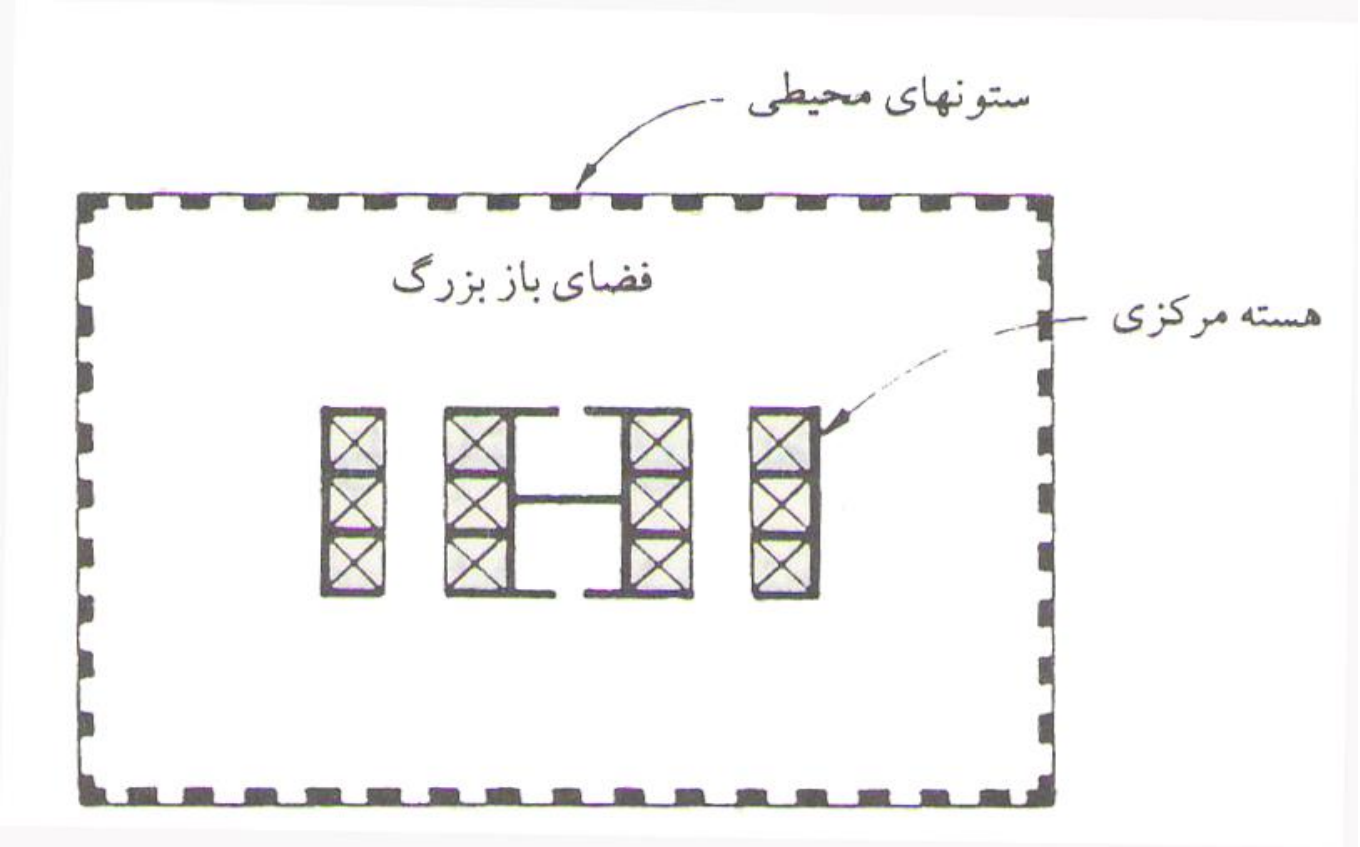
۷-ارتفاع ساختمان

۸-کاربری ساختمان

-هرچه ساختمان بلندتر و لاغرتر باشد، عوامل سازه‌ای از درجه اهمیت بیشتری برخوردار می گردند.

-یکی از عوامل مهم موثر بر سیستم سازه‌ای، کاربری ساختمان می باشد
ساختمانهای تجاری – اداری نیاز به فضای باز بزرگی دارند، تا بر حسب سلیقه استفاده کنندگان توسط پانلهای سبک تقسیم بندی و فضا سازی شوند.
لذا اعضای قائم اصلی سازه‌ای تا حد امکان دور از هم، در محیط ساختمان و در اطراف آسانسورها، راه پله ها قرار می گیرند (شکل ۱).

-در این نوع ساختمانها، تاسیسات زیر سقفها و روی سقفهای کاذب قرار می گیرند و باعث افزایش ارتفاع طبقات می‌گردند، ارتفاع طبقات در این نوع ساختمانها حدود 3.5 m می باشد.



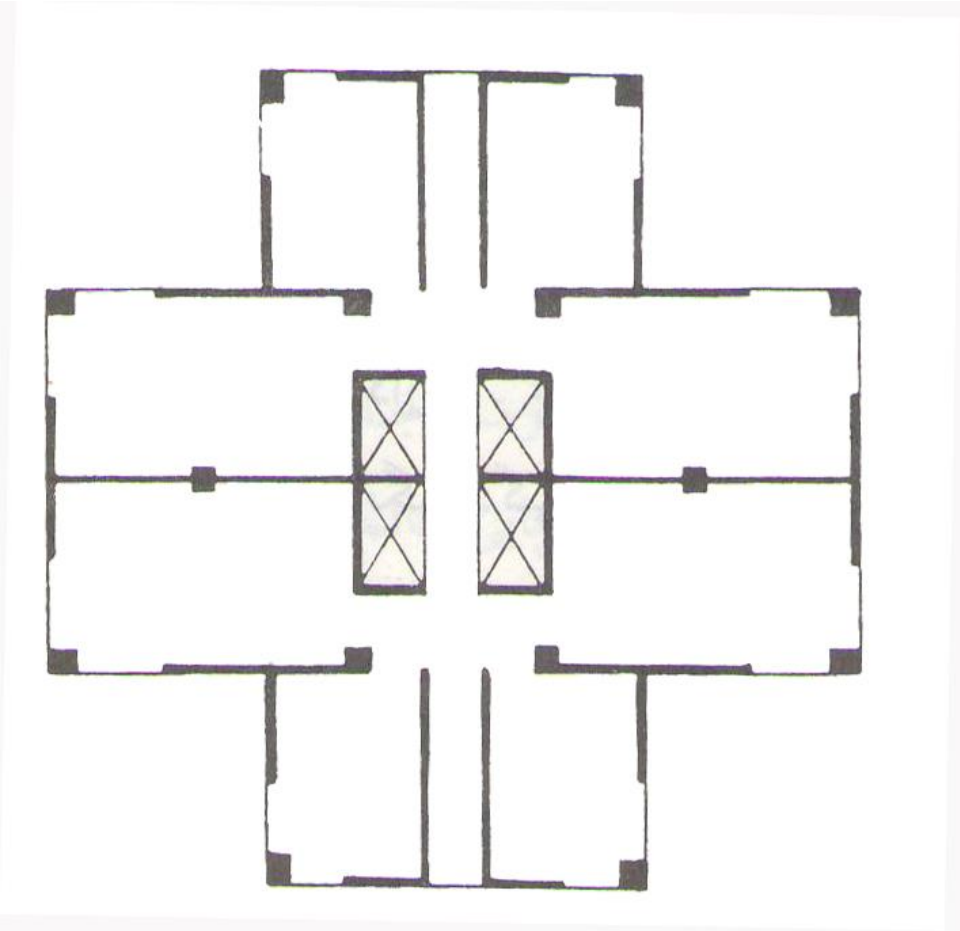
شکل ۱- نمونه پلان ساختمان تجاری اداری

- در ساختمانهای مسکونی و هتلها، معمولا فضا سازیهای داخلی به صورت دائم بوده و در طبقات تکرار می‌شوند. در نتیجه ستونها و دیوارها در تمام پلان و در محدوده تیغه بندیها قرار می‌گیرند (شکل ۲). تاسیسات در این نوع ساختمانها بصورت قائم در کنار دیوارها و ستونها قرار می‌گیرند.
و فقط ممکن است در راهروها و سرویس ها سقف کاذب ضرورت داشته باشد.

-علاوه بر عوامل غیر سازه‌ای، قابلیت تحمل بارهای قائم زنده و مرده و بارهای جانبی در تمام ترازها با مقاومت و سختی مناسب مهم است. بدیهی است اهداف فوق باید تا حد امکان بصورت ارزان و اقتصادی برآورده شوند.

-در فرم سازه ای انتخابی می‌توان با جایگزینی اعضای قائم در نقاط مناسب، تنشهای فشاری ناشی از بارهای ثقلی را برتنش های کششی ناشی از بارهای جانبی حاکم و از ایجاد کشش در اعضای قائم و پی‌ها جلوگیری کرد.

برای رسیدن به این هدف در بعضی سیستم های سازه‌ای بارهای ثقلی از طریق اعضای قائم محیطی انتقال داده می شوند.



شکل ۲ – نمونه ای از پلان ساختمان مسکونی

انواع سیستم های سازه‌ای ساختمانهای بتنی

۱- قابهای صلب Rigid Frames

-قابهای صلب از تیرها و ستونهایی که بوسیله اتصالات خمشی به یکدیگر متصل می گردند، تشکیل می‌شوند.

-سختی جانبی یک قاب صلب به سختی خمشی تیرها و ستونها و اتصالات آنها در صفحه خمش بستگی دارد. از مزیت های قابهای صلب، ترکیب باز آن و آزادی عمل در طراحی داخلی و جایگزینی بهتر دربها و پنجره هاست.

-اگر قابهای صلب برای مقابله با بارهای جانبی هم استفاده شوند، دهانه‌های متداول در این نوع سیستم سازه حدود ۶ الی ۹ متر و این سیستم برای تعداد طبقات حدود ۲۰ طبقه می تواند اقتصادی باشد.

-برای تعداد طبقات بیشتر، جهت کنترل تغییر شکلهای جانبی ابعاد اعضاء (تیرها و ستونها) بسیار افزایش می یابند.

- بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله قاب های صلب تا ارتفاع های ذیل در ساختمانها قابل استفاده است.

۱- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد(ویژه) حداکثر ۲۰۰ متر ارتفاع و R=۷/۵

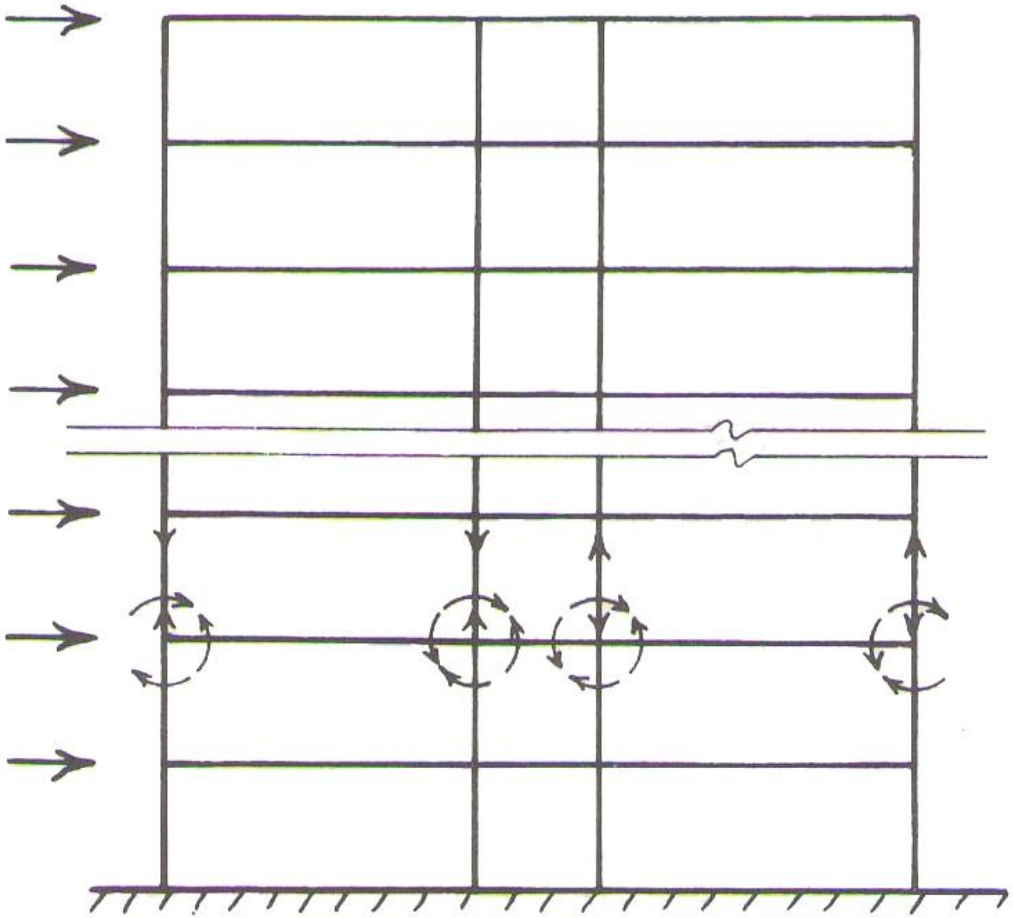
۲- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط حداکثر ۳۵ متر ارتفاع و R=۵

۳- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری معمولی برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر و R=۳ محدود می‌شود.

- در سیستم قاب صلب، در طبقات پایین به علت برش زیاد حاصل از بارهای جانبی، معمولا ابعاد تیرها مخصوصا ارتفاع آنها بیشتر است.

-در سیستم قابهای صلب، در تیرها در محل اتصال به ستونها، لنگرهای منفی ایجاد شده و باعث می گردد، لنگرهای مثبت تیرها در مقایسه با تیرهای با تکیه گاههای ساده به مراتب کمتر شود.

-نمونه ای از قاب صلب در شکل ۳ نشان داده شده است.



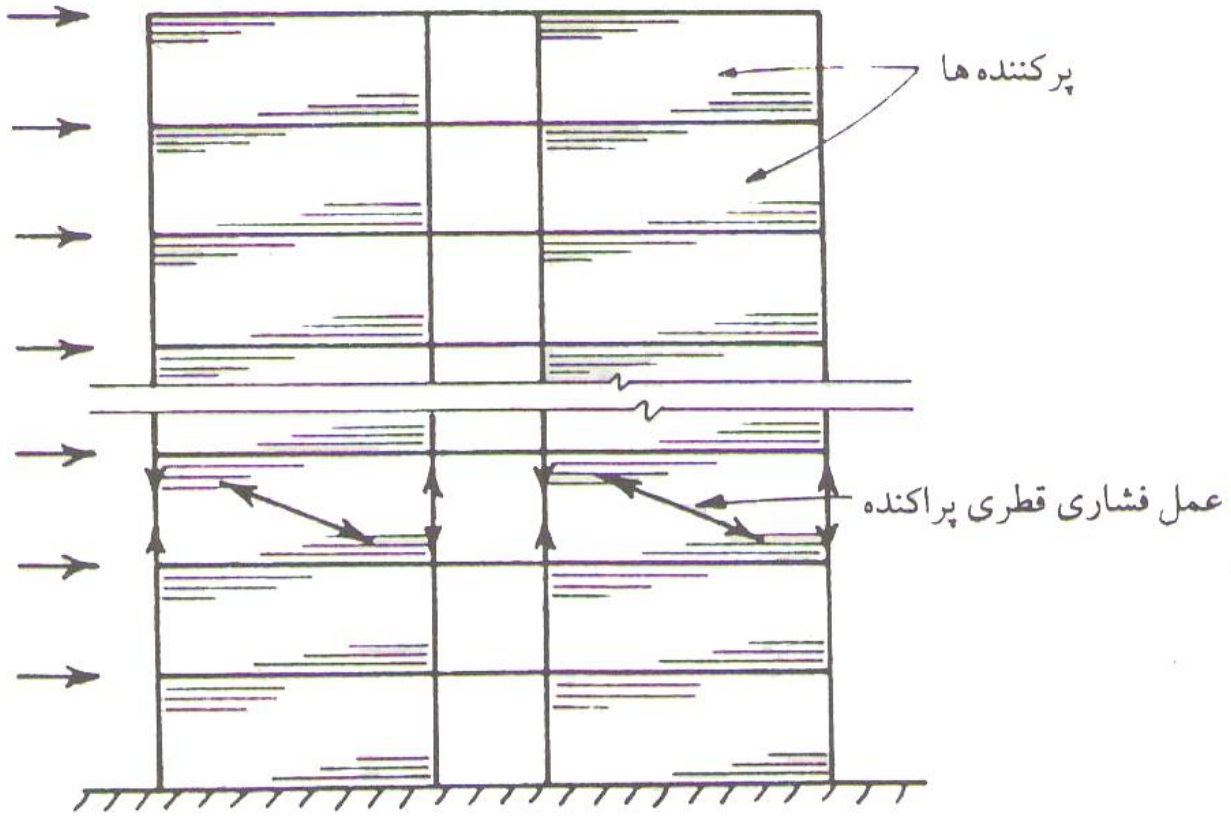
شکل ۳- نمونه ای از یک قاب صلب

۲-قابهای میان پر (In filled Frames)

- در بسیاری از کشورها، قابهای میان پر متداولترین سیستم سازه‌ای برای ساختمانهای تا ۳۰ طبقه می‌باشند، در این نوع سازه‌ها، قابهای بتن آرمه با مصالح بنائی نظیر آجر یا بلوک سیمانی یا بتنی پر می‌شوند.

-وقتی که یک قاب میان پر تحت اثر بار جانبی قرار می‌گیرد، پر کننده ها بعنوان اعضای فشاری مهاربندهای قطری عمل می‌کنند (شکل ۴).

- رفتار پیچیده پر کننده در قاب و عدم یکنواختی کیفیت مصالح بنائی، تعیین دقیق مقاومت و سختی قابهای میان پر را با مشکل مواجه می سازد. همچنین به دلیل احتمال برداشتن ناآگاهانه دیوارها در زمان بهره برداری از ساختمان، از پرکننده‌ها برای مهاربندی ساختمانها، فقط بعنوان مکمل قابهای صلب بتن آرمه استفاده می‌شود.

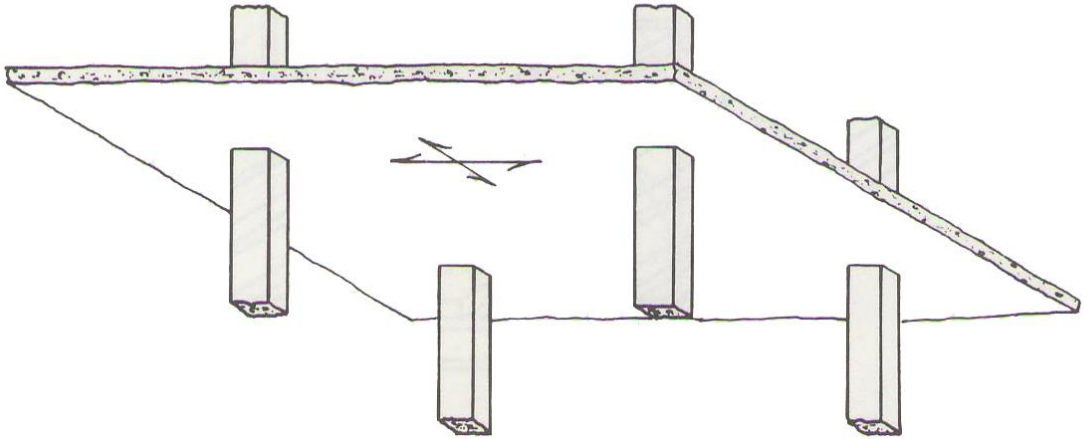


شکل ۴- نمونه ای از قاب میان پر

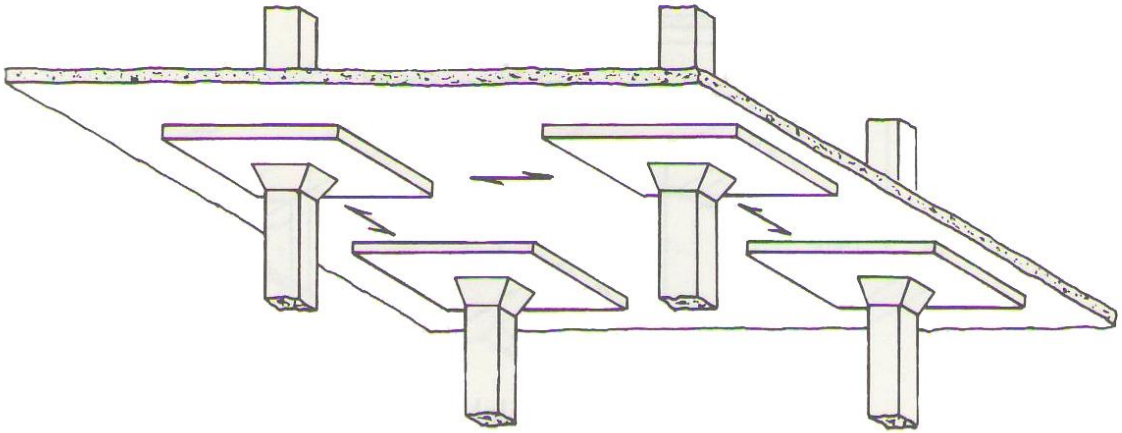
۳-دالهای تخت و قارچی (Flat plate and Flat slabs)

-در این سیستم سازه‌ای، ما بین ستونها، تیر وجود ندارد، ضخامت دال بستگی به دهانه‌ها دارد، ضخامت دال بین ۱۲ تا ۲۰ سانتی متر و در بعضی مواقع تا ۲۵ سانتیمتر می‌باشد.
-رفتار این سیستم سازه‌ای همانند قابهای صلب است، که بجای تیرها، دال تخت وجود دارد.
-دالهای تخت تا دهانه ۸ متر معمولا اقتصادی هستند، و برای دهانه های بیشتر از ۸ متر و تا ۱۲ متر از سیستم دال قارچی می توان استفاده نمود.
-طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، سیستم دال تخت و یا قارچی را برای تعداد طبقات حداکثر سه طبقه و یا ۱۰متر ارتفاع می توان استفاده کرد. برای تعداد طبقات بیشتر و یا برای ارتفاعهای بیشتر بایستی از دیوارهای برشی و یا قابهای مهار شده استفاده نمود. نمونه ای از دال تخت و قارچی در شکل ۵ نشان داده شده است.

الف



ب



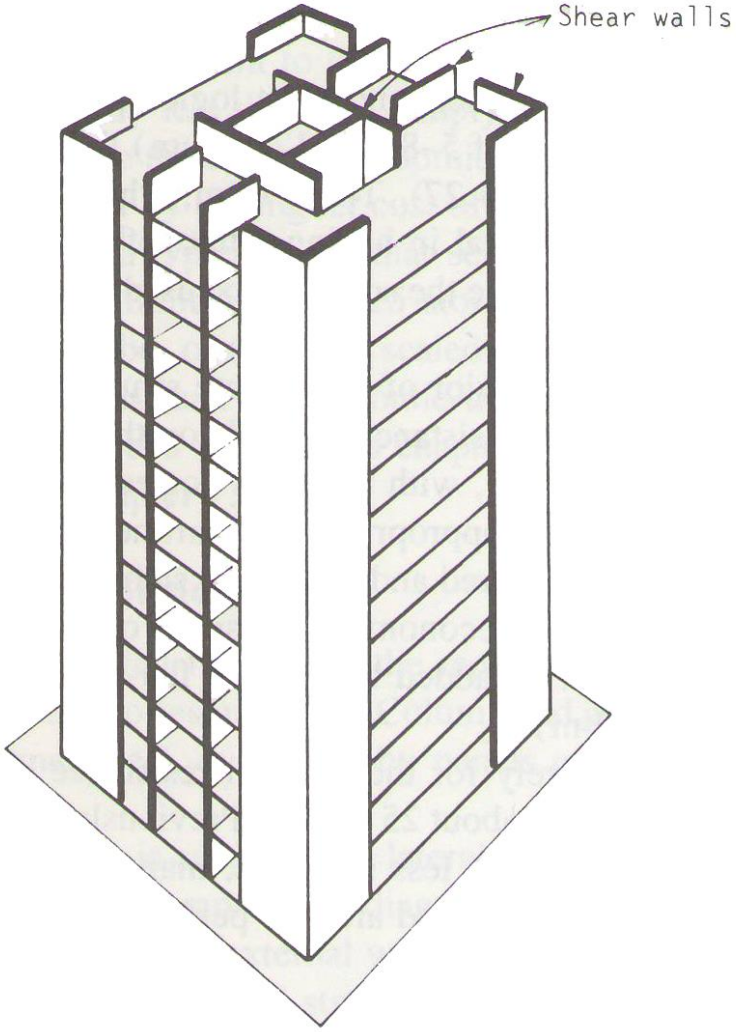
شکل ۵- نمونه ای از سیستم سازه ای دال تخت یا قارچی

۴- دیوارهای برشی (Shear walls)

- دیوارهای قائم پیوسته معروف به دیوارهای برشی از نظر سازه‌ای، بعنوان تحمل کننده بارهای قائم و جانبی در ساختمان مورد استفاده قرار می گیرند. دیوارهای برشی بصورت طره های قائم عمل می کنند (شکل ۶).

- چون دیوارهای برشی در جهت افقی سخت تر از قابهای صلب هستند، این نوع **سازه ها معمولا تا ۳۰ طبقه اقتصادی می‌باشند**.

- در مقایسه با قابهای صلب، فرم تو پر دیوارهای برشی، مانعی برای طراحی داخلی و ایجاد فضاهای دلخواه می‌باشد. این نوع سازه‌ها بیشتر برای ساختمانهای مسکونی و هتل‌ها که در آنها طبقات تکراری است و دیوارها می توانند بصورت قائم و پیوسته در محل مناسبی قرار گیرند، مورد استفاده قرار می گیرد.



شکل ۶- سیستم سازه ای دیوار برشی

-در ساختمانهای کوتاه و متوسط اگر دیوارهای برشی با قابها ترکیب شوند، می توان فرض کرد که دیوارهای برشی تقریبا تمام بارهای جانبی را تحمل می کنند و قابها عمده بارهای قائم را تحمل می کنند.

-برای مکان یابی دیوارهای برشی در پلان بایستی به این نکته توجه شود، که محل دیوارها طوری باشد که تنشهای کششی ناشی از بارهای جانبی، توسط تنشهای فشاری ناشی از بارهای ثقلی خنثی شوند.

-سیستم دیوارهای برشی طبق استاندارد۲۸۰۰ تا حداکثر ارتفاع ذیل قابل استفاده است :

- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و۵ =R

- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۴

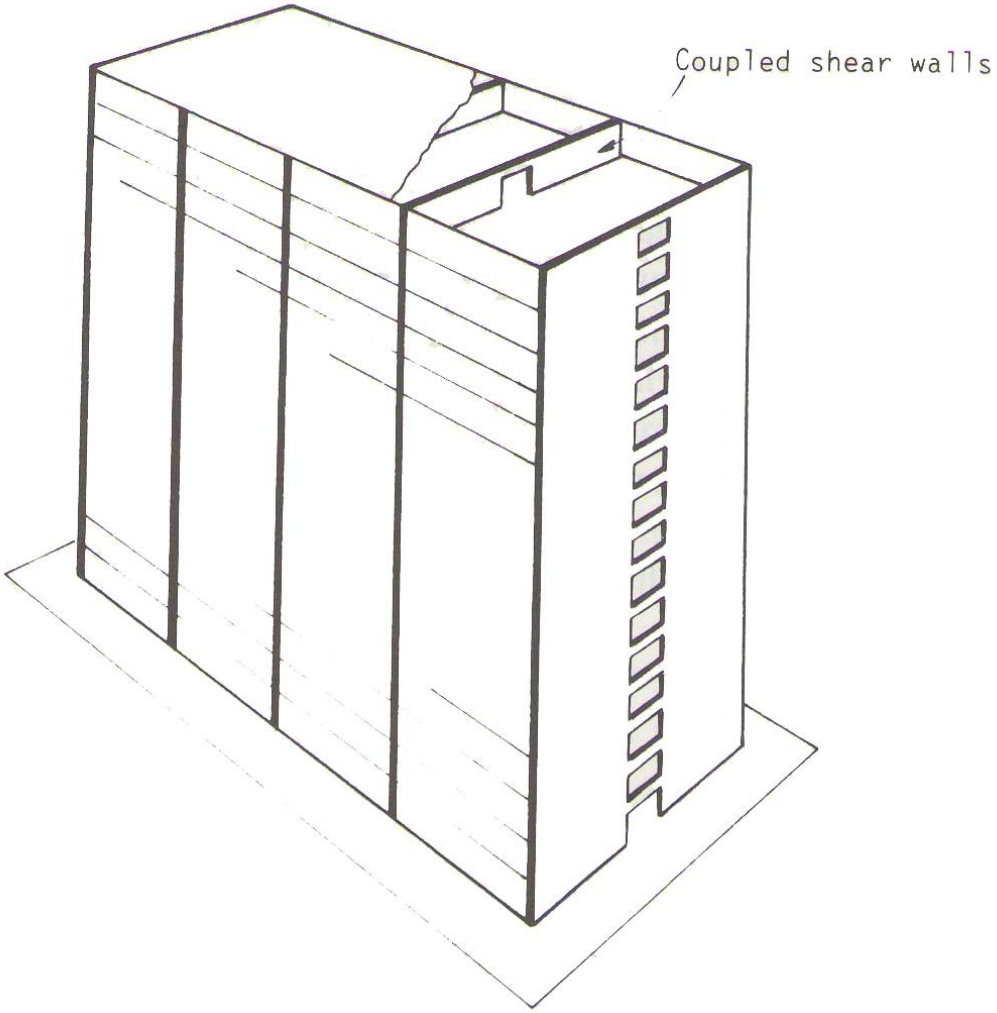
- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی R=۳/۵

این سیستم سازه ای برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر محدود می‌شود.

۵- دیوارهای برشی کوپله Coupled shear walls

دیوارهای برشی کوپله فرم خاصی از دیوارهای برشی است که روش آنالیز و طراحی ویژه‌ای دارند. این سیستم سازه‌ای شامل دو یا چند دیوار در یک صفحه و یا تقریبا در یک صفحه می‌باشند. که توسط تیرهای افقی بنام تیرهای همبند به یکدیگر متصل شده‌اند. وجود تیرهای همبند بین دو یا چند دیوار باعث می گردد، همه آنها بعنوان یک طره مرکب عمل نموده و حول یک محور مرکزی تحت خمش قرار گیرند، در نتیجه سختی افقی بسیار افزایش می‌یابد.

نمونه ای از سیستم سازه‌ای دیوارهای برشی کوپله در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷- سیستم دیوار برشی کوپله

۶- سیستم سازه ای قاب دیوار Wall - Frame Structures

-در این سیستم سازه‌ای قابهای صلب به همراه دیوارهای برشی بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می‌کنند.

-**دیوارها در تغییر شکلهای خمشی و قابها در تغییر شکلهای برشی توسط تیرها و دالها مقید شده** و اجبارا تغییر شکل یکسانی خواهند داشت. در نتیجه قابها و دیوارها در جهت افقی و بخصوص در ساختمانهای بلند با یکدیگر همکاری نموده و سازه مقاومتر و سخت تری تشکیل می‌دهند.

-سازه ترکیبی قاب دیوار برای ساختمانهای ۲۰ تا ۶۰ طبقه مناسب است. این تعداد طبقه بسیار بیشتر از تعداد طبقات ساختمانها با قاب صلب یا دیوار برشی تنهاست.

طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله، سیستم دو گانه قاب + دیوار تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل قابل استفاده هستند.

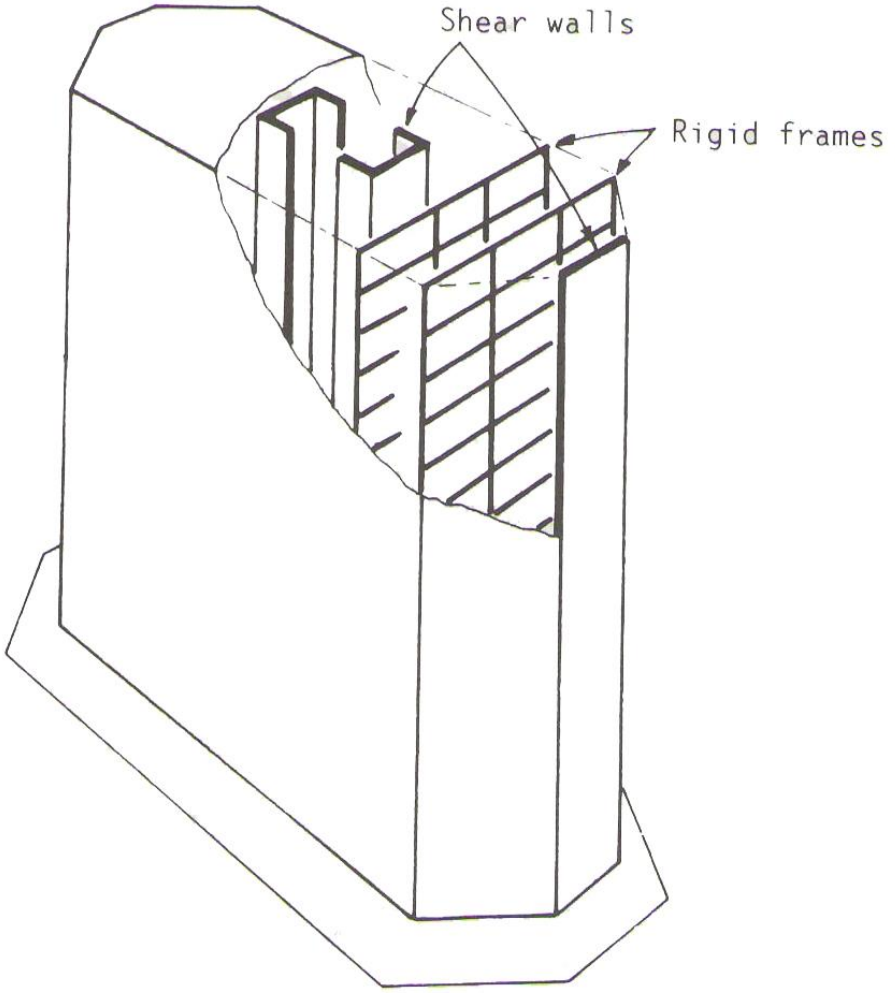
- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه تا حداکثر ارتفاع ۲۰۰ متر و R=۷/۵

-قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه تا حداکثر ارتفاع ۷۰ متر و R=۶/۵

- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۶

- قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۶

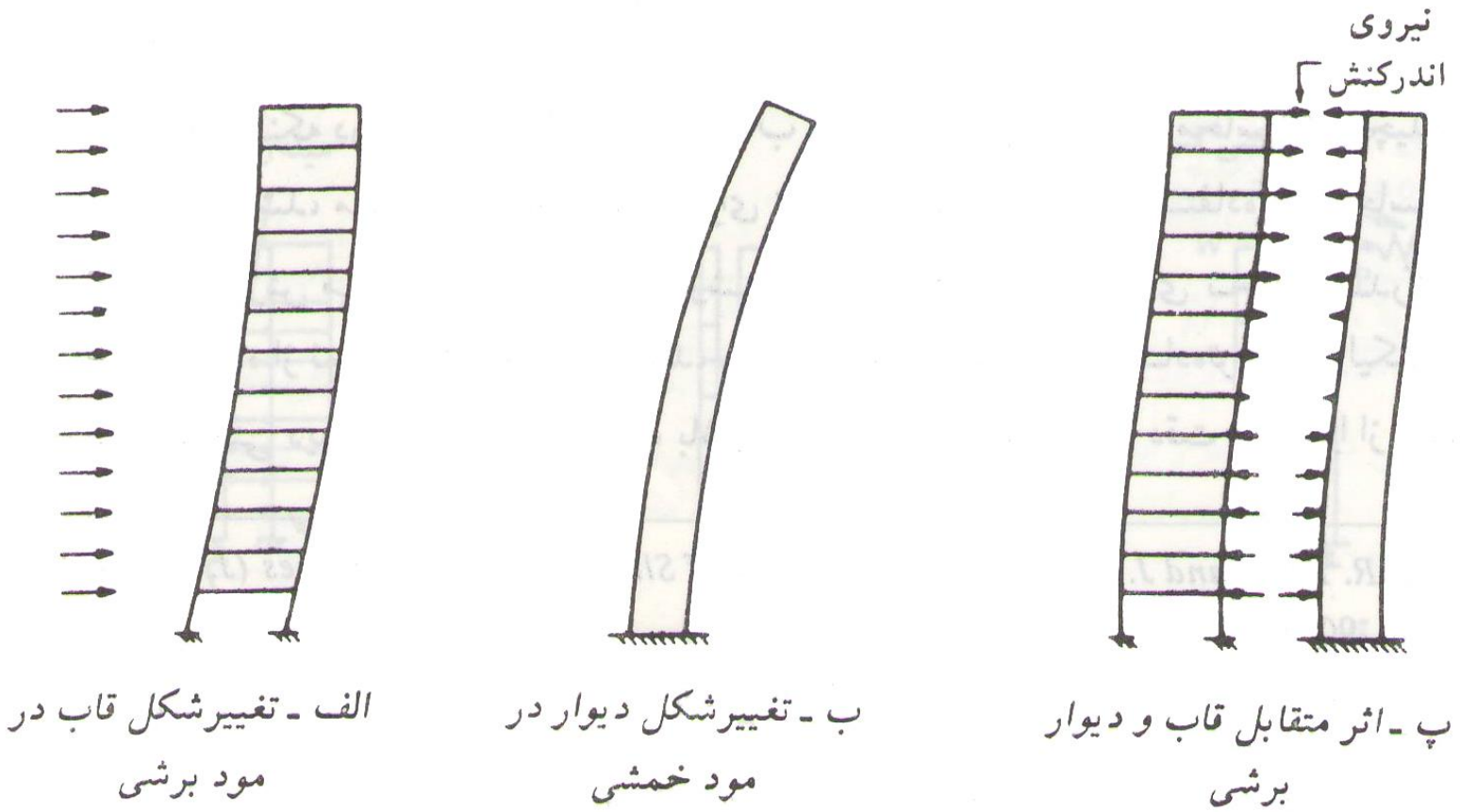
نمونه ای از سیستم سازه ای قاب- دیوار در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۸- نمونه ای از سیستم سازه ای قاب دیوار

در سیستم سازه‌ای قاب- دیوار، قاب خمشی که از تیرها و ستونها تشکیل شده است، اساسا در مود برشی تغییر شکل می‌دهد (شکل ۹-الف) و دیوار برشی اساسا در مود خمشی تغییر شکل می‌دهد(شکل ۹-ب)،

اثر متقابل این دو تغییر شکل باعث می‌شود، **که در طبقات پائین قاب به دیوار برشی تکیه کند،** یعنی در طبقات پائین اکثر نیروی برشی طبقات توسط دیوارهای برشی تحمل گردد و **در طبقات بالا دیوار برشی به قاب تکیه نماید،** یعنی نیروی برشی طبقات بالا بیشتر توسط قاب تحمل می شود(شکل ۹-ج).



شکل ۹- اندرکنش قاب-دیوار در سیستم سازه ای قاب دیوار

۷- سیستم قابهای محیطی یا سیستم لوله ای (Framed Tube)

-در این سیستم سازه ای در پیرامون ساختمان قاب محیطی متشکل از ستونهای با فواصل کم و تیرهای عمیق سیستم مقاوم جانبی ساختمان را تشکیل می دهند، این قاب محیطی دارای سختی خمشی بسیار بالاست. در این قاب ستونها با فواصل ۲ الی ۴ متر قرار می‌گیرند.

-قاب محیطی تمام بارهای جانبی را تحمل می‌کند و بار های ثقلی نیز بین ستونهای محیطی و ستونهای داخلی تقسیم می‌شوند.

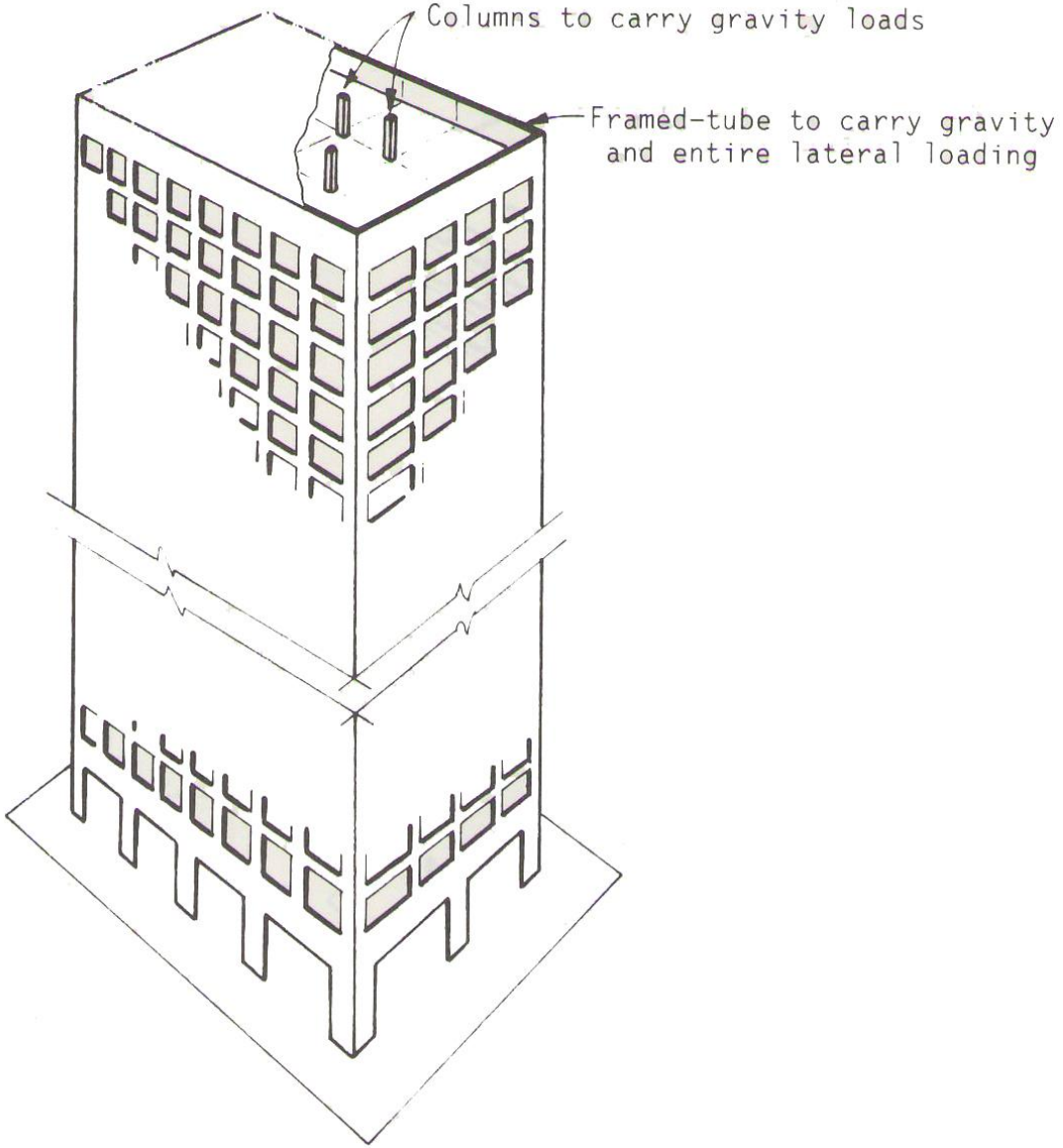
-در این سیستم سازه‌ای هنگامی که سازه تحت اثر بارهای جانبی قرار می‌گیرند، قابهای محیطی در جهت بارهای جانبی بصورت جان یا جانها و قابهای محیطی عمود بر جهت بارگذاری جانبی بصورت بال یا بالهای طره حجیم محیطی عمل می‌کنند.

-در این سیستم سازه ای فاصله کم ستونها و در تمام ارتفاع سازه بخصوص در تراز ورودی ساختمان معمولا مطلوب نیست. در بعضی سازه‌ها در تراز همکف فاصله ستونها بیشتر و در چند طبقه بالاتر از تراز همکف ستونها به همدیگر نزدیکتر می‌شوند. یا بعبارت دیگر تعدادی از ستونهای طبقات بالا بر روی تیرهای انتقالی قرار میگیرند.

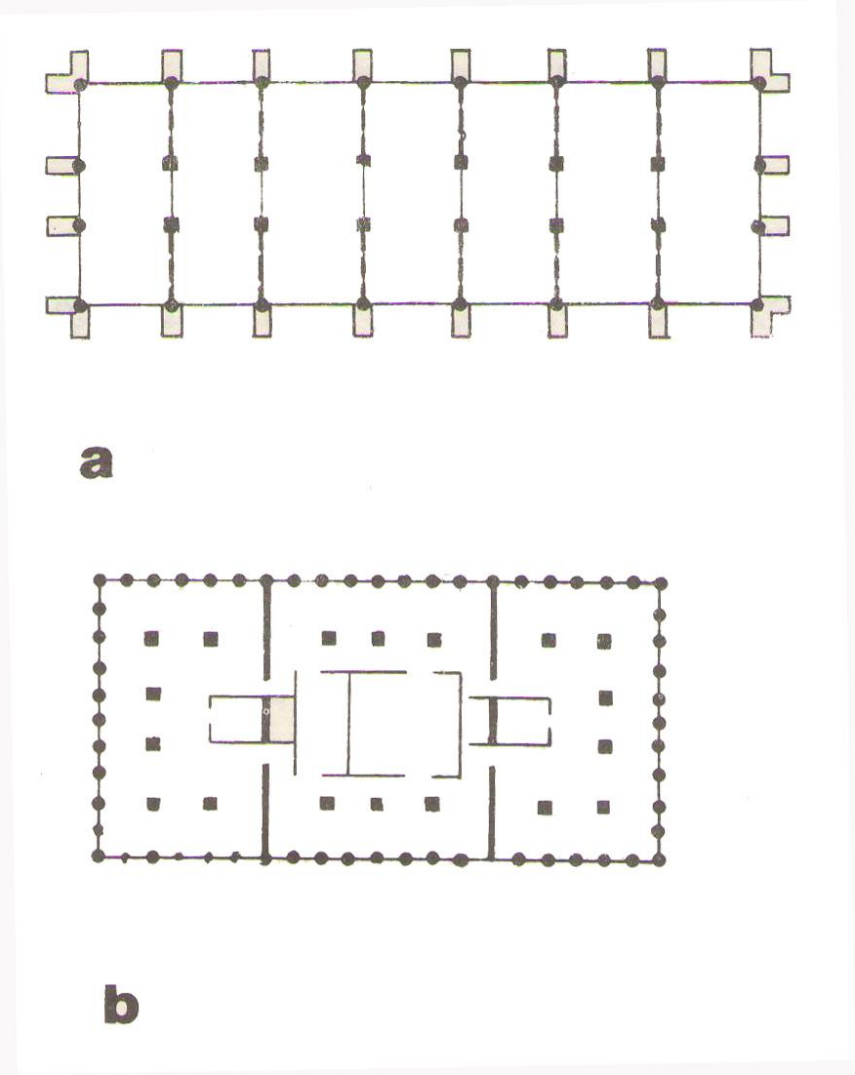
-قابهای محیطی برای ساختمانهای بتنی و فولادی مناسب هستند، و در ساختمانهای **۴۰ الی ۱۰۰ طبقه و حتی برای بیشتر از ۱۰۰ طبقه** بکار رفته است.

-شکل تکراری قابها در این سیستم سازه‌ای این امکان را فراهم می‌سازد که در اجرای سازه از قالبهای لغزنده استفاده کرده و سرعت اجرا را بالا برد.

نمونه ای از سیستم قابهای محیطی در شکل ۱۱و ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نمونه ای از سیستم قاب محیطی

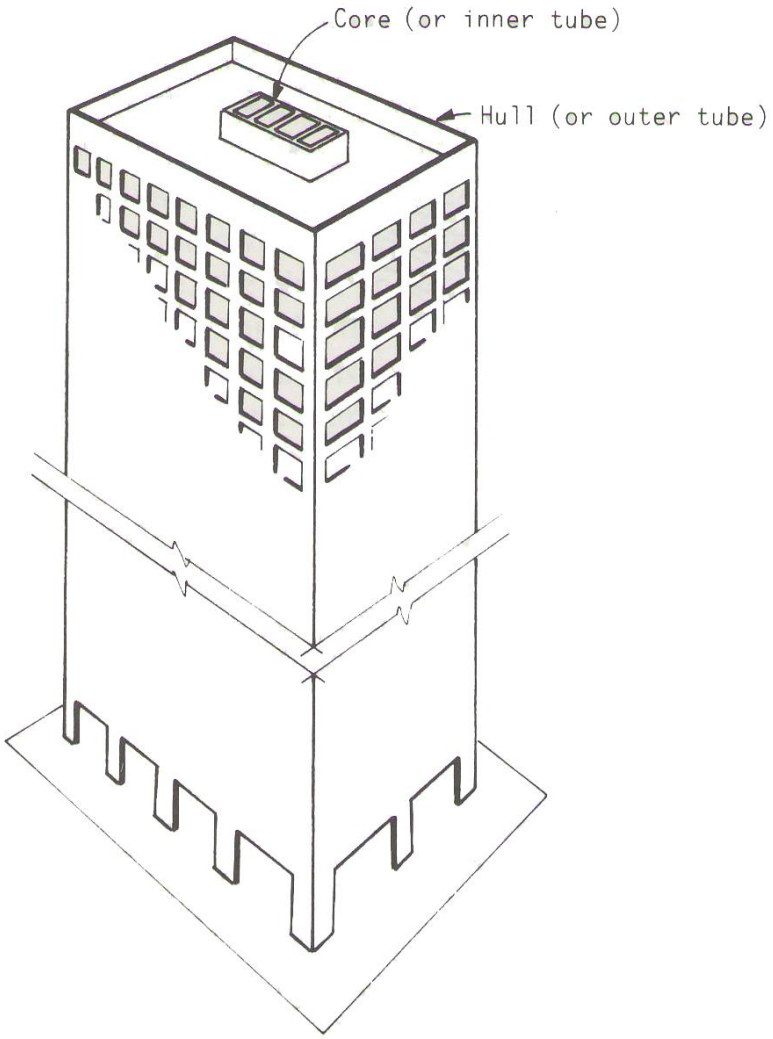


شکل ۱۱- نمونه ای از سیستم قاب محیطی

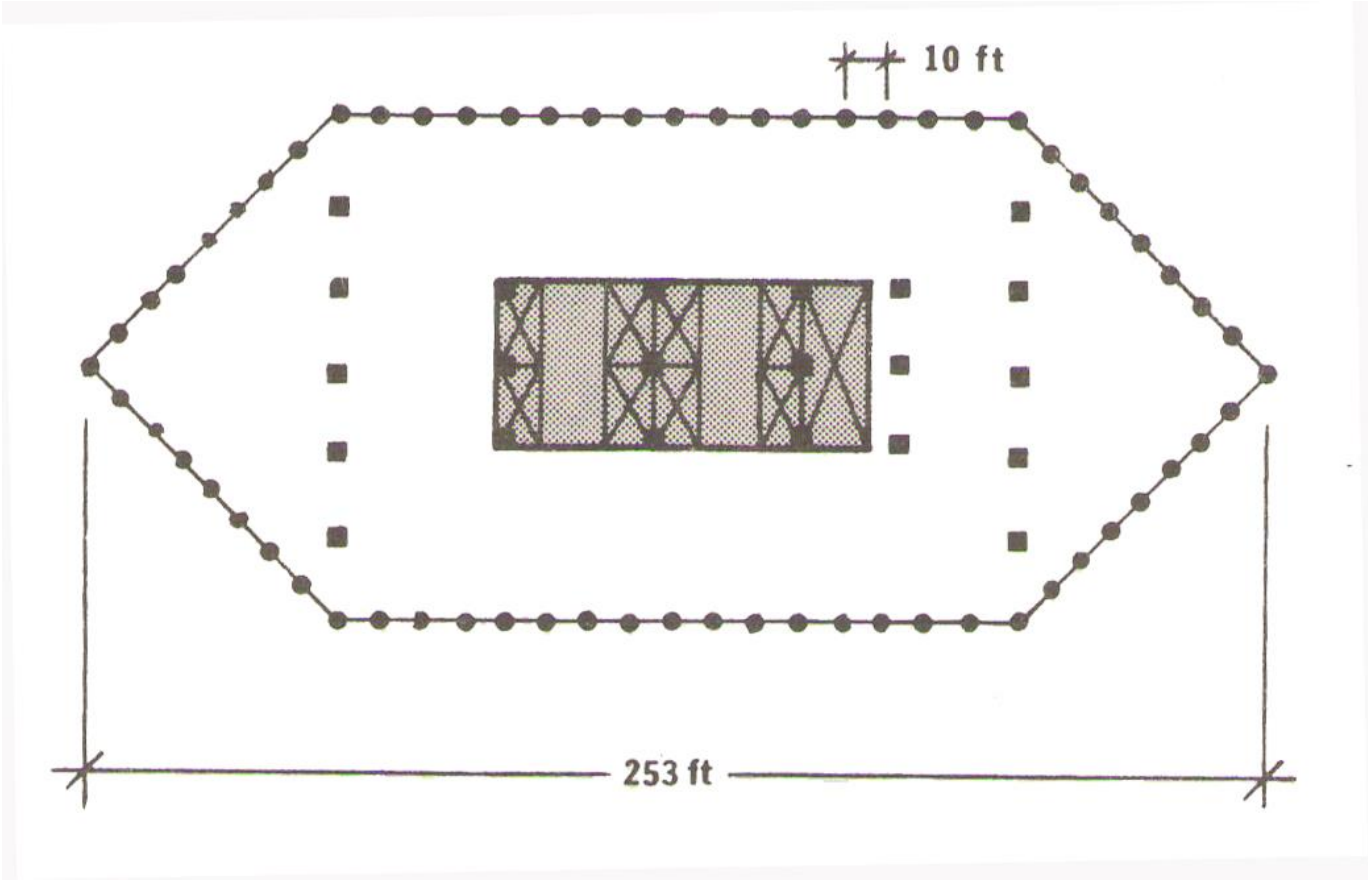
۷-۱- سیستم قابهای محیطی تو در تو یا لوله در لوله (Tube-In-Tube) یا سیستم هسته-پوسته (Hull-Core)

-این سیستم سازه ای شامل یک قاب محیطی خارجی یا «پوسته» و یک قاب یا هسته داخلی است. هسته و پوسته مشترکا بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می کنند. هسته ممکن است یک قاب باشد و یا از دیوارهای برشی تشکیل شود.

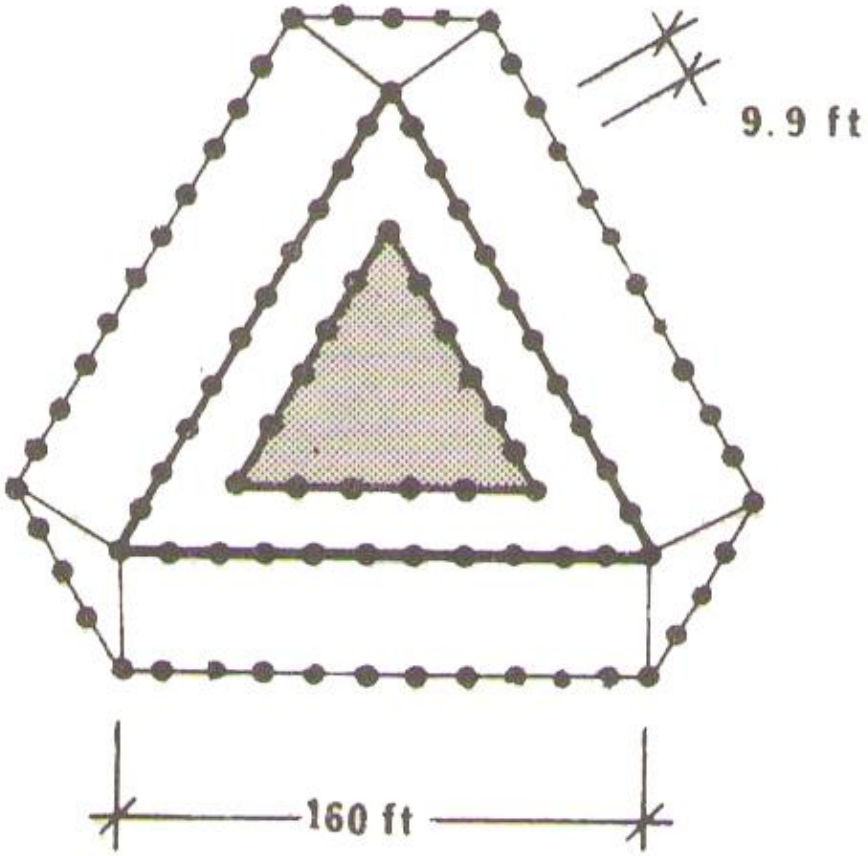
-در این سیستم، قاب محیطی خارجی و هسته داخلی در جهت افقی تا حدی مانند اعضای برشی و خمشی یک سازه قاب- دیوار با یکدیگر عمل می‌کنند. با این مزیت که سختی جانبی نسبی بیشتری دارند. در هر حال قاب محیطی به دلیل اینکه عمق سازه‌ای بیشتری نسبت به هسته دارد، نقش فعالتر و تعیین کننده‌تری نیز خواهد داشت.
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۲ و ۱۳نشان داده شده است.



شکل ۱۲- نمونه ای از سیستم قاب محیطی تو در تو



ادامه شکل ۱۲- نمونه ای از سیستم قاب محیطی تو در تو

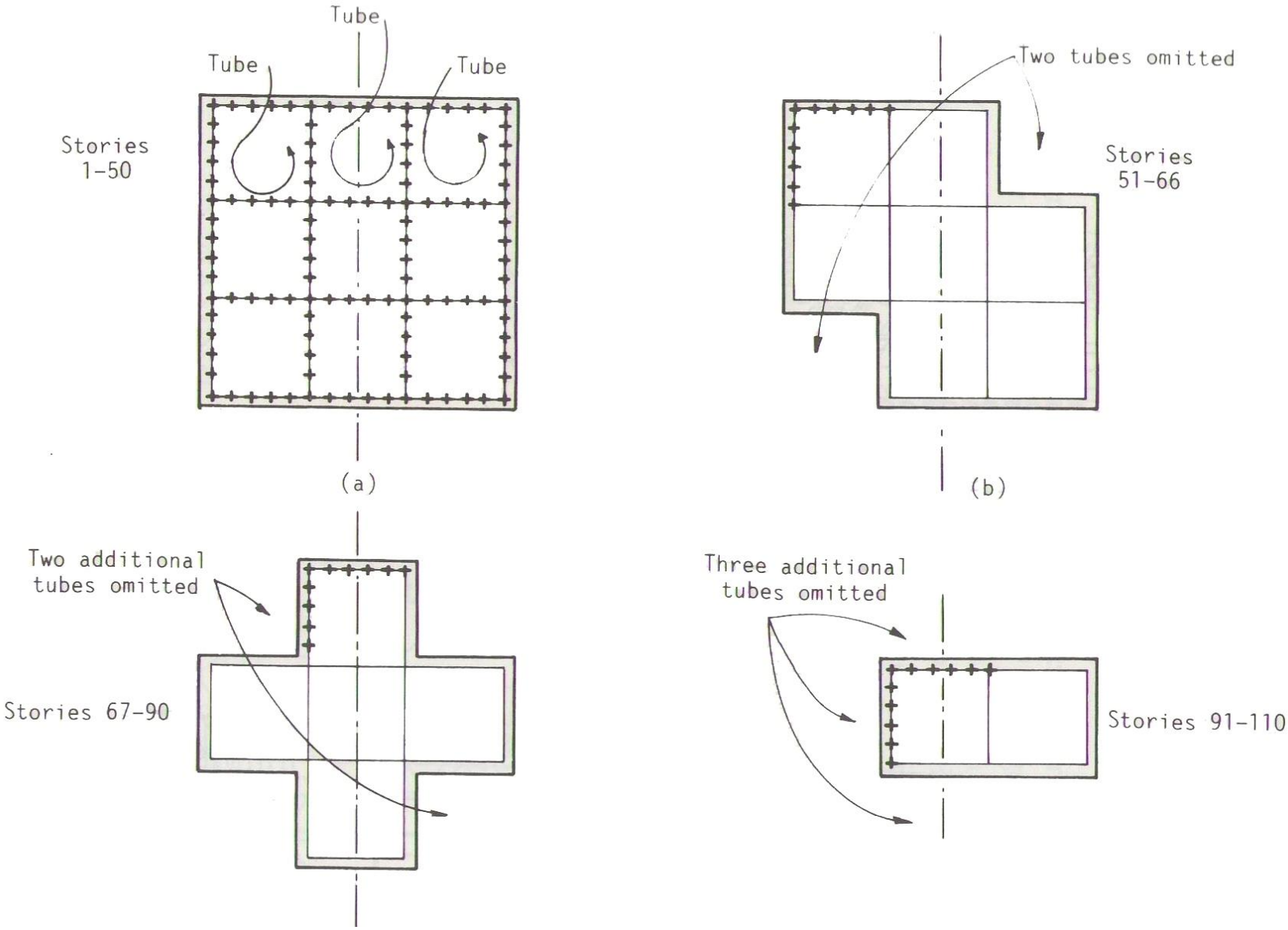


شکل ۱۳- نمونه ای از سیستم قاب محیطی تو در تو

۲-۷- سیستم قابهای محیطی دسته بندی شده(Bundled-Tube)

-در این سیستم سازه ای در پلان چند قاب محیطی وجود دارد، این سیتسم سازه ای در ساختمان Sears Tower شیکاگو مورد استفاده قرار گرفته است، در این ساختمان در هر جهت چهار قاب صلب فولادی در دو جهت عمود بر هم وجود دارد، که پس از اتصال به همدیگر یک دسته ۹ تائی قاب محیطی را تشکیل می دهند(شکل ۱۴).

-در این سیستم سازه ای نیز قابهای جهت بارهای جانبی بعنوان جانها و قابهای عمود بر جهت بارهای جانبی بعنوان بالهای یک طره مرکب عمل می کنند.
-در ساختمان Sears Tower شیکاگو بعضی از قابهای محیطی تا بالاترین طبقه ادامه نیافته‌اند و در نتیجه پلان ساختمان در طبقات بالا مانند شکلهای ۱۴-ب و پ و ت کوچکتر شده است.
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۱۴- نمونه ای از سیستم قاب محیطی دسته بندی شده

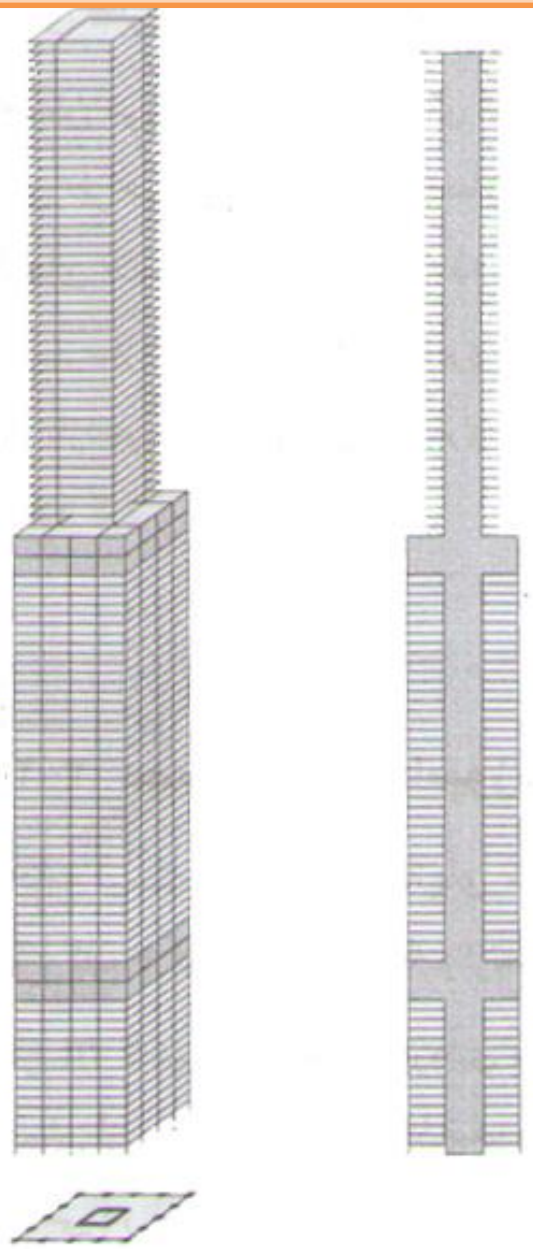
۳-۷- سیستم لوله در لوله(هسته و پوسته) با دیوارهای بتنی کمربندی (یا خرپاهای کمربندی)

در این سیستم سازه ای هسته نسبتا بزرگ دیوارهای برشی در مرکز ساختمان و قابهای صلب در محیط ساختمان قرار دارد.

دیوارهای برشی مرکزی (هسته) توسط دیوارهای بتنی معروف به دیوارهای کمربندی (معمولا به ارتفاع دو طبقه) یا خرپاهای فلزی به ستونها و قابهای محیطی بصورت یکپارچه متصل می شوند.

دیوارهای کمربندی در ارتفاع ساختمان، دیوارهای برشی مرکزی و ستونهای پیرامونی را به یکدیگر متصل نموده و باعث افزایش قابل توجه سختی و مقاومت سازه می گردد.

این سیستم سازه ای تا حدود ۱۱۰ طبقه می تواند سیستم مناسبی باشد.



شکل ۱۵- نمونه ای از سیستم هسته و پوسته با دیوار برشی کمربندی

۷-۴- قاب محیطی مشبک بتنی

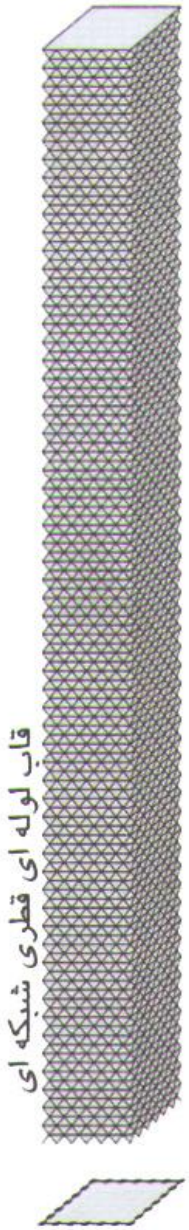
قاب محیطی مشبک ، بیشتر از اعضای قطری مربعی و یا مستطیلی شکل تشکیل می شود. در تراز کف طبقات از تیرهای بتن مسلح مستطیلی شکل استفاده می شود.

هر چه سازه بلند تر باشد سایز اعضای قطری و تیرها جهت تامین مقاومت و سختی افزایش می یابد.

قاب محیطی طوری طراحی میشود که به اعضای قطری قاب، فقط نیروهای محوری اعمال گردد در نتیجه با کاهش مصالح مصرفی بازدهی سیستم افزایش می یابد.

هرچه بافتهای سیستم شبکه ای قاب محیطی کوچکتر باشد بازدهی سازه افزایش می یابد و سایز اعضا کوچکتر می گردد.

این سیستم سازه ای تا حدود ۱۲۰طبقه می تواند سیستم مناسبی باشد.

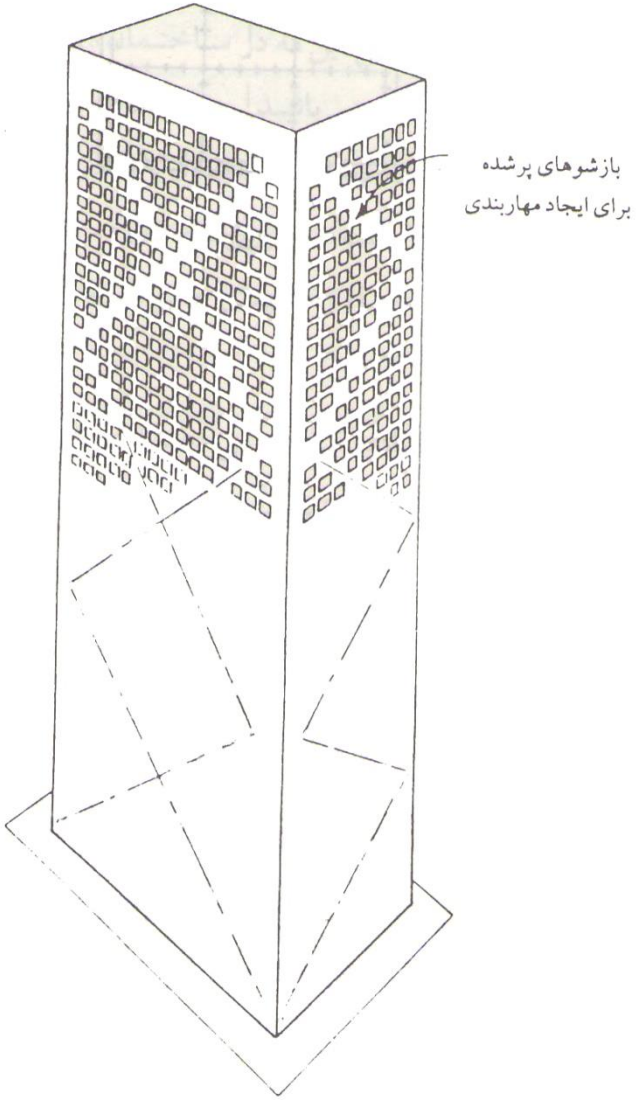


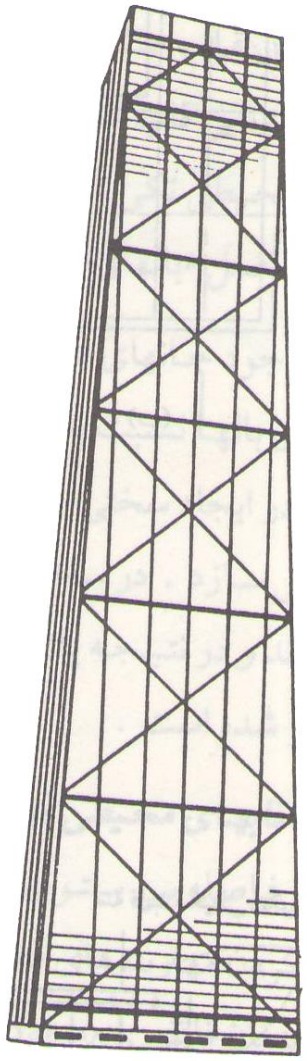
شکل ۱۶- نمونه ای از سیستم قاب محیطی مشبک

۷-۵- سیستم قابهای محیطی مهار بندی شده (Braced-Tube Structures)

-یک راه دیگر افزایش بازدهی قابهای محیطی در جهت افزایش فاصله بین ستونها و بالابردن پتانسیل آن برای استفاده در ساختمانهای بلندتر، اضافه کردن مهاربندهای قطری در پیرامون سازه است.

-در قاب محیطی فلزی، مهاربندها بر روی قاب صلب وجوه ساختمان بصورت مورب قرار می‌گیرند. و در سازه های بتنی مهاربندها شامل پانلهای بتنی به ابعاد بازشوها می‌باشند که درجا با قابها ریخته شده و بصورت قطری در وجوه ساختمان اجرا می‌گردند نمونه‌ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۵نشان داده شده است.





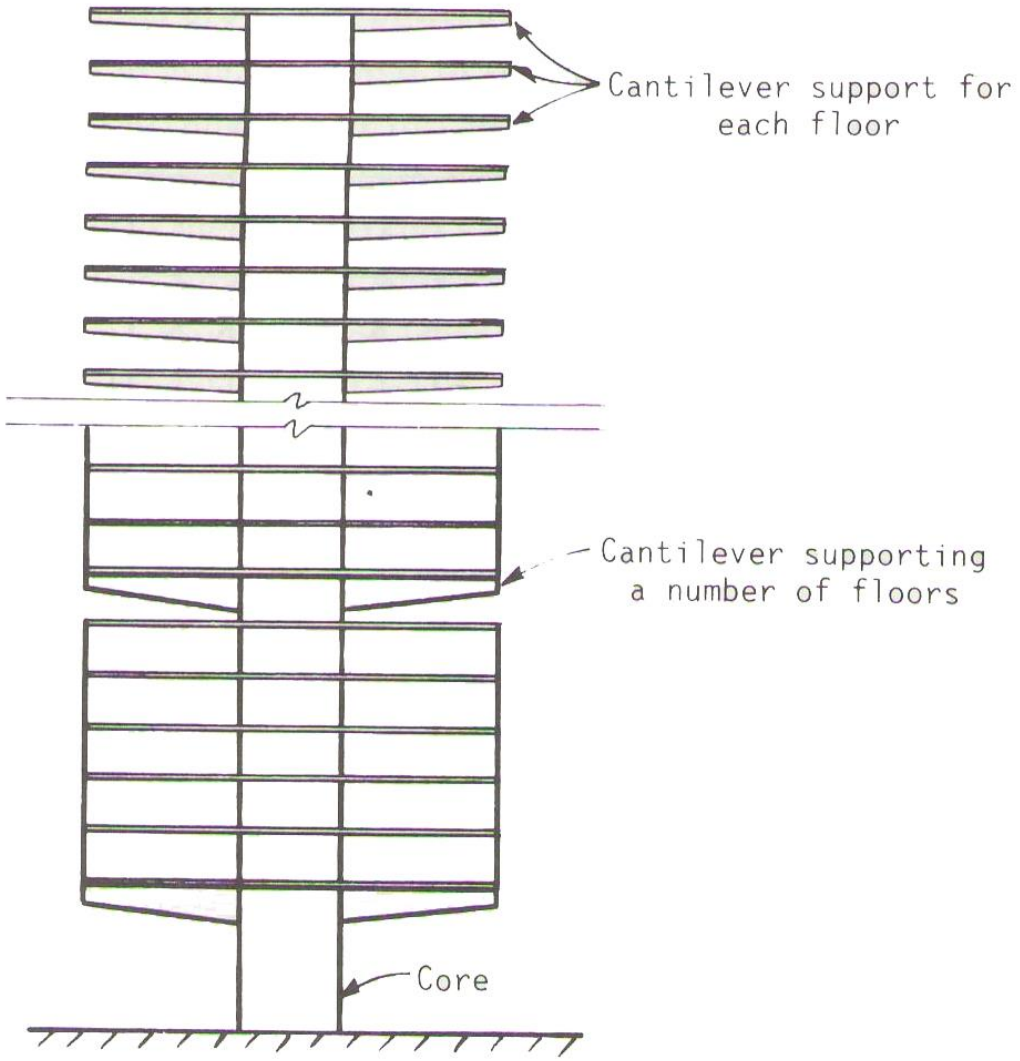
قاب محیطی مهاربندی شده بتنی
780 Third Avenue نیویورک

قاب محیطی مهاربندی شده فولادی
John Hancock شیکاگو

شکل ۱۵- نمونه ای از سیستم قاب محیطی مهار بندی شده

۸- سازه های هسته ای(Core-Structures)

-در این سیستم سازه‌ای یک هسته به تنهائی بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می کند. در برخی انواع آن، دالها در هر تراز توسط طره‌های متصل به هسته حمل می‌شوند و در بعضی دیگر دالها بین هسته و ستونهای محیطی قرار می‌گیرند.
-ستونهای محیطی در یک طبقه بر روی طره‌هائی در تراز کف مربوطه و یا بر روی یک طره حجیم به عمق چند طبقه واقع می‌شوند.
-یکی از **عیبهای مهم این سیستم سازه‌ای، کم بودن عمق موثر سازه‌ای هسته** است، که در نتیجه در تحمل بارهای جانبی کارآئی کمتری خواهد داشت و همچنین **تحمل بار کفها توسط طره‌ها که اعضای سازه‌ای با بازدهی بسیار کم** هستند، دیگر عیب این سیستم می‌باشد.
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۶ نشان داده شده است.



شکل ۱۶- نمونه ای از سیستم سازه ای هسته ای

سیستم سازه‌ای قاب صلب خمشی

یک سازه قاب صلب از تعدادی اعضای خمشی موازی یا متعامد شامل تیرها و ستونها و اتصالات مقاوم در برابر لنگر تشکیل می‌شود.

مزیت قاب‌های صلب سادگی سازه مستطیلی آن، شکل آزاد بدون مهار بندی و یا بدون دیوار برشی است، که امکان فضاسازیهای داخلی و خارجی و ایجاد بازشو در نقاط مطلوب را به راحتی فراهم می‌سازد قابهای صلب برای ساختمانهای تا ۲۰ طبقه معمولا اقتصادی است.

- بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله قاب های صلب تا ارتفاع های ذیل در ساختمانها قابل استفاده است.

۱- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد(ویژه) حداکثر ۲۰۰ متر ارتفاع و R=۷/۵

۲- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط حداکثر ۳۵ متر ارتفاع و R=۵

۳- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری معمولی برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر و R=۳ محدود می‌شود.

- در سیستم قاب صلب، در طبقات پایین به علت برش زیاد حاصل از بارهای جانبی، معمولا ابعاد تیرها مخصوصا ارتفاع آنها بیشتر است.

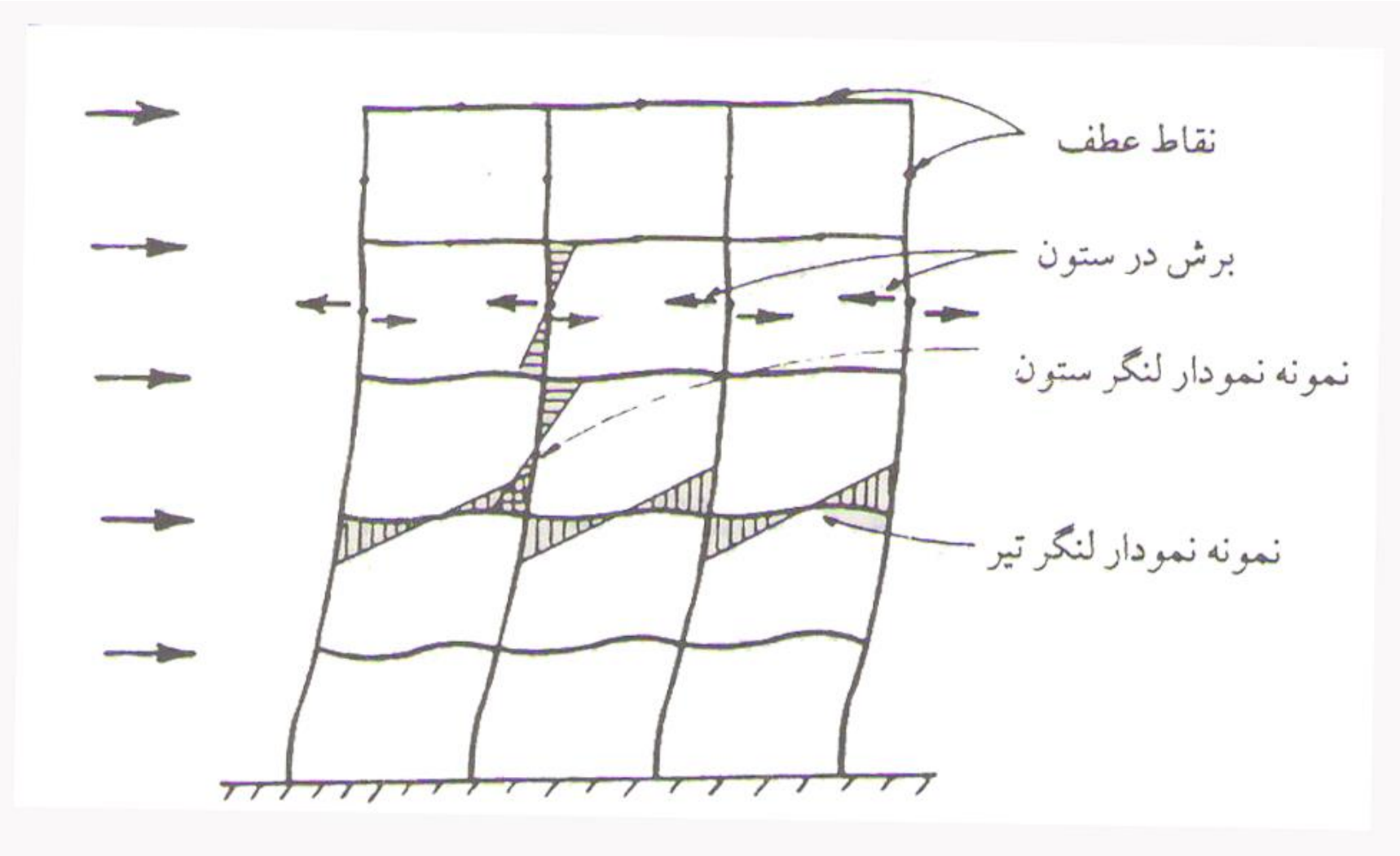
-در سیستم قابهای صلب، در تیرها در محل اتصال به ستونها، لنگرهای منفی ایجاد شده و باعث می گردد، لنگرهای مثبت تیرها در مقایسه با تیرهای با تکیه گاههای ساده به مراتب کمتر شود.

رفتار قاب صلب :

سختی افقی یک قاب صلب عموما توسط مقاومت خمشی شاه‌تیرها و ستونها و اتصالات آنها تامین می‌شود. مجموع برش‌های افقی بالای هر طبقه، توسط ستونهای آن طبقه تحمل می‌شود (شکل ۱۹). نیروی برشی باعث می‌شود که ستونهای یک طبقه تحت اثر خمش دو انحنایی با نقطه عطف در وسط ستونها قرار گیرند. لنگرهای وارد شده به یک اتصال از طریق ستونهای بالا و پایین، بوسیله شاهتیرهای متصل به آن تحمل می‌شود. این شاهتیرها نیز تحت لنگر خمشی دو انحنائی با نقطه عطف در وسط دهانه، قرار می گیرند.

تغییر شکلهای ستونها و شاهتیرها باعث تغییر مکان افقی هر طبقه و جابجائی وتری (Racking) قاب خواهد شد.

شکل تغییر مکان یافته یک قاب صلب در اثر جابجائی، بصورت برشی با تقعر در سمت بار جانبی و با حداکثر شیب در پای سازه و با حداقل شیب در بالای آن می باشد (شکل ۱۹).

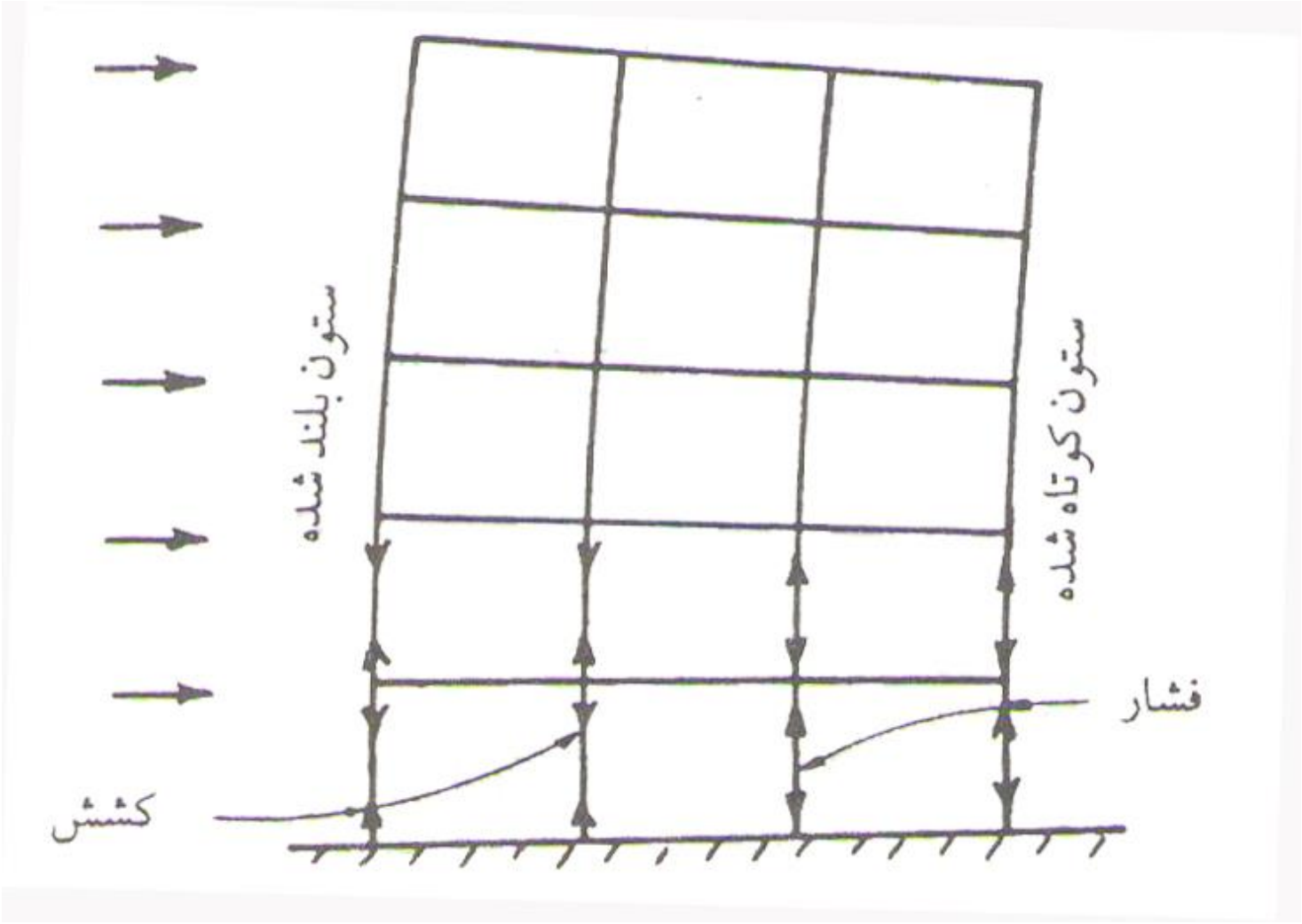


شکل ۱۹ – نیروها و تغییر شکلهای ناشی از برش در یک قاب صلب

در قابهای صلب لنگر کلی ناشی از بار افقی خارجی در تراز یک طبقه بوسیله کوپل حاصل از کشش محوری و نیروی فشاری در ستونهای انتهائی سازه تحمل می شود . کوتاه و بلند شدن ستونها در دو سمت مقابل سازه، باعث خمش کلی و تغییر مکانهای افقی می‌شود.

بدلیل جمع شدن اثرات چرخش سازه از پایین به بالا، جابجائی خمشی طبقه در اثر خمش کلی با ارتفاع افزایش یافته، و در اثر رفتار طره‌ای سازه، جابجائی وتری با ارتفاع کاهش می یابد. در نتیجه اثرات خمش کلی در جابجائی طبقات بالای ساختمان، بسیار بیشتر از اثرات رفتار طره‌ای سازه خواهد بود. با توجه به اینکه سهم اثرات خمش در جابجائی کل به جز قاب‌های صلب بسیار بلند، معمولا بیش از ده درصد سهم اثرات رفتار طره‌ای نیست. بنابراین شکل تغییر مکان یافته کلی یک قاب صلب غالبا ترکیبی برشی دارد (شکل ۱۹) .

در یک قاب صلب، لنگرهای منفی در کنار ستونها و لنگرهای مثبت با مقدار معمولا کمتر در منطقه وسط دهانه ظاهر می‌شوند. و به دلیل پیوستگی، لنگرهای خمشی شاهتیرها نسبت به بار زنده حساستر می‌باشد و بایستی نامساعدترین وضعیت استقرار بار زنده جهت محاسبه لنگرها در نظر گرفته شود.



شکل ۲۱ – نیروها و تغییر شکلهای ناشی از لنگر خارجی در یک قاب صلب

وابستگی قابهای صلب به ظرفیت تحمل لنگر ستونها برای مقاومت در برابر بارهای افقی، باعث می‌شود که **مقاطع ستونهای قاب صلب از ستونهای قابهای مهاربندی شده و با اتصالات ساده بزرگتر باشند**. در این نوع سازه‌ها شاهتیرها برای لنگرهای مثبت وسط دانه ها طراحی می‌شوند، در حالی که در قابهای صلب، شاهتیرها برای لنگر کنار ستونها که معمولا کمتر از لنگر مثبت فوق هستند، طرح می‌شوند. در نتیجه **شاهتیرهای قابهای صلب نسبت به شاهتیرهای قابهای مهاربندی شده کوچکتر می باشند.**

تحلیل قابهای صلب

الف- تحلیل های دقیق

۱ - روش ماتریسی

در این روش رابطه بین نیروهای متناظر با درجات آزادی و تغییر فرمهای درجات آزادی سازه را بصورت رابطه زیر تشکیل داده و از حل معادله تغییر فرمها و در نتیجه نیروهای داخلی اعضا محاسبه می شود.

$$[P]=[K][\Delta]$$

۲- روش پخش لنگر

۳- روش کامپیوتری

ب- تحلیل های تقریبی

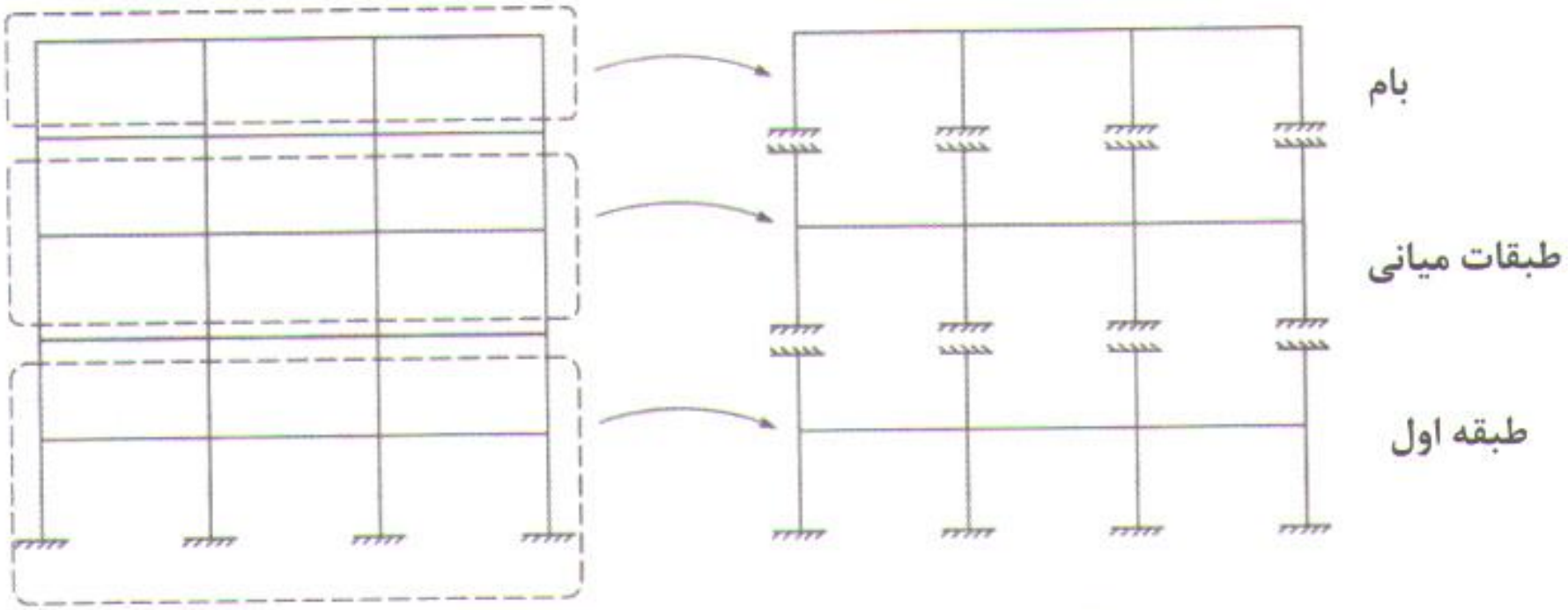
۱- روش یک دهم دهانه برای بارهای ثقلی

در این روش در فاصله یک دهم دهانه تیرها نقطه عطف در نظر گرفته می شود.

۲- روش قاب های جز برای بارهای ثقلی

در این روش بالای ستونهای طبقه بالا و پایین ستونهای طبقه پایین طبقه مورد نظر را فیکس در نظرگرفته و قاب جز حاصل را با روشهایی از جمله روش پخش لنگر تحلیل می کنیم.

در این روش در واقع از اثر طبقات دیگر در نیروهای داخلی طبقه مورد نظر صرفنظر می کنیم.



الف: قاب اصلی

ب: قاب جزء

۳- روش روابط آیین نامه ها برای بارهای ثقلی

در حالتی که اختلاف دهانه های مجاور در قابها بیشتر از ۰/۱۵ دهانه نباشد از روابط آیین نامه ها جهت محاسبه لنگرهای خمشی مثبت و منفی حداکثر و نیروهای برشی حداکثر می توان استفاده کرد.

لنگر خمشی مثبت در دهانه‌های کناری	$M_u^+ = \frac{W_u \ell_n^2}{14} + \frac{\ell_n}{6} \sum P_u$
لنگر خمشی مثبت در دهانه‌ی میانی	$M_u^+ = \frac{W_u \ell_n^2}{16} + \frac{\ell_n}{7} \sum P_u$
لنگر خمشی منفی در لبه‌ی داخلی ستون خارجی	$M_u^- = \frac{W_u \ell_n^2}{16} + \frac{\ell_n}{10} \sum P_u$
لنگر خمشی منفی در لبه‌ی خارجی اولین ستون داخلی	$M_u^- = \frac{W_u \ell_n^2}{9} + \frac{\ell_n}{6} \sum P_u$
لنگر خمشی منفی در لبه‌ی ستون داخلی	$M_u^- = \frac{W_u \ell_n^2}{10} + \frac{\ell_n}{6.5} \sum P_u$
لنگر خمشی منفی در لبه‌ی دیوار موازی قاب	$M_u^- = \frac{W_u \ell_n^2}{12} + \frac{\ell_n}{7} \sum P_u$
لنگر خمشی منفی در تکیه‌گاه تیرهای طره	$M_u^- = \frac{3W_u \ell_n^2}{4} + \ell_n \sum P_u$
برش در لبه‌ی خارجی اولین ستون داخلی	$V_u = 1.15 \frac{W_u \ell_n}{2} + 0.8 \sum P_u$
برش در لبه‌ی سایر ستون‌ها	$V_u = \frac{W_u \ell_n}{2} + 0.75 \sum P_u$
برش در تکیه‌گاه تیرهای طره	$V_u = W_u \ell_n + \sum P_u$

W_u: شدت بار گسترده‌ی یکنواخت روی تیر

$\sum P_u$: مجموع بارهای متمرکز واقع روی دهانه

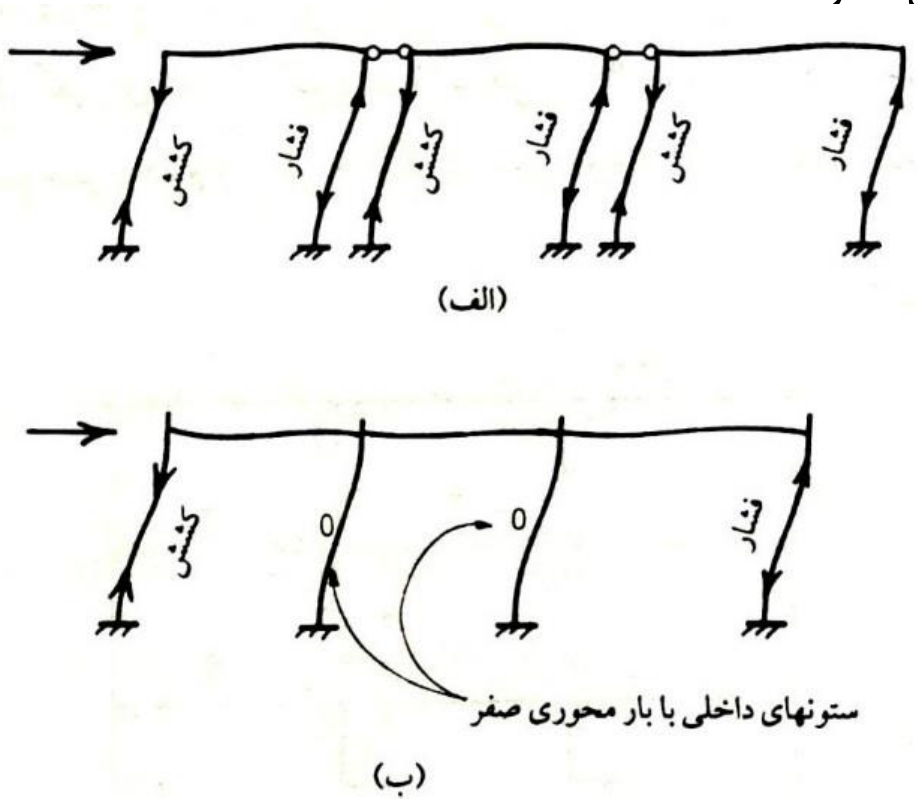
۴- روش پرتال برای بارهای جانبی

این روش برای قابهایی که جابجایی وتری(تغییر شکل برشی) در آنها تعیین کننده است مناسب می باشد، بیشتر برای سازه های با لاغری و ارتفاع متوسط مناسبتر است (تا ۲۵ طبقه و حداکثر ارتفاع به عرض ۴).

در این روش در وسط ستونها و تیرها نقطه عطف در نظر گرفته می شود.

نیروی برشی طبقه توسط ستونهای طبقه متحمل می گردد، برش طبقه به نسبت عرض بارگیر هر ستون بین آنها تقسیم می شود.

با مشخص شدن برش ستونها با نوشتن معادله تعادل در هر گره نیروهای داخلی اعضا محاسبه می شود.



شکل ۱- الف- مدل قابهای مجزا در روش پرتال، ب- قابهای پرتال سرهم بندی شده

۵- روش طره ای

این روش بر این اصل استوار است که قابهای لاغر و بلند در اثر بارهای افقی بصورت یک طره خمشی تغییر شکل می دهند.

قابلیت این روش با بلندتر و لاغر تر شدن قابها و همچنین سختتر شدن تیرها افزایش می یابد و برای قابهای تا ۳۵ طبقه و حداکثر ارتفاع به عرض ۵ مناسبتر است.

در این روش نیز در وسط تیرها و ستونها نقطه عطف در نظر گرفته می شود و تیرها و ستونها تحت خمش دو انحنایی قرار میگیرند.

در این روش نیروی محوری ایجاد شده در هر ستون با فاصله آن از مرکز سطح ستونها متناسب است.

در روش طره ای در وسط هر طبقه لنگر خمشی ناشی از بارهای جانبی را محاسبه و نیروی محوری هر ستون را با رابطه زیر محاسبه می کنیم.

محاسبه مرکز سطح ستونها

$$\bar{x} = \frac{\sum_{k=1}^{n} (A\,x)_k}{\sum_{k=1}^{n} A_k}$$

محاسبه ممان اینرسی ستونها حول مرکز سطح ستونها

$$I_i = \sum_{k=1}^{n} A_k C_k^2$$

$\bar{x}$ = فاصله مرکز سطح ستونهای طبقه از مبدا و x فاصله هر ستون از مبدا

A = مساحت مقطع ستون n = تعدادستونهای طبقه i

اگر مساحت ستونها مشخص نباشد آن را برابر واحد فرض می کنیم.

C_j = فاصله مرکز ستون از مرکز سطح ستونها

نیروی محوری ستونها در هر طبقه از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F_k = \frac{MC_k}{I} A_k$$

با مشخص شدن نیروی محوری ستونها با نوشتن معادلات تعادل در گرهها می توان نیروهای داخلی اعضا را محاسبه نمود.

محاسبه تغییر شکلهای قاب صلب به روش تقریبی:

جابجایی در سازه های غیر لاغر عمدتا در اثر رفتار طره ای سازه ایجاد می شود.

جابجایی وتری که نتیجه رفتار طره ای سازه است، شامل دو مولفه است:

مولفه اول ناشی از چرخش گرهها و خمش دو انحنایی تیرهاست.

مولفه دوم ناشی از خمش دو انحنایی ستونهاست.

خمش کلی سازه که در اثر تغییرشکلهای محوری ستونها ایجاد می شود در جابجایی قاب موثر خواهد بود.
اگر قاب دارای نسبت ارتفاع به عرض کمتر از ۴ به ۱ باشد، تاثیر خمش در جابجایی کل سازه کمتر از ده درصد تاثیر رفتار طره ای است.

- **مولفه های جابجایی**

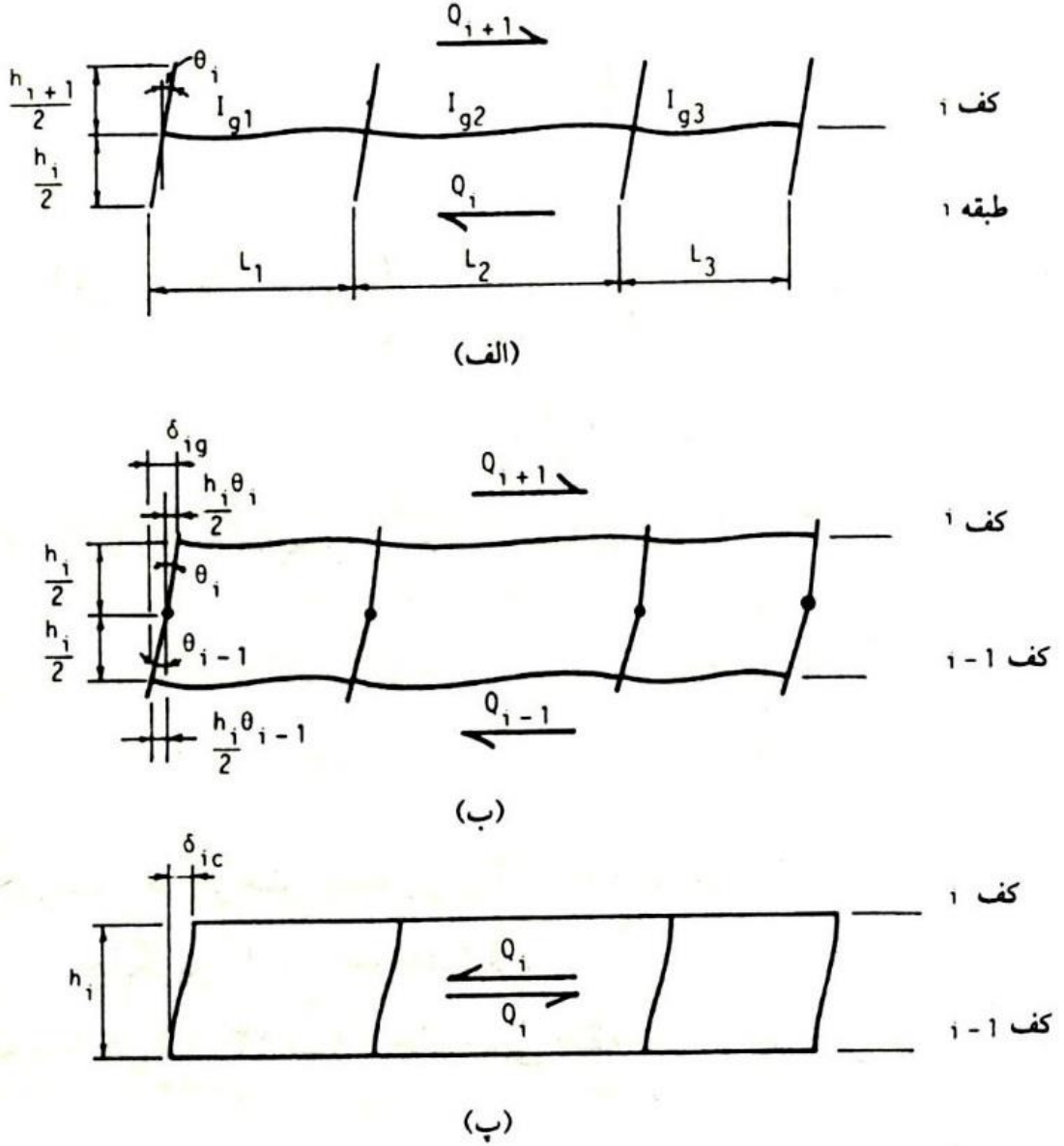
در آنالیز جابجایی قاب فرض می شود نقاط عطف خمش در وسط ستونها و تیرها قرار دارد، این فرض در اکثر طبقات غیر از طبقات نزدیک به بالا و پایین قاب فرض قابل قبولی است.

۱- جابجایی طبقه در اثر خمش تیرها:

طبقه ای از یک قاب صلب در تراز i که شامل تیرها و ستونها به ارتفاع نصف طبقه در بالا و پایین هر گره است در نظر می گیرم(شکل ۲-الف).

جهت محاسبه جابجایی ناشی از خمش تیرها، ستونها را صلب فرض می کنیم.
متوسط چرخش گره ها را می توان بصورت تقریبی با رابطه زیر بیان نمود:

$$\Theta = \text{(جمع سختی خمشی گرهها)} / \text{(لنگر کل وارد شده بر گرهها)} \qquad (1)$$



شکل ۲- الف- چرخش گره در اثر خمش تیر، ب- جابجایی طبقه در اثر خمش تیر
پ- جابجایی طبقه در اثر خمش ستون

$$\text{لنگر کلی} = \frac{Q_i h_i}{2} + Q_{i+1}\frac{h_{i+1}}{2} \qquad (2)$$

$$\text{سختی خمشی کل} = 6E\left[\frac{I_{g1}}{L_1} + \left(\frac{I_{g1}}{L_1} + \frac{I_{g2}}{L_2}\right) + \left(\frac{I_{g2}}{L_2} + \frac{I_{g3}}{L_3}\right) + \frac{I_{g3}}{L_3}\right]$$

$$= 12E\sum_{j=1}^{m}\left(\frac{I_g}{L}\right)_i \qquad (3)$$

$$\theta_{ig} = \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{24E\sum_{j=1}^{m}\left(\frac{I_g}{L}\right)_i} \qquad (4)$$

رابطه مشابهی برای چرخش متوسط طبقه زیرین(i-1)می توان نوشت.

$$\delta_{ig} = \frac{h_i}{2}\left(\theta_{i-1} + \theta_i\right) \qquad (4)$$

$$\delta_{ig} = \frac{h_i}{2}\left[\frac{Q_{i-1}h_{i-1} + Q_i h_i}{24E\sum_j \left(\frac{I_{gj}}{L_j}\right)_{i-1}} + \frac{Q_i h_i + Q_{i+1}h_{i+1}}{24E\sum_j \left(\frac{I_{gj}}{L_j}\right)_i}\right] \qquad (5)$$

با فرض اینکه تیرهای طبقه i و i-1 مشابهند و ارتفاع طبقات یکسان بوده و متوسط Q_{i+1} و Q_{i-1} برابر Q_i باشد:

$$\delta_{ig} = \frac{Q_i h_i^2}{12E\sum_j \left(\frac{I_{gj}}{L_j}\right)_i} \qquad (6)$$

m = تعداد دهانه های قاب در طبقه i

۲- جابجایی طبقه در اثر خمش ستونها:

جهت محاسبه جابجایی ناشی از خمش ستونها، تیرها را صلب فرض می کنیم.
بنابراین جابجایی سازه در طبقه i مطابق شکل ۱-پ برابر خواهد شد با:

$$\delta_{ic} = \frac{Q_i h_i^3}{12E\sum_k (I_{ck})_i} = \frac{Q_i h_i^2}{12E\sum_k \left(\frac{I_{ck}}{h}\right)_i} \qquad (7)$$

k= شماره ستونهای طبقه i

۳- جابجایی طبقه در اثر خمش کلی سازه:

گرچه ممکن است جابجایی ناشی از خمش کل سازه در مقایسه با جابجایی ناشی از رفتار طره ای ناچیز باشد، ولی باید توجه داشت که شیب خمشی سازه با ارتفاع افزایش می یابد، در نتیجه در طبقات بالا که جابجایی برشی کمتر از طبقات پایین است، جابجایی خمشی می تواند تاثیر زیادی در جابجایی طبقه داشته باشد.

جابجایی خمشی را می توان با فرض اینکه سازه دارای رفتار خمشی طره ای و ممان اینرسی معادل ممان اینرسی ستونهاست تخمین زد:

$$I_i = \sum_{k=1}^{n} A_k C_k^2 \qquad (8)$$

در نمودار M/EI سطح زیر نمودار از پای سازه تا وسط طبقه i شیب طبقه i را مشخص می کند(θ_{if}).

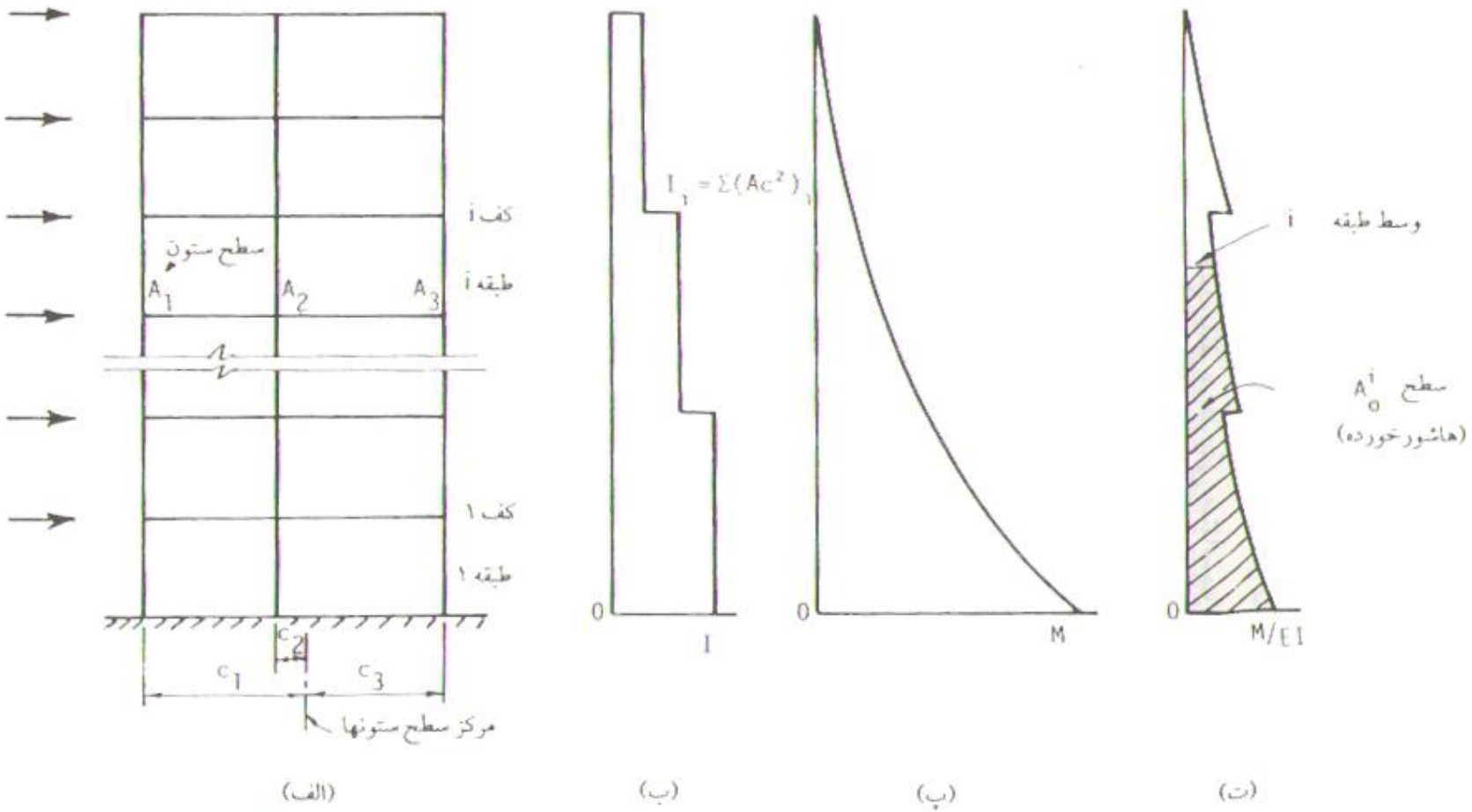
$$\theta_{if} = A_o^i \qquad (9)$$

$$\delta_{if} = h_i \theta_{if} = h_i A_o^i \qquad (10)$$

- جابجایی طبقه و جابجایی کل:

جابجایی نهایی در طبقه i برابراست با:

$$\delta_i = \delta_{ig} + \delta_{ic} + \delta_{if} \qquad (11)$$



شکل ۳- الف- سازه قابی، ب- توزیع ممان اینرسی ها پ- توزیع لنگر خمشی M
ت-نمودار M/EI

$$\delta_i = \frac{Q_i h_i^2}{12E\sum\left(\frac{I_g}{L}\right)_j} + \frac{Q_i h_i^2}{12E\sum\left(\frac{I_c}{h}\right)_k} + h_i A_o^i \qquad (12)$$

$$\sum\left(I_g/L\right)_j = G_i \quad , \quad \sum\left(I_c/h\right)_k = C_i$$

$$\delta_i = \frac{Q_i h_i^2}{12E}\left(\frac{1}{G} + \frac{1}{C}\right)_i + h_i A_o^i \qquad (13)$$

فرض قرار گرفتن نقطه عطف در وسط ستونها در طبقه اول نمی تواند صحیح باشد در این طبقه برای جابجایی خمش ستون و تیر از روابط نیمه تجربی زیر استفاده می شود.

اگر اتصال پای ستون گیردار باشد:

$$\delta_{1,g+c} = \frac{Q_1 h_1^2}{12E} \frac{\left(\frac{2}{3G_1} + \frac{1}{C_1}\right)}{\left(1 + \frac{C_1}{6G_1}\right)} \qquad (14)$$

اگر اتصال پای ستون مفصلی باشد:

$$\delta_{1,g+c} = \frac{Q_1 h_1^2}{12E}\left(\frac{3}{2G_1} + \frac{4}{C_1}\right) \qquad (15)$$

در نتیجه جابجایی کل در طبقه n برابر رابطه زیر خواهد شد:

$$\Delta_n = \sum_{i=1}^{n} \delta_i \qquad (16)$$

-کنترل جابجایی ها:

ابعاد اعضای قابهای صلب بلند بطریقی متناسب گردندکه ابتدا خمش تیرها و پس از آن خمش ستونها عوامل اصلی جابجایی باشند.

بنابراین افزایش ابعاد تیرها موثرترین و اقتصادی ترین روش کنترل جابجایی طبقه می باشد.

برای اصلاح ابعاد تیرهای تراز i و کنترل جابجایی، با صرفنظر کردن از جابجایی ناشی از خمش کلی می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\sum_j \left(I_g / L \right)_{ji} = \frac{Q_i h_i}{12E\left[\left(\frac{\delta_i}{h_i} \right) - \frac{Q_i h_i}{12E \sum_k \left(I_c / h \right)_{ki}} \right]} \qquad (17)$$

در رابطه ۱۷، δ_i جابجایی مجاز طبقه می باشد.

اگر ابعاد اعضا نا متناسب باشند، بصورتی که خمش ستون عامل تعیین کننده جابجایی شود، برای اصلاح ابعاد ستونها می تواند در رابطه ۱۷ مقادیر $\sum(I_g/L)_{ji}$ و $\sum(I_c/h)_{ki}$ را جا به جا و استفاده نمود.

تشخیص این که آیا ابتدا تیرها و یا ستونها باید اصلاح شوند به صورت زیر پیشنهاد میگردد:

در ترازی که جابجایی بحرانی است، مقدار ψ گره بالا و پایین محاسبه می شود:

$$\psi = \sum \frac{I_c}{h} \Big/ \sum \frac{I_g}{L}$$

اصلاحات به صورت زیر انجام می شود:

۱- اگر $\psi > 0.5$ باشد، ابعاد تیرها اصلاح می شوند.

۲- اگر $\psi < 0.5$ باشد، ابعاد ستونها اصلاح می شوند.

۳- اگر $\psi = 0.5$ باشد، ابعاد ستونها و تیرها اصلاح می شوند.

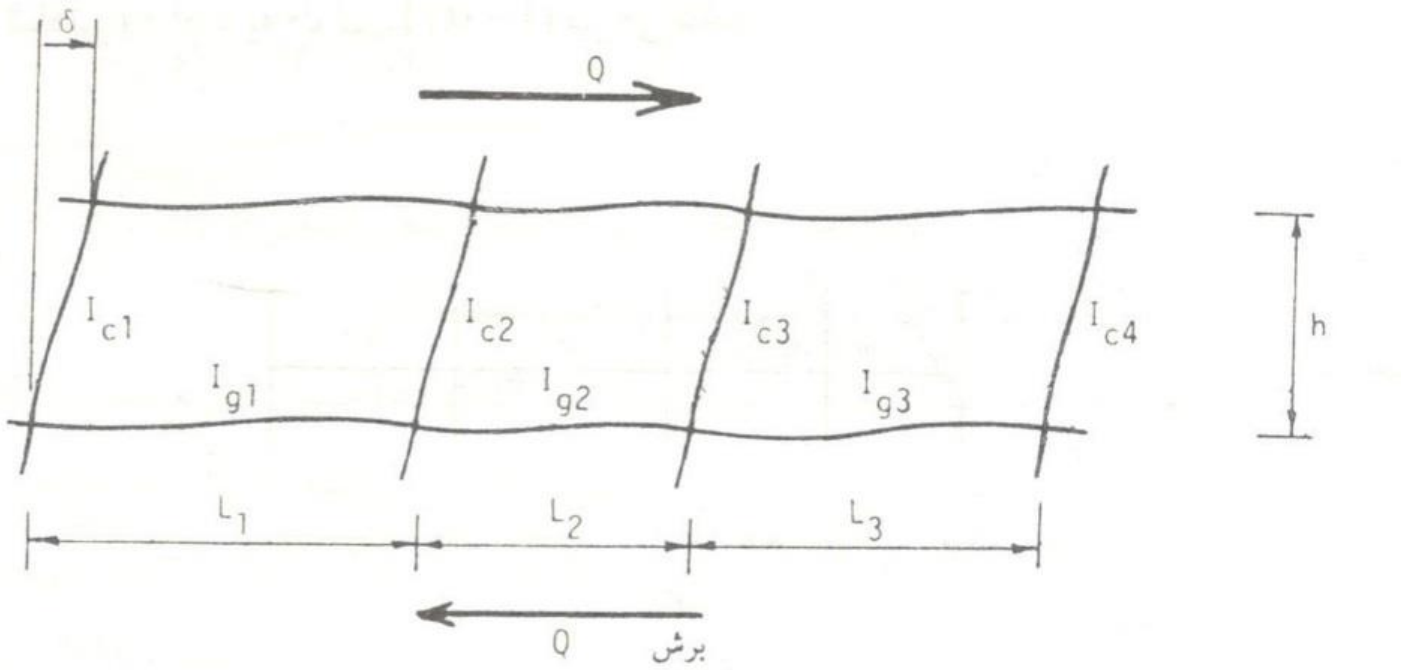
صلبیت برشی طبقه:

صلبیت برشی طبقه (GA) عبارت است از نیروی برشی لازم برای ایجاد یک واحد تغییرمکان در یک واحد ارتفاع، که با توجه به شکل ۲۵ با رابطه زیر می توان بیان نمود.

$$(GA) = \frac{Q}{\delta / h} = \frac{Qh}{\delta} \qquad (28)$$

برای یک طبقه از یک قاب صلب صلبیت برشی از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$GA = \frac{24E}{h\left(\frac{2}{\sum Kc} + \frac{1}{\sum K_{bb}} + \frac{1}{\sum K_{bt}}\right)} \qquad (29)$$



شکل ۲۵- یک طبقه از قاب صلب تحت اثر برش

GA = صلبیت نسبی در هر طبقه از یک قاب

E = مدول الاستیسیته مصالح قاب

ΣK_c = مجموع سختی های خمشی ستونها در طبقه مورد نظر $(\Sigma \frac{I}{h})$

ΣK_{bb} = مجموع سختی های خمشی تیرهای تحتانی طبقه مورد نظر $(\sum \frac{I}{L})_{bb}$

ΣK_{bt} = مجموع سختی های خمشی تیرهای فوقانی طبقه مورد نظر $(\Sigma \frac{I}{L})_{bt}$

h= ارتفاع طبقه

در طبقات پائین ساختمان صلبیت جانبی طبقه را با روابط زیر می توان محاسبه کرد.

الف- اگر پای ستون گیردار باشد:

$$GA = \frac{24E}{h\left(\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_{bt} + \frac{\sum K_c}{12}}\right)} \qquad (۲)$$

ب- اگر پای ستون مفصلی باشد:

$$GA = \frac{24E}{h\left(\frac{8}{\sum K_c} + \frac{3}{\sum K_{bt}}\right)} \qquad (۳)$$